

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
REPUBLICUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET  
DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE  
جامعة -البليدة 1-  
UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA



كلية التكنولوجيا  
Faculté de Technologie  
قسم الهندسة المدنية  
Département de Génie Civil

مذكرة نهاية التخرج  
**MEMOIRE DE MASTER EN GENIE CIVIL**

Pour l'Obtention du diplôme de

**MASTER EN GENIE CIVIL**

Spécialité : Structure métalliques et mixtes

**Thème**

ETUDE D'UN BATIMENT ADMINISTRATIF (R+4 ETAGES+1 SOUS-SOL)  
EN CHARPENTE METALLIQUE.

Présenté par :

**M<sup>elle</sup>.ARRACHE SOULEF**

**M<sup>elle</sup>. MEDDAH ROUKIA**

Devant les membres de jury :

.....	U. Saad Dahleb-Blida	President
.....	U. Saad Dahleb-Blida	Examineur
<b>M<sup>r</sup> : RAHMANI.K</b>	U. Saad Dahleb-Blida	Promoteur

**Blida, Décembre 2021**

## ملخص

مشروع نهاية الدراسة الخاص بنا يتطرق لدراسة بناية للاستعمال الاداري تتكون من طابق سفلي طابق ارضي و اربعة طوابق البناية المدروسة ذات هيكل معدني بالإضافة الى عارضة مركزية من الخرسانة المسلحة تحافظ على استقرار هاته الاخيرة

تقع البناية في منطقة ذات نشاط زلزالي قوي تصنف هاته المنطقة في المنطقة الثالثة حسب كتاب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل في اطار هذا المشروع قمنا اولا بتقييم اولي لا حجام العناصر الاساسية الداعمة بعدها قمنا بدراسة تأثير الرياح والتلج قبل التطرق لدراسة الزلزال و تأثيره ثم التحقق من الروابط تمت الدراسات التي قمنا بها باتباع القوانين و المعايير المعمول بها .

**RPA99VER2003, CCM97, EC3 et BAEL91.**

## Résumé

Notre projet de fin d'étude consiste à étudier un bâtiment à usage administratif, il est constitué de sous-sol, un RDC et de quatre (4) étage. L'ossature de ce bâtiment est en charpente métallique.

Ce bâtiment se situe à Hydra qui est une zone à forte activité sismique, zone III selon le RPA99 version 2003.

Dans ce projet, nous avons commencé par un pré-dimensionnement des éléments porteurs ensuite, nous avons entamé une étude de neige et vent, puis l'étude sismique selon le RPA 99 version 2003, puis la vérification des assemblages. Le dimensionnement des éléments résistants a été effectué conformément aux règlements en vigueur dans notre pays tel que : RPA 99 version 2003, CCM97, EC3 et BAEL 91.

## Abstract

Our final project assignment consists of the study of an administrative building that consists of one underground floors, ground floor in addition to four (4) floors. The structural design of the latter is out of steel framework, with a reinforced concrete core ensuring the wind-bracing system and seismic load.

The building is classified in seismic zone III according to the code RPA99 version 2003.

In the project, we have started by sizing the main study of the wind and snow charges , then we have proceeded by the sizing of the main and secondary load –bearing parts, then the study of the wind and snow charges , a study regarding the seismic load according to the RPA guidelines , the verification of the bearing elements and their assemblies The dimensioning of the resistant elements was carried out in accordance with the actual code and standers of our country such as :RPA99 VER2003 , CCM97,EC3 and BAEL91.

## ***Remerciement***

*Tout d'abord, on tient à remercier le bon Dieu le tout Puissant de nous avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.*

*On, adressant nos remerciements aux personnes qui m'ont aidé dans la réalisation de ce mémoire.*

*En premier lieu, on remercie **Mr.K. Rahamni**, notre encadreur pour son accompagnant et ses soutiens tout au long de ce travail nos remerciements lui sont adressés pour accepter de nous encadrer, son appui et sa disponibilité sans faille pour mener à terme ce travail nous ont été précieux.*

*Ont remercié aussi Mr.A.Zehaf et Mr.A.Nacef pour leur aident inestimable, les conseils et les encouragements.*

*Nos remerciements s'adressent également au membre de jury pour avoir accepté de se pencher sur notre travail afin de le juger.*

*Tout d'abord, je voudrais remercier Dieu pour tout*

## *Dédicace*

*Je dédie ce modeste travail :*

*A mes très chers parents, pour leurs sacrifices*

*Durant tous ces années d'études. Et à mon oncle M. MOHAMED*

*A mon frère ABDERRAHMANE et à ma sœur KHADIDJA*

*A tous mes chers professeurs surtout le Promoteur*

*Mr : K.RAHMANI*

*A ma chère grande famille MEDDAH et*

*MAHJOUB et famille SLIMANI*

*A mon binôme A.SOULEF*

*A tous mes amis proches ou loin, surtout*

*H.REBAOUI ; N.SALAH ; A. CHARFAOUI ; K.AMARRA ;*

*A.HSSAINTYA*

*A tous ceux qui me sont chers, et qu'ils trouvent leur place dans mon cœur.*

*• MEDDAH ROUKIA*

## *Dédicace*

*Du profond de mon cœur, je dédie ce travail à tous ceux qui me sont chers :*

*A l'âme de mon père qui m'as toujours poussé et motivé dans mes études, J'espère que du monde qui est sein maintenant, il apprécie cet humble geste comme preuve de reconnaissance de la part de sa fille qui a toujours prié pour le salut de son âme. Puisse Dieu, le tout puissant, l'avoir en sa sainte miséricorde !*

*A ma chère mère, aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, mon amour et mon appréciation pour les sacrifices que vous avez consentis pour mon instruction et mon bien être. Je vous remercie pour tout le soutient et l'amour et j'espère que votre bénédiction m'accompagne toujours.*

*A mes chères sœurs, Ibtissem, Samia, Souad, Sanaa.*

*A mon professeur Mr. Zehaf Ahmed merci pour vos lumières, je souhaite que Dieu vous donne la santé et le bien être tout au long de votre vie*

*A mes très chères amies Asma Oudafal, Meriem Hadjimi, Khoula Nouma.*

*Sans oublier : Akram Ouabel, Abdelatif Benarous.*

*A toute la promotion 2021(Master structure métallique et mixte).*

*A tous ceux qui ont une relation de proche ou de loin avec la réalisation de ce travail*

***SOULEF***

---

# Sommaire

Résumé

Remerciements

Dédicaces

Sommaire

List des tableaux

List des figures

Liste des symboles

Plans

Introduction générale 1

## CHAPITRE 1 : Présentation de l'ouvrage

1. Introduction .....	2
2. Présentation de l'ouvrage .....	2
2.1 Implantation .....	2
2.2 Données géométriques de l'ouvrage .....	2
2.3 Règlements utilisés.....	3
2.4 Logiciels utilisés.....	3
3. Matériaux utilisés .....	4
3.1 Acier .....	4
3.2 Béton.....	5
3.3 Résistance de béton .....	5
4. Système constructif de bâtiment.....	7
4.1 Structure en charpente métallique classique .....	7

## CHAPITRE 2 : Etude Climatique

1. Introduction .....	8
2. Etude de la neige .....	8
2.1 La charge de la neige sur le sol (Partie 1 §4. Page 21) [1].....	8
2.2 Charge de la neige sur les toitures (Parte3.1 page 18) [1].....	8
3. Etude de vent .....	9
3.1 Introduction .....	9
3.2 Principes du DTR RNV (version 2013) .....	9
3.3 Donnés relative au site.....	9
3.3.1 Facteurs de site .....	9
3.3.2 Zone du vent.....	10
3.4 Pression dynamique de pointe :(Chap.2 §2.3 page 50) [1].....	10
3.5 Coefficient d'exposition: <b>Ceze</b> : (Chap.2 §2.3 page 51) [1].....	10
3.5.1 Coefficient de rugosité : (Chap.2 §2.4.4 page 53) [1] .....	10

---

---

3.5.2	Intensité de turbulence : (Chap.2 §2.4.6 page 57) [1] .....	11
3.6	Le coefficient dynamique Cd : (Chap.3 §3.1) p62 [2] .....	12
3.7	Calcul de la pression due au vent : (Chap.2 §2.5.2) p57 [1] .....	12
3.8	Calcul des forces de frottement (article 2.6.3 et 2.6.4 ) [1].....	22
4.	Conclusions .....	22

### **CHAPITRE 3 : Pré-dimensionnement des éléments**

1.	Introduction.....	23
2.	Étude du plancher mixte (collaborant).....	23
2.1	Espacement des solives .....	23
2.2	Estimation des charges et surcharge .....	24
2.3	Dimensionnement des solives .....	25
2.3.1	Dimensionnement des solives de plancher : (TERRASSE INACCESSIBLE)...	25
2.3.2	Pré-dimensionnement des solives de plancher : (TERRASSE ACCESSIBLE) .	33
2.3.3	Pré dimensionnement des solives de plancher : (COURENT BUREAU) .....	35
2.4	Pré-dimensionnement des poutres porteuses .....	36
2.4.1	Pré-dimensionnement de la poutre principal terrasse inaccessible .....	36
2.4.2	Pré-dimensionnement des poutres principales : (TERRASSE ACCESSIBLE)...	45
2.4.3	Pré-dimensionnement des poutres principales (PLANCHER COURANT) .....	46
3.	Pré-dimensionnement des poteaux .....	47
4.	Conclusion .....	53

### **CHAPITRE 4 : Etude des éléments secondaires**

1.	Acrotère .....	54
1.1	Introduction .....	54
1.2	Calcul des charges sollicitant l'acrotère.....	54
1.3	Evaluation des charges : .....	55
1.4	L'action des forces horizontales ( $F_p$ ) : .....	55
1.5	Calcul d'efforts.....	56
1.6	Ferraillage de la section de l'acrotère .....	56
1.7	Vérification de la section d'acier selon « BAEL 91 MODIFIÉ 99 » [4].....	57
1.7.1	Armatures de répartition .....	57
1.7.2	Vérification à L'E.L.S.....	58
1.7.3	Vérification des contraintes : .....	59
1.7.4	Vérification de l'effort tranchant .....	59
2.	Dimensionnement de la console du balcon .....	61
2.1	Introduction.....	61
2.2	Calcul des charges sollicitant le balcon .....	61
2.3	Dimensionnement de la console (par condition de la flèche) .....	62
3.	Escalier on béton armé .....	64
3.1	Introduction .....	64
3.2	Définition des éléments d'un escalier.....	64
3.3	Choix des dimensions .....	65

---

---

3.4	Evaluation des charges : .....	68
3.5	Calcul des armatures.....	70
3.5.1	Calcul des armatures volées 2 .....	70
3.5.2	Calcul des armatures (volée 1= volée 3) .....	73
4.	Calcul d'assemblage.....	78

## **CHAPITRE 5 : Etude dynamique**

1.	Introduction : .....	82
2.	Objectif de l'étude sismique :.....	82
3.	Critère de classification par le RPA99 version 2003 : .....	82
4.	Méthode d'analyse modale spectrale.....	83
5.	Modélisation .....	83
5.1	Nombre de modes à considérer .....	83
5.2	Analyse spectrale .....	83
6.	Résultats de l'analyse sismique .....	85
6.1	Modèle initial : .....	85
6.2	Modèle finale :.....	88
7.	Vérification de la structure :.....	91
7.1	Vérification de la période fondamentale.....	91
7.2	Vérification de la force sismique à la base .....	91
7.3	Vérification des déplacements latéraux inter étages :.....	93
7.4	Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ (les effets du second ordre).....	94
8.	Justification du choix du coefficient de comportement « R » .....	95
9.	Prise en compte de l'effet de la Torsion Additionnelle :.....	95

## **CHAPITRE 6 : Vérification des éléments de l'ossature**

1.	Introduction : .....	96
2.	Vérification des poteaux :.....	97
2.1	Vérification des poteaux vis-à-vis le flambement :.....	97
2.1.1	Les étapes de vérification du flambement : .....	97
2.1.2	La longueur de flambement :.....	98
2.1.1	Les vérifications :.....	101
2.2	Vérification des poteaux vis-à-vis le déversement : .....	102
2.2.1	Combinaisons des charges : .....	102
2.2.2	Étapes de vérification de déversement :.....	103
2.2.3	Les vérifications :.....	103
3.	Vérification de poutre principale :.....	103
3.1	Poutre principale (plancher courant) :.....	103
3.2	Poutre principale (plancher terrasse accessible) : .....	104
3.3	Poutre principale (plancher terrasse inaccessible) : .....	104
4.	Vérification de poutre secondaire :.....	104
4.1	Poutre secondaire (plancher terrasse accessible) :.....	105
5.	Vérification des palées triangulées :.....	105

---



---

## CHAPITRE7 : Calcul des assemblages

1. Les assemblages : .....	109
2. Assemblage solive – poutre maitresse.....	111
2.1 Le choix des boulons : .....	111
2.2 Disposition constructive des boulons : .....	111
2.3 Vérification de la résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement : .....	112
2.4 Vérification de la pression diamétrale.....	112
3. Assemblage Poteau –Poutre (HEB400-IPE400) selon [EC-3].....	113
Efforts sollicitant.....	113
3.1 Calcul de la soudure poutre IPE400 .....	114
3.1.1 Calcul de l'épaisseur du cordon sur la semelle selon [EC-3].....	114
3.1.2 Calcul de l'épaisseur du cordon sur Semelle .....	114
3.1.3 Calcul de l'épaisseur du cordon sur L'âme.....	114
3.1.4 Vérification de la soudure .....	114
3.2 Vérification le moment et l'effort Normal (M et N).....	115
3.3 Vérification l'effort tranchant et l'effort Normal (V et N) .....	115
3.4 Vérification des boulons HR.....	115
3.4.1 Choix de diamètre du boulon .....	115
3.4.2 Disposition constructives .....	116
3.4.3 Distance entre axe des boulons .....	116
3.4.4 Position de l'axe neutre .....	116
3.5 Moment résistant effectif de l'assemblage .....	117
3.6 Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant .....	117
3.7 Résistance de l'âme du poteau en traction.....	118
3.8 Résistance de l'âme de poteau en compression (non raidie) .....	119
3.9 Résistance de l'âme de poteau au cisaillement.....	119
4. Assemblages des diagonales de stabilité .....	120
4.1. Résistance d'un boulon au cisaillement par plan de cisaillement.....	121
4.2. Vérification de la pression diamétrale .....	122
4.3. Assemblage Gousse-membrure .....	122
4.3.1 Vérification du cordon AB.....	122
4.3.2 Vérification du cordon AC.....	122

## CHAPITRE 8 : Etude D'infrastructure

1. Pré dimensionnement des éléments de sous-sols .....	124
1.1 Dalle pleine : .....	124
1.2 Poutre principale (porteuse) : .....	125
1.3 Poutre secondaire : .....	125
1.4 Poteaux : .....	126
2. Ferrailage des éléments du sous –sol .....	129
2.1 les poteaux : .....	129
3. Les voiles périphériques : .....	133
4. Les fondations : .....	137
4.1 Introduction : .....	137

---

---

4.2	Choix de fondation : .....	137
4.3	Fondation superficielle .....	138
4.3.1	Introduction : .....	138
4.4	Dimensionnement des fondations superficielles :.....	139
	<b>Conclusion générale</b>	140
	<b>Liste des références</b>	
	<b>Annexes</b>	

---

---

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1. 1: Caractéristique des nuances d'acier.....	4
Tableau 2. 1: Définition catégorie de terrain.....	9
Tableau 2. 2: Valeurs des pressions dynamiques pour V1 et V2.....	11
Tableau 2. 3: Valeurs des pressions dynamiques pour V3 et V4.....	12
Tableau 2. 4: Valeurs des pressions dynamiques pour V5. ....	12
Tableau 2. 5: Valeurs de $c_{pe}$ pour les parois verticales - direction V1 du vent. ....	13
Tableau 2. 6: Valeurs de $c_{pe}$ pour les parois verticales - direction V3 et V4 du vent.....	14
Tableau 2. 7: Valeurs de $c_{pe}$ pour les parois verticales - direction V5 du vent. ....	15
Tableau 2. 8: Les valeurs des pressions $W_j(N/m^2)$ (V1 et V2).....	18
Tableau 2. 9: Les valeurs des pressions $W_j(N/m^2)$ (V3 et V4) au H=16,46m.....	18
Tableau 2. 10: Les valeurs des pressions $W_j(N/m^2)$ (V3 et V4) au H=22,44m.....	18
Tableau 2. 11: Les valeurs des pressions $W_j(N/m^2)$ (V5) au H=10,72m.....	19
Tableau 2. 12: Les valeurs des pressions $W_j(N/m^2)$ (V5) au H=11,72 m.....	19
Tableau 2. 13: Les valeurs des pressions $W_j(N/m^2)$ (V5) au H=22,44 m.....	19
Tableau 2. 14: Valeurs de $c_{pe}$ pour les toitures plates.....	20
Tableau 2. 15: Les valeurs des pressions $W_j(N/m^2)$ V1 et V2.....	20
Tableau 2. 16: Les valeurs des pressions $W_j(N/m^2)$ V3 et V4.....	21
Tableau 2. 17: Les valeurs des pressions $W_j(N/m^2)$ V1 et V2.....	21
Tableau 2. 18: Les valeurs des pressions $W_j(N/m^2)$ V3 et V4.....	22
Tableau 3. 1: Charge permanente d'un plancher terrasse inaccessible.....	24
Tableau 3. 2: Charge permanente d'un plancher terrasse accessible.....	24
Tableau 3. 3: Charge permanente d'un plancher courant bureau. ....	25
Tableau 3. 4: Caractéristiques du profilé. IPE160.....	26
Tableau 3. 5: les vérifications de la phase finale de solive (plancher terrasse accessible). .	34
Tableau 3. 6: les vérifications de la phase finale de solive (plancher terrasse accessible). .	36
Tableau 3. 7: Caractéristiques du profilé IPE 400.....	37
Tableau 3. 8: Valeurs de réactions $R_{ult}$ & $R_{ser}$ . ....	40
Tableau 3. 9: Valeurs de réactions $R_{ult}$ & $R_{ser}$ . ....	45
Tableau 3. 10: les vérifications de la phase finale de poutre.P. (plancher terrasse accessible).....	46
Tableau 3. 11: Valeurs de réactions $R_{ult}$ & $R_{ser}$ . ....	46
Tableau 3. 12: les vérifications de la phase finale de poutre.P. (plancher terrasse accessible).....	47
Tableau 3. 13: La charge d'exploitation.....	49
Tableau 3. 14: La descente des charges (les poteaux centraux). ....	50
Tableau 3. 15: caractéristiques du profilé HEB240.....	50
Tableau 3. 16: Les efforts normaux, les profilés des poteaux. ....	51
Tableau 3. 17: caractéristiques de l'élément Poteau et poutre.....	52
Tableau 3. 18: Vérification de flambement des poteaux de tous les niveaux.....	52
Tableau 3. 19: caractéristiques du profilé HEB260.....	53

---

---

Tableau 4. 1: Charge permanente d'un Balcon.....	61
Tableau 4. 2: Charge permanente d'un palier.....	68
Tableau 4. 3: Charge permanente d'une volée.....	69
Tableau 4. 4: Charges à l'ELU et l'ELS.....	69
Tableau 4. 5: Calcul du ferrailage.....	74
Tableau 5. 1: Période et participation massique du modèle initial.....	86
Tableau 5. 2: Période et participation massique du modèle final.....	89
Tableau 5. 3: Comparaison de la force sismique calculé par les deux méthodes.....	93
Tableau 5. 4: vérification des déplacements inter étages dans le sens X et Y du modèle finale.....	94
Tableau 5. 5: Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ (les effets du second ordre).....	95
Tableau 6. 1: Calcul de la longueur de flambement.....	99
Tableau 6. 2: La valeur de $X_{min}$ .....	100
Tableau 6. 3: Les valeur de $K_y$ et $K_z$ .....	100
Tableau 6. 4: Efforts internes des poteaux sous N max.....	101
Tableau 6. 5: Vérifications au flambement par flexion.....	101
Tableau 6. 6: Efforts internes des poteaux sous $M_y^{max}$ .....	101
Tableau 6. 7: Vérification au flambement par flexion.....	102
Tableau 6. 8: Efforts internes des poteaux sous $M_z^{max}$ .....	102
Tableau 6. 9: Vérification au flambement par flexion.....	102
Tableau 6. 10: Vérification de la résistance à la flexion et l'effort tranchant.....	103
Tableau 6. 11: Vérification de la résistance à la flexion et l'effort tranchant.....	104
Tableau 6. 12: Vérification de la résistance à la flexion et de l'effort tranchant.....	104
Tableau 6. 13: Vérification de la résistance à la flexion et l'effort tranchant.....	105
Tableau 6. 14: Vérification de la résistance à la flexion et l'effort tranchant.....	105
Tableau 7. 1: Caractéristiques des boulons.....	109
Tableau 7. 2: Diamètres des trous.....	110
Tableau 7. 3: Les caractéristiques du profilé (HEB400, IPE400).....	113
Tableau 8. 1: ferrailage de poteau.....	130
Tableau 8. 2: vérification à l'état limite de service.....	130
Tableau 8. 3: Vérification de la contrainte de cisaillement.....	131
Tableau 8. 4: Espacement maximums selon RPA 99.....	132
Tableau 8. 5: choix des armatures transversales pour les poteaux.....	132
Tableau 8. 6: Résultats des charges.....	134
Tableau 8. 7: Calcul des moments a ELU.....	135
Tableau 8. 8: Ferrailage de voile périphérique.....	135
Tableau 8. 9: Résultat de Ferrailage de voile périphérique.....	136

---

---

## LISTE DES FIGURES

Figure 1. 1: Diagramme Contraintes-Déformations de l'acier à L'E.L. U .....	6
Figure 1. 2: schéma de plancher .....	7
Figure 2. 1: représente la direction de vent.....	11
Figure 2. 2: Valeur de $C_{pe}$ pour les parois verticales-direction V1 du vent.....	14
Figure 2. 3: Valeur de $C_{pe}$ pour les parois verticales-direction V3 du vent.....	15
Figure 2. 4: Valeur de $C_{pe}$ pour les parois verticales-direction V5 du vent.....	16
Figure 2. 5: coefficient de pression intérieure applicable pour des ouvertures uniformément réparties.....	16
Figure 2. 6: représente la direction de vent pour les toitures plates (1) .....	20
Figure 2. 7: représente la direction de vent pour les toitures plates (2). .....	21
Figure 3. 1: Représentation du plancher collaborant. ....	23
Figure 3. 2: Représentation de la plus grande dalle. ....	23
Figure 3. 3: schéma statique de la solive. ....	25
Figure 3. 4: Largeur participante de la dalle. ....	29
Figure 3. 5: Schéma statique de la poutre. ....	36
Figure 3. 6: Schéma statique de la poutre. ....	37
Figure 3. 7: Largeur participante de la dalle. ....	40
Figure 3. 8: Le poteau le plus sollicité. ....	48
Figure 4. 1: Dimensions de l'acrotère. ....	54
Figure 4. 2: Diagrammes des efforts à l'ELU. ....	56
Figure 4. 3: Coupe horizontale d'un acrotère. ....	56
Figure 4. 4: position de centre de pression. ....	58
Figure 4. 5: schéma de ferrailage de l'acrotère transversal. ....	60
Figure 4. 6: schéma de ferrailage de l'acrotère longitudinal. ....	60
Figure 4. 7: Schéma statistique du consol.....	61
Figure 4. 8: Dimensions de l'escalier .....	64
Figure 4. 9: Schéma statique de l'escalier .....	65
Figure 4. 10: Schéma statique de volée 2. ....	66
Figure 4. 11: Schéma statique de volée 1 et volée 3.....	67
Figure 4. 12: Schéma statique de l'escalier volée 2. ....	70
Figure 4. 13: ferrailage de volée 2. ....	73
Figure 4. 14: relier de l'armateur sur les consoles. ....	73
Figure 4. 15: Schéma statique de l'escalier volée 1 et 3. ....	73
Figure 4. 16: ferrailage de volée 3. ....	76
Figure 4. 17: les relier de l'armateur sur les poutres et les solives. ....	76
Figure 4. 18: Schéma statistique du consol.....	77
Figure 4. 19: Connexion de la console avec le poteau.....	78
Figure 4. 20: Ferrailage poutre console d'escalier.....	80

---

---

Figure 5. 1: Spectre de réponse suivant X .....	85
Figure 5. 2: Spectre de réponse suivant Y .....	85
Figure 5. 3: distribution des contreventements du modèle initiale .....	86
Figure 5. 4: Mode 1 du modèle initial .....	87
Figure 5. 5: Mode 2 du modèle initial .....	87
Figure 5. 6: Mode 3 du modèle initial .....	87
Figure 5. 7: Disposition des contreventements du modèle finale.....	88
Figure 5. 8: 1er mode translation parallèle a Y-Y du modèle finale.....	90
Figure 5. 9: 2éme mode translation parallèle a X-X du modèle finale.....	90
Figure 5. 10: 3éme mode de torsion autour de l'axe Z du modèle finale. ....	90
Figure 6. 1: Phénomène de flambement. ....	96
Figure 6. 2: Phénomènes de déversement.....	97
Figure 6. 3: La rigidité du poteau concerné. ....	98
Figure 6. 4: Contreventement croix de saint André.....	106
Figure 6. 5: Contreventement V inversé.....	107
Figure 7. 1: Assemblage solive – poutre.....	111
Figure 7. 2: Assemblage poteau – poutre. ....	113
Figure 7. 3: Assemblage soudé poutres –platine. ....	114
Figure 7. 4: L'attache de la diagonale UPN (220) avec le poteau HEB500. ....	120
Figure 8. 1: le panneau le plus sollicité de la dalle pleine. ....	124
Figure 8. 2: la surface retenue par le poteau le plus sollicité.....	126
Figure 8. 3: Schéma de ferrailage du poteau .....	133
Figure 8. 4: ferrailage du voile périphérique sens X-X .....	137
Figure 8. 5: ferrailage du voile périphérique sens Y-Y .....	137
Figure 8. 6: charges et réactions sur les fondations. ....	138
Figure 8. 7: Les différents types de fondations superficielles. ....	139

---

## LISTE DES SYMBOLES

- $A$ : La section brute d'une section.
- $A_{net}$ : Section nette d'une pièce.
- $A_w$ : Section de l'âme.
- $A_v$ : Aire de cisaillement.
- $b_f$ : La largeur de la solive.
- $C_f$ : Coefficient de force.
- $C_t$ : Coefficient de topographie.
- $C_r$ : Coefficient de rugosité.
- $C_{p,net}$ : Coefficient de pression nette.
- $C_e$ : Coefficient d'exposition.
- $C_d$ : Coefficient dynamique.
- $E$ : Modulus d'élasticité longitudinale de l'acier.
- $I_v(z)$ : Intensité de la turbulence.
- $K$ : Coefficient d'encastrement ou de rigidité Poutre-Poteau.
- $K_0$ : Coefficient de flambement.
- $K_t$ : Facteur de terrain.
- $M_{sd}$ : Moment sollicitant en générale.
- $M$ : Moment fléchissant.
- $M_{rd}$ : Moment résistant.
- $M_{pl}$ : Moment plastique.
- $M_{cr}$ : Moment critique.
- $M_{b, Rd}$ : Valeur de calcul de la résistance au déversement.
- $N_{pl, Rd}$ : Valeur de calcul de la résistance plastique de la section transversale brute.
- $N_{b, Rd}$ : Valeur de calcul d'un élément comprimé au flambement.
- $N_{sd}$ : Effort normal sollicitant.
- $N_{t, Sd}$ : Effort normal de traction.
- $N_{pl}$ : Effort normal plastique.
- $N_{c, Rd}$ : La résistance de calcul à la compression de la section transversale.
- $n$ : Le coefficient d'équivalence acier/béton.
- $P_k$ : Poids total de la structure.
- $q_p(z_e)$ : Pression dynamique de pointe.
- $R$ : Coefficient de comportement de la structure.
- $S$ : Surface.
- $S$ : Charge de la neige.
- $S_k$ : Charge de la neige sur le sol.
- $V_{sd}$ : Valeur de calcul de l'effort tranchant sollicitant.
- $V_{pl, Rd}$ : Valeur de calcul de la résistance plastique au cisaillement.
- $W$ : Pression aérodynamique.
- $W(z_j)$ : Pression dynamique.
- $W_e$ : Pression extérieure exercée sur la surface élémentaire de la hauteur  $z_e$ .
- $W_i$ : Pression intérieure exercée sur la surface élémentaire de la hauteur  $z_e$ .
- $W_{pl}$ : Module de résistance plastique.
- $W_{el}$ : Module de résistance élastique.
- $d$ : Diamètre d'une section circulaire.
- $f_y$ : Limite d'élasticité.
- $f_u$ : Résistance à la traction.

- $f_{bu}$ : Contrainte admissible de compression à l'état limite ultime.
- $H$ : Hauteur d'une pièce.
- $d$ : Diamètre d'une section circulaire.
- $r$ : Rayon d'une section circulaire.
- $d$ : Diamètre d'une section circulaire.
- $t$ : Epaisseur d'une pièce.
- $t_f$ : Epaisseur de la semelle ( poutre ,solive ,poteau).
- $t_w$ : Epaisseur de l'âme ( poutre ,solive , poteau).
- $Z$ : Hauteur au-dessus du sol.
- $Z_0$ : Paramètre de rugosité.
- $Z_{\text{éq}}$ : Hauteur équivalente
- $Z_{\text{min}}$ : Hauteur minimale.
- $\alpha$ : Coefficient du système statique et de la travée étudiée.
- $x$ : Coefficient de réduction pour le mode de flambement ou déversement approprié.
- $\beta$ : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.
- $\beta_m$ : Facteur de corrélation.
- $\gamma$ : Coefficient partiel de sécurité.
- $\gamma_{m0}$ : Coefficient partiel de sécurité pour les sections de classe (1,2,3).
- $\gamma_{m1}$ : Coefficient partiel de sécurité pour les sections de classe(4).
- $\gamma_{m2}$ : Coefficient partiel de sécurité pour les sections nettes au droit des trous.
- $A_s$ : Aire d'une section d'acier.
- $A_t$ : Section d'armatures transversales.
- $B$ : Aire d'une section transversale de béton.
- $\emptyset$ : Diamètre des armatures, mode propre.
- $Q$ : Charge d'exploitation.
- $\gamma_s$ : Coefficient de sécurité de calcul d'acier.
- $\gamma_b$ : Coefficient de sécurité de calcul de béton.
- $\sigma_s$ : Contrainte de traction de l'acier.
- $\sigma_s$ : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$ : Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_b$ : Contrainte de compression admissible du béton.
- $r_u$ : Contrainte ultime de cisaillement
- $r$ : Contrainte tangentielle.
- $G$ : Charge permanente.
- $\xi$ : Déformation relative.
- $V_0$ : Effort tranchant à la base.
- E.L.U: Etat limite ultime.
- E.L.S: Etat limite service.
- $N_{\text{ser}}$ : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- $N_u$ : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- $T_u$ : Effort tranchant ultime.
- $T$ : Effort tranchant, Période.
- $S_t$ : Espacement
- $\lambda$ : Elancement.
- $F$ : Force concentrée.
- $f$ : Flèche.



