



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية



MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE  
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

UNIVERSITE -SAAD DAHLEB- BLIDA 1  
جامعة سعد دحلب -البليدة 1-

Faculté de Technologie  
كلية التكنولوجيا

Département de Génie Civil  
دائرة الهندسة المدنية

## MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDES مذكرة نهاية التخرج

Pour l'Obtention du diplôme  
DE MASTER EN GENIE CIVIL  
D'option construction métallique et mixte

### THÈME

Etude d'un bâtiment (R+12) d'usage administrative en charpente métallique  
Contreventé par des palées de stabilité

Présenter par :

**Brahim Abdeldjalil**

**U.SAAD DAHLEB BLIDA 1**

**Bouasli abdellah**

**U.SAAD DAHLEB BLIDA 1**

**Moualid abdelrezak**

**U.SAAD DAHLEB BLIDA 1**

**Devant les membres de jury :**

Président : **M<sup>er</sup> K.RAHMANI**

Examinatrice : **M<sup>er</sup> S.A.ALLALI**

Promotrice : **M<sup>me</sup> M. BEREDIAFE BOURAHLA**

Co – Promoteur : **M<sup>er</sup> SALIM TAFRAOUT**

**PROMOTION : 2021-2022**

## Résumé

Ce projet de fin d'études d'un Immeuble du bureau en charpente métallique ou sa stabilité est assuré par portiques et palées de stabilité en V. Il est implanté dans la wilayad'Alger qui est classée comme zone de forte sismicité (**Zone III**) selon le **RPA 99 version 2003**.

L'étude dynamique a été faite sur le logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis 2019**.

Le dimensionnement des éléments résistants et l'assemblage a été effectué conformément aux règlements : (**RPA 99 2003, CCM97, EC3 et BAEL 91**).

Mots clés : Charpente métallique, forte sismicité, assemblage.

---

## Abstract

This Project of end study for the master degree is about the construction and the conception of high 12 floor building in steel frame and V-shaped stability bents located at Algiers (Zone III high seismic zone) according to **RPA 99 version 2003**.

However, we did a simulation of the dynamic status using **Autodesk Robot Structural Analysis 2019** software that gives us the right frames and assembly to use in this building according the next regulations: (**CCM97, EC3 and BAEL 91**).

Keywords: Project; Steel Frame; assembly; seismic zone

---

## ملخص

مشروع نهاية الدراسة هذا لمبنى إداري نو 12 طابق في إطار فولاذي حيث يتم ضمان ثباته بواسطة جسور و أعمدة

الاستقرار ذات الشكل **V** الواقع بالجزائر ذات المنطقة عالية الزلزال (منطقة 3) وفقا للمعيار **RPA 99 Version 2013**

تم إجراء محاكاة لمعرفة الحالة الديناميكية باستعمال برنامج **Autodesk Robot Structural Analysis 2019**

الذي قام باعطاء الاطارات و الاعمدة اللازمة لتحقيق التوازن و التناغم لهذا المبنى عن طريق المعايير (**CCM97, EC3 BAEL 91**)

الكلمات الرئيسية: إطار فولاذي ،اطارات ، زلزال ، ديناميكية

**DEDICACES :**

**Nous dédions ce modeste travail :**

- ❖ **Au Dieu le Tout-Puissant Allah**
- ❖ **A nos chers frères et sœurs et à toute ma famille.**
- ❖ **A tous nos amis.**
- ❖ **A tous nos collègues du secteur du GENIE CIVIL.**
- ❖ **A travailleurs de l'entreprise SIDEM de Bouzaria**

## **Remerciements**

Au nom d'Allah, le tout miséricordieux, le très miséricordieux et le tout clément. Et que la paix et la bénédiction d'Allah soient sur son Prophète et Messager, Mohammed, ainsi que sur sa famille et ses compagnons.

Nous remercions tout d'abord Allah le tout puissant de nous avoir donné le courage et la volonté d'élaborer ce travail.

Nous adressons toutes nos profondes reconnaissances et nos vifs remerciements à notre promotrice Mme BEREDIAFE BOURAHLA, et co-Promoteur monieur SALIM TAFRAOUT pour leur aide, leur patience, leur volonté et leur surveillance éclairée tout au long de la rédaction de cette lettre

Nous souhaitons également remercier L'entreprise Sidem .monsieur Karim ben isaad , pour leur aide à la réalisation de ce travail.

Nous remercions aussi les membres du jury, pour l'honneur qu'ils nous ont faits, en acceptant de nous évaluer sur notre travail.

Et enfin nous souhaitons exprimer nos plus grandes reconnaissances à nos parents, nos amis, nos collègues pour leur contribution à la réalisation de ce travail.

## Liste des Tableaux

Tableau I.1 : Caractéristiques des nuances d'acier	10
Tableau II.1 : Charge permanente de la terrasse	15
Tableau II.2 : Charge permanente de plancher courant	15
Tableau II.3 : Charge permanente de l'escalier volée	16
Tableau II.4 : Charge permanente du palier escalier	16
Tableau II.5 : Les charges repris par la solive (phase de construction)	18
Tableau II.6 : Les caractéristiques du profilé IPE240	18
Tableau II.7 : Vérification de l'effort tranchant et le moment fléchissant	18
Tableau II.8 : Vérification du déversement dans la solive	19
Tableau II.9 : Re-vérification du déversement	20
Tableau II.10 : Les charges repris par la solive (phase finale)	20
Tableau II.11 : Position de l'axe neutre	21
Tableau II.12 : Vérification de l'effort tranchant et le moment fléchissant	22
Tableau II.13 : Résistance au cisaillement	24
Tableau II.14 : Influence du sens du bac d'acier sur la solive	26
Tableau II.15 : Nombre des goujons des solives	26
Tableau II.16 : Les caractéristiques du profilé IPE450	27
Tableau II.17 : Les réactions des solives (phase de construction)	28
Tableau II.18 : Les charges repris par la poutre (phase de construction)	28
Tableau II.19 : Vérification de l'effort tranchant et le moment fléchissant	28
Tableau II.20 : Vérification de la flèche (phase de construction)	29
Tableau II.21 : Position de l'axe neutre	29
Tableau II.22 : Les réactions des solives (phase de construction)	30
Tableau II.23 : Les charges repris par la poutre (phase final)	30
Tableau II.24 : Vérification de l'effort tranchant et le moment fléchissant	30
Tableau II.25 : Vérification de la rigidité	31
Tableau II.26 : Loi de dégression des surcharges	32
Tableau II.27 : Charge et surcharge étage courant et terrasse	33
Tableau II.28 : Charge et surcharge cumulé dans chaque étage	33
Tableau II.29 : Choix du profilé	34
Tableau II.30 : Facteur d'imperfection $\alpha$	34
Tableau II.31 : Vérification des profilées	36
Tableau III.1 : Valeurs de la pression dynamique de référence	39
Tableau III.2 : Définition des catégories de terrain	40
Tableau III.3 : La pression dynamique de pointe	41
Tableau III.4 : Valeur de paramètre $b \times \sqrt{q_p}$	45
Tableau III.5 : $C_{p0}$ pour paroi verticales des constructions a bases circulaires	45
Tableau III.6 : Valeur de $W(z_j)$ Pour direction du vent V1	46
Tableau IV.1: Les vérifications de l'acrotère à l'ELS	62
Tableau V.1 : les coefficients sismiques	69
Tableau V.2 : La force sismique totale par la méthode statique équivalente du modèle	69

Tableau V.3 : Participation massique du modèle initial	71
Tableau V.4 : Participation massique du modèle initial	73
Tableau V.5 : Participation massique du modèle final	75
Tableau V.6 : Déplacement inter étage	76
Tableau V.7 : Vérification des portiques sous l'effort tranchant d'étage	77
Tableau V.8 : Vérification de l'effet $P-\Delta$	78
Tableau VI.1: Vérification de la stabilité au flambement du 7 <sup>ème</sup> niveau	85
Tableau VI.2 : Résistance au cisaillement	89
Tableau VI.3 : Influence du sens du bac d'acier sur la solive	89
Tableau VI.4: Nombre des goujons des solives	90
Tableau VII.1 : Caractéristiques mécaniques des boulons selon leur classe d'acier	94
Tableau VII.2 : Normes des dimensions des trous de boulon	95
Tableau VII.3 : valeurs du Coefficient de frottement $\mu$	95
Tableau VII.4 : valeurs du Facteur de corrélation approprié $\beta_w$	96
Tableau VII-5 : valeurs du Coefficients partiels de sécurité $\gamma_{mw}$	96
Tableau VII.6 : valeurs du coefficients réducteur K	96
Tableau VII.7 : Valeur de caractéristique géotechnique des boulons	96
Tableau VIII.1 : Choix de la hauteur des nervures	109
Tableau VIII.2 : vérification vis – à- vis la stabilité	109
Tableau VIII.3 : contraintes sous le radier a l'ELU	110
Tableau VIII.4 : contraintes sous le radier a l'ELS	110
Tableau VIII.5: Calcul des moments à l'ELU	112
Tableau VIII.6 Calcul des moments à l'ELS	112
Tableau VIII.7: Ferrailage des panneaux du radier	113
Tableau VIII.8: Vérification des contraintes à l'E.L.S	113
Tableau VIII.9: Correction de la section d'acier	114
Tableau VIII.10: Ferrailage des nervures	115
Tableau VIII.11: Vérification des contraintes à L'E.L.S	115

## Liste des Figures

Figure I.1 : Vue en plan du bâtiment	06
Figure I.2 : Vue en élévation du bâtiment	06
Figure I.3 : Conception du plancher collaborant	07
Figure I.4 : Goujon soudé	08
Figure I.5 : Escalier en charpente métallique	08
Figure I.6 : Brique creuse	08
Figure I.7 : Une coupe d'une double cloison	09
Figure II.1 : Les types de liaisons	13
Figure II.2 : La tôle Hi Bond 55-750	14
Figure II.3 : Les 5 Points de sortie de secours	14
Figure II.4 : Dalle mixte	15
Figure II.5 : la solive plus sollicitée	17
Figure II.6 : Schéma statique de la solive	17
Figure II.7 : Largeur de plancher collaborant	21
Figure II.8 : Position axe neutre	21
Figure II.9 : Comportement d'un connecteur souple et connecteur rigide	23
Figure II.10 : Les dimensions de goujon	23
Figure II.11 : Poutre Principale	26
Figure II.12 : La largeur participante de la dalle	29
Figure II.13 : Poteau Central	32
Figure III.1 : Effet de Neige sur Toiture	39
Figure III.2: Hauteur de référence $Z_e$	41
Figure III.3 : Répartition de la pression dynamique	41
Figure III.4 : Répartition de la pression dynamique	42
Figure III.5 : Angle de Rotation	42
Figure III.6 : Facteur D'élancement $\psi_i$	43
Figure III.7 : élancement effectif	44
Figure III.8 : Valeur de $C_{p0}$	45
Figure III.9 : Coefficient des pressions interieurs	46
Figure III.10 : les pressions dynamiques sur la paroi circulaire	47
Figure IV.1 : Coupe horizontale des Escaliers	50
Figure IV.2 : schéma statique représentant les marches et contremarches d'escalier	50
Figure IV.3 : schéma statique représentant les dimensions de l'escalier (RDC)	50
Figure IV.4: schème représentant les dimensions de l'escalier (étage)	57
Figure IV.5 : Schéma statique de limon de volée UAP130	58
Figure IV.6 : Ferrailage de l'acrotère	62
Figure V.1: Spectre de réponse	63
Figure V.2 : Vue 3D du 1 <sup>er</sup> modèle	70
Figure V.3 : Disposition initiale des contreventements pour le 1 <sup>er</sup> model	71
Figure V.4 : la déformé pour le modèle initial	72

Figure V.5 : model 2	72
Figure V.6 : la déformé pour le modèle 2	73
Figure V.7 : disposition des contreventements pour le modèle final	74
Figure V.8 : la déformé pour le modèle final	75
Figure VI.1 : Phénomène du flambement	80
Figure VI.2 : Phénomène du déversement	80
Figure VI.3 : Section Poteaux Composé (HEA600 + HEA600)	81
Figure VI.4 : La rigidité (ou raidisseur) du poteau concerné	82
Figure VI.5 : Poutre Principale HEA500	86
Figure VI.6 : Poutre secondaire IPE500	87
Figure VI.7 : Contreventements en V	90
Figure VII.1 : Exemples des assemblages boulonnés	94
Figure VII.2 : Schéma d'assemblage poutre- solive	97
Figure VII.3 : Assemblage soudé poutres –platine	98
Figure VII.4 : Assemblage poutre platine	99
Figure VII.5 : Disposition constructive de L'assemblage poteau poutre	100
Figure VII.6 : Assemblage poutre poteau (3D)	103
Figure VII.7 : Vue en 3d d'assemblage pied de poteau	103
Figure VII.8 : Vue en 3d d'assemblage Poteau contreventement	104
Figure VII.10 : Disposition constructive de l'assemblage Poteau Contreventement	104
Figure VIII.1 : disposition des nervures par rapport au radier et au poteau	107
Figure VIII.2: Schéma d'un radier	109
Figure VIII.1 : Schéma de ferrailage de la dalle de radier	114
Figure VIII.2 : Schéma de ferrailage des nervures	117



# Liste des Symboles

$A$ :	Coefficient d'accélération de zone.
$A_s$ :	Aire d'une section d'acier.
$\varphi$ :	Angle de frottement.
$Q$ :	Charge d'exploitation.
$\gamma_s$ :	Coefficient de sécurité dans l'acier.
$\gamma_b$ :	Coefficient de sécurité dans le béton.
$\sigma_s$ :	Contrainte de traction de l'acier.
$\sigma_{bc}$ :	Contrainte de compression du béton.
$\sigma_s$ :	Contrainte de traction admissible de l'acier.
$\sigma_{bc}$ :	Contrainte de compression admissible du béton.
$\tau_u$ :	Contrainte ultime de cisaillement.
$\tau$ :	Contrainte tangentielle.
$\beta$ :	Coefficient de pondération.
$\sigma_{sol}$ :	Contrainte du sol.
$\sigma_m$ :	Contrainte moyenne.
$G$ :	Charge permanente.
$\xi$ :	Déformation relative.
$V_0$ :	Effort tranchant a la base.
$E.L.U$ :	Etat limite ultime.
$E.L.S$ :	Etat limite service
$N_u$ :	Effort normal pondéré aux états limites ultime.
$T_u$ :	Effort tranchant ultime.
$T$ :	Période.
$S_t$ :	Espacement.
$\lambda$ :	Elancement.
$F$ :	Force concentrée.
$f$ :	Flèche.
$f_{adm}$ :	Flèche admissible.
$L$ :	Longueur ou portée.
$L_f$ :	Longueur de flambement.
$F_e$ :	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.
$M_0$ :	Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
$I$ :	Moment d'inertie.

$M$  : Moment, Masse.  
 $E_{ij}$  : 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.  
 $K$  : Coefficient de raideur de sol.  
 $\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces sismiques (y compris l'effet de torsion).  
 $E$  : Module d'élasticité longitudinale de l'acier ( $E = 210\,000$  MPa).  
 $G$  : Module d'élasticité transversale de l'acier ( $G = 84\,000$  MPa).  
 $F_p$  : Effort de précontrainte dans les boulons.  
 $M$  : Moment sollicitant, en générale.  
 $M_{cr}$  : Moment critique élastique de déversement.  
 $M_{el}$  : Moment élastique.  
 $M_{pl}$  : Moment plastique.  
 $M_R$  : Moment résistant.  
 $N_{pl}$  : Effort normal de plastification.  
 $f_u$  : Contrainte de rupture d'une pièce.  
 $f_{ub}$  : Contrainte de rupture d'un boulon.  
 $f_y$  : Limite d'élasticité d'une pièce.  
 $K$  : Coefficient d'encastrement ou de rigidité poteau/ poutre.  
 $k_s$  : Coefficient de dimension des trous de perçage pour boulon.  
 $k_y$  : Coefficient de flambement – flexion.  
 $m$  : Nombre de plans de cisaillement ou de frottement.  
 $n$  : Nombre de boulons.  
 $\beta_M$  : Facteur de moment uniforme équivalent (flambement).  
 $\beta_w$  : Facteur de corrélation (soudure).  
 $\varepsilon$  : Coefficient de réduction élastique de l'acier.  
 $\eta$  : Facteur de distribution de rigidité (flambement).  
 $\lambda$  : Elancement.  
 $\lambda_k$  : Elancement eulérien.  
 $\lambda$  : Elancement réduit.  
 $\lambda_{LT}$  : Elancement de déversement.  
 $\mu$  : Coefficient de frottement.  
 $\chi$  : Coefficient de réduction de flambement.  
 $\chi_{LT}$  : Coefficient de réduction de déversement.  
 $A_{net}$  : Section nette d'une pièce.  
 $A_s$  : Section résistant de la tige d'un boulon en fond de filet.  
 $I_t$  : Moment d'inertie de torsion.  
 $I_y$  : Moment d'inertie de flexion maximale.

$I_z$  : Moment d'inertie de flexion minimale.  
 $W_{eff}$  : Module de résistance efficace.  
 $W_{el}$  : Module de résistance élastique.  
 $W_{pl}$  : Module de résistance plastique.  
 $b$  : Largeur d'une semelle de poutre.  
 $D$  : Diamètre nominale des tiges des boulons  
 $d_0$  : Diamètre de perçage des trous de boulonnage.  
 $i$  : Rayon de giration d'une section.  
 $l$  : Largeur d'une poutre.  
 $t$  : Epaisseur d'une pièce ou d'une tôle.  
 $t_f$  : Epaisseur d'une semelle de poutre.  
 $t_w$  : Epaisseur d'une âme de poutre.  
 $v_s$  : Distance de la fibre extrême supérieur à l'axe neutre d'une section.  
 $v_i$  : Distance de la fibre extrême inférieur à l'axe neutre d'une section.  
 $\alpha$  : Angle en général.  
 $\gamma_{Mb}$  : Résistance des boulons au cisaillement.  
 $\gamma_{Mb}$  : Résistance des boulons au à la traction.  
 $F_v$  : Résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement.  
 $F_B$  : Résistance à la pression diamétrale des pièces assemblées.  
 $F_T$  : Résistance des boulons en traction.  
 $\alpha$  : Facteur d'imperfection (flambement).  
 $\beta_{MLT}$  : Facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.  
 $F_y$  : Limite d'élasticité.  
 $F_{t,Rd}$  : Résistance à la tension du boulon EN 1993-1-8 tab.

# Sommaire

<b>Résumé</b>	
<b>Dédicace</b>	
<b>Remerciements</b>	
<b>Listes des tableaux</b>	
<b>Listes des figures</b>	
<b>Listes des symboles</b>	
<b>Les plans d'architecture</b>	
<b>Introduction General</b>	<b>01</b>
<b>Chapitre I : Généralités</b>	<b>04</b>
I.1 Introduction	05
I.2 : Présentation de l'ouvrage	05
I.2.1: Caractéristiques géométriques de l'ouvrage	05
I.3 : Caractéristiques mécaniques des matériaux	09
<b>Chapitre II : Prédimensionnement des éléments principaux</b>	<b>12</b>
II.1 Introduction :	13
II.2 : Etude du plancher collaborant	13
II.3 Conception du plancher collaborant	14
II.4 : Evaluation des charges et surcharges	15
II.5 Les solives	16
II.5.1 Calcul de la solive	17
II.5.4 Calcul des connecteurs	23
II.6 Calcul de la poutre principale	26
II.7 Calcul des poteaux	32
II.7.2 Poteaux centraux	33
<b>Chapitre III : étude climatique</b>	<b>37</b>
III.1 : Introduction	38
III.2 : Les charges climatiques	38
III.2.1 : Calcul de la charge de la neige « S »	38
III.2.2 : Calcul de la charge du vent « W »	39
III.2.2.6 : Direction du vent	41
III.2.2.7 : La pression aérodynamique $W(Z_j)$	42
III.3 : Conclusion	47
<b>Chapitre IV : Dimensionnement des élément secondaires</b>	<b>48</b>
IV.1 : Introduction	49
IV.2 : Les escaliers	49
IV.2.1 : Choix des dimensions	49
IV.2.2 : Caractéristiques géométriques	49
IV.2.3 : Escalier RDC	50
IV.2.4 : Dimensionnement des cornières :	51
IV.2.5 : Dimensionnement de limon de volée	53
IV.2.6: Etude de la poutre palière	55

IV.2.7 : Escalier Etage	57
IV.2.7.2 : Dimensionnement des cornières	57
IV.2.7.3 : Dimensionnement de limon de volée	57
IV.2.7.4: Etude de pallier	60
IV.3 : L'acrotère	60
<b>Chapitre V : Etude dynamique en zone sismique</b>	<b>63</b>
V.1 : Introduction	64
V.2 Etude sismique	64
V.3 : Choix de la méthode de calcul	65
V.3.1 : la Méthode statique équivalente	65
V.3.2 : La méthode modale spectrale	65
V.3.2.1 : Utilisation des spectres de la réponse	65
V.3.2.2 : Résultante des forces sismiques de calcul	66
V.3.2.3 : Calcul de force sismique	67
V.3.2.4 : Estimation de la période T)	67
V.4 : Vérification des déplacement latéraux inter étages	70
V.5 : Résultats de l'analyse sismique	70
V.5.1 : Modèle 1	70
V.5.2 : Model 2	72
V.5.3 : Modèle final	74
<b>Chapitre VI : Vérification des éléments de l'ossature</b>	<b>79</b>
VI.1- Introduction	80
VI.1.1 : Le flambement	80
VI.1.2 : Le déversement	80
VI.2 : Vérification de la stabilité	81
VI.2.1 : Vérification de Poteau	81
VI.2.2 : Poteaux Composé (2×HEA 600)	82
VI.2.3 : Exemple de calcul (niveau RDC)	83
VI.2.4 : Niveau 9 <sup>ème</sup> étage	84
VI.2.5 : Dimensionnement du cordon de soudure	85
VI.3 : Vérification des poutres	86
VI.3.1 : Vérification des poutres principales	86
VI.3.2 : Vérification des poutres secondaire	87
VI.3.3 : Etude des connecteurs	89
VI.4 : Vérification des palées en (V) HEA 280	90
<b>Chapitre VII : Etude des assemblages</b>	<b>93</b>
VII : Introduction	94
VII.1 : Les différents modes d'assemblages	94
VII.2 : Vérification des types d'assemblages	96
VII.2.1 : Assemblage poutre solive (HEA500-IPE330)	97
VII.2.2 : Assemblage Poteau – Poutre (HEA600 - HEA500)	98
VII.2.3 : Assemblage Pied de poteaux - (HEA600)	103
VII.2.4 : Assemblage Poteau Composé (HEA600) – Contreventement V (HEA 280)	104

<b>Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure</b>	<b>105</b>
VIII.1 : Introduction	106
VIII.2 : Les types des fondations	106
VIII.3 : Fonctions assurées par les fondations	106
VIII.4 : Choix des fondations	106
VIII.5 : Pré dimensionnement du radier	107
VIII.6 : Ferrailage du radier	111
VIII.6.1 : Ferrailage de la dalle du radier	111
VIII.7 : Ferrailage des nervures	114
VIII.7 : Schéma ferrailage	117
<b>Conclusion générale</b>	<b>118</b>
<b>Référence bibliographiques</b>	<b>119</b>
<b>Annexes[A]</b>	<b>120</b>
<b>Annexes[B]</b>	<b>134</b>
<b>Annexes[C]</b>	<b>161</b>

---

# INTRODUCTION GENERALE

---

**Introduction générale :**

Le développement urbain dans les grands pays privilégie la construction verticale dont l'objectif est d'économiser l'espace, notamment dans les grandes villes où la densité de la population est plus élevée.

Le rôle de l'ingénieur en génie civil est d'assurer la stabilité de ces constructions. Celle-ci doit être assurée par des solutions d'ingénierie adéquates. Il existe de nombreuses solutions, la mission de l'ingénieur consiste à trouver la solution appropriée. Il s'agit d'une activité créative, qui fait appel à l'imagination, à l'intuition.

La conception d'une structure doit être fondée sur des exigences esthétiques et sécuritaires imposées par les règlements selon l'importance du projet, sans oublier l'aspect économique.

De ce fait, pour bien faire l'étude d'une structure, l'objectif principal pour un ingénieur n'est pas simplement d'appliquer les règlements, mais de comprendre le comportement de la structure vis-à-vis des différents phénomènes affectant cette dernière afin de protéger les personnes et leurs biens.

Le présent travail s'inscrit dans cette démarche, et consiste à faire une étude et une conception d'un bâtiment (RDC et 12 étages) d'usage administratif réalisé en charpente métallique, implanté dans la wilaya d'Alger. L'étude technique complète de dimensionnement et de vérification pour notre bâtiment à travers les étapes principales suivantes :

- La première étape portera sur la Présentation complète de l'ouvrage, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- La deuxième étape sera le pré dimensionnement des éléments de la structure, telles que les poteaux, poutres et les solives.
- La troisième étape portera sur l'étude des effets climatiques sur la structure, tels que le vent et la neige.
- La quatrième étape sera le calcul des éléments non structuraux (escalier, acrotère)
- La cinquième étape portera l'étude dynamique en zone sismique, qui va être faite par une analyse modale spectrale en utilisant le logiciel **Autodesk Robot structural analyses 2019** pour déterminer les efforts dans les éléments.



- La sixième étape sera La vérification des différents éléments de la structure tels que poteaux, poutres, contreventements.
- La septième étape est La conception et l'étude des assemblages des différents éléments.
- L'étape final sera l'étude de l'infrastructure.

Enfin nous achevons notre étude par une conclusion générale qui résume l'essentiel de notre travail et les constatations auxquelles nous sommes arrivés.

---

**CHAPITRE I**  
**GENERALITES**

---

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

L'étude architecturale d'un projet de bâtiment se base sur les aspects fonctionnels, structuraux et formels de ce dernier, l'ingénieur en génie civil doit élaborer ses études en tenant compte des paramètres suivants :

- L'usage de la structure.
- La résistance.
- Les exigences esthétiques de l'architecte.
- L'aspect économique.

Cette étude comptera deux parties fondamentales :

- La conception des éléments : tel que les poteaux, les poutres, les planchers les fondations.
- L'étude dynamique de la structure : cette dernière permet d'évaluer le comportement de la structure en cas de séisme.

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

L'ouvrage faisant l'objet de notre étude est un bâtiment composé d'un rez-de chaussé + 12 étages (à usage administratif), implanté à la wilaya d'**ALGER**, classé selon le règlement parasismique Algérien (**RPA99/V.2003**) comme une zone de sismicité élevée (**zone III**).

Cet ouvrage est classé comme étant un ouvrage de grande d'importance, bâtiment recevant du public et pouvant accueillir simultanément plus de 300 personnes.

#### **I.2.1: Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :**

##### ➤ **Dimensions en élévation :**

- Hauteur totale : 48 m
- Hauteur rez-de chaussé et 1er : 4.2m
- Hauteur de l'étage courant : 3.6 m

##### ➤ **Dimensions de forme circulaire :**

- Rayon : 20.8 m
- Diamètre : 41.6 m

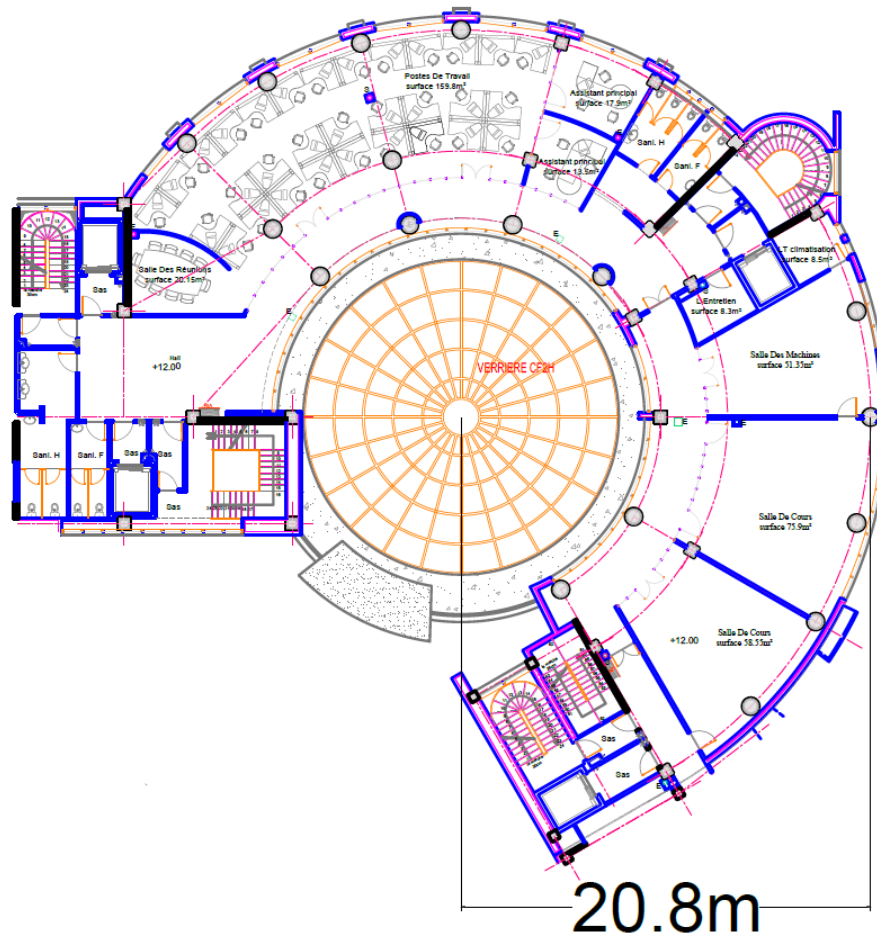


Figure I.1 : Vue en plan du bâtiment.

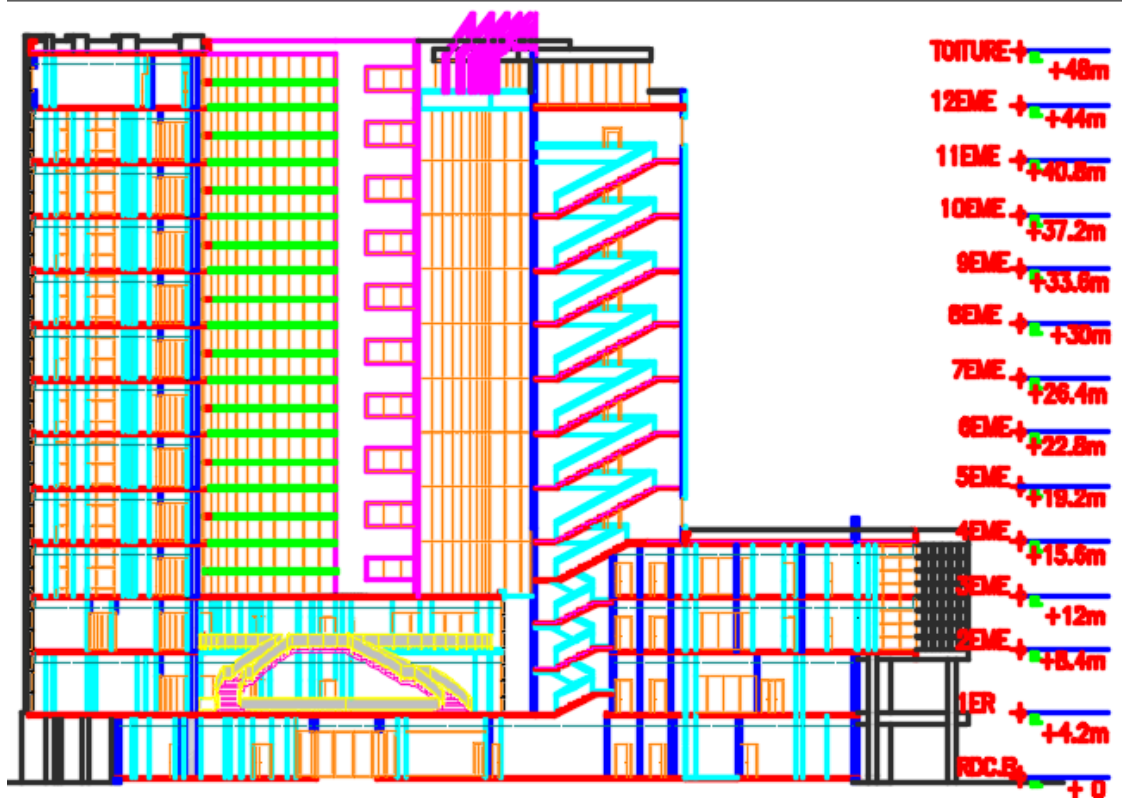


Figure I.2 : Vue en élévation du bâtiment.

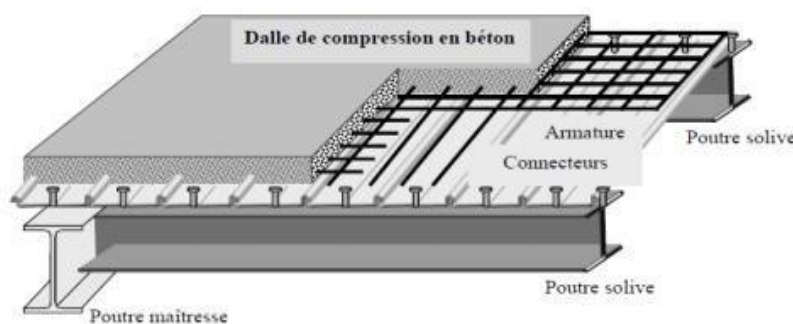
## I.2.2 : Elément de l'ouvrage :

### I.2.2.1 Ossature de la structure :

En se référant aux RPA 99 version 2003 qui exige que pour toute structure dépassant une hauteur de 17m en zone III, le type de contreventement sera soit mixte (palées-portiques) ou bien contreventé totalement par des palées triangulées.

### I.2.2.2 Les planchers :

Le type de plancher utiliser dans notre structure en charpente est un plancher collaborant d'épaisseur  $e = 12\text{cm}$ , qui est constitué d'un bac d'acier **Hi-bond 55**, de treillis soudé et des goujons. Cette dalle en béton est reliée aux poutres et solives par des connecteurs (goujons soudés).



**Figure I.3 :** Conception du plancher collaborant. [8]

### I.2.2.3 Bac d'acier :

Le bac d'acier est de type **Hi-bond 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 plateforme de travail avant la mise en œuvre du béton.

### I.2.2.4 Les connecteurs :

Deux types de connecteurs principaux sont disponibles, les goujons soudés et les connecteurs cloués.

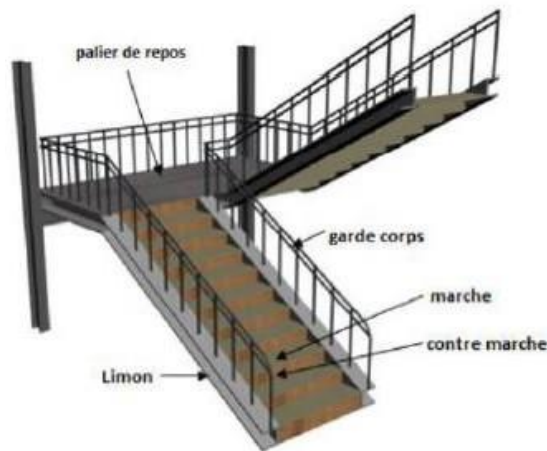
Dans notre cas, on utilise des goujons de hauteur  $h=95\text{mm}$  et de diamètre  $d=19\text{mm}$ , qui sont assemblés par soudage (voir figure ci-dessus) :



**Figure I.4 :** Goujon soudé.

**I.2.2.5 Les escaliers :**

Les escaliers peuvent être droits ou hélicoïdaux. Le champ de création est presque infini, à l'intérieur des règles classiques de dimensionnement des marches et du giron.



**Figure I.5 :** Escalier en charpente métallique

**I.2.2.6 Maçonnerie :**

Les murs de notre structure seront exécutés en brique creuse.



**Figure I.6 :** Brique creuse.

- **Murs extérieurs** : ils seront constitués d'une double cloison de 25cm d'épaisseur.

Brique creuse de 10 cm d'épaisseur pour la paroi externe du mur. L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur.

Brique creuse de 10 cm d'épaisseur pour la paroi interne du mur.

- **Murs intérieurs** : ils seront constitués par des cloisons de 15 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux services.



**Figure I.7** : Une coupe d'une double cloison

### I.3 : Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du complexe doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en charpente métallique (**EUROCODE 3**) et tous les règlements applicables en Algérie (**RPA 99version 2003**).

#### I.3.1 Acier :

Les caractéristiques différentes mécaniques de l'acier sont :

- Module d'élasticité longitudinale :  $E_a = 210\,000 \text{ N/mm}^2$
- Module de cisaillement :  $G_a = \frac{E}{2(1+\nu_a)}$
- Coefficient de poisson :  $\nu_a = 0,3$
- Masse volumique :  $\rho = 78,5 \text{ KN/m}^3$

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

**Tableau I.1 : Caractéristiques des nuances d’acier. [8]**

Nuances		Fy (MPa)
Ronds lisses	Fe 220	215
	Fe 240	235
Barres HA	Fe 400	400
	Fe 500	500

**I.3.2 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 :

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours, notée  $f_{ij}$  est

conventionnellement définie par la relation :  $f_{ij} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$  (MPa)

Pour notre ouvrage, on utilise le même dosage de béton avec une résistance caractéristique à la compression  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  et à la traction  $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$ .

**I.3.2.1 Module de déformation longitudinal du béton :**

Ce module est connu sous le nom de module de Young ou de module d’élasticité longitudinale, il est défini sous l’action des contraintes normales à courte et à longue durée.

**I.3.2.2 Module de déformation instantané (courte durée) :**

Pour un chargement d’une durée d’application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantané  $E_{ij}$  du béton âgé de « j » jours est égale à :

$$E_{ij} = 11\,000 (f_{cj})^{1/3} \text{ (MPa)}$$

Pour :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ; on trouve :  $E_{i28} = 32164.20 \text{ MPa}$ .

**I.3.2.3 Module de déformation différé (longue durée) :**

Il est réservé spécialement pour des charges de durée d’application supérieure à 24 heures ; ce module est défini par :

$$E_{vj} = 3700. (f_{cj})^{1/3} \text{ (MPa)}$$

Pour :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  on trouve :  $E_{v28} = 10818.87 \text{ MPa}$ .



**I.3.2.4 Coefficient de poisson :**

Il représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$\nu$  = raccourcissement relatif longitudinal allongement relatif du côté de la section

$\nu = 0$  : pour le calcul des sollicitations et dans le cas des états – limites ultimes (béton fissuré).

$\nu = 0.2$  : pour le calcul des déformations et pour les justifications aux états-limites de service (béton non fissuré)

---

**CHAPITRE II**  
**PRE-DEMENSIONNEMENT**  
**DES ELEMENTS**

---

## II.1 Introduction :

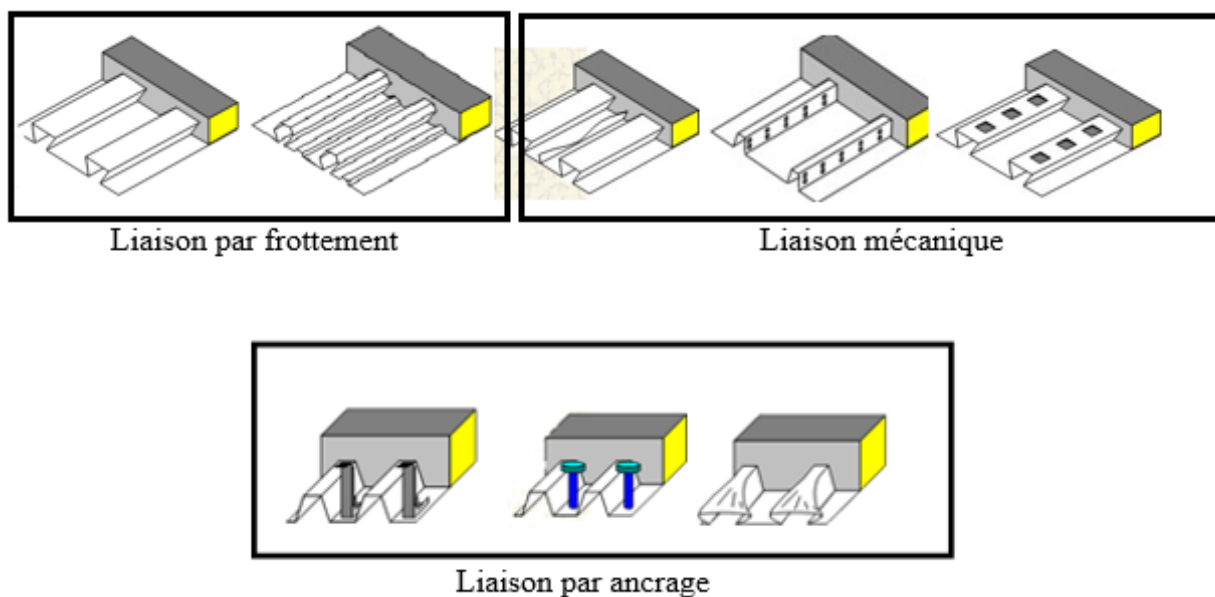
Ce chapitre permet de faire une estimation approximative des dimensions des sections des éléments porteurs de notre structure (poteaux, poutres ... etc.). En se basant sur le principe de la descente de charges verticales transmises par les planchers aux éléments porteurs et qui les transmettent à leur tour aux fondations, le pré-dimensionnement des éléments se fait selon les règles de calcul de **DTR2.2, EC3, EC4**.

## II.2 : Etude du plancher collaborant :

Sont des éléments mixtes à deux dimensions horizontales soumis principalement à la flexion dans lequel la tôle profilée Est utilisée comme coffrage permanent capable de supporter le béton frais, les armatures et les charges de chantier Après durcissement du béton, elle joue le rôle d'une armature inférieure pour la dalle.

Dans les dalles mixtes, plusieurs possibilités existent pour assurer une liaison entre l'acier et le béton :

- Liaison chimique fragile et peu fiable.
- Liaison de frottement, incapable de transférer des efforts de cisaillement important.
- La liaison mécanique assurée par un bossage de ces tôles profilées.
- La liaison par ancrage d'extrémité tel que des boulons à tête, des cornières ou des déformations d'extrémité de la tôle.



**Figure II.1** : Les types de liaisons



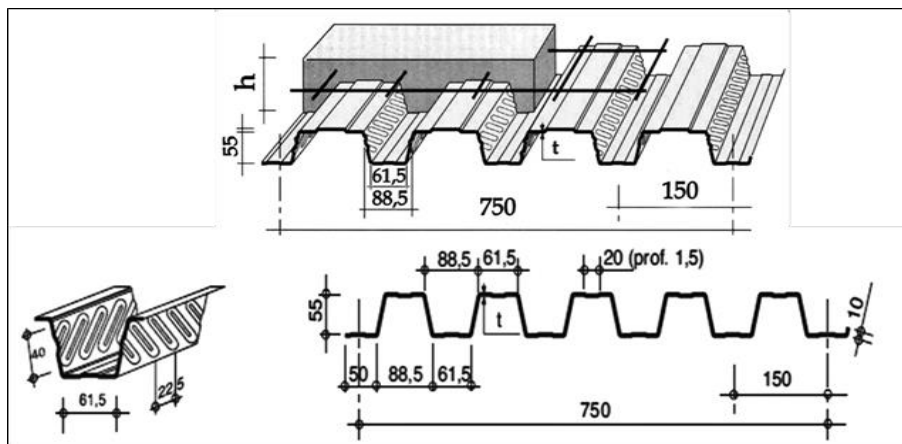


Figure II.4 : Dalle mixte

**II.4 : Evaluation des charges et surcharges :**

Dans cette étape, nous allons définir les charges agissantes sur les planchers, qui se résument dans l’action des charges permanentes et d’exploitation, Ces derniers ont une grande influence sur la stabilité de l’ouvrage. Pour cela, il y a des normes qui fixent les valeurs des charges qui sont inscrites dans le règlement technique **DTRB.C2.2 (charges et surcharges)**.

- Les charges permanentes « G » :

**II.4.1 Plancher terrasse :**

Tableau II.1 : Charge permanente de la terrasse

Type	$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	Ep (m)	G (kN/m <sup>2</sup> )
Protection en gravillon	1700	0,05	0,85
Etanchéité multicouche	-	0,02	0,12
Béton de pente	2500	0,10	2,5
Isolation thermique	400	0,04	0,16
Dalle en BA	2500	0,12	2,57
Tôle Hi-bond 55	-	-	0,13
Faux plafond	-	-	0,3
		$\Sigma=$	6.63(kN/m <sup>2</sup> )

**II.4.2 Plancher courant :**

Tableau II.2 : Charge permanente de plancher courant

Type	$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	Ep (m)	G (kN/m <sup>2</sup> )
Cloison de répartition	-	0,10	0.9
Carreaux de marbre	2700	0.04	1.08
Mortier de pose	2000	0,02	0,4
Isolation thermique	400	0,04	0,16

<b>Poids dalle</b>	2500	0,12	2.57
<b>Tôle Hi-bond 55</b>	-	-	0,13
<b>Faux plafond</b>	-	-	0,3
		$\Sigma=$	5.54 (kN/m <sup>2</sup> )

#### II.4.3 Volée escalier :

**Tableau II.3 :** Charge permanente de l'escalier volée

Type	$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	Ep (m)	G (kN/m <sup>2</sup> )
<b>Tôle striée</b>	-	0,05	0,45
<b>Mortier de pose</b>	2000	0,02	0,4
<b>Revêtement en carrelage</b>	2000	0,02	0,4
		$\Sigma=$	1,25 (kN/m <sup>2</sup> )

#### II.4.4 Palier escalier :

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

Type	$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	Ep (m)	G (kN/m <sup>2</sup> )
<b>Tôle Hi-bond 55</b>	-	-	0,13
<b>Poids dalle</b>	2500	0,08	2
<b>Mortier de pose</b>	2000	0,02	0,4
<b>Revêtement en carrelage</b>	2000	0,02	0,4
		$\Sigma=$	2,93 (kN/m <sup>2</sup> )

- **Les charges d'exploitations « Q » :**

Elles Correspondent aux mobiliers et aux personnes qui habitent ou fréquentent l'immeuble Pour cela il y a des normes qui fixent les valeurs des charges en fonction de la destination de L'ouvrage et qui sont inscrits dans le règlement technique **DTR.C2.2** (charges et surcharges).

- Plancher terrasse inaccessible ..... 1 kN/m<sup>2</sup>
- Plancher étage courant (usage administratif) ..... 2,5 kN/m<sup>2</sup>
- Escalier ..... 2,5 kN/m<sup>2</sup>

- **Prédimensionnement des éléments :**

#### II.5 Les solives :

Ce sont des poutrelles généralement en **IPE** ou **HEA** qui s'appuie sur les poutres secondaires ou principales, leur espacement est compris entre (1 et 2) m. On aura à dimensionner la solive la plus défavorable c.-à-d. celles qui a la plus grande longueur, les autres solives auront les mêmes dimensions.