- $\bar{f}$ : Flèche admissible.
- L: Longueur ou portée d'un élément.
- $L_f$ : Longueur de flambement.
- d : Hauteur utile de calcul
- $F_c$ : 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 à la base.
- I: Moment d'inertie.
- $f_i$ :Flèche due aux charges instantanées.
- $f_v$ :Flèche due aux charges de longue durée.
- $I_{fi}$ :Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- $I_{fv}$ :Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
- 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.
- $\delta$ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
- Y:Position de l'axe neutre.
- $I_0$ :Moment d'inertie de la section totale homogène.
- $\delta_{ek}$ :déplacement dû aux forces sismique.

## Introduction générale

Dans le cadre de la formation en master 2 spécialisé génies civil à l'université Saad Dahleb à Blida, un projet de fin d'étude doit être réalisé. Notre projet est effectué au sein du bureau d'étude Berep. Il s'agit d'un bâtiment administratif (R+4) avec sous-sol conformément aux règlements de calcul. Ce travail sera mené selon les chapitres suivants :

- Le premier chapitre consiste une présentation complète du projet à étudier, les définitions de ses différents éléments et le choix des matériaux
- Le deuxième chapitre on s'intéresse à l'étude climatique qui peut avoir un impact sur le comportement de notre structure
- Le troisième chapitre sera sur le pré-dimensionnement des éléments
- Structuraux (poutres, poteaux, planchers)
- Le quatrième chapitre sera sur le calcul des éléments non structuraux (acrotère, escalier)
- Le cinquième chapitre nous avons étudié le comportement de la structure vis-à-vis le séisme, cette étude a été réalisé à l'aide de logiciel Robot par la méthode modale spectrale, selon le règlement « RPA99 version 2003 »
- Le sixième et le septième chapitre traitent les vérifications des éléments porteurs et secondaires ensuite au dimensionnement et vérifications de la résistance des assemblages des différents éléments de la structure
- Et à la fin nous avons le huitième chapitre qui traite des éléments de sous-sol, leurs dimensionnements, ferrailages et vérification ainsi des généralités sur les fondations superficielles
- On termine le travail par une conclusion générale

## **1. Introduction**

La construction métallique est définie par la réalisation en métal, elle engendre plusieurs axes à savoir : bâtiments industriels et structures métalliques dans les stations pétrolières, tours, poutres de ponts, grues à tours, pylônes, chaudronnerie (réservoirs, cuves, bacs, trémies, silos, citernes, pipes, cigares ....etc.)

On utilise le métal car il présente une bonne élasticité et permet aux structures de mieux s'adapter aux actions extérieures.

Vue la rapidité dans la réalisation, on utilise l'acier pour les logements d'astreinte, chalets de plus on peut récupérer l'acier utilisé de certaines constructions

L'acier résiste mal au feu et à la corrosion, on doit penser à sa protection.

Nous étions appelés à établir l'étude d'un projet en R+4 à usage de bureaux en charpente métallique.

L'étude consiste à déterminer l'ensemble des éléments (profilés) qui composent la structure métallique en tenant compte de la nature du site ainsi que les règlements utilisés (RNV. Version 2013 ; D.T.R-BC-2.2 ; C.C.M.97 ; BAEL.91 ; RPA99/version 2003) ainsi que les documents de la résistance des matériaux en choisissant l'acier S275 (Fe 430).

## **2. Présentation de l'ouvrage**

L'ouvrage est un bloc administratif en charpente métallique à usage bureau, cette structure est composée d'un (RDC +4 étages) + sous-sol qui inclut un parking. Ce projet se situe à Hydra Wilaya d'Alger dont l'altitude est de : 133m.

### **2.1 Implantation**

Cette structure est implantée dans la région de Hydra W- d'Alger, qui est définie dans le règlement Neige et Vent (version 2013) :

- **Neige : zone B**
- **Vent : zone I**
- **Séisme**

Selon le règlement RPA (Version 2003), le site se trouve en zone III (Forte sismicité).

### **2.2 Données géométriques de l'ouvrage**

#### **Dimensions en élévation :**

Hauteur totale du bloc : 22 ,44m

Hauteur du sous-sol : 3,74m

Hauteurs des étages courants : 3,74m (nombre 4)

Dernier bloc : 3,74m

### **Dimensions en plan :**

- **Sous-sol**

Longueur totale L (sens longitudinal) : 59,16 m

Largeur totale l (sens transversal) : 14,96 m

- **RDC**

Longueur totale L (sens longitudinal) : 59,20 m

Largeur totale l (sens transversal) : 18,70 m

- **1<sup>er</sup>; 2<sup>er</sup>; 3<sup>er</sup> et 4<sup>em</sup> étage**

Longueur totale L (sens longitudinal) : 53,55 m

Largeur totale l (sens transversal) : 18,70 m

- **Dernier bloc**

Longueur totale L (sens longitudinal) : 12,7 m

Largeur totale l (sens transversal) : 13,85 m

### **2.3 Règlements utilisés**

L'étude de ce projet est basée sur les règlements suivants :

- CCM 97 : règles de calcul des constructions en acier, pour le dimensionnement et vérification des éléments de la structure.
- L'Euro code 3 (EC3) : Calcul des structures en acier.
- L'Euro code 4 (EC4) : Calcul des structures mixte.
- RPA 99 version 2003 : règles parasismiques algériennes pour l'étude sismique.
- RNV 2013 : Règlement neige et vent algériens.
- BAEL : Béton arme aux états limites.

### **2.4 Logiciels utilisés**

Autodesk Robot structural analyses Professional 2020 : pour le calcul et la vérification de l'ossature.

### 3. Matériaux utilisés

#### 3.1 Acier

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

- **Acier de charpente métallique**

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

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

**Tableau 1. 1:** Caractéristique des nuances d'acier.

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

Dans notre projet, on utilise l'acier Fe 430 dont les caractéristiques sont les suivantes :

Nuance d'acier	S275
La limite élastique	$F_y = 275$ Mpa
La résistance à la traction	$F_u = 430$ Mpa
Masse volumique de l'acier	$\rho = 7\,850$ kg/m <sup>3</sup>
Module d'élasticité longitudinale	$E = 2,1 \times 10^5$ Mpa
Module d'élasticité transversale	$G = 8,1 \times 10^4$ Mpa
Coefficient de poisson	$\mu = 0.3$

- **Aciers de béton**

Haute adhérence (H.A) : FeE400 ET Fe500.

Pour ferrailer les planchers et escalier on a utilisé des barres de type HA ont les caractéristiques suivantes :

Nuance d'acier	E400
La limite élastique	$f_e = 400$ Mpa
La densité volumique	$\rho = 7\,850$ kg/m <sup>3</sup>
Module d'élasticité longitudinale	$E = 2,1 \times 10^5$ Mpa

### 3.2 Béton

Le béton est un matériau de construction issu du mélange d'un mortier et de gravier. La composition du béton se fera selon la granulométrie des agrégats utilisés.

Classes de résistance du béton	C25/30
La résistance à la compression	$F_{c28} = 25 \text{ Mpa}$
La résistance à la traction	$F_{t28} = 2,6 \text{ Mpa}$
Masse volumique de Béton	$\rho = 2\,500 \text{ kg/m}^3$
Module sécant d'élasticité	$E_{cm} = 30\,500 \text{ Mpa}$
Coefficient de retrait	$\varepsilon = 2 \times 10^{-4} \text{ Mpa}$
Coefficient d'équivalence	$n = 13,77$

### 3.3 Résistance de béton

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

$$f_{ub} = \frac{0,85 \times F_{cj}}{\gamma_b}$$

**Avec :**

$\gamma_b = 1,5$  action durable

$\gamma_b = 1,15$  action accidentelle

- **Résistance caractéristique à la traction**

Elle est déterminée par plusieurs essais et est désignée par  $f_{t28}$ . On peut citer :

Traction directe.

Traction par fendage.

Traction par flexion.

La résistance caractéristique à la traction est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \text{ (MPa)}$$

- **Coefficient de Poisson**

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

$$\nu = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}}$$

$\nu = 0$  béton fissuré à l'ELU.

$\nu = 0.2$  béton non fissuré à l'ELS.

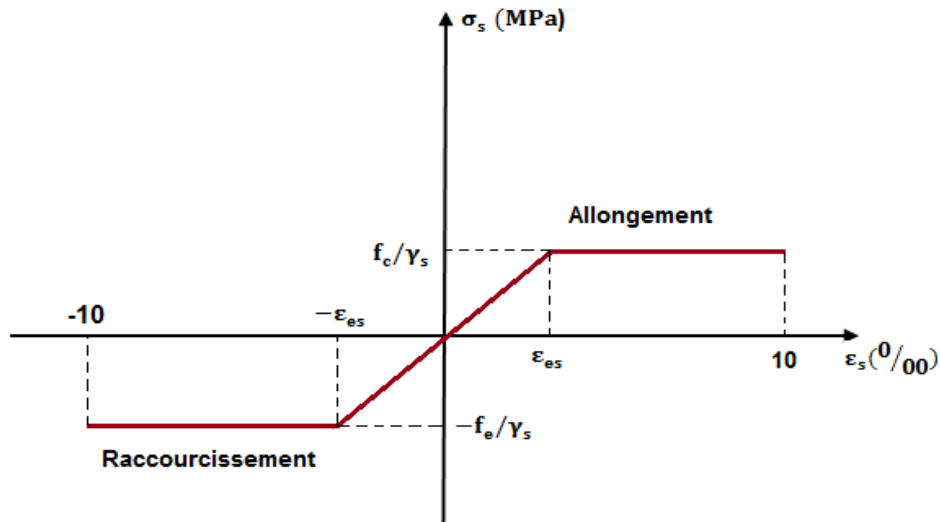
- **Contraintes limites :**

- **Etat limite ultime :**

La contrainte admissible à l'ELU a pour valeur :

En cas de situations accidentelles  $\longrightarrow \sigma_{st} = 400 \text{ Mpa}$

En cas de situations normales  $\longrightarrow \sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$



**Figure 1. 1:** Diagramme Contraintes-Déformations de l'acier à L'E.L. U

- **Etat limite de service :**

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

Fissuration peu nuisible : pas de limitation.

Fissuration préjudiciable :  $\sigma \leq \sigma_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right)$

Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq \sigma_{bc} = \min\left(\frac{1}{2}f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right)$

**Avec :**

$\eta$  = Coefficient de fissuration

$\eta = 1 \longrightarrow$  Pour l'acier rond lisse

$\eta = 1,6 \longrightarrow$  Pour l'acier HA

## 4. Système constructif de bâtiment

### 4.1 Structure en charpente métallique classique

#### ▪ Type de structure

La structure faisant l'objet de notre étude, est composée principalement de poutres et de poteaux (portiques en charpente métallique), et contreventements par des palées triangulées en (X) et (Y).

#### ▪ Assemblages

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

Boulons à haute résistance.

- Pour les soudures, les caractéristiques mécaniques des électrodes ou fil fourré sont ou moins équivalente à celles des nuances d'acier utilisées.

#### ▪ Les Planchers

Les planchers de type collaborant, sont constitués :

- D'une dalle en béton armé coulée sur place
- De poutrelles métalliques (solives), espacée de 1,5m reposant sur des poutres principales
- D'un bac en acier de type « HI-BOND 55 » servant au coffrage perdu et comme armature de la dalle
- Treillis soudés  $\varnothing 6$
- Goujons en rond

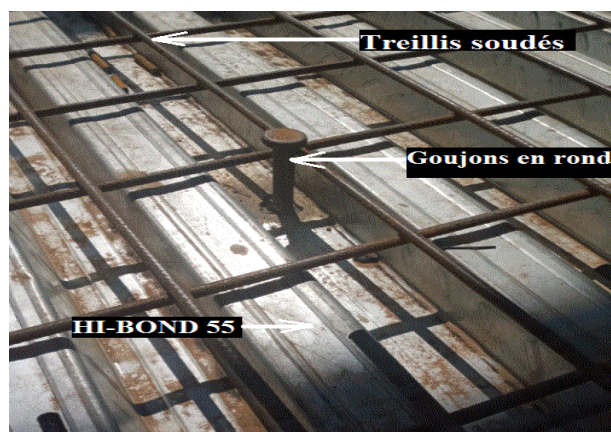


Figure 1. 2: schéma de plancher



## 1. Introduction

L'étude climatique est l'estimation de l'action du vent et de la neige qui seront éventuellement appliquées à notre ouvrage, ainsi que les effets thermiques

Le calcul sera mené conformément au règlement neige et vent version 2013, Ce document technique réglementaire (DTR) fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent et de la neige sur l'ensemble d'une construction et sur ses différentes parties et s'applique aux constructions dont la hauteur est inférieure à 200m.

## 2. Etude de la neige

Le calcul de la surcharge climatique de la neige est en fonction de la localisation géographique et de l'altitude du lieu.

La charge caractéristique de la neige par unité de surface est donnée par la formule suivante :

$$S = u \times S_K \quad (\text{Kn/m}^2)$$

**Avec :**

S : en (Kn/m<sup>2</sup>) La charge caractéristique de la neige par unité de surface

$\mu$  : Coefficient d'ajustement des charges, fonction de la forme de la toiture appelé coefficient de forme.

$S_K$ : en (Kn/m<sup>2</sup>) La charge de neige sur le sol, fonction de l'altitude et de la zone de neige (annexe 1)

### 2.1 La charge de la neige sur le sol (Partie 1 §4. Page 21) [1]

Notre projet se situe à la commune de Hydra wilaya « d'Alger classée en Zone B;

Groupe 2 »

L'altitude  $H = 133\text{m}$ .

$$\text{Zone B} \quad S_K = \frac{(0,04 \times H) + 10}{100}$$

Application numérique :  $H=133\text{m}$

$$S_K = \frac{(0,04 \times 133) + 10}{100} = 0,153 \text{ Kn/m}^2$$

$$S_K = 0,153 \text{ Kn/m}^2$$

### 2.2 Charge de la neige sur les toitures (Parte3.1 page 18) [1]

La charge caractéristique de neige « S » par unité de surface en projection horizontale de toitures ou d'autre surface soumise à l'accumulation de la neige s'obtient par la formule

s suivante :  $S = \mu \times S_K$  [Kn/m<sup>2</sup>]

**Avec :**

$\mu = 0,8$  (RNV page 17)

$S = 0,8 \times 0,153 = 0,122$  Kn/m<sup>2</sup>

**S = 0,122Kn/m<sup>2</sup>**

### 3. Etude de vent

#### 3.1 Introduction

Scientifiquement le vent est un phénomène naturel résultant du mouvement de l'aire de la zone à pression élevée vers la zone à faible pression.

Il imprime sur les des actions extérieures et intérieures (pression et dépression) agissant normalement aux parois considérées.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

- La direction
- L'intensité
- La région
- Le site d'implantation de la structure et son environnement
- La forme géométrique et les ouvertures de la structure

#### 3.2 Principes du DTR RNV (version 2013)

Le règlement impose d'étudier le vent dans toutes les directions de la structure.

Le bâtiment à étudier est considéré de forme rectangulaire, donc l'étude selon deux directions

#### 3.3 Donnés relative au site

##### 3.3.1 Facteurs de site

**Catégorie de terrain (Chape.2 tab.2.4 page 53) [1]:**

Le bâtiment est implanté dans milieu urbain. Le terrain est de catégorie IV (Zones dont moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15m).

**Tableau 2. 1:** Définition catégorie de terrain.

Catégories de terrain	$K_t$	$Z_0$ (m)	$Z_{min}$ (m)	$\epsilon$
Zone IV	0,234	1	10	0,67

### 3.3.2 Zone du vent

Le site d'implantation se trouve dans la wilaya D'Alger. Donc, on est dans la zone I du vent, d'où :  $q_{ref} = 375 \text{ n/m}$

$$V_{ref} = 25 \text{ (m/s)}$$

### 3.4 Pression dynamique de pointe :(Chap.2 §2.3 page 50) [1]

La pression dynamique de pointe  $q_p(z_e)$  est donnée par

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

### 3.5 Coefficient d'exposition: $C_e(z_e)$ : (Chap.2 §2.3 page 51) [1]

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.

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

**Avec :**

$[C_t]$  : Coefficient de topographie.

$[C_r]$  : Coefficient de rugosité.

$[Z \text{ (m)}]$  : Hauteur considérée.

$[I_v(z)]$  : L'intensité de la turbulence.

#### 3.5.1 Coefficient de rugosité : (Chap.2 §2.4.4 page 53) [1]

Le coefficient de rugosité  $C_r(z)$  traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. Il est défini la loi logarithmique (logarithme népérien) :

- $C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \longrightarrow$  Pour  $Z_{min} \leq Z \leq 200 \text{ m}$
- $C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{Z_{min}}{Z_0}\right) \longrightarrow$  Pour  $Z < Z_{min}$

**Avec :**

$[K_t]$  : Facteur de terrain.

$[Z_0 \text{ (m)}]$ : Paramètre de rugosité.

$[Z_{min} \text{ (m)}]$  : Hauteur minimal.

#### Coefficient topographique : (Chap.2 §2.4.3 tableau 2.3 page 52) [1]

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.

$$C_t(z) = 1 \text{ (site plat)} \longrightarrow \text{Pour } \phi < 0.05 ; \text{ tel que } \phi = H/L_M$$

### 3.5.2 Intensité de turbulence : (Chap.2 §2.4.6 page 57) [1]

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 (2.5) :

$$\begin{cases} I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{z}{Z_0}\right)} & \longrightarrow \text{Pour } Z_{\min} > z \\ I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{Z_{\min}}{Z_0}\right)} & \longrightarrow \text{Pour } Z_{\min} \leq z \end{cases}$$

Dans notre cas on a :  $I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{z}{Z_0}\right)} \longrightarrow \text{Pour } Z_{\min} > z$

**Calcul de la pression dynamique de point  $P_q$ [1]**

**Hauteur de référence  $Z_e$**

Les directions de vent représenté dans la figure ci-dessous :

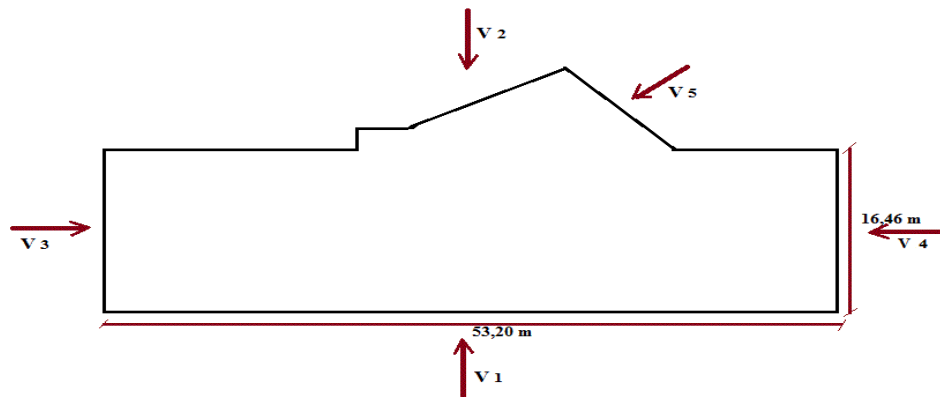


Figure 2. 1: représente la direction de vent.

**Pour la direction  $V_1$  et  $V_2$**

$b=53,20$  m

$h=22,44$  m

On a appliqué **1<sup>er</sup> cas (figure 2. 1) page51 [1]**

La hauteur de référence est :  $h \leq b$  Pour les murs au vent des constructions à parois verticales.

Tableau 2. 2: Valeurs des pressions dynamiques pour  $V_1$  et  $V_2$ .

Hauteur (m)	$Z = Z_e$	$C_r$	$C_t$	$I_v$	$C_e$	$q_p(Z_e)N/m^2$
0 à 22,44	22,44	0,746	1	0,321	1,807	677,62

**Pour la direction V<sub>3</sub> et V<sub>4</sub>**

b=16,46 m

h=22,44 m

On a appliqué **2<sup>er</sup> cas (figure 2. 1) p51 [1]**La hauteur de référence est :  $b \leq h \leq 2b$ **Tableau 2. 3:** Valeurs des pressions dynamiques pour V3 et V4.

Hauteur (m)	Z = Z <sub>e</sub>	C <sub>r</sub>	C <sub>t</sub>	I <sub>v</sub>	C <sub>e</sub>	q <sub>p</sub> (Z <sub>e</sub> )N/m <sup>2</sup>
<b>0 à 16,46</b>	16,46	0,672	1	0,357	1,580	592,5
<b>0 à 22,44</b>	22,44	0,746	1	0,321	1,807	677,62

**Pour la direction V<sub>5</sub>**

b=10,72 m

h=22,44 m

On a appliqué **3<sup>er</sup> cas (figure 2. 1) p51 [1]**La hauteur de référence est :  $b \leq h$ **Tableau 2. 4:** Valeurs des pressions dynamiques pour V5.

Hauteur (m)	Z = Z <sub>e</sub>	C <sub>r</sub>	C <sub>t</sub>	I <sub>v</sub>	C <sub>e</sub>	q <sub>p</sub> (Z <sub>e</sub> )N/m <sup>2</sup>
<b>0 à 10,72</b>	10,72	0,569	1	0,421	1,277	478 ,87
<b>0 à 11,72</b>	11,72	0,590	1	0,406	1,337	501,37
<b>0 à 22,44</b>	22,44	0,746	1	0,321	1,807	677,62

**3.6 Le coefficient dynamique Cd : (Chap.3 §3.1) p62 [2]**

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

**3.7 Calcul de la pression due au vent : (Chap.2 §2.5.2) p57 [1]**

Détermination de la pression aérodynamique : La pression dynamique W(Z<sub>j</sub>) [N/m<sup>2</sup>]

(Agissant sur une paroi est obtenue à l'aide de la formule suivante :

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

- Détermination de coefficient de pression : (Chap.2 §5.1.1.2) p80 [1]

- Calcul des coefficients de pressions extérieures  $C_{pe}$

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

$$C_{pe} = C_{pe.1} \longrightarrow \text{si } S \leq 1\text{m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe.1} + (C_{pe.10} + C_{pe.1}) \times \log_{10}(S) \longrightarrow \text{si } 1\text{m}^2 < S < 10\text{m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe.10} \longrightarrow \text{si } S \geq 10\text{m}^2$$

$$\text{Notre cas : } S \geq 10\text{m}^2 \longrightarrow \text{donc: } C_{pe} = C_{pe.10}$$

- Pour la paroi verticale

### La direction du vent V1 et V2

Sur la façade latérale

<b>h=22,44 m</b>	<b>b=53,20m</b>	<b>d=16,46 m</b>
------------------	-----------------	------------------

On a :  $e = \min(b, 2h)$

$\longrightarrow$

Zone A'	Zone B'
$\frac{e}{5} = \frac{44,88}{5} = 8,976\text{m}$	$16,46 - 8,976 = 7,484\text{m}$
$e = \min(b ; 2h) = \min(53,20; 2 \times 22,44) = 44,88 \text{ m}$	$e = 44,88\text{m}$

Les valeurs du coefficient de pression extérieure représente pore la tablee ci-dessous :

**Tableau 2. 5:** Valeurs de  $c_{pe}$  pour les parois verticales - direction V1 du vent.

Zone	Surface (m <sup>2</sup> )	$C_{pe}$
<b>A'</b>	$8,976 \times 22,44 = 201,42 > 10$ donc $C_{pe} = C_{pe.10}$	<b>-1</b>
<b>B'</b>	$7,484 \times 22,44 = 167,64 > 10$ donc $C_{pe} = C_{pe.10}$	<b>-0,8</b>
<b>D</b>	$53,20 \times 22,44 = 1193,80 > 10$ donc $C_{pe} = C_{pe.10}$	<b>+0,8</b>
<b>E</b>	$53,20 \times 22,44 = 1193,80 > 10$ donc $C_{pe} = C_{pe.10}$	<b>-0,3</b>

$d < e$  alors la paroi est divisée A'; B' qui sont données par la figure Suivants :

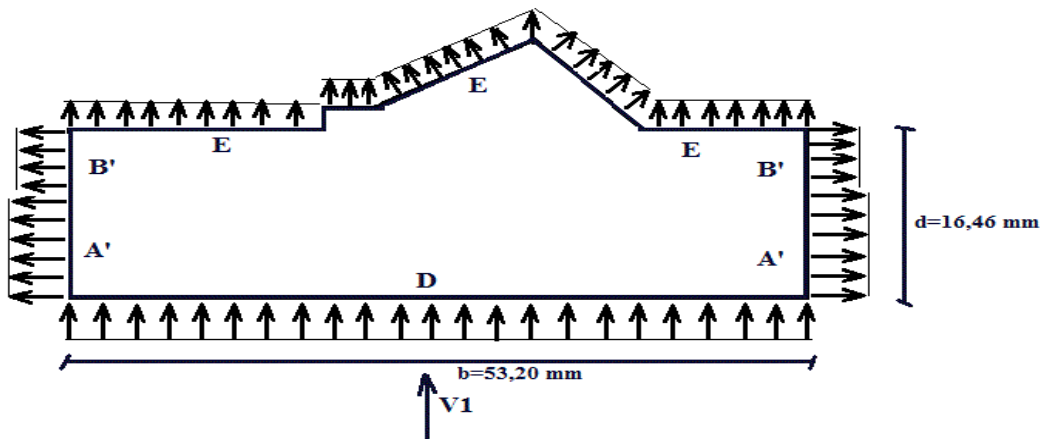


Figure 2. 2: Valeur de  $C_{pe}$  pour les parois verticales-direction V1 du vent.

**La direction du vent V3 et V4**

Sur la façade latérale :

<b>H=22,44 m</b>	<b>b =16,46 m</b>	<b>d=53,20 m</b>
------------------	-------------------	------------------

$e = \min (b ; 2h) = \min (16,46 ; 2 \times 22,44) = 16,46 \text{ m} \longrightarrow e = 16,46 \text{ m}$

Zone A	Zone B	Zone C
$\frac{e}{5} = \frac{16,46}{5} = 3,292 \text{ m}$	$23,8 - 7,54 = 16,26 \text{ m}$	$d - e = 53,20 - 16,46 = 36,74$

Les valeurs du coefficient de pression extérieure représente pore la tablée ci-dessous :

Tableau 2. 6: Valeurs de  $c_{pe}$  pour les parois verticales - direction V3 et V4 du vent.

Zone	Surface ( $\text{m}^2$ )	$C_{pe}$
<b>A</b>	$3,292 \times 22,44 = 73,872 > 10$ donc $C_{pe} = C_{pe.10}$	<b>-1</b>
<b>B</b>	$16,26 \times 22,44 = 364,874 > 10$ donc $C_{pe} = C_{pe.10}$	<b>-0,8</b>
<b>C</b>	$36,74 \times 22,44 = 824,445 > 10$ donc $C_{pe} = C_{pe.10}$	<b>-0,5</b>
<b>D</b>	$16,26 \times 22,44 = 364,874 > 10$ donc $C_{pe} = C_{pe.10}$	<b>+0,8</b>
<b>E</b>	$16,26 \times 22,44 = 364,874 > 10$ donc $C_{pe} = C_{pe.10}$	<b>-0,3</b>

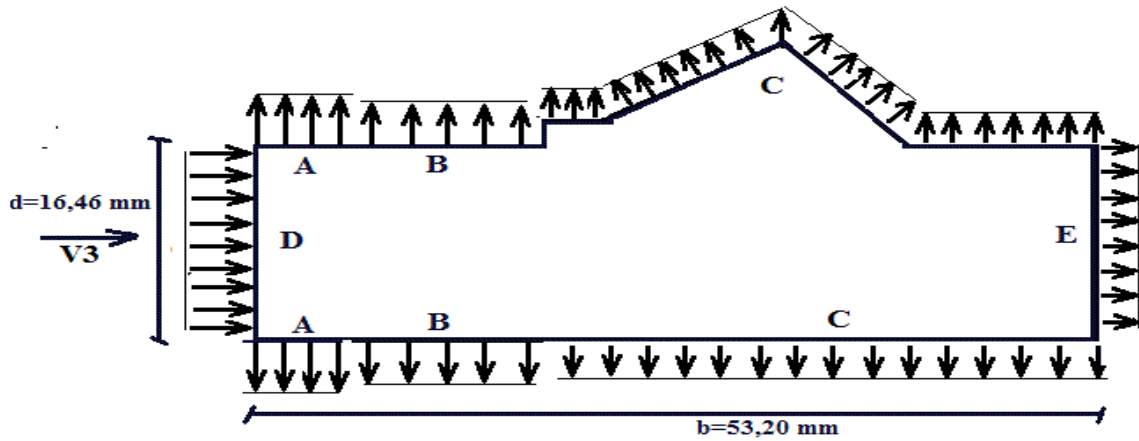


Figure 2. 3: Valeur de  $C_{pe}$  pour les parois verticales-direction V3 du vent.

**La direction du vent V5**

Sur la façade

latérale :

<b>h=22,44 m</b>	<b>b=10,72 m</b>	<b>d=11,62 m</b>
------------------	------------------	------------------

$e = \min (b ; 2h) = \min (10,72 ; 2 \times 22,44) = 10,72 \text{ m} \longrightarrow e = 10,72 \text{ m}$

Zone A (m)	Zone B (m)	Zone C (m)
$\frac{e}{5} = \frac{10,72}{5} = 4,64\text{m}$	$e = 10,72$	$d - e = (11,62 - 10,72) + 24 = 24,9$

Les valeurs du coefficient de pression extérieure représente pore le tablée ci-dessous :

Tableau 2. 7: Valeurs de  $c_{pe}$  pour les parois verticales - direction V5 du vent.