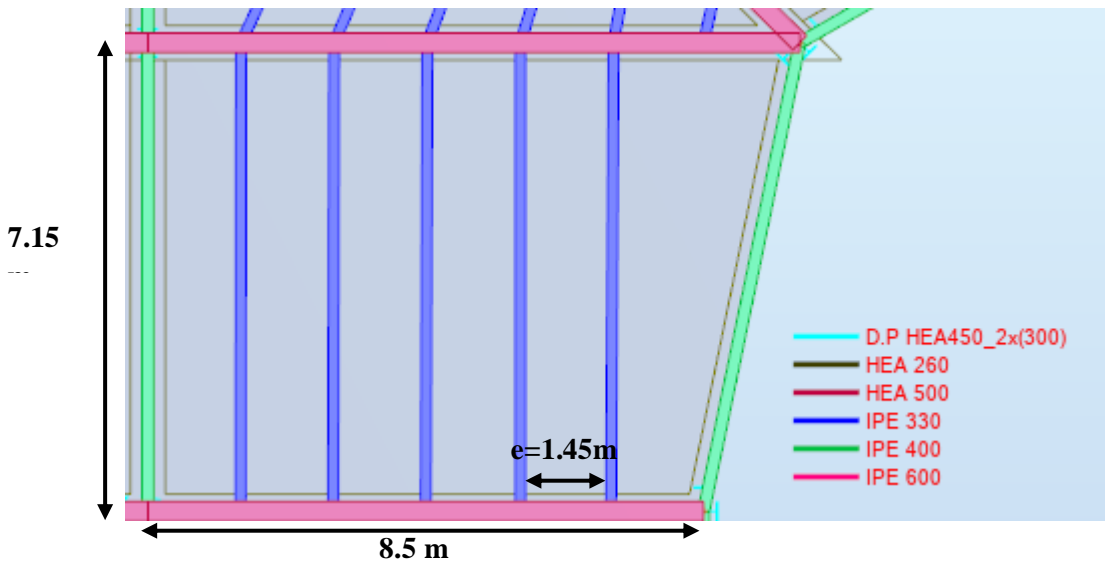


Figure II.5 : la solive la plus sollicitée

- **Méthode de calcul :**

On fait le calcul du plancher collaborant pour deux types différents :

- 1<sup>ère</sup> étape : plancher en charpente sans interaction du béton, l'acier travaille seul.
- 2<sup>ème</sup> étape : calcul du plancher en section mixte, c'est à dire avec interaction du béton.

**II.5.1 Calcul de la solive :**

On prend la solive la plus défavorable **L=7.15 m**

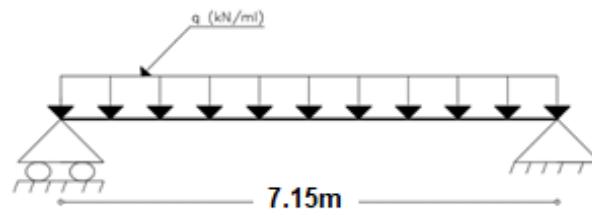


Figure II.6 : Schéma statique de la solive

**II.5.1.1 Espacement entre les solives**

L'espacement est compris entre 1 et 2m selon le type du bac d'acier utilisé (Hi bond55) et les charges supportées. On opte pour **e=1,45 m**

**II.5.1.2 Nombre des solives :**

$$N_{solive} = \frac{L_{pp}}{esp} - 1$$

$L_{pp}$  : Longueur de la poutre principale.

$N_{solives}$  : Nombre de solive.

Esp : Espacement entre chaque solive.

**II.5.2 Phase de construction (Etage Courant):**

- Poids propre du béton frais.....  $G_{\text{béton}} = 2.57 \text{ kN/m}^2$
- Poids du bac d'acier.....  $g = 0,13 \text{ kN/m}^2$
- Surcharge d'ouvriers.....  $Q = 1 \text{ kN/m}^2$ .

**Tableau II.5** : Les charges repris par la solive (phase de construction)

Formules	Applications numériques	Résultats
$q_u = e[1.35(G_{\text{bet}} + g) + 1.5Q]$	$q_u = 1.45[1.35(2.57 + 0.13) + (1.5 * 1)]$	7.46 kN/ml
$q_s = e(G_{\text{bet}} + g + Q)$	$q_s = 1.45(2.57 + 0.13 + 1)$	5.36 kN/ml
$f^{adm} = \frac{L}{250} \geq f^{max}$ $= \frac{5q_s L^4}{384EI_y}$	$I_y \geq \frac{250 * 5 * 5.36 * 7150^3}{384 * 2.1 * 10^5}$	3036.98 cm <sup>4</sup>

On choisit un IPE240

**II.5.2.1 Les caractéristiques du profilé :**

**Tableau II.6** : Les caractéristiques du profilé IPE240

Désignation		Les dimensions					Section		
<b>G</b>	<b>h</b>	<b>b</b>	<b>tw</b>	<b>tf</b>	<b>r</b>	<b>A</b>			
(kg/m)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(cm <sup>2</sup> )			
30.7	240	120	6.2	9.8	15	39.12			
<b>Valeur statique</b>									
<b>Axe fort y-y</b>					<b>Axe faible z-z</b>				
<b>I<sub>y</sub></b>	<b>W<sub>el,y</sub></b>	<b>W<sub>pl,y</sub></b>	<b>i<sub>y</sub></b>	<b>A<sub>vz</sub></b>	<b>I<sub>z</sub></b>	<b>W<sub>el,z</sub></b>	<b>W<sub>pl,z</sub></b>	<b>i<sub>z</sub></b>	
(cm <sup>4</sup> )	(cm <sup>3</sup> )	(cm <sup>3</sup> )	(cm)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>4</sup> )	(cm <sup>3</sup> )	(cm <sup>3</sup> )	cm	
3892	324.3	366.6	9.97	19.4	283.6	47.27	73.92	2.69	

**II.5.2.2 Vérification de l'élément :**

Il faut vérifier :  $V_{sd}^{max} < 0.5V_{plrd}$  et  $M_{sd}^{max} < M_{plrd}$

**Tableau II.7** : Vérification de l'effort tranchant et le moment fléchissant

Formules	Applications numériques	Résultats
$q_u = 1.35G_{\text{soli}} + [e(1.35(G_{\text{bet}} + g)) + 1.5Q]$	$q_u = 1.35 * 0.307 + [1.45(1.35(2.57 + 0.13)) + 1.5 * 1]$	7.20 kN/ml
$q_s = G_{\text{soli}} + [e(G_{\text{bet}} + g + Q)]$	$q_s = 0.307 + [1.45(2.57 + 0.13 + 1)]$	5.67 kN/ml
$V_{sd}^{max} = \frac{q_u L}{2}$	$V_{sd}^{max} = \frac{7.2 * 7.15}{2}$	25.74 kN



$V_{plrd} = A_v \frac{f_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}}$	$V_{plrd} = 1904 * \frac{275}{1.1 * \sqrt{3}}$	274.82 kN
$0.5V_{plrd}$	$0.5 * 274.82$	137.41 kN
$V_{sd}^{max} < 0.5V_{plrd}$ Il y'a pas d'interaction entre l'effort tranchant et moment fléchissant		
$M_{sd}^{max} = \frac{q_u L^2}{8}$	$M_{sd}^{max} = \frac{7.20 * 7.15^2}{8}$	46.01 kN.m
$M_{plrd} = W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$	$M_{plrd} = 366.6 * 10^3 \frac{275}{1.1}$	91.65 kN.m
$M_{sd}^{max} < M_{plrd}$ ..... C'est vérifié		
$r = \frac{M_{sd}^{max}}{M_{plrd}} = 52\%$ ..... C'est vérifié		

**II.5.2.3 Vérification du déversement :**

Il faut vérifier :  $M_{sd}^{max} < M_{b,rd}$

$C_1 = 1.132$  ,  $B_w = 1$  (Classe1),  $\alpha_{LT} = 0.21$  (Profilé laminé),  $K_w = 1$ ,  $\epsilon = 1$

**Tableau II.8 :** Vérification du déversement dans la solive

Formules	Applications numériques	Résultats
$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 86.81\epsilon$	$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{2.1 \times 10^5}{275}} = 86.81$	$\lambda_1 = 86.81$
$\lambda_{LT} = \frac{KL/i_z}{\sqrt{C_1 \left[ \left( \frac{K}{K_w} \right)^2 + 1/20 \left( \frac{KL/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]}} 0.25$	$\lambda_{LT} = \frac{1 * 7150/26.9}{\sqrt{1,132 \left[ [1]^2 + 1/20 \left[ \frac{7150/26.9}{330/9.8} \right]^2 \right]}} 0.25$	171.47
$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{B_w}$	$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{171.47}{86.81} \sqrt{1}$	1.98
$\bar{\lambda}_{LT} > 0.2$ Il ya risque de deversement		
$\phi_{LT} = 0.5 \left[ 1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$	$\phi_{LT} = 0.5 \left[ 1 + 0.21 (1.98 - 0.2) + 1.98^2 \right]$	2.65
$x_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}$	$x_{LT} = \frac{1}{2.65 + \sqrt{2.65^2 - 1.98^2}}$	0.23
$M_{b,rd} = x_{LT} * B_w * W_{pl,y} * \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$	$M_{b,rd} = 0.23 * 1 * 804.3 * \frac{275}{1.1}$	21.08 kN.m
$M_{sd}^{max} > M_{b,rd}$ Le déversement n'est pas vérifié		

**Remarque**

Le déversement n'est pas vérifié, on met un étaieement latéral horizontal.

on va révéifier le déversement avec L/2

**Tableau II.9** : Re-vérification du déversement

B <sub>w</sub>	α <sub>LT</sub>	C <sub>1</sub>	λ <sub>LT</sub>	λ̄ <sub>LT</sub>	ϕ <sub>LT</sub>	x <sub>LT</sub>	M <sub>b,rd</sub> (kN.m)
1	0.21	1.132	89.04	1.02	1.10	0.66	60.49
M <sub>sd</sub> <sup>max</sup> < M <sub>b,rd</sub> ..... Le déversement est vérifié							

**II.5.2.4 Vérification la flèche :**

Il faut vérifier : f<sup>max</sup> < f<sup>adm</sup>

- $f^{max} = \frac{5q_s(L/2)^4}{384EI_y} < f^{adm} = \frac{L}{250}$
- $f^{max} = \frac{5 \cdot 5.67 \cdot (\frac{7150}{2})^4}{384 \cdot 2.1 \cdot 10^5 \cdot 3892 \cdot 10^4} = 1.47 < f^{adm} = \frac{7150}{250} = 14.3 \text{ mm}$
- $f^{max} = 1.47 \text{ mm} < f^{adm} = 14.3 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{c'est vérifier}$

**II.5.3 Phase finale :**

**Remarque** : on a changé notre profilé vers IPE330

- Poids propre du profilé ..... G<sub>solive</sub> = 0.491 kN/ml
- Poids du plancher courant ..... G<sub>plancher</sub> = 5.54 kN/m<sup>2</sup>
- Charge d'exploitation ... Q<sub>administration</sub> = 2.5 kN/m<sup>2</sup>.

**Tableau II.10** : Les charges repris par la solive (phase finale)

Formules	Applications numériques	Résultats
$q_u = 1.35G_{soli} + [e(1.35G_{plan} + 1.5Q_{admi})]$	$q_u = 1.35 \cdot 0.491 + [1.45((1.35 \cdot 5.54) + (1.5 \cdot 2.5 \cdot 1.45))]$	<b>17.53 kN/ml</b>
$q_s = G_{soli} + [e(G_{plan} + Q_{admi})]$	$q_s = 0.491 + [1.45(5.54 + 2.5)]$	<b>12.58N/ml</b>

**II.5.3.1 Largeur participante de la dalle :**

$$B_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} \frac{2 \cdot l_0}{8} = \frac{2 \cdot 7150}{8} = 1787.5\text{mm} \\ \text{esp} = 1450\text{mm} \end{array} \right.$$

**Avec :**

- l<sub>0</sub> : est la longueur libre d'une poutre simplement appuyée
- Esp = entraxe entre poutre

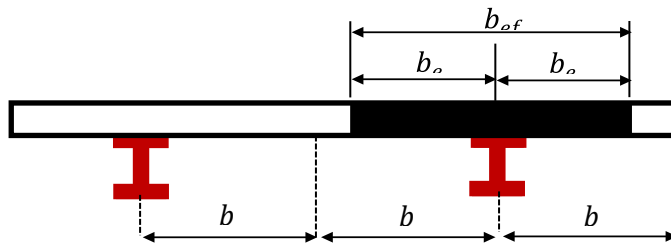


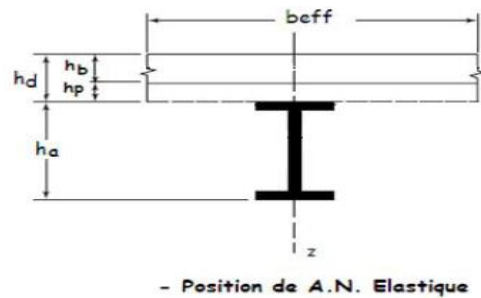
Figure II.7 : Largeur de plancher collaborant

II.5.3.2 Position de l'axe neutre plastique :

Tableau II.11 : Position de l'axe neutre pour IPE 330

Formules	Applications numériques	Résultats
$F_a = A_a \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$	$F_a = 6261 * \frac{275}{1.1}$	1565.25 kN
$F_b = \frac{0.85 * B_{eff} * h_b * F_{c28}}{\gamma_b}$	$F_b = \frac{0.85 * 1450 * 65 * 25}{1.5}$	1335.21 kN
$F_a > F_b$ ..... Axe neutre est dans l'acier		

$$\left\{ \begin{array}{l} h_d = 120 \text{ mm} \\ h_a = 330 \text{ mm} \\ h_p = 55 \text{ mm} \\ h_b = h_d - h_p = 120 - 55 = 65 \text{ mm} \end{array} \right.$$



- Position de A.N. Elastique

Figure II.8 : Position axe neutre

• Remarque :

Axe neutre se trouve dans l'acier, il faut vérifier la semelle ou bien l'âme :

$$R_w = A_w * f_y \quad \text{avec} \quad A_w = h_w * t_w$$

$$H_w = h_a - 2r - 2t_f = 330 - 2(18) - 2(11.5) = 271 \text{ mm}$$

$$R_w = [(271 * 7.5) * 275] * 10^{-3} = 558.94 \text{ KN}$$

$$R_{\text{béton}} > R_w$$

L'axe neutre se trouve dans la semelle supérieure du profilé, donc le moment résistant plastique

Développé par la section mixte est :

$$M_{pl,rd} = F_a \left( \frac{h_a}{2} \right) + R_b \times \left( \frac{h_c}{2} + h_p \right)$$

II.5.3.3 Vérification de l'élément :

$$\text{Il faut vérifier : } V_{sd}^{max} < 0.5V_{plrd} \text{ et } M_{sd}^{max} < M_{plrd}$$

**Tableau II.12** : Vérification de l’effort tranchant et le moment fléchissant

Formules	Applications numériques	Résultats
$V_{sd}^{max} = \frac{q_u L}{2}$	$V_{sd}^{max} = \frac{17.53 * 7.15}{2}$	88.52 kN
$V_{plrd} = A_v \frac{f_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}}$	$V_{plrd} = 3081 * \frac{275}{1.1 * \sqrt{3}}$	444.7 kN
$0.5V_{plrd}$	$0.5 * 444.7$	222.35 kN
$V_{sd}^{max} < 0.5V_{plrd}$ Il y’a pas d’interaction entre l’effort tranchant et moment fléchissant		
$M_{sd}^{max} = \frac{q_u L^2}{8}$	$M_{sd}^{max} = \frac{17.53 * 7.15^2}{8}$	223.53 kN.m
$M_{pl,rd} = Fa \left( \frac{ha}{2} \right) + Rb \times \left( \frac{hc}{2} + hp \right)$	$M_{pl,rd} = 1565.25 \left( \frac{330}{2} \right) + 1335.21 \times \left( \frac{65}{2} + 55 \right)$	296.5 kN.m
$M_{sd}^{max} < M_{plrd}$ ..... C’est vérifier		
$r = \frac{M_{sd}^{max}}{M_{plrd}} = 75.4\%$ ..... C’est vérifier		

**II.5.3.4 Vérification de déversement**

Dans cette phase il n’est pas nécessaire de vérifier le déversement car la solive est maintenue latéralement pas le béton dur ce qui empêche le phénomène de se produire

**II.5.3.5 Vérification la flèche :**

Il faut vérifiée que :  $f^{max} = \frac{5 q_s \cdot L^4}{384 E I_c} \leq \bar{f} = \frac{7150}{250} = 28.6 \text{ mm}$

Avec :  $\begin{cases} q_{ser} = 12.58 \text{ KN/ml} \\ L = 7.15 \text{ m} \\ E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2 \end{cases}$

$$I_c = \frac{A_a \times (h_c + 2 \cdot h_p + h_a)^2}{4 \times (1 + nv)} + \frac{b_{eff} \times h_c^3}{12 \times n} + I_a$$

$v = \frac{A_a}{A_b} = \frac{6261}{1200 \times 60} = 0,078$  et  $n = \frac{E_a}{E_b} = 15$

$$I_c = \frac{6261 \times (65 + (2 \times 55) + 330)^2}{4(1 + (15 \times 0.078))} + \frac{1450 \times 65^3}{12 \times 15} + 11770 \times 10^4 = 3.04 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

La valeur de la flèche maximale est :  $f^{max} = \frac{5 \times 12.58 \times (7150)^4}{384 \times 2,1 \cdot 10^5 \times 3.04 \cdot 10^8} = 16.7 \text{ mm}$

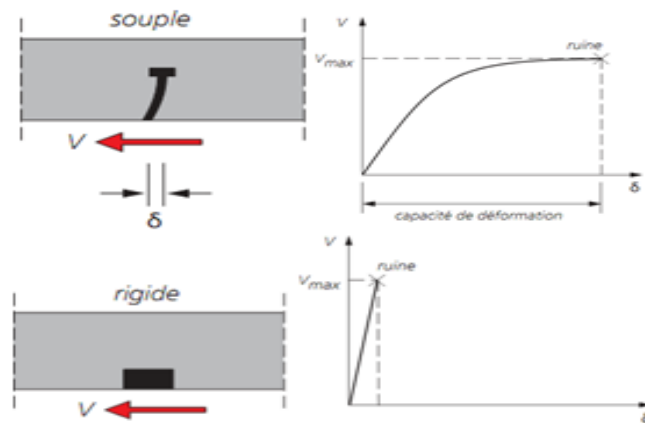
$$f^{max} < f^{adm} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition Vérifiée}$$

### Conclusion :

On opte pour les solives de terrasse et étage courants pour la partie circulaire et carré est IPE330.

#### II.5.4 Calcul des connecteurs :

La connexion est d'une importance primordiale pour la transmission de l'effort de cisaillement longitudinal, appelé aussi effort rasant, à l'interface entre le profilé en acier et la partie en béton. Les connecteurs sont, selon la manière dont ils sont conçus, dits rigides ou souples. Ces deux types se distinguent par une capacité de déformation très différente .



**Figure II.9 :** Comportement d'un connecteur souple et connecteur rigide

##### II.5.4.1 Choix des dimensions des connecteurs suivant Eurocode 4 :

- Le diamètre du fût du goujon avec la condition :  $16mm \leq d \leq 25mm$
- La hauteur hors tout du goujon :  $h \geq 4d$
- Le bourrelet doit présenter une forme régulière et une fusion sans défaut avec le fût du goujon.
  - Le diamètre ne doit pas être inférieur à  $1,25d$ .
  - La hauteur minimale inférieure à  $0,15d$ .
- Il convient de choisir des goujons soudés tels que la tête de goujon soit :
  - D'un diamètre d'au moins  $1,5d$
  - D'une hauteur d'au moins  $0,4d$

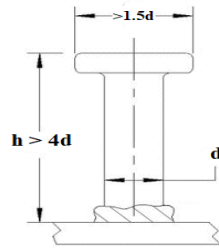


Figure II.10 : Les dimensions de goujon

On adopte alors comme connecteur des goujons ductiles :

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 95 \text{ mm ; hauteur du connecteur} \\ d = 19 \text{ mm ; diamètre du fût} \end{array} \right.$$

II.5.4.2 Résistance au cisaillement  $P_{rd}$  :

Tableau II.13 : Résistance au cisaillement

Formules	Applications numériques	Résultats
$P_{rd}^{(1)} = 0.8 * f_u * \frac{(\pi d^2 / 4)}{4 * \gamma_v}$	$P_{rd}^{(1)} = 0.8 * 450 * \frac{(\pi * 19^2 / 4)}{4 * 1.25}$	81,65kN
$P_{rd}^{(2)} = 0.29 * \alpha * d^2 * \frac{\sqrt{f_{ck} * E_{cm}}}{4 * \gamma_v}$	$P_{rd}^{(2)} = 0.29 * 1 * 19^2 * \frac{\sqrt{25 * 30.5 * 10^3}}{1.25}$	73.13 kN
$P_{rd} = \min (P_{rd}^{(1)} ; P_{rd}^{(2)})$	$P_{rd} = \min (73.13 ; 81.65)$	73.13 kN

Avec :

$P_{rd}^{(1)}$  : formule concernant la ruine du goujon

$P_{rd}^{(2)}$  : formule concernant le béton enrobant le goujon

$d$  : le diamètre du fût du goujon

$h$  : hauteur hors tout du goujon

$f_{ck}$  : La résistance caractéristique du beton en compression

$E_{cm}$  : : La valeur moyenne du module sécant du béton

$\gamma_v$  : Le facteur partiel de sécurité, pris égale à 1.25 dans les deux formules (en conformité avec l'indice de fiabilité adopté dans les Eurocodes structuraux.

$$\alpha : \text{Un facteur correctif} \left\{ \begin{array}{l} \text{si : } \frac{h}{d} > 4 \rightarrow \alpha = 1 \\ \text{si : } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4 \rightarrow \alpha = 0.2 \left( \frac{h}{d} + 1 \right) \end{array} \right.$$

**II.5.4.3 Influence du sens du bac d’acier :**

**Solive :**

Lorsque les nervures de la tôle profilée de la dalle sont perpendiculaires à la solive les résistances données par les formules  $P_{rd}^{(1)}$  et  $P_{rd}^{(2)}$  doivent être multipliées par un coefficient  $k_t$  de réduction éventuelle.

$$k_t = \frac{0.7 * b_0}{\sqrt{n_r} * h_p} * \left( \frac{h}{h_p} - 1 \right)$$

La formule n’est applicable que si :

$(h_p = 55\text{mm} \leq 85\text{mm})$  et  $(b_0 = 88.5\text{mm} \geq h_p = 55\text{mm})$  ..... C’est vérifié.

**Donc :**

**Tableau II.14 :** Influence du sens du bac d’acier sur la solive

Formules	Applications numériques	Résultats
$k_t = \frac{0.7 * b_0}{\sqrt{n_r} * h_p} * \left( \frac{h}{h_p} - 1 \right)$	$k_t = \frac{0.7 * 88.5}{\sqrt{1} * 55} * \left( \frac{95}{55} - 1 \right)$	0.82
$P_{rd} * k_t$	73.13 0.85	59.90N

• **Effort tranchant repris par les goujons  $V_{If}$ :**

La méthode est basée sur le calcul de l’effort total de cisaillement longitudinal  $V_{If}$  exercé sur chaque longueur critique dans le cas d’une connexion totale, l’effort total de cisaillement de calcul  $V_{If}$  auquel sont tenus de résister les connecteurs entre le point de moment fléchissant positif maximal et un appui d’extrémité est calculé selon la formule suivante :

- $V_{If} = \min (f_a (solive), f_b (solive))$
- $V_{If} = \min (1565.25 \text{ kN}, 1335.21 \text{ KN})$
- $V_{If} = 1335.21 \text{ kN}$

**II.5.4.4 Nombre des connecteurs :**

**Tableau II.15 :** Nombre des goujons des solives

Formules	Applications numériques	Résultats
$N_{\text{connecteur}} = \frac{V_{\text{lf}}}{P_{\text{rd}} * k_t}$	$N_{\text{connecteur}} = \frac{1335.21}{59.90}$	22.30
Soit 23 goujons sur la demi-longueur de la solive, c'est-à-dire 46 connecteurs sur la longueur totale de la solive.		
$e = \frac{L}{N_{\text{connec}} - 1}$	$e = \frac{7150}{46 - 1}$	160 mm
$e_{\text{min}} = 5d$	$e_{\text{min}} = 5 * 19$	95 mm
$e_{\text{min}} < e$ ..... C'est vérifié		
Terrasse		46
Courants		46

**Conclusion :**

On utilisera des solives de profilé **IPE 330** pour tout le plancher avec **46 connecteurs** avec un espacement de **160 mm**

**II.6 Calcul de la poutre principale :**

Les poutres principales sont des éléments structuraux, qui permettent de supporter les charges des planchers et les transmettent aux poteaux. Elles sont sollicitées principalement par un moment de flexion. La poutre la plus sollicitée est de L=7.25m

**II.6.1 Poutre principale intermédiaire de grande portée (courant) :**

**II.6.1.1 Prédimensionnement :**

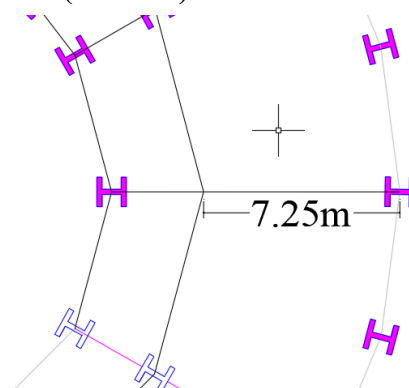
$$\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{15}$$

**Avec :**

L : la longueur de la poutre

h : la hauteur du profilé

**Donc :**



**Figure II.11 :** Poutre Principale



$$\frac{8500}{25} \leq h \leq \frac{8500}{15} \rightarrow 340\text{mm} \leq h \leq 566.66\text{mm}$$

On opte pour un IPE450

**II.6.1.2 Les caractéristiques du profilé :**

**Tableau II.16 :** Les caractéristiques du profilé IPE450

Désignation		Les dimensions					Section		
<b>G</b>	<b>h</b>	<b>b</b>	<b>tw</b>	<b>tf</b>	<b>R</b>	<b>A</b>			
(kg/m)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(cm <sup>2</sup> )			
<b>77.6</b>	450	190	9.4	14.6	21	98.82			
<b>Valeur statique</b>									
<b>Axe fort y-y</b>					<b>Axe faible z-z</b>				
<b>I<sub>y</sub></b>	<b>W<sub>el,y</sub></b>	<b>W<sub>pl,y</sub></b>	<b>i<sub>y</sub></b>	<b>A<sub>vz</sub></b>	<b>I<sub>z</sub></b>	<b>W<sub>el,z</sub></b>	<b>W<sub>pl,z</sub></b>	<b>i<sub>z</sub></b>	
(cm <sup>4</sup> )	(cm <sup>3</sup> )	(cm <sup>3</sup> )	(cm)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>4</sup> )	(cm <sup>3</sup> )	(cm <sup>3</sup> )	cm	
<b>33740</b>	1500	1702	18.48	50.85	1676	176.4	276.4	4.12	

**II.6.2 Phase de construction :**

- Poids propre du profilé ..... G<sub>profilé</sub> = 0.776 kN/ml
- Poids propre du béton frais... G<sub>béton</sub> = 2.57 kN/m<sup>2</sup>
- Poids du bac d'acier... g = 0,13 kN/m<sup>2</sup>
- Surcharge d'ouvriers... Q = 1 kN/m<sup>2</sup>.

**II.6.2.1 Calcul des réactions des solives :**

On calcul les réactions des solives pour chaque phase (phase de construction, finale) car le coulage du plancher (solives, poutres) se fait en même temps.

**Tableau II.17 :** Les réactions des solives (phase de construction)

Formules	Applications numériques	Résultats
$R_u^i \left( \frac{5.4 + 7.2}{2} \text{ m} \right) = \frac{q_u L}{2}$	$R_u^i (6.3\text{m}) = \frac{7.46 * 6.3}{2}$	23.50 kN
$R_s^i (6.3\text{m}) = \frac{q_s L}{2}$	$R_s^i (6.3\text{m}) = \frac{5.36 * 6.3}{2}$	16.88kN

**II.6.2.2 Combinaison des charges :**

B=220mm (largeur de la semelle du profilé)

**Tableau II.18 :** Les charges reprises par la poutre (phase de construction)

Formules	Applications numériques	Résultats
$q_u = 1.35[G_p + b(G_{bet} + g)] + 1.5(b * Q)$	$q_u = 1.35[0.776 + 0.19(2.57 + 0.13)] + 1.5(0.19 * 1)$	<b>2.12 kN/ml</b>
$q_s = G_p + b(G_{bet} + g + Q)$	$q_s = 0.776 + 0.19(2.57 + 0.13 + 1)$	<b>1.55 kN/ml</b>

**II.6.2.3 Vérification de l'élément :**

Il faut vérifier :  $V_{sd}^{max} < 0.5V_{plrd}$  et  $M_{sd}^{max} < M_{plrd}$

(IPE450 est de classe 1)

**Tableau II.19 :** Vérification de l'effort tranchant et le moment fléchissant

Formules	Applications numériques	Résultats
$V_{sd}^{max} = \frac{q_u L}{2} + \frac{5R_u^i}{2}$	$V_{sd}^{max} = \frac{2.12 * 8.50}{2} + \frac{5 * (23.5)}{2}$	126.51 kN
$V_{plrd} = A_v \frac{f_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}}$	$V_{plrd} = 5085 * \frac{275}{1.1 * \sqrt{3}}$	733.95 kN
$0.5V_{plrd}$	$0.5 * 733.95$	366.98 kN
$V_{sd}^{max} < 0.5V_{plrd}$ Il y'a pas d'interaction entre l'effort tranchant et moment fléchissant		
$M_{sd}^{max} = \frac{q_u L^2}{8} + \frac{R_u^i L}{2}$	$M_{sd}^{max} = \frac{2.12 * 8.5^2}{8} + \frac{23.5 * 8.55}{2}$	277.51 kN.m
$M_{plrd} = W_{ply} \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$	$M_{plrd} = 1500 * 10^3 \frac{275}{1.1}$	375 kN.m
$M_{sd}^{max} < M_{plrd}$ ..... C'est vérifier		
$r = \frac{M_{sd}^{max}}{M_{plrd}} = 74 \%$ ..... Condition vérifier		

**II.6.2.4 Vérification de déversement :**

Dans cette phase il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement car la poutre est maintenue latéralement par les solives ce qui empêche le phénomène de se produire.

**II.6.2.5 Vérification la flèche :**

Il faut vérifier :  $f^{max} < f_{adm}$

**Tableau II.20 :** Vérification de la flèche (phase de construction)

Formules	Applications numériques	Résultats
$f_{i1} = \frac{5q_s L^4}{384EI_y}$	$f_{i1}^{max} = \frac{5 * 1.55 * 8500^4}{384 * 2.1 * 10^5 * 33740 * 10^4}$	0.78 mm

$f_{i2} = \frac{19R_sL^3}{384EI_y}$	$f_{i2}^{max} = \frac{19 * 32.52 * 8500^3}{384 * 2.1 * 10^5 * 33740 * 10^4}$	8.65 mm
$f_{i\ tot}^{max} = f_{i1} + f_{i2}$	$f_{i\ tot}^{max} = 0.78 + 2 * 8.65$	18.10 mm
$f_{tot}^{max} = 18.10\text{mm} < f^{adm} = 34\text{ mm} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié}$		

**II.6.3 Phase finale :**

- Poids propre du profilé .....  $G_{profilé} = 0.776\text{ kN/ml}$
- Poids du plancher courant .....  $G_{plancher} = 5.54\text{ kN/m}^2$
- Charge d'exploitation .....  $Q_{administration} = 2.5\text{ kN/m}^2$ .

**II.6.3.1 Largeur participante de la dalle :**

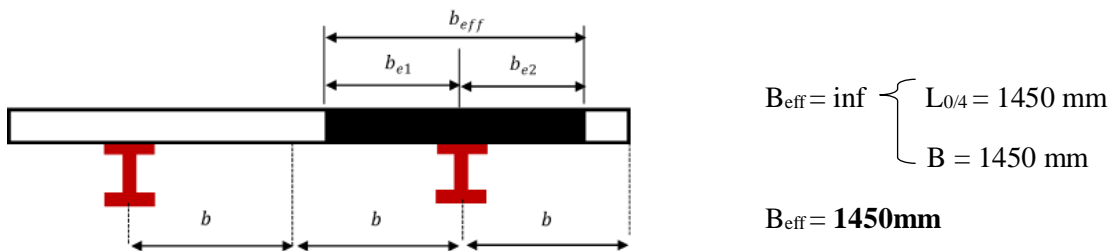


Figure II.12 : La largeur participante de la dalle

**II.6.3.2 Position de l'axe neutre plastique :**

Tableau II.21 : Position de l'axe neutre

Formules	Applications numériques	Résultats
$F_a = A_a \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$	$F_a = 9882 * \frac{275}{1.1}$	2470.5 kN
$F_b = \frac{0.85 * B_{eff} * h_b * F_{c28}}{\gamma_b}$	$F_b = \frac{0.85 * 1450 * 65 * 25}{1.5}$	1335.20 kN
$F_a > F_b \dots\dots\dots \text{Axe neutre est dans la dalle de béton}$		

**Remarque :**

Axe neutre se trouve dans l'acier, il faut vérifier la semelle ou bien l'âme :

$R_w = A_w * f_y$  avec  $A_w = h_w * t_w$   
 $H_w = h_a - 2r - 2t_f = 450 - 2(21) - 2(14.6) = 378.8\text{ mm}$   
 $R_w = [(378.8 * 9.4) * 275] * 10^{-3} = 979.20\text{ KN}$

$R_{béton} > R_w$

L'axe neutre se trouve dans la semelle supérieure du profilé, donc le moment résistant plastique

Développé par la section mixte est :

$$M_{pl,rd} = F_a \left( \frac{ha}{2} \right) + F_b \times \left( \frac{hc}{2} + hp \right)$$

**II.6.3.3 Calcul des réactions des solives :**

On calcule les réactions des solives pour chaque phase (phase de construction, finale) car le coulage du plancher (solives, poutres) se fait en même temps.

**Tableau II.22 :** Les réactions des solives (phase de construction)

Formules	Applications numériques	Résultats
$R_u^f(6.3m) = \frac{q_u L}{2}$	$R_u^f(6.3m) = \frac{17.53 * 6.3}{2}$	55.22 kN
$R_s^f(6.3m) = \frac{q_s L}{2}$	$R_s^f(6.3m) = \frac{12.58 * 6.3}{2}$	39.62kN

**II.6.3.4 Combinaison des charges :**

b=190mm (largeur de la semelle du profilé)

**Tableau II.23 :** Les charges repris par la poutre (phase final)

Formules	Applications numériques	Résultats
$q_u = 1.35[G_p + (G_{plancher} * b)] + 1.5(b * Q)$	$q_u = 1.35[0.776 + (5.54 * 0.19)] + 1.5(0.19 * 2.5)$	<b>3.25 kN/ml</b>
$q_s = G_p + [b(G_{plancher} + Q)]$	$q_s = 0.776 + [0.19 * (5.54 + 2.5)]$	<b>2.36kN/ml</b>

**II.6.3.5 Vérification de l'élément :**

Il faut vérifier :  $V_{sd}^{max} < 0.5V_{plrd}$  et  $M_{sd}^{max} < M_{plrd}$

(IPE450 est de classe 1)

**Tableau II.24 :** Vérification de l'effort tranchant et le moment fléchissant

Formules	Applications numériques	Résultats
$V_{sd}^{max} = \frac{q_u L}{2} + \frac{4R_u^f}{2}$	$V_{sd}^{max} = \frac{3.25 * 8.5}{2} + 2 * \frac{5 * 55.22}{2}$	151.86 kN
$V_{plrd} = A_v \frac{f_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}}$	$V_{plrd} = 5058 * \frac{275}{1.1 * \sqrt{3}}$	734 kN
$0.5V_{plrd}$	0.5*734	367 kN

<b><math>V_{sd}^{max} &lt; 0.5V_{plrd}</math> Il y'a pas d'interaction entre l'effort tranchant et moment fléchissant</b>		
$M_{sd}^{max} = \frac{q_u L^2}{8} + \frac{R_u^f L}{2}$	$M_{sd}^{max} = \frac{3.25 * 8.5^2}{8} + 2 * \frac{55.22 * 8.5}{2}$	492.07 kN.m
$M_{pl,rd} = F_a \left( \frac{h}{2} + h_p \right) + F_b \left( \frac{h_b}{2} + h_p \right)$	$M_{pl,rd} = 2470.5 \left( \left( \frac{450}{2} \right) + 55 \right) + 1335.2 \left( \frac{65}{2} + 55 \right)$	672.69 kN.m
<b><math>M_{sd}^{max} &lt; M_{plrd}</math> ..... C'est vérifier</b>		
<b><math>r = \frac{M_{sd}^{max}}{M_{plrd}} = 73 \%</math> ..... C'est vérifier</b>		

**II.6.3.6 Vérification de déversement :**

Dans cette phase il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement car la poutre est maintenue latéralement pas les solives ce qui empêche le phénomène de se produire

**II.6.3.7 Vérification la flèche :**

Il faut vérifiée que :  $f^{max} = \frac{5 q_s \cdot L^4}{384 E I_c} \leq \bar{f} = \frac{8500}{250} = 29 \text{ mm}$

Avec :  $\begin{cases} q_{ser} = 12.58 \text{ KN/ml} \\ L = 8.5 \text{ m} \\ E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2 \end{cases}$

$I_c = \frac{A_a \times (h_c + 2 \cdot h_p + h_a)^2}{4 \times (1 + nv)} + \frac{b_{eff} \times h_c^3}{12 \times n} + I_a$

$v = \frac{A_a}{A_b} = \frac{33740}{1200 \times 65} = 0,43$  et  $n = \frac{E_a}{E_b} = 15$

$I_c = \frac{9882 \times (65 + (2 \times 55) + 450)^2}{4(1 + (15 \times 0.43))} + \frac{1450 \times 65^3}{12 \times 15} + 33740 \times 10^4 = 4.9 \times 10^8 \text{ mm}^4$

**Tableau II.25 : Vérification de la rigidité**

Formules	Applications numériques	Résultats
$f_{f1} = \frac{5q_s L^4}{384 E I_c}$	$f_i^{max} = \frac{5 * 2.63 * 8500^4}{384 * 2.1 * 10^5 * 4.9 * 10^8}$	0.92 mm
$f_{f2} = \frac{19R_{stot} L^3}{384 E I_c}$	$f_i^{max} = \frac{19 * 39.62 * 10^3 * 8500^3}{384 * 2.1 * 10^5 * 4.9 * 10^8}$	11.64 mm
$f_{fin}^{max} = f_{f1} + f_{f2}$	$f_{fin}^{max} = 0.92 + 2 * 11.64$	24.6 mm
<b><math>f_f^{max} &lt; f^{adm} = 34 \text{ mm}</math> ..... C'est vérifié</b>		

**Conclusion :**

On opte pour les poutres principales de terrasse et étage courants est **IPE450**.

**II.7 Calcul des poteaux :**

Un poteau est un élément vertical destiné principalement à transmettre les charges verticales et horizontales vers les fondations. Les profilés laminés en H sont les plus utilisés pour ce type d'élément car ils ont une bonne résistance (grande inertie) dans les deux directions.

Dans cette partie, on va dimensionner trois types de poteau : central, de rive et d'angle. Les calculs se font selon les étapes suivantes :

- Calcul de l'effort normal de compression  $N_{sd}$  sollicitant le poteau
- Dimensionnement et choix du profilé avec la formule de résistance à la compression.
- Vérifier de ce dernier avec la formule de flambement simple :

$$N_{sd} \leq \chi * \beta_a * A * \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

**II.7.1 Loi de dégression des surcharges :**

Soit  $Q_0$  la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment,  $Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$  les charges d'exploitation respectives des planchers des étages 1, 2, 3, ..., n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitations suivantes :

**Tableau II.26 :** Loi de dégression des surcharges [8]

Sous toit ou terrasse	<b>Q0</b>
<b>Sous dernier étage (étage 1)</b>	$Q_0 + Q_1$
<b>(Étage 2)</b>	$Q_0 + Q_1 + 0.90 Q_2$
<b>(Étage 3)</b>	$Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$
<b>(Étage 4)</b>	$Q_0 + 0.70 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
•	•
•	•
•	•
<b>(Étage n)</b>	$Q_0 + 0.5(Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n)$

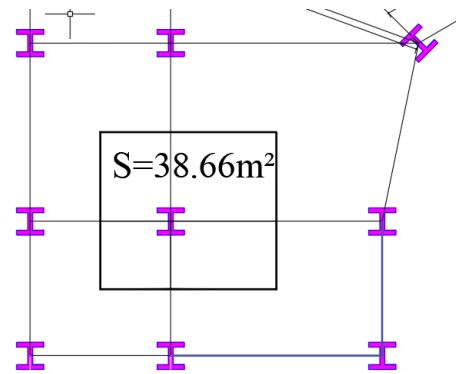
**II.7.2 Poteaux centraux :**

Surface revenant au poteau :

$$S = 38.66 \text{ m}^2$$

**II.7.2.1 Les charges permanentes G :**

- Plancher terrasse =  $6.63 * 38.66 = 253.61 \text{ kN}$
- Plancher courant =  $5.54 * 38.66 = 225.77 \text{ kN}$
- Poids poutre principale =  $0.776 * 12.325 = 6.00 \text{ kN}$



**Figure II.13:** Poteau Central

**II.7.2.2 Les charges d'exploitation Q :**

- Plancher terrasse =  $1 * 38.66 = 38.66 \text{ kN}$
- Plancher courant =  $2.5 * 38.66 = 96.65 \text{ kN}$

**Donc :**

**Tableau II.27 :** Charge et surcharge étage courant et terrasse

	G (kN)	Q (kN)
<b>Terrasse</b>	259.60	38.66
<b>Courante</b>	231.77	96.65

**II.7.2.3 Les charges cumulées dans chaque étage :**

**Tableau II.28 :** Charge et surcharge cumulé dans chaque étage

Surface	Niveau	G <sub>cumulé</sub> (kN)	Q <sub>cumulé</sub> (kN)
<b>38.66 m<sup>2</sup></b>	<b>12<sup>e</sup></b>	259.60	38.66
	<b>11<sup>e</sup></b>	491.37	135.31
	<b>10<sup>e</sup></b>	723.14	222.29
	<b>9<sup>e</sup></b>	954.91	299.61
	<b>8<sup>e</sup></b>	1186.68	367.21
	<b>7<sup>e</sup></b>	1418.45	425.26
	<b>6<sup>e</sup></b>	1650.22	473.58
	<b>5<sup>e</sup></b>	1881.99	521.91
	<b>4<sup>e</sup></b>	2113.76	570.23
	<b>3<sup>e</sup></b>	2345.53	618.56
	<b>2<sup>e</sup></b>	2577.30	666.85
	<b>1<sup>e</sup></b>	2809.07	715.21
<b>RDC</b>	3040.84	763.56	

**II.7.2.4 Calcul de la sollicitation :**

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

$$N_{sd} = 1.35G + 1.5Q$$

$$N_{c,rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}}$$

**Avec :**

$N_{sd}$  : effort normal de compression interne de la section transversale.

$N_{c,rd}$  : effort résistant à la compression .

**Donc :**

$$A_{calculé} \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{m0}}{f_y}$$

**Tableau II.29** : Choix du profilé

Etages	$N_{sd}$ (kN)	$A_{calculé}$ (cm <sup>2</sup> )	Profilé choisie	$A_{choisie}$ (cm <sup>2</sup> )
12 <sup>e</sup> , 11 <sup>e</sup> et 10 <sup>e</sup>	1418.145	56.72	HEB 180	65.25
9 <sup>e</sup> , 8 <sup>e</sup> et 7 <sup>e</sup>	2552.79	102.11	HEB 280	131.40
6 <sup>e</sup> , 5 <sup>e</sup> et 4 <sup>e</sup>	3708.92	148.36	HEB 320	161.30
3 <sup>e</sup> , 2 <sup>e</sup> et 1 <sup>er</sup>	4865.05	194.60	HEB450	218.00
RDC	5250.47	210.01	HEB550	238.60

### II.7.3 Vérification du flambement simple :

Le flambement est un phénomène très dangereux, il affecte les pièces simplement comprimées ainsi que les pièces comprimées et fléchies. Il est dit simple pour les pièces comprimées sans flexion.

**On a :**

$$\lambda_1 = 93.91 \varepsilon$$

➤  $\lambda_1$  : Élancement intermédiaire.

$$\left. \begin{array}{l} \lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} \\ \lambda_z = \frac{l_{fz}}{i_z} \end{array} \right\} \lambda = \max(\lambda_y; \lambda_z) \rightarrow \bar{\lambda} = \frac{\lambda_{max}}{\lambda_1}$$

➤ Si  $\bar{\lambda} \leq 0.2$  le flambement n'est pas à considérer.

$\bar{\lambda}$  : Élancement réduit.

$l_f$  : Longueur de flambement.

$i$  : Rayon de giration

**Tableau II.30** : Facteur d'imperfection  $\alpha$ .

Courbe de flambement	a	b	c	d
Facteur d'imperfection $\alpha$	0.21	0.34	0.49	0.76

$\alpha$  : Coefficient d'imperfection.



➤ **Détermination de  $\chi$  :**

$$\varphi = 0.5 * (1 + \alpha * (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2)$$

$$\chi = \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 + \bar{\lambda}^2}} \leq 1$$

$\beta_a = 1$  pour une section de classes 1,2 et 3.

$\gamma_{m0} = 1.1$  pour une section de classes 1,2 et 3.

**II.7.4 Vérification selon la réglementation du flambement simple :**

$$N_{sd} \leq \chi * \beta_a * A * \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

- **Exemple du calcul :**

On suppose que les poteaux sont articulés dans les deux sens.

Calcul du poteau du 8ème étage : HEB 180

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\frac{L_{f,y}}{i_y} = \frac{360}{7.45}}{93,6\epsilon} = 0,55 \geq 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\frac{L_{f,z}}{i_z} = \frac{360}{4.52}}{86,83} = 0,92 \geq 0,2$$

➔  $\bar{\lambda} = 0.92$

$$\varphi = 0.5 [1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] \rightarrow \varphi = 0.5 [1 + 0.49(0.89 - 0.2) + 0.79]$$

→  $\varphi = 1.06$

$$\chi = \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 + \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{1.06 + \sqrt{1.06^2 + 0.92^2}} = 0.406$$

$$N_{b,rd} = \frac{X * \beta_a * A * f_y}{\gamma_{M1}} \rightarrow N_{b,rd} = \frac{0.406 * 1 * 6434 * 275}{1.1} \rightarrow N_{b,rd} = 653.05 \text{ kN}$$

$N_{sd} = 1418.14 \text{ kN} > N_{b,rd} = 653.05 \text{ kN} \rightarrow$  Condition non vérifiée

On doit augmenter la section du profilé, on opte pour un HEB 200

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\frac{L_{f,y}}{i_y} = \frac{360}{8.54}}{93,6\epsilon} = 0,43 \geq 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\frac{L_{f,z}}{i_z} = \frac{360}{5.07}}{86,83} = 0,65 \geq 0,2$$

$$\bar{\lambda} = 0.65$$

$$\varphi = 0.5 [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] \rightarrow \varphi = 0.5 [1 + 0.49(0.65 - 0.2) + 0.4225]$$

$$\rightarrow \varphi = 0.82$$

$$\chi = \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{0.82 + \sqrt{0.82^2 - 0.65^2}} = 0.75$$

$$N_{b,rd} = \frac{X \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}} \rightarrow N_{b,rd} = \frac{0.75 \times 1 \times 7808 \times 275}{1.1} \rightarrow N_{b,rd} = 1469.24 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 1418.14 \text{ kN} \leq N_{b,rd} = 1469.24 \text{ kN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Tableau II.31 : Vérification des profilées**

Etages	Profilé	$\bar{\lambda}$	$\alpha$	$\varphi$	$\chi$	$N_{sd}$ (kN)	$N_{b,rd}$ (kN)
12 <sup>e</sup> , 11 <sup>e</sup> et 10 <sup>e</sup>	HEB200	0.65	0.49	0.82	0.75	1418.145	1469.24
9 <sup>e</sup> , 8 <sup>e</sup> et 7 <sup>e</sup>	HEB300	0.48	0.49	0.67	0.88	2552.79	2804.84
6 <sup>e</sup> , 5 <sup>e</sup> et 4 <sup>e</sup>	HEB400	0.49	0.34	0.66	0.89	3708.92	3786.16
3 <sup>e</sup> , 2 <sup>e</sup> et 1 <sup>er</sup>	HEB600	0.51	0.34	0.68	0.88	4865.05	5086.91
RDC	HEB700	0.63	0.34	0.77	0.82	5250.47	5385.69

---

**CHAPITRE III**  
**ETUDE CLIMATIQUE**

---

### III.1 : Introduction

Ce chapitre a pour but de déterminer les différentes sollicitations climatiques produites par les charges du vent et de la neige, agissant sur l'ensemble de l'ouvrage et sur ses différentes parties. Cette étude sera réalisée conformément au règlement neige et vent, Le règlement **RNV 2013** s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à 200 mètres.

### III.2 : Les charges climatiques :

#### III.2.1 : Calcul de la charge de la neige « S » :

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

$$S = \mu \times S_k$$

- $S_k$  (kN/m<sup>2</sup>) : charge de neige sur le sol, par unité de « KN/m<sup>2</sup> » **DTR RNV2013.**
- $\mu$  : est le coefficient d'ajustement des charges, en fonction de la forme de la toiture, **DTR RNV2013.**

Le bâtiment étudié se situe dans la wilaya d'**Alger** commune **dar el Beida** avec les données suivantes :

- Zone : B
- Groupe : 2
- Altitude (H) : 48m
- $\alpha = 0^\circ$  (Toiture plate)

$$\mu = 0.8 \quad \text{Pour} \quad 0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ . \quad (\text{RNV13 art}$$

$$\text{Zone de neige B} \longrightarrow S_k = \frac{(0.04 * H) + 10}{100} = \frac{(0.04 \times 48) + 10}{100} = 0.1192 \text{ KN/m}^2$$

$$\longrightarrow S = 0.8 \times 0.1192 = \mathbf{0.095 \text{ KN/m}^2}$$



**Figure III.1** : Effet de Neige sur Toiture

### III.2.2 : Calcul de la charge du vent :

L'effet du vent sur une construction métallique est généralement prépondérant, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent au toutes les directions possibles. L'effet Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

- La direction
- L'intensité
- La région
- Site d'implantation de la structure et de son environnement
- La forme géométrique et des ouvertures de la structure

#### III.2.2.1 Dimensionnement de l'ouvrage :

On a une forme compliquée presque circulaire donc on prend les dimensionnements de la structure comme :

Hauteur : ..... H = 48m

Diamètre : ..... D = 42m

#### III.2.2.2 : Donnée relative au site :

Le site trouvé dans la wilaya d'Alger la commune de Dar EL Beida avec une pression dynamique de **Zone I**

#### III.2.2.3 : Zone du vent :

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

Zone	$V_{\text{réf}}$ (m/s)	$q_{\text{réf}}$ (N/m <sup>2</sup> )
I	25	375

**III.2.2.4 : Catégorie du terrain :****Tableau III.2** : Définition des catégories de terrain.

Catégorie du terrain	$K_T$	$Z_0$ (m)	$Z_{min}$ (m)	$\varepsilon$
IV	0.234	1	10	0.67

- **Catégorie du terrain IV** : Zone dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments d'hôteur moyenne supérieure à 15m
- $K_T$  : Facteur de terrain.
- $Z_0$  (m) : Paramètre de rugosité.
- $Z_{min}$  (m) : Hauteur minimale.
- $\varepsilon$  : Coefficient utilisé pour le calcul du coefficient.

**III.2.2.5 : La pression dynamique de pointe «  $q_p(z)$  » :**

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

$$q_p(z_e) = q_{réf} * C_e(z_e)$$

- $q_{réf}$  : est la pression dynamique de référence donnée par le **tableau 2.2 RNV2013** en fonction de la zone de vent avec unité de ( N/mm<sup>2</sup> )
- $C_e$  : est le coefficient d'exposition au vent. (Cf. §2.4) **RNV2013**

**III.2.2.5.1 : Coefficient d'exposition «  $C_e$  » :**

Le coefficient d'exposition au vent  $C_e(z)$  tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol. (Cf. §2.4.2) **RNV2013**

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

- $C_r$  : est le coefficient de rugosité.
- $C_t$  : est le coefficient de topographie.
- $I_v$  : est l'intensité de la turbulence.
- $Z$  (m) : est la hauteur considérée.

**III.2.2.5.2 : Coefficient de topographie «  $C_t(z)$  » :**

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

$C_t(z) = 1$  (Site plat). (Cf. §2.4.5) **RNV2013**

**III.2.2.5.3 : Coefficient de rugosité «  $C_r(z)$  » :**

Le coefficient de rugosité  $C_r(z)$  traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse

moyenne du vent. Il définit la loi logarithmique (logarithme népérien) (Cf. §2.4.4) RNV2013

$$\begin{cases} C_r(z) = K_T * \text{Ln} \left( \frac{z}{z_0} \right) & \text{Pour } z_{\min} \leq z \leq 200\text{m} \\ C_r(z) = K_T * \text{Ln} \left( \frac{z_{\min}}{z_0} \right) & \text{pour } z < z_{\min} \end{cases}$$

**III.2.2.5.4 : Intensité de turbulence « I<sub>v</sub>(z) » :**

L'intensité de turbulence est définie comme étant l'écart type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du vent et est donnée par l'équation : (Cf. §2.4.6) RNV2013

$$\begin{cases} I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) * \text{Ln} \left( \frac{z}{z_0} \right)} & \text{Pour } z > z_{\min} \\ I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) * \text{Ln} \left( \frac{z_{\min}}{z_0} \right)} & \text{pour } z \leq z_{\min} \end{cases}$$

On a une structure partiellement circulaire pour obtenir des résultats :

**Tableau III.3 : La pression dynamique de pointe.**

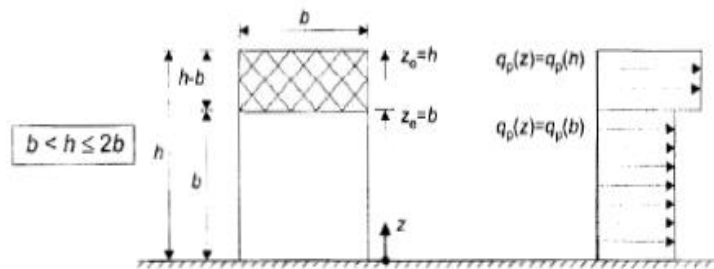
Niveau	H(m)	C <sub>t</sub>	C <sub>r</sub>	I <sub>v</sub>	q <sub>réf</sub> (n/m <sup>2</sup> )	C <sub>e</sub>	q <sub>p</sub> (kN/m <sup>2</sup> )
<b>RDC Au 10<sup>ème</sup></b>	42	1.00	0.846	0.276	375.00	2.1	788
<b>10<sup>ème</sup> au 12<sup>ème</sup></b>	48	1.00	0.906	0.258	375.00	2.3	863.72

**III.2.2.6 : Direction du vent :**

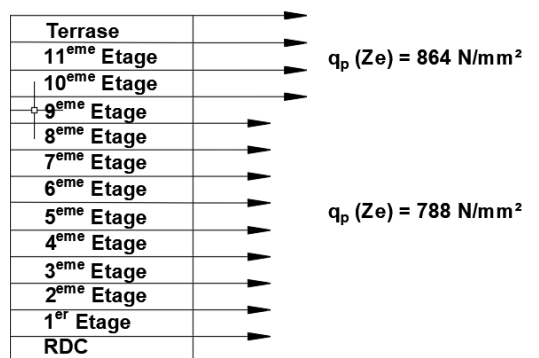
h = 48m ; b = 42m

Cas 2 : b < h < 2b

42m < 48m < 84m



**Figure III.2 : Hauteur de référence Ze.**



**Figure III.3 : Répartition de la pression dynamique**

- La direction **V1** du vent : perpendiculaire à la façade Principale

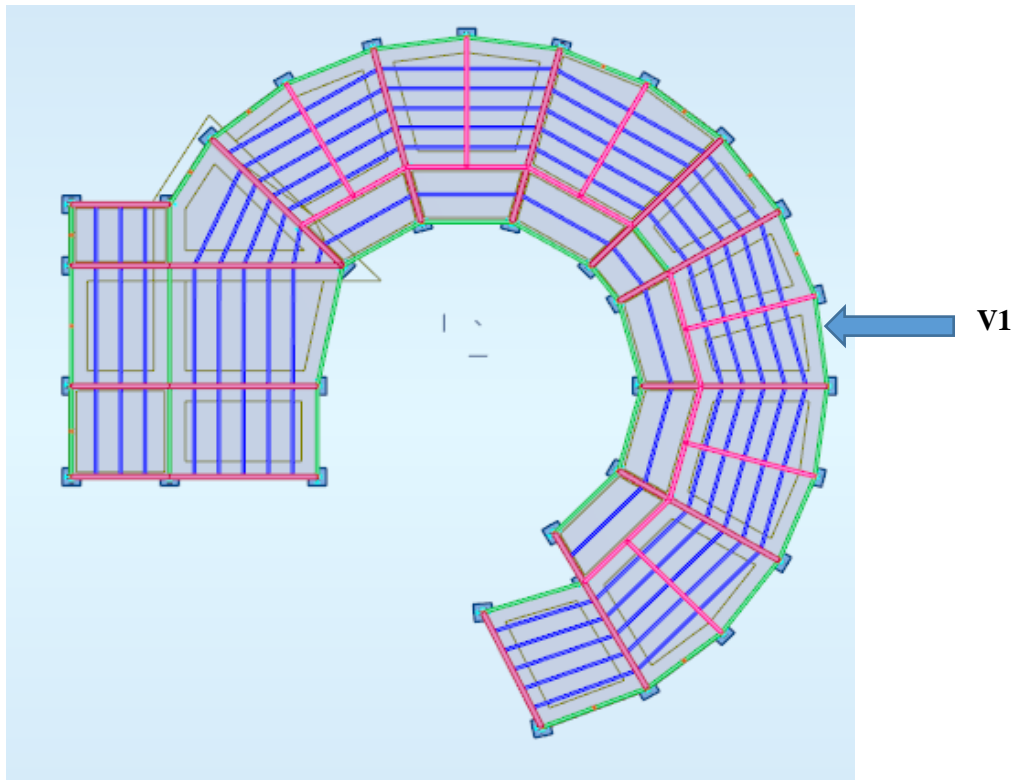


Figure III.4 : Direction du vent sur la paroi circulaire

**III.2.2.7 : La pression aérodynamique  $W(z_j)$ :**

La pression dynamique  $W(z_j)$  agissant sur une paroi est obtenue à l’aide de la formule suivante :  
(Cf. §2.5.2) RNV2013

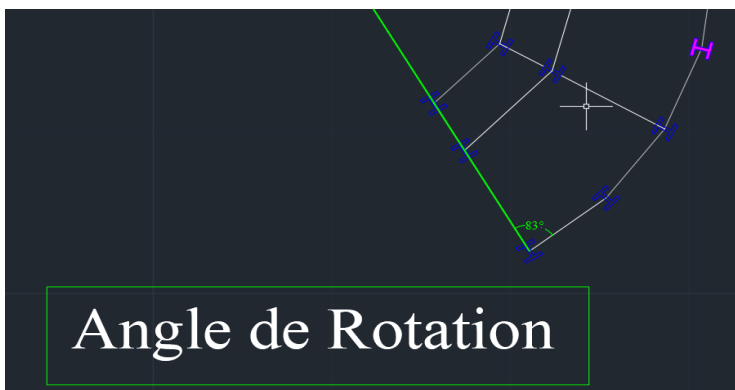
$$W(z_j) = q_p(z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}] \text{ [N/m}^2\text{]}$$

Avec :

- $C_{pe}$  : coefficient de pression extérieur
- $C_{pi}$  : coefficient de pression intérieur

**III.2.2.7.1 : Calcule du coefficient de pression extérieur «  $C_{p0}$  » : (Cf. §5) RNV2013**

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :



- $R = 20.64 \text{ m}$
- $D = b = 41.28 \text{ m}$
- $q_p = 0.788 \text{ Kn/m}^2 \text{ (RDC)}$
- $q_p = 0.865 \text{ Kn/m}^2 \text{ (10}^{eme}\text{)}$
- $\alpha = 83$

Figure III.5 : Angle de Rotation



On a les conditions des Parois verticales a base circulaire (5.1.11) RNV2013 :

$$\left( \begin{array}{ll} C_{pe} = C_{p0} & \text{pour } 0^\circ \leq \alpha \leq \alpha_{\min} \\ C_{pe} = C_{p0} \times (\Psi_\lambda + (1-\Psi_\lambda) \times \cos\left(\frac{\pi}{2} \left(\frac{\alpha-\alpha_{\min}}{\alpha_A-\alpha_{\min}}\right)\right)) & \text{pour } \alpha_{\min} \leq \alpha \leq \alpha_A \\ C_{pe} = C_{p0} \times \Psi_\lambda & \text{pour } \alpha_A \leq \alpha \leq 180^\circ \end{array} \right)$$

Où:

- $C_{p,0}$  est le coefficient de pression extérieure pour un élanement infini ;  $C_{p,0}$  est donné par la figure 5.12 ou le tableau 5.6 en chaque point du cylindre (défini par un angle de rotation  $\alpha$ ) en fonction du paramètre  $b \times \sqrt{q_p}$
- $\alpha_A$  (en degrés) est la position du point de décollement de l'écoulement (voir figure 5.11),
- $\alpha_{\min}$  (en degrés) est la position de la pression minimale, (voir figure 5.11) ;
- $\Psi_\lambda$  est le facteur d'élanement (Cf. chapitre 4, § 1.2).

• **Facteur d'élanement :**

Le facteur d'élanement  $\Psi_\lambda$  est donné par la figure 4.1 en fonction de l'élanement effectif  $\lambda_e$  (Cf. § 4.1.2) et pour différents coefficients de remplissage  $\phi$ .

On prendra :

- $\phi = 1$  pour les constructions fermées ;

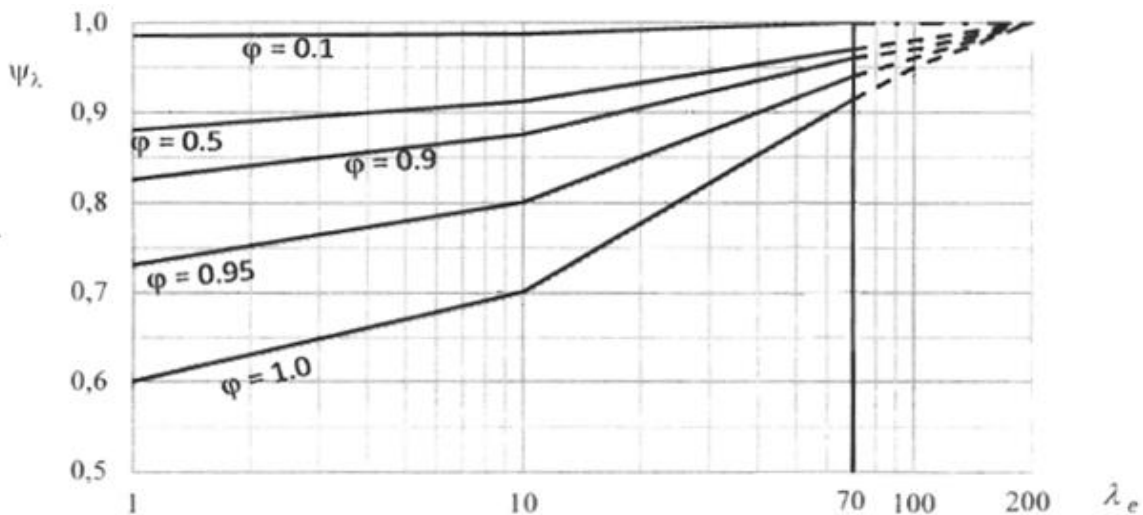


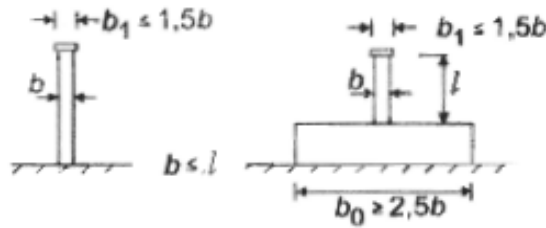
Figure III.6 : Facteur D'élanement  $\psi_i$

• **Facteur d'élanement effectif :**

A partir de 4.1.2 (RNV2013) on a la formule suivant  
notre cas est : pour  $l \geq 50m$

$L = 48m \cong 50m$

$\lambda_e = \text{Min} (0.7 \times \frac{l}{b}; 70) \longrightarrow \lambda_e = \text{Min} (0.89; 70) \longrightarrow \lambda_e = 0.89$



**Figure III.7 :** élancement effectif

Avec la **Figure III.6** on a ( $\Psi_\lambda=0.6$ )

**1) Calcule de  $b \times \sqrt{q_p}$  :**

- $b \times \sqrt{q_p} = 41.28 \times \sqrt{0.788} = 36.64$  (RDC au 10<sup>eme</sup>)
- $b \times \sqrt{q_p} = 41.28 \times \sqrt{0.47} = 28.30$  (10<sup>eme</sup> au 12<sup>eme</sup>)

**Remarque :**

Avec notre résultat on trouve que les deux valeurs sont presque 26 donc :

on prend  $C_{p0}$  pour  $b \times \sqrt{q_p} = 130 \longrightarrow \alpha_A = 120^\circ$   
 $\alpha_{min} = 80^\circ$

$(\alpha_{min} = 80^\circ \leq \alpha = 83^\circ \leq \alpha_A = 120^\circ)$

**Tableau III.4 :** Valeur de paramètre  $b \times \sqrt{q_p}$

$b \times \sqrt{q_p}$	$\alpha_{min}$	$\alpha_A$
6.5	85	135
26	80	120
130	75	105

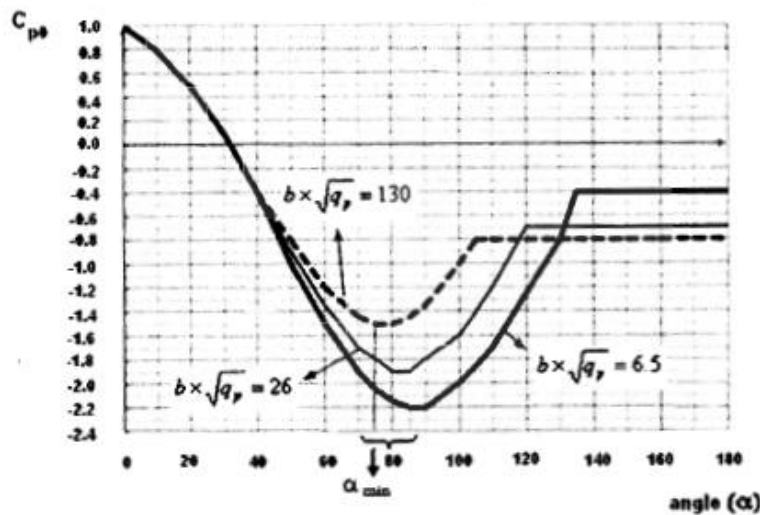


Figure III.8 : Valeur de  $C_{p0}$

**III.2.2.7.2 : Calcul de coefficient de pression extérieur  $C_{pe}$  :**

$$C_{pe} = C_{p0} \times (\Psi_\lambda + (1 - \Psi_\lambda) \times \cos\left(\frac{\pi}{2} \left(\frac{\alpha - \alpha_{min}}{\alpha_A - \alpha_{min}}\right)\right))$$

Avec l'interpolation des valeurs de tableau 5.6 de **DTR C2.4.7** on trouve :

**Tableau III.5 :**  $C_{p0}$  pour paroi verticales des constructions a bases circulaires

Angle $\alpha$ (°)	$C_{p0}$ ( $b \times \sqrt{qp} = 26$ )	$C_{pe}$
0	1	1
15	0.8	0.8
30	0.1	0.1
45	- 0.4	- 0.4
60	- 1.35	- 1.35
75	- 1.8	- 1.8
90	- 1.8	- 1.8
105	- 1.4	- 1.4
120	- 0.7	- 0.7
135	- 0.7	- 0.7
150	- 0.7	- 0.7
160	- 0.7	- 0.7
170	- 0.7	- 0.7
180	- 0.7	- 0.7

**III.2.2.7.3 : Calcul du coefficient de pression intérieure «  $C_{pi}$  » :**

D'après, une supposition des ouvertures (1.4m\*1.4m) le cas de bâtiments fermes avec mur rideaux,

la valeur extrême du  $C_{pi}$  est :

On a  $\mu_p = \frac{\Sigma \text{des surfaces des ouvertures ou } C_{pe} \leq 0}{\Sigma \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$

$S = 1.4 * 1.4 = 1.96 m^2$

$\begin{cases} b = 41.28 \text{ m} \\ h = 48 \text{ m} \end{cases}$

$\frac{h}{d} = \frac{48}{41.28} = 1.16 > 1$

$\mu_p = \frac{8 * (1.96)}{11 * (1.96)} = 0.73$

Donc a partir du graphe 5.14 on obtient

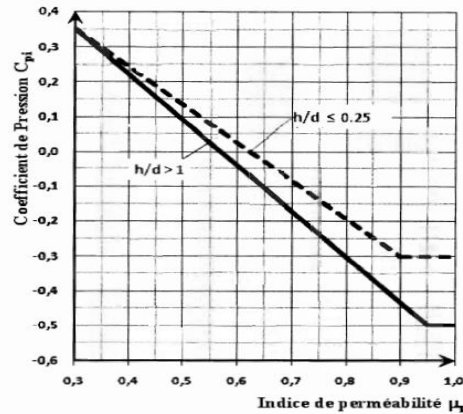


Figure III.9 : Coefficient des pressions intérieures

$C_{pi} = -0.2$

Tableau III.6 : Valeur de W(zj) Pour direction du vent V1

Angle $\alpha$ (°)	$C_d$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$q_p$ (kN/m <sup>2</sup> )	$W(z_j)$ (kN/m <sup>2</sup> )
0	1	1	- 0.2	0.788	0.946
				0.864	1.17
15	1	0.8	- 0.2	0.788	0.788
				0.864	0.973
30	1	0.1	- 0.2	0.788	0.236
				0.864	0.273
45	1	- 0.4	- 0.2	0.788	- 0.158
				0.864	- 0.227
60	1	- 1.35	- 0.2	0.788	- 0.91
				0.864	- 1.18
75	1	- 1.8	- 0.2	0.788	- 1.26
				0.864	- 1.627
90	1	- 1.8	- 0.2	0.788	- 1.26
				0.864	- 1.627
105	1	- 1.4	- 0.2	0.788	- 0.946
				0.864	- 1.227
120	1	- 0.7	- 0.2	0.788	-0.351
				0.864	- 0.527
135	1	- 0.7	- 0.2	0.788	-0.351
				0.864	- 0.527
150	1	- 0.7	- 0.2	0.788	-0.351
				0.864	- 0.527
160	1	- 0.7	- 0.2	0.788	-0.351
				0.864	- 0.527
170	1	- 0.7	- 0.2	0.788	-0.351
				0.864	- 0.527
180	1	- 0.7	- 0.2	0.788	-0.351
				0.864	- 0.527

**III.3 : Conclusion :**

D'après les Résultats trouvés dans le **tableau III.5**, l'effort tranchant à la base est

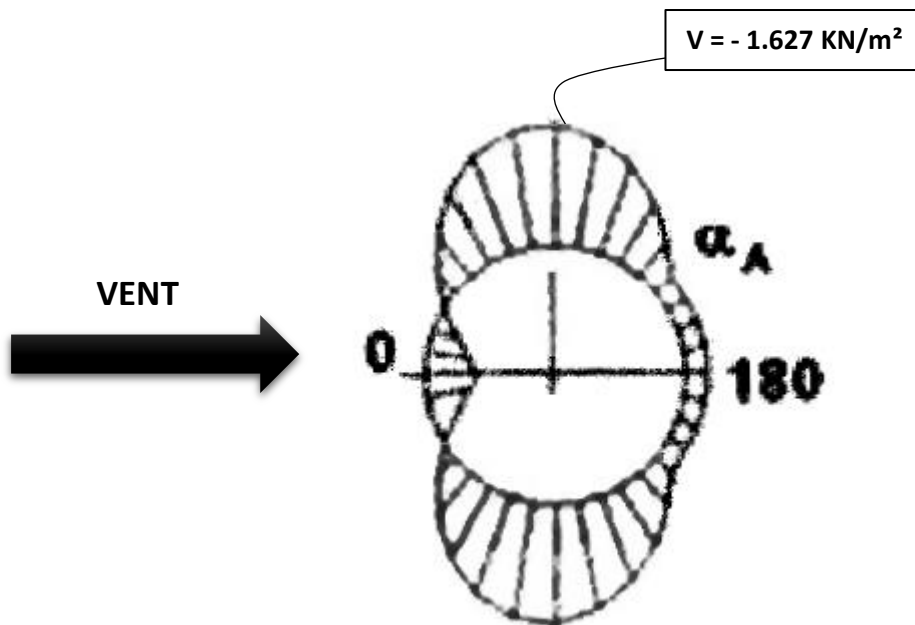
$$V^{\max} = 1627 \text{ KN}$$

après le résultat d'analyse spectral sur le ROBOT ' Tableau V.8 ' on a trouvé que l'effort produit par le séisme est plus grande que l'effort de vent  $W$

$$V_x = 11613,73 \text{ KN} \gg W = 1627 \text{ KN}$$

$$V_y = 11104,84 \text{ KN} \gg W = 1627 \text{ KN}$$

C'est pourquoi nous avons négligé l'effet du vent dans les calculs et les vérifications



**Figure III.10** : les pressions dynamiques sur la paroi circulaire

---

**CHAPITRE IV**  
**DIMENSIONEMENT DES ELEMENTS**  
**SECONDAIRES**

---

### IV.1 : Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons étudier les éléments secondaires à savoir : **les escaliers & l'acrotère.**

Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement '**BAEL 91 modifié 99**', '**CBA93**' et **EC3**, en respectant le règlement parasismique algérien '**RPA99 version 2003**'

### IV.2 : Les escaliers :

Un escalier est une suite de marches qui permettent de passer d'un niveau à un autre, dont la largeur s'appelle l'embranchement, la largeur des marches s'appelle le giron (g) et la hauteur des marches une contre marche (h), il se compose de plusieurs éléments :

- Palier : c'est une aire plane située à chaque étage au départ et à l'arrivée d'une volée d'escalier, sa fonction est de permettre un repos pendant la montée.
- Palier intermédiaire : c'est un palier placé entre deux niveaux.
- Volée : une partie droite (ou courbe) d'escalier comprise entre deux paliers successifs.
- Marches : elles peuvent être encastrées entre deux limons ou reposées sur un ou deux limons.

#### IV.2.1 : Choix des dimensions :

On a  $59 \text{ cm} < (30 + 2h) < 66 \text{ cm}$  ;

$59 \text{ cm} < 64 \text{ cm} < 66 \text{ cm}$  **vérifiée**

$14.5 \text{ cm} < h < 18 \text{ cm}$

Pour  $h=17 \text{ cm}$ , on a :

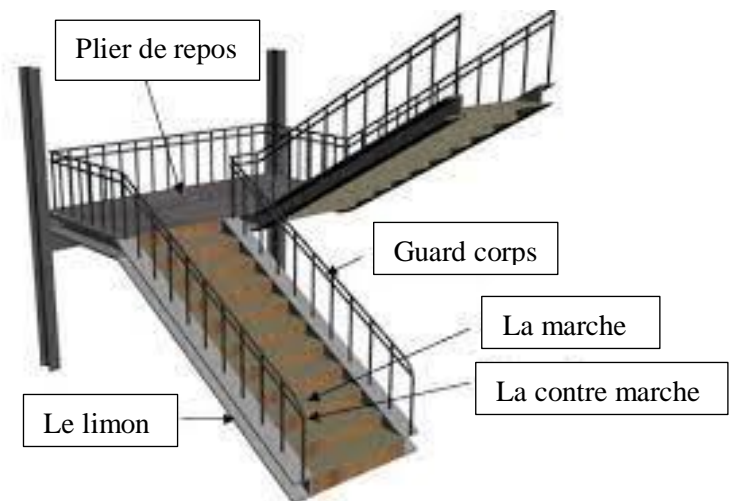
#### IV.2.2 : Caractéristiques géométriques :

Hauteur de **RDC** :  $H_1 = 4.2 \text{ m}$

Hauteur d'**étage** :  $H_2 = 3.6 \text{ m}$

Contre marche :  $h = 0.17 \text{ m}$

Largeur de la marche :  $g = 0.3 \text{ m}$



**Figure IV.1** : Escalier métallique

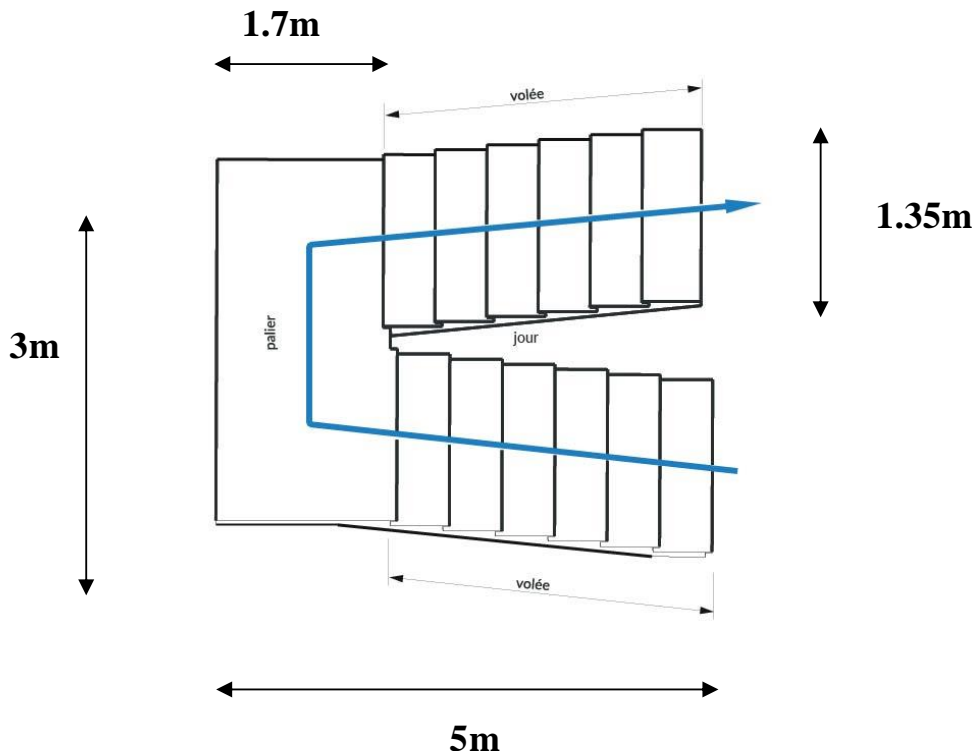


Figure IV.1 : Coupe horizontale des Escaliers

IV.2.3 : Escalier RDC :

Nombre des contres marches  $n = \frac{4.20}{0.17} = 12$  contres marches

Nombre des marches  $m = n-1 = 12-1 = 11$

Emmarchement : 1.35 m

L'inclinaison de la paillasse :  $\tan \alpha = \frac{210}{330} = 0,64$ ;  $\alpha = 32.47^\circ$

La longueur de la paillasse :  $L = \sqrt{3.3^2 + 2.10^2} = 3.91$  m

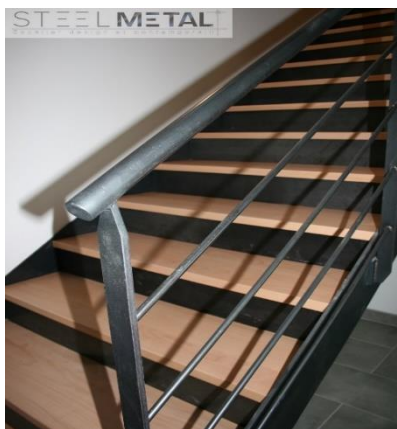


Figure IV.2 : schéma statique représentant les marches et contremarches d'escalier

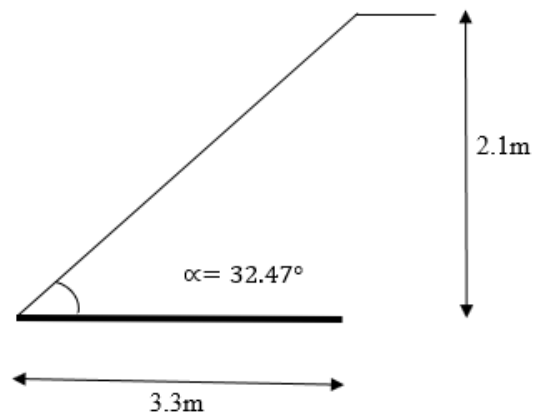


Figure IV.3 : schéma statique représentant les dimensions de l'escalier (RDC)





**IV.2.4.6 : La flèche :**

$$f = \frac{5q_s l^4 250}{384EI} = \frac{5 \times 1,222 \times 1350^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 6,43 \times 10^4}$$

$$f = 3,92 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{1350}{250} = 5,4 \text{ mm}$$

$$f \leq f_{adm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**IV.2.4.7 Résistance :**

$$M_{sd} \leq M_{plrd}$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{45-7-5}{8,5} = 8,5 < 10\varepsilon = 9,2 \quad \text{Donc la cornière est de classe 1}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{1,77 \times 1,35}{8} = 0,4 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_{m1}}$$

$$M_{plrd} = \frac{275 \times 2,43 \times 10^3}{1,1} = 0,61 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} \leq M_{plrd} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**IV.2.4.8 : Cisaillement :**

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{2} = \frac{1,77 \times 1,35}{2} = 1,195 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{V_{sd} \times S}{e \times l}$$

$$S = \sum A_i \times z_i$$

$$S = \frac{(45 \times 4) \times 4}{2} + \frac{(45-4) \times 4 \times 45}{2} = 3722 \text{ mm}^3$$

$$\tau = \frac{1,195 \times 3722 \times 10^3}{4 \times 6,43 \times 10^4} = 17,30$$

$$\tau = \frac{f_y}{\sqrt{3}} = 158,77$$

$$\tau < \tau' \quad \text{condition vérifiée}$$

**IV.2.5 : Dimensionnement de limon de volée :****IV.2.5.1 : Evaluation des charges :****- Charges permanente G :**

Cornière .....  $(2 \times 11 \times 0.0279 \times 0.675) / 3.3 = 0.126 \text{ KN/m}$

Poids de garde-corps .....  $0.3 \text{ KN/m}$

Revêtement + mortier de pose + tôle .....  $1.23 \times 1.35 / 2 = 0.83 \text{ KN/m}$

**Totale G = 1.256 KN/m**

**- Charge d'exploitation :**

$$Q = 2.5 \times \frac{1.35}{2} = 1.69 \text{ KN/m}$$

Donc :

$$Q_s = 1.256 + 1.69 = 2.95 \text{ KN/m}$$

$$Q_u = 1.35 \times 1.256 + 1.5 \times 1.69 = 4.23 \text{ KN/m}$$

**Donc**

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_{u1} = Q_u \times \cos \alpha = 3.57 \text{ KN/m} \\ Q_{u2} = Q_u \times \sin \alpha = 2.27 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

$$f = \frac{5q_s L^4 \times \cos \alpha}{384EI} \leq f_{adm} = \frac{1}{250}$$

$$I \geq \frac{250 \times 5 \times Q_s \times \cos \alpha \times L^3}{(384 \times E)} = \frac{5 \times 250 \times 2.95 \times \cos 32.47 \times (3910)^3 \times 10^{-4}}{384 \times 2.1 \times 10^5} = 216.74 \text{ mm}^4$$

**On pose UAP130**

**IV.2.5.2 : Vérification en tenant compte le poids propre de limon :**

$$Q_s = 2.95 + 0.1374$$

$$Q_s = 3.09 \text{ KN/m}$$

$$Q_{u1} = 3.76 \text{ KN/m}$$

$$Q_{u2} = 2.46 \text{ KN/m}$$

**IV.2.5.3 : La flèche :**

$$f = \frac{5 \times 3.09 \times \cos 32.47 \times (3910^4)}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 459.56 \times (10^4)}$$

$$f = 8.22 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{250}$$

$$f_{adm} = \frac{3910}{250}$$

$$f_{adm} = 15.64 \text{ mm}$$

(  $f \leq f_{adm}$  ) condition vérifiée

**IV.2.5.4 : Résistance :**

$$M_{sd} \leq M_{plrd}$$

$$M_{sd} = \frac{Q_{u1} \times L^2}{8}$$

$$M_{sd} = \frac{3.76 \times 3.91^2}{8} = 7.185 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_{m1}}$$

$$M_{plrd} = \frac{275 \times 10^3 \times 83.51 \times 10^{-6}}{1.1} = 20.88 \text{ KN.m}$$

( $M_{sd} \leq M_{plrd}$ ) condition vérifiée

**IV.2.5.5 : Cisaillement :**

$$V_{sd} < V_{plrd}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$$

$$A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2r)t_f$$

$$A_v = 1750 - 2 \times 55 \times 9.5 + (6 + 2 \times 9.5)9.5$$

$$A_v = 942.5 \text{ mm}^2$$

$$V_{plrd} = \frac{942.5 \times 275 \times 10^{-3}}{(\sqrt{3} \times 1.1)}$$

$$V_{plrd} = 136.038 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = \frac{Q_{u2} \times L}{2} = \frac{2.46 \times 3.91}{2}$$

$$V_{sd} = 4.809 \text{ KN}$$

$(V_{plrd} \geq V_{sd}) \longrightarrow$  **condition vérifiée**

Donc :

On opte un **UAP130** pour le limon

#### **IV.2.6: Etude la poutre palière :**

##### **IV.2.6.1 : Evaluation des charges :**

- **Charge permanente :**

Hi-bond 55 ..... 0.13 KN/m<sup>2</sup>

Poids de la dalle (e=10cm) ..... 1.85 KN/m<sup>2</sup>

Mortier de pose (e=2cm) ..... 0.4 KN/m<sup>2</sup>

Revêtement en carrelage (2cm) ..... 0.44 KN/m<sup>2</sup>

**Totale                    G= 2.97 KN/m<sup>2</sup>**

- **Charge d'exploitation :**

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

- **Chargement linéaire :**

$$G = 2.97 \times 3 = 8.91 \text{ KN/m}$$

$$Q = 2.5 \times 3 = 7.5 \text{ KN/m}$$

##### **IV.2.6.2 : ELS**

$$Q_s = 8.91 + 7.5 = 16.41 \text{ KN/m}$$

##### **IV.2.6.3 : ELU**

$$Q_u = 1.35 \times 8.91 + 1.5 \times 7.5 = 23.28 \text{ KN/m}$$

$$f = (5Q_s * L^4) / (384 * E * I) = \frac{5Q_s \times L^4}{384 \times E \times I} \leq f_{adm} = L/250$$

$$I \geq \frac{(250 \times 5 \times Q_s \times L^3)}{384 \times E} = \frac{5 \times 250 \times 16.41 \times 3000^3 \times 10^{-4}}{384 \times 2.1 \times 10^5}$$

$$I \geq 686.80 \text{ cm}^4$$

On opte un : **IPE160**

#### IV.2.6.4 : Vérification en tenant compte le poids propre de la poutre :

$$Q_s = 16.42 + 0.158$$

$$Q_s = 16.58 \text{ KN/m}$$

$$Q_u = 23.28 + 1.35 \times 0.158$$

$$Q_u = 23.49 \text{ KN/m}$$

#### IV.2.6.5 : La flèche :

$$f = \frac{5 \times Q_s \times L^4}{384 \times E \times I} = \frac{5 \times 16.58 \times 3000^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 869.3 \times 10^4}$$

$$f = 9.58 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{250}$$

$$f_{adm} = \frac{3000}{250} = 12 \text{ mm}$$

$$f < f_{adm}$$

**Condition vérifiée**

#### IV.2.6.6 : Résistance :

$$M_{sd} \leq M_{plrd}$$

$$M_{sd} = \frac{Q_u \times L^2}{8}$$

$$M_{sd} = \frac{23.49 \times 3^2}{8} = 26.43 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_{m1}}$$

$$M_{plrd} = \frac{275 \times 10^3 \times 123.9 \times 10^{-6}}{1.1} = 30.98 \text{ KN.m}$$

$$(M_{sd} \leq M_{plrd}) \quad \text{condition vérifiée}$$

**IV.2.7 : Escalier Etage :**

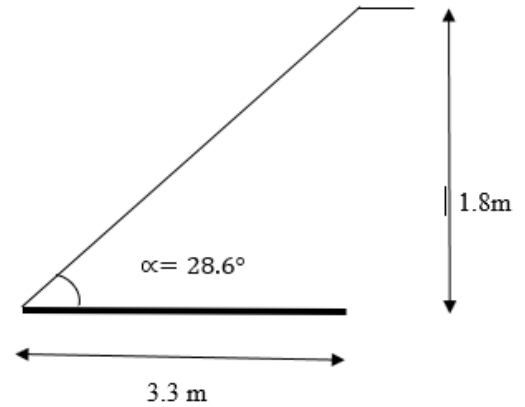
Nombre des contres marches  $n = \frac{\frac{3.6}{2}}{0.17} = 11$  contres marches

Nombre des marches  $m = n-1 = 11-1 = 10$

Emmarchement : 1.35 m

L'inclinaison de la paillasse :  $\tan \alpha = \frac{1.8}{3.3} = 0,54$ ;  $\alpha = 28.6^\circ$

La longueur de la paillasse :  $L = \sqrt{3.3^2 + 1.8^2} = 3.76$  m



**Figure IV.4:** schème représentant les dimensions de l'escalier (étage)

**IV.2.7.1: Evaluation des charges :**

- **Charges permanente G :**

Tôle (5mm) .....	0.39 KN/m <sup>2</sup>
Revêtement (e=2cm) .....	22*0.02=0.44KN/m <sup>2</sup>
Mortier de pose (e=2cm) .....	20*0.02=0.4 KN/m <sup>2</sup>
<b>Totale</b>	<b>G=1.23 KN/m<sup>2</sup></b>

- **Surcharge d'exploitation « Q »**

**Q=2.5 KN/m<sup>2</sup>**

**IV.2.7.2 : Dimensionnement des cornières :**

Les calculs sont les mêmes avec le RDC

**IV.2.7.3 : Dimensionnement de limon de volée :**

**IV.2.7.3.1 : Evaluation des charges :**

• **Charges permanente G :**

Cornière .....  $(2 \times 11 \times 0.0279 \times 0.675) / 3.3 = 0.126$  KN/m

Poids de garde-corps ..... = 0.3 KN/m

Revêtement + mortier de pose + tôle .....  $1.23 \times 1.35 / 2 = 0.83$  KN/m

**Totale G= 1.256 KN/m**

• **Charge d'exploitation : Q**

**$Q = 2.5 \times \frac{1.35}{2} = 1.69$  KN/m**

Donc :

$Q_s = 1.256 + 1.69 = 2.95$  KN/m

$$Q_u = 1.35 \times 1.256 + 1.5 \times 1.69 = 4.23 \text{ KN/m}$$

Donc

$$\begin{cases} Q_{u1} = Q_u \times \cos\alpha = 3.68 \text{ KN/m} \\ Q_{u2} = Q_u \times \sin\alpha = 2.03 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$f = \frac{5q_s L^4 \times \cos\alpha}{384EI} \leq f_{adm} = \frac{l}{250}$$

$$I \geq \frac{5 \times 250 \times Q_s \times \cos\alpha \times L^3}{(384 \times E)} = \frac{5 \times 250 \times 2.95 \times \cos 28.6 \times (3600)^3 \times 10^{-4}}{384 \times 2.1 \times 10^5}$$

$$I \geq 216.58 \text{ mm}^4$$

On opte : **UAP130**

**IV.2.7.3.2 : Vérification en tenant compte le poids propre de limon :**

$$Q_s = 2.95 + 0.1374 \text{ KN/m}$$

$$Q_s = 3.09$$

$$Q_{u1} = 3.87 \text{ KN/m}$$

$$Q_{u2} = 2.22 \text{ KN/m}$$

**IV.2.7.3.3 : La flèche :**

$$f = \frac{5 \times 3.09 \times \cos 28.6 \times (3600^4)}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 459.56 \times (10^4)}$$

$$f = 7.48 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{250}$$

$$f_{adm} = \frac{3790}{250}$$

$$f_{adm} = 15.16 \text{ mm}$$



**Figure IV.5 :** Schéma statique de limon de volée UAP130

$(f \leq f_{adm})$  condition vérifiée

**IV.2.7.3.4 : La Résistance :**

$$M_{sd} \leq M_{plrd}$$



$$M_{sd} = \frac{Q_{u1} \times L^2}{8}$$

$$M_{sd} = \frac{3.87 \times 3.60^2}{8} = 6.95 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_{m1}}$$

$$M_{plrd} = \frac{275 \times 10^3 \times 83.51 \times 10^{-6}}{1.1} = 20.88 \text{ KN.m}$$

( $M_{sd} \leq M_{plrd}$ ) condition vérifiée

#### IV.2.7.3.5 : Cisaillement :

$$V_{sd} < V_{plrd}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$$

$$A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2r)t_f$$

$$A_v = 1750 - 2 \times 55 \times 9.5 + (6 + 2 \times 9.5)9.5$$

$$A_v = 942.5 \text{ mm}^2$$

$$V_{plrd} = \frac{942.5 \times 275 \times 10^{-3}}{(\sqrt{3} \times 1.1)}$$

$$V_{plrd} = 136.038 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = \frac{Q_{u2} \times L}{2} = \frac{2.46 \times 3.83}{2}$$

$$V_{sd} = 4.71 \text{ KN}$$

condition vérifiée

Donc :

On opte un **UAP130** pour le limon

#### IV.2.7.4: Etude la poutre palière :

Les calculs sont les mêmes avec le RDC

**IV.3 : L’acrotère :**

L’acrotère est un élément non structural, il sera calculé comme une console encastrée 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  $Q= 1\text{kN/ml}$ .

**IV.3.1 : Evaluation de charge :**

- Charge permanente : Le poids total de l’acrotère  **$G=2,29 \text{ kN/m}$** .
- Charge d’exploitation : La charge d’exploitation de la main courante :  **$Q=1,0\text{KN/m}$** .
- L’action des forces horizontales  $Q_h$  ;( $F_p$ ) : D’après RPA 99 version 2003, les forces horizontales de calcul  $F_p$  agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4A. C_p. W_p$$

Avec :

A : Coefficient d’accélération de zone

Pour la zone III et le groupe d’usage 2 ..... [A=0,25].