Zone	Surface (m <sup>2</sup> )	$C_{pe}$
<b>A</b>	$2,144 \times 22,44 = 48,111 > 10$ donc $C_{pe} = C_{pe.10}$	<b>-1</b>
<b>B</b>	$10,72 \times 22,44 = 240,556 > 10$ donc $C_{pe} = C_{pe.10}$	<b>-0,8</b>
<b>C</b>	$0,9 \times 22,44 = 20,196 > 10$ donc $C_{pe} = C_{pe.10}$	<b>-0,5</b>
<b>D</b>	$51,18 \times 22,44 = 1148,479 > 10$ donc $C_{pe} = C_{pe.10}$	<b>+0,8</b>
<b>E</b>	$96,66 \times 22,44 = 1563,170 > 10$ donc $C_{pe} = C_{pe.10}$	<b>-0,3</b>



$e < d$  alors la paroi est divisée A' ; B' qui sont données par la figure Suivants :

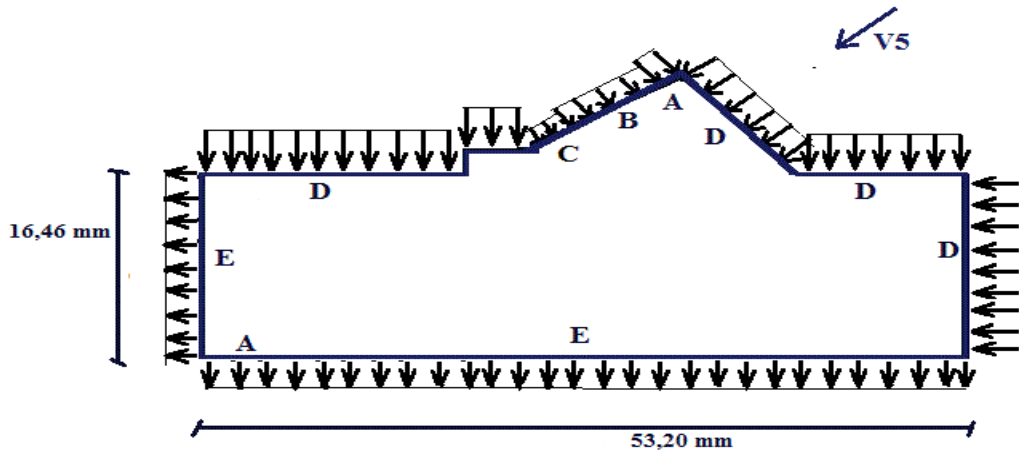


Figure 2. 4: Valeur de  $C_{pe}$  pour les parois verticales-direction V5 du vent.

▪ **Calcul de Coefficient de pression intérieure  $C_{pi}$  (figure 5.14 page 97) [1]**

Le coefficient de pression  $C_{pi}$  est on fonction de l'indice de perméabilité  $\mu_p$  et par rapport  $h/d$

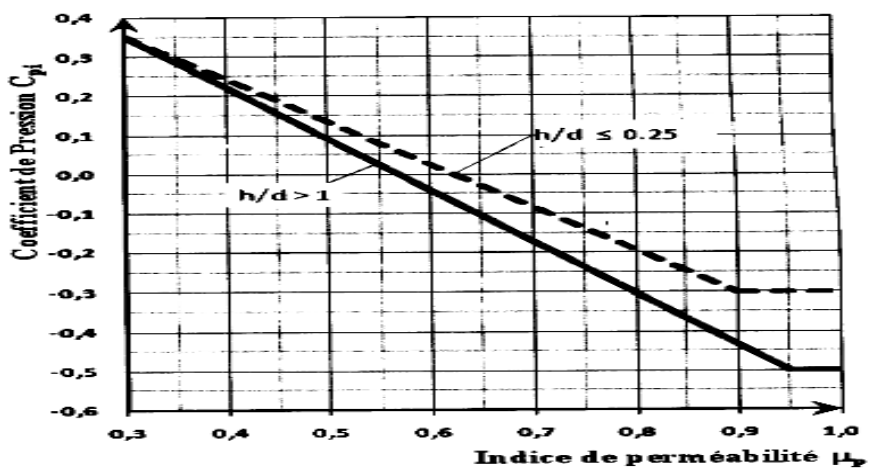


Figure 2. 5: coefficient de pression intérieure applicable pour des ouvertures uniformément reparties.

**Formule (chapitre 2 §5.2.2.2 chapitre 96)**

$$\mu_p = \frac{\sum \text{surface des ouverture ou } C_{pe} \leq 0}{\sum \text{surface de toute les ouvertures}}$$

**Jauges d'ouverture**

Les portes (1,40 m ; 2,10 m)

Les fenêtres (1 m ; 1,40 m)

**Remarque**

On a supposé que tous les créneaux soient ouverts.

- **Pour la direction V1 et V2 du vent :**

$$U_{p1} = 0,695 \text{ et } U_{p2} = 0,711$$

$$h = 22,44\text{m}, d=16,46\text{m}$$

$$1 < \frac{h}{d} = 1,36 \longrightarrow \text{Donc } C_{pi} = -0,22$$

- **Pour la direction V3 et V4 du vent :**

$$h = 22,44\text{m}, d=53,20$$

$$U_{p3} = U_{p4} = 0,790$$

$$0,25 < \frac{h}{d} = 0,421 < 1 \longrightarrow \text{Donc le rapport entre 1 et 0,25}$$

**Donc :** on procède par interpolation linéaire pour déterminer la valeur de  $C_{pi}$

$$\text{Pour : } \mu p=0,79 \text{ et } \frac{h}{d} > 1 \longrightarrow C_{pi} = -0,3$$

$$\text{Pour : } \mu p=0,79 \text{ et } \frac{h}{d} = 0,25 \longrightarrow C_{pi} = -0,2$$

$$\text{Pour : } \mu p = 0,79 \text{ et } \frac{h}{d} = 0,421 \longrightarrow C_{pi} = -0,22$$

$$C_{pi} = - \left[ 0,3 + \frac{1 - 0,45}{1 - 0,25} (-0,3 + 0,2) \right] = -0,226$$

Dans l'interpolation des deux courbes, on a trouvé, selon la figure (II.6), le coefficient de pression  $C_{pi}$  intérieure égale à  $C_{pi} = -0,226$

- **Pour la direction V5 du vent :**  $h = 22,44 \text{ m}, d = 11,62\text{m}$

$$U_{p5} = 0,592$$

$$h = 22,44\text{m}, d=11,62\text{m}$$

$$1 < \frac{h}{d} = 1,93 \longrightarrow \text{Donc : } C_{pi} = 0,5$$

**Calcul des pressions aérodynamique du vent d'un Parois verticales (chapitre 2 §2.5.2 page 57)**

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

- **Direction V1 et V2 du vent**

**Tableau 2. 8:** Les valeurs des pressions  $W_j(N/m^2)$  (V1 et V2).

Zone	$q_p(N/m^2)$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$W_j(N/m^2)$
A'	677,62	-1	-0,22	-528,543
B'	677,62	-0,8	-0,22	-393,019
D	677,62	+0,8	-0,22	691,172
E	677,62	-0,3	-0,22	-54,209

- **Direction V3 et V4 du vent**

**Tableau 2. 9:** Les valeurs des pressions  $W_j(N/m^2)$  (V3 et V4) au H=16,46m.

Zone	$q_p(N/m^2)$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$W_j(N/m^2)$
A	592,5	-1	-0,226	-458,595
B	592,5	-0,8	-0,226	-340,095
C	592,5	-0,5	-0,226	-162,345
D	592,5	+0,8	-0,226	607,905
E	592,5	-0,3	-0,226	-43,845

**Tableau 2. 10:** Les valeurs des pressions  $W_j(N/m^2)$  (V3 et V4) au H=22,44m.

Zone	$q_p(N/m^2)$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$W_j(N/m^2)$
A	677,62	-1	-0,226	-524,477
B	677,62	-0,8	-0,226	-388,953
C	677,62	-0,5	-0,226	-185,667
D	677,62	+0,8	-0,226	695,238
E	677,62	-0,3	-0,226	-50,143

- Direction V5 du vent

Zone	$q_p(N/m^2)$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$W_j(N/m^2)$
A	478,875	-1,0	0,5	-718,312
B	478,875	-0,8	0,5	-622,537
C	478,875	-0,5	0,5	-478,875
D	478,875	+0,8	0,5	143,662
E	478,875	-0,3	0,5	-383,1

Tableau 2. 11: Les valeurs des pressions  $W_j(N/m^2)$  (V5) au H=10,72m.

Tableau 2. 12: Les valeurs des pressions  $W_j(N/m^2)$  (V5) au H=11,72 m

Zone	$q_p(N/m^2)$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$W_j(N/m^2)$
A	501,375	-1,0	0,5	-752,062
B	501,375	-0,8	0,5	-651,787
C	501,375	-0,5	0,5	-501,375
D	501,375	+0,8	0,5	150,412
E	501,375	-0,3	0,5	-401,1

Tableau 2. 13: Les valeurs des pressions  $W_j(N/m^2)$  (V5) au H=22,44 m.

Zone	$q_p(N/m^2)$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$W_j(N/m^2)$
A	677,625	-1,0	0,5	-1016,437
B	677,625	-0,8	0,5	-880,912
C	677,625	-0,5	0,5	-677,625
D	677,625	+0,8	0,5	203,287
E	677,625	-0,3	0,5	-542,1

- Pour les toitures plates (Chapitre 5 §5.1.3 page 81) [1]

**Toiture 1 : H=18,70 m**

**Direction V1 et V2 du vent**

Les toitures plates sont celles dont l'angle est inférieur ou égal à  $5^\circ$ . Les différentes zones de pression F, G, H, I (figure 5.2 page 81) [1]

$$e = \min [b ; 2h] = \min (53,46 ; 37,4) \text{ m}$$

Légende pour les toitures plates sont représentées dans la figure ci-dessous :

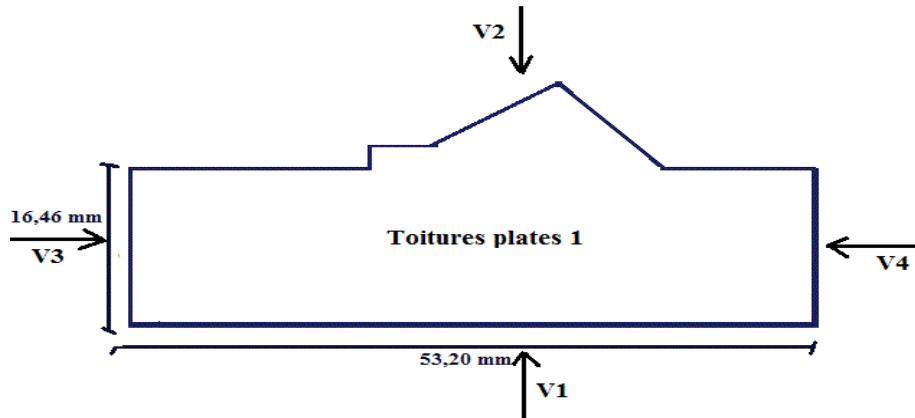


Figure 2. 6: représente la direction de vent pour les toitures plates (1) .

Détermine Les coefficients de pression extérieure dans chaque zone par interpolation linéaire

avec acrotères:  $\frac{h_p}{h} = \frac{0,6}{18,70} = 0,032$

$0,025 < \frac{h_p}{h} = 0,032 < 0,05$  Donc la valeur de  $C_{pe}$  (tableau 5.2 page 82)

Tableau 2. 14: Valeurs de  $c_{pe}$  pour les toitures plates

Zone	Surface (m <sup>2</sup> )	$C_{pe}$
F	$9,350 \times 3,740 = 34,969 < 10$ donc $C_{pe} = C_{pe.10}$	<b>-1,544</b>
G	$34,50 \times 3,740 = 129,03 > 10$ donc $C_{pe} = C_{pe.10}$	<b>-1,04</b>
H	$53,46 \times 12,76 = 682,1496 > 10$ donc $C_{pe} = C_{pe.10}$	<b>-0,7</b>
I	$62,288 > 10$ donc $C_{pe} = C_{pe.10}$	<b>-0.2/+0,2</b>

Tableau 2. 15: Les valeurs des pressions  $W(z_j)$ (N/m<sup>2</sup>) V1 et V2.

Zone	Z	$q_p(Z_e)$	Surface (m <sup>2</sup> )	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$W(z_j)$ (N/m <sup>2</sup> )
F	18,70	596,815	<b>34,969</b>	-1,544	-0,22	-790,183
G	18,70	596,815	129,03	-1,04	-0,22	-489,388
H	18,70	596,815	682,149	-0,7	-0,22	-298,407
I	18,70	596,815	62,288	-0.2	-0,22	11,9363

**Direction V3 et V4 du vent**

$$e = \min [b ; 2h] = \min (16,46 ; 37,4) \text{ m}$$

$$1\text{m}^2 < \text{surface Zone (F)} = 6,773 \text{ m}^2 < 10\text{m}^2$$

$$\text{Donc : } C_{pe} = C_{pe.1} + (C_{pe.10} - C_{pe.1}) \times \log_{10}(S)$$

**Tableau 2. 16:** Les valeurs des pressions  $W(z_j)$  (N/m<sup>2</sup>) V3 et V4.

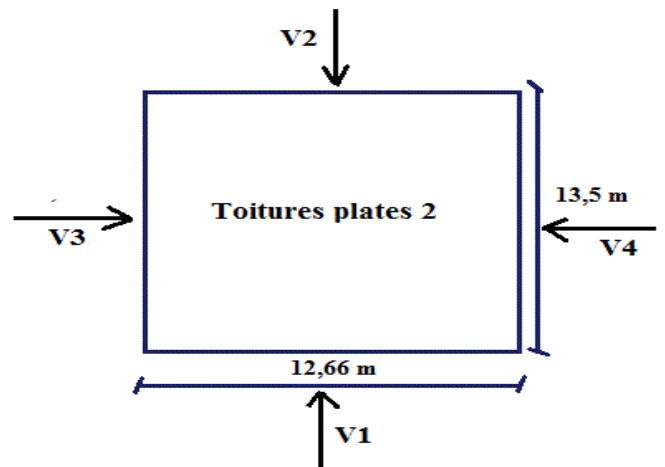
Zone	Z	q <sub>p</sub> (Z <sub>e</sub> )	Surface (m <sup>2</sup> )	C <sub>pe</sub>	C <sub>pi</sub>	W(z <sub>j</sub> )(N/m <sup>2</sup> )
F	18,70	596,815	6,773	-1,059	-0,226	-497,146
G	18,70	596,815	13,546	-1,04	-0,226	-461,934
H	18,70	596,815	108,372	-0,7	-0,226	-282,890
I	18,70	596,815	744,485	-0.2	-0,226	14,815

**Toiture 2 : H=22,44 m**

**Direction V1 et V2 du vent**

$$e = \min [b ; 2h] = \min (12,66; 44,88) \text{ m}$$

$$\frac{h_p}{h} = \frac{0,6}{22,44} = 0,026$$



**Figure 2. 7:** représente la direction de vent pour les toitures plates (2).

**Tableau 2. 17:** Les valeurs des pressions  $W(z_j)$  (N/m<sup>2</sup>) V1 et V2.

Zone	Z	q <sub>p</sub> (Z <sub>e</sub> )	Surface (m <sup>2</sup> )	C <sub>pe</sub>	C <sub>pi</sub>	W(z <sub>j</sub> )(N/m <sup>2</sup> )
F	22,44	677,62	12,950	-1,592	-0,22	-929,694
G	22,44	677,62	25,900	-1,092	-0,22	-590,884
H	22,44	677,62	207,207	-0,7	-0,22	-325,257
I	22,44	677,62	29,132	-0.2	-0,22	13,552

**Direction V3 et V4 du vent**

$$e = \min [b ; 2h] = \min (13,50; 44,88) \text{ m}$$

Tableau 2. 18: Les valeurs des pressions  $W(z_j)$  (N/m<sup>2</sup>) V3 et V4.

Zone	Z	$q_p(Z_e)$	Surface (m <sup>2</sup> )	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$W(z_j)$ (N/m <sup>2</sup> )
F	22,44	592,5	4,008	-1,829	-0,226	-949,775
G	22,44	592,5	14,343	-1,092	-0,226	-513,105
H	22,44	592,5	64,110	-0,7	-0,226	-280,854
I	22,44	592,5	208,033	-0.2	-0,226	15,405

### 3.8 Calcul des forces de frottement (article 2.6.3 et 2.6.4) [1]

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

- **Condition à vérifier**

$$2(d \times h) \leq 4(2b \times h).$$

- **Direction V1 et V2**

$$2(16,46 \times 22,4) \leq 4(2(53,2) \times 22,4)$$

$$737,408 \leq 9533,44 \text{ la condition est vérifiée}$$

- **Direction V3 et V4**

$$2(53,2 \times 22,4) \leq 4(2(16,46) \times 22,4)$$

$$5958,4 \leq 8325,632 \text{ la condition est vérifiée}$$

- **Direction V5**

$$2(11,72 \times 22,4) \leq 4(2(11,62) \times 22,4)$$

$$525,056 \leq 2082,304 \text{ la condition est vérifiée}$$

#### **Remarque**

Les conditions sont vérifiées, donc les effets de frottement du vent sur la surface peuvent être négligés dans notre cas.

#### **4. Conclusions**

L'étude climatique nous a permis de déterminer l'effet du vent sur la structure, ainsi que celui de la neige. La surcharge due au vent, n'est pas la seule à considérer comme un effort horizontal, c'est pour cela, on doit faire aussi une étude sismique pour obtenir l'effort dû à un éventuel séisme pour choisir la valeur la plus grande pour le dimensionnement des éléments structuraux.

## 1. Introduction

Le pré dimensionnement consiste à déterminer les sections préliminaires des éléments principaux (poteaux, poutres) en tenant compte des charges verticales (G et Q), afin de connaître l'ordre de grandeur des profilés à utiliser dans l'étude dynamique

## 2. Étude du plancher mixte (collaborant)

Les planchers collaborant associent une dalle de compression en béton armé à des bacs d'acier galvanisés, nervurés pour qu'ils participent ensemble, par leur "collaboration" à la résistance à la flexion. Pour éviter le glissement entre les nervures du profil en acier et le béton, les parois latérales des bacs sont embouties ou crantées. Les solives sont solidaires de la dalle par l'intermédiaire de connecteurs soudés pour constituer une poutre mixte.

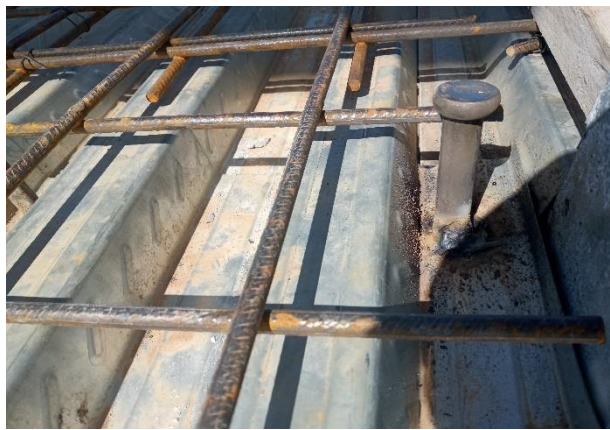


Figure 3. 1: Représentation du plancher collaborant.

### 2.1 Espacement des solives

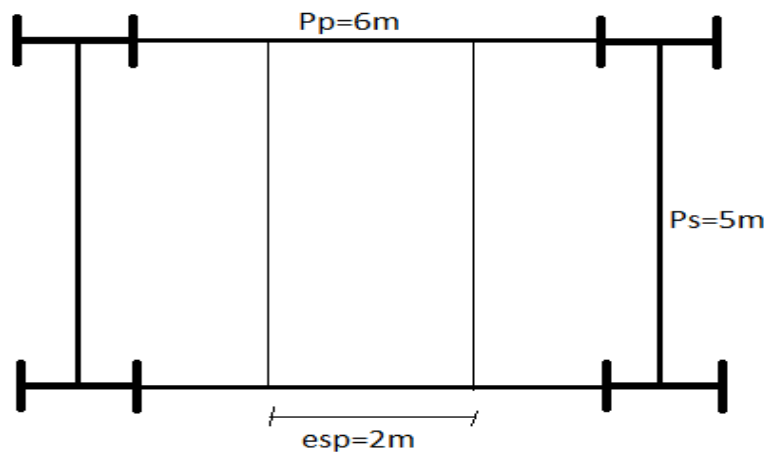


Figure 3. 2: Représentation de la plus grande dalle.



## 2.2 Estimation des charges et surcharge

Cette étape consistée à déterminer les charges et les surcharges selon le **DTR B.C.2.2 [2]**

### ▪ Terrasse inaccessible

**Tableau 3. 1:** Charge permanente d'un plancher terrasse inaccessible.

Matériaux	Charge surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
Dalle en béton armé ANNEXE 1	3,06
Bac d'acier (hi-bond55)	0,13
Faux plafond	0,2
Isolation thermique	0,16
Protection gravillon	0,85
Béton de pente	2,2
Etanchéité (multicouche)	0,12
<b>∑charges permanentes : 6,72 KN/m<sup>2</sup></b>	

### • Charges d'exploitation

Terrasse inaccessible → **Q = 1 KN/m<sup>2</sup>.**

### ▪ Plancher terrasse accessible

Les charges permanentes sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau 3. 2:** Charge permanente d'un plancher terrasse accessible.

Matériaux	Charge surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
Dalle en béton armé ANNEXE 1	3,06
Bac d'acier (hi-bond55)	0,13
Faux plafond	0,2
Isolation thermique	0,16
Forme de pont	2,2
Mortier de pose	0,4
Etanchéité multicouche	0,12
compacto	0,4
Climatisation	0,6
<b>∑charges permanentes : 7,27 KN/m<sup>2</sup></b>	

- **Charges d'exploitation**

Terrasse accessible  $\longrightarrow$   $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$ .

- **Plancher courant**

Les charges permanentes sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau 3. 3:** Charge permanente d'un plancher courant bureau.

Matériaux	Charge surfacique ( $\text{KN/m}^2$ )
Dalle en béton armé ANNEXE 1	3,06
Bac d'acier (hi-bond55)	0,13
Faux plafond	0,2
Lit de sable	0,54
Chape (mortier)	0,4
Compacto	0,4
Cloison repartie	1
Climatisation	0,6
$\Sigma$ charges permanentes : $5.73 \text{ KN/m}^2$	

- **Surcharges d'exploitation**

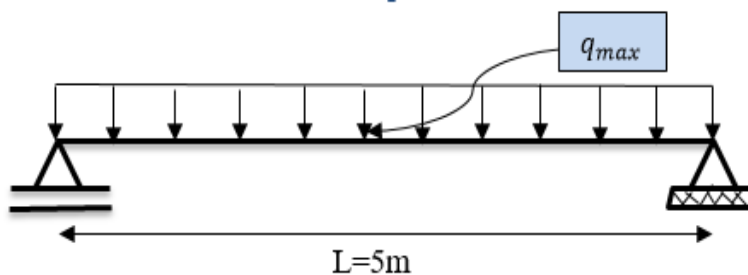
Le bâtiment étudié est à usage de bureaux (bureaux paysagés), donc la surcharge d'exploitation est égale à  $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$  (tableau 7.2.2 page 21) [2]

### 2.3 Dimensionnement des solives

#### Définition solives :

Les solives sont généralement des profilés en **IPE** ou **IPN** qui travaillent à la flexion simple dont leur espacement est compris entre 1 et 2m selon le type de plancher utilisé. Dans notre cas, on choisit un espacement 2m et longueur de 6m

#### 2.3.1 Dimensionnement des solives de plancher : (TERRASSE INACCESSIBLE)



**Figure 3. 3:** schéma statique de la solive.

Pré-dimensionnement :  $\frac{L/2}{25} \leq h \leq \frac{L/2}{15}$  [6]

**Avec : h** : la hauteur du profilé

**L** : la longueur de la solive

$$\frac{5000/2}{25} \leq h \leq \frac{5000/2}{15} \longrightarrow 100\text{mm} \leq h \leq 166,66\text{mm}$$

Donc : On choisit un profilé **IPE 160** on opte une section de classe 1

Les caractéristiques de profilé sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau 3. 4:** Caractéristiques du profilé. IPE160.

DESIGNA -TION	Poids	Section	Dimensions				Caractéristiques				
	G Kg/m	A cm <sup>2</sup>	h mm	b mm	t <sub>w</sub> mm	t <sub>f</sub> mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>pl-y</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm	i <sub>z</sub> cm
<b>IPE 160</b>	15 ,8	20,1	160	82	5	7,4	869,3	68,31	123,9	6,58	1,84

▪ **Phase de construction [6]**

**(On ajoute des étaielements pour diminuer la flèche en phase de construction)**

Le profilé d'acier travail seul, donc les charges de la phase de construction sont :

Poids propre du profilé.....g<sub>p</sub> = 0,158 KN/ml.

Poids propre du béton frais.....G<sub>b</sub> =3.06KN/m<sup>2</sup>

Poids du bac d'acier (HB 55) ..... G<sub>bac</sub> =0,13 KN/m<sup>2</sup>

Surcharge de construction (ouvrier).....Q<sub>c</sub> = 0,75 KN/m<sup>2</sup>

- L'entraxe entre les solives est de **2,00 m**.

• **Combinaisons des charges :**

**E.L.U :**

$$q_u = 1,35 \times g_p + (1,35 \times G_b + 1,5 \times Q) \times 2$$

$$q_u = 1,35 \times [(3,06 + 0,13) \times 2 + 0,158] + 1,5 \times 0,75 \times 2$$

$$q_u = \mathbf{11.07 \text{ kN/m}^1}$$

**E.L.S:**

$$q_{ser} = g_p + (G_b + g + Q) \times 2$$

$$q_{ser} = 0,158 + (3,06 + 0,13 + 0,75) \times 2$$

$$q_{ser} = 8,038 \text{ KN/m}^1$$

▪ **Vérifications [3]**

• **Vérification de la flexion**

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

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

**Moment appliqué**

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{q_u \times (L/2)^2}{8} = \frac{11,07 \times (5/2)^2}{8} = 8,64 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{123,9 \times 275 \times 10^{-3}}{1} = 34,07 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 8,64 \text{ KN.m} < M_{plrd} = 34,07 \text{ KN.m} \longrightarrow \text{Vérifiée}$$

$$r = \frac{M_{sd}}{M_{plrd}} = \frac{8,64}{34,07} = 0,25$$

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

• **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que :

$$V_{sd} \leq V_{plrd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M_0}}$$

$V_{plrd}$ : Effort tranchant de plastification de la section.

$A_v = 966 \text{ mm}^2$  : aire de cisaillement.

**Vérification à l'interaction de l'effort tranchant**

$$V_{sd} < 0,5 \times V_{plrd}$$

$$V_{sd} = 13,83 \text{ KN} < 0,5 V_{plrd} = 76,658 \text{ KN} \longrightarrow \text{Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant}$$

Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion

• **Vérification de la rigidité**

Il faut vérifier que :

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

$$q_{ser} = 8,038 \text{ KN/m}^1$$

$$L = 2,5 \text{ m.}$$

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

$$I_y = 869,3 \text{ cm}^4$$

La valeur de la flèche maximale est :

$$f^{\max} = \frac{5}{384} \frac{8,038 \times (2500)^4}{2,1 \times 10^5 \times 869,3 \times 10^4} = 2,23 \text{ mm}$$

La valeur de la flèche admissible est :  $\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{2500}{250} = 10 \text{ mm}$

$$f^{\max} = 2,23 \text{ mm} \leq \bar{f} = 10 \text{ mm} \longrightarrow \text{Condition de la flèche est vérifiée}$$

### • Vérification du déversement

On doit vérifier que :

$$M_{sd} \leq M_{plrd} = x_{LT} \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} \beta_w$$

$$x_{LT} = \frac{1}{(\phi_{LT} + \sqrt{(\phi_{LT})^2 - (\bar{\lambda}_{LT})^2})}$$

$$\phi_{LT} = 0,5 [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

**Avec :**

$$M_{sd} : \text{le moment appliqué} \longrightarrow M_{sd} = 8,64 \text{ KN.m}$$

$M_{b,Rd}$  : la résistance de calcul.

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{93,9 \varepsilon} \sqrt{\beta_w}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L / i_z}{\sqrt{C_1 [1 + \frac{1}{20} (\frac{L / i_z}{h / t_f})^2]^{0,25}}}$$

$$C_1 = 1,132$$

$$W_{ply} = 123,9 \text{ cm}^3$$

$$\beta_w = 1$$

### Application numérique

$$\lambda_{LT} = 122,62$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 1,41 > 0,4 \longrightarrow \text{Il y a un risque de déversement}$$

$$\phi_{LT} = 1,621$$

$$x_{LT} = 0,55$$

$$M_{b,Rd} = \frac{0,41 \times 123,9 \times 10^{-3} \times 275}{1,1} = 12,6 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 8,64 \text{ KN.m} < M_{b,Rd} = 12,6 \text{ KN.m}$$

C'est vérifié

▪ **Phase finale [6]**

Le béton ayant durci, la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble

Les charges de la phase finale sont

Poids propre du profilé ..... $g_p = 0,158\text{KN/m}$

Charge permanente ..... $Gt = 6,72\text{KN/m}^2$

Surcharge d'exploitation ..... $Q = 1\text{KN/m}^2$

• **Combinaison des charges**

**E.L.U :**

La combinaison la plus défavorable est :

$$q_u = 1,35[(Gt \times 2) + g_p] + 1,5 \times (Q) \times 2$$

$$q_u = 1,35[(6,72 \times 2) + 0,158] + 1,5 \times (1) \times 2$$

$$q_u = 21,35\text{kN/m}^1$$

**E.L.S :**

$$q_{ser} = g_p + (Gt + Q) \times 2$$

$$q_{ser} = 0,158 + (6,72 + 1) \times 2$$

$$q_{ser} = 15,59\text{kN/m}^1$$

• La largeur participante de la dalle de béton (largeur effective) est égale a :

$$b_{eff} = \inf \left\{ \frac{2l_0}{8} \right. \longrightarrow b_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} \frac{2 \times 5}{8} = 1,25\text{m} \\ b = 2\text{m} \end{array} \right. \longrightarrow b_{eff} = 1,25\text{m}$$

• **Avec :**

•  $b_0$  = longueur libre d'une poutre simplement appuie

•  $b$  = Entraxe entre les poutres

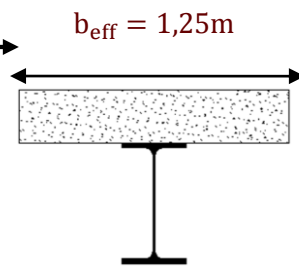


Figure 3. 4: Largeur participante de la dalle.