$C_p$  : Facteur de la force horizontale..... [ $C_p =0,8$ ].

$W_p$  : Poids de l’acrotère..... [ $W_p=2,29 \text{ kN}$ ]

$$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,29 = 1,832 \text{ Kn}$$

$$Q_h = \max ( 1.5 Q ; F_p )$$

$$\left. \begin{array}{l} F_p = 1.832 \text{ KN} \\ 1.5 Q = 1.5 \text{ KN} \end{array} \right\} \longrightarrow Q_h = 1.832 \text{ KN}$$

Donc pour une bande de 1m de largeur :  **$G=2,29 \text{ kN/ml}$  et  $Q_h=1,832 \text{ KN/ml}$**

**IV.3.2 : Ferrailage de l’acrotère :**

$H =10 \text{ cm}$ ;  $b = 100\text{cm}$  ; $f_{c28}=25 \text{ MPa}$  ; $\sigma_{bc}=15 \text{ MPa}$  ;  $c=c'=2 \text{ cm}$  ;  $f_e=500\text{MPa}$

$M_u =1,64 \text{ kN.m}$  ;  $T_u = 2,74\text{kN}$  ;  $N_u = 3,09 \text{ kN}$

**IV.3.3 : Armatures principales :****IV.3.3.1 : Calcul du moment effectif  $M_f$ :**

$$M_f = M_u + N_u (h - c') = 1,65 + 3,09(10 - 2) \times 10^{-2} = 1,743 \text{ kN.M}$$

**IV.3.3.2 : Calcul des armatures :**

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z \sigma_s} A_s = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} \mu = \frac{M_f}{b d^2 \sigma_{bc}} = 0,0169$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} A_{s1} = 0 \text{ cm}^2 \\ A_{s2} = 0,4341 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

**IV.3.4: Vérification du ferrailage de l'acrotère :**

Il faut vérifier  $A_s$  avec la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non fragilité :

$$A_s^{\min} = \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} \rightarrow A_s^{\min} = \{1 \text{ cm}^2; 0,88 \text{ cm}^2\}$$

Donc : on opte finalement pour **4T10 = 2,51 cm<sup>2</sup>**

$$\text{Avec un espacement : } S_t = \frac{80}{4} = 20 \text{ cm}$$

L'espacement des armatures principales doit vérifier la condition suivante :

$$S \leq \{2h; 25\} \rightarrow 20 \leq \{20; 25\} \Rightarrow \text{Ok}$$

**IV.3.5 : Armatures de répartition :**

La section des armatures de répartition découle de celle des armatures principales.

$$A_r \geq A_s / 4 \Rightarrow A_r \geq \frac{1,7}{4} = 0,425 \text{ cm}^2$$

On a choisi 4T10 avec un espacement  $S_t = \frac{60-4}{3} = 18,66 \text{ cm}$ , On prend  $S = 18 \text{ cm}$

**IV.3.6 : Vérification à l'ELS :**

**Tableau IV.1:** Les vérifications de l'acrotère à l'ELS.

Contrainte du béton		Contrainte de l'acier		
$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma'_s$	$\sigma_s$	$\bar{\sigma}_s$
0,68 MPa	15 MPa	7,3 MPa	1,2 MPa	250 MPa
OK		OK		

## IV.3.7 : Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}\{0,1f_{c28}; 4\text{MPa}\} = 3\text{MPa} \rightarrow \tau_u = \frac{2,748 \times 10^3}{80.10^3} = 0,0343\text{MPa} < \bar{\tau}_u \dots \text{OK}$$

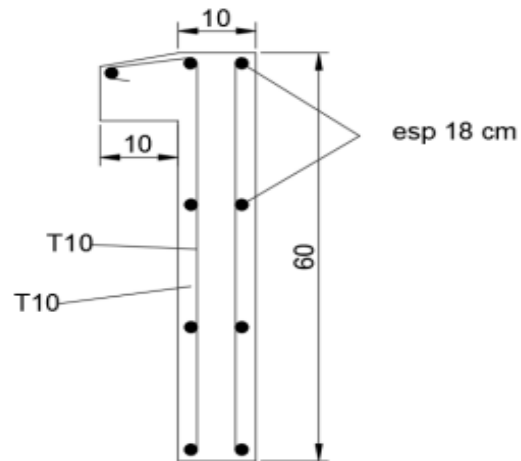


Figure IV.6 : Ferrailage de l'acrotère.

---

**CHAPITRE V**  
**ETUDE DYNAMIQUE EN ZONE**  
**SISMIQUE**

---

### V.1 : Introduction :

Le risque sismique est lié à l'aléa sismique et à la vulnérabilité de la construction, raison pour laquelle une démarche globale de conception parasismique dans la construction doit être mise en place afin d'éviter d'importants dégâts humains et matériels.

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie les conditions et critères de sécurités imposées par les règles parasismiques Algériennes **RPA99/version 2003**.

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

### V.2 Etude sismique :

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe à cause du nombre de fonctions et éléments existants dans une structure. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

#### V.2.1 : Modélisation de rigidité

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type poutre à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveau i et niveau i+1).
- A tous les planchers nous avons attribué une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastres (6DDL bloqués).

#### V.2.2 : Modélisation de la masse

- La charge des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher.
- La masse est calculée par l'équation  $(G+\beta Q)$  imposée par les **RPA99 version 2003** avec  $(\beta=0,3)$  pour un bâtiment à usage d'administratif (bureaux, salle de classes, salles de réunions avec places assises).
- La charge des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie aux niveaux des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers.

### V.3 : Choix de la méthode de calcul

L'analyse d'une structure peut se faire à l'aide de deux principales méthodes. Le choix de la méthode dépend du type de la structure et de ses dimensions :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode dynamique qui regroupe :
- La méthode d'analyse spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

#### V.3.1 : la Méthode statique équivalente :

##### Principe :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure. L'utilisation de la méthode statique équivalente n'est possible que si l'ouvrage remplit les conditions de son application, présentées dans les **RPA99/2003**.

Concernant l'ouvrage faisant l'objet de cette étude, les conditions d'application de la méthode statique équivalente n'étant pas remplies vu l'irrégularité de la structure (**article 4.1.2 des RPA99/2003**), donc nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale.

Cette dernière peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas vérifiée.

#### V.3.2 : La méthode modale spectrale :

##### Principe :

Dans cette méthode on recherche pour chaque mode de vibration le maximum d'effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets vont être combinés suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

#### Analyse spectrale

##### V.3.2.1 : Utilisation des spectres de réponse

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement 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 données 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. L'action sismique est représentée par un spectre de calcul suivant :

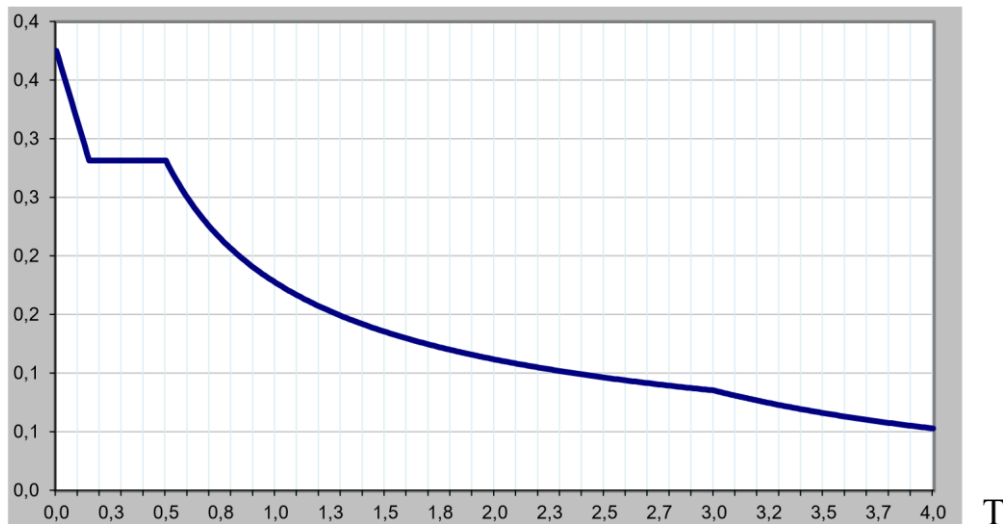


Figure V.1: Spectre de réponse

- $A$  : Coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1)
- $\eta$  : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)
- $\eta = \sqrt{7/2 + \xi} \geq 0.7$
- $\xi$  : Pourcentage d'amortissement critique (tableau 4.2)
- $R$  : coefficient de comportement de la structure (tableau 4.3)
- $T_1, T_2$  Période caractéristique associées à la catégorie de site (tableau 4.7)
- $Q$  : facteur de qualité (tableau 4.4)

### V.3.2.2 : Résultante des forces sismiques de calcul

L'une des premières vérifications préconisées par les « *RPA99 version 2003* » est relative à la résultante des forces sismiques.

En effet la résultante des forces sismiques à la base «  $V_d$  » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente «  $V$  » pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.



Si  $V_d < 0,8V$ , il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,) dans le rapport :

$$r = \frac{0,8v_s}{v_d}$$

### V.3.2.3 : Calcul de 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 :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

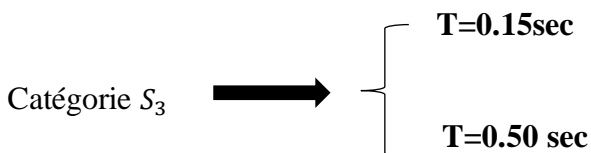
Avec :

**A** : coefficient d'accélération de zone.

- Groupe d'usage : **1B**
  - Zone sismique : **III**
- } → **A = 0.3**

**D** : facteur d'amplification dynamique moyen Ce facteur est fonction de catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

$T_1, T_2$  : périodes caractéristiques associée à la catégorie du site est donnée dans **le tableau 4.7 des RPA99/version 2003**.



- $\xi$  : Pourcentage d'amortissement critique tableau **4.2 du règlement RPA99**,
- $\xi = 5\%$  (portique acier dense)
- $\eta = 1$

### V.3.2.4 : 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 selon les **RPA99/version 2003** sont :

- $C_T = 0,05$  (Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie)
- $h_N$  : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

- $h_N = 48\text{m}$
- $D$  : Est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré

$$\left\{ \begin{array}{l} D_x = 43.5 \text{ m} \\ D_y = 42 \text{ m} \end{array} \right.$$

**Donc :**

$$T = Ct \times hn^{3/4} = 0.05(48)^{3/4} = \mathbf{0.91s}$$
, dans les deux directions

$$\left\{ \begin{array}{l} D_x = 43.5\text{m} \\ h_N = 48\text{m} \\ T_x = 0.654\text{s} \end{array} \right.$$

**Et :**

$$\left\{ \begin{array}{l} D_y = 42\text{m} \\ h_N = 48\text{m} \\ T_y = 0.666\text{s} \end{array} \right.$$

Le choix de la période de calcul de l'effort tranchant à la base est choisi comme suit :

$$T = \left\{ \begin{array}{ll} T \text{ analytique} & \text{si } T \text{ analytique} < 1.3T \text{ empirique} \\ 1,3T \text{ empirique} & \text{si } T \text{ analytique} \geq 1.3T \text{ empirique} \end{array} \right.$$

- **R** : Coefficient de comportement

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et les méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'un coefficient de comportement  $R$  qui est un paramètre qui reflète la ductilité de la structure ; il dépend du système de contreventement. Sa valeur unique est donnée par le **tableau (4.3) des RPA 99 v2003**.

On a choisi un  $R = 4$  (Mixte Portique / palée triangulées en V).

- **Q** : facteur de qualité

La valeur de **Q** déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum^6 P_q$$

$P_q$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité  $q$  "est satisfait ou non". Sa valeur est donnée par le **tableau 4.4 (RPA 99/version 2003)**.

**Tableau V.1** : les coefficients sismiques.

Critère q	Observée (oui/non)	Pq // xx	Observée (oui/non)	Pq // yy
Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
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	Oui	0

$$Q = 1 + 0.25 \text{ donc : } \mathbf{Q = 1.20}$$

**Tableau V.2** : La force sismique totale par la méthode statique équivalente du modèle

Coefficient	Conditions	Valeur
A	Ouvrage groupe IB Bâtiment recevant du public et accueillir simultanément plus de 300 personnes Zone sismique III	0.30
R	Système de contreventement Mixte Portique / palée triangulées en V	4
Q	$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$	1.20
$\xi$ (%)	-	5
$\eta$	$\sqrt{7/2 + \xi} \geq 0.7$	1
$T_1$	Site 3	0.15
$T_2$	Site 3	0.50

#### V.4 : Vérification des déplacement latéraux inter étages :

L'une des vérifications préconisées par les **RPA99 version 2003**, concerne-les Déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon l'**article 5.10 des RPA99 version 2003** l'inégalité ci-dessous doit Nécessairement être vérifiée :

$$\Delta x_K \leq \Delta_{adm} \text{ et } \Delta y_K \leq \Delta_{adm}$$

Avec :  $\Delta_{adm} = 1\% h_e$

Où : **he** représente la hauteur de l'étage.

Avec

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta_{K^x} = R * r_x * \delta_{eK^x} \\ \delta_{K^y} = R * r_y * \delta_{eK^y} \end{array} \right\}$$

#### V.5 : Résultats de l'analyse sismique

##### V.5.1 : Modèle 1

Pour ce modèle on a gardé les dimensions telles que calculées dans le prédimensionnement et on a proposé une disposition initiale des contreventements pour voir le comportement de la structure.

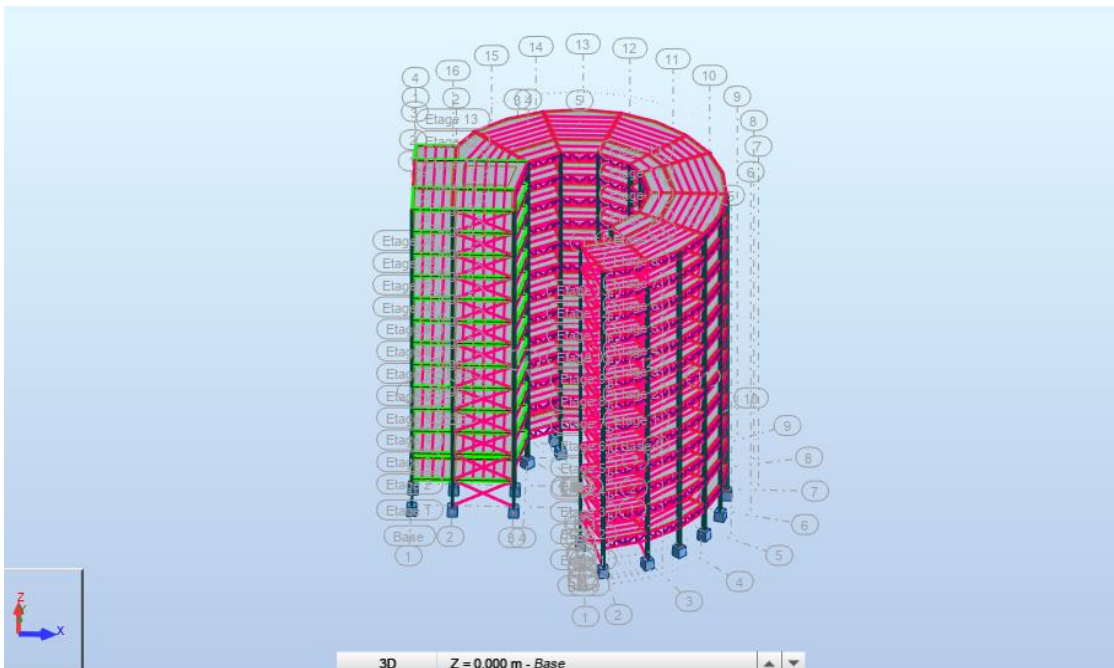


Figure V.2 : Vue 3D du 1<sup>er</sup> modèle.

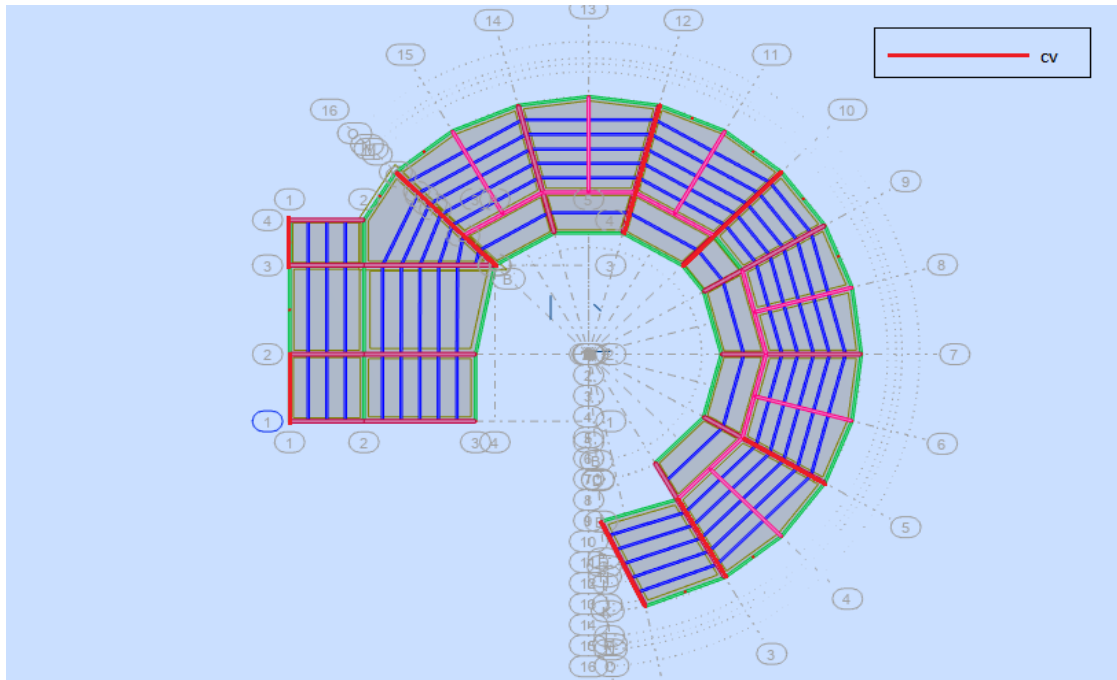


Figure V.3 : Disposition initiale des contreventements pour le 1<sup>er</sup> modèle.

**V.5.1.1 : Caractéristique dynamique propres du modèle initial :**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

Une période fondamentale :  $T = 2.64\text{sec}$ .

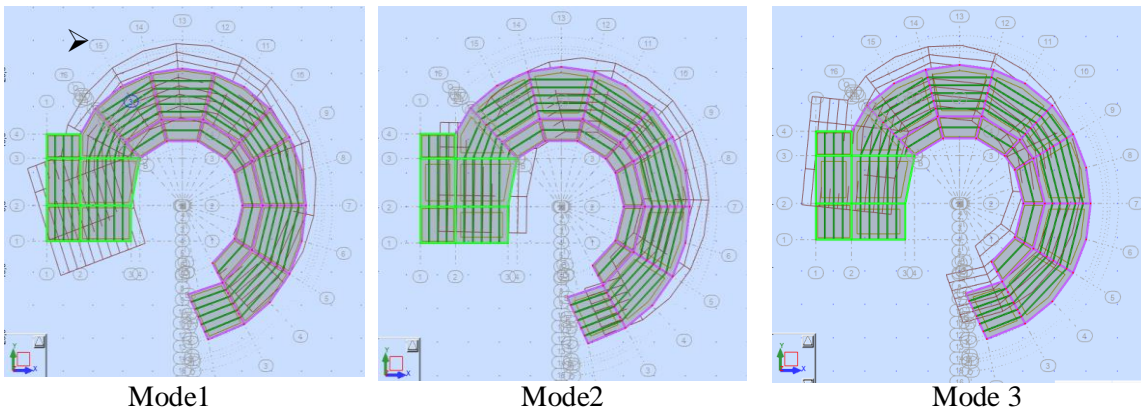
La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **7<sup>ème</sup>**

**Tableau V.3 : Participation massique du modèle initial**

mode	Période [sec]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
1	2,64	1,03	15,53	1,03	15,53
2	2,16	62,83	11,31	63,87	26,83
3	1,65	10,62	46,40	74,49	73,24
4	0,82	0,12	3,19	74,60	76,43
5	0,66	13,49	1,77	88,10	78,20
6	0,62	0,05	0,03	88,14	78,22
7	0,46	2,00	12,60	90,14	90,83
8	0,43	0,09	0,03	90,23	90,85
11	0,34	3,88	0,52	94,11	91,38
10	0,29	0,01	0,75	94,12	92,12

**On constate :**

- Le premier mode est un mode de couplé
- Le deuxième mode est un mode de translation.
- Le troisième mode est un mode de torsion..



**Figure V.4 :** la déformé pour le modèle initial

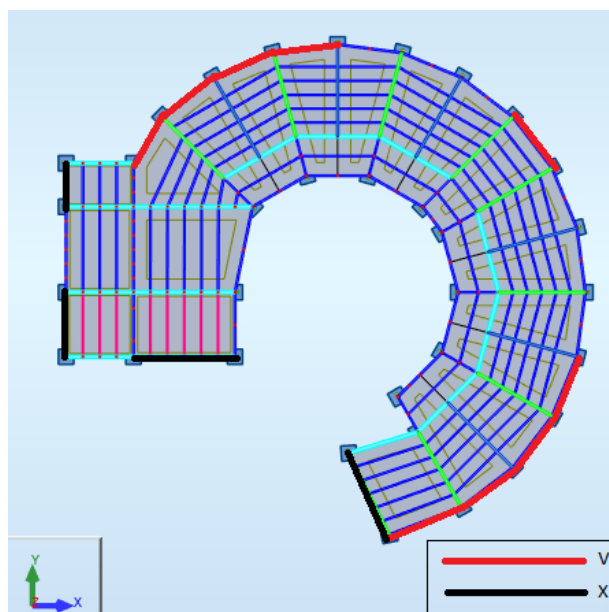
➤ **Interprétation :**

- Avec une période de 2.64 sec la structure est très souple.
- Nous devons changer la disposition des contreventements pour éviter les modes de torsion.
- Il faut augmenter la rigidité de la structure.

**V.5.2 : Model 2 :**

Pour ce modèle on a changé les sections des différents éléments (poteaux, poutres) et on a proposé une nouvelle disposition des contreventements afin d'éviter les modes de torsion et aussi pour diminuer la période.

- RDC, 1<sup>er</sup>, 2<sup>ème</sup> des poteaux HEA 600.
- 3<sup>ème</sup> 4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> des poteaux HEA 550
- 6<sup>ème</sup> 7<sup>ème</sup> et 8<sup>ème</sup> des poteaux HEA 450
- 9<sup>ème</sup> 10<sup>ème</sup> 11<sup>ème</sup> et 8<sup>ème</sup> des poteaux HEA 350
- Contreventements 2UPN 220 en X et HEA 200 en V



**Figure V.5 :** model 2

### V.5.2.1 : Caractéristique dynamique propres du modèle initial :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

Une période fondamentale :  $T = 0.90\text{sec}$ .

**Tableau V.4 : Participation massique du modèle initial**

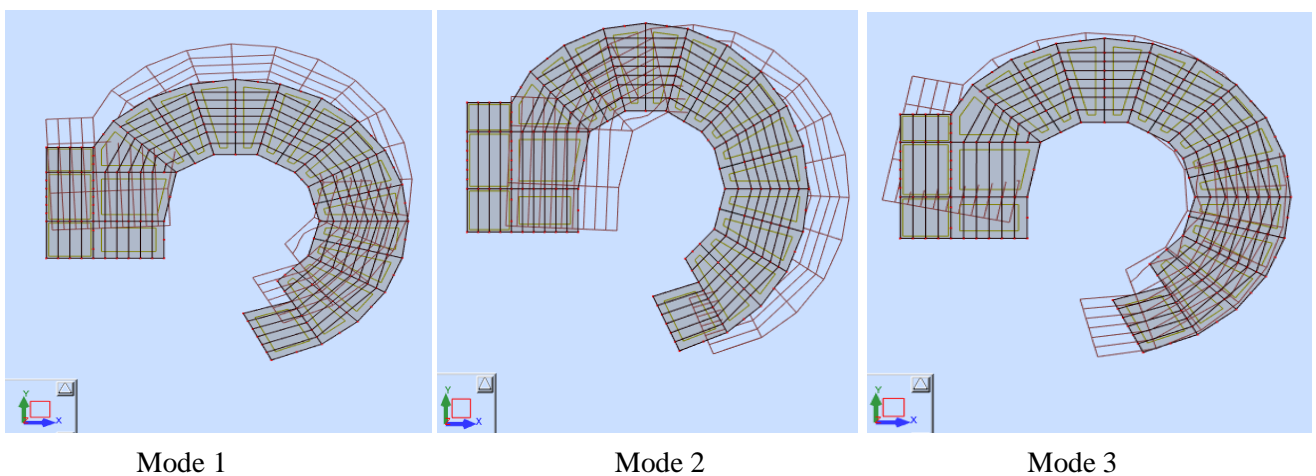
Mode	Période [sec]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
1	0,90	0,26	79,43	0,26	79,43
2	0,88	79,80	0,15	80,05	79,58
3	0,64	0,57	1,05	80,62	80,64
4	0,43	0,01	0,13	80,63	80,76
5	0,43	0,15	0,15	80,78	80,91
6	0,43	0,03	0,02	80,81	80,93
.	-	-	-	-	-
.	-	-	-	-	-
.	-	-	-	-	-
82	0,31	7,30	0,00	92,54	92,87

**On constate :**

- Le premier mode est un mode de translation.
- Le deuxième mode est un mode de translation.
- Le troisième mode est un mode de rotation.
- La participation massique atteint les 90% (dans les deux sens) à partir du 82<sup>ème</sup> mode

**Interprétation :**

Les déplacements Inter étage ne sont pas vérifiés ... on devons ajouté des contreventements

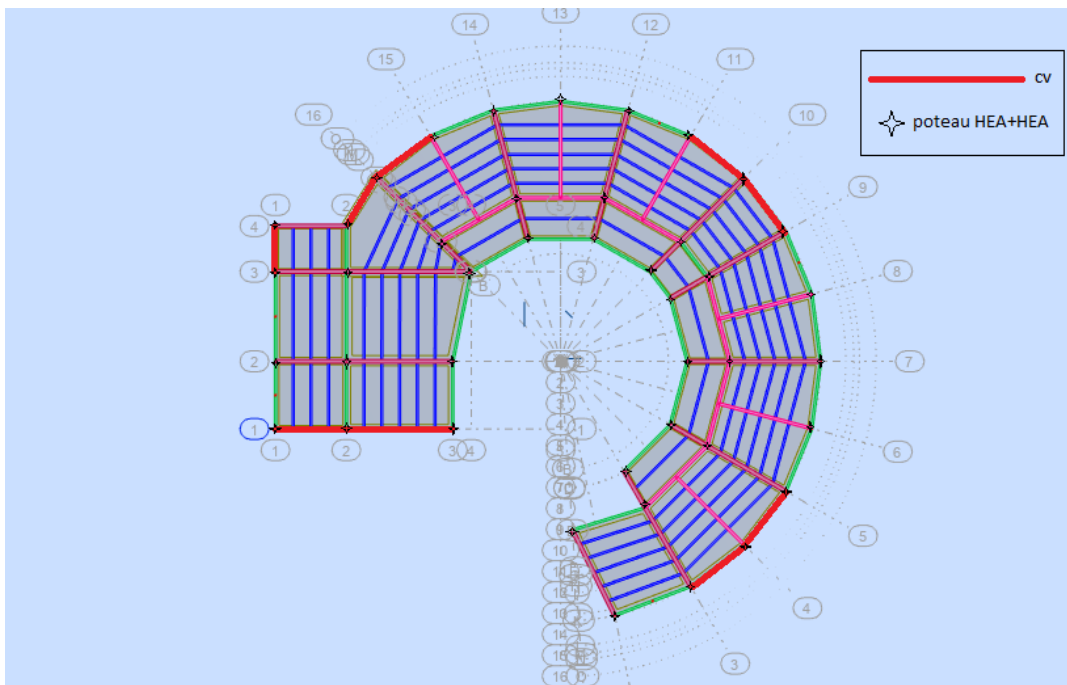


**Figure V.6 : la déformé pour le modèle 2**

### V.5.3 : Modèle final :

Et pour ce modèle on a changé les sections des différents éléments (poteaux, poutres) et on a proposé une nouvelle disposition des contreventements pour attendre les déplacement inter étage pour noter structure.

- RDC, 1<sup>er</sup>, 2<sup>ème</sup> des poteaux croisé HEA 600+HEA 600
- 3<sup>ème</sup> 4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> des poteaux croisé HEA 550 +HEA 550
- 6<sup>ème</sup> 7<sup>ème</sup> et 8<sup>ème</sup> des poteaux croisé HEA 500+HEA 500
- 9<sup>ème</sup> 10<sup>ème</sup> 11<sup>ème</sup> et 12<sup>ème</sup> des poteaux HEA 450+HEA 450
- Contreventements HEA 280 en V



**Figure V.7 : disposition des contreventements pour le modèle final**

#### V.5.3.1: Caractéristique dynamique propres du modèle final :

La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **5<sup>ème</sup>** mode

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

Une période fondamentale :  $T = 1,26$  sec.

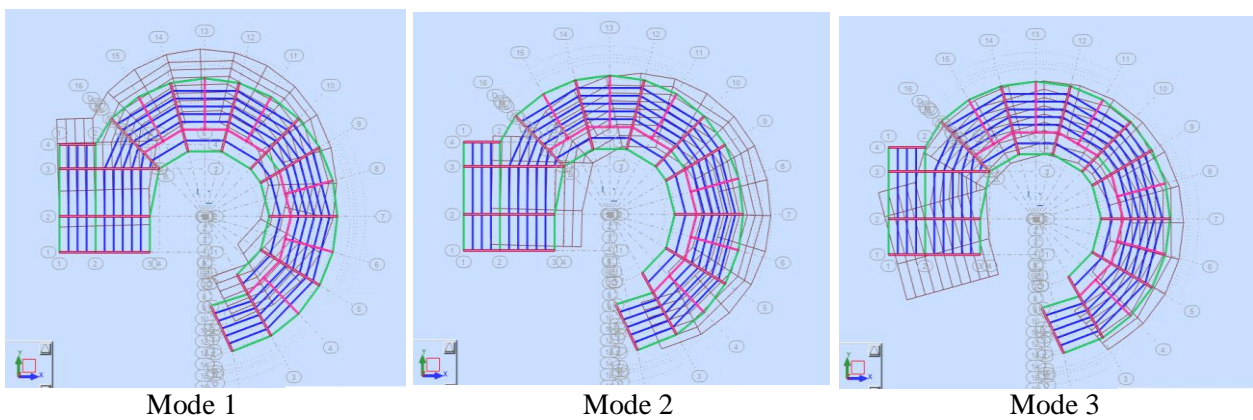


**Tableau V.5 : Participation massique du modèle final**

mode	Période [sec]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
1	1,26	0,24	75,10	0,24	75,10
2	1,20	77,27	0,31	77,51	75,41
3	0,84	0,80	0,70	78,31	76,11
4	0,41	0,33	13,74	78,64	89,85
5	0,39	12,42	0,42	91,06	90,27
6	0,28	0,08	0,18	91,13	90,44
7	0,22	0,39	3,30	91,52	93,74
8	0,21	3,20	0,45	94,72	94,19
11	0,18	0,00	0,01	94,72	94,20
10	0,17	0,00	0,02	94,72	94,21

**On constate :**

- Le premier mode est un mode de translation.
- Le deuxième mode est un mode de translation.
- Le troisième mode est un mode de rotation.
- La participation massique atteint les 90% (dans les deux sens) à partir du 5<sup>ème</sup> mode



**Figure V.8 : la déformé pour le modèle final**

**V.5.3.2 : Choix de la période de calcul le facteur d’amplification dynamique D :**

$$T_x = \min (0.91s ; 0.654s) = 0.654s ; 1,3T_x=0.851s$$

$$T_y = \min (0.91s ; 0.666s) = 0.666s ; 1,3T_y=0.867s$$

$$T_x=0.851s < 3s \longrightarrow D_x = 2.5 \times 1(0.50/0.851) = 1.75$$

$$T_y=0.867s < 3s \longrightarrow D_x = 2.5 \times 1(0.50/0.867) = 1.73$$

**Dx=1.75**

**Dy=1.73**

**V.5.3.3 : Résultantes des forces sismiques :**

$$W = 88347.31 \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.3 \cdot 1.75 \cdot 1.2}{4} \times 88347.31 \longrightarrow V_x = 13914 \text{ KN} \\ V_y = \frac{0.3 \cdot 1.73 \cdot 1.2}{4} \times 88347.31 \longrightarrow V_y = 13755 \text{ KN} \end{array} \right.$$

**V.5.3.4 : Effort tranchant a la base depuis le logiciel donne :**

$$F_1 = V_t^x = 11613,73 \text{ KN}$$

$$F_2 = V_t^y = 11104,84$$

$$r_x = \frac{0.8v_s}{v_d} = \frac{0.8 \times 13914}{11617} = 0.95 \leq 1$$

$$r_y = \frac{0.8v_s}{v_d} = \frac{0.8 \times 13755}{11107} = 0.99 \geq 1$$

**V.5.3.5 : Vérification des déplacements inter étage :**

$$\Delta_{adm} = 4200 \text{ mm}$$

**Tableau V.6 : Déplacement inter étage.**

Etage	Hauteur	$\Delta X$ [mm]	$\Delta Y$ [mm]	$\Delta X^*R$	$\Delta Y^*R$	$\Delta$ (mm)
RDC	4200	5,13	4,65	20,50	19,16	42
1	4200	8,40	8,13	33,60	33,50	42
2	3600	7,28	7,25	29,10	29,87	36
3	3600	7,23	7,53	28,90	31,02	36
4	3600	7,18	7,60	28,70	31,31	36
5	3600	7,00	7,58	28,00	31,23	36
6	3600	6,78	7,48	27,10	30,81	36
7	3600	6,43	7,23	25,70	29,78	36
8	3600	6,00	6,88	24,00	28,34	36
9	3600	5,68	6,60	22,70	27,19	36
10	3600	5,05	6,08	20,20	25,05	36
11	3600	4,40	5,48	17,60	22,60	36
12	3600	3,60	4,65	14,40	19,15	36

Les déplacements inter étage sont vérifier à tous les niveaux.

**V.5.3.6 : Vérification des conditions du facteur de comportement R :**

Suivant l'article 3.4.10 des RPA99/version 2003, dans le cas des ossatures avec contreventement mixtes (portique + palées) la structure doit satisfaire les deux conditions suivantes :

**V.5.3.7 : Justification des contreventements sous charges verticales**

Les palées de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

L'effort normal total à la base  $P_{Tot} = 90428.72$  kN.

L'effort normal à la base repris par les contreventements  $P_{CV} = 808$  kN.

$$\frac{P_{cv}}{P_{tot}} = 8.93\% < 20\%.$$

**V.5.3.8 : Justification des portiques sous charges horizontale**

Les cadres auto-stables ductiles doivent pouvoir reprendre à eux seuls, au moins 25% des charges horizontales globales.

Alors, le choix du coefficient de comportement global de la structure (**R = 4**) est justifié.

**Tableau V.7:** Vérification des portiques sous l'effort tranchant d'étage.

Etage	Total		Portique		ratio	
	Vx[kN]	vy[kN]	Vx[kN]	vy[kN]	x	y
RDC	11613,73	11104,84	8471,62	7831,35	73%	70%
1	11432,17	10933,27	8353,38	7728,70	73%	71%
2	11011,97	10524,31	8047,45	7460,59	73%	71%
3	10471,08	9996,25	7644,02	7107,36	73%	71%
4	9856,70	9402,14	7192,03	6703,85	73%	71%
5	9185,61	8768,24	6704,20	6253,26	72%	71%
6	8452,47	8091,17	6167,16	5751,86	73%	71%
7	7644,73	7354,77	5567,83	5201,42	73%	71%
8	6749,80	6541,41	4909,35	4594,96	73%	70%
9	5808,04	5678,73	4239,12	3961,35	73%	70%
10	4779,86	4719,88	3520,76	3286,60	74%	70%
11	3544,13	3536,27	2641,26	2485,17	74%	70%
12	2071,14	2085,82	1559,46	1489,38	75%	71%

Alors les contreventements reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

**V.5.3.9 : 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 du 2<sup>o</sup> ordre (ou effet *P-Δ*) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_k}{V_K \times h_k} \quad \text{"article 5.9 RPA99 version 2003"}$$

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'

**Tableau V.8** : Vérification de l'effet *P-Δ*

Etage	$H_k$ [mm]	$P_k$ [kN]	$V_x$ [kN]	$V_y$ [kN]	$\Delta X^*R$	$\Delta Y^*R$	$\theta_x$	$\theta_y$	Observation x	Observation y
RDC	4200	90187	11613,73	11104,84	20,50	19,16	0,04	0,04	vérifier	vérifier
1	4200	82877	11432,17	10933,27	33,60	33,50	0,06	0,06	vérifier	vérifier
2	3600	75564	11011,97	10524,31	29,10	29,87	0,06	0,06	vérifier	vérifier
3	3600	68488	10471,08	9996,25	28,90	31,02	0,05	0,06	vérifier	vérifier
4	3600	61430	9856,70	9402,14	28,70	31,31	0,05	0,06	vérifier	vérifier
5	3600	54371	9185,61	8768,24	28,00	31,23	0,05	0,05	vérifier	vérifier
6	3600	47313	8452,47	8091,17	27,10	30,81	0,04	0,05	vérifier	vérifier
7	3600	40271	7644,73	7354,77	25,70	29,78	0,04	0,05	vérifier	vérifier
8	3600	33229	6749,80	6541,41	24,00	28,34	0,03	0,04	vérifier	vérifier
9	3600	26188	5808,04	5678,73	22,70	27,19	0,03	0,03	vérifier	vérifier
10	3600	20049	4779,86	4719,88	20,20	25,05	0,02	0,03	vérifier	vérifier
11	3600	13910	3544,13	3482	17,60	22,60	0,02	0,02	vérifier	vérifier
12	3600	7771	2071,14	2018	14,40	19,15	0,01	0,02	vérifier	vérifier

---

**CHAPITRE VI**  
**VERIFICATION DES ELEMENTS DE**  
**L'OSSATURE**

---

## VI.1- Introduction

Les structures métalliques sont pour la plupart constituées d'éléments fléchis, comprimés ou simultanément comprimés et fléchis. Ces éléments constituent l'ossature de notre bâtiment. Le calcul de cette dernière exige que sous toutes les combinaisons d'action possibles, définies réglementairement, la stabilité statique soit assurée, globalement au niveau de la structure et individuellement au niveau de chaque élément.

Et pour cela on doit vérifier deux types de phénomènes d'instabilité qui sont :

**VI.1.1 : Le flambement :** La notion de flambement s'applique généralement à des éléments élancés qui lorsqu'elles sont soumises à un effort normal de compression, ont tendance à fléchir et se déformer dans une direction perpendiculaire à l'axe de compression, en raison d'un phénomène d'instabilité élastique.

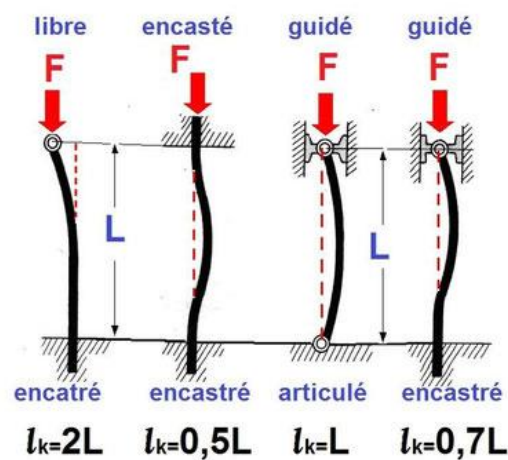


Figure VI.1 : Phénomène du flambement

**VI.1.2 : Le déversement :** est un phénomène d'instabilité latérale (une distorsion) qui se manifeste par le flambement latéral des parties comprimées d'une section fléchie par rapport à son axe de forte inertie.

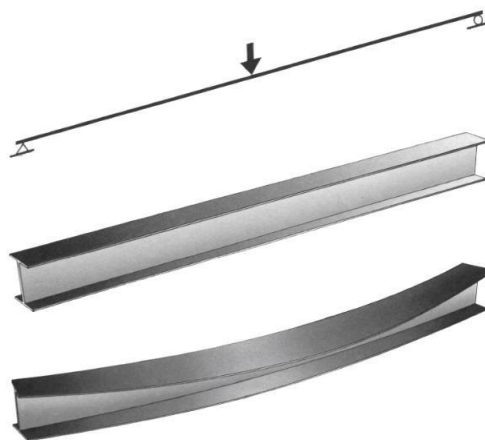


Figure VI.2 : Phénomène du déversement

## VI.2 : Vérification de la stabilité

### VI.2.1 : Vérification de Poteau :

Les poteaux sont soumis à la flexion composée où chaque poteau est soumis à un effort normal  $N_{sd}$  et deux moments fléchissant  $M_y$  et  $M_z$ . 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 :

- Une compression maximale, un moment  $M_{sd,y}$  et  $M_{sd,z}$  correspondant.
- Un moment  $M_{sd,y}$  maximal, une compression  $N_{sd}$  et  $M_{sd,z}$  correspondant.
- Un moment  $M_{sd,z}$  maximal, une compression  $N_{sd}$  et  $M_{sd,y}$  correspondant.

#### IV.2.1.1 : Poteau croix :

Aussi connue comme section composé, le Poteau PRS en CROIX est fabriqué à partir de 2 profilés en I ou en H, ou une section est coupé en deux au milieu est soudée à l'autre. Plusieurs études ont montré que la résistance à la compression du poteau augmente avec l'augmentation du rayon de gyration du a la forme en croix. Ses études ont aussi conclu que les PRS en croix contribue à l'économie des poids en acier jusqu'à 35% comparée à des sections classiques. [8]

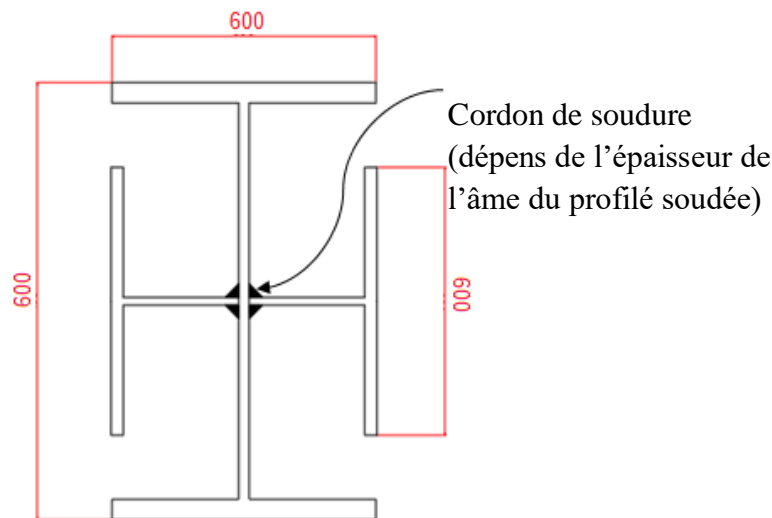


Figure VI.3 : Section Poteaux Composé (HEA600 + HEA600)

#### VI.2.1.2 : Combinassions de charges :

Les vérifications doivent être faites sous les combinaisons suivantes :

- $G + Q \pm E$
- $0,8 G \pm E$

**VI.2.1.3 : Les étapes de la vérification du flambement par flexion**

Les éléments sollicités simultanément en flexion et en compression axiale, doivent satisfaire à diverses conditions selon la classe de leur section transversale :

Pour les sections de classe 1 et 2 :

$$\frac{N_{sd}}{x_{min} \cdot N_{pl,rd}} + \frac{K_y M_{sd,y}}{M_{ply,rd}} + \frac{K_z M_{sd,z}}{M_{plz,rd}} \leq 1 \dots\dots\dots \text{classe 1.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{pl,rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{et} \quad \mu_{y,z} = \bar{\lambda}_{y,z} (2 \cdot \beta_{M,y,z} - 4) + \left( \frac{W_{ply,z} - W_{ely,z}}{W_{ely,z}} \right) \\ N_{ply,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{et} \quad N_{plz,rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M1}} \\ K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{x_y \times A \times f_y} \leq 1,5 \quad \text{et} \quad K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{x_z \times A \times f_y} \leq 1,5 \end{array} \right.$$

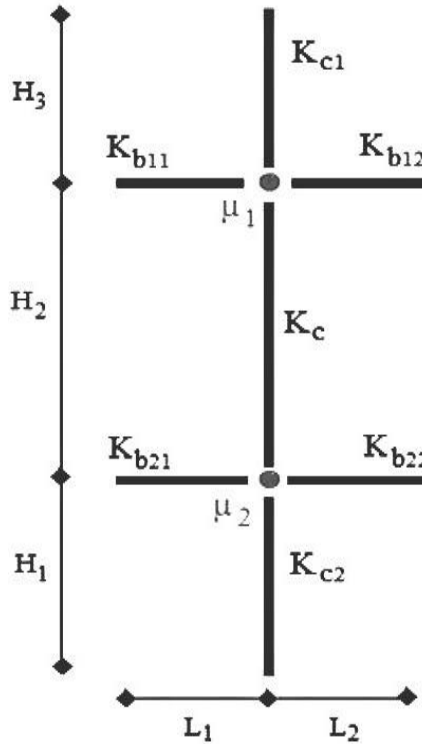


Figure VI.4 : La rigidité (ou raidisseur) du poteau concerné.

**VI.2.2 : Poteaux Composé (2×HEA 600) :**

Les efforts internes tiré du logiciel Autodesk Robot Structural Analysis 2019 :

$N_{sd}^{max} = 8238.58 \text{KN}$	$M_{sd,y}^{cor} = 90.74 \text{KN.m}$	$M_{sd,z}^{cor} = 1053.09 \text{KN.m}$
$N_{sd}^{cor} = 3595.27 \text{KN}$	$M_{sd,y}^{max} = 161.04 \text{KN.m}$	$M_{sd,z}^{cor} = 1256.57 \text{KN.m}$
$N_{sd}^{cor} = 4834.20 \text{KN}$	$M_{sd,y}^{cor} = 148.10 \text{KN.m}$	$M_{sd,z}^{max} = 1256.57 \text{KN.m}$



On a calculé par la combinaison plus défavorable, une compression maximale, un moment  $M_{sd,y}$  et  $M_{sd,z}$  correspondant.

**VI.2.3 : Exemple de calcul (niveau RDC)**

- { Poteau : (HEA 600 + HEA 600) Croisé
- { Poutre : HEA 500

**VI.2.3.1 : Facteurs de distribution de rigidité dans les nœuds 1 et 2 ( $\eta_1 + \eta_2$ )**

**VI.2.3.1.1 : Sens y-y :**

$$K_c^{HEA600 \text{ croisé}} = K_{c,1}^{HEA600 \text{ croisé}} = \frac{152656,7}{420} = 363,47 \text{ cm}^3$$

$$K_{b,11}^{HEA500} = K_{b,21}^{HEA500} = \frac{86974,8}{850} = 102,32 \text{ cm}^3$$

$$K_{c,2} = 0$$

$$\eta_1 = \frac{2 \times 363,47}{(2 \times 363,47) + (2 \times 102,32)} = 0,78 \quad \text{et} \quad \eta_2 = 0 \dots\dots\dots \text{encastrement}$$

$$L_{f,y} = \left[ \frac{1 + (0,145 \times 0,78)}{2 - (0,364 \times 0,78)} \right] \times 420 = 272,4 \text{ mm}$$

**VI.2.3.1.2 : Sens z-z :**

$$K_c^{HEA500 \text{ croisé}} = K_{c,1}^{HEA500 \text{ croisé}} = I_Y = I_3 = \frac{152656,7}{420} = 363,47 \text{ cm}^3$$

$$K_{b,11}^{HEA500} = K_{b,21}^{HEA500} = \frac{10370}{850} = 118,82 \text{ cm}^3$$

$$K_{c,2} = 0$$

$$\eta_1 = \frac{2 \times 363,47}{(2 \times 363,47) + (2 \times 118,82)} = 0,75 \quad \text{et} \quad \eta_2 = 0 \dots\dots\dots \text{encastrement}$$

$$L_{f,z} = \left[ \frac{1 + (0,145 \times 0,75)}{2 - (0,364 \times 0,75)} \right] \times 420 = 269,64 \text{ mm}$$

**VI.2.3.2 Calcul de l'élancement réduit  $\bar{\lambda}_{y,z}$  :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\lambda}_y = \frac{L_{f,y}}{i_y} = \frac{272,4}{18,38} = 14,82 < 0,2 \quad \text{alors il n'y a pas risque de flambement.} \\ \bar{\lambda}_z = \frac{L_{f,z}}{i_z} = \frac{269,64}{18,38} = 14,67 < 0,2 \quad \text{alors il n'y a pas risque de flambement.} \end{array} \right.$$

D'où le poteau ne risque pas de se flamber dans les deux sens.

**VI.2.3.3 : Vérification de la stabilité due au déversement**

$$\frac{N_{sd}}{x_z \cdot N_{pl,rd}} + \frac{K_{LT} M_{sd,y}}{x_{LT} \cdot M_{ply,rd}} + \frac{K_z M_{sd,z}}{M_{plz,rd}} \leq 1 \dots \dots \dots \text{classe 1.}$$

**VI.2.3.4 : Calcul de  $x_{LT}$** 

$$X_{LT} = \frac{1}{\phi_{Lt} + \sqrt{\phi_{Lt}^2 + \bar{\lambda}_{LT}^2}} \quad \text{et} \quad \bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{B_w \cdot W_{plrd} \times f_y}{M_{cr}}}$$

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{(K \cdot L)^2} \times \left\{ \sqrt{\left( \frac{K}{K_w} \right)^2 \times \frac{I_w}{I_z} + \frac{(K \times L)^2 \times G \times I}{\pi^2 E I_z}} + (C_2 \times Z_g)^2 - (C_2 \times Z_g) \right\}$$

Avec :

$K_z = 0,5$  (bi – encastéré)

$K_w = 1$  (aucun dispositif pour empêcher le gauchissement ).

$C_1 = 3,348$

$C_2 = 0$

$C_3 = 0,837$

$\beta_w = 1$  (section de classe 1)

$\alpha_{LT} = 0,21$  (Profilé laminé)

$I_t = 1537,28 \text{ cm}^4$

$I_w = 116,62 \times 10^9 \text{ cm}^6$

$M_{cr} = 12,57 \times 10^{10} \text{ N. mm}$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 8232,11 \times 10^3 \times 275}{12,57 \times 10^{10}}} = 0,13 < 0,4$$

D'où le poteau ne risque pas de se déverser.

**VI.2.4 : Niveau 9<sup>ème</sup> étage**

- Poteau : HEA (450 + HEA 450) Poteau Composé
- Poutre : HEA 500

**VI.2.4.1 : Les efforts internes du 9<sup>ème</sup> niveau :**

$N_{sd}^{max} = 2132.68 \text{ KN}$

$M_{sd,y}^{cor} = 150.36 \text{ KN.m}$

$M_{sd,z}^{cor} = 121.30 \text{ KN.m}$

$N_{sd}^{cor} = 1392.22 \text{ KN}$

$M_{sd,y}^{max} = 209.04 \text{ KN.m}$

$M_{sd,z}^{cor} = 187.92 \text{ KN.m}$

$N_{sd}^{cor} = 2058.80 \text{ KN}$

$M_{sd,y}^{cor} = 44.75 \text{ KN.m}$

$M_{sd,z}^{max} = 487.40 \text{ KN.m}$

**VI.2.4.2 : La stabilité du poteau intermédiaire au flambement composée**

**Tableau VI.1:** Vérification de la stabilité au flambement du 7<sup>ème</sup> niveau

Suivant l'axe YY		Suivant l'axe ZZ	
Poteau	$K_{C,1}^{HEA450 \text{ croisé}} = K_{C,1}^{HEA450 \text{ croisé}}$ $= 73.28$	Poteau	$K_{C,1}^{HEA450 \text{ croisé}} = K_{C,1}^{HEA450 \text{ croisé}}$ $= 73.28$
	$K_{C,2}^{HEA500} = 102.32 \text{ cm}^3$		$K_{C,2}^{HEA500} = 12.2 \text{ cm}^3$
Poutre	$K_{b,11}^{HEA500} = K_{b,12}^{HEA500}$ $= 270.72 \text{ cm}^3$	Poutre	$K_{b,11}^{HEA500} = K_{b,12}^{HEA500}$ $= 270.72 \text{ cm}^3$
	$K_{b,21}^{HEA500} = K_{b,22}^{HEA500} = 0$		$K_{b,21}^{HEA500} = K_{b,22}^{HEA500} = 0$
$L_{fy} = 2.77 \text{ m}$		$L_{fy} = 3,50 \text{ m}$	
$\bar{\lambda}_y = 0,22 > 0,2$ alors il y a risque de flambement		$\bar{\lambda}_y = 0,28 > 0,2$ alors il y a risque de flambement	
$\phi_y = 0,53$		$\phi_y = 0,55$	
$\chi_y = 0,99 < 1,0$		$\chi_y = 0,98 < 1,0$	
$\beta_{Mw} = 3,04$		$\beta_{Mw} = 3$	
$\mu_y = 0,457 < 0,9$		$\mu_y = 0,56 < 0,9$	
$K_y = 0,947 < 1,5$		$K_y = 0,935 < 1,5$	
Vérification du flambement composé : $0,315 < 1$ d'où le poteau ne risque pas de se flamber			

**VI.2.5 : Dimensionnement du cordon de soudure :**

$N_{sd} = 8238.58 \text{ kN}$

$V_{sd} = 220.94 \text{ kN}$

$a \geq \beta_w \times \delta_m \times \frac{tw}{2}$

$\beta_w = 0.85$   
 $\delta_m = 1.3$  } S275

$a \geq 0.85 \times 1.3 \times \frac{13}{2} \longrightarrow a \geq 7.18 \text{ mm}$

On Prend: **a = 8 mm**

**VI.2.5.1 : Vérification des contraintes :****VI.2.5.1.1 : Perpendiculaire :**

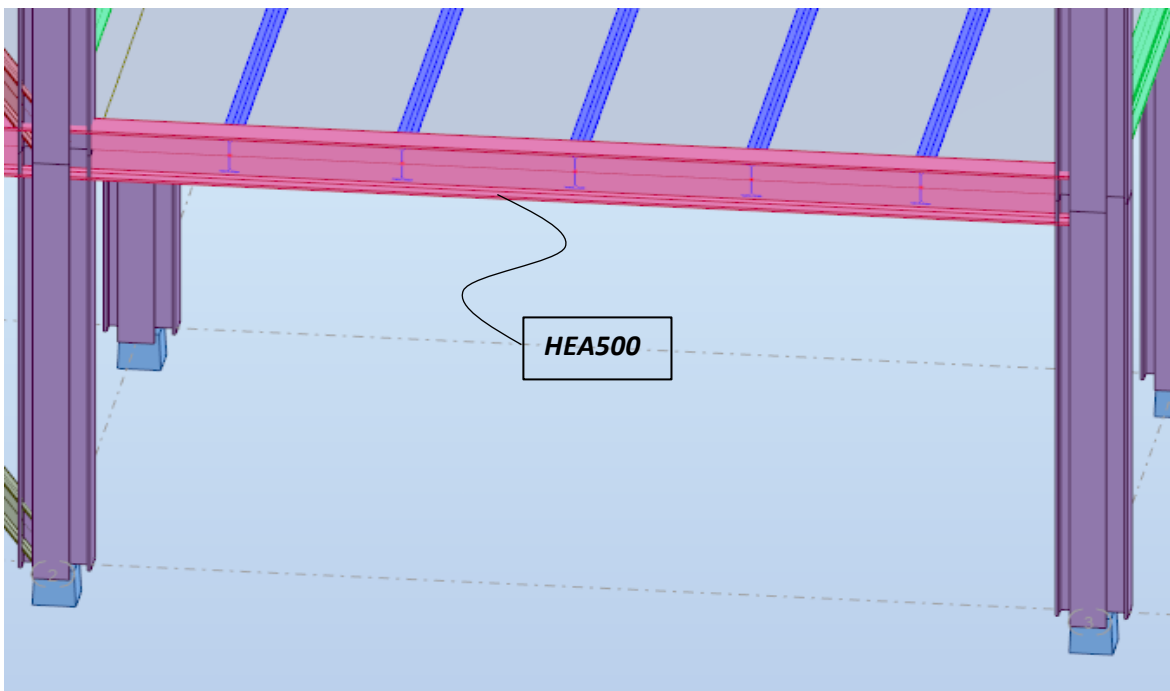
$$\sigma = \frac{V_{sd}}{2\sqrt{2} \times a \times L} \leq \frac{F_u}{\beta w \times \delta m}$$

$$\sigma = \frac{220940}{2\sqrt{2} \times 8 \times 12000} \leq \frac{430}{0.85 \times 1.3} \quad \longrightarrow \quad 0.813 \text{ MPa} \leq 389.14 \text{ MPa}$$

**V.2.5.1.2 : Parallèle :**

$$\sigma = \frac{N_{sd}}{2\sqrt{2} \times a \times L} \leq \frac{F_u}{\beta w \times \delta m}$$

$$\sigma = \frac{82385800}{2\sqrt{2} \times 8 \times 12000} \leq \frac{430}{0.85 \times 1.3} \quad \longrightarrow \quad 36.12 \text{ MPa} \leq 389.14 \text{ MPa}$$

**VI.3 : Vérification des poutres :****VI.3.1 : Vérification des poutres principales :****Figure VI.5 : Poutre Principale HEA500****VI.3.1.1 : Moment résistant :**

Cette vérification se fait en phase finale

On a :  $M_{sd}^{\max} = -725.02 \text{ KN.m}$  et  $V_{sd}^{\max} = 397.74 \text{ KN}$

$$R_{\text{béton}} = \frac{0.85 \times F_{ck}}{1.5} \times b_{eff} \times hc \quad \text{avec} \quad F_{ck} = 25 \text{ MPA}$$

$$R_{\text{béton}} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} \times 1450 \times 65 \times 10^{-3} = 1335.2 \text{ KN}$$

$$R_{\text{Acier}} = 0.95 \times f_y \times A_a$$

$$R_{\text{Acier}} = 0.95 \times 275 \times 19750 \times 10^{-3} = 5159.69 \text{ KN}$$

$$R_{\text{Béton}} = 1335.2 \text{ KN} < R_{\text{Acier}} = 5159.69 \text{ KN}$$

$$h_w = h_a - 2r - 2t_f = 490 - (2 \times 17) - (2 \times 23) = 410 \text{ mm}$$

$$R_w = 410 \times 12 \times 275 \times 10^{-3} = 1353 \text{ KN}$$

$$R_{\text{Béton}} = 1335.2 \text{ KN} < R_w = 1353 \text{ KN}$$

Axe neutre se trouve dans la dalle de béton, donc le moment résistant plastique développé

$$\text{par la section mixte est : } M_{\text{pl,rd}} = F_a \left( \frac{h}{2} + h_b + h_p - \left( \frac{F_a h_b}{2F_b} \right) \right)$$

$$M_{\text{pl,rd}} = 5159.69 \times \left( \frac{490}{2} + 65 + 60 - \left( \frac{5159.69 \times 0.12}{2 \times 1335.2} \right) \right) = 1907.9 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{sd}}^{\text{max}} = 725.02 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{sd}}^{\text{max}} < M_{\text{pl,rd}} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition Vérifiée}$$

### VI.3.1.2 : Effort tranchant :

$$V_{\text{sd}}^{\text{max}} = 394.74 \text{ KN} \quad \text{et} \quad V_{\text{plrd}} = \frac{7279 \times 10^{-3} \times 275}{\sqrt{3} \times 1.1} = 1050.63 \text{ KN}$$

$$V_{\text{sd}}^{\text{max}} < V_{\text{plrd}} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition Vérifiée}$$

On a :  $V_{\text{sd}} = 394.74 \text{ KN} < 0,5 V_{\text{pl,rd}} = 525.315 \text{ KN} \Rightarrow$  il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

### VI.3.1.3 : Déversement :

Il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement car la poutre est maintenue à la partie supérieure alors elle ne risque pas de se déverser.

### VI.3.2 : Vérification des poutres secondaire :

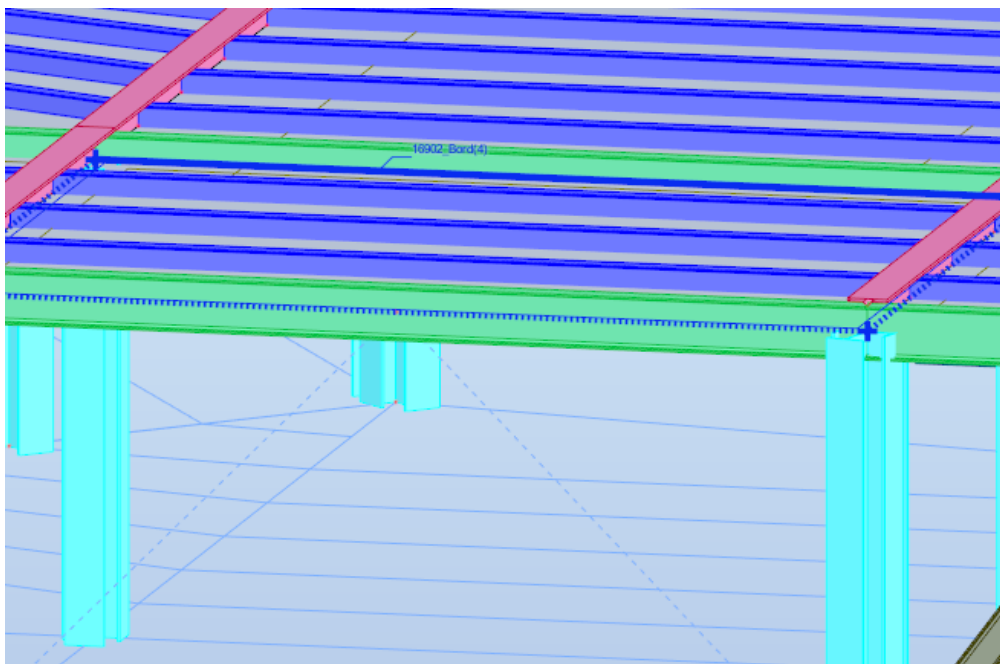


Figure VI.6 : Poutre secondaire IPE600

**VI.3.2.1 : Moment résistant :**

Cette vérification se fait en phase finale

On a :  $M_{sd}^{max} = 406.85 \text{ KN.m}$  et  $V_{sd}^{max} = 261.81 \text{ KN}$

$$R_{\text{béton}} = \frac{0.85 \times F_{ck}}{1.5} \times b_{eff} \times hc \quad \text{avec} \quad F_{ck} = 25 \text{ MPA}$$

$$R_{\text{béton}} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} \times 1450 \times 65 \times 10^{-3} = \mathbf{1335.21 \text{ KN}}$$

$$R_{\text{Acier}} = 0.95 \times f_y \times A_a$$

$$R_{\text{Acier}} = 0.95 \times 275 \times 15600 \times 10^{-3} = \mathbf{4075.5 \text{ KN}}$$

$$\mathbf{R_{\text{Béton}} \leq R_{\text{Acier}}}$$

$$H_w = h_a - 2r - 2t_f = 500 - (2 \times 24) - (2 \times 19) = 414 \text{ mm}$$

$$R_w = 0.95 \times 414 \times 12 \times 275 \times 10^{-3} = \mathbf{1297.89 \text{ KN}}$$

$$\mathbf{R_{\text{Béton}} > R_w}$$

L'axe neutre se trouve dans la semelle supérieure du profilé, donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est

$$M_{pl,rd} = R_a \times \left(\frac{h_a}{2}\right) + R_b \times \left(\frac{h_c}{2} + h_p\right)$$

$$M_{pl,rd} = 4075.5 \times \left(\frac{500}{2}\right) + 1297.89 \times \left(\frac{65}{2} + 55\right) = \mathbf{1145.84 \text{ KN.m}}$$

$$M_{sd}^{max} = 406.85 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd}^{max} < M_{pl,rd} \quad \longrightarrow \quad \mathbf{\text{Condition Vérifiée}}$$

**VI.3.2.2 : Effort tranchant :**

$$V_{sd}^{max} = 261.81 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{8378 \times 10^{-3} \times 275}{\sqrt{3} \times 1.1} = \mathbf{1208.54 \text{ KN}}$$

$$V_{sd}^{max} < V_{plrd} \quad \longrightarrow \quad \mathbf{\text{Condition Vérifiée}}$$

On a :  $V_{sd} = 261.81 \text{ KN} < 0,5 V_{pl,rd} = 604.27 \text{ KN} \implies$  il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

**VI.3.2.3 : Déversement :**

Il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement car la poutre est maintenue à la partie supérieure alors elle ne risque pas de se déverser.

**VI.3.3 : Etude des connecters :**

$$\begin{cases} h = 95 \text{ mm ; hauteur du connecteur} \\ d = 19\text{mm ; diamètre du fût} \end{cases}$$

**VI.3.3.1 : Résistance au cisaillement  $P_{rd}$  :**

**Tableau VI.2 : Résistance au cisaillement.**

Formules	Applications numériques	Résultats
$P_{rd}^{(1)} = 0.8 * f_u * \frac{(\pi d^2/4)}{4 * \gamma_v}$	$P_{rd}^{(1)} = 0.8 * 450 * \frac{(\pi * 19^2/4)}{4 * 1.25}$	81,65kN
$P_{rd}^{(2)} = 0.29 * \alpha * d^2 * \frac{\sqrt{f_{ck} * E_{cm}}}{4 * \gamma_v}$	$P_{rd}^{(2)} = 0.29 * 1 * 19^2 * \frac{\sqrt{25 * 30.5 * 10^3}}{1.25}$	73.13 kN
$P_{rd} = \min (P_{rd}^{(1)} ; P_{rd}^{(2)})$	$P_{rd} = \min (73.13 ; 81.65)$	73.13 kN

$\alpha$  : Un facteur correctif  $\begin{cases} \text{si : } \frac{h}{d} > 4 \rightarrow \alpha = 1 \\ \text{si : } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4 \rightarrow \alpha = 0.2 \left(\frac{h}{d} + 1\right) \end{cases}$

**VI.3.3.2 : Influence du sens du bac d'acier :**

$$k_t = \frac{0.6 * b_0}{\sqrt{n_r} * h_p} * \left(\frac{h}{h_p} - 1\right)$$

La formule n'est applicable que si :

( $h_p = 55\text{mm} \leq 85\text{mm}$ ) et ( $b_0 = 100\text{mm} \geq h_p = 55\text{mm}$ ) ..... C'est vérifié.

**Donc :**

**Tableau VI.3 : Influence du sens du bac d'acier sur la solive**

Formules	Applications numériques	Résultats
$k_t = \frac{0.7 * b_0}{\sqrt{n_r} * h_p} * \left(\frac{h}{h_p} - 1\right)$	$k_t = \frac{0.6 * 100}{\sqrt{1} * 55} * \left(\frac{95}{55} - 1\right)$	0.79
$P_{rd} * k_t$	$73.13 * 0.79$	58.02 kN

**VI.3.3.3 : Effort tranchant repris par les goujons  $V_{If}$ :**

La méthode est basée sur le calcul de l'effort total de cisaillement longitudinal  $V_{If}$  exercé sur chaque longueur critique dans le cas d'une connexion totale, l'effort total de cisaillement de calcul  $V_{If}$  auquel sont tenus de résister les connecteurs entre le point de

moment fléchissant positif maximal et un appui d'extrémité est calculé selon la formule suivante :

- $V_{lf} = \min (f_a(\text{poutre}), f_b(\text{solive}))$
- $V_{lf} = \min (4075.5 \text{ kN}, 1335.21 \text{ KN})$
- $V_{lf} = 1335.21 \text{ kN}$

**VI.3.3.4 : Nombre des connecteurs :**

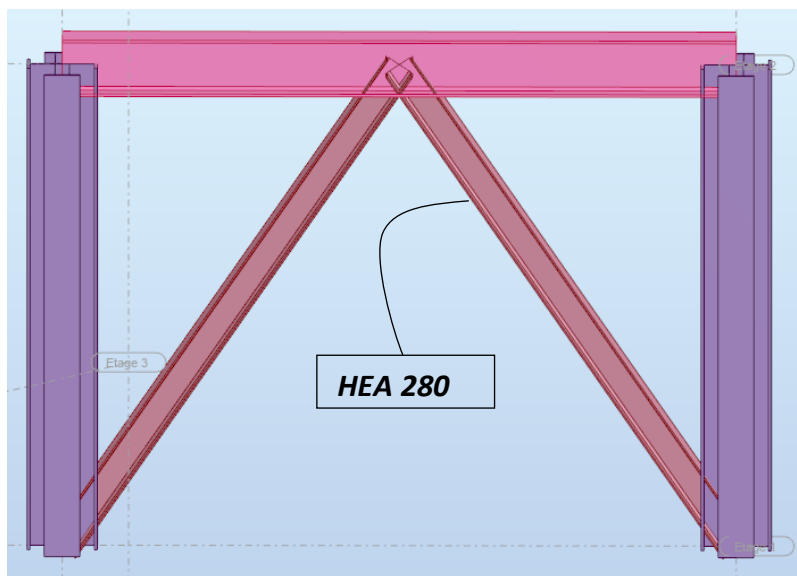
**Tableau VI.4:** Nombre des goujons des solives

Formules	Applications numériques	Résultats
$N_{\text{connecteur}} = \frac{V_{lf}}{P_{rd} * k_t}$	$N_{\text{connecteur}} = \frac{1335.21}{58.02}$	23.02
Soit 24 goujons sur la demi-longueur de la solive, c'est-à-dire 48 connecteurs sur la longueur totale de la solive.		
$e = \frac{L}{N_{\text{conec}} - 1}$	$e = \frac{8500}{48 - 1}$	180.85 mm
$e_{\min} = 5d$	$e_{\min} = 5 * 19$	95 mm
$e_{\min} < e$ ..... C'est vérifié		
Terrasse		48
Courants		48

**Conclusion:**

On utilisera des Poutres de profilé **HEA500** pour tout le plancher avec **48 connecteurs** avec un espacement de **180 mm**

**VI.4 : Vérification des palées en (V) HEA 280**



**Figure VI.7 : Contreventements en V**



Efforts interne tirés de **Autodesk Robot Structural Analysis 2019**, on considère l'effort le plus défavorable dans les barres constituantes du V.

#### VI.4.1 : Vérification à la traction :

L'effort normal de traction de la barre la plus sollicitée qui est celle du niveau 1<sup>er</sup> étage  
On doit vérifier que :

$$N \leq N_{trd}$$

N : Effort normal maximum (traction).

$N_{trd}$  : Effort normal plastique. Avec 
$$N_{trd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$N_{sd} = 1164.82 \text{ KN}$$

$$N_{trd} = \frac{8682 \times 275}{1} \times 10^{-3} = \mathbf{2387.5 \text{ KN}}$$

$$N_{sd} = \mathbf{1164.82 \text{ KN}} \leq N_{trd} = \mathbf{2387.5 \text{ KN}} \quad \longrightarrow \text{Donc la condition est vérifiée}$$

#### VI.4.2 : Vérification de la compression :

On a l'effet de compression repris par les palées de stabilité (HEA280)

$$N_{sd} = 1164.28 \text{ KN}$$

$$\text{Avec : } N_{brd} = x \cdot \beta \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$\begin{cases} \lambda_y = \frac{5670}{109.7} = 51.68 \\ \lambda_z = \frac{5670}{65} = 87.23 \end{cases}$$

On a  $\lambda_y < \lambda_z \Rightarrow$  le flambement se produit autour de l'axe (Y-Y)

**Remarque :** Pour les sections en [la courbe de flambement est " C ".

$$\bar{\lambda} = \frac{\sqrt{\beta \times A \times f_y}}{N_{cr}} = \frac{\lambda}{\lambda_A} \times \sqrt{\beta}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.9 \varepsilon = 86.8 \\ \bar{\lambda}_y = \frac{51.68}{86.8} = 0.6 \end{cases}$$

$$\phi_y = 0.5[1 + a_y(\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2] = \phi_y = 0.748$$

$$xy = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}} = 0.837 \leq 1$$

$$N_{brd} = 0.837 \times 1 \times 8682 \times 10^{-3} \times \frac{275}{1.1} = \mathbf{1816.71 \text{ KN}}$$

$$N_{sd} = \mathbf{1164.82 \text{ KN}} < N_{brd} = \mathbf{1816.71 \text{ KN}}$$

---

# **CHAPITRE VII**

# **ETUDES DES ASSEMBLAGES**

---

**VII : Introduction :**

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces sans générer de sollicitations parasites notamment de torsion,

Ce système peut être soit par boulonnage soit par soudure ou les deux en le même temps

**VII.1 : Les différents modes d'assemblages :**

Dans notre projet nous aurons recours à deux types d'assemblages (boulonné et soudé)

**VII.1.1 : Assemblage par boulonnage :**

Le boulonnage est un procédé d'assemblage mécanique démontable, il consiste à relier les éléments métalliques entre eux. On distingue deux types de boulons : les boulons ordinaires et les boulons à haute résistance. Et ces deux types de boulons se différencient par leur nuance d'acier.

**Tableau VII.1 :** Caractéristiques mécaniques des boulons selon leur classe d'acier

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.8
$\sigma_{\text{lim}}(\text{N/mm}^2)$	240	320	300	400	480	640	900
$\sigma_{\text{adm}}(\text{N/mm}^2)$	<b>400</b>	<b>400</b>	<b>500</b>	<b>500</b>	<b>600</b>	<b>800</b>	<b>1000</b>

**Fonctionnement de assemblages :**

- **Fonctionnement par obstacle**

C'est le cas des boulons ordinaires non précontraints dont les tiges reprennent les efforts et fonctionnent en cisaillement.

- **Fonctionnement par adhérence**

Dans ce cas la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact. Cela concerne le soudage et le boulonnage par les boulons à haute résistance.

**VII.1.2 : Assemblage par soudure :**

La soudure est un moyen d'assemblage le plus fréquemment utilisé pour la fabrication des pièces métalliques en atelier. Elle est régulièrement utilisée dans les constructions particulières comme : les réservoirs d'eau, les silos etc...



Figure VII.1 : Exemples des assemblages boulonnés.

## VII.1.3 : Dispositions constructives des assemblages

Tableau VII.2 : Normes des dimensions des trous de boulon [8]

BOULON TROU	à / de M12	à / de M14	à / de M16	à / de M22	à / de M24	Au-delà M27
Normalisé «d <sub>o</sub> »	d + 1		d + 2		D + 3	
Surdimensionné «d <sub>o</sub> »	d + 3	d + 4			d + 6	d + 8
Oblong court	(d + 1) par (d + 4)		(d + 2) par (d + 6)		(d + 2) par (d + 8)	(d + 3) par (d + 10)
Oblong long	(d + 1) par 2.5 .d		(d + 2) par 2.5 .d			(d + 3) par 2.5 .d
d : diamètre nominal du boulon en mm						

## VII.1.4 : Coefficient de frottement :

Le coefficient de frottement  $\mu$  doit correspondre à sa valeur de calcul

Tableau VII.3 : valeurs du Coefficient de frottement  $\mu$  : [8]

• - Le coefficient de frottement $\mu$ doit correspondre à sa valeur de calcul.	Traitement de la surface de contact	$\mu$
<b>A</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>– Surface décapées par grenailage ou sablage, avec enlèvement de toutes les plaques de rouille non adhérentes et sans piqûres de corrosion</li> <li>– Surfaces décapées par grenailage ou sablage et métallisées par projection d'aluminium.</li> <li>– Surfaces décapées par grenailage ou sablage et métallisées par projection d'un revêtement à base de zinc, garantissant un coefficient de frottement qui ne soit pas inférieur à 0,5.</li> </ul>	<b>0,50</b>
<b>B</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>– Surfaces décapées par grenailage ou sablage et recouvertes d'une couche de peinture au silicate de zinc alcalin</li> </ul>	<b>0,40</b>

	d'épaisseur 50 à 80 $\mu\text{m}$ .	
<b>C</b>	– Surfaces nettoyées par brossage métallique ou à la flamme avec enlèvement de toutes les plaques de rouille non adhérentes	<b>0,30</b>
<b>D</b>	– Surfaces non traitées	<b>0,20</b>

### VII.1.5 : Facteur de corrélation approprié $\beta_w$ : [8]

**Tableau VII.4** : valeurs du Facteur de corrélation approprié  $\beta_w$

Nuance d'acier	Fe360 (S235)	Fe430 (S275)	Fe510 (S355)
$\beta_w$	0.8	0.85	0.9

### VII.1.6 : Coefficients partiels de sécurité $\gamma_{mw}$ : [8]

**Tableau VII-5** : valeurs du Coefficients partiels de sécurité  $\gamma_{mw}$

Nuance d'acier	Fe360 (S235)	Fe430 (S275)	Fe510 (S355)
$\gamma_{mw}$	1.25	1.3	1.35

### VII.1.7 : Valeur du coefficients réducteur $K_s$ :

**Tableau VII.6:** valeurs du coefficients réducteur  $K_s$  [8]

Type de trous	$K_s$
<b>Normalisés</b>	1.0
<b>Surdimensionnés ou oblongs courts</b>	0.85
<b>Oblongs longs</b>	0.7

### VII.1.8 : Principale caractéristique géométriques :

**Tableau VII.7** : Valeur de caractéristique géométriques des boulons

d(mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
dm(mm)	14	18.3	20.5	23.7	24.58	29.1	32.4	34.5	38.8	44.2	49.6
A(mm)	50.2	78.5	113	154	201	254	314	380	452	573	707
As(mm)	36.6	58	84.3	115	157	192	245	303	353	459	561

### VII.2 : Vérification des types d'assemblages :

Dans ce chapitre, (04) types d'assemblage seront traités qui sont :

- Assemblage Poutre – Solive
- Assemblage Poteau – Poutre
- Assemblage Poteau – Contreventement V

- Assemblage Poteau – Poteau (Composé) par Autodesk Robot Structural 2019

**VII.2.1 : Assemblage poutre solive (HEA500-IPE330) :**

L’assemblage est réalisé avec deux cornières à l’extrémité de la solive et l’âme de la poutre.

En prendre  $V_{sd}=70.42Kn$

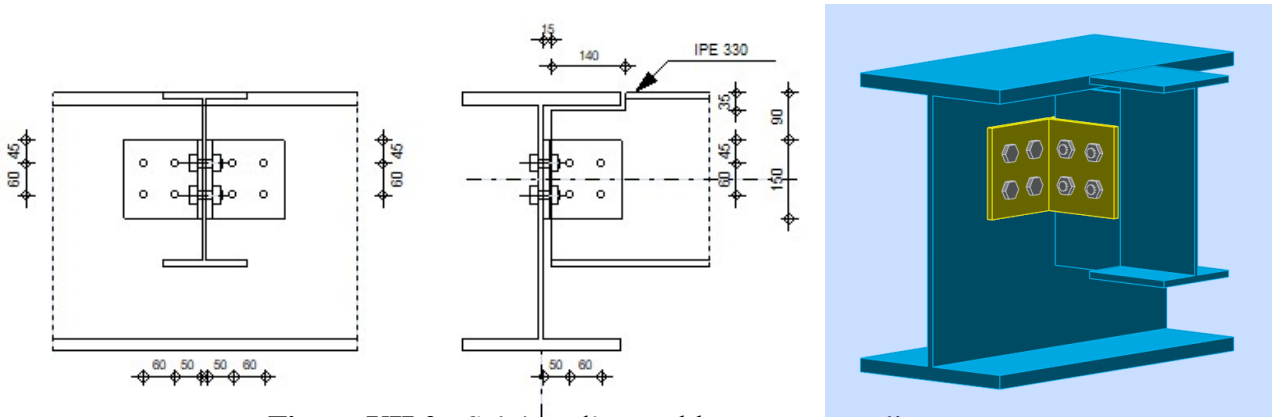


Figure VII.2 : Schéma d’assemblage poutre- solive

**VII.2.1.1 : Choix de diamètre du boulon**

Pour des raisons pratiques on évite toujours la mise en œuvre dans un même assemblage des boulons de diamètre différents ; le choix du diamètre se fera en déterminant leur résistance tout en étant proportionnel à l’épaisseur des pièces assemblées comme suite :

- $t \leq 10$  mm       $\phi = (12 ; 14)$  mm
- $10 \leq t \leq 25$  mm       $\phi = (16 ; 20 ; 24)$  mm
- $t \geq 25$  mm       $\phi = (24 ; 27 ; 30)$  mm

On choisit **4 boulons** de diamètre de **18mm (M18)** de classe **8.8**

M20  $\rightarrow$   $n = 20$  mm  $\rightarrow$   $\phi_0 = 22$  mm  $\rightarrow$   $A_s = 192$  mm<sup>2</sup>

**VII.2.1.2 : Disposition constructive des boulons :**

- $1.2\phi_0 \leq \phi_1 \leq 4\phi_0$  (120 ; 150 mm)  $\rightarrow$   $26.4 \leq \phi_1 \leq 150$  mm       $e_1 = 50$ mm
- $2.2\phi_0 \leq \phi_1 \leq 4\phi_0$  (140 ; 200 mm)  $\rightarrow$   $48.4 \leq \phi_1 \leq 161$  mm       $P_1 = 80$ mm
- $1.2\phi_0 \leq \phi_2 \leq 4\phi_0$  (120 ; 150 mm)  $\rightarrow$   $26.4 \leq \phi_2 \leq 150$  mm       $e_2 = 50$ mm
- $3\phi_0 \leq \phi_2 \leq 4\phi_0$  (140 ; 200 mm)  $\rightarrow$   $66 \leq \phi_2 \leq 161$  mm       $P_2 = 80$ mm

**VII.2.1.3 : Vérification de la résistance des boulons au cisaillement :**

La résistance des boulons au cisaillement est donnée par :  $F_{v,sd} \leq F_{t,sd}$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n_p} = \frac{70.42}{2} = 35.21 \text{ KN}$$

$$F_{v,rd} = \frac{0.6 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}}$$

- Section résistante en traction :  $A_s = 192 \text{ mm}^2$
- Résistance des boulons :  $\gamma_{mb} = 1,25$

$$F_{v,rd} = \frac{0.6 \times 800 \times 192}{1.25} = 73.72 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 35.21 \text{ KN} < F_{v,rd} = 73.72 \text{ KN}$$

La condition est vérifiée

**VII.2.1.4 : Vérification de la pression diamétrale :**

On a une Cornière **150×150×12**

il faut Vérifier que :  $F_{brd} \geq F_{vsd}$

$$F_{brd} = \frac{2.5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{mb}} \text{ avec } \alpha = \min \left( \frac{e_1}{3d_0} ; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right)$$

Donc on a :

$$e_1 = 20 \text{ mm} ; d_0 = 22 \text{ mm} ; d = 12 \text{ mm} ; \gamma_{mb} = 1,25 ; f_u = 430 \text{ MPa}$$

$$P_1 = 80 \text{ mm}$$

$$\alpha = \min (0.76 ; 0.96 ; 1.86 ; 1) \rightarrow \alpha = 0.76$$

$$F_{brd} = \frac{2.5 \times 0.76 \times 430 \times 20 \times 12}{1.25} = 156.86 \text{ KN} > F_{vsd} = 35.21 \text{ KN} \text{ La condition est vérifiée}$$

**VII.2.2 : Assemblage Poteau – Poutre (HEA600 - HEA500) :**

A partir Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019 avec une combinaison de (1.35G +1.5Q) on a les efforts sollicitant :

$$M_{sd} = 285.32 \text{ KNm}$$

$$V_{sd} = 168.12 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 3832.12 \text{ KN}$$

**VII.2.2.1: Calcul de la soudure poutre HEA500 - Platine:**

- $a_1 = b = 300 \text{ mm}$
- $a_2 = \frac{b - t_w}{2} = 144 \text{ mm}$

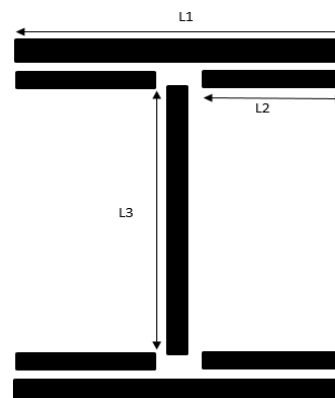


Figure VII.3 : Assemblage soudé poutres –platine



-  $a_3 = h - 2(t_f) = 444 \text{ mm}$

$A_s = \sum a_i \times t_i = (2 \times 1 \times 20) + (412 \times 20) + (2 \times 3 \times 20)$

$A_s = 20640 \text{ mm}^2$

h : la hauteur du profilé.

La nuance d'acier utilisé est S275 donc :  $\gamma_{m0} = 1,3$  ;  $\gamma_{m2} = 0,85$  ;  $f_{us} = 430 \text{ MPa}$

**VII.2.2.2 : Calcul de l'épaisseur du cordon sur semelle**

$$\begin{cases} a_f \geq \frac{t_f \times f_y \times \beta_w \times \gamma_{m2}}{\gamma_{m0} \times f_{us} \times \sqrt{2}} \\ a_f \geq \frac{23 \times 275 \times 0.85 \times 1.3}{1 \times 430 \times \sqrt{2}} = 11.5 \text{ mm} \end{cases}$$

**VII.2.2.3 : Calcul de l'épaisseur du cordon sur l'âme**

$$\begin{cases} a_w \geq \frac{t_w \times f_y \times \beta_w \times \gamma_{m2}}{\gamma_{m0} \times f_{us} \times \sqrt{3}} \\ a_w \geq \frac{12 \times 275 \times 0.85 \times 1.3}{1 \times 430 \times \sqrt{3}} = 4.89 \text{ mm} \end{cases}$$

On prend  $a_w = 12 \text{ mm}$

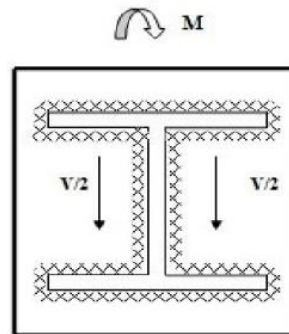


Figure VII.4 : Assemblage poutre platine

**VII.2.2.4 : Vérification de la soudure**

**VII.2.2.4.1 : Vérification le moment et l'effort normal (M et N)**

$$\sqrt{2} \left[ \frac{N_{sd}}{\sum l_i \times a_i} + \left( \frac{M_{sd}}{I_{ys}} \times \frac{h}{2} \right) \right] \leq \frac{f_{us}}{\beta_w \times \gamma_{m2}}$$

$\sum a_i^3 = (2 \times 1 \times 20 \times 20^2) + (412 \times 20 \times 20^2) = 776093472 \text{ mm}^4$

-  $d_1 = \frac{h}{2} + \frac{a}{2} = 251 \text{ mm}$

-  $d_2 = \frac{h}{2} - t_f - \frac{a}{2} = 216 \text{ mm}$

$$\sqrt{2} \left[ \frac{3832.12 \times 10^3}{20640} + \left( \frac{285.32}{776093472} \times \frac{490}{2} \right) \right] \leq \frac{430}{0.85 \times 1.3}$$

-  $262.57 \leq 389.14$  **la condition est vérifiée**

**VII.2.2.4.2 : Vérification l'effort tranchants et l'effort normal (V et N)**

$$\sqrt{V} \times \left( \frac{\sum a_i^3}{\sum a_i} \right)^{1/3} + V \times \left( \frac{\sum a_i^3}{2 \times a_i \times t_i} \right)^{1/3} \leq \frac{f_{us}}{\beta_w \times \gamma_{m2}}$$

$$\sqrt{V} \times \left( \frac{3832.1}{20640} \right)^{1/3} + V \times \left( \frac{168.2}{2 \times 444 \times 10} \right)^{1/3} \leq \frac{430}{0.85 \times 1.3}$$

$$0 \quad . \quad 8 \quad 5 \quad \times 1.3$$

$$263.98 \leq 389.14 \quad \square \square \square \square \square \square \square \square \square \square \square \square$$

$$\square \acute{e} \square \square \square \square \square \square$$

**VII.2.2.5 : Vérification des boulons HR :**

**VII.2.2.5.1 : Disposition constructive :**

On choisit d'utiliser 12 boulons HR de diamètre 24mm et de classe 10.9 avec une platine de dimension 800 × 300 × 20mm

M24 → d = 24 mm → d<sub>0</sub> = 26 mm → A<sub>s</sub> = 353mm<sup>2</sup>

1,5d<sub>0</sub> ≤ e<sub>1</sub> ≤ max (12t ou 150 mm)      39 mm ≤ e<sub>1</sub> ≤ 240 mm      e<sub>1</sub> = 50mm.

1,5d<sub>0</sub> ≤ e<sub>2</sub> ≤ max (12t ou 150 mm)      39 mm ≤ e<sub>2</sub> ≤ 240 mm      e<sub>2</sub> = 50mm.

2,2d<sub>0</sub> ≤ P<sub>1</sub> ≤ min (14t ou 200 mm)      57.2 mm ≤ P<sub>1</sub> ≤ 200 mm      P<sub>1</sub> = 80mm.

3d<sub>0</sub> ≤ P<sub>2</sub> ≤ min (14t ou 200 mm)      78 mm ≤ P<sub>2</sub> ≤ 200 mm      P<sub>2</sub> = 120mm.

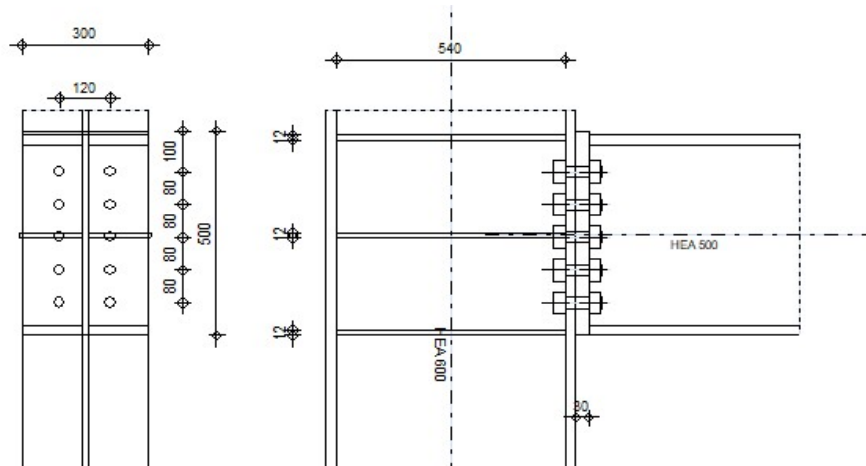


Figure VII.5 : Disposition constructive de L'assemblage poteau poutre

**VII.2.2.5.2 : Détermination des efforts dans le boulon :**

Ces efforts sont obtenus par la formule :  $N_i = \frac{Msd \times d_i}{\sum d_i^2}$  avec Msd = 285 KN.m

- d1 = 50 mm → N1 = 26.43 KN
- d2 = 130 mm → N2 = 68.71 KN
- d3 = 210 mm → N3 = 111 KN
- d4 = 290 mm → N4 = 153.28 KN

$$d_5 = 390 \text{ mm} \quad \longrightarrow \quad N_5 = 206.14 \text{ KN}$$

$$d_6 = 490 \text{ mm} \quad \longrightarrow \quad N_6 = 256 \text{ KN}$$

$$\sum d_i^2 = 539800 \text{ mm}^2$$

### VII.2.2.5.3 : Vérification du moment effectif de l'assemblage :

Il faut vérifier que :  $M_{sd} \leq M_{rd}$

Avec :

-  $M_{sd}$  : moment résistant effectif maximal

-  $M_{rd}$  : Moment résistance effectif,  $M_{rd} = \frac{n \times F_p \times \sum d_i^2}{d_6}$

$$F_p = 0.7 \times 1000 \times 275 \times 10^3 = 192.5 \text{ KN (un boulon)}$$

$$M_{rd} = \frac{2 \times 192.5 \times 539800}{490} \times 10^{-3} = 424.13 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} = 285.32 \text{ KN.m} \leq M_{rd} = 424.13 \text{ KN.m}$  donc la condition est vérifiée.