• **Position de l'axe neutre plastique**

$$R_{béton} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{eff} \times h_c$$

**Avec :**

$$f_{ck} = 25\text{ MPa (béton de classe 25/30)}$$

$$R_{béton} = 0,57 \times 25 \times 1250 \times 95 \times 10^{-3}$$

$$R_{béton} = 2030,525\text{ KN}$$

$$R_{acier} = 0,95 \times f_y \times A_a$$

$$R_{acier} = 0,95 \times 275 \times 20,1 \times 100 \times 10^{-3}$$

$$R_{acier} = 525,11\text{ KN}$$

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

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

$$M_{\text{pl.rd}} = R_{\text{acier}} \times \left[ \frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \left\{ \frac{R_{\text{acier}}}{R_{\text{béton}}} \times \frac{h_c}{2} \right\} \right]$$

#### ▪ Vérifications

##### • Vérification de la résistance à la flexion [6]

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

Moment appliqué

$$M_{\text{max}} = M_{\text{sd}} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{21,35 \times 5^2}{8} = 66,71 \text{ KN.m}$$

Le moment résistant plastique développé par la section mixte :

$$M_{\text{pl.rd}} = 525,44 \times \left[ \frac{160}{2} + 95 + 55 - \left\{ \frac{525,11}{2030,525} \times \frac{95}{2} \right\} \right] \times 10^{-3} = 114,32 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{sd}} = 66,71 \text{ KN.m} < M_{\text{plrd}} = 114,32 \text{ KN.m} \longrightarrow \text{Vérifiée}$$

$$r = \frac{66,71}{114,32} = 0,58$$

On constate que la condition de la résistance est vérifiée.

##### • Vérification de l'effort tranchant :[3]

On doit vérifier que :  $V_{\text{sd}} \leq V_{\text{plrd}} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M_0}}$

$V_{\text{pl.Rd}}$  : Est l'effort tranchant de plastification de la section.

$$A_v = 966 \text{ mm}^2.$$

##### Calcul de l'effort tranchant $V_{\text{sd}}$

$$V_{\text{sd}} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{21,35 \times 5}{2} = 53,37 \text{ KN}$$

$$V_{\text{plrd}} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M_0}} = \frac{966 \times 275 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1} = 153,37 \text{ KN}$$

$$V_{\text{sd}} = 53,37 \text{ KN} < V_{\text{plrd}} = 153,37 \text{ KN} \longrightarrow \text{La condition du cisaillement est vérifiée}$$

##### Vérification à l'interaction de l'effort tranchant

$$V_{\text{sd}} < 0,5 \times V_{\text{plrd}}$$

$$V_{\text{sd}} = 13,83 \text{ KN} < 0,5 V_{\text{plrd}} = 76,658 \text{ KN}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment

- **Vérification de la rigidité [6]**

Il faut vérifiée que

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

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

$$q_{ser} = 15.59 \text{ KN/m}^1$$

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

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

$$m = (E_a/E_b) = 15$$

$$v = \frac{A_a}{A_b} = \frac{20,10 \times 100}{1250 \times 95} = 0,016$$

$$I_c = \frac{2010 \times (95 + (2 \times 55) + 160)^2}{4(1 + 15 \times 0,016)} + \frac{1250 \times 95^3}{12 \times 15} + 869,3 \times 10^4$$

$$= 27,376 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

**La valeur de la flèche maximale**

$$f^f = \frac{5}{384} \frac{q_s \times L^4}{E \times I_c} = \frac{5}{384} \frac{15,59 \times (5000)^4}{2,1 \times 10^5 \times 27,376 \times 10^7} = 2,20 \text{ mm}$$

**La valeur de la flèche admissible totale**

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

La flèche totale = la flèche de la phase de construction + la flèche de la phase finale

$$f^{\max} = f^{\text{com}} + f^f = 2,23 + 2,20 = 4,43 \text{ mm}$$

$$f^{\max} = 4,43 \text{ mm} \leq \bar{f} = 20 \text{ mm} \longrightarrow \text{Condition de la flèche est vérifiée}$$

- **Vérification du déversement**

Dans cette phase, on ne vérifie pas le déversement, car la semelle supérieure de solive est maintenue par le béton dur.

- **Calcul du connecteur [6]**

**Type goujon**

Hauteur de connecteur : h=95mm

Diamètre de connecteur : d=19mm



**Détermination de  $P_{rd}$** 

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

**Avec :**

$$\begin{aligned} f_{ck}: \text{résistance caractéristique du béton} & \longrightarrow f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2 \\ E_c: \text{module de young de béton} & \longrightarrow E_c = 30,5 \text{ N/mm}^2 \\ f_u: \text{résistance caractéristique des connecteurs} & \longrightarrow f_u = 400 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Et :  $\gamma_v = 1.2$ 

$$\begin{cases} \alpha = 1 & \text{si } \left(\frac{h}{d}\right) \geq 4 \\ \alpha = 0,2 \times \left(\frac{h}{d} + 1\right) & \text{si } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4 \end{cases}$$

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

**Application numérique**

$$P_{rd} = \min(73,13 ; 72,54) \longrightarrow P_{rd} = 72,54 \text{ KN}$$

**Influence du sens du bac d'acier** $N_r = 1$  ou max 2 , nombre de goujon par nervureNotre cas  $N_r = 1$ 

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

$$K_t = \frac{0,7}{\sqrt{1}} \times \frac{88,5}{55} \times \left[ \frac{95}{95} - 1 \right] = 0,819 \leq 1$$

$$P_{rd} = 0,819 \times 72,54 = 59,41 \text{ Kn}$$

La résistance au cisaillement

$$P_{rd} = 59,41 \text{ Kn}$$

**Détermine  $R_L$** 

$$R_L = \inf(R_{\text{béton}}, R_{\text{acier}})$$

$$R_L = \inf(2030,525; 525,11) \longrightarrow R_L = 525,11 \text{ KN}$$

**Nombre de connecteur : par demi-portée**

$$\text{Nbre} = \frac{R_L}{P_{rd}} = \frac{525,11}{59,41} = 8.83$$

Soit  $N=10$  goujons sur le demi-long de la solive ; c'est-à-dire **20 connecteurs** sur toute la longue totale de la solive

### L'espace minimal

$$E_{\min} > 5 \cdot d = 5 \times 19 = 95\text{mm}$$

$$E_{\max} > 6 \cdot h_{sc} = 6 \times 95 = 750\text{mm}$$

$$\text{Esp} = \frac{L}{\text{Nbr} - 1} = \frac{5000}{20 - 1} = 263,15\text{mm}$$

$$E_{\min} = 95\text{mm} < \text{Esp} = 263,15\text{mm} < E_{\max} = 750\text{mm}$$

On opte un  $\text{Esp} = 150\text{mm}$

$$\text{Nbre} = \frac{5000 - 300}{150} = 31,33 \quad \text{et} \quad 150\text{mm} > E_{\min} = 95\text{mm} \quad \longrightarrow \quad \text{c'est vérifié}$$

### • Vérification au voilement

Dans le cas d'une poutre de classe 1 et 2 pas de vérification pour le voilement de l'âme des poutres non raidies

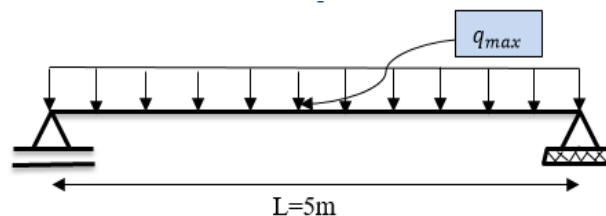
Après le tableur des profils IPE 160 classe 1

Donc il n'a pas lieu vérifier le voilement

### 2.3.2 Pré-dimensionnement des solives de plancher : (TERRASSE ACCESSIBLE)

Schéma statique de la solive :

$$\text{Pré-dimensionnement : } \frac{L/2}{25} \leq h \leq \frac{L/2}{15}$$



Avec :

$L$  : la longueur de la solive

On prend un profilé **IPE 160** on opte une section de classe 1

▪ **Phase de construction [6]**

Les charges de la phase de construction sont :

- Poids propre du profilé..... $g_p = 0,158 \text{ KN/ml}$ .
- Poids propre du béton frais..... $G_b = 3,06 \text{ KN/m}^2$
- Poids du bac d'acier (HB 55).....  $G_{bac} = 0,13 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge de construction (ouvrier)..... $Q_c = 0,75 \text{ KN/m}^2$

- L'entraxe entre les solives est de **2.00 m**

**Remarque**

Les mêmes résultats que dans la phase de construction du plancher terrasse inaccessible

▪ **Phase finale [6]**

$G = 7,27 \text{ KN/m}^2$   
 $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

- **Combinaison des charges**

**E.L.U :**

La combinaison la plus défavorable est :

$q_u = 1,35[(G \times 2) + g_p] + 1,5 \times (Q) \times 2$   
 $q_u = 1,35[(7,27 \times 2) + 0,158] + 1,5 \times (1,5) \times 2$   
 **$q_u = 24,34 \text{ kN/m}^1$**

**E.L.S :**

$q_{ser} = g_p + (G + Q) \times 2$   
 $q_{ser} = 0,158 + (7,27 + 1,5) \times 2$   
 **$q_{ser} = 17,69 \text{ kN/m}^1$**

Les vérifications de la phase finale sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau 3. 5:** les vérifications de la phase finale de solive (plancher terrasse accessible).

Phase finale	Résistance à la flexion		L'effort tranchant		L'interaction de l'effort tranchant		La condition de la flèche				Condition
	$M_{sd}$ (kN. m)	$M_{pl,rd}$ (KN. m)	$V_{sd}^{max}$ (KN)	$V_{pl,rd}$ (KN)	$V_{sd}^{max}$ (KN)	$0.5V_{pl,rd}$ (KN)	$F_c$ (mm)	$F_f$ (mm)	$F_m$ (mm)	$F_{ad}$ (mm)	Vérifier
	76,06	114,3	60,85	153,3	60,85	76,65	2,23	2,50	4,73	20	

- **Les connecteurs**

On pondre même nombre pour planche terrasse inaccessible 31 connecteurs pour toute la solive

- **Vérification ou voilement**

Le profilé est de classe 1 donc il n'Ya pas lieu de vérifie le voilement

### 2.3.3 Pré dimensionnement des solives de plancher : (COURENT BUREAU)

Pré-dimensionnement :  $\frac{L/2}{25} \leq h \leq \frac{L/2}{15}$

On prend un profilé **IPE 160** on opte une section de classe 1

- **Phase de construction [6]**

Les charges de la phase de construction sont :

Poids propre du profilé..... $g_p = 0,158$  KN/ml.

Poids propre du béton frais..... $G_b = 3,06$  KN/m<sup>2</sup>

Poids du bac d'acier (HB 55).....  $G_{bac} = 0,13$  KN/m<sup>2</sup>

Surcharge de construction (ouvrier).....  $Q_c = 0,75$  KN/m<sup>2</sup>

- L'entraxe entre les solives est de **2,00 m**

#### **Remarque**

Les mêmes résultats que dans la phase de construction du plancher terrasse inaccessible

- **Phase finale [6]**

$G = 5,73$ KN/m<sup>2</sup>

$Q = 3,5$ KN/m<sup>2</sup>

- **Combinaison des charges**

**E.L U :**

$q_u = 26,18$  KN/m<sup>1</sup>

**E.L S :**

$q_{ser} = 18,618$  KN/m<sup>1</sup>

Les vérifications de la phase finale sont regroupées dans le tableur ci-dessous :

**Tableau 3. 6: les vérifications de la phase finale de solive (plancher terrasse accessible).**

Phase finale	Résistance à la flexion		L'effort tranchant		L'interaction de l'effort tranchant		La condition de la flèche				Condition
	M <sub>sd</sub> (KN.m)	M <sub>pl.rd</sub> (KN.m)	V <sub>sd</sub> <sup>max</sup> (KN)	V <sub>pl.rd</sub> (KN)	V <sub>sd</sub> <sup>max</sup> (KN)	0.5V <sub>pl.rd</sub> (KN)	F <sub>c</sub> (mm)	F <sub>f</sub> (mm)	F <sub>m</sub> (mm)	F <sub>ad</sub> (mm)	Vérifier
	81,81	114,3	65,45	153,3	65,45	76,65	2,23	263	4,86	20	

▪ **Les connecteurs**

On prend le même nombre pour plancher terrasse inaccessible, 31 connecteurs pour toute la solive

• **Vérification au voilement**

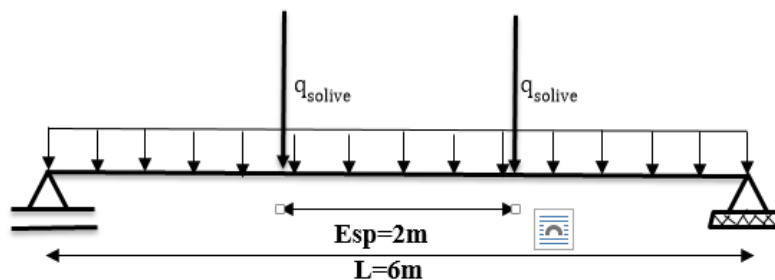
Le profilé est de classe 1 donc il n'Ya pas lieu de vérifier le voilement

**Conclusion**

On a vérifié toute la condition donc on adopte le profilé IPE160 pour toute la solive du plancher courant et terrasse.

**2.4 Pré-dimensionnement des poutres porteuses**

**2.4.1 Pré-dimensionnement de la poutre principale terrasse inaccessible**



**Figure 3. 5:** Schéma statique de la poutre.

La poutre la plus sollicitée a une portée de 6m

Pré-dimensionnement :  $\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{15}$

**Avec :**

**h :** la hauteur du profilé

**L :** la longueur de la solive

$$\frac{6000}{25} \leq h \leq \frac{6000}{15} \longrightarrow 240\text{mm} \leq h \leq 400\text{mm}$$

On choisit un **IPE 400** qui a les caractéristiques suivantes :

**Tableau 3. 7:** Caractéristiques du profilé IPE 400.

DESIGN A-TION	Poids	Section	Dimensions				Caractéristiques				
	G Kg/m	A cm <sup>2</sup>	h mm	b mm	t <sub>w</sub> mm	t <sub>f</sub> mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>pl-y</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm	i <sub>z</sub> cm
<b>IPE 400</b>	66,3	84,46	400	180	8,6	13,5	23130	1318	1307	16,55	3,95

▪ **Phase de construction [6]**

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

Poids propre du profilé ..... g<sub>p</sub> = 0,663KN/ml.

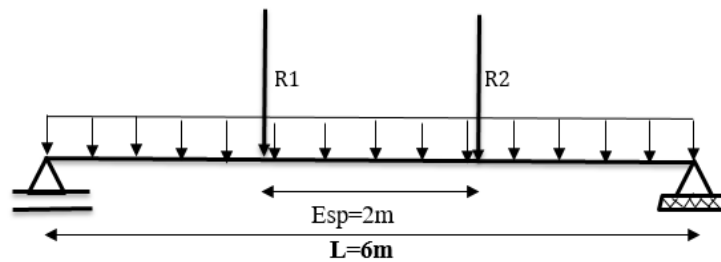
Poids propre du béton frais ..... G<sub>b</sub> =3,06KN/m<sup>2</sup>.

Poids du bac d'acier ..... g bac =0,13 KN/m<sup>2</sup>

Surcharge de construction (ouvrier) ..... Q<sub>c</sub>= 0,75KN/m<sup>2</sup>

**Calcul des réactions des solives**

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



**Figure 3. 6:** Schéma statique de la poutre.

On regroupe les résultats dans le tableau ci-dessous :

Reaction	Longer (m)	R <sub>ult</sub> (KN)	R <sub>SER</sub> (KN)
<b>R<sub>1</sub> = R<sub>2</sub></b>	5	55,35	40,19

- **Combinaisons des charges**

**E.L.U:**

$$q_u = 1,35 \times g_p + (1,35 \times (G_b + g_{bac}) + 1,5 \times Q_c) \times b_s$$

$$q_u = 1,35 \times [(3,06 + 0,13) \times 0,18 + 0,663] + 1,5 \times 0,75 \times 0,18$$

$$q_u = 1,87 \text{ KN/m}^1$$

**E.L.S:**

$$q_{ser} = g_p + (G_b + g_{bac} + Q_c) \times b_s$$

$$q_{ser} = 0,663 + (3,06 + 0,13 + 0,75) \times 0,18$$

$$q_{ser} = 1,37 \text{ KN/m}^1$$

- **Les Vérifications [3]**

- **Vérification de la résistance de la flexion**

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

$$M_{sd} \leq M_{plrd} \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

**Le moment appliqué**

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} + \frac{p \times l}{3}$$

$$M_{sd} = \frac{1,87 \times 6^2}{8} + \frac{72,6 \times 6}{3} = 153,61 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{1307 \times 275 \times 10^{-3}}{1} = 359,42 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} = 153,61 \text{ KN.m} < M_{plrd} = 359,42 \text{ KN.m}$  La condition de la résistance c'est vérifiée

**Calcule-la rondement**

$$r = \frac{M_{plrd}}{M_{sd}} = \frac{153,61}{359,42} = 0,42$$

- **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que :

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

**Avec:**

$$A_v = 4269 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{275 \times 10^{-3} \times 4269}{\sqrt{3} \times 1} = 677,79 \text{ KN}$$

La valeur maximale de l'effort tranchant  $V_{sd}$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} + R_u$$

$$V_{sd} = \frac{1.87 \times 6}{2} + 55.35 = 60,96 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 60,96 \text{ KN} < V_{plRd} = 677,79 \text{ KN} \longrightarrow \text{La condition du cisaillement est vérifiée}$$

### Vérification à l'interaction de l'effort tranchant

$$V_{sd} < 0.5 \times V_{plrd}$$

$$V_{sd} = 60,96 \text{ Kn} < 0.5 V_{plrd} = 338,89 \text{ KN}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment

- **Vérification de la condition de la fléché**

Il faut vérifiée que

$$f^{\max} < f_{adm} = \frac{L}{250}$$

Avec :

$q_{ser}(\text{KN/m}^1)$	$R_{ser}(\text{KN/m}^1)$	$E(\text{N/mm}^2)$	$I_y(\text{cm}^2)$	$L(\text{mm})$
1,37	40,19	$2,1 \times 10^5$	23130	6000

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

$$f^{\max} = \frac{5}{384} \frac{q_s \times L^4}{E \times I} + \frac{23 \times R \times L^3}{648 \times E \times I} \leq f_{adm}$$

$$f^1 = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 1.37 \times (6000)^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 23130 \times 10^4} = 0,475 \text{ mm}$$

$$f^2 = \frac{23 \times R_s \times L^3}{648 \times E \times I} = \frac{19 \times 40.19 \times 10^3 \times (6000)^3}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 23130 \times 10^4} = 8,84 \text{ mm}$$

$$f^{\max} = 9.31 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{6000}{250} = 24 \text{ mm}$$

$$f^{\max} = 9,31 \text{ mm} < f_{adm} = 24 \text{ mm} \longrightarrow \text{La fléché est vérifiée}$$

### Remarque

Il n'Ya pas de vérifiée de déversement puisque la poutre principale est maintenue par la solive



▪ **Phase finale [6]**

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

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

Charge permanente ..... $G = 6,72\text{KN/m}^2$

Surcharge d'exploitation ..... $Q = 1\text{KN/m}^2$ .

**Calcul des réactions des solives**

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

On regroupe les résultats dans le tableau ci-dessous :

**Tableau 3. 8:** Valeurs de réactions  $R_{\text{ult}}$  &  $R_{\text{ser}}$ .

Reaction	Longer (m)	$R_{\text{ult}}$ (KN)	$R_{\text{ser}}$ (KN)
$R_1 = R_2$	5	106,75	77,95

**Combinaisons des charges :(charge sur la semelle sup de la poutre)**

**E.L.U :**

$$q_u = 1,35 \times g_p + (1,35 \times (G_t \times b_s) + (1,5 \times Q_t \times b_s))$$

$$q_u = 1,35 \times [(6,72 \times 0,18) + 0,663] + (1,5 \times 1 \times 0,18)$$

$$q_u = 2,79 \text{ KN/m}^1$$

**E.L.S:**

$$q_{\text{ser}} = g_p + (G_t + Q_t) \times 0,16$$

$$q_{\text{ser}} = 0,663 + (6,72 + 1) \times 0,18$$

$$q_{\text{ser}} = 2,052 \text{ KN/m}^1$$

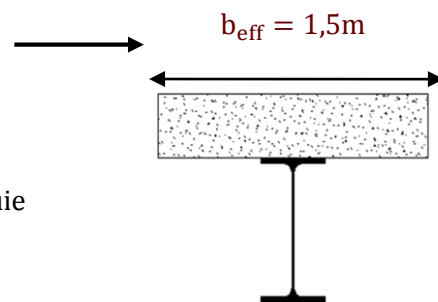
▪ **Largeur de la dalle collaborant (largeur effective)**

$$b_{\text{eff}} = \inf \left\{ \frac{2l_0}{8}, b \right\} \longrightarrow b_{\text{eff}} = \inf \left\{ \frac{2 \times 6}{8} = 1,5\text{m}, b = 2\text{m} \right\}$$

**Avec :**

$b_0$  = longueur libre d'une poutre simplement appuie

$b$  = Entraxe entre les poutres



**Figure 3. 7:** Largeur participante de la dalle.

**Position de l'axe neutre plastique**

$$R_{\text{béton}} = 0.57 \times f_{ck} \times b_{\text{eff}} \times h_c$$

**Avec:**

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa (béton de classe 25/30)}$$

$$R_{\text{béton}} = 0.57 \times 25 \times 1500 \times 95 \times 10^{-3}$$

$$R_{\text{béton}} = \mathbf{2030.525 \text{ KN}}$$

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

$$R_{\text{acier}} = 0.95 \times 275 \times 84.46 \times 100 \times 10^{-3}$$

$$R_{\text{acier}} = \mathbf{2206.51 \text{ KN}}$$

$$R_{\text{béton}} < R_{\text{acier}} \longrightarrow \text{L'axe neutre se trouve dans le profilé en acier}$$

**Donc calcule  $R_w$**  $A_w$  : La section de l'âme

$$R_w = 0.95 \times f_y \times A_w \longrightarrow \text{avec } A_w = (h - (2 \times t_f)) \times t_w$$

$$A_w = 3207.8 \text{ mm}$$

$$R_w = 838.03 \text{ KN}$$

$$R_{\text{béton}} < R_{\text{acier}} \text{ et } R_{\text{béton}} > R_w$$

L'axe neutre est dans la semelle supérieure du profilé

▪ **Vérification**• **Vérification de la résistance à la flexion**

$$M_{\text{pl.rd}} = R_{\text{acier}} \times \frac{h_a}{2} + R_{\text{béton}} \times \left( \frac{h_a}{2} + h_p \right)$$

**Position de l'axe neutre plastique**Il faut que :  $M_{sd} \leq M_{\text{pl.rd}}$ 

$$M_{\text{pl.rd}} = 2206.51 \left[ \frac{400}{2} + 105 + 55 - \left( \frac{2206.51 \times 105}{2 \times 2244.37} \right) \right] 10^{-3} = 680.457 \text{ Kn.m}$$

$$M_{\text{pl.rd}} = \mathbf{680.457 \text{ KN.m}}$$

**Moment appliqué**

$$M_{sd} = \frac{qu \times l^2}{8} + \frac{p \times l}{3}$$

$$M_{sd} = \frac{2.79 \times 6^2}{8} + \frac{106.75 \times 6}{3} = 226.05 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 226.05 \text{ Kn.m} < M_{\text{pl.rd}} = 680.457 \text{ Kn.m} \longrightarrow \text{Vérifiée}$$

$$r = \frac{226.05}{680.45} = 0.33 \longrightarrow \text{On constate que la condition de la résistance est vérifiée}$$

• **Vérification de l'effort tranchant [3]**

On doit vérifier que :

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

avec:  $A_v = 4269 \text{ mm}^2$

$$V_{pl,rd} = \frac{275 \times 10^{-3} \times 4269}{\sqrt{3} \times 1} = 677,79 \text{ Kn}$$

La valeur maximale de l'effort tranchant  $V_{sd}$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} + R_u$$

$$V_{sd} = \frac{2,79 \times 6}{2} + 106.75 = 115.12 \text{ Kn}$$

$V_{sd} = 115,12 \text{ KN} < V_{plrd} = 677,79 \text{ KN} \longrightarrow$  La condition du cisaillement est vérifiée

**Vérification à l'interaction de l'effort tranchant**

$$V_{sd} < 0,5 \times V_{plrd}$$

$$V_{sd} = 115.12 \text{ Kn} < 0.5V_{plrd} = 338.89 \text{ Kn}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment

• **Vérification de la rigidité [6]**

Il faut vérifier que :

$$f^{\max} \leq \bar{f} = \frac{L}{250}$$

$$m = (E_a/E_b) = 15$$

$$v = \frac{Aa}{Ab} = \frac{42.69 \times 100}{1250 \times 95} = 0,035$$

**Avec :**

$E(\text{N/mm}^2)$	$q_{ser}(\text{Kn/m}^1)$	$L (\text{ mm})$
$2,1 \times 10^5$	2,322	6000

**Donc :**

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

$$I_c = \frac{8446 \times (95 + (2 \times 55) + 400)^2}{4(1 + 15 \times 0,035)} + \frac{1500 \times 95^3}{12 \times 15} + 23130 \times 10^4$$

$$= 7,452 \times 108 \text{ mm}^4$$

Après les calculs, on a trouvé  $I_c = 7.452 \times 10^8 \text{ mm}^4$

La valeur de la flèche maximale est

$$f_{\text{final}} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_c} + \frac{19 \times R_s \times l^3}{384 \times E \times I_c}$$

$$f_{\text{final}} = f^1 + f^2$$

$$f^1 = \frac{5 \times 2,05 \times (6000)^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 74,52 \times 10^7} = 0,22 \text{ mm}$$

$$f^2 = \frac{19 \times 77,95 \times 10^3 \times (6000)^3}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 74,52 \times 10^7} = 5,32 \text{ mm}$$

$$f_{\text{final}} = 5,54 \text{ mm}$$

$$f_{\text{adm}} = \frac{6000}{250} = 24 \text{ mm}$$

### Calcul de la flèche totale

$$f^{\text{max}} = f_{\text{initial}} + f_{\text{final}}$$

$$f^{\text{max}} = 9,31 + 5,54 = 14,85 \text{ mm}$$

La flèche totale = la flèche de la phase de construction + la flèche de la phase finale

$$f^{\text{max}} = 14,85 \text{ mm} < \bar{f} = \frac{6000}{250} = 24 \text{ mm} \longrightarrow \text{c'est vérifiée}$$

### • Vérification du déversement

Dans cette phase il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement, car la solive est maintenue par le béton dur.

### ▪ Calcul des connecteurs [6]

Hauteur de connecteur :  $h=95 \text{ mm}$

Diamètre de connecteur :  $d=19 \text{ mm}$

### Détermination de $P_{rd}$

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

### Application numérique

$$P_{rd} = \min(73,13 ; 72,54) \longrightarrow P_{rd} = 72,54 \text{ KN}$$

### Influence du sens du bac d'acier

$N_r = 1$  ou max 2 , nombre de goujon par nervure

Notre cas  $N_r = 1$

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

$$K_t = 0,819 \leq 1$$

$$P_{rd} = 0,819 \times 72,54 = 59,41 \text{ KN}$$

La résistance au cisaillement

$$P_{rd} = 59,41 \text{ KN}$$

**Détermine  $R_L$**

$$R_L = \inf(R_{\text{béton}}, R_{\text{acire}})$$

$$R_L = \inf(2030,525 ; 2206,51) \longrightarrow R_L = 2030,55 \text{ KN}$$

**Nombre de connecteur : par demi-portée**

$$\text{Nbre} = \frac{R_L}{P_{rd}} = \frac{2030,55}{59,41} = 34,17$$

Soit **N=15** goujons sur le demi-long de la solive ; c'est-à-dire **30 connecteurs** sur toute la longue totale de la solive

**L'espace minimal**

$$E_{\min} > 5 \cdot d = 5 \times 19 = 95 \text{ mm}$$

$$E_{\max} > 6 \cdot h_{sc} = 6 \times 95 = 750 \text{ mm}$$

$$\text{Esp} = \frac{L}{\text{Nbr} - 1} = \frac{5000}{30 - 1} = 172,41 \text{ mm}$$

$$E_{\min} = 95 \text{ mm} < \text{Esp} = 172,41 \text{ mm} < E_{\max} = 750 \text{ mm}$$

**On opte un Esp = 150 mm**

$$\text{Nbre} = \frac{5000 - 300}{150} = 31,33 \quad \text{et} \quad 150 \text{ mm} > E_{\min} \longrightarrow$$

$$= 95 \text{ mm} \quad \text{c'est vérifié}$$

▪ **Vérification au voilement**

Le profile **IPE400** est de classe 1, donc il n'Ya pas lieu de vérifier le voilement

▪ **Vérification ou diversement**

Il n'Ya pas de diversement puisque la poutre principale est maintenue par les solives

**Conclusion**

Toutes les conditions sont vérifiées, donc on opte un IPE400 pour le voilement

**2.4.2 Pré-dimensionnement des poutres principales : (TERRASSE ACCESSIBLE)**

On prend IPE400; sachant qu'elle a la même portée que la poutre de plancher terrasse inaccessible

- **Phase de construction**

**Remarque**

La même vérification que dans la poutre de plancher terrasse.

- **Phase finale [6]**

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

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

Charge permanente ..... $G = 7,27 \text{ KN/m}^2$

Surcharge d'exploitation ..... $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$ .

- **Calcul des réactions des solives**

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

On regroupe les résultats dans le tableau ci-dessous

**Tableau 3. 9:** Valeurs de réactions  $R_{\text{ult}}$  &  $R_{\text{ser}}$ .

Reaction	Longer (m)	$R_{\text{ult}}$ (KN)	$R_{\text{ser}}$ (KN)
$R_1 = R_2$	5	121,7	88,45

**Combinaisons des charges :(charge sur la semelle sup de la poutre)**

**E.L.U :**

$$q_u = 1,35 \times g_p + (1,35 \times (G_t \times b_s) + (1,5 \times Q_t \times b_s))$$

$$q_u = 1,35 \times [(7,27 \times 0,18) + 0,663] + (1,5 \times 1,5 \times 0,18)$$

$$q_u = 3,06 \text{ KN/m}^1$$

**E.L.S:**

$$q_{\text{ser}} = g_p + (G_t + Q_t) \times 0,16$$

$$q_{\text{ser}} = 0,663 + (7,27 + 1,5) \times 0,18$$

$$q_{\text{ser}} = 2,24 \text{ KN/m}^1$$

Les vérifications sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau 3. 10:** les vérifications de la phase finale de poutre.P. (plancher terrasse accessible).