### VII.2.2.5.4 : Vérification de l'assemblage sous effort tranchant :

Il faut Vérifier que :  $F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{nb} = \frac{168.12}{12} = 14.01 \text{ KN}$$

- $\alpha = 1$  Pour des trous avec tolérances nominales normales.
- $\beta = 0,3$  Surfaces nettoyées par brassage métallique
- $\gamma = 1$  Nombre d'interfaces de frottement ;
- $\delta = 1,25$  Pour les résistances au glissement à L'ELU

$$F_{v,rd} = \frac{k_s \times n_f \times \mu (F_{pc} - 0.8 F_{t,sd})}{\gamma m_s}$$

$$F_{t,sd} = F_{v,sd} + N_6 = 14.01 + 256 = 270.01 \text{ KN}$$

$$F_{pc} = 0.7 \times A_s \times f_{ub} = 0.7 \times 353 \times 1000 \times 10^{-3} = 247.1 \text{ KN}$$

$$F_{v,rd} = \frac{1 \times 0.3 \times 1 \times (247.1 - 0.8 \times 270.10)}{1.25} = 7.44 \text{ KN}$$

Donc  $F_{v,sd} = 14.01 \text{ KN} > F_{v,rd} = 7.44 \text{ KN}$  ... Condition non vérifier

Pour vérifier notre assemblage il faut augmenter le diamètre de notre boulon vers **M27**

$$M27 \quad \longrightarrow \quad d = 27 \text{ mm} \quad \longrightarrow \quad d_0 = 29 \text{ mm} \quad \longrightarrow \quad A_s = 459 \text{ mm}^2$$

$$F_{pc} = 0.7 \times A_s \times f_{ub} = 0.7 \times 459 \times 1000 \times 10^{-3} = 321.3 \text{ KN}$$

$$F_{v,rd} = \frac{1 \times 0.3 \times 1 \times (321.3 - 0.8 \times 270.10)}{1.25} = 25.25 \text{ KN}$$

Donc  $F_{v.sd} = 14.01 \text{ KN} < F_{v.rd} = 25.25 \text{ KN}$  ... Condition vérifier

#### VII.2.2.5.5 : Vérification de l'âme du poteau en traction :

Il faut Vérifier que :  $F_v \leq F_{t.rd}$

$$F_{t.rd} = f_y \times t_{wc} \times \frac{b_{eff}}{\gamma_{m_0}}$$

$t_{wc}$  = épaisseur d'âme de poteau = 15.5mm

$b_{eff}$  = entraxe rangées boulons = 120 mm

$$F_{t.rd} = 275 \times 15.5 \times \frac{120}{1} \times 10^{-3} = 511.5 \text{ KN}$$

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f} =$$

-  $h_p$  : La hauteur de profilé (Poteau) = 490 mm

-  $t_{wc}$  : épaisseur de l'âme (Poteau) = 15.5 mm

$$F_v = \frac{285.32}{0.590 - 0.025} = 504.99 \text{ KN}$$

Donc  $F_v = 504.99 \text{ KN} < F_{t.rd} = 511.5 \text{ KN}$  ... Condition vérifier

#### VII.2.2.5.6 : Vérification de l'âme du poteau en compression :

Il faut vérifier que :  $\sigma_n \leq f_y$

-  $\sigma_n$  : Contrainte normale de compression dans l'âme du poteau.

$$\sigma_n = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{sd}}{W_{ely}}$$

$$\sigma_n = \frac{168.12 \times 10^3}{226.5 \times 10^2} + \frac{285.32 \times 10^6}{4787 \times 10^3} = 67.03 \text{ N/mm}^2$$

$\sigma_n = 67.03 \text{ MPa} < f_y = 275 \text{ MPa}$ ... condition vérifier

#### VII.2.2.5.7 : Vérification de l'âme du poteau en cisaillement :

Il faut vérifier que  $F_v \leq F_t$

$$F_R = \frac{0.58 \times f_y \times h_p \times t_{wc}}{\gamma_{m_b}}$$

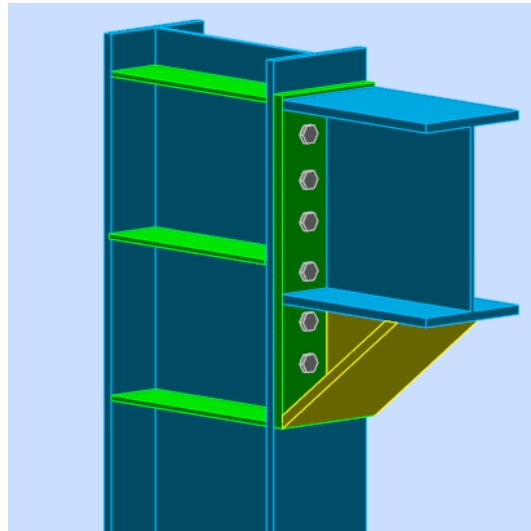
-  $h_p$  : La hauteur de profilé (Poteau) = 490 mm

-  $t_{wc}$  : épaisseur de l'âme (Poteau) = 15.5 mm

$$F_R = \frac{0.58 \times 275 \times 490 \times 15.5}{1} \times 10^{-3} = 1211.4 \text{ KN}$$

$$F_v = \frac{285.32}{0.590 - 0.025} = 504.99 \text{ KN}$$

Donc  $F_v = 504.99 \text{ KN} < F_R = 1211.4 \text{ KN}$  ... Condition vérifier



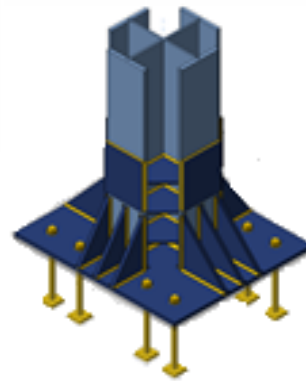
**Figure VII.6 :** Assemblage poutre poteau (3D)

### VII.2.3 : Assemblage Pied de poteaux - (HEA600) :

L'assemblage du pied de poteau a été fait par le logiciel **IDEA STATIQA [ANNEXE B]**

- Caractéristiques d'assemblage :

- Platine 1290 \* 1113 \* 40 mm
- 8 tiges M36 de classe 4.8
- Raidisseur 350 \* 550 \* 35mm
- Soudure 10 mm

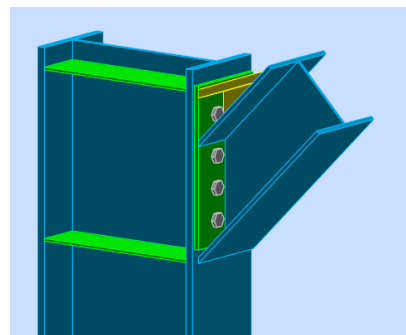


**Figure VII.7 :** Vue en 3d  
D'assemblage pied de Poteau

### VII.2.4 : Assemblage Poteau Composé (HEA600) – Contreventement V (HEA 280) :

L'assemblage du poteau contreventement a été fait Par le logiciel **ROBOT [ANNEXE A]**

- Platine 612 \* 280 \* 30 mm
- 8 Boulons M27 de classe 10.8
- Raidisseur 224 \* 150 \* 30mm
- Soudure 5 mm
- Degré d'inclinaison  $\alpha = 45^\circ$



**Figure VII.8 :** Vue en 3d d'assemblage  
Poteau Contreventement

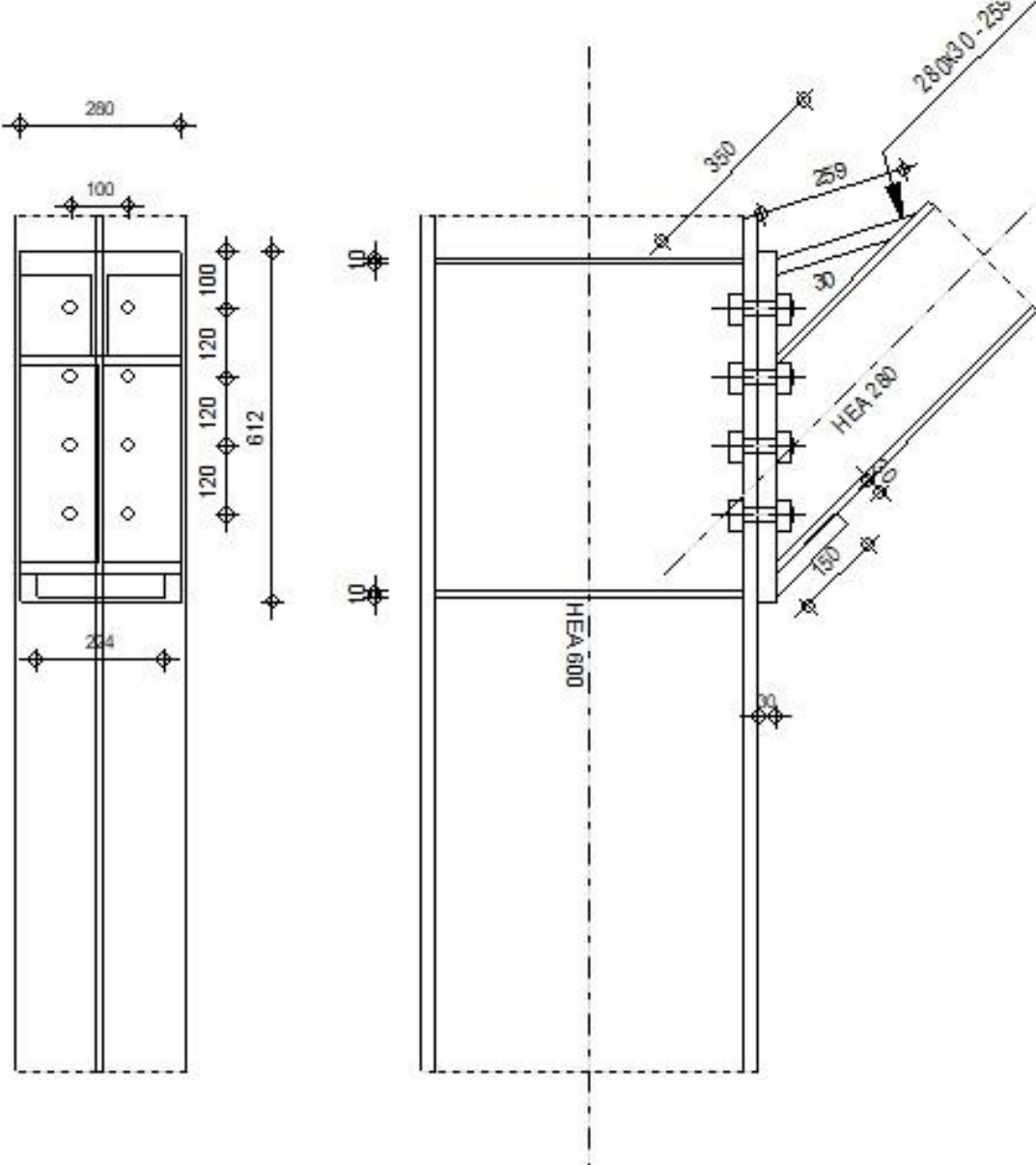


Figure VII.9 : Disposition constructive de l'assemblage Poteau Contreventement.

---

**CHAPITRE VIII :**  
**ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE**

---

### VIII.1 : Introduction

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leurs bonnes conceptions et réalisations découle la bonne tenue de l'ensemble.

Le calcul des fondations ne peut se faire que lorsque l'on connaît : La charge totale qui doit être transmise aux fondations.

Les caractéristiques du sol sur lequel doit reposer la structure

### VIII.2 : Les types des fondations :

- Fondation superficielle :
- Semelle isolée sous poteau
- Semelle filante continue sous mur
- Semelle filante sous plusieurs poteaux
- Radeers généraux ou nervurés
- Fondation profonde (semelle sous pieux)

### VIII.3 : Fonctions assurées par les fondations :

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la structure.

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultante, par exemple, de l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents. Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol-structure.

### VIII.4 : Choix des fondations :

Un certain nombre des problèmes se pose lorsqu'il s'agit de choisir un type de fondation, qui dépend essentiellement de la contrainte du sol.



Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction
- La qualité du sol de fondation.
- L'ossature a une trame serrée (chevauchement des semelles isolées, filantes).
- La profondeur à atteindre pour fonder sur un sol résistant est important.
- Il est difficile de réaliser des pieux (cout, vibration nuisibles).

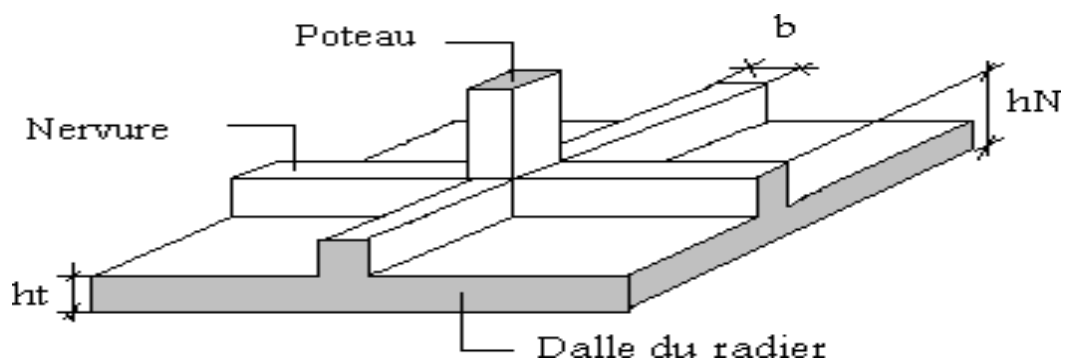
Il existe des charges excentrées en rive de bâtiment.

Donc son calcul ne peut être effectuée que lorsqu'on connaît :

- La superstructure et ces charges.
- Les caractéristiques du sol (concernant le projet la contrainte admissible du sol=2bars à 5m de profondeur).

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage nous devons prendre en considération :

- La charge que comporte l'ouvrage.
- La portance du sol.
- L'ancrage et les différentes données du rapport du sol.



**Figure VIII.1** : disposition des nervures par rapport au radier et au poteau.

### VIII.5 : Pré dimensionnement du radier :

#### VIII.5.1 : La dalle :

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

- **Condition forfaitaire :**

$$h_D \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

**Avec :**

$L_{\max}$  = La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{\max} = 7 \text{ m} \Rightarrow h_d \geq 35 \text{ cm}$$

**Alors :**

On prend L'épaisseur de la dalle.  $H_d = 40 \text{ cm}$

**VIII.5.1.2 : Nervure :**

- **La hauteur de nervure :**

**VIII.5.1.2.1 : Condition de la flèche :**

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_{N1} \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

On a  $L_{\max} = 7 \text{ m}$

$$46.66 \text{ cm} \leq h_{N1} \leq 70 \text{ cm}$$

**On prend  $h_{N1} = 50 \text{ cm}$**

**VIII.5.1.2.2 : Condition de la raideur (rigidité) :**

Pour étudier la raideur de la semelle filante, on utilise la notion de la longueur élastique définie par l'expression suivante :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e + a$$

$$\text{Avec : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

I : L'inertie de la section transversale du radier.

b : Entre axe des poteaux.

E : Module de Yong équivalent ( $E = 20\,000 \text{ MPa}$ ).

K : Coefficient de raideur du sol ( $0.5 \text{ kg/cm}^3 \leq K \leq 12 \text{ kg/cm}^3$ ).

$K = 0.5 \text{ [kg/cm}^3]$  → 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.

Nous avons un sol de densité moyenne →  $K = 4 \text{ [kg/cm}^3]$ .

Donc on prend  $h_t = 0.9 \text{ m}$

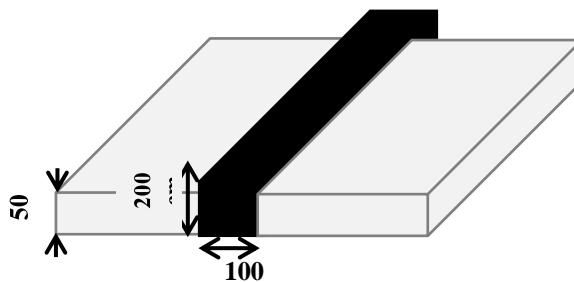
**Tableau VIII.1** : Choix de la hauteur des nervures.

H <sub>nervue</sub> (m)	0.8	1	1.5	2
I (m <sup>4</sup> )	0.074	0.142	0.328	0.998
L <sub>e</sub>	2.14	4.21	5.19	6.86
$\frac{\pi}{2} \times L_e + a$ (m)	3.49	5.36	6.24	7.54
L <sub>max</sub> (m)	7	7	7	7

Donc :

$$H_n = 2 \text{ m}$$

$$B_n = 1 \text{ m}$$



**Figure VIII.2**: Schéma d'un radier.

**VIII.5.1.2.3 : Vérification vis-à-vis la stabilité au renversement :**

Selon **RPA99/version 2003(Art.10.1.5)** on doit vérifier que :

$$e_0 = \frac{Mr}{Nr} \leq \frac{B}{4}$$

**Tableau VIII.2** : Vérification vis-à-vis la stabilité au renversement

sens	Nr	Mr	$\frac{Mr}{Nr}$	$\frac{B}{4}$	remarque
X-X	122415.18	42142.884	2.31	10.87	Vérifie
Y-Y	122415.18	40298,382	2.42	10.5	Vérifie

➤ Conclusion :

La condition est vérifiée donc le bâtiment est stable.

**VIII.5.1.2.4 : Vérification des Contraintes Sous le Radier :**

- Sollicitation du premier genre

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

On doit vérifier que :

- Sollicitation du second genre :

On doit vérifier les contraintes sous le radier ( $\sigma_1$  ;  $\sigma_2$ )

Avec :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} V$$

Avec :

$$I_{xx} = 87554.67 \text{ m}^4.$$

$$I_{yy} = 301942.32 \text{ m}^4.$$

$$\delta_{moy} = \frac{3\sigma^{\max} + \sigma^{\min}}{4}$$

**VIII.5.1.2.5 : Contraintes sous le radier à l'ELU**

Tableau VIII.3 : contraintes sous le radier a l'ELU

	$\sigma_1$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_m \left( \frac{L}{4} \right)$ (kN/m <sup>2</sup> )
<b>Sens x-x</b>	<b>206.78</b>	<b>95.07</b>	<b>178.85</b>
<b>Sens y-y</b>	<b>165.73</b>	<b>136.09</b>	<b>158.32</b>
<b>Vérification</b>	$\sigma_1^{\max} < 1,5\sigma_{sol}=300$	$\sigma_2^{\min} \geq 0$	$\frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < 1,33\sigma_{sol} = 266$

**VIII.5.1.2.6 : Contraintes sous le radier à l'ELS**

Tableau VIII.4 : contraintes sous le radier a l'ELS

	$\sigma_1$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_m \left( \frac{L}{4} \right)$ (kN/m <sup>2</sup> )
<b>Sens x-x</b>	<b>178.47</b>	<b>66.7</b>	<b>150.52</b>
<b>Sens y-y</b>	<b>137.36</b>	<b>107.72</b>	<b>129.95</b>

<b>Vérification</b>	$\sigma_1^{\max} < 1,5\sigma_{sol}=300$	$\sigma_2^{\min} \geq 0$	$\frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < 1,33\sigma_{sol} = 266$
---------------------	---	--------------------------	---

**Conclusion :**

Les contraintes sont vérifiées à l'ELU et à l'ELS, donc pas de risque de soulèvement

**VIII.6 : Ferrailage du radier :**

Le radier se calcule comme un plancher renversé, donc le ferrailage de la dalle du radier se fait de la même manière que celui du plancher.

La fissuration est considérée préjudiciable.

**VIII.6.1 : Ferrailage de la dalle du radier :****VIII.6.1.1 : Détermination des efforts :**

Si  $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit :

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots\dots\dots \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots\dots\dots \text{sens de la grande portée.}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux soient encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

**VIII.6.1.1.1 : Panneau de rive :**

- Moment en travée :

$$M_{tx} = 0,85 M_x$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y$$

- Moment sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,3 M_x \text{ (appuis de rive)}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x \text{ (autres appuis)}$$

**VIII.6.1.1.2 : Panneau intermédiaire :**

- Moment en travée :

$$M_{tx} = 0,75 M_x$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y$$

- Moment sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x$$

$$\text{Si } \frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens.}$$

- Moment en travée :  $M_t = 0,85 M_0$

- Moment sur appuis :  $M_a = 0,5 M_0$

$$\text{Avec } M_0 = \frac{q l^2}{8} .$$

#### VIII.6.1.2 : Valeur de la pression sous radier :

- E.L.U :  $q_u = 178.85 \text{ kn/ml}$
- E.L.S :  $q_s = 150.52 \text{ kn/ml}$

#### VIII.6.1.3 : Moment en travée et sur appuis à l'ELU ( $v = 0$ ) :

$$L_x = 7 \text{ m.}$$

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

On a le rapport des panneaux  $0.4 < \frac{L_x}{L_y} < 1$ ,  $0.714 < 1$  la dalle travaille dans les deux sens.

On applique le calcul pour le panneau le plus sollicité ayant des dimensions plus grandes que les autres panneaux.

#### VIII.6.1.4 : Calcul des moments :

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau VIII.5** : Calcul des moments à l'ELU.

$L_x(\text{m})$	$L_y(\text{m})$	$L_x/L_y$	$\mu_x$	$\mu_y$	$q_u(\text{kN/m})$	$M_x(\text{kNm})$	$M_{tx}(\text{kNm})$	$M_y(\text{kNm})$	$M_{ty}(\text{kNm})$	$M_a(\text{kNm})$
7	5	0,714	0,0384	0,9545	178.85	347.44	260.58	170.71	127.55	85.35

**Tableau VIII.6** : Calcul des moments à l'ELS.

$L_x(\text{m})$	$L_y(\text{m})$	$L_x/L_y$	$\mu_x$	$\mu_y$	$q_s(\text{kN/m})$	$M_x(\text{kNm})$	$M_{tx}(\text{kNm})$	$M_y(\text{kNm})$	$M_{ty}(\text{kNm})$	$M_a(\text{kNm})$
7	5	0,714	0.0384	0.9545	150.52	295.486	221.61	143.68	107.46	71.84

**VIII.6.2 : Calcul du ferrailage :**

Le ferrailage se calcule avec le moment maximum en travée et sur appuis.

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} ; f_e = 500 \text{ MPa} ; \sigma_s = 435 \text{ MPa}$$

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 50 \text{ cm} ; d = 45 \text{ cm}.$$

**Tableau VIII.7:** Ferrailage des panneaux du radier.

	Sens	M <sub>u</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
<b>Travée</b>	x-x	260.58	21.27	7T20	21.99
	y-y	127.55	11.23	7T16	14.06
<b>Appui</b>	x-x	85.35	7.29	7T12	7.92
	y-y				

**VIII.6.2.1 : Vérifications nécessaires :**

- **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.86 \text{ cm}^2$$

Donc la condition est vérifiée.

**VIII.6.2.1.1 : Vérification des contraintes à l'E.L.S :****Tableau VIII.8:** Vérification des contraintes à l'E.L.S.

	Sens	M <sub>ser</sub> (kN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	Vérification
<b>Travée</b>	x-x	221.61	18.78	9.77	15	281.31	250	Non vérifiée
	y-y	107.46	10.87	5.65		275.43		Non vérifiée
<b>Appuis</b>	x-x	71.48	6.41	3.41		166.52		Non vérifiée
	y-y							

On trouve que l'ELS est non vérifié alors on va augmenter, la section d'acier.

Tableau VIII.9: Correction de la section d'acier.

	Sens	M <sub>ser</sub> (kN.m)	Choix	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	Vérification
Travée	x-x	221.61	7T20	18.78	5.22	15	218.92	250	Vérifiée
	y-y	107.46	7T16	10.87	5.06		212.21		Vérifiée
Appuis	x-x	71.48	7T12	6.41	3.41		166.52		Vérifiée
	y-y								

## VIII.6.3 : Schéma ferrailage :

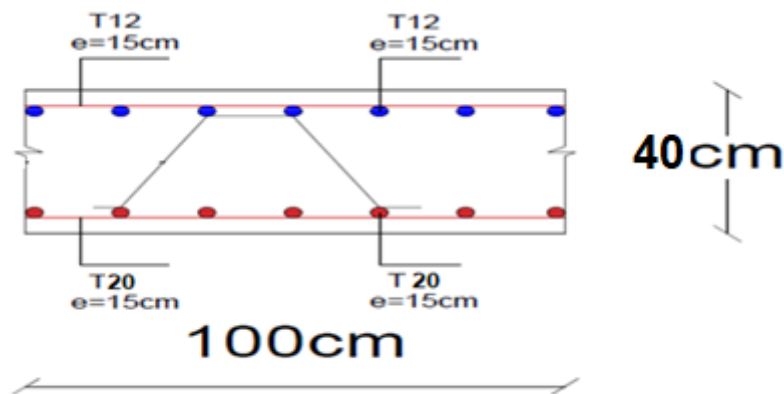


Figure VIII.3 : Schéma de ferrailage de la dalle de radier

## VIII.7 : Ferrailage des nervures :

## VIII.7.1 : Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire (BAEL91 modifier 99)

$$\text{On a } M_0 = \frac{QL^2}{8}, \quad L=7 \text{ m}, \quad Q=178.85 \text{ kn/m}$$

- En travée :  $M_t = 0,85 M_0$
- Sur appuis :  $M_a = 0,50 M_0$

## VIII.7.2 : Calcul des armatures :

$$b = 100 \text{ cm}; \quad h = 200 \text{ cm}; \quad d = 100 \text{ cm}$$



**Tableau VIII.10:** Ferrailage des nervures.

	M <sub>u</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
<b>Travée</b>	931.14	18.97	4T16+4T20	20.61
<b>Appuis</b>	547.72	14.20	8T16	16.08

**VIII.7.3 : Vérifications nécessaires :**

**VIII.7.3.1 : Vérification des contraintes à l'E.L. S :**

**Tableau VIII.11:** Vérification des contraintes à L'E.L.S.

	Sens	M <sub>ser</sub> (kN.m)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> MPa	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	Vérification
	<b>Travée</b>	783.64	4.42	15	221.02	250	vérifiée
	<b>Appuis</b>	460.96	2.6		130.01		vérifiée

**VIII.7.3.2 : Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{178.85 \times 7}{2} = 625.97 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{625.97 \times 10^3}{100 \times 100} = 0,625 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

➤ **Armatures transversales :**

- **BAEL 91 modifié 99 :**

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e}$$

$$* S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right) = 0,4 \text{ MPa}$$

➤ **RPA99 version 2003 :**

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0$$

$$* S_t \leq \text{Min} \left( \frac{h}{4}; 12\varphi_1 \right) = 19.2\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 50\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

Avec

$$\varphi_t \leq \text{Min} \left( \frac{h}{35}; \varphi_1; \frac{b}{10} \right) = 1,6\text{cm}$$

$$f_c=500\text{MPa} ; \tau_u=0,68\text{MPa} ; f_{t28}=2,1\text{MPa} ; b=65\text{cm} ; d=90\text{cm}$$

On trouve :

- $S_t=20\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale.}$
- $S_t=20\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante.}$

$$A_t \geq 3.9\text{cm}^2$$

**On prend : 6T10 = 4,74cm<sup>2</sup>**

### Armatures de peau :

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir des armatures de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration.

En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures.

Leur section est au moins 3 cm<sup>2</sup>/ml pour metre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction ( h=100 cm).

$$A_p=3\text{cm}^2/\text{m} \times 1=3 \text{ cm}^2$$

**On opte : 3T12 =3,39cm<sup>2</sup>**

VIII.7 : Schéma ferrailage :

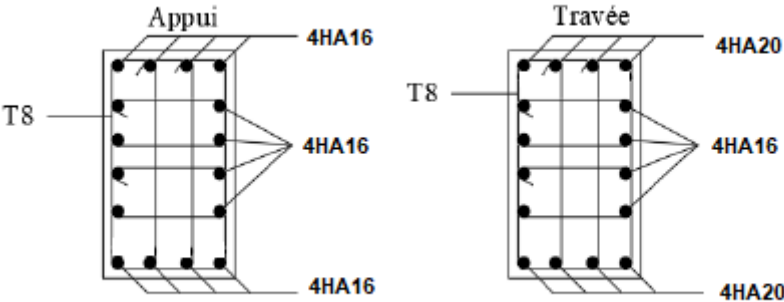


Figure VIII.4 : Schéma ferrailage des nervures.

## Conclusion générale

Dans ce projet nous avons abordé les différentes étapes de l'étude d'une structure nécessitant l'ensemble des informations acquises durant notre cursus universitaire. Ce mémoire nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calcul des structures, ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment.

Les points importants tirés de cette étude sont :

- La bonne connaissance des matériaux utilisés est cruciale pour l'ingénieur en génie civil.
- Le pré dimensionnement est une étape préliminaire qui a pour but de choisir des sections pour les éléments structuraux afin de les modéliser. Un prédimensionnement bien fait facilitera énormément l'étude dynamique de la structure.
- Le vent peut engendrer des dégâts importants dans les constructions, ce qui fait de l'étude au vent une étape très importante dans les calculs des structures métalliques. Plus la surface d'impact du vent sur les faces de la structure est grande, plus son effet est important.
- Le séisme, un des effets à considérer dans le cadre de la conception des structures, reste plus dangereux. Ainsi la modélisation des structures nécessite une bonne maîtrise de la méthode des éléments finis et des logiciels de calcul (**ROBOT**).
- La conception et le calcul des assemblages revêtent en construction métallique d'une importance équivalente à celle du dimensionnement des éléments pour la sécurité finale de la structure. Le calcul des assemblages est fait par le logiciel « **Autodesk Robot structural analysis 2019** ».
- Le choix du type de fondation dépend de la nature du sol et des charges provenant de la structure, dans notre cas, un radier nervuré a été nécessaire afin de stabiliser la structure.
- L'utilisation des logiciels et programmes de calcul (ROBOT, SOCOTEC, EXCEL...) permet de diminuer les erreurs de calcul manuel et le temps de l'étude

# Références bibliographiques

- [1] Règles de conception et de calcul des structures en acier "CCM 97" Document Technique réglementaire **D.T.R-B.C.2.44**).
- [2] Document Technique Réglementaire Algérienne **D.T.R-C-2-47** ; REGLEMENT NEIGEET VENT « RNV 99 », version 2013.
- [3] Règles parasismique Algérienne **RPA99 version 2003** ; (Document technique réglementaire (**D.T.R-B.C.2.48**)).
- [4] Le BAEL99, D.T.U, Béton armé aux états limites 91, modifié 99.
- [5] EC3, Calcul des structures en acier, partie 1-1, règles générales et règles pour les bâtiments.
- [6] EC4, Conception et dimensionnement des structures mixte acier-béton partie 1-1, règles générales et règles pour les bâtiments.
- [7] Charges permanentes et charges d'exploitation (**DTR B.C 2.2**).
- [8] Cours charpente métallique 1, **Mr MENNADI**.
- [9] Cours charpente métallique 2, **Mr SETHI**.
- [10] Université Saad Dahlab de Blida ; **Guide de rédaction d'un projet de fin d'études**.

# ANNEXE [A]



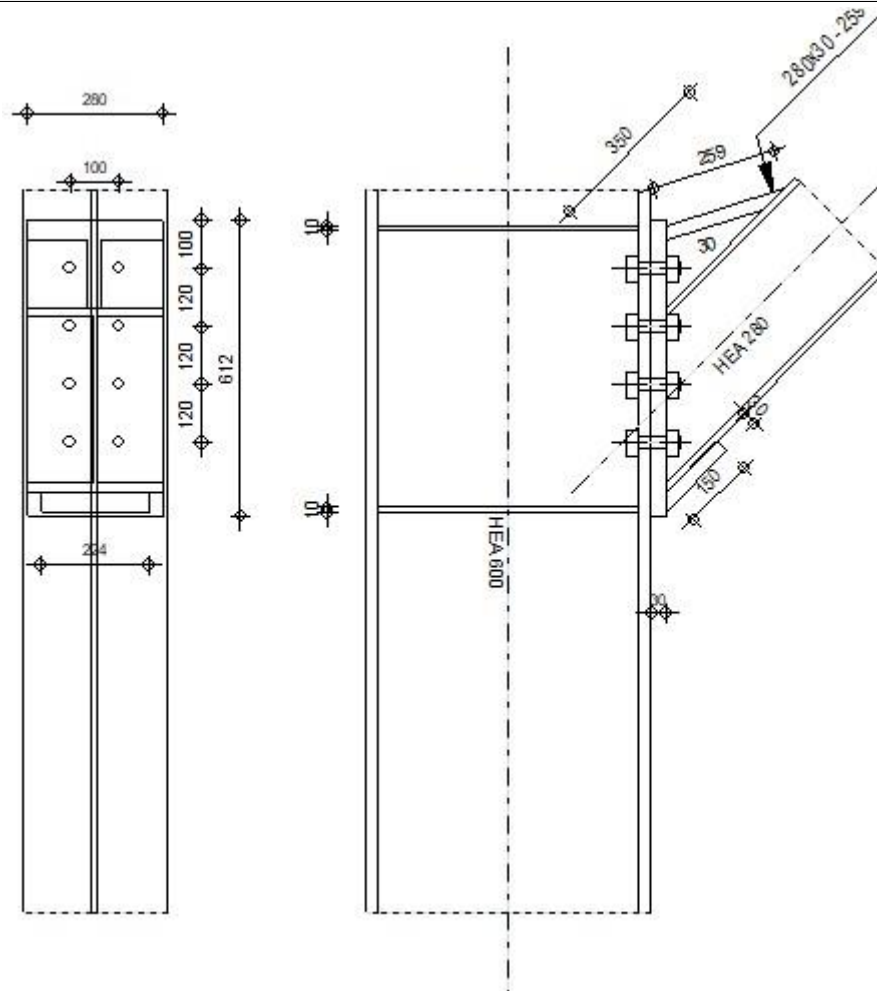
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

## Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009



Ratio  
0.87



## GÉNÉRAL

Assemblage N°: 3

Nom de l'assemblage : Poutre - poteau

## GÉOMÉTRIE

## POTEAU

Profilé:	HEA 600		
$\alpha =$	-90.0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_c =$	590	[mm]	Hauteur de la section du poteau
$b_{rc} =$	300	[mm]	Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	13	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	25	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	27	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	226.460	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du poteau
$I_{xc} =$	141208.000	[cm <sup>4</sup> ]	Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau:	ACIER E28		
$f_{yc} =$	275.00	[MPa]	Résistance

## POUTRE

Profilé:	HEA 280		
$\alpha =$	45.0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_b =$	270	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_r =$	280	[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
$r_b =$	24	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$r_b =$	24	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b =$	97.260	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section de la poutre
$I_{xb} =$	13673.300	[cm <sup>4</sup> ]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	ACIER E28		
$f_{yb} =$	275.00	[MPa]	Résistance

## BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d = 27$  [mm] Diamètre du boulon  
Classe = HR 10.9 Classe du boulon  
 $F_{tRd} = 396.58$  [kN] Résistance du boulon à la traction  
 $n_h = 2$  Nombre de colonnes des boulons  
 $n_v = 4$  Nombre de rangées des boulons  
 $h_1 = 100$  [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about  
Ecartement  $e_i = 100$  [mm]  
Entraxe  $p_i = 120; 120; 120$  [mm]

## **PLATINE**

$h_p = 612$  [mm] Hauteur de la platine  
 $b_p = 280$  [mm] Largeur de la platine  
 $t_p = 30$  [mm] Epaisseur de la platine  
Matériau: ACIER  
 $f_{yp} = 235.00$  [MPa] Résistance

## **JARRET SUPÉRIEUR**

$w_u = 280$  [mm] Largeur de la platine  
 $t_{fu} = 30$  [mm] Epaisseur de l'aile  
 $h_u = 170$  [mm] Hauteur de la platine  
 $t_{wu} = 30$  [mm] Epaisseur de l'âme  
 $l_u = 350$  [mm] Longueur de la platine  
 $\alpha = -17.4$  [Deg] Angle d'inclinaison  
Matériau: ACIER  
 $f_{ybu} = 235.00$  [MPa] Résistance

## **RENFORT HORIZONTAL INFÉRIEUR**

$w_{pd} = 224$  [mm] Hauteur du raidisseur  
 $l_{pd} = 150$  [mm] Longueur du raidisseur vertical  
 $t_{pd} = 30$  [mm] Epaisseur du raidisseur vertical  
Matériau: ACIER  
 $f_{ypd} = 235.00$  [MPa] Résistance

## **RAIDISSEUR POTEAU**

Supérieur



$h_{su} =$	540	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{su} =$	144	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hu} =$	10	[mm]	Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER E28

$f_{ysu} =$	275.00	[MPa]	Résistance
-------------	--------	-------	------------

#### Inférieur

$h_{sd} =$	540	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{sd} =$	144	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hd} =$	10	[mm]	Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER E28

$f_{ysu} =$	275.00	[MPa]	Résistance
-------------	--------	-------	------------

### SOUDES D'ANGLE

$a_w =$	5	[mm]	Soudure âme
$a_r =$	8	[mm]	Soudure semelle
$a_s =$	5	[mm]	Soudure du raidisseur
$a_{ru} =$	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: Calculs manuels

$M_{b1,Ed} =$	160.00	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed} =$	514.85	[kN]	Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed} =$	685.00	[kN]	Effort axial dans la poutre droite

### RÉSULTATS

---

### RÉSISTANCES DE LA POUTRE

#### TRACTION

$A_b = 97.260$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.3]

$$N_{tb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$N_{tb,Rd} = 2674.65$  [kN] Résistance de calcul de la section à la traction EN1993-1-1:[6.2.3]

### CISAILLEMENT

$A_{vb} = 82.740$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$$

$V_{cb,Rd} = 1313.67$  [kN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$   $0.39 < 1.00$  **vérifié** (0.39)

### FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 1112.220$  [cm<sup>3</sup>] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$M_{b,pl,Rd} = 305.86$  [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

$W_{el} = 5108.305$  [cm<sup>3</sup>] Facteur élastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

$$M_{cb,Rd} = W_{el} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$M_{cb,Rd} = 1404.78$  [kN\*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

### FLEXION AVEC EFFORT AXIAL AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$n = 0.26$  Rapport de l'effort axial à la résistance de la section EN1993-1-1:[6.2.9.1.(5)]

$$M_{Nb,Rd} = M_{cb,Rd} (1 - n)$$

$M_{Nb,Rd} = 1045.01$  [kN\*m] Résistance réduite (effort axial) de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.9.2.(1)]

### AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 1404.78$  [kN\*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f = 504$  [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$$

$F_{c,fb,Rd} = 2786.03$  [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

## RÉSISTANCES DU POTEAU

### PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT

$M_{b1,Ed} = 160.00$  [kN\*m] Moment fléchissant dans la poutre droite [5.3.(3)]

$M_{b2,Ed} = 0.00$  [kN\*m] Moment fléchissant dans la poutre gauche [5.3.(3)]

$V_{c1,Ed} = 0.00$  [kN] Effort tranchant dans le poteau inférieur [5.3.(3)]

$V_{c2,Ed} = 0.00$  [kN] Effort tranchant dans le poteau supérieur [5.3.(3)]

$z = 414$  [mm] Bras de levier [6.2.5]

$$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / Z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$$

$$V_{wp,Ed} = 386.61 \quad [\text{kN}] \quad \text{Panneau d'âme en cisaillement} \quad [5.3.(3)]$$

$$A_{vs} = 93.210 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de cisaillement de l'âme du poteau} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$A_{vc} = 93.210 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$d_s = 544 \quad [\text{mm}] \quad \text{Distance entre les centres de gravités des raidisseurs} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$M_{pl,fc,Rd} = 12.89 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$M_{pl,stu,Rd} = 2.06 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$M_{pl,sti,Rd} = 2.06 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} \cdot f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$$

$$V_{wp,Rd} = 1386.92 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance du panneau d'âme au cisaillement} \quad [6.2.6.1]$$

$$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0 \quad 0.28 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.28)$$

### AME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$$t_{wc} = 13 \quad [\text{mm}] \quad \text{Epaisseur efficace de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(6)]$$

$$b_{eff,c,wc} = 403 \quad [\text{mm}] \quad \text{Largeur efficace de l'âme à la compression} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$A_{vc} = 93.210 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\omega = 0.84 \quad \text{Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\sigma_{com,Ed} = 0.00 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte de compression maximale dans l'âme} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$k_{wc} = 1.00 \quad \text{Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$A_s = 28.700 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.4]}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = 2003.20 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Flambement:

$$d_{wc} = 486 \quad [\text{mm}] \quad \text{Hauteur de l'âme comprimée} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_p = 1.15 \quad \text{Elancement de plaque} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\rho = 0.72 \quad \text{Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_s = 5.49 \quad \text{Elancement du raidisseur} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$\chi_s = 1.00 \quad \text{Coefficient de flambement du raidisseur} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = 1662.00 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistance finale:

$$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min}(F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$$

$$F_{c,wc,Rd} = 1662.00 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

## PARAMÈTRES GÉOMÉTRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

### LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - SEMELLE DU POTEAU

Nr	m	m <sub>x</sub>	e	e <sub>x</sub>	p	l <sub>eff,cp</sub>	l <sub>eff,nc</sub>	l <sub>eff,1</sub>	l <sub>eff,2</sub>	l <sub>eff,cp,g</sub>	l <sub>eff,nc,g</sub>	l <sub>eff,1,g</sub>	l <sub>eff,2,g</sub>
1	22	-	100	-	120	138	175	138	175	189	129	129	129
2	22	-	100	-	120	138	213	138	213	240	120	120	120
3	22	-	100	-	120	138	213	138	213	240	120	120	120
4	22	-	100	-	120	138	175	138	175	189	129	129	129

### 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	40	-	90	-	120	253	301	253	301	247	224	224	224
2	40	-	90	-	120	253	274	253	274	240	120	120	120
3	40	-	90	-	120	253	274	253	274	240	120	120	120
4	40	-	90	-	120	253	277	253	277	247	200	200	200

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 TRACTION

F<sub>t,Rd</sub> = 396.58 [kN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]

B<sub>p,Rd</sub> = 618.36 [kN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]

F<sub>t,fc,Rd</sub> – résistance de la semelle du poteau à la flexion

F<sub>t,wc,Rd</sub> – résistance de l'âme du poteau à la traction

$F_{t,fc,Rd}$  – résistance de la semelle du poteau à la flexion

$F_{t,ep,Rd}$  – résistance de la platine fléchie à la flexion

$F_{t,wb,Rd}$  – résistance de l'âme à la traction

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd}) \quad [6.2.6.4] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.3.(1)]$$

$$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd}) \quad [6.2.6.5] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.8.(1)]$$

### RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

<b>F<sub>t1,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t1,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	480 . 56	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(1)} = 746.20$	746 . 20	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(1)} = 480.56$	480 . 56	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(1)} = 790.90$	790 . 90	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 557.66$	557 . 66	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 1236.72$	1236 . 72	Boulons au cisaillement/poinçonnement

### RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

<b>F<sub>t2,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t2,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	275 . 61	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)} = 793.15$	793 . 15	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 480.56$	480 . 56	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 759.70$	759 . 70	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 557.66$	557 . 66	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 1236.72$	1236 . 72	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1315.37 - 480.56$	834 . 81	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 827.37 - 480.56$	346 . 81	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1281.71 - 480.56$	801 . 15	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 756.17 - 480.56$	275 . 61	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>
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	252 . 39	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 793.15$	793 . 15	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 480.56$	480 . 56	Ame du poteau - traction

<b>F<sub>t3,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t3,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t,ep,Rd(3)} = 759.70$	759.70	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 557.66$	557.66	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 1236.72$	1236.72	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 1299.85 - 275.61$	1024.24	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 801.60 - 275.61$	525.99	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{tj,Rd} = 1965.30 - 756.17$	1209.13	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{tj,Rd} = 1137.53 - 756.17$	381.37	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 1160.88 - 275.61$	885.27	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 528.00 - 275.61$	252.39	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{tj,Rd} = 1862.15 - 756.17$	1105.98	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{tj,Rd} = 1020.17 - 756.17$	264.00	Ame de la poutre - traction - groupe

#### RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

<b>F<sub>t4,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t4,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t4,Rd} = \text{Min}(F_{t4,Rd,comp})$	386.80	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 746.20$	746.20	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 480.56$	480.56	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 762.89$	762.89	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 557.66$	557.66	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 1236.72$	1236.72	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 1315.37 - 252.39$	1062.98	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 827.37 - 252.39$	574.98	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 1965.30 - 528.00$	1437.30	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 1137.53 - 528.00$	609.53	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 2630.74 - 1008.56$	1622.19	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 1395.36 - 1008.56$	386.80	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 1253.70 - 252.39$	1001.31	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 703.28 - 252.39$	450.89	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 1834.14 - 528.00$	1306.14	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 967.28 - 528.00$	439.28	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 2535.41 - 1008.56$	1526.85	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 1459.45 - 1008.56$	450.89	Ame de la poutre - traction - groupe

## TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	$h_j$	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	474	480.56	746.20	480.56	790.90	557.66	793.15	1236.72
2	354	275.61	793.15	480.56	759.70	557.66	793.15	1236.72
3	234	252.39	793.15	480.56	759.70	557.66	793.15	1236.72
4	114	386.80	746.20	480.56	762.89	557.66	793.15	1236.72

### RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA TRACTION $N_{j,Rd}$

$$N_{j,Rd} = \sum F_{tj,Rd}$$

$$N_{j,Rd} = 1395.36 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'assemblage à la traction} \quad [6.2]$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0.49 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.49)$$

## RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

### RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

$F_{t1,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t1,Rd,comp}$	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min}(F_{t1,Rd,comp})$	480.56	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(1)} = 746.20$	746.20	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(1)} = 480.56$	480.56	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(1)} = 790.90$	790.90	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 557.66$	557.66	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 1236.72$	1236.72	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta = 1386.92$	1386.92	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} = 1662.00$	1662.00	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} = 2786.03$	2786.03	Aile de la poutre - compression

### RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

$F_{t2,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t2,Rd,comp}$	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min}(F_{t2,Rd,comp})$	275.61	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)} = 793.15$	793.15	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 480.56$	480.56	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 759.70$	759.70	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 557.66$	557.66	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 1236.72$	1236.72	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 1386.92 - 480.56$	906.37	Panneau d'âme - compression

<b>F<sub>t2,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t2,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1662.00 - 480.56$	1181.45	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 2786.03 - 480.56$	2305.48	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1315.37 - 480.56$	834.81	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 827.37 - 480.56$	346.81	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1281.71 - 480.56$	801.15	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 756.17 - 480.56$	275.61	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>
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	252.39	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 793.15$	793.15	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 480.56$	480.56	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 759.70$	759.70	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 557.66$	557.66	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 1236.72$	1236.72	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^2 F_{ii,Rd} = 1386.92 - 756.17$	630.76	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 1662.00 - 756.17$	905.84	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 2786.03 - 756.17$	2029.87	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 1299.85 - 275.61$	1024.24	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 801.60 - 275.61$	525.99	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 1965.30 - 756.17$	1209.13	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 1137.53 - 756.17$	381.37	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 1160.88 - 275.61$	885.27	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 528.00 - 275.61$	252.39	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 1862.15 - 756.17$	1105.98	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 1020.17 - 756.17$	264.00	Ame de la poutre - traction - groupe

### RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

<b>F<sub>t4,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t4,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	378.37	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 746.20$	746.20	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 480.56$	480.56	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 762.89$	762.89	Platine d'about - traction



<b>F<sub>t4,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t4,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t,wb,Rd(4)} = 557.66$	557.66	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 1236.72$	1236.72	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^3 F_{ij,Rd} = 1386.92 - 1008.56$	378.37	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^3 F_{ij,Rd} = 1662.00 - 1008.56$	653.45	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^3 F_{ij,Rd} = 2786.03 - 1008.56$	1777.48	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 1315.37 - 252.39$	1062.98	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 827.37 - 252.39$	574.98	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 1965.30 - 528.00$	1437.30	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 1137.53 - 528.00$	609.53	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 2630.74 - 1008.56$	1622.19	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 1395.36 - 1008.56$	386.80	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 1253.70 - 252.39$	1001.31	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 703.28 - 252.39$	450.89	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 1834.14 - 528.00$	1306.14	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 967.28 - 528.00$	439.28	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 2535.41 - 1008.56$	1526.85	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 1459.45 - 1008.56$	450.89	Ame de la poutre - traction - groupe

#### 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	474	480.56	746.20	480.56	790.90	557.66	793.15	1236.72
2	354	275.61	793.15	480.56	759.70	557.66	793.15	1236.72
3	234	252.39	793.15	480.56	759.70	557.66	793.15	1236.72
4	114	378.37	746.20	480.56	762.89	557.66	793.15	1236.72

#### RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M<sub>j,Rd</sub>

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 427.35 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0.37 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.37)$$

#### VERIFICATION DE L'INTERACTION M+N

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} + N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1 \quad [6.2.5.1.(3)]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} + N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \quad 0.87 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.87)$$

## RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$\alpha_v =$	0.60		Coefficient pour le calcul de $F_{v,Rd}$	[Tableau 3.4]
$F_{v,Rd} =$	329.79	[kN]	Résistance d'un boulon au cisaillement	[Tableau 3.4]
$F_{t,Rd,max} =$	396.58	[kN]	Résistance d'un boulon à la traction	[Tableau 3.4]
$F_{b,Rd,int} =$	546.75	[kN]	Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale	[Tableau 3.4]
$F_{b,Rd,ext} =$	546.75	[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	480.56	235.91	480.56	179.92	415.83	412.58
2	275.61	135.30	275.61	103.19	238.49	517.92
3	252.39	123.90	252.39	94.50	218.40	529.86
4	386.80	189.89	378.37	141.66	331.55	462.64

$F_{tj,Rd,N}$  – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure

$F_{tj,Ed,N}$  – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial

$F_{tj,Rd,M}$  – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure

$F_{tj,Ed,M}$  – Effort dans une rangée de boulons dû au moment

$F_{tj,Ed}$  – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons

$F_{vj,Rd}$  – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum 1^n F_{vj,Rd} \quad \text{[Tableau 3.4]}$$

$$V_{j,Rd} = 1923.00 \quad \text{[kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad \text{[Tableau 3.4]}$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0.27 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.27)$$

## RÉSISTANCE DES SOUDURES

$$A_w = 160.615 \quad \text{[cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de toutes les soudures} \quad \text{[4.5.3.2(2)]}$$

$$A_{wy} = 119.040 \quad \text{[cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures horizontales} \quad \text{[4.5.3.2(2)]}$$

$$A_{wz} = 41.575 \quad \text{[cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures verticales} \quad \text{[4.5.3.2(2)]}$$

$$I_{wy} = 74789.015 \quad \text{[cm}^4\text{]} \quad \text{Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.} \quad \text{[4.5.3.2(5)]}$$

$$\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} = 87.28 \quad \text{[MPa]} \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \quad \text{[4.5.3.2(6)]}$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = 79.57 \quad \text{[MPa]} \quad \text{Contraintes dans la soudure verticale} \quad \text{[4.5.3.2(5)]}$$

$A_w =$	160.615	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de toutes les soudures	[4.5.3.2(2)]
$\tau_{II} =$	123.84	[MPa]	Contrainte tangentielle	[4.5.3.2(5)]
$\beta_w =$	0.80		Coefficient de corrélation	[4.5.3.2(7)]
$\sqrt{[\sigma_{\perp \max}^2 + 3^*(\tau_{\perp \max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	174.55	<	365.00	<b>vérifié</b> (0.48)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3^*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	267.08	<	365.00	<b>vérifié</b> (0.73)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2}$	87.28	<	262.80	<b>vérifié</b> (0.33)

## RIGIDITÉ DE L'ASSEMBLAGE

L'effort axial dans la poutre dépasse 5% de résistance  $N_{pl,Rd}$ . Conformément au point 6.3.1.(4), la rigidité de l'assemblage ne peut pas être calculée.

## COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

AME DE LA POUTRE EN TRACTION

## REMARQUES

Boulon face à la semelle ou trop proche de la semelle. 9 [mm] < 14 [mm]

<b>Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme</b>	Ratio	0.87
--	-------	------

## ANNEXE [B]

# Matériaux

Acier S 275, S 450  
Béton C30/37

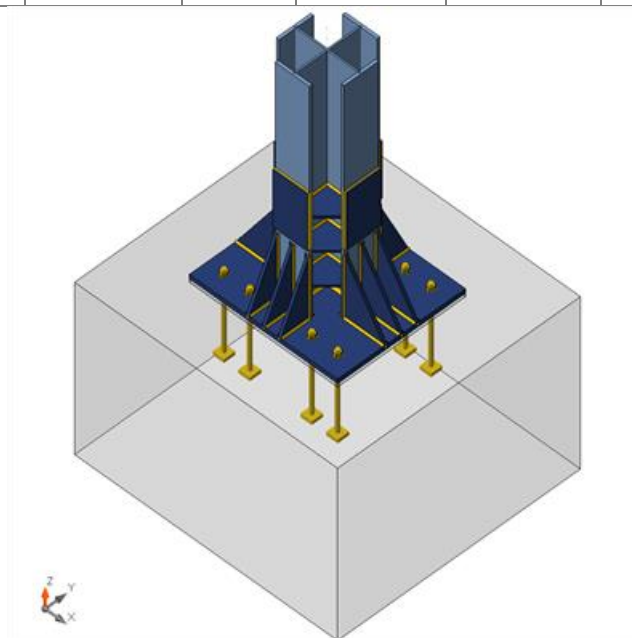
# Élément du projet Pied de poteau

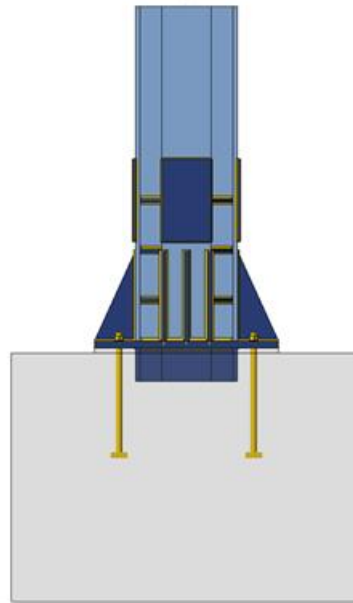
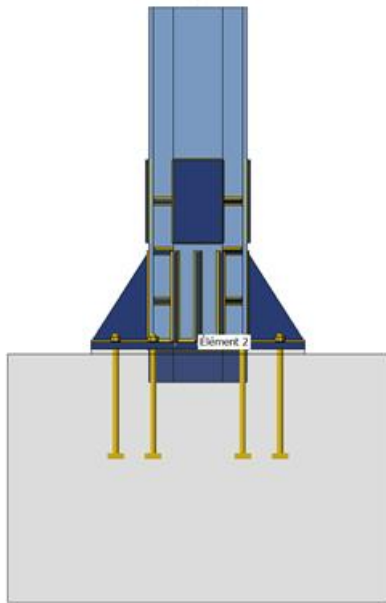
## Conception

Nom Pied de poteau  
Description  
Analyse Contrainte, déformation/ chargement simplifié

## Poutres et poteaux

Nom	Section transversale	$\beta$ - Direction [°]	$\gamma$ - Angle [°]	$\alpha$ - Rotation [°]	Décalage $e_x$ [mm]	Décalage $e_y$ [mm]	Décalage $e_z$ [mm]	Efforts dans
DHEA600	2 - DHEA600(General)	0,0	-90,0	0,0	0,00	0,00	0,00	Noeud





## Sections transversales

Nom	Matériau
2 - DHEA600(General)	S 275, S 275, S 275

## Tiges

Nom	Groupe de boulons	Diamètre [mm]	fu [MPa]	Superficie brute [mm <sup>2</sup> ]
M36 4.8	M36 4.8	36,00	400,0	1017,00

## Chargements (équilibre n'est pas exigé)

Nom	Élément	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	DHEA600	-9807,0	0,0	220,9	0,0	-151,9	150,0

## Fondation

Élément	Valeur	Unité
<b>BdB 1</b>		
Dimensions	2113,00 x 2290,00	mm
Profondeur	1500,00	mm
Ancrage	M36 4.8	
Longueur de l'ancrage	600,00	mm
Transfert d'effort de cisaillement	Bêche	
Section transversale de la bêche	DHEA600(General)	
Longueur de la bêche	200,00	mm
Scellement	30,00	mm

# Vérification

## Sommaire

Nom	Valeur	Résultat
Analyse	100,0%	OK
Platines	0,1 < 5,0%	OK
Tiges	19,4 < 100%	OK
Soudures	98,4 < 100%	OK
Bloc de béton	41,9 < 100%	OK
Cisaillement	15,3 < 100%	OK
Voilement	Pas calculé	

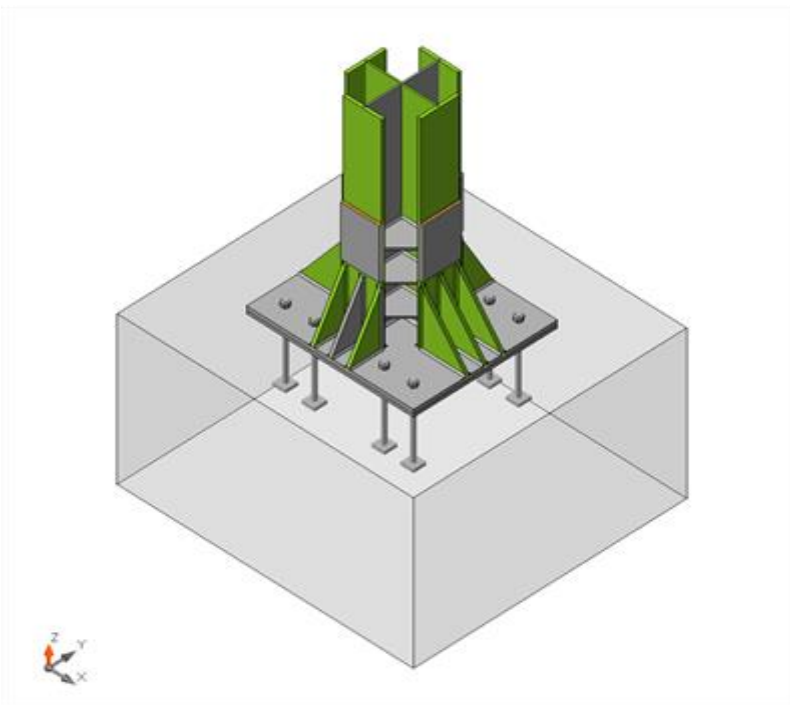
## Platines

Nom	Épaisseur [mm]	Charges	$\sigma_{Ed}$ [MPa]	$\epsilon_{PI}$ [%]	$\sigma_{C_{Ed}}$ [MPa]	Résultat
DHEA600-bfl 1	25,0	LE1	275,2	0,1	2,2	OK
DHEA600-tfl 1	25,0	LE1	275,1	0,0	1,9	OK
DHEA600-w 1	13,0	LE1	262,6	0,0	0,0	OK
DHEA600-tfl 2	25,0	LE1	263,7	0,0	1,2	OK
DHEA600-w 2	13,0	LE1	220,0	0,0	0,0	OK
DHEA600-tfl 3	25,0	LE1	275,2	0,1	2,0	OK
DHEA600-w 3	13,0	LE1	246,3	0,0	0,0	OK
Élément 2-bfl 1	25,0	LE1	73,6	0,0	0,0	OK
Élément 2-tfl 1	25,0	LE1	70,0	0,0	0,0	OK
Élément 2-w 1	13,0	LE1	60,3	0,0	0,0	OK
Élément 2-tfl 2	25,0	LE1	71,1	0,0	0,0	OK
Élément 2-w 2	13,0	LE1	75,5	0,0	0,0	OK
Élément 2-tfl 3	25,0	LE1	64,8	0,0	0,0	OK
Élément 2-w 3	13,0	LE1	75,2	0,0	0,0	OK
BP1	40,0	LE1	116,7	0,0	0,0	OK
RIB 1a	25,0	LE1	269,2	0,1	0,0	OK
RIB 1b	25,0	LE1	257,8	0,0	0,0	OK
RIB 1c	25,0	LE1	219,9	0,0	0,0	OK
RIB 2a	25,0	LE1	275,3	0,1	0,0	OK
RIB 2b	25,0	LE1	274,6	0,1	0,0	OK
RIB 2c	25,0	LE1	242,5	0,0	0,0	OK
RIB 3a	25,0	LE1	269,3	0,0	0,0	OK
RIB 3b	25,0	LE1	249,0	0,0	0,0	OK
RIB 3c	25,0	LE1	194,5	0,0	0,0	OK
RIB 4a	25,0	LE1	275,2	0,1	0,0	OK
RIB 4b	25,0	LE1	275,3	0,1	0,0	OK
RIB 4c	25,0	LE1	246,4	0,0	0,0	OK
SP 1	20,0	LE1	275,1	0,0	0,0	OK
SP 2	20,0	LE1	240,3	0,0	0,0	OK
SP 3	20,0	LE1	227,9	0,0	0,0	OK
SP 4	20,0	LE1	275,0	0,0	0,0	OK
SP 5	20,0	LE1	133,9	0,0	0,0	OK
SP 6	20,0	LE1	97,9	0,0	0,0	OK
SP 7	20,0	LE1	100,3	0,0	0,0	OK
SP 8	20,0	LE1	121,9	0,0	0,0	OK
SP 9	20,0	LE1	136,3	0,0	0,0	OK
SP 10	20,0	LE1	125,8	0,0	0,0	OK

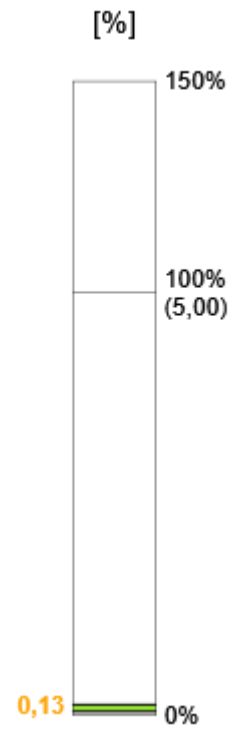
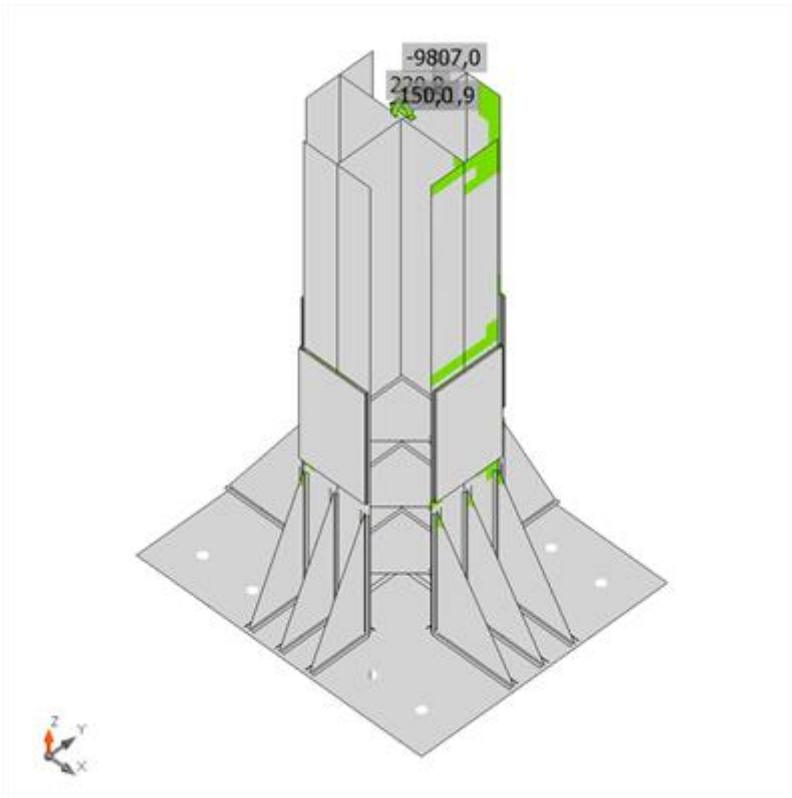
SP 11	20,0	LE1	107,1	0,0	0,0	OK
SP 12	20,0	LE1	109,7	0,0	0,0	OK
SP 13	20,0	LE1	203,9	0,0	2,2	OK
SP 14	20,0	LE1	203,2	0,0	1,9	OK
SP 15	20,0	LE1	199,0	0,0	1,2	OK
SP 16	20,0	LE1	206,3	0,0	2,0	OK

## Données de conception

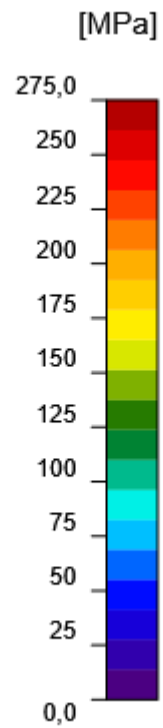
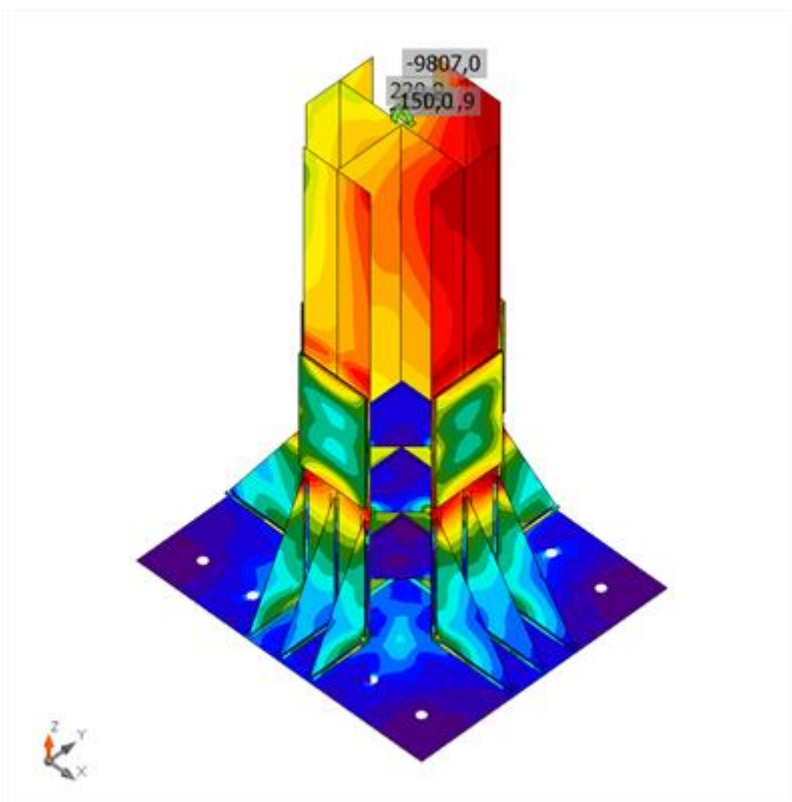
Matériau	$f_y$ [MPa]	$\epsilon_{lim}$ [%]
S 275	275,0	5,0



Vérification globale, LE1



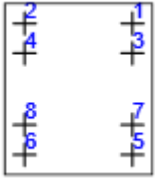
Vérification de déformation, LE1



Contrainte équivalente, LE1



## Tiges

Forme	Élément	Charges	$N_{Ed}$ [kN]	$N_{Rd,p}$ [kN]	$N_{Rd,cb}$ [kN]	$V_{Rd,cp}$ [kN]	$U_{t_t}$ [%]	$U_{t_s}$ [%]	$U_{t_{ts}}$ [%]	Résultat
	A1	LE1	35,9	1571,9	-	2395,4	19,4	-	3,8	OK
	A2	LE1	33,0	1571,9	-	2395,4	17,8	-	3,2	OK
	A3	LE1	0,0	1571,9	-	2395,4	0,0	-	-	OK
	A4	LE1	0,0	1571,9	-	2395,4	0,0	-	-	OK
	A5	LE1	31,7	1571,9	-	2395,4	17,1	-	2,9	OK
	A6	LE1	28,8	1571,9	-	2395,4	15,6	-	2,4	OK
	A7	LE1	0,0	1571,9	-	2395,4	0,0	-	-	OK
	A8	LE1	0,0	1571,9	-	2395,4	0,0	-	-	OK

## Données de conception

Classe	$N_{Rd,s}$ [kN]
M36 4.8 - 1	185,2

## Résultat détaillé pour A1

Résistance à la traction de la tige (EN1992-4 - Cl. 7.2.1.3)

$$N_{Rd,t} = \frac{N_{Rk,t}}{\gamma_{M_s}} = 185,2 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 35,9 \text{ kN}$$

$$N_{Rk,t} = c \cdot A_s \cdot f_{uk} = 277,8 \text{ kN}$$

Où :

$$c = 0,85$$

– reduction factor for cut thread

$$A_s = 817,00 \text{ mm}^2$$

– surface d'effort de traction

$$f_{uk} = 400,0 \text{ MPa}$$

– résistance minimale à la traction du boulon

$$\gamma_{M_s} = 1,50$$

– safety factor for steel

$$\gamma_{M_s} = 1,2 \cdot \frac{f_{yk}}{f_{tk}} \geq 1,4$$

, où :

$$f_{yk} =$$

320,0 MPa – limite d'élasticité minimale du boulon

Résistance à l'arrachement du béton (EN1992-4 - Cl. 7.2.1.5)

$$N_{Rd,p} = \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{M_c}} = 1571,9 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 35,9 \text{ kN}$$

$$N_{Rk,p} = k_2 \cdot A_h \cdot f_{ck} = 2829,4 \text{ kN}$$

Où :

$$k_2 = 10,50$$

– coefficient for cracked/uncracked concrete

$$A_h = 8982,12 \text{ mm}^2$$

– surface de la tête de la fixation qui porte la charge

$$A_h = a_{wp}^2 - \frac{\pi}{4} \cdot d^2$$

, où :

$$a_{wp} =$$

100,00 mm – longueur du bord de la rondelle rectangulaire

$$d =$$

36,00 mm – diamètre de tige de la fixation

$$f_{ck} = 30,0 \text{ MPa}$$

– résistance à la compression de béton

$$\gamma_{Mc} = 1,80$$

– safety factor for concrete

Résistance à l'éclatement latéral du béton (EN1992-4 - Cl. 7.2.1.8)

Verification of concrete blow-out failure is not required if the edge distance  $c_1 > 0.5 h_{ef}$ .

Interaction of tensile and shear forces in steel (EN 1992-4 - Table 7.3)

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,s}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,s}}\right)^2 = 0,04 \leq 1,0$$

Où :

$$N_{Ed} = 35,9 \text{ kN} \quad \text{– effort de contrainte de conception}$$

$$N_{Rd,s} = 185,2 \text{ kN} \quad \text{– résistance à la traction de la fixation}$$

$$V_{Ed} = 0,1 \text{ kN} \quad \text{– force de cisaillement de conception}$$

$$V_{Rd,s} = 0,0 \text{ kN} \quad \text{– résistance au cisaillement de la fixation}$$

Interaction of tensile and shear forces in concrete (EN 1992-4 - Table 7.3)

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,t}}\right)^{1,5} + \left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,t}}\right)^{1,5} = 0,00 \leq 1,0$$

Où :

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,t}} \quad \text{– the largest utilization value for tension failure modes}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,t}} \quad \text{– the largest utilization value for shear failure modes}$$

Supplementary reinforcement (EN 1992-4 - Cl. 7.2.1.9)

Supplementary reinforcement should resist force of 129,5 kN in tension.

Soudures (redistribution plastiques)

Élément	Bord	Matériau	Ép. gorge [mm]	Longueur [mm]	Charges	$\sigma_{w,Ed}$ [MPa]	$\epsilon_{pI}$ [%]	$\sigma_{\perp}$ [MPa]	$T_{\parallel}$ [MPa]	$T_{\perp}$ [MPa]	Ut [%]	Ut <sub>c</sub> [%]	Résultat
BP1	DHEA60 0-bfl 1	S 450	▲15,0 ▲	300,00	LE1	186,4	0,0	-98,9	-52,1	-74,9	42,4	27,8	OK

		S 450	▲15,0 ▲	300,00	LE1	207,6	0,0	-71,0	60,4	95,0	47,2	28,3	OK
BP1	DHEA60 0-tfl 1	S 450	▲15,0 ▲	300,00	LE1	209,1	0,0	-74,1	-61,9	-94,4	47,5	28,1	OK
		S 450	▲15,0 ▲	300,00	LE1	190,8	0,0	-97,8	54,4	77,4	43,4	27,5	OK
BP1	DHEA60 0-w 1	S 450	▲15,0 ▲	565,00	LE1	98,0	0,0	-47,6	13,4	-47,6	22,3	18,6	OK
		S 450	▲15,0 ▲	565,00	LE1	98,9	0,0	-48,3	-11,1	48,6	22,5	18,5	OK
BP1	DHEA60 0-tfl 2	S 450	▲15,0 ▲	300,00	LE1	191,2	0,0	-68,1	-42,3	-94,1	43,5	25,5	OK
		S 450	▲15,0 ▲	300,00	LE1	174,7	0,0	-100,1	36,7	74,1	39,7	25,1	OK
BP1	DHEA60 0-w 2	S 450	▲15,0 ▲	287,50	LE1	94,7	0,0	-45,6	-10,4	-46,8	21,5	17,7	OK
		S 450	▲15,0 ▲	287,50	LE1	96,7	0,0	-48,6	8,4	47,5	22,0	17,7	OK
BP1	DHEA60 0-tfl 3	S 450	▲15,0 ▲	300,00	LE1	225,9	0,0	-80,3	51,0	-110,7	51,3	30,3	OK
		S 450	▲15,0 ▲	300,00	LE1	208,7	0,0	-119,1	-44,1	88,6	47,4	30,3	OK
BP1	DHEA60 0-w 3	S 450	▲15,0 ▲	287,50	LE1	102,7	0,0	-52,2	-2,4	-51,0	23,3	18,8	OK
		S 450	▲15,0 ▲	287,50	LE1	100,3	0,0	-49,1	4,4	50,3	22,8	18,8	OK
BP1	Élément 2-bfl 1	S 450	▲10,0 ▲	300,00	LE1	163,1	0,0	30,9	83,7	39,2	37,1	20,0	OK
		S 450	▲10,0 ▲	300,00	LE1	185,3	0,0	60,9	-86,3	-52,6	42,1	19,0	OK
BP1	Élément 2-tfl 1	S 450	▲10,0 ▲	300,00	LE1	153,7	0,0	27,3	80,9	33,0	34,9	19,1	OK
		S 450	▲10,0 ▲	300,00	LE1	167,9	0,0	51,9	-79,7	-46,3	38,2	19,2	OK
BP1	Élément 2-w 1	S 450	▲10,0 ▲	565,00	LE1	42,4	0,0	-6,1	-23,5	-5,9	9,6	6,2	OK
		S 450	▲10,0 ▲	565,00	LE1	45,5	0,0	-5,7	25,4	5,9	10,3	6,4	OK
BP1	Élément 2-tfl 2	S 450	▲10,0 ▲	300,00	LE1	212,3	0,0	67,1	95,8	65,9	48,2	21,1	OK
		S 450	▲10,0 ▲	300,00	LE1	208,3	0,0	61,7	-96,1	-63,0	47,3	21,2	OK
BP1	Élément 2-w 2	S 450	▲10,0 ▲	287,50	LE1	37,1	0,0	-18,9	3,5	-18,1	8,4	6,7	OK
		S 450	▲10,0 ▲	287,50	LE1	40,7	0,0	-19,6	-2,5	20,4	9,3	5,4	OK
BP1	Élément 2-tfl 3	S 450	▲10,0 ▲	300,00	LE1	187,2	0,0	59,0	-84,4	58,3	42,5	18,5	OK
		S 450	▲10,0 ▲	300,00	LE1	186,7	0,0	56,0	85,8	-56,7	42,4	18,4	OK
BP1	Élément 2-w 3	S 450	▲10,0 ▲	287,50	LE1	41,5	0,0	-20,9	-9,5	-18,4	9,4	4,9	OK
		S 450	▲10,0 ▲	287,50	LE1	31,6	0,0	-11,7	9,3	14,2	7,2	6,2	OK

BP1	RIB 1a	S 450	▲10,0 ▲	350,00	LE1	104,0	0,0	-38,1	37,0	-41,9	23,6	18,0	OK	
		S 450	▲10,0 ▲	350,00	LE1	163,7	0,0	-80,6	-40,8	71,4	37,2	26,6	OK	
DHEA60 0-bfl 1	RIB 1a	S 450	▲10,0 ▲	550,00	LE1	382,8	0,0	-66,4	-	207,0	-67,4	87,0	23,6	OK
		S 450	▲10,0 ▲	550,00	LE1	382,0	0,0	-67,7	206,6	66,6	86,8	16,7	OK	
BP1	RIB 1b	S 450	▲10,0 ▲	350,00	LE1	153,8	0,0	-75,6	38,5	-67,1	35,0	24,9	OK	
		S 450	▲10,0 ▲	350,00	LE1	98,6	0,0	-35,5	-36,1	38,9	22,4	17,0	OK	
DHEA60 0-bfl 1	RIB 1b	S 450	▲10,0 ▲	550,00	LE1	355,5	0,0	-62,6	-	193,5	-58,1	80,8	15,8	OK
		S 450	▲10,0 ▲	550,00	LE1	352,7	0,0	-58,0	190,9	62,6	80,2	22,1	OK	
BP1	RIB 1c	S 450	▲10,0 ▲	350,00	LE1	117,0	0,0	-49,1	36,7	-49,2	26,6	22,3	OK	
		S 450	▲10,0 ▲	350,00	LE1	116,8	0,0	-49,0	-36,8	48,9	26,6	22,3	OK	
DHEA60 0-bfl 1	RIB 1c	S 450	▲10,0 ▲	550,00	LE1	296,3	0,0	-49,5	-	161,5	-48,5	67,3	17,2	OK
		S 450	▲10,0 ▲	550,00	LE1	295,6	0,0	-48,7	160,8	49,7	67,2	17,2	OK	
BP1	RIB 2a	S 450	▲10,0 ▲	350,00	LE1	187,3	0,0	-90,3	51,9	-79,2	42,6	32,2	OK	
		S 450	▲10,0 ▲	350,00	LE1	115,2	0,0	-42,5	-39,2	47,7	26,2	21,1	OK	
DHEA60 0-tfl 1	RIB 2a	S 450	▲10,0 ▲	550,00	LE1	431,1	0,0	-90,5	-	231,0	-76,5	98,0	19,4	OK
		S 450	▲10,0 ▲	550,00	LE1	412,3	0,0	-77,4	215,2	91,3	93,7	27,8	OK	
BP1	RIB 2b	S 450	▲10,0 ▲	350,00	LE1	110,1	0,0	-40,3	38,6	-44,8	25,0	20,2	OK	
		S 450	▲10,0 ▲	350,00	LE1	176,5	0,0	-85,1	-48,6	74,9	40,1	30,7	OK	
DHEA60 0-tfl 1	RIB 2b	S 450	▲10,0 ▲	550,00	LE1	394,8	0,0	-70,3	-	206,8	-86,7	89,7	26,2	OK
		S 450	▲10,0 ▲	550,00	LE1	416,2	0,0	-85,9	224,6	69,5	94,6	18,6	OK	
BP1	RIB 2c	S 450	▲10,0 ▲	350,00	LE1	144,8	0,0	-59,5	47,7	-59,4	32,9	27,7	OK	
		S 450	▲10,0 ▲	350,00	LE1	144,3	0,0	-59,4	-47,3	59,4	32,8	27,7	OK	
DHEA60 0-tfl 1	RIB 2c	S 450	▲10,0 ▲	550,00	LE1	321,8	0,0	-56,7	-	173,6	-57,5	73,0	20,0	OK
		S 450	▲10,0 ▲	550,00	LE1	322,1	0,0	-57,2	174,1	56,4	73,0	20,0	OK	
BP1	RIB 3a	S 450	▲10,0 ▲	250,00	LE1	183,9	0,0	-92,3	47,6	-78,5	41,0	34,0	OK	
		S 450	▲10,0 ▲	250,00	LE1	109,4	0,0	-41,9	-37,7	44,5	24,9	20,9	OK	

DHEA60 0-tfl 2	RIB 3a	S 450	▲10,0 ▲	550,00	LE1	270, 6	0, 0	-38,2	- 150, 4	-35,8	61, 5	14, 2	OK
		S 450	▲10,0 ▲	550,00	LE1	268, 3	0, 0	-35,3	148, 8	37,7	61, 0	20, 8	OK
BP1	RIB 3b	S 450	▲10,0 ▲	250,00	LE1	97,1	0, 0	-37,7	33,2	-39,6	22, 1	18, 8	OK
		S 450	▲10,0 ▲	250,00	LE1	160, 9	0, 0	-81,5	-41,1	68,8	36, 6	29, 8	OK
DHEA60 0-tfl 2	RIB 3b	S 450	▲10,0 ▲	550,00	LE1	242, 2	0, 0	-30,7	- 134, 7	-33,1	55, 0	18, 3	OK
		S 450	▲10,0 ▲	550,00	LE1	243, 6	0, 0	-33,3	135, 9	30,8	55, 4	12, 6	OK
BP1	RIB 3c	S 450	▲10,0 ▲	250,00	LE1	124, 7	0, 0	-52,7	39,0	-52,4	28, 4	24, 4	OK
		S 450	▲10,0 ▲	250,00	LE1	122, 8	0, 0	-52,2	-36,9	52,5	27, 9	24, 2	OK
DHEA60 0-tfl 2	RIB 3c	S 450	▲10,0 ▲	550,00	LE1	194, 8	0, 0	-25,5	- 108, 6	-25,3	44, 3	13, 5	OK
		S 450	▲10,0 ▲	550,00	LE1	193, 8	0, 0	-25,2	108, 0	25,4	44, 0	13, 6	OK
BP1	RIB 4a	S 450	▲10,0 ▲	250,00	LE1	195, 7	0, 0	-98,0	51,4	-83,2	44, 5	36, 8	OK
		S 450	▲10,0 ▲	250,00	LE1	119, 5	0, 0	-46,6	-40,5	48,9	27, 1	23, 2	OK
DHEA60 0-tfl 3	RIB 4a	S 450	▲10,0 ▲	550,00	LE1	285, 7	0, 0	-43,3	- 158, 0	-40,3	64, 9	15, 2	OK
		S 450	▲10,0 ▲	550,00	LE1	282, 1	0, 0	-40,0	155, 4	43,0	64, 1	22, 8	OK
BP1	RIB 4b	S 450	▲10,0 ▲	250,00	LE1	130, 7	0, 0	-50,5	44,5	-53,5	29, 7	25, 2	OK
		S 450	▲10,0 ▲	250,00	LE1	217, 4	0, 0	- 109, 3	-57,0	92,3	49, 4	41, 3	OK
DHEA60 0-tfl 3	RIB 4b	S 450	▲10,0 ▲	550,00	LE1	290, 5	0, 0	-45,9	- 158, 6	-47,9	66, 0	25, 3	OK
		S 450	▲10,0 ▲	550,00	LE1	292, 9	0, 0	-48,6	160, 2	46,6	66, 6	16, 6	OK
BP1	RIB 4c	S 450	▲10,0 ▲	250,00	LE1	148, 0	0, 0	-63,6	43,1	-64,0	33, 6	28, 9	OK
		S 450	▲10,0 ▲	250,00	LE1	150, 0	0, 0	-64,2	-45,2	63,9	34, 1	29, 1	OK
DHEA60 0-tfl 3	RIB 4c	S 450	▲10,0 ▲	550,00	LE1	249, 2	0, 0	-34,2	- 138, 3	-34,3	56, 6	16, 5	OK
		S 450	▲10,0 ▲	550,00	LE1	249, 8	0, 0	-34,4	138, 7	34,3	56, 8	16, 5	OK
DHEA60 0-tfl 3	SP 1	S 450	▲10,0 ▲	122,00	LE1	380, 4	0, 0	- 174, 2	-29,7	- 193, 0	86, 5	21, 7	OK
		S 450	▲10,0 ▲	122,00	LE1	392, 6	0, 0	- 210, 2	-6,5	191, 4	89, 2	23, 3	OK

DHEA60 0-tfl 1	SP 1	S 450	▲10,0 ▼	133,50	LE1	390, 1	0, 0	- 158, 0	52,9	- 199, 0	88, 7	23, 7	OK
		S 450	▲10,0 ▼	133,50	LE1	431, 3	0, 1	- 239, 3	-14,8	206, 6	98, 0	29, 7	OK
DHEA60 0-w 1	SP 1	S 450	▲10,0 ▼	263,50	LE1	59,5	0, 0	-11,2	16,5	29,5	13, 5	7,7	OK
		S 450	▲10,0 ▼	263,50	LE1	37,3	0, 0	25,3	3,4	15,4	8,5	5,6	OK
DHEA60 0-w 3	SP 1	S 450	▲10,0 ▼	275,00	LE1	53,7	0, 0	-27,0	-8,5	-25,4	12, 2	9,6	OK
		S 450	▲10,0 ▼	275,00	LE1	39,4	0, 0	-16,3	9,8	18,3	9,0	6,8	OK
DHEA60 0-tfl 3	SP 2	S 450	▲10,0 ▼	122,00	LE1	318, 2	0, 0	- 140, 3	21,9	- 163, 4	72, 3	18, 4	OK
		S 450	▲10,0 ▼	122,00	LE1	360, 3	0, 0	- 197, 2	0,5	174, 1	81, 9	21, 5	OK
DHEA60 0-w 3	SP 2	S 450	▲10,0 ▼	275,00	LE1	51,5	0, 0	-25,8	9,6	-23,9	11, 7	8,8	OK
		S 450	▲10,0 ▼	275,00	LE1	40,1	0, 0	-17,3	-6,8	19,7	9,1	7,0	OK
DHEA60 0-w 1	SP 2	S 450	▲10,0 ▼	263,50	LE1	34,3	0, 0	-16,8	-7,4	-15,6	7,8	5,5	OK
		S 450	▲10,0 ▼	263,50	LE1	24,9	0, 0	-10,1	6,7	11,3	5,7	4,2	OK
DHEA60 0-bfl 1	SP 2	S 450	▲10,0 ▼	133,50	LE1	354, 4	0, 0	- 159, 2	-51,2	- 175, 5	80, 6	19, 9	OK
		S 450	▲10,0 ▼	133,50	LE1	384, 0	0, 0	- 202, 2	31,4	185, 8	87, 3	22, 0	OK
DHEA60 0-bfl 1	SP 3	S 450	▲10,0 ▼	133,50	LE1	312, 6	0, 0	- 139, 2	44,2	- 155, 4	71, 0	17, 7	OK
		S 450	▲10,0 ▼	133,50	LE1	334, 8	0, 0	- 178, 4	-21,9	162, 1	76, 1	20, 5	OK
DHEA60 0-w 1	SP 3	S 450	▲10,0 ▼	263,50	LE1	33,7	0, 0	0,2	12,0	15,4	7,7	5,4	OK
		S 450	▲10,0 ▼	263,50	LE1	24,1	0, 0	-9,5	-6,8	10,9	5,5	4,2	OK
DHEA60 0-w 2	SP 3	S 450	▲10,0 ▼	275,00	LE1	43,6	0, 0	-22,3	-6,9	-20,5	9,9	7,6	OK
		S 450	▲10,0 ▼	275,00	LE1	34,0	0, 0	-15,1	4,2	17,1	7,7	6,0	OK
DHEA60 0-tfl 2	SP 3	S 450	▲10,0 ▼	122,00	LE1	237, 1	0, 0	- 101, 9	-18,8	- 122, 1	53, 9	14, 2	OK
		S 450	▲10,0 ▼	122,00	LE1	274, 8	0, 0	- 152, 3	0,4	132, 1	62, 5	17, 0	OK
DHEA60 0-w 2	SP 4	S 450	▲10,0 ▼	275,00	LE1	45,9	0, 0	-23,0	5,6	-22,3	10, 4	8,3	OK
		S 450	▲10,0 ▼	275,00	LE1	32,8	0, 0	-14,8	-6,8	15,5	7,5	5,7	OK

DHEA60 0-w 1	SP 4	S 450	▲10,0 ▲	263,50	LE1	64,4	0, 0	-15,1	-20,1	30,0	14, 6	7,5	OK
		S 450	▲10,0 ▲	263,50	LE1	40,2	0, 0	29,6	2,3	15,6	9,1	5,5	OK
DHEA60 0-tfl 1	SP 4	S 450	▲10,0 ▲	133,50	LE1	340, 0	0, 0	- 140, 5	-46,0	- 172, 8	77, 3	20, 9	OK
		S 450	▲10,0 ▲	133,50	LE1	427, 2	0, 0	- 237, 0	13,7	204, 8	97, 1	28, 5	OK
DHEA60 0-tfl 2	SP 4	S 450	▲10,0 ▲	122,00	LE1	288, 1	0, 0	- 131, 5	27,1	- 145, 5	65, 5	17, 6	OK
		S 450	▲10,0 ▲	122,00	LE1	296, 7	0, 0	- 158, 6	4,0	144, 7	67, 4	18, 1	OK
DHEA60 0-tfl 3	SP 5	S 450	▲10,0 ▲	122,00	LE1	182, 7	0, 0	-99,9	-13,0	-87,4	41, 5	11, 7	OK
		S 450	▲10,0 ▲	122,00	LE1	161, 2	0, 0	-70,0	15,2	82,5	36, 6	10, 7	OK
DHEA60 0-tfl 1	SP 5	S 450	▲10,0 ▲	133,50	LE1	200, 8	0, 0	- 101, 9	15,0	-98,8	45, 6	12, 6	OK
		S 450	▲10,0 ▲	133,50	LE1	221, 1	0, 0	- 106, 4	-23,3	109, 5	50, 3	13, 6	OK
DHEA60 0-w 1	SP 5	S 450	▲10,0 ▲	263,50	LE1	49,1	0, 0	2,0	22,2	17,6	11, 2	4,2	OK
		S 450	▲10,0 ▲	263,50	LE1	26,9	0, 0	14,6	-13,0	1,1	6,1	3,2	OK
DHEA60 0-w 3	SP 5	S 450	▲10,0 ▲	275,00	LE1	42,1	0, 0	14,0	-19,5	12,0	9,6	3,8	OK
		S 450	▲10,0 ▲	275,00	LE1	32,3	0, 0	7,1	15,7	-9,1	7,3	3,2	OK
DHEA60 0-tfl 3	SP 6	S 450	▲10,0 ▲	122,00	LE1	150, 1	0, 0	-79,8	7,3	-73,0	34, 1	10, 6	OK
		S 450	▲10,0 ▲	122,00	LE1	147, 2	0, 0	-67,6	-13,1	74,3	33, 5	10, 2	OK
DHEA60 0-w 3	SP 6	S 450	▲10,0 ▲	275,00	LE1	45,0	0, 0	3,0	22,1	13,6	10, 2	3,7	OK
		S 450	▲10,0 ▲	275,00	LE1	44,6	0, 0	17,7	-22,5	-7,1	10, 1	3,2	OK
DHEA60 0-w 1	SP 6	S 450	▲10,0 ▲	263,50	LE1	32,5	0, 0	9,3	-14,5	10,6	7,4	2,7	OK
		S 450	▲10,0 ▲	263,50	LE1	23,6	0, 0	7,7	11,2	-6,3	5,4	2,0	OK
DHEA60 0-bfl 1	SP 6	S 450	▲10,0 ▲	133,50	LE1	147, 0	0, 0	-75,2	-19,5	-70,3	33, 4	9,5	OK
		S 450	▲10,0 ▲	133,50	LE1	146, 8	0, 0	-66,5	24,8	71,4	33, 4	9,4	OK
DHEA60 0-bfl 1	SP 7	S 450	▲10,0 ▲	133,50	LE1	147, 3	0, 0	-77,4	18,1	-70,1	33, 5	9,5	OK
		S 450	▲10,0 ▲	133,50	LE1	137, 2	0, 0	-60,8	-20,6	68,0	31, 2	8,9	OK
DHEA60 0-w 1	SP 7	S 450	▲10,0 ▲	263,50	LE1	32,3	0, 0	3,7	14,6	11,5	7,4	2,5	OK
		S 450	▲10,0 ▲	263,50	LE1	28,6	0, 0	13,2	-13,6	-5,4	6,5	2,4	OK

DHEA60 0-w 2	SP 7	S 450	▲10,0 ▲	275,00	LE1	42,5	0, 0	-2,3	-19,8	14,5	9,7	3,5	OK
		S 450	▲10,0 ▲	275,00	LE1	35,3	0, 0	18,4	17,3	-1,7	8,0	2,9	OK
DHEA60 0-tfl 2	SP 7	S 450	▲10,0 ▲	122,00	LE1	120, 4	0, 0	-62,2	-4,6	-59,4	27, 4	8,7	OK
		S 450	▲10,0 ▲	122,00	LE1	130, 9	0, 0	-62,9	8,8	65,7	29, 8	9,0	OK
DHEA60 0-w 2	SP 8	S 450	▲10,0 ▲	275,00	LE1	38,2	0, 0	8,4	17,2	12,8	8,7	3,6	OK
		S 450	▲10,0 ▲	275,00	LE1	21,1	0, 0	8,0	-10,7	-3,6	4,8	2,9	OK
DHEA60 0-w 1	SP 8	S 450	▲10,0 ▲	263,50	LE1	50,3	0, 0	-3,7	-22,2	18,6	11, 4	4,0	OK
		S 450	▲10,0 ▲	263,50	LE1	33,7	0, 0	20,2	15,4	2,1	7,7	3,5	OK
DHEA60 0-tfl 1	SP 8	S 450	▲10,0 ▲	133,50	LE1	198, 6	0, 0	- 102, 5	-13,8	-97,2	45, 1	12, 6	OK
		S 450	▲10,0 ▲	133,50	LE1	210, 0	0, 0	-99,7	19,2	105, 0	47, 7	13, 1	OK
DHEA60 0-tfl 2	SP 8	S 450	▲10,0 ▲	122,00	LE1	152, 0	0, 0	-81,9	10,5	-73,2	34, 6	9,8	OK
		S 450	▲10,0 ▲	122,00	LE1	143, 6	0, 0	-64,5	-11,0	73,2	32, 6	9,3	OK
DHEA60 0-tfl 3	SP 9	S 450	▲10,0 ▲	122,00	LE1	252, 1	0, 0	92,7	-91,1	100, 1	57, 3	16, 8	OK
		S 450	▲10,0 ▲	122,00	LE1	265, 0	0, 0	115, 0	86,2	- 107, 6	60, 2	17, 7	OK
DHEA60 0-tfl 1	SP 9	S 450	▲10,0 ▲	133,50	LE1	203, 0	0, 0	89,9	58,6	87,2	46, 1	13, 8	OK
		S 450	▲10,0 ▲	133,50	LE1	183, 3	0, 0	71,5	-63,1	-74,2	41, 7	12, 4	OK
DHEA60 0-w 1	SP 9	S 450	▲10,0 ▲	263,50	LE1	58,2	0, 0	8,7	18,4	27,6	13, 2	8,5	OK
		S 450	▲10,0 ▲	263,50	LE1	46,5	0, 0	29,6	-8,7	-18,7	10, 6	8,2	OK
DHEA60 0-w 3	SP 9	S 450	▲10,0 ▲	275,00	LE1	52,8	0, 0	23,2	-12,5	24,3	12, 0	8,1	OK
		S 450	▲10,0 ▲	275,00	LE1	53,8	0, 0	25,3	13,0	-24,2	12, 2	9,3	OK
DHEA60 0-tfl 3	SP 10	S 450	▲10,0 ▲	122,00	LE1	246, 5	0, 0	104, 8	79,3	101, 5	56, 0	16, 8	OK
		S 450	▲10,0 ▲	122,00	LE1	239, 6	0, 0	92,2	-84,8	-95,4	54, 5	16, 4	OK
DHEA60 0-w 3	SP 10	S 450	▲10,0 ▲	275,00	LE1	53,9	0, 0	23,8	13,8	24,3	12, 3	9,0	OK
		S 450	▲10,0 ▲	275,00	LE1	53,1	0, 0	24,8	-12,1	-24,3	12, 1	8,5	OK
DHEA60 0-w 1	SP 10	S 450	▲10,0 ▲	263,50	LE1	50,1	0, 0	26,8	-10,8	22,0	11, 4	8,7	OK
		S 450	▲10,0 ▲	263,50	LE1	51,6	0, 0	15,3	15,5	-23,8	11, 7	8,7	OK
DHEA60 0-bfl 1	SP 10	S 450	▲10,0 ▲	133,50	LE1	199, 5	0, 0	80,0	-64,0	83,9	45, 3	13, 3	OK
		S 450	▲10,0 ▲	133,50	LE1	215, 7	0, 0	95,1	64,6	-91,2	49, 0	14, 6	OK