Phase finale	Résistance à la flexion		L'effort tranchant		L'interaction de l'effort tranchant		La condition de la flèche				Condition
	M <sub>sd</sub> (KN. m)	M <sub>pl.rd</sub> (KN. m)	V <sub>sd</sub> <sup>max</sup> (KN)	V <sub>pl.rd</sub> (KN)	V <sub>sd</sub> <sup>max</sup> (KN)	0.5V <sub>pl.rd</sub> (KN)	F <sub>c</sub> (mm)	F <sub>f</sub> (mm)	F <sub>m</sub> (mm)	F <sub>ad</sub> (mm)	Vérifier
	378,8	680,8	130,8	677,7	130,8	338,8	9,31	6,28	15,5	24	

**Conclusion**

Toutes les conditions sont vérifiées donc on prend le profile IPE400

**2.4.3 Pré-dimensionnement des poutres principales (PLANCHER COURANT)**

On prend IPE400 ; sachant qu'elle a la même portée que la poutre de plancher terrasse inaccessible

▪ **Phase de construction**

**Remarque**

La même vérification que dans la poutre de plancher terrasse.

▪ **Phase finale [6]**

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

Poids propre du profilé .....g<sub>p</sub> = 0,663KN/m.

Charge permanente .....G = 5,73KN/m<sup>2</sup>

Surcharge d'exploitation .....Q = 3,5KN/m<sup>2</sup>.

• **Calcul des réactions des solives**

$$R_{solive} = \frac{q_{solive} \times L_{solive}}{2} \times 2$$

On regroupe les résultats dans le tableau ci-dessous :

**Tableau 3. 11:** Valeurs de réactions R<sub>ult</sub> & R<sub>ser</sub>.

Reaction	Longer (m)	R <sub>ult</sub> (KN)	R <sub>ser</sub> (KN)
R <sub>1</sub> = R <sub>2</sub>	5	130,9	93,05

**Combinaisons des charges :(charge sur la semelle sup de la poutre)**

**E.L.U :**

$$q_u = 1,35 \times g_p + (1,35 \times (G_t \times b_s) + (1,5 \times Q_t \times b_s))$$

$$q_u = 1,35 \times [(5,73 \times 0,18) + 0,663] + (1,5 \times 3,5 \times 0,18)$$

$$q_u = 3,23 \text{ Kn/m}^1$$

**E.L.S:**

$$q_{ser} = g_p + (G_t + Q_t) \times 0,16$$

$$q_{ser} = 0,663 + (5,73 + 3,5) \times 0,18$$

$$q_{ser} = 2.32 \text{ Kn/m}^1$$

Les vérifications sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau 3. 12:** les vérifications de la phase finale de poutre.P. (plancher terrasse accessible).

Phase finale	Résistance à la flexion		L'effort tranchant		L'interaction de l'effort tranchant		La condition de la flèche				Condition
	$M_{sd}$ (KN.m)	$M_{pl,rd}$ (KN.m)	$V_{sd}^{max}$ (KN)	$V_{pl,rd}$ (KN)	$V_{sd}^{max}$ (KN)	$0.5V_{pl,rd}$ (KN)	$F_c$ (mm)	$F_f$ (mm)	$F_m$ (mm)	$F_{ad}$ (mm)	Vérifier
	407,2	680,8	140,6	677,7	140,6	338,8	9,31	6,60	15,9	24	

▪ **Calcul des connecteurs**

On prend connecteurs pour toute la longueur de la poutre

• **Vérification ou voilement**

Les profilés de classe1, donc il n'Ya pas lieu de vérifier le voilement

**Conclusion**

On a vérifié la condition ; donc on prend un IPE400 pour toutes les poutres (p-p) de notre structure

**3. Pré-dimensionnement des poteaux**

▪ **Définition de poteaux**

Les poteaux sont des éléments verticaux qui doivent reprendre des efforts de compression, de flexion dus aux charges du poids propre, surcharge d'exploitation, du séisme et du vent. Ces éléments principaux sont très important pour la stabilité de la structure afin d'éviter son effondrement. On va pré dimensionner la section du poteau le plus chargé avec les charges verticales (G et Q).



Le pré-dimensionnement des poteaux s'effectue de la manière suivante :

- Détermination de l'effort de compression maximal et pondéré à l'ELU qui sollicite le poteau selon le règlement CCM 97

$$N_s = 1.35G + 1.5Q$$

G : poids propre des éléments qui sollicite le poteau étudié

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

### Poteaux la plus sollicité

Poteaux la plus sollicité (poteau central (6-C)) reprend une section de  $29,4\text{m}^2$ , il est représenté dans le schéma ci-dessous :

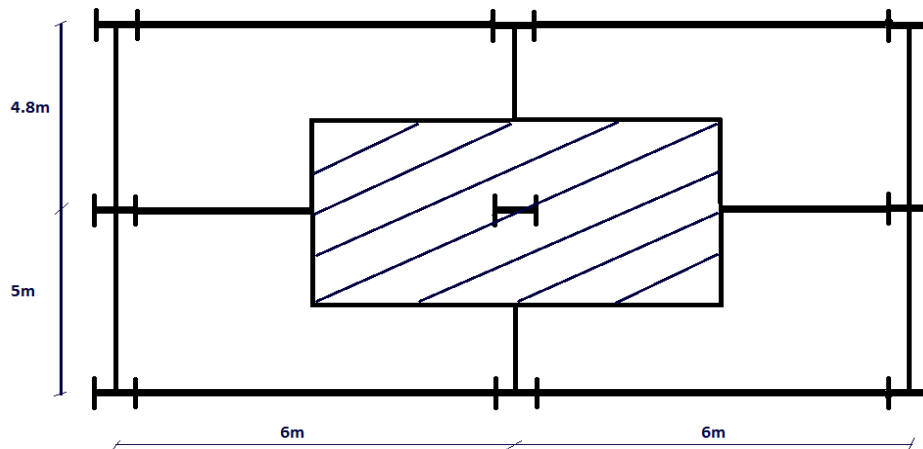


Figure 3. 8: Le poteau le plus sollicité.

### La surface qui revient sur les poteaux

Poteau central  $\longrightarrow 6 \times 4,9 = 29,4\text{m}^2$

#### ▪ Les charges permanentes [2]

Poids du plancher terrasse inaccessible	$\longrightarrow$	$6,72 \times 29,4 = 197,56\text{KN}$
Poids du plancher terrasse accessible	$\longrightarrow$	$7,27 \times 29,4 = 213,73\text{KN}$
Poids du plancher courant (Bureau)	$\longrightarrow$	$5,73 \times 29,4 = 168,46\text{KN}$
Poids des poutres porteuses (IPE400)	$\longrightarrow$	$0,663 \times 6 = 3,97\text{KN}$
Poids des poutres non porteuses (IPE160)	$\longrightarrow$	$0,158 \times 4,9 = 0,77\text{KN}$
Poids de la solive (IPE160)	$\longrightarrow$	$0,158 \times 4,9 = 0,77\text{KN}$

▪ **Les charges d'exploitation [2]**

Plancher terrasse inaccessible	→	$1 \times 29,4 = 29,4\text{KN}$
Plancher terrasse accessible	→	$1,5 \times 29,4 = 44,1\text{KN}$
Plancher courant (Bureau)	→	$3,5 \times 29,4 = 102,9\text{KN}$

**Remarque**

Toute les Vérification de flambent pare (**CCM 97**)

• **On calcule les sollicitations à L'ELU**

$$G = G_{(\text{plancher})} + G_{(\text{poutrenporteuse})} + G_{(\text{poutre non porteuse})} + G_{(\text{solive})}$$

$$Q = Q_{(\text{pancher})}$$

• **Charge d'exploitation (d'après la loi de dégression)**

Ona dépassé 5 Nive donc applique loi de dégression (**DTR B.2.2 article 6.3 page 16**)

[2]

$$\sum_{i=n} Q = Q_0 + \frac{3+n}{2n}$$

$$\sum_{i=1}^{i=n} Q_i \text{ pour } (n \geq 5)$$

**Tableau 3. 13:** La charge d'exploitation.

Niveau	Charge d'explantation	Surcharges	Q (KN/m <sup>2</sup> )	Surface (m <sup>2</sup> )	Surcharges (KN)
Toiture	1	$\sum_0=Q_0$	29,4	29,4	29,4
4 <sup>ème</sup> étage	1,5	$\sum_1=Q_0+Q_1$	73,5	29,4	73,5
3 <sup>ème</sup> étage	3,5	$\sum_2=Q_0+0,90(Q_1+Q_2)$	169,05	29,4	169,05
2 <sup>ème</sup> étage	3,5	$\sum_3=Q_0+0,80(Q_1+Q_2+Q_3)$	254,31	29,4	254,31
1 <sup>ème</sup> étage	3,5	$\sum_4=Q_0+0,70(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	329,28	29,4	328,98
RDC	3,5	$\sum_5=Q_0+0,60(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	393,96	29,4	393,96

La descente des charges :

**Tableau 3. 14:** La descente des charges (les poteaux centraux).

Niveau	Charge permanente (KN)	Charge d'exaltation (KN)	$N_{sd} = 1.35G + 1.5Q$
Toiture	203,78	29,4	319,203
4 <sup>ème</sup> étage	423,79	73,5	682,366
3 <sup>ème</sup> étage	598,53	169,05	1061,590
2 <sup>ème</sup> étage	773,27	254,31	1425,379
1 <sup>ème</sup> étage	948,01	329,28	1773,733
RDC	1122,75	393,96	2106,652
Une force concentrée sur les poteaux (C-6) est statique et ne bouge pas			50
			<b>2156,652</b>

▪ **Pré dimensionnement des poteaux [3]**

Les poteaux sont des éléments sollicités en compression axiale, la valeur de calcul  $N_{sd}$  de l'effort de compression dans section transversale doit satisfaire à la condition suivante :

$$N_{sd} \leq N_{crd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \longrightarrow \text{section de classe 1}$$

$$N_{sd} = 2156,652 \text{ KN}$$

$$A \geq \frac{N \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{2156,652 \times 1 \times 10^{-3}}{275} = 7842,370 \text{ mm}^2$$

$$A \geq 85.85.36\text{cm}^2 \text{ et on choisie un profilé (HEB240) } \longrightarrow A = 106\text{cm}^2$$

On choisit un **HEB 240** avec les caractéristiques suivantes :

**Tableau 3. 15:** caractéristiques du profilé HEB240.

DESIGNA-TION	Poids	Section	Dimensions				Caractéristiques				
	G Kg/m	A cm <sup>2</sup>	h mm	b mm	t <sub>w</sub> mm	t <sub>f</sub> mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>pl-y</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm	i <sub>z</sub> cm
<b>HEB240</b>	83,2	106	240	240	10	17	11260	3923	1053	10,31	6,08

**Remarque**

Pour la réalisation il faut que la largeur de poteau soit égale à la largeur de poutre donc :

$$\text{Profilé adopté HEB 240 } \longrightarrow A_{\text{choisi}} = 106\text{cm}^2$$

Les résultats des autres poteaux sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau 3. 16:** Les efforts normaux, les profilés des poteaux.

POTEAUX	Effort normal (KN)	Profilé
On à pondre Même profile pour tout l'étage	2156,652	HEB240

▪ **Vérification du flambement [3]**

▪ Il faut vérifier que :

▪  $N_{sd} \leq N_{brd} =$

$$\frac{X \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{m1}} \quad (5.45. CCM 97) \quad \longrightarrow \quad \begin{cases} \beta = 1 & \text{Classe (1,2,3)} \\ \beta = \frac{A_{eff}}{A} & \text{Classe (4)} \end{cases}$$

▪  $\lambda_1 = \pi \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9\epsilon$

▪  $\lambda_i = \frac{l_{fi}}{i_i} \quad i(z; y)$

▪  $\bar{\lambda} = \frac{\lambda_i}{\lambda_1}$

$$X = \frac{1}{(\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2})} \quad \text{mais } X \leq 1 \quad (5.46. CCM 97)[3]$$

ou  $\phi = 0,5(1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \lambda^2$

**Méthode de calcul**

**Flambement**

Calcul du coefficient de réduction de la longueur  $k_f$  (flambement) ;(ANNEXE A (CCM 97) [3]

On suppose (poteau à nœuds fixes)

$$\eta_1 = \frac{K_c}{K_c + K_{11} + K_{12}} \quad (A.1) \quad \longrightarrow \quad \text{et} \quad \begin{cases} K_c = \text{rigidité du poteau} \\ K_{ij} = \text{rigidité effectives des poutres} \\ k = \frac{I}{L} \end{cases}$$

Mode d'instabilité à nœuds fixes

$$\frac{l_f}{L} = 0,5 + 0,14(\eta_1 + \eta_2) - 0,055(\eta_1 \cdot \eta_2)^2 \quad (A.5)$$

• plan (z - z) l'axe(y - y)  $l_{fy}$

• plan (y - y) l'axe(z - z)  $l_{fz}$

Tableau 3. 17: caractéristiques de l'élément Poteau et poutre

Elément	La longue m <sup>2</sup>	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	i <sub>y</sub> cm	i <sub>z</sub> cm
Poutre porteuse	6	23130	1318	16,55	3,95
Poutre non porteuse	4,9	869,3	68,31	1,84	1,84
Poteau	3,74	11260	3923	10,31	6,08

**Exemple de calcul**

- plan (z - z)

$$K_{C,HEB240} = \frac{11260 \times 10^4}{3,75 \times 10^3} = 30106,95 \text{ mm}^3$$

$$K_{(p,p),IPE400} = \frac{23130 \times 10^4}{6 \times 10^3} = 38550 \text{ mm}^3$$

$$\eta_1 = \eta_2 = \frac{30106,95}{30106,95 + 38550 + 38550} = 0,28$$

$$\frac{l_{fy}}{L} = 0,5 + 0,14(0,028 + 0,028) - 0,055(0,028 \times 0,028)^2 = 0,578$$

$$l_{fy} = 2,16\text{m}$$

**Remarque :**

**Même principe pour plan (y - y)**

$$K_{C,HEB240} = 10489,30\text{mm}^3$$

$$K_{(p,non p),IPE160} = 139,38\text{mm}^3$$

$$\eta_1 = \eta_2 = 0,974$$

$$\frac{l_{fz}}{L} = 0,974$$

$$l_{fz} = 3,64\text{m}$$

- **Vérification**

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,924 \text{ et } \lambda_1 = 93,9 \times 0,924 = 86,7$$

Tableau 3. 18: Vérification de flambement des poteaux de tous les niveaux.

	L'axe (y-y)	L'axe (z-z)
I <sub>f</sub>	2,16	3,64
λ <sub>i</sub> = (I <sub>fi</sub> /i <sub>i</sub> )	20,95	59,86
λ̄ = (λ <sub>i</sub> /λ <sub>1</sub> )	0,241	0,690
λ > 0,2	0.241 > 0,2 risque de flambement sur l'axe (yy) 0.511 > 0,2 risque de flombement sur laxe (zz)	
Choisir λ	λ = max(λ̄ <sub>y</sub> , λ̄ <sub>z</sub> )      λ = 0,690 Plan de flambement (y-y)    Axe de flambement (z-z)	

- **Choix de la courbe de flambement**

Le courbe de flambement appropriée pour le flambement par flexion doit et déterminée d'après le tableau (55.3.CCM 97) [3]

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{240}{240} = 1 \leq 1,2 \\ t_f = 17 \leq 100 \end{array} \right. \longrightarrow \text{donc l'axe}(z, z) \text{ donc courbes de flambement (C)}$$

Facteur d'imperfection  $\alpha = 0,49 \longrightarrow$  (tableau (55. 1. CCM 97)[3])

$$\phi = 0,5[1 + 0,49(0,690 - 0,2) + 0,690^2] = 0,858$$

$$x = \frac{1}{0,858 + \sqrt{0,858^2 - 0,690^2}} = 0,7310$$

$$N_{brd} = \frac{x \times A \times f_y}{\gamma_m} = \frac{0,731 \times 275 \times 106 \times 100}{1,1} \times 10^{-3} = 1937,15 \text{ KN}$$

$$N_{brd} = 1937,15 \text{ KN}$$

$$N_{Ed} = 2156,652 \text{ KN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{brd}} < 1$$

$$\frac{2156,652}{2215,4} = 0,97 \longrightarrow \text{vérifie}$$

Bien que le Profilé HEB240 a été vérifié, nous choisirons le profilé HEB260 car on n'a pas tenu compte du moment de flexion dû aux charges horizontales (séisme, vent)

**Tableau 3. 19:** caractéristiques du profilé HEB260.

DESIGNA -TION	Poids	Section	Dimensions				Caractéristiques				
	G Kg/m	A cm <sup>2</sup>	h mm	b mm	t <sub>w</sub> mm	t <sub>f</sub> mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>pl-y</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm	i <sub>z</sub> cm
<b>HEB260</b>	93	118,4	260	260	10	17,5	14920	5135	1283	11,22	6,58

#### 4. Conclusion

Notre plancher est d'une dalle collaborant en béton armé d'épaisseur de 15 cm posé sur une tôle nervurée HI-BOND 55 d'épaisseur 1 mm, le tout est posé sur des solives en IPE 160 avec connecteurs (voir schéma ci-dessus)

On adoptera la même conception des autres des autres planchers car les charges sont inférieures.

La section des poteaux n'est que provisoire, la section définitive sera calculée en tenant compte des charges horizontales du au séisme (calcul de la structure avec le logiciel ROBOT).

## 1. Acrotère

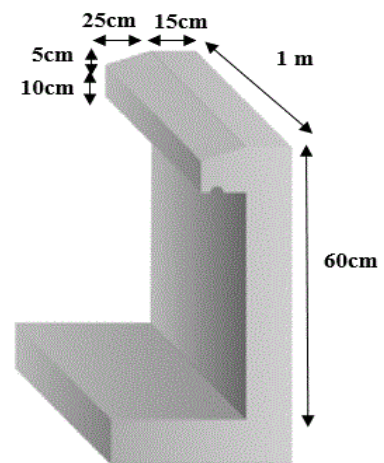
### 1.1 Introduction

L'acrotère en béton armé ; c'est un élément non structural, il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse, l'acrotère est soumis à aux charges suivantes

- Son poids propre sous forme d'un effort normal vertical.
- Une force horizontale due à une main courante  $Q=1\text{kN/ml}$ .
- Effort du vent
- Effort du séisme

### 1.2 Calcul des charges sollicitant l'acrotère

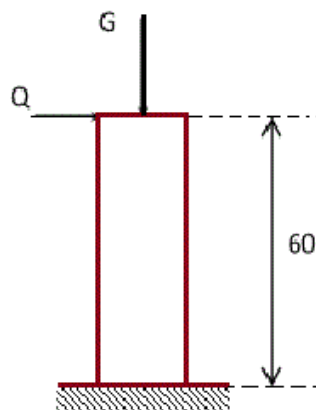
Dimensions sont les suivantes :



Largeur $b=100\text{ cm}$	Hauteur $H=60\text{ cm}$	Epaisseur $e=10\text{ cm}$
---------------------------	--------------------------	----------------------------

#### **Remarque**

On considère une bande de 1 m de largeur



**Figure 4. 1:** Dimensions de l'acrotère.

**1.3 Evaluation des charges : [4]****• Charges permanentes :**

On considère une bande de 1 m de largeur

Surface de l'acrotère :

$$S = \left[ (0,1 \times 0,45) + (0,15 \times 0,15) + (0,1 \times 0,25) + \frac{(0,25 \times 0,05)}{2} \right] = 987,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poids propre de l'acrotère : } G = \rho_b \times S = 25 \times 0,098 = 2,45 \text{ kN / ml}$$

Revêtement en ciment (e=2cm ;  $\rho=14\text{kN/m}^3$ ) :

$$G = \rho_{ci} \times e \times P_{cme} = 14 \times 0,02 \times (0,6 + 0,15 + 0,25 + 0,1 + 0,3 + 0,45) = 0,518 \text{ kN / ml}$$

$$\mathbf{G = 0,518 \text{ Kn/m}^L}$$

**• Charge d'exploitation : [2]**

**Q=1,00kN/ml** ..... (Main courante).

**1.4 L'action des forces horizontales ( $F_p$ ) :**

L'action des forces horizontales est donnée par :  $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$  [2]

**Avec :**

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) RPA

Zone 3 et le groupe d'usage approprié [A=0.3].....groupe 1B.

$C_p$  : Facteur de force horizontale donnée par le tableau (6-1)..... [ $C_p=0,8$ ].

$W_p$  : Poids de l'acrotère =2.96 kN.

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p = 2,84 \text{ kN.}$$

$$Q_u = \text{Max} (1,5Q ; F_p)$$

$$\left. \begin{array}{l} F_p = 2,84 \text{ kN} \\ 1,5Q = 1,5 \text{ kN} \end{array} \right\} \Rightarrow Q_u = F_p = 2,84 \text{ kN}$$

Donc pour une bande de 1m de largeur :

$$\mathbf{G=2,96 \text{ kN/ml et } Q=2,84 \text{ KN/ml}}$$



**1.5 Calcul d'efforts**

Pour une bande de 1m de largeur :

**E.L.U :**

$$N_u = 1,35G = 4.006 \text{ kN}$$

$$M_u = 1,5Q_h h = 2.564 \text{ kNm}$$

$$T_u = 1,5Q_h = 4.273 \text{ kN}$$

**E.L.S :**

$$N_{ser} = G = 2.968 \text{ kN}$$

$$M_{ser} = Q_h h = 1.709 \text{ kNm}$$

$$T_{ser} = Q_h = 2.849 \text{ kN}$$

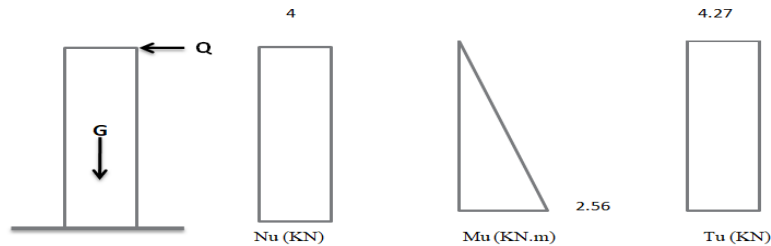


Figure 4. 2: Diagrammes des efforts à l'ELU.

**1.6 Ferrailage de la section de l'acrotère**

$h=10\text{cm}$  ;  $b=100\text{cm}$  ;  $f_{c28}=25\text{MPa}$  ;  $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$  ;  $c=c'=2.5\text{cm}$  ;  $f_e=400\text{MPa}$

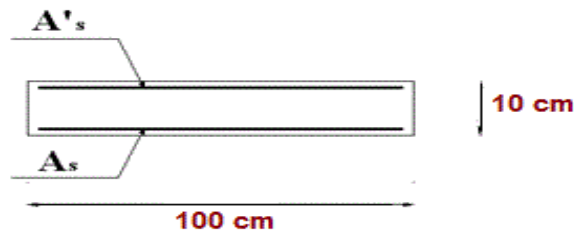


Figure 4. 3: Coupe horizontale d'un acrotère.

• **Calcul de l'excentricité :**

$$\left. \begin{aligned} e_0 &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{2.564}{4} = 64.1 \text{ cm} \\ \frac{h}{2} - c' &= \frac{10}{2} - 2.5 = 2.5 \text{ cm} \end{aligned} \right\} e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment fictif  $M_f$ .

• **Calcul du moment fictif «  $M_f$  » :**

$$M_f = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - c' \right) = 2.664 \text{ kNm}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 \sigma_{bc}} = 0.034$$

$\mu < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$  Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,023$$

$$Z = 7.5 \times (1 - 0,4 \times 0.043) = 7.37 \text{ cm}$$

$$\mu = 0.034 < 0,186 \Rightarrow \zeta_s = 10 \text{ ‰} \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{sf} = f(M_f)$$

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z \sigma_s} = 103.86 \text{ mm}^2$$

•  $A_{s1} = A'_s = 0$

•  $A_{s2} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 92.36 \text{ mm}^2$

$$\text{Donc : } \begin{cases} A_{s1} = 0 \text{ cm}^2 \\ A_{s2} = 0.923 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

### 1.7 Vérification de la section d'acier selon « BAEI 91 MODIFIÉ 99 » [4]

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

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

**Avec :**

$$f_{t28}=2,1\text{MPa} ; f_e=400\text{MPa} ; b=100\text{cm} ; d=7.5\text{cm}$$

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \left\{ 100 \text{ mm}^2 ; 90.56 \text{ mm}^2 \right\} = 1 \text{ cm}^2$$

Donc : on opte finalement pour 5T10=3.93 cm<sup>2</sup>

$$\text{Avec un espacement } s_r = \frac{100}{6} = 16,5 \text{ cm}$$

#### 1.7.1 Armatures de répartition

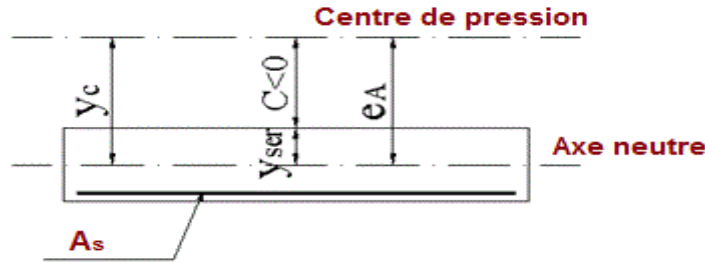
$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \quad .50.28 \leq A_r \leq 06 \longrightarrow A_r > 0.352 \text{ cm}^2$$

On choisit 4T8=2.01 cm<sup>2</sup> avec un espacement  $s_r = \frac{60 - 2.5 - 2.5}{3} = 18.33 \text{ cm}$

**1.7.2 Vérification à L'E.LS**

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 57.59 \text{ cm}$$



**Figure 4. 4:** position de centre de pression.

On a :  $e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow$  La section est partiellement comprimée (SPC).

C : La distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

$$C = d - e_A$$

**Avec :**  $e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left( d - \frac{h}{2} \right) = 60 \text{ cm} \Rightarrow C = 7.5 - 60 = -52.5 \approx -53 \quad (C < 0)$

D'après le «BAEL 91 modifié 99» [4], on doit donc résoudre l'équation suivante :

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

$y_c$  : Distance entre le centre de pression et l'axe neutre.

Avec :

$$n = 15 ; \left\{ \begin{array}{l} p = -3c^2 + 6n(c - c') \frac{A_s}{b} + 6n(d - c) \frac{A_s}{b} = -8417.95 \\ q = -2c^3 - 6n(c - c')^2 \frac{A_s}{b} - 6n(d - c)^2 \frac{A_s}{b} = 292136.61 \end{array} \right.$$

La solution de l'équation du troisième degré est obtenue par

$$\Delta = q^2 + \left( \frac{4p^3}{27} \right) = -3.02 \cdot 10^9$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0.98 \Rightarrow \varphi = 168^\circ$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 105.94$$

$$y_1 = a \cos \left( \frac{\varphi}{3} + 120 \right) = -105.70 \text{ cm}$$

$$y_2 = a \cos \left( \frac{\varphi}{3} \right) = 59.98 \text{ cm}$$

$$y_3 = a \cos \left( \frac{\varphi}{3} + 240 \right) = 46.72 \text{ cm}$$

La solution qui convient est :  $y_c=58.98\text{cm}$

Car :  $y_{ser} > 0$  et  $y_{ser}=y_c+c<d$

$$y_{ser}=58.98-53=5.98\text{cm} < d=7.5\text{cm}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} y_{ser} = 5.98 \text{ cm} \\ y_c = 58.98 \text{ cm} \end{cases}$$

• **Calcul du moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n[A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - c')^2] = 7629.55 \text{ cm}^4 \quad ; \quad n = 15$$

**1.7.3 Vérification des contraintes :**

• **Contrainte du béton :**

$$\sigma_{bc} = \left( \frac{N_{ser}}{I} y_c \right) y_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \left( \frac{2.968 \times 10^3 \times 589.8}{7629.55 \times 10^4} \right) \times 59.8 = 1.37 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

• **Contraintes de l'acier :**

$$\sigma_s = n \left( \frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{Acier tendu}$$

$$\sigma'_s = n \left( \frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (y_{ser} - c') \leq \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{Acier comprimé}$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left[ \frac{2}{3} f_e; \text{Max} (0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{ij}}) \right] = 266.66 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\eta = 1.6 \text{ pour les aciers HA})$$

$$\sigma_s = 5.23 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\sigma'_s = 11.97 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

**1.7.4 Vérification de l'effort tranchant**

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \{ 0.1 f_{c28}; 4 \text{ MPa} \} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{4.27 \times 10^3}{1000 \times 75} = 0.056 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

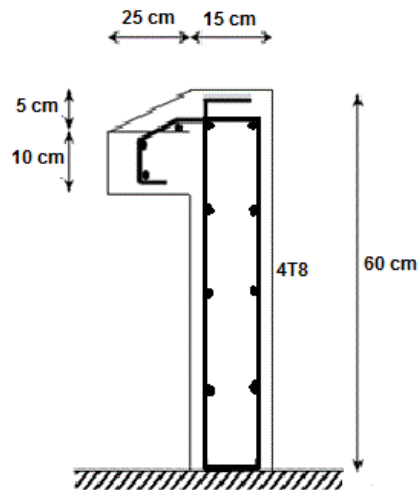


Figure 4. 5: schéma de ferrailage de l'acrotère transversal.

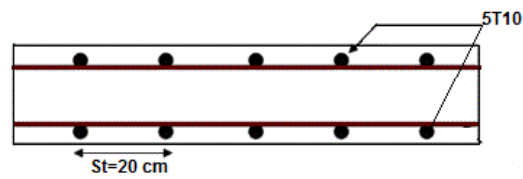


Figure 4. 6: schéma de ferrailage de l'acrotère longitudinal.

## 2. Dimensionnement de la console du balcon

### 2.1 Introduction

Définition de la console

Le bâtiment étudié comporte des balcons, posés sur des profilés appelés consoles métalliques. Ces consoles sont encastrées sur les poteaux principaux et sont soumises aux charges suivantes :

- poids de la dalle
- poids du mur rideau (par manque d'informations, son poids ne sera pas pris en compte)
- surcharge d'exploitation
- Charge sismique (composante verticale de l'action sismique concentrée à l'extrémité libre de la console (**article 4.42 page 36**))

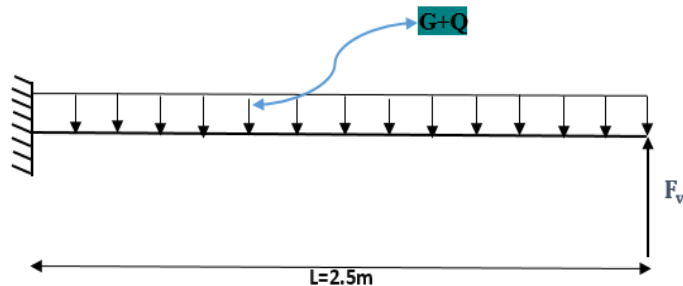


Figure 4. 7: Schéma statistique du consol

### 2.2 Calcul des charges sollicitant le balcon [2]

Les charges permanentes sont regroupées dans le tableau ci-dessous

Tableau 4. 1: Charge permanente d'un Balcon

Matériaux	Charge surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
Dalle en béton armé	3,06
Bac d'acier (Hi-BOND55)	0,13
Plâtre Faux plafond	0,2
Lit de sable	0,54
Chape	0,4
Compacto	0,4
<b>∑ charges permanentes</b>	<b>4,73 KN/m<sup>2</sup></b>

Poids propre de solive IPE 160 :  $g_{solive} = 0,158 \text{ KN/m}$

#### ▪ Charges d'exploitation [2]

Balcon  $\longrightarrow$   $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$ .

**Charges permanentes**

$$G_{\text{total}} = (4,73 \times 6) + 0,158 = 28,538 \text{ KN/m}^1$$

**Charges d'exploitation**

$$Q = 3,5 \times 6 = 21 \text{ KN/m}^1$$

- **Combinaisons des charges :**

**E.L.U :**

$$q_u = (1,35 \times G + 1,5 \times Q)$$

$$q_u = [(1,35 \times 28,538) + (1,5 \times 21)]$$

$$q_u = 70,026 \text{ kN/m}^1$$

**E.L.S:**

$$q_{\text{ser}} = (G + Q) \times l$$

$$q_{\text{ser}} = (28,538 + 21)$$

$$q_{\text{ser}} = 49,538 \text{ KN/m}^1$$

**Calcule la composante verticale de l'action sismique (article 4.18/RPA 99 V2003) [5]**

$W_p$ : Poids propre de l'élément en porte-à-faux

$$L = 2,5 \text{ m} ; l = 6 \text{ m}$$

$$F_v = 0,5 \times A \times W_p \text{ (4-18 RPA99 V2003) [5]}$$

**(Zone III - groupe d'usage 2)  $\longrightarrow$   $A = 0,25$**

$$W_p = q_u \times L = 70,026 \times 2,5 = 175,065 \text{ KN}$$

$$F_v = 0,5 \times 0,25 \times 175,065 = 21,883 \text{ KN}$$

**2.3 Dimensionnement de la console (par condition de la flèche)**

Il faut vérifier :  $f_{\text{cal}} \leq f_{\text{adm}}$

**Avec :**

$$\text{La valeur de la flèche admissible est : } f_{\text{adm}} = \frac{L}{250} = \frac{250}{250} = 1 \text{ cm}$$

$$f_{\text{cal1}} = \frac{q_s \times L^4}{8 \times E \times I_{y1}}$$

$$I_y = 250 \times \frac{q_s \times L^3}{8 \times E} = 250 \times \frac{49,38 \times 2500^3}{8 \times 2,1 \cdot 10^5} \times 10^{-4} = 12039,62 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 12045,281 \text{ cm}^4$$

Donc une choisirai profilé **IPE360** Avec une inertie  $I_y = 16270 \text{ cm}^4$

- **Vérification en tenant compte du poids du profilé [3]**
- **Vérification de la résistance à la flexion**

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

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

Et :

$$M_{plrd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{1019 \times 275 \times 10^{-3}}{1} = 280,225 \text{ KN.m}$$

#### **Moment appliqué de charge réparti**

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{2} = \frac{70,026 \times 2,5^2}{2} = 218,831 \text{ KN.m}$$

#### **Moment appliqué de charge concentré**

$$M_{max} = M_{sd} = F_v \times L = 21,883 \times 2,5 = 54,707 \text{ KN.m}$$

**Donc :**

$$M_{sd} = 164,124 \text{ KN.m} < M_{plrd} = 280,225 \text{ KN.m} \longrightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

- **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que :

$$V_{sd} \leq V_{plrd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M_0}}$$

**Avec :**

$$A_v = 4296 \text{ mm}^2 : \text{aire de cisaillement.}$$

#### **Calcul de l'effort tranchant $V_{sd}$**

$$V_{sd} = (q_u \times L)$$

$$V_{sd} = (70,026 \times 2,5) = 175,065 \text{ KN}$$

Et :

$$V_{plrd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M_0}} = \frac{3514 \times 275 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1} = 557,92 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 175,065 \text{ KN} < V_{plrd} = 557,92 \text{ KN} \longrightarrow \text{La condition du cisaillement est vérifiée}$$

#### **Vérification à l'interaction de l'effort tranchant**

$$V_{sd} < 0,5 \times V_{plrd}$$



$V_{sd} = 175,92 \text{ KN} < 0.5V_{plrd} = 278,96 \text{ KN} \longrightarrow$  Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant

- **La flèche**

$$q'_s = q_s + G_{\text{profilé}}$$

$$q'_s = 49,538 + 0,571 = 50,109 \text{ KN/m}^1$$

$$f_{\text{cal1}} = \frac{50,109 \times 2,5^4}{8 \times 2,1 \times 16270} \times 10^2 = 0,608 \text{ cm}$$

$$f_{\text{cal}} = 0,608 \text{ cm} < f_{\text{adm}} = 1 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

### Conclusion

Toutes les conditions sont vérifiées, alors **IPE 360** convient comme console.

## 3. Escalier on béton armé

### 3.1 Introduction

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de marches, qui permettent l'accès du personnel aux différents niveaux du bâtiment.

### 3.2 Définition des éléments d'un escalier

M : « marche » la partie horizontale des gradins constituant l'escalier

C.M : « contre marche » la partie verticale de ce gradin

h : Hauteur de la marche

g : Largeur de la marche

L : Longueur horizontale de la paillasse

H : Hauteur verticale de la paillasse

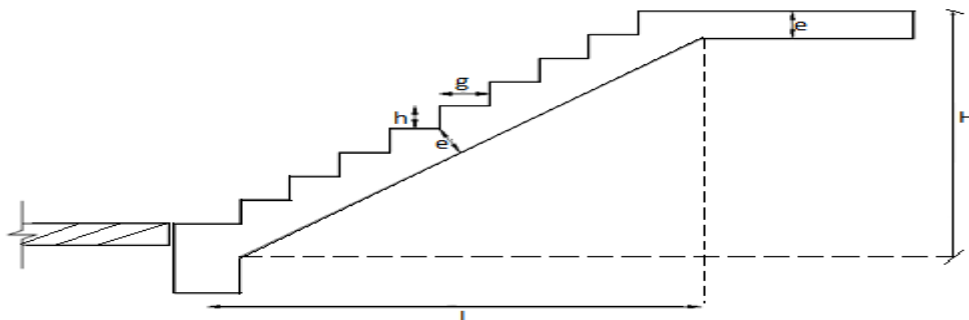


Figure 4. 8: Dimensions de l'escalier

**3.3 Choix des dimensions**

Pour une réalisation idéale et confortable on doit avoir  $2h + g = 64$

On obtient, le nombre des marches et leur dimension par les relations suivantes :

$$2h + g = 64 \dots\dots\dots (1)$$

$$n \times h = H \dots\dots\dots (2)$$

$$(n - 1)g = L \dots\dots\dots (3)$$

**Avec :**

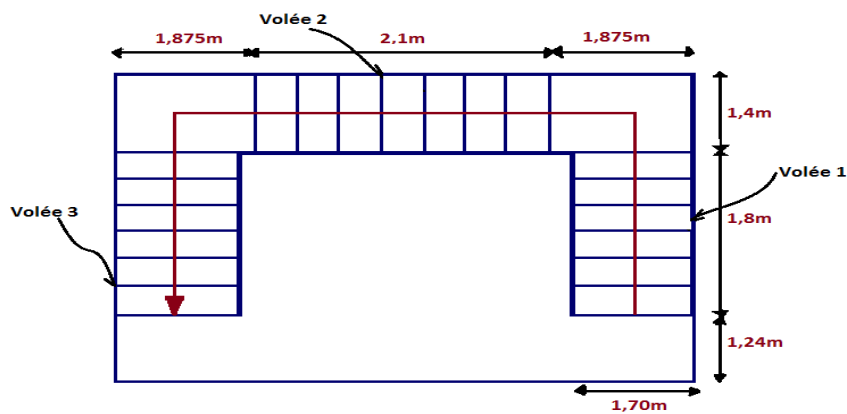
n: Le nombre des contre marches

(n - 1): Le nombre des marches

En remplaçant (2) et (3) dans (1), on obtient :

$$64n^2 - n(64 + 2H + L) + 2H = 0 \dots\dots\dots(4)$$

**Avec :** n: La racine de l'équation



**Figure 4. 9:** Schéma statique de l'escalier

Ce type d'escalier est composé de trois volées et deux paliers intermédiaires.

D'après (4) on aura :  $64n^2 - 448n + 249 = 0$

**Solution :**

**Vérification de l'équation de « BLONDEL »**

$$\begin{cases} (59 \leq (g + 2h) \leq 66) \text{cm} \\ (16 \leq h \leq 18) \text{cm} \\ (22 \leq g \leq 33) \text{cm} \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} 2h + g = 64 \text{cm} \\ h = 17 \text{cm} \\ g = 30 \text{cm} \end{cases} \longrightarrow \text{Vérifiée}$$

- Volée 2

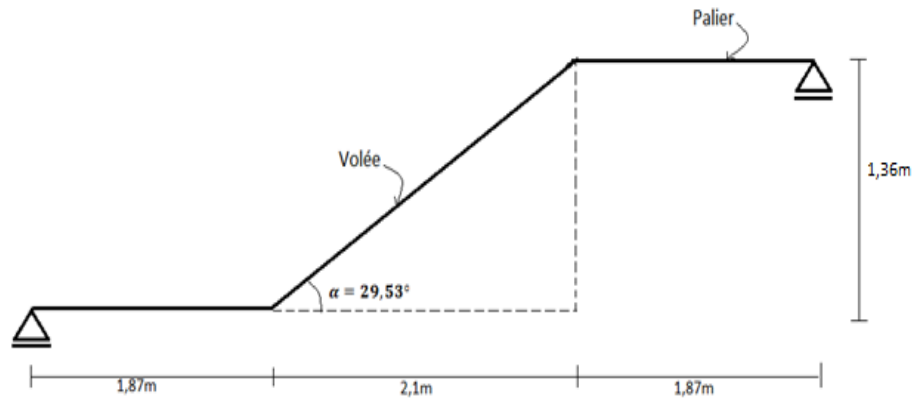


Figure 4. 10: Schéma statique de volée 2.

### Détermination de l'épaisseur de la paillasse

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

Avec :

L : La longueur du palier et de la paillasse

$$l = \sqrt{L^2 + H^2} + 1.36 + 0.57$$

$$l = \sqrt{(2,1)^2 + (1,36)^2} + 1.36 + 0.57 = 4,431\text{m}$$

Donc :

$$\frac{4,431}{30} \leq e \leq \frac{4,431}{20} \quad \longrightarrow \quad 0,147\text{m} \leq e \leq 0,221\text{m}$$

On prend l'épaisseur  $e = 18\text{cm}$

La valeur de H et L

$$H=1,36\text{m}=136\text{cm} \text{ et } L=2,1=210\text{cm}$$

$$64n^2 - n(64 + (136 \times 2) + 210) + (2 \times 136) = 0$$

$$64n^2 - 546n + 272 = 0 \quad \longrightarrow \quad \Delta = b^2 - 4. a. c$$

On a deux solutions

$$n_1 = 0.82 \quad \text{refusée de la solution}$$

$$n_2 = 7,70 \quad \text{prendre de la solution}$$

Donc :

Nombre de la contre marche : **8 contre marche**

Le nombre des marches :  $n - 1 = 8 - 1 = 7$  **marche**

Alors :

$$h = \frac{H}{n} = \frac{136}{8} = 17 \text{ cm}$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{210}{7} = 30 \text{ cm}$$

**N.B :**

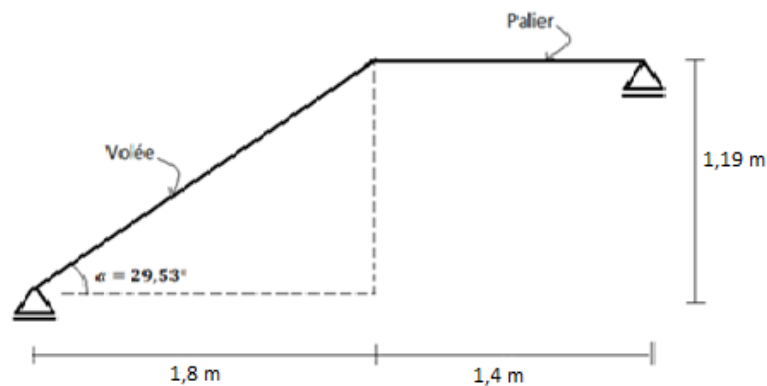
Le palier aura la même épaisseur que la paille.

Cette épaisseur sera prise en considération une fois que toutes les vérifications soient Satisfaites.

**Angle d'inclinaison de la paille**

$$\text{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{17}{30} = 0.566 \longrightarrow \alpha = 29,53^\circ$$

**Volée 2 et volée 3**



**Figure 4. 11:** Schéma statique de volée 1 et volée 3.

**Détermination de l'épaisseur de la paille**

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

Avec :

$$l = \sqrt{(1,8)^2 + (1,19)^2} + 1,36 + 0,57 = 4,087 \text{ m}$$

**Donc:**

$0,136 \text{ m} \leq e \leq 0,204 \text{ m}$  ; On prend l'épaisseur  $e = 18 \text{ cm}$

La valeur de H et L

$H = 1,19 \text{ m} = 119 \text{ cm}$  et  $L = 1,8 = 180 \text{ cm}$

$$64n^2 - 482n + 238 = 0 \longrightarrow \Delta = b^2 - 4 \cdot a \cdot c$$

On a deux solutions

$n_1 = 0.53$  refusée de la solution

$n_2 = 7$  prendre de la solution

**Donc :**

Nombre de l'axe contre marche : **7 contre marche**

Le nombre des marches :  $n - 1 = 7 - 1 = \mathbf{6 \text{ marche}}$

**Alors:**

$$h = \frac{H}{n} = \frac{119}{7} = 17\text{cm} \quad \text{et} \quad g = \frac{L}{n-1} = \frac{180}{6} = 30\text{cm}$$

**Angle d'inclinaison de la paillasse**

$$\text{tg}\alpha = \frac{H}{L} = \frac{17}{30} = 0.566 \quad \longrightarrow \quad \alpha = 29,53^\circ$$

### 3.4 Evaluation des charges : [2]

#### ▪ a) Palier

**Charges permanentes**

**Tableau 4. 2: Charge permanente d'un palier.**

Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
Mortier de pose	0,020	20	0,40
compacto	0,007	20	0,14
Lit de sable	0,03	18	0,54
Dalle du palier	0,18	25	4,5
Enduit en ciment	0,02	18	0,36
$\sum G = 5,94 \text{ kN/m}^2$			

**Charge d'exploitation :  $Q = 2,5 \text{ kn/m}^2$**

▪ b) la volée :

**Charge permanente**

**Tableau 4. 3: Charge permanente d'une volée.**

Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
Mortier de pose	0,020	20	0,40
compacto	0,007	20	0,14
Lit de sable	0,03	18	0,54
Enduit en ciment	0,02	18	0,36
La marche	$(0,17/2) = 0.085$	25	2,125
Dalle du paillasse	$(0.18/\cos 29.53) = 0.206$	25	5,15
$\sum G = 8,715 \text{ kN/m}^2$			

Sécurité on brique creuses  $0,45 \text{ kN/m}^2 \longrightarrow G = 0,45 \times 0,08 = 0,036 \text{ kN/m}^2$

**Charge d'exploitation :  $Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$**

**Détermination des efforts internes**

Le chargement est donné pour une bande de 1 ml de longueur

**Donc :**

$$G_{\text{palier}} = 5,94 \text{ kN/m}^2$$

$$G_{\text{paillasse}} = 8,715 + 0,036 = 8,751 \text{ kN/m}^2$$

**Combinaison des charges**

$$\text{ELU} = 1,35G + 1,5Q$$

$$\text{ELS} = G + Q$$

**Tableau 4. 4: Charges à l'ELU et l'ELS**

	G ( KN /m <sup>2</sup> )	Q ( KN /m <sup>2</sup> )	ELU ( KN /ml)	ELS ( KN /ml)
			q <sub>1</sub> (KN/ml)	q <sub>2</sub> (KN/ml)
<b>volée</b>	8,751	2,5	15,563	11,251
<b>Palier</b>	5,94	2,5	11,769	8,44

## Calcul des efforts

	Moment fléchissant à L'ELU	Moment fléchissant à L'ELS
Volée 2	59,99	43,14
Volée 1= volée 3	17,51	12,62

## 3.5 Calcul des armatures

## 3.5.1 Calcul des armatures volées 2

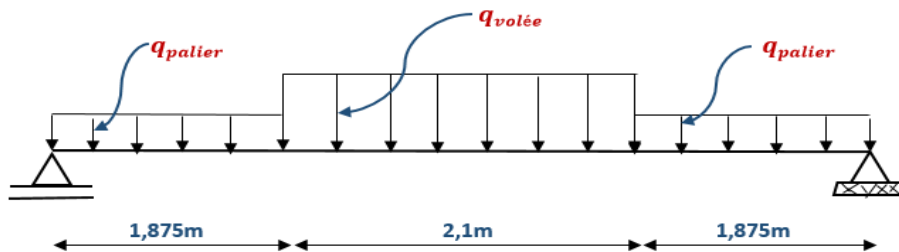


Figure 4. 12: Schéma statique de l'escalier volée 2.

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m<sup>l</sup>de largeur, avec :

$$b = 100 \text{ cm}; h = 18 \text{ cm}; d = 0.9h = 16,2 \text{ cm.}$$

$$f_e = 400 \text{ Mpa}; f_{bc} = 14,16 \text{ Mpa}; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

## En travée (ANNAXE 2)

$$M_u^{\max} = 0,85. M_u$$

$$M_u = 59,99 \text{ KN.m} \longrightarrow M_u^{\max} = 50,99 \text{ KN.m}$$

En suivant les étapes de l'organigramme pour le calcul d'une section rectangulaire en flexion simple à ELU :

## Les données :

$$\text{Situation durable : } \gamma_b = 1,5 ; \gamma_s = 1,1$$

$$f_{dc} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b} = 14,16 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \longrightarrow \sigma_s = 347,82 \text{ MPa}$$

$$u = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bc}} \longrightarrow u = 0,134$$

$$u = 0,134 \leq u_r = 0,391 \longrightarrow \text{Armature tendue Seulement}$$

$$a = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2u_u}) \longrightarrow a = 0,180$$

$$z = d(1 - 0.4a) \longrightarrow z = 150,33\text{mm}$$

$$A_u = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s} \longrightarrow A_u = 9,75 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$7\text{T14} \longrightarrow A_s = 10,78 \text{ cm}^2$$

$$\text{Espacement en teavée: } \text{esp} \leq \frac{100}{7} \\ = 14,28 \text{ cm}$$

### Armateur de répartition

En travée

$$\frac{A_s}{4} \leq A'_s \leq \frac{A_s}{2}$$

$$2,695 \leq A'_s \leq 5,39$$

Le choix est de: **6T10**  $\longrightarrow A'_s = 4,71\text{cm}^2$  avec:  $St = 15\text{cm}$

Vérification condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \longrightarrow A_{\min} = 2,012 \text{ cm}^2$$

On a :  $A_u = 9,75 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,012 \text{ cm}^2 \longrightarrow$  c'est vérifié

### L'effort tranchant :

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 3,33 \text{ MPa} \\ 5 \text{ MPa} \end{array} \right. \longrightarrow \min(3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa})$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \longrightarrow \text{fissuration peu nuisi}$$

$$T_u = 38,40 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,237 \text{ MPa}$$

$$T_u = 0,237 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{C'est vérifié}$$

Donc les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction  $\Rightarrow$  pas de vérification de la section.

### Vérification à l'ELS :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.



**Vérification des contraintes du béton :**

Après le calcul du moment on trouve

$$M_{ser} = 0,85 \cdot M_{ser}^{max}$$

$$M_{ser}^{max} = 12,62 \text{ KN.m}$$

**Donc:**  $M_{ser} = 10,72 \text{ KN.m}$

En suivant les étapes de l'organigramme pour le calcul d'une section rectangulaire en flexion simple

à ELS :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} \longrightarrow \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable

$$\sigma_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} * f_e; \max \left\{ \frac{240 \text{ Mps}}{\sqrt{\eta} f_{et28}} \right\} \right\} \longrightarrow \sigma_{st} = 240 \text{ MPa}$$

**Déterminé les :**

**Position de l'axe neutre**

$$b y (y/2) + n A'_s (y - d') - n A_s 5 (d - y) = 0 \longrightarrow y = 3,959 \text{ mm}$$

**Moment d'inertie**

$$I = b \left( \frac{y^3}{3} \right) + n A'_s (y - d')^2 + n A_s (d - y)^2 \longrightarrow I = 14,978 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

**Détermination des contraintes**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y ; \sigma_{bc} = 2,83 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) ; \sigma_{st} = 131,41 \text{ MPa}$$

**Vérification de la contrainte du béton**

$$\sigma_{bc} = 2,83 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifier}$$

$$\sigma_{st} = 131,41 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{st} = 240 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifier}$$

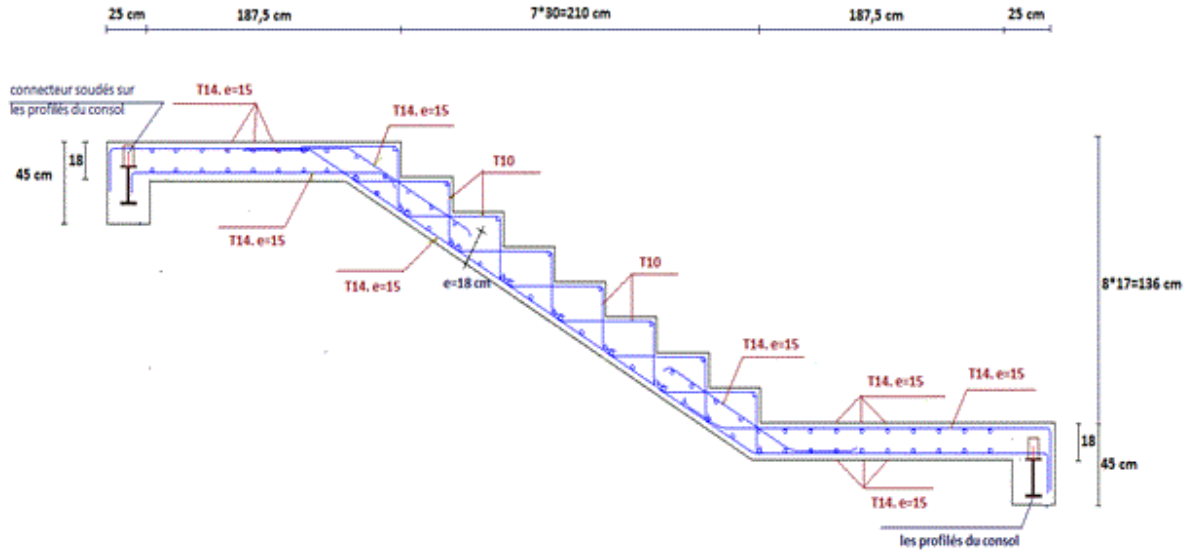


Figure 4. 13: ferrailage de volée 2.

- Représenté là relier de l'armateur sur les consoles dans la figure ci-dessous :



Figure 4. 14: relier de l'armateur sur les consoles.

### 3.5.2 Calcul des armatures (volée 1= volée 3)

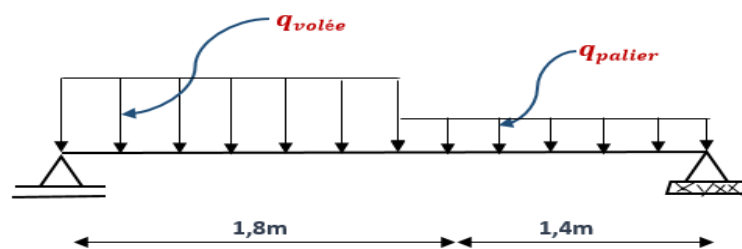


Figure 4. 15: Schéma statique de l'escalier volée 1 et 3.

**Remarque**

Même principe de volée 2

**En travée**

$$M_u^{\max} = 0,85 \cdot M_u$$

$$M_u = 17,51 \text{ Kn.m} \longrightarrow M_u^{\max} = 14,88 \text{ KN.m}$$

En suivant les étapes de l'organigramme pour le calcul d'une section rectangulaire en flexion simple à ELU :

**Les données**

**Situation durable :**  $\gamma_b = 1,5$  ;  $\gamma_s = 1,15$

**Tableau 4. 5:** Calcul du ferrailage.

	$M_U$ [Kn.m]	$\mu$	$\alpha$	$Z$ [mm]	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	choix	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]
<b>Travée</b>	14,88	0,040	0,051	158,6	2,69	5T12	5,65

**Espacement**

En teavée:  $\text{esp} \leq \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

Armateur de répartition

En travée

$$\frac{A_s}{4} \leq A'_s \leq \frac{A_s}{2}$$

$$1,412 \leq A'_s \leq 2,825$$

Le choix est : **6T8**  $\longrightarrow$   $A'_s = 3,02 \text{ cm}^2$  avec  $St = 15 \text{ cm}$

Vérification condition de non fragilité

On a :  $A_u = 3,96 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,012 \text{ cm}^2 \longrightarrow$  C'est vérifié

**L'effort tranchant :**

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :  $\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 3,33 \text{ Mps} \\ 5 \text{ Mpa} \end{array} \right. \longrightarrow \min(3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa})$

$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$  ; fissuration peu nuisible

$T_u = 23,73 \text{ MPa}$

$$\tau_u = 0.146 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,146 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{C'est vérifié}$$

Donc les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction  $\Rightarrow$  pas de vérification de la section.

### Vérification à l'ELS

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

### Vérification des contraintes du béton

Après le calcul le moment on trouve

$$M_{\text{ser}} = 0,85 \cdot M_{\text{ser}}^{\text{max}}$$

$$M_{\text{ser}}^{\text{max}} = 12,62 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc: } M_{\text{ser}} = 10,72 \text{ KN.}$$

En suivant les étapes de l'organigramme pour le calcul d'une section rectangulaire en flexion simple

à ELS :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} \longrightarrow \sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

Fissuration préjudiciable

$$\sigma_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} * f_e; \max \left\{ \frac{240 \text{ Mpa}}{\sqrt[3]{\eta f_{ct28}}} \right\} \right\} \longrightarrow \sigma_{st} = 240 \text{ Mpa}$$

**Déterminé les :**

### Position de l'axe neutre

$$b(y/2) + nA'_s(y - d') - nA_s(d - y) = 0 \longrightarrow y = 54,4 \text{ mm}$$

### Moment d'inertie

$$I = b \left( \frac{y^3}{3} \right) + nA'_s(y - d')^2 + nA_s(d - y)^2 \longrightarrow I = 29,085 \text{ mm}^4$$

### Détermination des contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} y \longrightarrow \sigma_{bc} = 6,85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{\text{ser}}}{I} (d - y) \longrightarrow \sigma_{st} = 203,43 \text{ MPa}$$

Vérification de la contrainte du béton :

$$\sigma_{bc} = 6,85 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifier}$$

$$\sigma_{st} = 203,43 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{st} = 240 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifier}$$

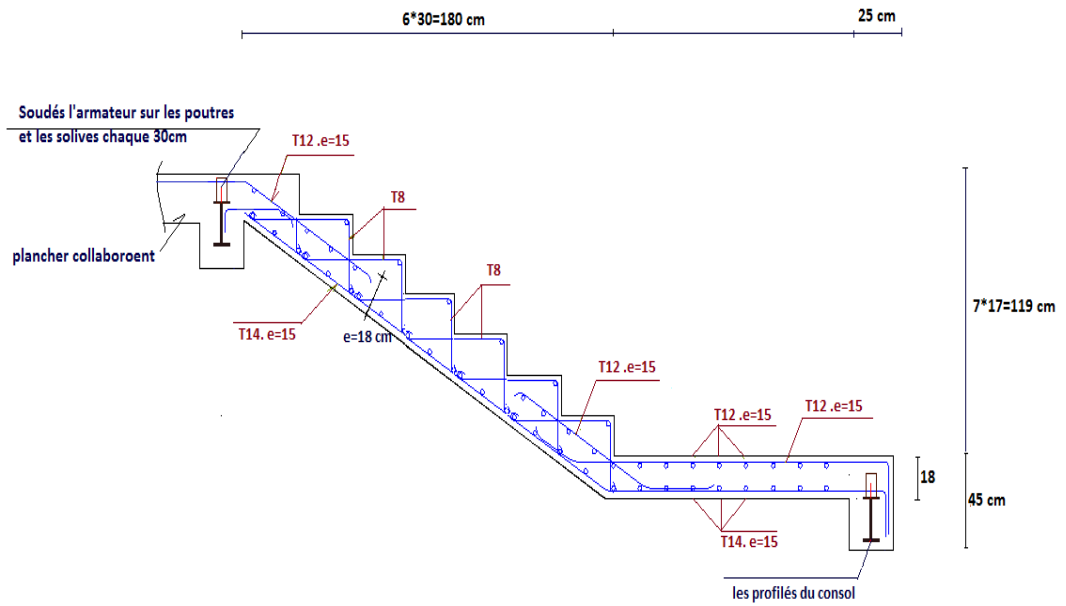


Figure 4. 16: ferrailage de volée 3.

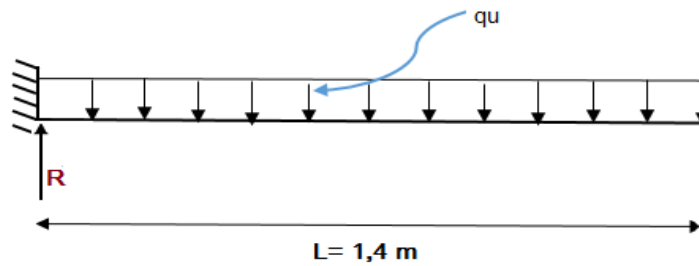
- Représenté là les relier de l'armateur sur les poutres et les solives chaque 30 cm dans la figure ci-dessous :



Figure 4. 17: les relier de l'armateur sur les poutres et les solives.

**Poutres palières en console**

Calcules la console la plus des favorable



**Figure 4. 18:** Schéma statistique du consol.

Après les calculs on a trouvé :

**Moment appliqué de charge réparti**

$$M_{\max} = M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{2} = \frac{27,428 \times 1,4^2}{2} = 26,879 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd} = (q_u \times L) = (27,428 \times 1,4) = 38,399 \text{ KN}$$

Nous suggérons d'utiliser un profilé IPE 200.