DHEA60 0-bfl 1	SP 11	S 450	▲10,0 ▲	133,50	LE1	196, 5	0, 0	79,4	62,9	82,5	44, 7	13, 1	OK
		S 450	▲10,0 ▲	133,50	LE1	210, 5	0, 0	92,5	-62,6	-89,4	47, 8	14, 2	OK
DHEA60 0-w 1	SP 11	S 450	▲10,0 ▲	263,50	LE1	48,7	0, 0	26,1	10,1	21,5	11, 1	8,5	OK
		S 450	▲10,0 ▲	263,50	LE1	49,3	0, 0	18,8	-11,9	-23,4	11, 2	8,5	OK
DHEA60 0-w 2	SP 11	S 450	▲10,0 ▲	275,00	LE1	44,2	0, 0	18,3	-13,0	19,2	10, 0	8,3	OK
		S 450	▲10,0 ▲	275,00	LE1	43,3	0, 0	20,0	11,3	-19,1	9,8	7,8	OK
DHEA60 0-tfl 2	SP 11	S 450	▲10,0 ▲	122,00	LE1	193, 3	0, 0	84,1	-60,1	80,5	43, 9	13, 5	OK
		S 450	▲10,0 ▲	122,00	LE1	184, 7	0, 0	70,8	64,5	-74,4	42, 0	12, 8	OK
DHEA60 0-w 2	SP 12	S 450	▲10,0 ▲	275,00	LE1	43,2	0, 0	17,6	12,2	19,3	9,8	7,3	OK
		S 450	▲10,0 ▲	275,00	LE1	44,5	0, 0	25,9	10,8	-17,9	10, 1	8,5	OK
DHEA60 0-w 1	SP 12	S 450	▲10,0 ▲	263,50	LE1	53,8	0, 0	7,5	-15,1	26,8	12, 2	8,3	OK
		S 450	▲10,0 ▲	263,50	LE1	45,7	0, 0	23,9	8,1	-20,9	10, 4	8,1	OK
DHEA60 0-tfl 1	SP 12	S 450	▲10,0 ▲	133,50	LE1	198, 8	0, 0	88,3	-57,1	85,6	45, 2	13, 5	OK
		S 450	▲10,0 ▲	133,50	LE1	178, 1	0, 0	70,1	60,2	-72,9	40, 5	12, 1	OK
DHEA60 0-tfl 2	SP 12	S 450	▲10,0 ▲	122,00	LE1	196, 8	0, 0	72,3	70,7	78,6	44, 7	13, 3	OK
		S 450	▲10,0 ▲	122,00	LE1	206, 6	0, 0	91,2	-65,0	-85,0	47, 0	14, 0	OK
DHEA60 0-bfl 1	SP 13	S 275	▲5,0 ▲	500,00	LE1	241, 5	0, 0	-62,4	112, 2	74,4	59, 7	33, 9	OK
DHEA60 0-bfl 1	SP 13	S 275	▲5,0 ▲	300,00	LE1	398, 1	0, 9	-223, 0	-21,9	189, 1	98, 4	98, 2	OK
DHEA60 0-bfl 1	SP 13	S 275	▲5,0 ▲	500,00	LE1	237, 8	0, 0	18,1	-135, 7	-18,3	58, 8	51, 2	OK
DHEA60 0-bfl 1	SP 13	S 275	▲5,0 ▲	300,00	LE1	397, 6	0, 6	-211, 4	-10,6	194, 2	98, 3	98, 1	OK
SP 13	DHEA60 0-bfl 1	S 275	▲5,0 ▲	500,00	LE1	183, 2	0, 0	-24,1	79,3	-68,6	45, 3	38, 1	OK
DHEA60 0-tfl 1	SP 14	S 275	▲5,0 ▲	500,00	LE1	227, 1	0, 0	-63,2	104, 8	-69,8	56, 1	31, 5	OK
DHEA60 0-tfl 1	SP 14	S 275	▲5,0 ▲	300,00	LE1	397, 6	0, 6	-223, 2	-20,3	-188, 9	98, 2	97, 6	OK
DHEA60 0-tfl 1	SP 14	S 275	▲5,0 ▲	500,00	LE1	218, 5	0, 0	39,6	122, 5	19,5	54, 0	45, 2	OK
DHEA60 0-tfl 1	SP 14	S 275	▲5,0 ▲	300,00	LE1	397, 2	0, 4	-211, 7	-7,0	-193, 9	98, 2	96, 5	OK
SP 14	DHEA60 0-tfl 1	S 275	▲5,0 ▲	500,00	LE1	174, 8	0, 0	-21,6	5,4	100, 0	43, 2	35, 5	OK

DHEA60 0-tfl 2	SP 15	S 275	▲5,0	500,00	LE1	191,8	0,0	13,4	109,8	12,0	47,4	39,0	OK
DHEA60 0-tfl 2	SP 15	S 275	▲5,0	300,00	LE1	397,0	0,2	-223,0	18,7	-188,7	98,1	91,2	OK
DHEA60 0-tfl 2	SP 15	S 275	▲5,0	500,00	LE1	159,8	0,0	-27,9	-76,3	-49,3	39,5	26,5	OK
DHEA60 0-tfl 2	SP 15	S 275	▲5,0	300,00	LE1	396,8	0,1	-212,7	-8,7	-193,2	98,0	89,2	OK
SP 15	DHEA60 0-tfl 2	S 275	▲5,0	500,00	LE1	147,4	0,0	-34,5	-62,3	54,4	36,4	31,3	OK
DHEA60 0-tfl 3	SP 16	S 275	▲5,0	500,00	LE1	211,6	0,0	-46,0	102,3	-61,3	52,3	33,7	OK
DHEA60 0-tfl 3	SP 16	S 275	▲5,0	300,00	LE1	398,3	1,0	-222,9	-14,0	-190,1	98,4	98,3	OK
DHEA60 0-tfl 3	SP 16	S 275	▲5,0	500,00	LE1	264,4	0,0	16,3	-151,4	17,0	65,3	55,4	OK
DHEA60 0-tfl 3	SP 16	S 275	▲5,0	300,00	LE1	398,0	0,9	-213,2	6,7	-193,9	98,3	98,2	OK
SP 16	DHEA60 0-tfl 3	S 275	▲5,0	500,00	LE1	187,1	0,0	-27,6	79,9	71,0	46,2	38,8	OK

## Données de conception

	$\beta_w$ [-]	$\sigma_{w,Rd}$ [MPa]	$0.9 \sigma$ [MPa]
S 450	1,00	440,0	396,0
S 275	0,85	404,7	309,6

## Résultat détaillé pour DHEA600-tfl 3 SP 16

Vérification de la résistance de la soudure (EN 1993-1-8 4.5.3.2)

$$\sigma_{w,Rd} = f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) = 404,7 \text{ MPa} \geq \sigma_{w,Ed} = [\sigma_1^2 + 3(\tau_1^2 + \tau_{II}^2)]^{0,5} = 398,3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 0,9 f_u / \gamma_{M2} = 309,6 \text{ MPa} \geq |\sigma_{\perp}| = 222,9 \text{ MPa}$$

où :

$$f_u = 430,0 \text{ MPa} \quad \text{– Effort ultime}$$

$$\beta_w = 0,85 \quad \text{– Facteur de corrélation approprié selon la Table 4.1}$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \quad \text{– Facteur de sécurité}$$

Utilisation en contrainte

$$U_t = \max\left(\frac{\sigma_{w,Ed}}{\sigma_{w,Rd}}; \frac{|\sigma_{\perp}|}{\sigma_{\perp,Rd}}\right) = 98,4 \%$$

## Bloc de béton

Élément	Charges	c [mm]	A <sub>eff</sub> [mm <sup>2</sup> ]	$\sigma$ [MPa]	k <sub>j</sub> [-]	F <sub>jd</sub> [MPa]	Ut [%]	Résultat
---------	---------	-----------	--	-------------------	-----------------------	--------------------------	-----------	----------

BdB 1	LE1	70,31	800779,63	12,4	2,21	29,7	41,9	OK
-------	-----	-------	-----------	------	------	------	------	----

## Résultat détaillé pour BdB 1

Vérification de la résistance en compression du bloc de béton (EN 1993-1-8 6.2.5)

$$\sigma = \frac{N}{A_{eff}} = 12,4 \text{ MPa}$$

$$F_{jd} = \alpha_{cc} \beta_j k_j f_{ck} / \gamma_c = 29,7 \text{ MPa}$$

où :

$$N = 9950,1 \text{ kN} \quad \text{– Effort normal de conception}$$

$$A_{eff} = 800779,63 \text{ mm}^2 \quad \text{– Superficie effective sur laquelle l'effort N de poteau est distribué}$$

$$\alpha_{cc} = 1,00 \quad \text{– Effets sur Fcd à long terme}$$

$$\beta_j = 0,67 \quad \text{– Coefficient du matériau de scellement } \beta_j$$

$$k_j = 2,21 \quad \text{– Facteur de concentration}$$

$$f_{ck} = 30,0 \text{ MPa} \quad \text{– Effort de compression caractéristique de béton}$$

$$\gamma_c = 1,50 \quad \text{– Facteur de sécurité}$$

Utilisation en contrainte

$$U_t = \frac{\sigma}{F_{jd}} = 41,9 \text{ \%}$$

## Cisaillement dans le plan de contact

Nom	Charges	V <sub>y</sub> [kN]	V <sub>z</sub> [kN]	V <sub>Rd,y</sub> [kN]	V <sub>Rd,z</sub> [kN]	V <sub>c,Rd</sub> [kN]	U <sub>t</sub> [%]	Résultat
BP1	LE1	-0,1	220,6	1402,6	1439,4	1834,5	15,3	OK

## Résultat détaillé pour BP1

Résistance d'acier de la bêche (EN 1993-1-1 - 6.2.6)

$$V_{Rd,y} = A_{vy} \frac{f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} = 1402,6 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,z} = A_{vz} \frac{f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} = 1439,4 \text{ kN}$$

où :

$$A_{vy} = 8833,80 \text{ mm}^2 \quad \text{– Zone de cisaillement Ay de la bêche de la section transversale}$$

$$A_{vz} = 9065,73 \text{ mm}^2 \quad \text{– Zone de cisaillement Az de la bêche de la section transversale}$$

$$f_y = 275,0 \text{ MPa} \quad \text{– Limite d'élasticité}$$

$$\gamma_{M0} = 1,00 \quad \text{– Facteur de sécurité}$$

Concrete bearing resistance (EN 1992-1-1 - Cl. 6.5.4)

$$V_{c,Rd} = A \sigma_{Rd,max} = 1834,5 \text{ kN}$$

Where:

$$A = lb = 104233,54 \text{ mm}^2 \quad \text{– Projected area of the shear lug excluding the portion above concrete}$$

$$l = 170,00 \text{ mm} \quad \text{– Length of the shear lug excluding the portion above concrete}$$

$$b = 613,14 \text{ mm} \quad \text{– Projected width of the shear lug in the direction of shear load}$$

$$\sigma_{Rd,max} = k_1 v' f_{ck} / \gamma_c = 17,6 \text{ MPa} \quad - \text{ Maximum stress which can be applied at the edges of the node}$$

$$k_1 = 1,00 \quad - \text{ Factor - EN 1992-1-1 - Equation (6.60)}$$

$$v' = 1 - f_{ck} / 250 = 0,88 \quad - \text{ Factor - EN 1992-1-1 - Equation (6.57N)}$$

$$f_{ck} = 30,0 \text{ MPa} \quad - \text{ Characteristic resistance of concrete in compression}$$

$$\gamma_c = 1,50 \quad - \text{ Safety factor}$$

Utilisation en cisaillement






$$U_t = \max\left(\frac{V_x}{V_{Rd,y}}, \frac{V_y}{V_{Rd,x}}, \frac{V}{V_{Rd}}\right) = 15,3 \%$$

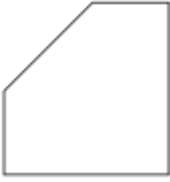
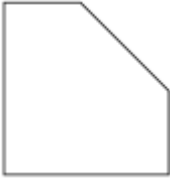
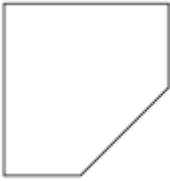



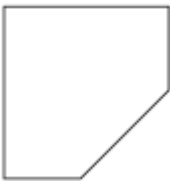
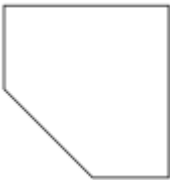

## Voilement

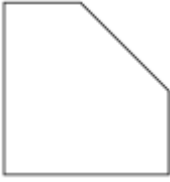
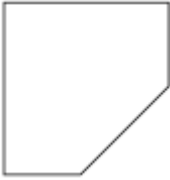





Analyse de flambement n'a pas été calculée.

## Nomenclature

## Opérations

Nom	Platines [mm]	Forme	N°	Soudures [mm]	Longueur [mm]	Boulons	N°
BP1	P40,0x1113,0-1290,0 (S 275)		1	Soudure d'angle double: a = 15,0 Soudure d'angle double: a = 10,0	2340,0 2340,0	M36 4.8	8
RIB 1	P25,0x350,0-550,0 (S 275)		3	Soudure d'angle double: a = 10,0	2700,0		
RIB 2	P25,0x350,0-550,0 (S 275)		3	Soudure d'angle double: a = 10,0	2700,0		
RIB 3	P25,0x250,0-550,0 (S 275)		3	Soudure d'angle double: a = 10,0	2400,0		
RIB 4	P25,0x250,0-550,0 (S 275)		3	Soudure d'angle double: a = 10,0	2400,0		

SP 1	P20,0x263,5-275,0 (S 275)		1				
SP 2	P20,0x263,5-275,0 (S 275)		1				
SP 3	P20,0x263,5-275,0 (S 275)		1				
SP 4	P20,0x263,5-275,0 (S 275)		1				
SP 5	P20,0x263,5-275,0 (S 275)		1				
SP 6	P20,0x263,5-275,0 (S 275)		1				
SP 7	P20,0x263,5-275,0 (S 275)		1				
SP 8	P20,0x263,5-275,0 (S 275)		1				
SP 9	P20,0x263,5-275,0 (S 275)		1				

SP 10	P20,0x263,5-275,0 (S 275)		1				
SP 11	P20,0x263,5-275,0 (S 275)		1				
SP 12	P20,0x263,5-275,0 (S 275)		1				
SP 13	P20,0x500,0-300,0 (S 275)		1	Soudure d'angle: a = 5,0	2100,0		
SP 14	P20,0x500,0-300,0 (S 275)		1	Soudure d'angle: a = 5,0	2100,0		
SP 15	P20,0x500,0-300,0 (S 275)		1	Soudure d'angle: a = 5,0	2100,0		
SP 16	P20,0x500,0-300,0 (S 275)		1	Soudure d'angle: a = 5,0	2100,0		

## Soudures

Type	Matériau	Épaisseur [mm]	Longueur [mm]	Longueur [mm]
Soudure d'angle double	S 450	15,0	21,2	2340,0
Soudure d'angle double	S 450	10,0	14,1	22068,0
Soudure d'angle	S 275	5,0	7,1	8400,0

## Tiges

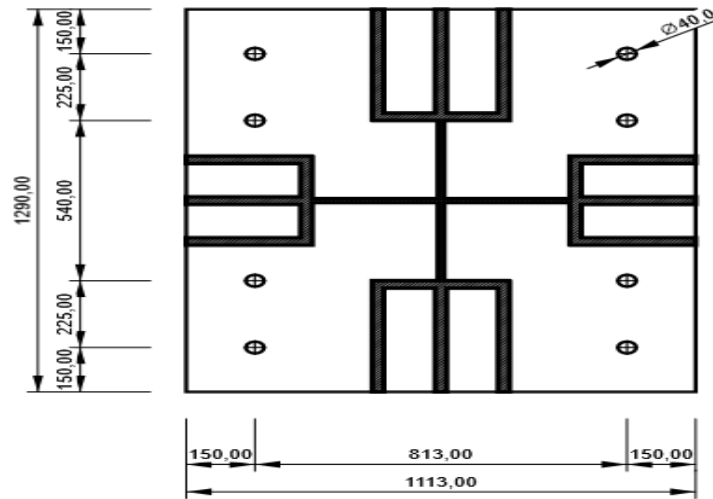
Nom	Longueur	Longueur de foret	Compter
-----	----------	-------------------	---------

	[mm]	[mm]	
M36 4.8	670,00	600,00	8

**Dessin**

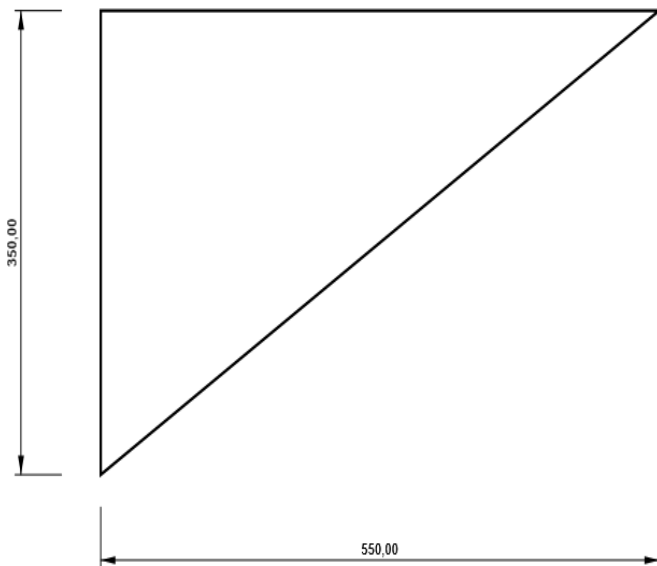
**BP1**

**P40,0x1290,00-1113,00 (S 275)**



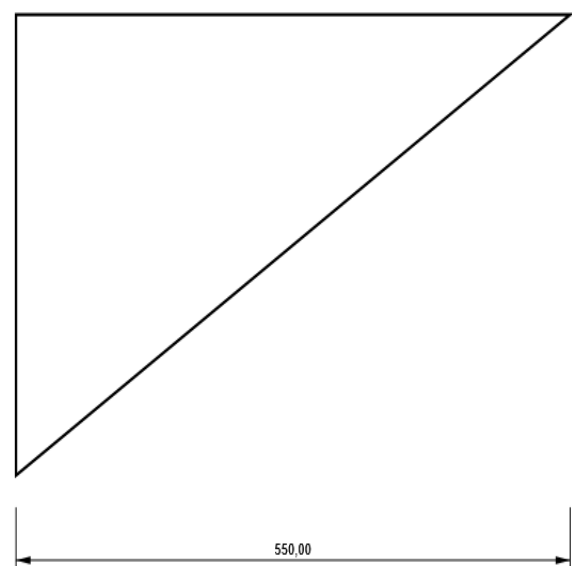
**RIB 1)**

**P25,0x550,00-350,00 (S 27**



**RIB 2**

**P25,0x550,00-350,00 (S 275)**

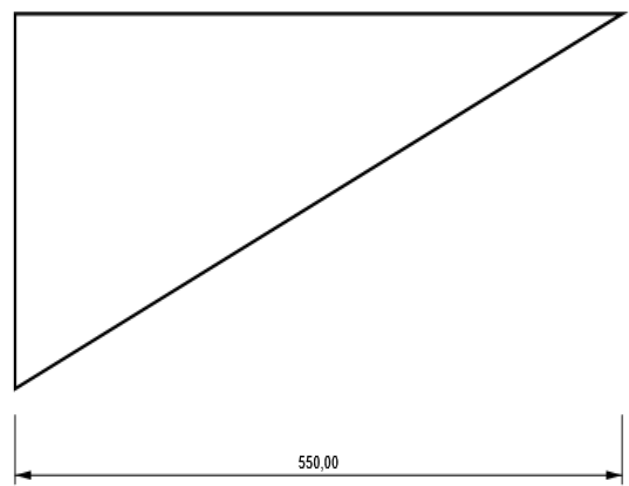
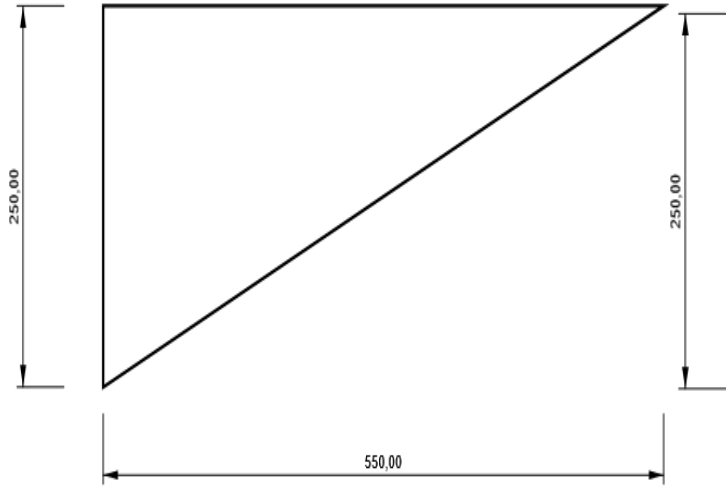


**RIB 3**

**RIB 4**

**P25,0x550,00-250,00 (S 275)**

**P25,0x550,00-250,00 (S 275)**

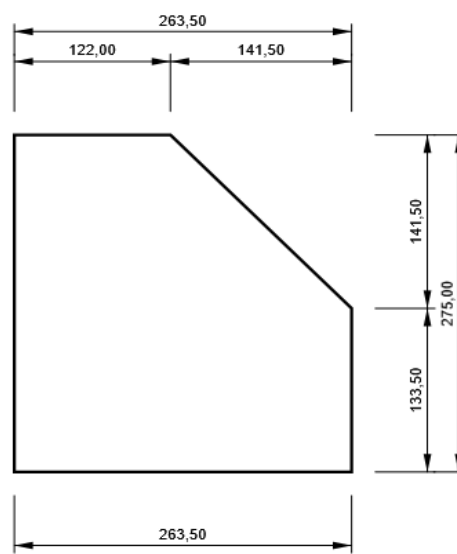
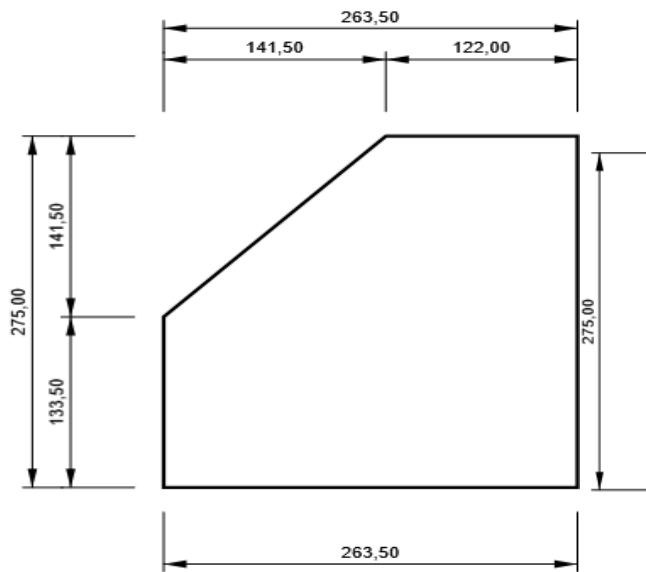


**SP 1**

**SP 2**

**P20,0x275,00-263,50 (S 275)**

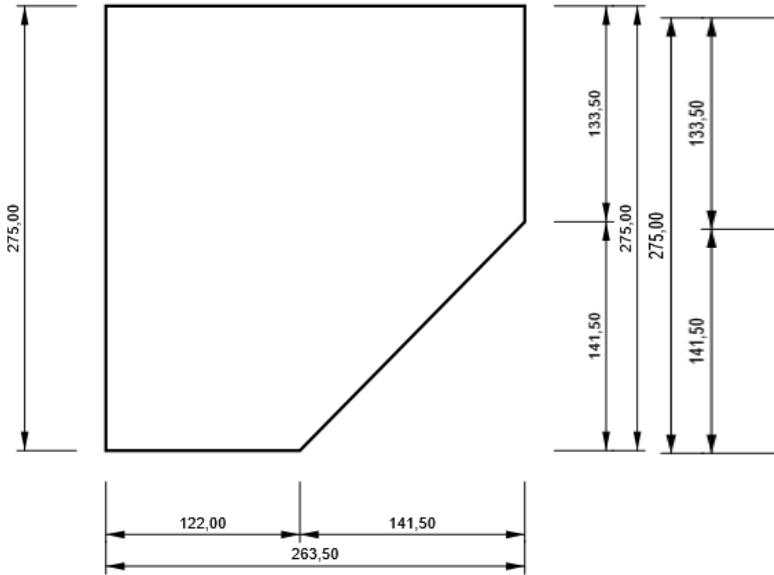
**P20,0x275,00-263,50 (S 275)**





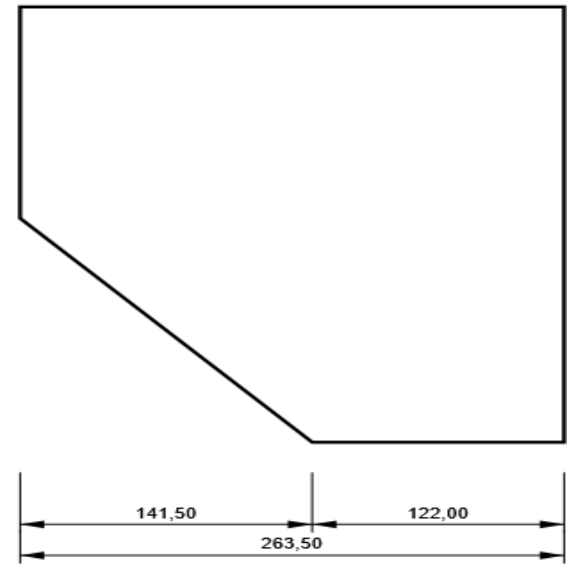
**SP 3**

**P20,0x275,00-263,50 (S 275)**



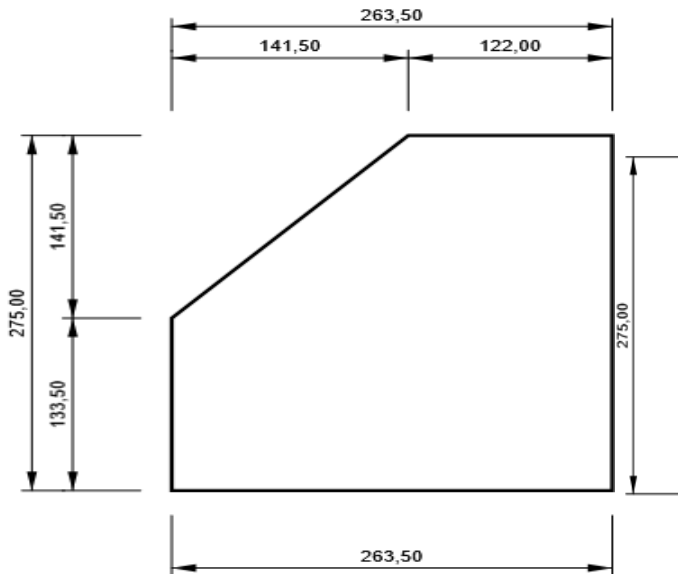
**SP 4**

**P20,0x275,00-263,50 (S 275)**



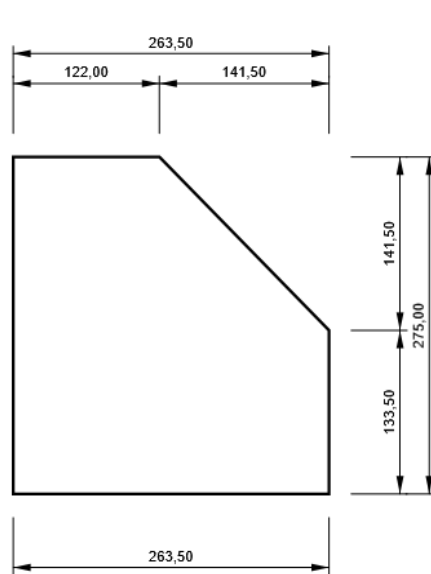
**SP 5**

**P20,0x275,00-263,50 (S 275)**



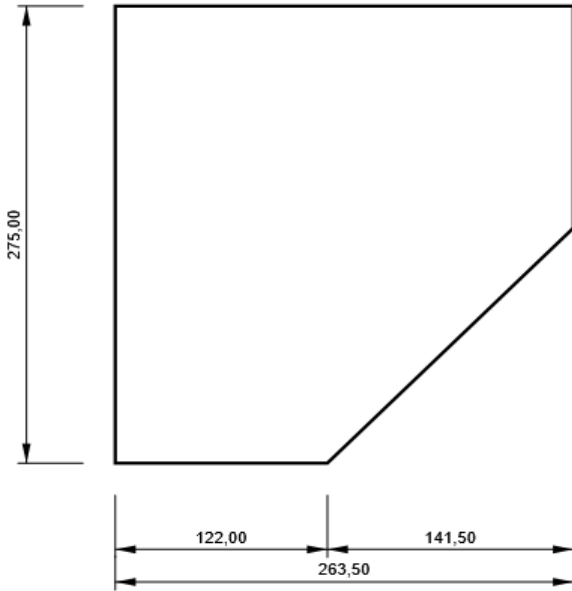
**SP 6**

**P20,0x275,00-263,50 (S 275)**



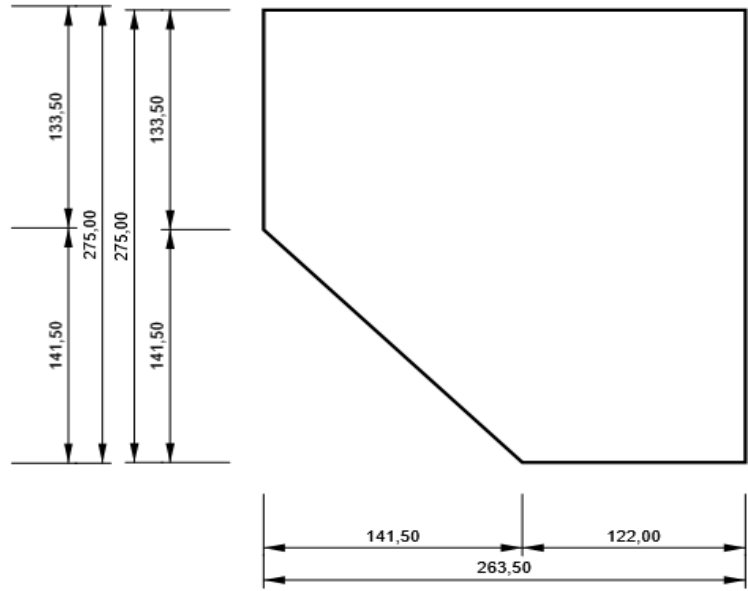
**SP 7**

**P20,0x275,00-263,50 (S 275)**



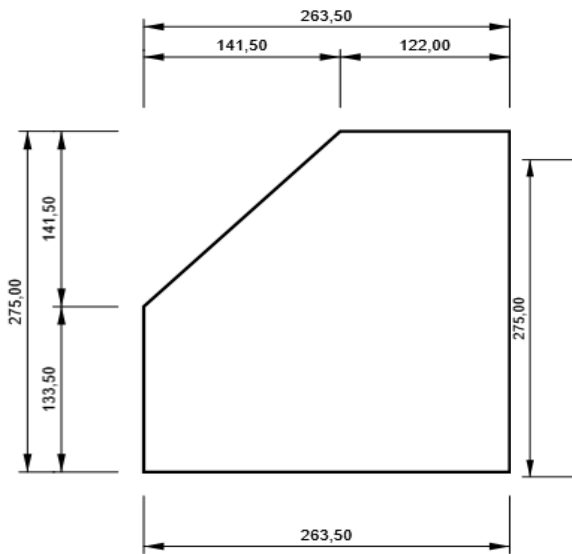
**SP 8**

**P20,0x275,00-263,50 (S 275)**



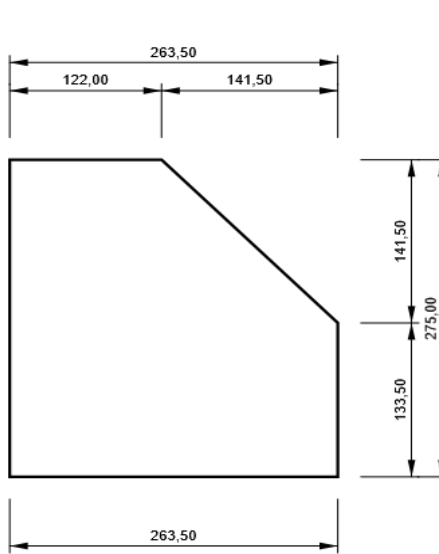
**SP 9**

**P20,0x275,00-263,50 (S 275)**



**SP 10**

**P20,0x275,00-263,50 (S 275)**

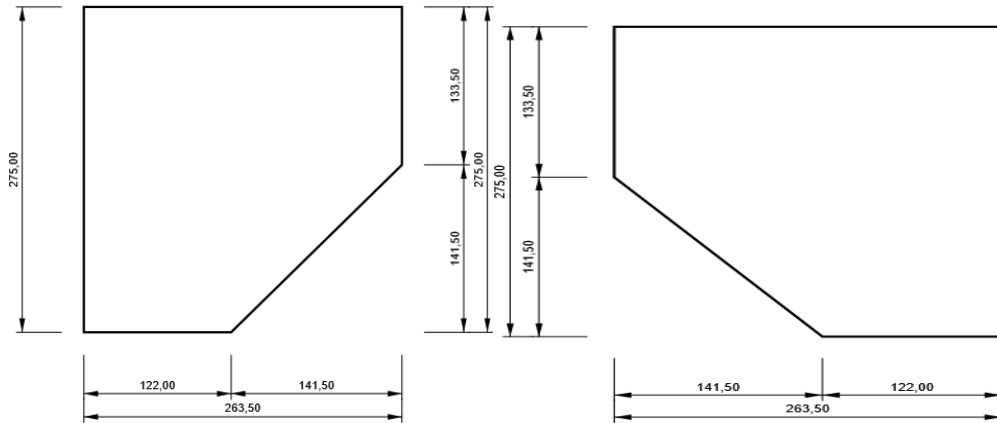


**SP 11**

**SP 12**

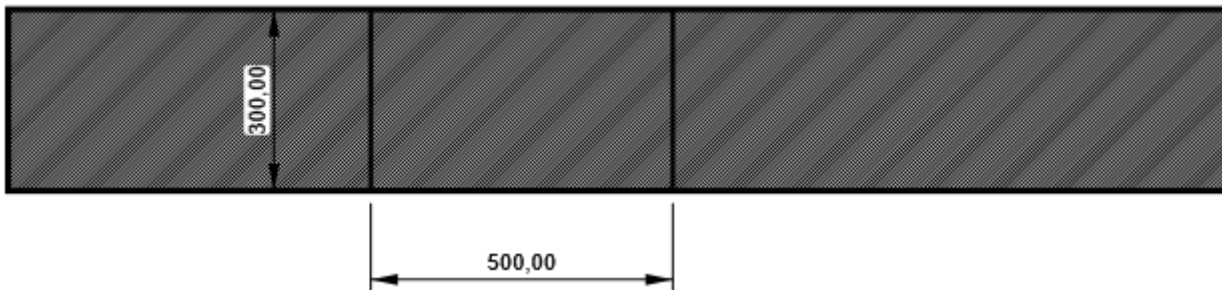
**P20,0x275,00-263,50 (S 275)**

**P20,0x275,00-263,50 (S 275)**



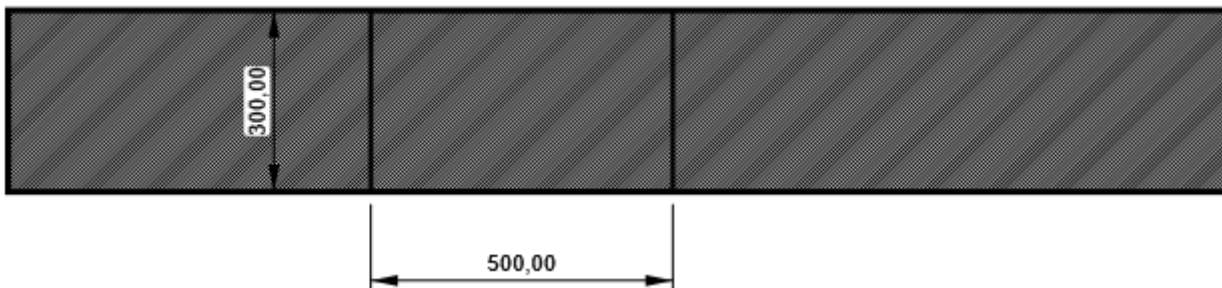
**SP 13**

**P20,0x300,00-500,00 (S 275)**



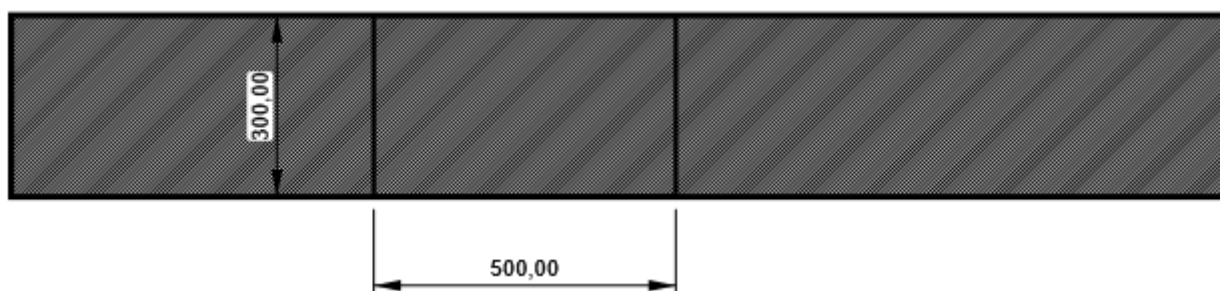
**SP 14**

**P20,0x300,00-500,00 (S 275)**



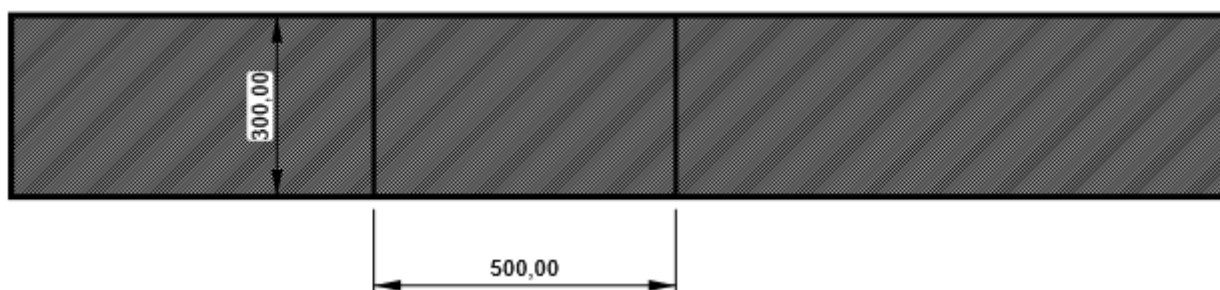
## SP 15

P20,0x300,00-500,00 (S 275)



## SP 16

P20,0x300,00-500,00 (S 275)



## Explication des symboles

Symbole	Explication des symboles
$\epsilon_{Pl}$	Déformation
$\sigma_{Ed}$	Contrainte éq.
$f_y$	Limite d'élasticité
$\epsilon_{lim}$	Déformation plastique limite
$N_{Ed}$	Effort de tension
$N_{Rd,p}$	Concrete pullout resistance - EN1992-4 - Cl. 7.2.1.5
$N_{Rd,cb}$	Concrete blowout resistance - EN1992-4 - Cl. 7.2.1.8
$V_{Rd,cp}$	Concrete pryout resistance - EN1992-4 - Cl. 7.2.2.4
$U_t$	Utilisation en tension
$U_s$	Utilisation en cisaillement
$U_{ts}$	Utilisation en tension et cisaillement EN 1993-1-8 table 3.4
$N_{Rd,s}$	Design tensile resistance of a fastener in case of steel failure - EN1992-4 - Cl. 7.2.1.3
$\sigma_{w,Ed}$	Contrainte équivalente
$\sigma_{w,Rd}$	Résistance aux contraintes équivalentes
$\sigma_{\perp}$	Contrainte perpendiculaire
$T_{  }$	Contrainte de cisaillement parallèle à l'axe de soudure
$T_{\perp}$	Contrainte de cisaillement perpendiculaire à l'axe de soudure
$0.9 \sigma_{w,Rd}$	Résistance de contrainte perpendiculaire – $0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$
$\beta_w$	Facteur de corrélation EN 1993-1-8 tab. 4.1
$U_t$	Utilisation
$U_{tc}$	Utilisation de capacité de la soudure
$c$	Largeur de pression diamétrale
$A_{eff}$	Zone effective

$\sigma$	Contrainte moyenne du béton
$k_j$	Facteur de concentration
$V_y$	Effort de cisaillement du pied de poteau $V_y$
$V_z$	Effort de cisaillement du pied de poteau $V_z$
$V_{Rd,y}$	Résistance au cisaillement
$V_{Rd,z}$	Résistance au cisaillement

## Paramétrage de norme

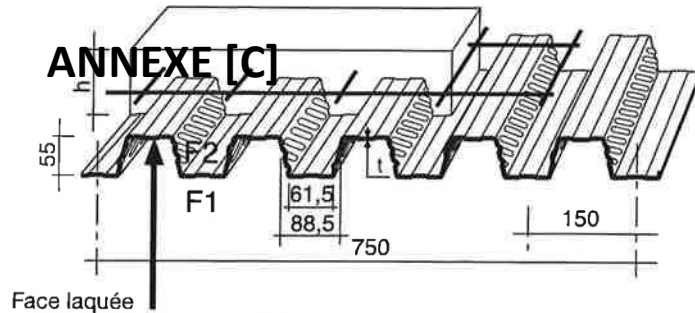
Élément	Valeur	Unité	Référence
$\gamma_{M0}$	1,00	-	EN 1993-1-1: 6.1
$\gamma_{M1}$	1,00	-	EN 1993-1-1: 6.1
$\gamma_{M2}$	1,25	-	EN 1993-1-1: 6.1
$\gamma_{M3}$	1,25	-	EN 1993-1-8: 2.2
$\gamma_C$	1,50	-	EN 1992-1-1: 2.4.2.4
$\gamma_{Inst}$	1,20	-	EN 1992-4: Table 4.1
Coefficient du matériau de scellement $\beta_j$	0,67	-	EN 1993-1-8: 6.2.5
Zone effective – influence de taille de maillage	0,10	-	
Coefficient de frottement - béton	0,25	-	EN 1993-1-8
Coefficient de frottement en résistance au glissement	0,30	-	EN 1993-1-8 tab 3.7
Déformation plastique limite	0,05	-	EN 1993-1-5
Évaluation des contraintes de soudure	Redistribution plastique		
Contrôle pinces et entraxes	Non		
Entraxe [d]	2,20	-	EN 1993-1-8: tab 3.3
Pince [d]	1,20	-	EN 1993-1-8: tab 3.3
Résistance à l'éclatement du béton	Shear		EN 1992-4: 7.2.1.4 and 7.2.2.5
Utiliser $\sigma_b$ calculé dans la vérification de la pression diamétrale.	Non		EN 1993-1-8: tab 3.4
Béton fissuré	Non		EN 1992-4
Vérification de déformation locale	Non		CIDECT DG 1, 3 - 1.1
Limite de déformation locale	0,03	-	CIDECT DG 1, 3 - 1.1
Non-linéarité géométrique (GMNA)	Oui		Grandes déformations des sections creuses
Braced system	Non		EN 1993-1-8: 5.2.2.5

# HI-BOND 55.750

## UTILISATION

Epaisseur h en cm	Litrage l/m <sup>2</sup>	Masse en kg/m <sup>2</sup>
10	73	185
11	83	209
12	93	233
13	103	257
14	113	281
15	123	305
16	133	329
17	143	353
18	153	377
19	163	401
20	173	425
22	193	473
24	273	521

Planchers d'épaisseur h de 10 cm à 24 cm



Degré Coupe Feu	h = Ep. mini
CF 60 min	11 cm
CF 90 min	13 cm
CF 120 min	14,5 cm

Béton masse volumique 2400 kg/m<sup>3</sup>

Les planchers avec une exigence Coupe-Feu de degré CF 60 min ou davantage doivent être capables de limiter l'échauffement en surface non exposée et présenter une épaisseur minimale selon le tableau ci-contre.

Le poids propre du plancher n'est pas à déduire des valeurs de charges admissibles données dans les tableaux.

## CHARGES ADMISSIBLES SUR LE PLANCHER EN daN/m<sup>2</sup>

Charges statiques comprenant les charges permanentes ajoutées et d'exploitation

**t = 0,75 mm**

h cm	▲ — ▲																			
	2,00	2,20	2,40	2,50	2,60	2,80	3,00	3,20	3,40	3,60	3,80	4,00	4,20	4,40	4,60	4,80	5,00	5,20	5,40	5,60
10	1324	1146	1006	947	895	645	571	485												
11	1493	1293	1136	1070	830	730	647	578	518	368										
12	1662	1441	1267	1193	927	816	724	647	581	525	371									
13	1832	1589	1398	1095	1024	902	801	716	643	581	520	370	250							
14	2003	1738	1285	1199	1122	989	878	785	706	638	580	508	366	250	155					
15	2174	1887	1397	1304	1220	1075	956	855	769	696	632	576	495	359	247	154				
16	2346	2037	1509	1409	1318	1163	1034	925	833	753	684	624	571	479	349	318	231	156		
18	2691	2007	1735	1620	1516	1338	1190	1066	960	869	790	720	659	529	478	432	391	312	229	187
20	3038	2268	1961	1832	1715	1514	1348	1207	1088	985	896	818	664	600	543	492	445	403	364	328
22	3386	2530	2189	2045	1915	1692	1506	1350	1217	1102	1003	824	744	672	609	551	499	452	409	369
24	3272	2793	2417	2259	2116	1870	1665	1493	1346	1220	1011	912	823	745	675	611	564	502	454	414

h cm	▲ — ▲ — ▲																			
	2,00	2,20	2,40	2,50	2,60	2,80	3,00	3,20	3,40	3,60	3,80	4,00	4,20	4,40	4,60	4,80	5,00	5,20	5,40	5,60
10																				
11	1525	1369	1238	1180	1127	1031	947	872	806	622	569									
12	1711	1536	1389	1324	1264	1157	1062	979	765	696	636	584	526							
13	1897	1702	1540	1468	1402	1282	1178	1086	846	770	704	647	597	539	430					
14	2083	1869	1691	1612	1539	1408	1294	1011	927	844	773	710	655	606	548	442	353			
15	2268	2036	1842	1756	1677	1534	1410	1100	1009	919	841	773	714	661	613	555	450	390	316	
16	2454	2203	1993	1900	1814	1660	1525	1189	1091	994	910	837	773	715	664	535	492	454	400	327
18	2826	2537	2295	2188	2089	1912	1619	1369	1256	1145	1049	965	891	732	672	617	568	524	483	446
20	3197	2870	2597	2476	2364	1870	1719	1550	1421	1296	1188	1093	906	830	462	700	645	595	549	507
22	3569	3204	2899	2764	2639	2100	1919	1731	1588	1449	1328	1109	1013	928	852	784	722	666	615	568
24	3941	3538	3201	3052	2914	2320	2120	1913	1755	1602	1345	1226	1120	1027	943	868	800	738	681	633

monopanel

Rue Géo Lufbery - BP 103 - 02301 Craunoy Cedex - Tél. : 03 23 40 66 66 - Fax : 03 23 40 66 88  
Internet : www.monopanel.fr