- **Vérifications**

- **Vérification de la flexion [3]**

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

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

**Moment appliqué**

$$M_{plrd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{220,6 \times 275 \times 10^{-3}}{1} = 60,665 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 26,879 \text{ KN.m} < M_{plrd} = 60,665 \text{ KN.m} \longrightarrow \text{C'est vérifiée}$$

- **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que :

$$V_{sd} \leq V_{plrd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M_0}}$$

$A_v = 1125 \text{ mm}^2$  : aire de cisaillement.

**Calcul de l'effort tranchant  $V_{sd}$** 

$$V_{plrd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M_0}} = \frac{1400 \times 275 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1} = 222,279 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 38,399 \text{ KN} < V_{plrd} = 222,279 \text{ KN} \longrightarrow \text{La condition du cisaillement est vérifiée}$$

**Vérification de la rigidité**

Il faut vérifiée que :

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

$q_{ser} = 19,741 \text{ KN/m}^1$	$E = 2,1.10^5 \text{ N/mm}^2.$	$I_y = 1317 \text{ cm}^4.$	$L = 1,4 \text{ m}.$
-----------------------------------	--------------------------------	----------------------------	----------------------

La valeur de la flèche maximale est

$$f_{cal1} = \frac{q_s \times L^4}{8 \times E \times I_{y1}}$$

$$f_{cal1} = \frac{19,741 \times (1400)^4}{8 \times 2,1.10^5 \times 194,3 \times 10^4} = 2,323 \text{ mm}$$

La valeur de la flèche admissible est :  $\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{1400}{250} = 5,6 \text{ mm}$

$f^{\max} = 2,323 \text{ mm} \leq \bar{f} = 5,6 \text{ mm} \longrightarrow$  Condition de la flèche est vérifiée

**Conclusion**

Toutes les conditions sont vérifiées, alors **IPE 200** convient comme console.

**4. Calcul de l'assemblage [7]**

$$F_v = 996.59 \text{ KN}$$

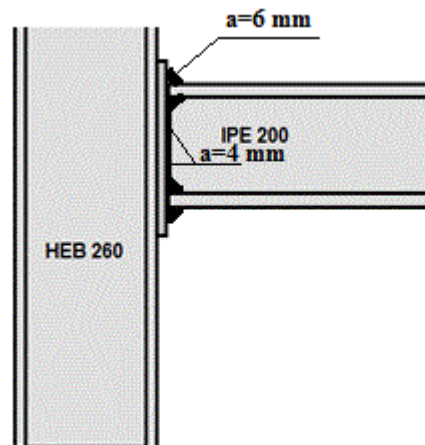
$$M_{sd} = 26,879 \text{ KN.m}$$

**On suppose**

8 boulons HR ; M16 ; Classe 10.9 ;  $t = 15 \text{ mm}$

$e_1 = 100 \text{ mm}$

$P_1 = 100 \text{ mm}$



**Figure 4. 19:** Connexion de la console avec le poteau.

**Disposition constructive**

$d_0 = 18\text{mm} ; t=15\text{mm}$

$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150) \dots \dots \dots e_1 = 50\text{mm}$

$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200) \dots \dots \dots p_1 = 80\text{mm}$

$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150) \dots \dots \dots e_2 = 50\text{mm}$

$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200) \dots \dots \dots p_2 = 100\text{mm}$

**Boulon cisaillement  $F_{vsd} \leq F_{SRD}$**

La surface de contact entre le poteau et la platine de la poutre est brossée

**Brossage ( $\mu = 0.3$ )**

$$\frac{F_v}{8} \leq \frac{k_s \cdot n \cdot \mu \cdot F_{ps}}{\gamma_{mb}}$$

$$\frac{38,399}{8} + 4,799 \text{ KN} \leq \frac{1 \times 1 \times 0.3(0.7 \times 1000)192}{1.25}$$

$$= 32,256 \text{ KN} ; \text{ Donc c'est vérifié}$$

**Vérifie la pression diamétrale  $F_{vsd} \leq F_{brd}$**

$$\frac{F_v}{8} \leq \frac{\alpha \times 2.5 \times f_u \times d \times t}{\gamma_{mb}}$$

$$\alpha = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{e1}{3d0} = \frac{50}{3 \times 11} = 1,51 \\ \frac{p1}{3d0} - \frac{1}{4} = \frac{100}{3 \times 18} - \frac{1}{4} = 1,60 \\ \frac{f_{ub}}{f_u} = \frac{1000}{430} = 2,32 \\ 1 \end{array} \right. \longrightarrow \alpha = 1$$

$$\frac{38,399}{8} = 4,799 \text{ KN} \leq \frac{1 \times 2.5 \times 430 \times 18 \times 15}{1,25} = 232,2 \text{ KN} \longrightarrow \text{C'est vérifié}$$

**Calcule de la gorge de la soudure : a**

**Effort (N) et (V)**

D'assemblage platine et poteaux One un effort :  $V = 38,399\text{KN}$

$$\sqrt{2\left(\frac{N}{\sum A_i a_i}\right)^2 + 3\left(\frac{V}{2li a}\right)^2} \leq \frac{f_u}{\gamma_{m0}\beta_w}$$

S275  $\longrightarrow \gamma_{m0}\beta_w = 1,30$



$$\sqrt{3\left(\frac{38,399 \times 10^3}{2 \times 366 \times a}\right)^2} \leq \frac{430}{1,30 \times 0,85} \longrightarrow a = \sqrt{4,282} = 2,069 \text{ mm}$$

On a pondéré:

$a=4$  mm de l'âme et  $a=6$  mm de la semelles

### Verification de la Souder

$$I_{y/s} = 21,8048 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$v^{\max} = 106 \text{ mm}$$

### Effort (N) et (M)

$$\sqrt{2} \left( \frac{N}{\sum A_i a_i} + \frac{M}{I_{y/s}} v^{\max} \right) \leq \frac{f_u}{\gamma_{m0} \beta_w}$$

$$\sqrt{2} \left( \frac{26,879 \times 10^6}{21,8048 \times 10^6} \times 106 \right) = 184,7911 \text{ MPa} \leq \frac{430}{1,30 \times 0,85}$$

= 389,14 MPa ; C'est vérifié

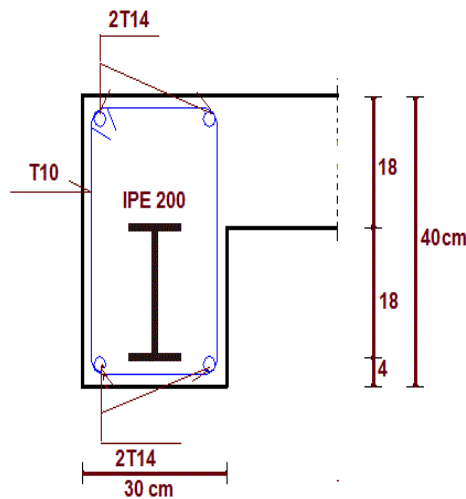


Figure 4. 20: Ferrailage poutre console d'escalier.

### 1. Introduction :

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, la seule prévention valable est la construction parasismique, la meilleure façon d'envisager cette dernière consiste à formuler des critères à la fois économiques justifiée et techniquement cohérente.

### 2. Objectif de l'étude sismique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces vibrations libres non-amorties. Cette étude, telle qu'elle se présente, est souvent très complexe, c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettront de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020** qui est un logiciel de calcul automatique des structures

D'après le "RPA99 version 2003" la détermination de la réponse d'une structure et son dimensionnement peuvent se faire par trois méthodes de calcul :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérographe.

Pour notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable vu la non régularité de la structure en plan et en élévation, donc la méthode spectrale s'impose.

### 3. Critère de classification par le RPA99 version 2003 :

Pour notre cas, et d'après la classification de la RPA la wilaya d'Alger est classée comme zone de forte sismicité **ZONE III**.

Notre ouvrage est considéré comme ouvrage courant ou d'importance moyenne Groupe **2** (bâtiment d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48 m) (§3.2RPAV2003).

Selon le rapport géotechnique relatif à cet ouvrage, on est en présence d'un sol de catégorie S2 (site ferme) (§3.3.1RPAV2003).

#### 4. Méthode d'analyse modale spectrale

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.

#### 5. Modélisation

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 encastrés (6DDL bloqués).

#### 5.1 Nombre de modes à considérer

D'après le **RPA99/version2003 (article 4.3.4 -a)** :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions l'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

#### 5.2 Analyse spectrale

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 :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 s \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 s \end{cases}$$

Avec :

g : accélération de la pesanteur.

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le **tableau 4.1 RPAV2003** suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment **A=0.25**

η : facteur de correction d'amortissement.  $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$

avec ζ=5% (Portique en acier dense)

η=1 (**Tableau 4.2 RPA99/version 2003**).

R : Coefficient de comportement de la structure (**tableau4.3RPAV2003**) et en fonction du système de contreventement. (**§3.4 RPAV2003**) .

T<sub>1</sub>, T<sub>2</sub> : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

Site ferme S2 : T<sub>1</sub>= 0,15s et T<sub>2</sub>=0,40 s (**tableau 4.7 RPAV2003**)

Q : Facteur de qualité donné par la formule suivante  $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$  (**Tableau 4-4**)

Critère q	Pq	
	Suivant X	Suivant Y
1. condition minimales sur les files de contreventement	0,05	0
2. Redondance en plan	0	0
3. Régularité en plan	0.05	0.05
4. Régularité en élévation	0.05	0.05
5. contrôle de la qualité des matériaux	0	0
6. contrôle de la qualité de l'exécution	0	0
	<b>QX=1,15</b>	<b>QY=1,10</b>

- Représentation graphique du spectre de réponse

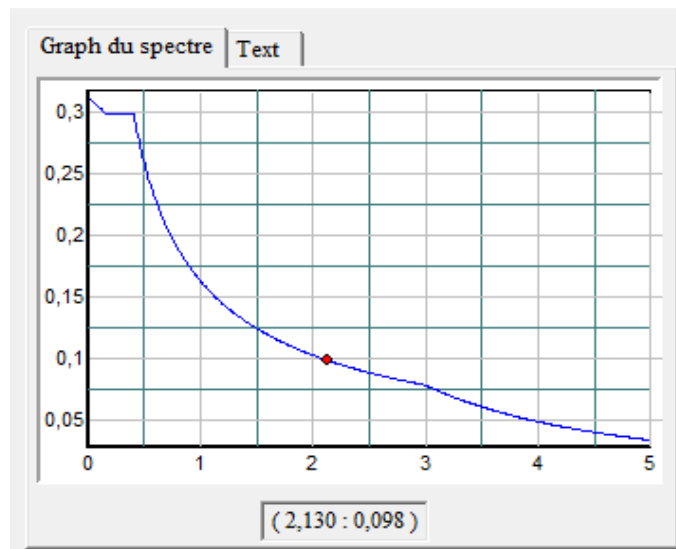


Figure 5. 1: Spectre de réponse suivant X

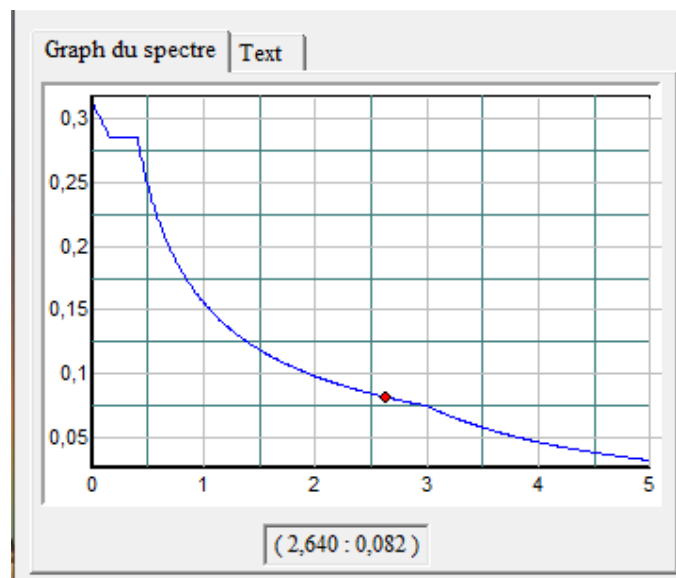


Figure 5. 2: Spectre de réponse suivant Y

## 6. Résultats de l'analyse sismique

### 6.1 Modèle initial :

Les dimensions des éléments utilisés :

- Poutre principale : **IPE 400**
- Poutre secondaire : **IPE 160**
- Solive : **IPE 160**
- Poteaux : **HEB260**
- Palées triangulées en X et V : **double UPN 180**

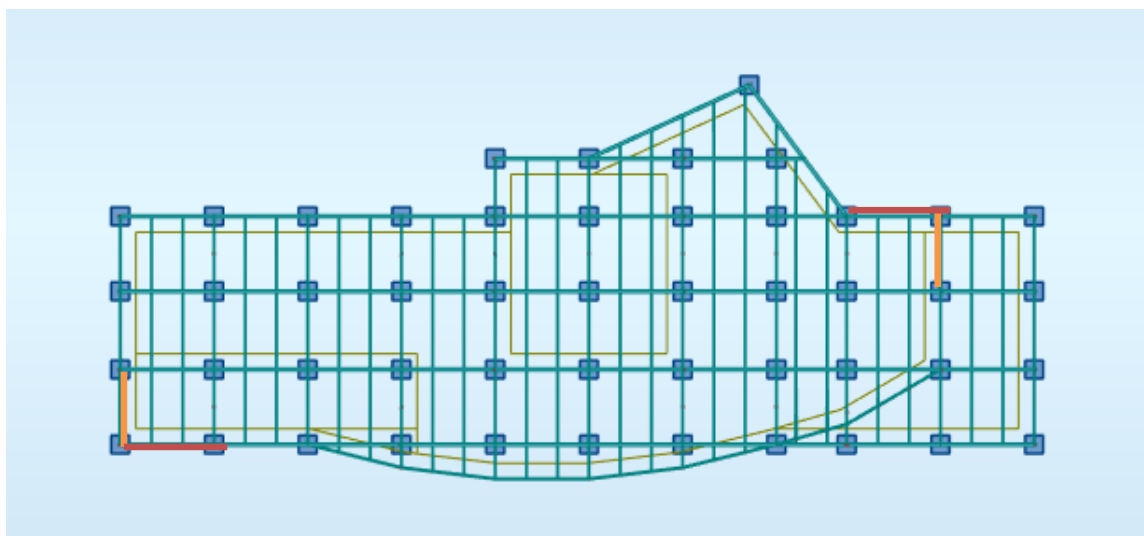


Figure 5. 3: distribution des contreventements du modèle initiale

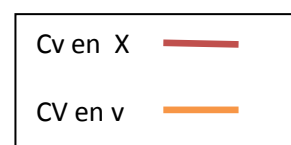


Tableau 5. 1: Période et participation massique du modèle initial.

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
4/ 1	0,59	1,70	0,31	71,19	0,00	0,31	71,19
4/ 2	1,06	0,94	56,03	73,93	0,00	55,72	2,74
4/ 3	1,15	0,87	68,31	81,39	0,00	12,28	7,46
4/ 4	1,25	0,80	70,66	81,54	0,00	2,35	0,14
4/ 5	1,29	0,77	76,48	85,19	0,00	5,82	3,65
4/ 6	1,66	0,60	76,48	85,25	0,18	0,00	0,07
4/ 7	1,75	0,57	76,48	86,19	0,34	0,00	0,93
4/ 8	1,75	0,57	76,95	86,21	0,35	0,46	0,02
4/ 9	1,76	0,57	76,95	86,21	0,35	0,00	0,00
4/ 10	1,78	0,56	76,98	86,72	0,44	0,03	0,51
4/ 11	1,80	0,56	77,07	87,72	0,47	0,09	1,00
4/ 12	1,83	0,55	77,07	87,77	1,50	0,00	0,04
4/ 13	1,86	0,54	77,23	91,84	1,59	0,16	4,07
4/ 14	2,30	0,44	77,23	91,84	1,59	0,00	0,00
4/ 15	2,41	0,42	77,24	92,02	1,60	0,01	0,18
4/ 16	2,44	0,41	77,37	95,55	1,60	0,13	3,53
4/ 17	2,46	0,41	77,37	95,55	1,60	0,00	0,00
4/ 18	2,49	0,40	77,37	95,57	1,60	0,00	0,02
4/ 19	2,51	0,40	77,37	95,58	1,60	0,00	0,01
4/ 20	3,06	0,33	87,16	95,63	1,60	9,78	0,05
4/ 21	3,19	0,31	87,72	97,26	1,60	0,56	1,63
4/ 22	3,49	0,29	87,80	97,54	1,60	0,08	0,28
4/ 23	3,59	0,28	87,80	97,56	1,62	0,00	0,02
4/ 24	3,67	0,27	87,80	97,59	1,63	0,00	0,03
4/ 25	3,71	0,27	87,80	97,62	1,75	0,00	0,02
4/ 26	3,74	0,27	87,80	97,69	1,77	0,00	0,07
4/ 27	3,76	0,27	87,80	97,69	1,98	0,00	0,00
4/ 28	3,92	0,26	89,46	98,60	1,98	1,66	0,91
4/ 29	4,15	0,24	93,63	99,24	1,99	4,17	0,64

Les résultats de l'analyse dynamique :

Une période numérique du premier mode  $T_1 = 1,70\text{s}$

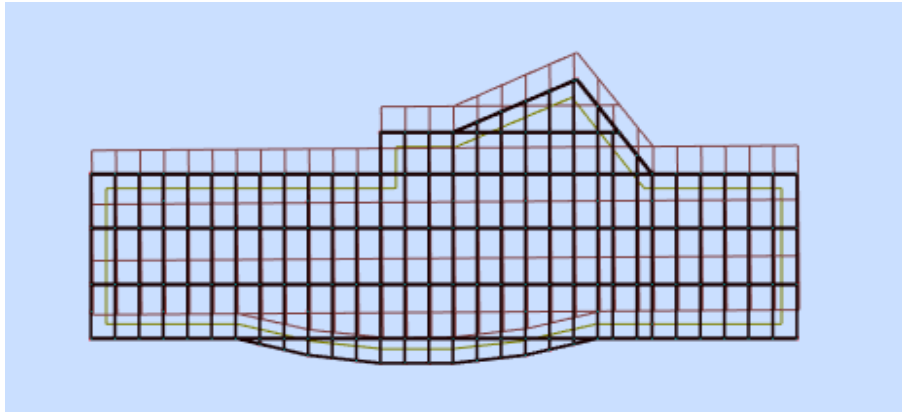
Une période numérique du deuxième mode  $T_2 = 0,94\text{ s}$

Le 1er mode est un mode de translation suivant X-X

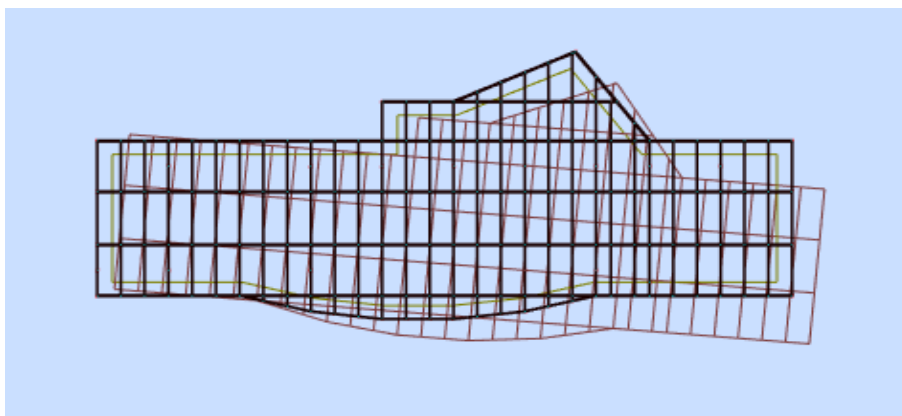
Le 2ème mode est un mode couplé.

Le 3ème mode est un mode couplé.

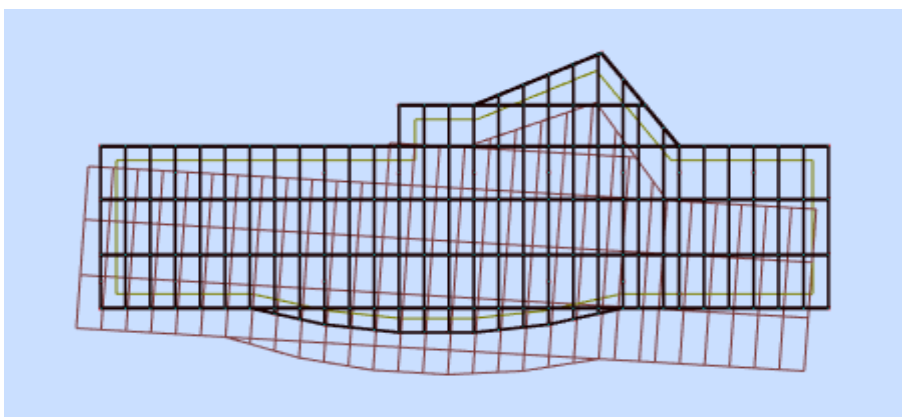
La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 29<sup>ème</sup> mode.



**Figure 5. 4: Mode 1 du modèle initial**



**Figure 5. 5: Mode 2 du modèle initial**



**Figure 5. 6: Mode 3 du modèle initial**

## 6.2 Modèle finale :

- Caractéristiques dynamique propres du model final

Les dimensions des éléments utilisés :

- Poutre principale : **IPE 400**
- Poutre secondaire : **IPE 220**
- Solive : **IPE 160**
- Poteau : **HEB 500**
- Palées triangulées en X : (Profilée Double **UPN 220** pour RDC+1<sup>er</sup>+2<sup>ème</sup> étages)
- Palées triangulées en X : (Profilée Double **UPN 200** pour 3<sup>ème</sup>+4<sup>er</sup>+5<sup>ème</sup> étages)
- Palées triangulées en V : Profilée Double **UPN 260**

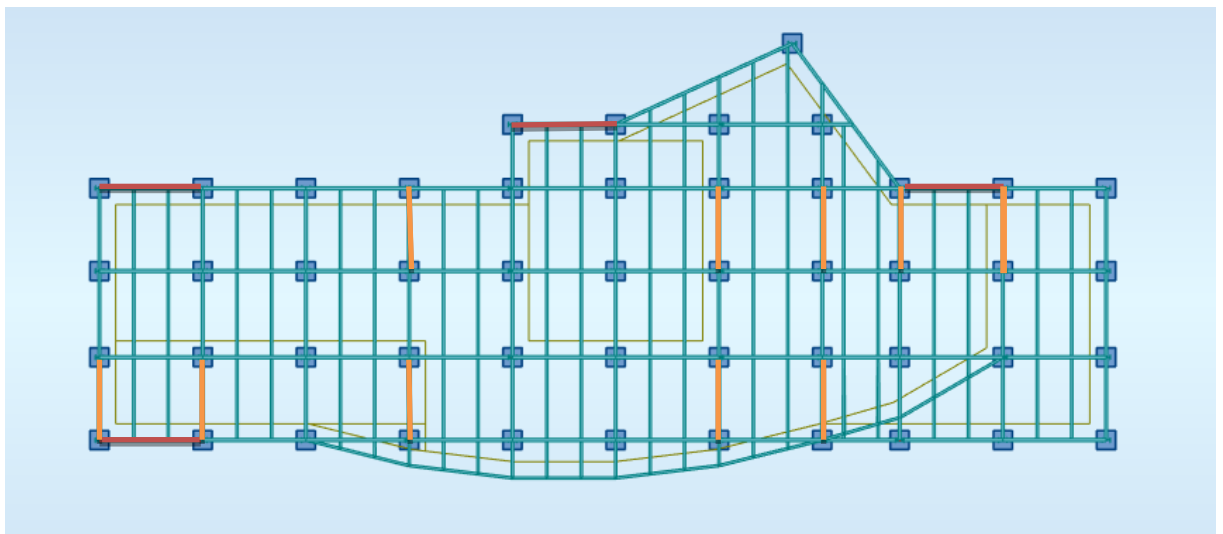


Figure 5. 7: Disposition des contreventements du modèle finale.

CV en X	
CV en V	



Tableau 5. 2: Période et participation massique du modèle final.

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
4/ 1	1,73	0,58	0,48	75,68	0,00	0,48	75,68
4/ 2	1,79	0,56	71,90	76,30	0,00	71,42	0,63
4/ 3	2,16	0,46	73,79	76,30	0,00	1,89	0,00
4/ 4	2,27	0,44	74,47	76,35	0,00	0,68	0,05
4/ 5	3,04	0,33	74,74	76,39	0,00	0,27	0,03
4/ 6	3,35	0,30	74,74	76,60	0,15	0,00	0,21
4/ 7	3,45	0,29	74,98	84,10	0,15	0,24	7,50
4/ 8	3,62	0,28	74,99	84,14	0,16	0,00	0,04
4/ 9	3,74	0,27	74,99	84,15	0,29	0,00	0,01
4/ 10	3,74	0,27	74,99	84,15	0,31	0,00	0,00
4/ 11	3,80	0,26	74,99	84,15	0,56	0,01	0,00
4/ 12	3,84	0,26	74,99	84,22	1,18	0,00	0,07
4/ 13	3,95	0,25	75,27	84,40	1,18	0,27	0,18
4/ 14	3,99	0,25	75,27	84,40	1,23	0,00	0,00
4/ 15	4,25	0,24	75,27	84,40	1,23	0,00	0,00
4/ 16	4,36	0,23	75,27	84,40	1,24	0,00	0,00
4/ 17	4,39	0,23	75,27	84,41	1,28	0,00	0,01
4/ 18	4,43	0,23	75,27	84,41	1,28	0,00	0,00
4/ 19	4,53	0,22	75,27	84,49	1,44	0,00	0,08
4/ 20	4,61	0,22	75,27	84,50	1,47	0,00	0,01
4/ 21	4,63	0,22	75,28	84,69	1,50	0,01	0,19
4/ 22	4,65	0,21	75,28	84,72	1,86	0,00	0,04
4/ 23	4,91	0,20	79,59	90,47	1,87	4,30	5,75
4/ 24	5,11	0,20	82,82	93,15	1,89	3,23	2,68
4/ 25	5,53	0,18	82,84	93,15	1,95	0,02	0,00
4/ 26	5,56	0,18	82,84	93,16	2,03	0,00	0,00
4/ 27	5,62	0,18	82,86	93,17	2,16	0,03	0,01
4/ 28	5,66	0,18	82,90	93,18	2,16	0,03	0,01
4/ 29	5,69	0,18	82,90	93,18	2,24	0,00	0,00
4/ 30	5,71	0,18	85,99	94,71	2,27	3,09	1,53
4/ 31	5,80	0,17	86,02	94,73	2,52	0,04	0,03
4/ 32	5,88	0,17	86,04	94,74	2,76	0,01	0,01
4/ 33	5,98	0,17	86,04	94,74	2,84	0,00	0,00
4/ 34	6,05	0,17	86,04	94,75	3,26	0,00	0,00
4/ 35	6,60	0,15	91,55	95,09	3,28	5,52	0,34

Les résultats de l'analyse dynamique :

Une période numérique du premier mode  $T_1 = 0,58s$

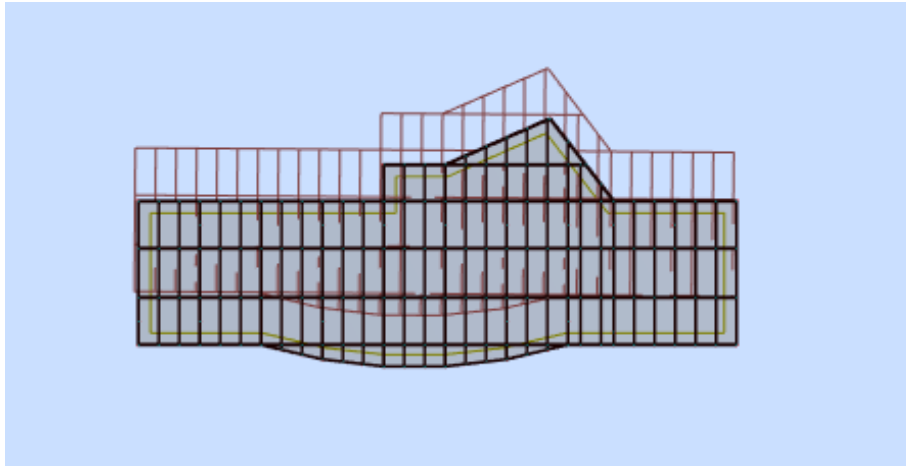
Une période numérique du deuxième mode  $T_2 = 0,56 s$

Le 1er mode est un mode de translation parallèlement à Y-Y de 75,68s

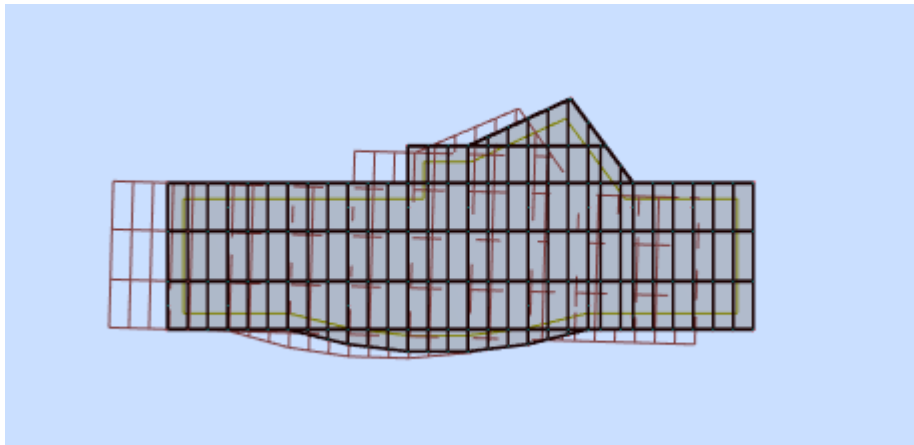
Le 2ème mode est un mode de translation parallèlement à X-X de 71,42s

Le 3ème mode est un mode de torsion.

La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 35<sup>ème</sup> mode.



**Figure 5. 8: 1er mode translation parallèle a Y-Y du modèle finale.**



**Figure 5. 9: 2ème mode translation parallèle a X-X du modèle finale.**



**Figure 5. 10: 3ème mode de torsion autour de l'axe Z du modèle finale.**

## 7. Vérification de la structure :

### 7.1 Vérification de la période fondamentale

La période obtenue par logiciel  $T=0.58$  s

La période empirique est obtenue par la formule suivante  $T = C_t h_n^{3/4}$

- ✓ La valeur de T calculées à partir de logiciel ne doit pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus 30%.

Avec :

$C_t$  : est un coefficient qui en fonction du système de contreventement et du type de remplissage pour des contreventements assurés par des palées triangulées :

$C_t = 0,050$  (Tableau 4.6 RPAV2003).

$h_n$  : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$h_n = 22.44$  m

Donc : T empirique =  $0.05 \times 22,44^{3/4} = 0,515$ sec

$T \leq 1,3 T_{\text{empirique}} \implies T_{\text{numérique}} = 0,58 \text{sec} \leq T_{\text{empirique}} = 0,67 \text{sec}$

### 7.2 Vérification de la force sismique à la base

La résultante de la force sismique obtenue par la méthode dynamique ne doit pas être inférieure à 80% de la force sismique obtenue par la méthode statique équivalente.

D'après les résultats du logiciel Robot Structural analysis on a :  $\begin{cases} V_t^x = 5500,22 \text{KN} \\ V_t^y = 5448,27 \text{KN} \end{cases}$

Calcul la force sismique par la méthode statique équivalente soit :

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

-coefficient d'accélération de la zone  $A=0.25$

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

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ sec} \\ 2.5 \eta (T_2 / 3.0)^{2/3} \cdot (3/T)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ sec} \end{cases}$$

Site ferme S2  $\begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ sec} \\ T_2 = 0,40 \text{ sec} \end{cases}$  (Tableau 4.7 RPAV2003)

$T = 0,67 \text{ sec}$

La période fondamentale de la structure  $T(x,y)$ . Pour ce type de contreventement, on peut également

utiliser la formule :  $T = \frac{0,09 h_N}{\sqrt{L_{x,y}}}$

$L(x,y)$  : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré.

$$\left\{ \begin{array}{l} L_x = 58,50 \text{ m} \\ L_y = 23 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$T_x = \frac{0,09 \times 22,44}{\sqrt{58,50}} = 0,26 \text{ s}$$

$$T_y = \frac{0,09 \times 22,44}{\sqrt{23}} = 0,42 \text{ s}$$

✓ L'article (4.2.4) stipule de prendre la valeur la plus petite entre les deux pour chaque direction de calcul considérée

$$\left\{ \begin{array}{l} D_x = D = 2,5 \eta \\ D_y = D = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} \end{array} \right.$$

$$-D_x = D_y = 2,5$$

- Q : facteur de qualité  $Q_x = 1,15$  et  $Q_y = 1,10$

- R : coefficient de comportement de la structure  $R = 3$  (tableau 4.3 RPAV2003)

- W : poids total de la structure tiré de logiciel  $W = 30965,06 \text{ KN}$ .

La force sismique statique sera égale à :

$$V_x = \frac{0,25 \times 2,5 \times 1,15}{3} \times 30965,06 = 7418,71 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{0,25 \times 2,5 \times 1,10}{3} \times 30965,06 = 7096,16 \text{ KN}$$

Tableau 5. 3: Comparaison de la force sismique calculé par les deux méthodes.

	Vt(KN)	Vstq(KN)	80% Vstq	$r = \frac{0,8V_{stq}}{V_t}$	Condition
<b>Sense X</b>	5881,48	7418,71	5934,96	1,08	Non Vérifiée
<b>Sense Y</b>	5664,87	7096,16	5676,92	1,043	Non vérifiée

### 7.3 Vérification des déplacements 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 de RPA99 version 2003** l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

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

Avec :  $\bar{\Delta}_{adm} = 1\% \text{ } h_e$

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

Avec :

Le déplacement relatif au niveau « k » para rapport au niveau « k-1 » est égale a :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

$$\delta_K^x = R * r_x * \delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = R * r_y * \delta_{eK}^y$$

- ✓ Les déplacements dans le sens transversal X et Y utilisé dans la vérification qui suit seront multipliés par **r<sub>x</sub>** et **r<sub>y</sub>**.

Données :

$$r_x = 1,08, \quad r_y = 1,043 \quad R = 3$$

**Tableau 5. 4: vérification des déplacements inter étages dans le sens X et Y du modèle finale.**

Niveau	$\delta_x$ (cm)	$\delta_y$ (cm)	$\Delta_K^x$ (cm)	$\Delta_K^y$ (cm)	$\frac{h_k}{100}$ (cm)	Condition
3,74	0,3	0,4	0,9	1,2	3,74	Vérifiée
7,48	0,9	1,0	1,6	1,5	3,74	Vérifiée
11,22	1,4	1,5	1,9	1,5	3,74	Vérifiée
14,96	2,0	2,0	1,9	1,5	3,74	Vérifiée
18,7	2,6	2,5	1,6	1,5	3,74	Vérifiée
22,44	3,2	3,5	1,9	3,1	3,74	Vérifiée

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

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

Les effets du 2<sup>o</sup> ordre (ou effet  $P-\Delta$ ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10 \text{ (Article 5.9RPAV2003)}$$

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 5. 5: Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$  (les effets du second ordre).

Niveau (m)	P (KN)	VX(KN)	VY (KN)	$\Delta_k^x$	$\Delta_k^y$	H(cm)	$\theta_x$	$\theta_y$	$\theta \leq 0,1$
<b>3,74</b>	31367,08	5936,91	5681,21	0,9	1,2	374	0,013	0,018	Vérifiée
<b>7,48</b>	24592,59	5575,22	5269,99	1,6	1,5	374	0,019	0,019	Vérifiée
<b>11,22</b>	18535,42	4867,70	4558,99	1,9	1,5	374	0,019	0,016	Vérifiée
<b>14,96</b>	12477,41	3796,03	3510,52	1,9	1,5	374	0,017	0,014	Vérifiée
<b>18,7</b>	6445,84	2308,43	2127,68	1,6	1,5	374	0,012	0,012	Vérifiée
<b>22,44</b>	1185,78	575,74	623,81	1,9	3,1	374	0,010	0,016	vérifiée

### **8. Justification du choix du coefficient de comportement « R »**

Selon le choix du coefficient de comportement qui a été adopté pour la structure ( $R=3$ ), le RPA Préconise dans le cas d'utilisation un système de contreventement différents dans les deux directions considérées il y a lieu d'adopter pour le coefficient R la valeur la plus petite.

### **9. Prise en compte de l'effet de la Torsion Additionnelle :**

Rappelons que l'effet de la torsion due à l'excentricité théorique (structurale) résultant des plans est pris en charge par le logiciel Robot structural Analysis. Néanmoins, d'après le code, dans le cas où il est procédé a une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale  $\pm 0,05 L$ , ( $L$  : étant la dimension du plancher perpendiculaire a la direction de l'action sismique) doit être appliquer au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

### **Conclusion :**

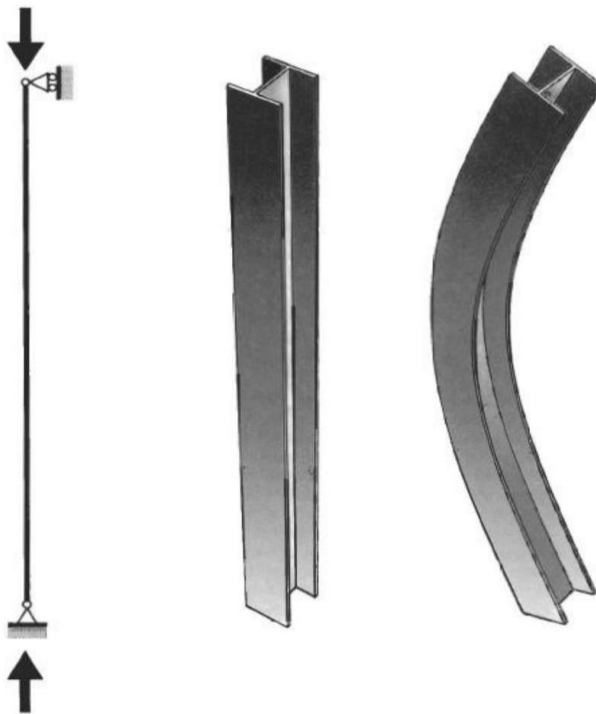
Les résultats obtenus par le modèle renforcé sont vérifiés est satisfaisant pour l'exigence de l'RPA version 2003 :

- Vérification des modes de translation
- Vérifications des déplacements inter étage
- Vérification de l'effet P- $\Delta$

### 1. Introduction :

Les structures métalliques étant considérées comme l'ossature d'un bâtiment, elles sont constituées d'éléments fléchis, comprimés ou simultanément comprimés et fléchis, ces derniers doivent rester dans le domaine élastique. Pour ce faire, nous devons limiter les contraintes et les déformations. Afin d'assurer la stabilité statique, une vérification est nécessaire. Pour les profilés choisis lors du pré-dimensionnement, sauf pour les solives, le choix des profilés en IPE est maintenu. Et pour cela on va vérifier deux types de phénomènes d'instabilité qui sont :

- Le flambement : Est un phénomène physique relevant des principes de la résistance des matériaux. Lorsqu'une structure est comprimée dans le sens de la longueur, elle a tendance à fléchir perpendiculairement à l'axe de la force appliquée, en raison d'un phénomène d'instabilité élastique. Il affecte les barres simplement comprimées (flambement simple) ou comprimées et fléchies (flambement flexion).



**Figure 6. 1:** Phénomène de flambement.

- Le déversement : le déversement est lié à la flexion, il s'agit d'un flambement de l'aile comprimée et présente des analogies certaines avec les phénomènes de flambement. La poutre, pour un moment critique entre en flexion et en torsion dans son plan de plus faible inertie. Ce phénomène se produit en général pour des poutres ayant une faible inertie à la flexion transversale et à la torsion.



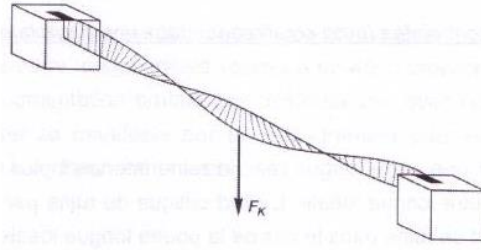


Figure 6. 2: Phénomènes de déversement.

• **Remarque :**

- Pour cette étude nous prendrons les combinaisons d'actions qui donnent les efforts les plus défavorables tirés du logiciel **Robot Structural Analysis**.

- Les éléments structuraux doivent être dimensionnés sur la base des règles [CCM 97] .

**2. Vérification des poteaux :**

**2.1 Vérification des poteaux vis-à-vis le flambement :**

Les poteaux sont des éléments structuraux qui reprennent les charges venantes des poutres et les transmettent au fondation. Les poteaux sont soumis à la flexion composée où chaque poteau est soumis à un effort normal « N » et deux moments fléchissant  $M_x$  et  $M_y$ . La vérification se fait pour toutes les combinaisons inscrites aux règlements sous les sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens.

**2.1.1 Les étapes de vérification du flambement :**

Les éléments sollicités en compression axiale doivent satisfaire à la condition suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \times A \times f_y / \gamma_{M1}} + \frac{K_y \times M_{y,sd}}{W_{pl,y} \times f_y / \gamma_{M1}} + \frac{K_z \times M_{z,sd}}{W_{pl,z} \times f_y / \gamma_{M1}} \leq 1$$

➤ D'où

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} \leq 1,5$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \cdot \beta_{M,y} - 4) + \left( \frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right) \leq 0,90$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \leq 1,5$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2 \cdot \beta_{M,z} - 4) + \left( \frac{W_{pl,z} - W_{el,z}}{W_{el,z}} \right) \leq 0,90$$

$x_{min}$  : Est la plus petite des valeurs de  $x_y$  et  $x_z$  .

D' où :  $x_y$  et  $x_z$  sont les coefficients de réduction pour les axes y-y et z-z respectivement.

Et  $\beta_{M.y}$  et  $\beta_{M.z}$  sont les facteurs de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion.

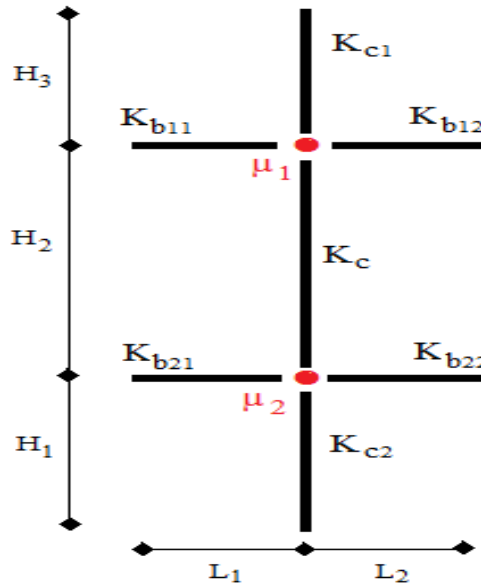


Figure 6. 3: La rigidité du poteau concerné.

### 2.1.2 La longueur de flambement :

Mode d'instabilité à nœud fixe, le calcul se fait selon la relation suivante :

$$\frac{L_f}{L_0} = \sqrt{\frac{1 - 0.2(\eta_1 + \eta_2) - 0.12(\eta_1\eta_2)}{1 - 0.8(\eta_1 + \eta_2) + 0.6(\eta_1\eta_2)}}$$

$\eta_1$  et  $\eta_2$  : Facteurs de distribution pour poteaux continus.

$$\eta_1 = \frac{\sum K_{poteaux}}{\sum K_{poteaux} + \sum K_{poutres}}$$

$$\eta_2 = \frac{\sum K_{poteaux}}{\sum K_{poteaux} + \sum K_{poutres}}$$

**Avec :**

- $K_{poteaux}$  : sont les rigidités des poteaux =  $I / H$ .
- $K_{poutres}$  : rigidité des poutres =  $I / L$ .
- $K_{11}$ ,  $K_{12}$  : Rigidité des poutres supérieures.  
 $K_{22}$ ,  $K_{21}$  : Rigidité des poutres inférieures.
- $K_c$  : Rigidité du poteau considéré.

$K_{C1}$  : Rigidité du poteau supérieure.

$K_{C2}$  : Rigidité du poteau inférieur.

➤ **Exemple de calcul :**

$$K_C = K_{C1} = \frac{107200 \times 10^4}{3740} = 286631 \text{ mm}^3$$

$$K_{b1.2;2.2} = K_{b1.1;2.1} = \frac{23130 \times 10^4}{6000} = 38550 \text{ mm}^3$$

**Tableau 6. 1: Calcul de la longueur de flambement**

	<b>y-y</b>	<b>z-z</b>
$\eta_1$	0,88	0,98
$\eta_2$	0	0
$L_f$	2510,85	3234,65

**Calcul de  $x_{min}$  :**

$$\lambda_y = \frac{L_f y}{i_y} = \frac{2510,850}{211,9} = 11,84 \quad \lambda_z = \frac{L_f z}{i_z} = \frac{3234,65}{72,7} = 44,49$$

On a :

$\lambda_y < \lambda_z \Rightarrow$  Le flambement se produit autour de l'axe (Z-Z)

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A} \quad \text{D' où} \quad \beta_A = 1 \quad \text{section de classe (I)}$$

$$\lambda_1 = 93,91 \varepsilon \quad ; \quad \lambda_y = \frac{L_f y}{i_y}$$

Avec :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad ; \quad f_y = 275 \text{ MPa} \Rightarrow \varepsilon = 0,924 \Rightarrow \lambda_1 = 86,81$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{86,81} = 0,13 \quad , \quad \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{86,81} = 0,51$$

$$\Phi_y = 0,5 \times [1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0,2)] + \bar{\lambda}_y^2 \quad , \quad \Phi_z = 0,5 \times [1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_y - 0,2)] + \bar{\lambda}_z^2$$

$$\text{Avec : } \frac{h}{b} = \frac{500}{300} = 1,6 > 1,2 \quad \text{et} \quad t_f = 28 \text{ mm} < 40 \text{ mm.}$$

$\Rightarrow$  Courbe de flambement (Z-Z) b  $\Rightarrow \alpha = 0,34$  .

$\Rightarrow$  Courbe de flambement (Y-Y) a  $\Rightarrow \alpha = 0,21$  .

Tableau 6. 2: La valeur de  $\chi_{min}$

	y-y	z-z
$\phi$	0,50	0,68
$\chi$	1	0,89
$\chi_{min}$	0,89	

**Calcul de  $K_y$  et  $K_z$  :**

$\beta_{My}$  ,  $\beta_{Mz}$  : « facteur de moment uniforme équivalent »

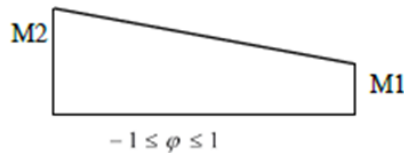
$$\beta_{M\phi y} = 1.8 - 0.7.\phi \quad \text{Avec} \quad \phi = \frac{M_{min}}{M_{max}}$$

$$\phi = \frac{M_{min}}{M_{max}} = 0,45 \quad \dots\dots\dots \quad B_{my}=1.41$$

$$\phi = \frac{M_{min}}{M_{max}} = 0,98 \quad \dots\dots\dots \quad B_{mz}=1.11$$

Où :

Où :



$$K=1 - \frac{\mu * N_{sd}}{\chi * A * \frac{fy}{\gamma_{m1}}} \leq 1.5 \quad \text{Avec} \quad \mu = \bar{\lambda}_t * (2 * \beta_M - 4) + \left( \frac{W_{pl-wel}}{w_{el}} \right) \leq 0.9$$

Tableau 6. 3: Les valeur de  $K_y$  et  $K_z$

	y-y	z-z
$\mu$	-0,028	-0,36
K	1,01	1,15

**Vérification :**

$$\frac{2422,78 \times 10^3}{0.94 \times 238600 \times \frac{275}{1,1}} + \frac{1,15 \times 10,41 \times 10^6}{4815000 \times \frac{275}{1,1}} + \frac{1,07 \times 23.76 \times 10^6}{1292000 \times \frac{275}{1,1}} = 0,52 < 1$$

**La condition est Vérifiée.**

### 2.1.1 Les vérifications :

#### 2.1.3.1 Cas 1 : $N_{sd}^{max}$ , $M_y^{Corr}$ , $M_z^{Corr}$ :

Les efforts internes du logiciel ROBOT sous les combinaisons citées au-dessous sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau 6. 4: Efforts internes des poteaux sous N max.**

Etage	Numéro	Combinaison	$N_{sd}^{max}$	$M_{sd, y}$	$M_{sd, z}$
4 <sup>eme</sup>	739	ELU	1138.91	2.60	3.28
RDC	32	G + Q + E <sub>y</sub>	2422.78	-10.41	23.76

Le tableau ci-dessous regroupe les résultats calculés manuellement et les vérifications faites selon CCM97 :

**Tableau 6. 5: Vérifications au flambement par flexion**

FLAMBEMENT PAR FLEXION								
Etage	Profilé	Longueur de Flambement		Les coefficients			valeur finale $\delta$	Condition $\delta \leq 1$
		$l_{f,y}$	$l_{f,z}$	$x_{min}$	$k_y$	$k_z$		
3 <sup>E</sup> me	HEB400	3216.43	3670.14	0.86	0.93	0.79	<b>0.27</b>	Vérifier
RDC	HEB500	2510.85	3234.65	0.89	1.01	1.15	<b>0.52</b>	Vérifier

#### 2.1.3.2 Cas.. 2 : $M_y^{max}$ ; $N_{sd}^{corr}$ ; $M_z^{corr}$

Les efforts internes du logiciel ROBOT sous les combinaisons citées au-dessous sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau 6. 6: Efforts internes des poteaux sous  $M_y^{max}$ .**

Etage	Numéro	Combinaison	$M_y^{max}$	$N_{sd}^{corr}$	$M_z^{corr}$
3 <sup>é</sup> me	714	G+Q+E <sub>x</sub>	- 124.30	141.04	-28.77
RDC	43	G+Q+E <sub>x</sub>	- 244.31	152.93	7.96

Le tableau ci-dessous regroupe les résultats calculés manuellement et les vérifications faites selon CCM97 :

Tableau 6. 7: Vérification au flambement par flexion.

FLAMBEMENT PAR FLEXION								
Etage	Profilé	Longueur de flambement		Les coefficients			Valeur Final $\delta$	Condition $\delta \leq 1$
		$l_{f,y}$	$l_{f,z}$	$x_{min}$	$k_y$	$k_z$		
3 <sup>ème</sup>	HEB400	3216.43	3704.59	0.86	1	0.97	0.28	Vérifier
RDC	HEB500	2553.37	2599.47	1	0.99	0.99	0.25	Vérifier

### 2.1.3.3 Cas 3 : $M_z^{max}$ ; $N sd^{corr}$ ; $M_y^{corr}$ :

Les efforts internes du logiciel ROBOT sous les combinaisons citées au-dessous sont regroupés dans le tableau suivant

Tableau 6. 8: Efforts internes des poteaux sous  $M_z^{max}$ 

Etage	Numéro	Combinaison	$M_z^{max}$	$N sd^{corr}$	$M_y^{corr}$
3 <sup>ème</sup>	716	ELU	- 56.42	723.47	6.65
RDC	7	ELU	51.17	1767.44	2.88

Tableau 6. 9: Vérification au flambement par flexion

FLAMBEMENT PAR FLEXION								
Etage	Profilé	Longueur de flambement		Les coefficients			valeur finale $\delta$	Condition $\delta \leq 1$
		$l_{f,y}$	$l_{f,z}$	$x_{min}$	$k_y$	$k_z$		
3 <sup>ème</sup>	HEB400	3216.43	2658.39	0.94	0.96	0.89	0.41	Vérifier
RDC	HEB500	2510.85	2581.40	0.92	0.94	0.81	0.44	Vérifier

## 2.2 Vérification des poteaux vis-à-vis le déversement :

### 2.2.1 Combinaisons des charges :

Les vérifications doivent être faites sous les combinaisons suivantes : Selon logiciel ROBOT les combinaisons les plus défavorables dans notre cas sont :

- G+Q +EX                      - G+Q+EY.
- 0.8G+EX                      - 0.8G- EY .

**2.2.2 Étapes de vérification de déversement :**

Les éléments à section transversale pour lesquels le déversement représente un mode potentiel de ruine doivent également satisfaire à la condition suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y / \gamma_{M1}} + \frac{K_{LT} \times M_{y,sd}}{\chi_{LT} \times W_{pl,y} \times f_y / \gamma_{M1}} + \frac{K_z \times M_{z,sd}}{W_{pl,z} \times f_y / \gamma_{M1}} \leq 1 \quad [1](5.52)$$

D'où  $K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y}$  ,  $K_{LT} \leq 1$   
 $\mu_{LT} = 0,15 \times \bar{\lambda}_z \times \beta_{M,LT} - 0,15$  ,  $\mu_{LT} \leq 0,90$

$\beta_{M,LT}$  : Est un facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.

**2.2.3 Les vérifications :**

➤ Exemple de calcul :

Poteau HEB 500 (RDC) : On doit d'abord vérifier que :  $\bar{\lambda}_{LT} < 0.4$

Avec :  $\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_w}$

D'où :  $\lambda_{lt} = \frac{k \times L / iz}{\sqrt{c_1 \left[ \left( \frac{k}{k_w} \right)^2 + \left( \frac{1}{20} \left( \frac{k \times l / iz}{h / t_f} \right)^2 \right) \right]^{0.25}}$  (formule simplifiée)

$\beta_w = 1$  section de classe 1 ;  $K = K_w = 0.5$  ;  $C1 = 2.609$  ;  $C2 = 0$  ;  $C3 = 1.957$ .

$\lambda_{Lt} = 15.97$  ;  $\bar{\lambda}_{LT} = 0.18 < 0.4 \Rightarrow$  **Donc il n'y a pas de risque de déversement.**

- Remarque : On a vérifié tous les poteaux les plus sollicités de notre structure et on a trouvé que leurs élancement réduit  $\bar{\lambda}_{LT} < 0.4$ , dans ce cas il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement.

**3. Vérification de poutre principale :**

**3.1 Poutre principale (plancher courant) :**

A l'aide du logiciel ROBOT, On a obtenu les résultats suivants :

$M_{sd} = 191.98 \text{ kN.m}$  ;  $V_{sd} = 624.34 \text{ kN}$

**Tableau 6. 10: Vérification de la résistance à la flexion et l'effort tranchant**

Poutre	L (m)	Etage	$M_{sd}$ (kN.m)	$M_{pl,rd}$ (kN.m)	Condition	$V_{sd}$ (KN)	$V_{pl,rd}$ (KN)	Condition
IPE400	6	plancher courant	191.98	861	Vérifier	142.95	706.67	Vérifier

**3.2 Poutre principale (plancher terrasse accessible) :****Tableau 6. 11: Vérification de la résistance à la flexion et l'effort tranchant**

Poutre	L (m)	Etage	M <sub>sd</sub> (kN.m)	M <sub>pl,rd</sub> (kN.m)	Condition	V <sub>sd</sub> (KN)	V <sub>pl,rd</sub> (KN)	Condition
IPE400	6	Terrasse Accessible	198.36	861	Vérifier	132.90	706.67	Vérifier

**3.3 Poutre principale (plancher terrasse inaccessible) :****Tableau 6. 12: Vérification de la résistance à la flexion et de l'effort tranchant**

Poutre	L (m)	Etage	M <sub>sd</sub> (kN.m)	M <sub>pl,rd</sub> (kN.m)	Condition	V <sub>sd</sub> (KN)	V <sub>pl,rd</sub> (KN)	Condition
IPE400	6	Terrasse inaccessible	163.98	861	Vérifier	109.16	706.67	Vérifier

**4. Vérification de poutre secondaire :**

On a une poutre secondaire IPE220

La longueur de la poutre L= 5 m

Les efforts sont tirés à partir du logiciel ROBOT, sous la combinaison la plus défavorable :

$$1.35G + 1.5Q + T^{(+)} .$$

$$\text{On a: } \begin{cases} M_{sd} = -73,91 \text{ kN} \\ V_{sd} = -88,44 \text{ kN} \end{cases}$$

a) Vérification de la résistance à la flexion :

- Largeur de la dalle collaborant (largeur effective) :

$$b_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} \frac{2 \times 5}{8} = 1.25m \\ b = 2 \text{ m} \end{array} \right. .$$

- Position de l'axe neutre :

$$R_{\text{béton}} = 0,57 \cdot f_{ck} \cdot b_{eff} \cdot h_c \quad ; \quad R_{\text{Béton}} = (0,57 \times 25 \times 1250 \times 95) 10^{-3} = 1692.18 \text{ KN} .$$

$$R_{\text{Acier}} = 0.95 \cdot f_y \cdot A_a \quad ; \quad R_{\text{Acier}} = (0.95 \times 275 \times 33.4 \times 10^2) 10^{-3} = 872.57 \text{ KN} .$$

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



Un axe neutre se trouve dans la dalle de béton, donc le moment résistant :

$$M_{pLrd} = R_{Acier} \left[ \frac{h}{2} + h_c + h_p - \left( \frac{R_{Acier} \times h_c}{2R_{Béton}} \right) \right] ; \quad M_{pLrd} = 205.49 \text{ KN.m}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma} ; \quad V_{plrd} = 229.20 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 73.91 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd} = 88.44 \text{ KN.m}$$

$$M_{pLrd} > M_{sd} ; \quad V_{plrd} > V_{sd}$$

La condition de la résistance est vérifiée.

#### 4.1 Poutre secondaire (plancher terrasse accessible) :

Tableau 6. 13: Vérification de la résistance à la flexion et l'effort tranchant

Poutre	L (m)	Etage	M <sub>sd</sub> (kN.m)	M <sub>pl.rd</sub> (kN.m)	Condition	V <sub>sd</sub> (KN)	V <sub>pl.rd</sub> (KN)	Condition
IPE220	5	Terrasse accessible	72.16	205.49	Vérifier	72.18	229.20	Vérifier

#### Poutre secondaire (plancher terrasse inaccessible)

Tableau 6. 14: Vérification de la résistance à la flexion et l'effort tranchant

Poutre	L (m)	Etage	M <sub>sd</sub> (kN.m)	M <sub>pl.rd</sub> (kN.m)	Condition	V <sub>sd</sub> (KN)	V <sub>pl.rd</sub> (KN)	Condition
IPE220	5	Terrasse inaccessible	51.28	205.49	Vérifier	54.08	229.20	Vérifier

#### 5. Vérification des palées triangulées :

- **Palée en x :** dans ce type de palée, il est admis de considérer que seules les barres tendues, pour un sens donné de l'action sismique, interviennent avec efficacité dans la résistance dissipative de l'ossature. Pour ce type de palées de contreventement, il est pris une valeur du coefficient,  $R = 4$ . (8.4.2/RPA2003)

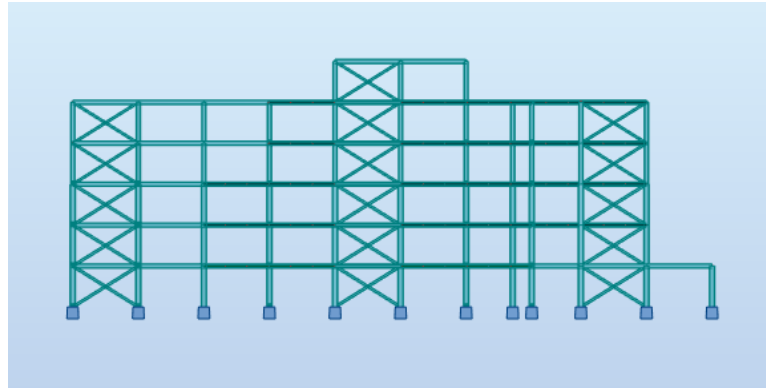


Figure 6. 4: Contreventement croix de saint André.

- Suivant la direction X-X (double UPN220) :

**Au niveau du RDC :**

La combinaison la plus défavorable  $G+Q+1,25Ex$ .

Il faut vérifier que :  $N_{sd} \leq N_{trd}$

$$N_{trd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{mo}} \quad ; \quad N_{trd} : \text{Effort normal plastique.}$$

$$N_{trd} = \frac{7480 \times 275 \times 10^{-3}}{1} = 2057 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 846,74 \text{ kN} \quad .$$

$$N_{sd} = 846,74 < N_{trd} = 2057 \text{ kN} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**Au niveau du 3<sup>ème</sup> étage :** (double UPN 200)

La combinaison la plus défavorable  $G+Q+1,25Ex$ .

Il faut vérifier que :  $N_{sd} \leq N_{trd}$

$$N_{trd} = 1771 \text{ kN} \quad .$$

$$N_{sd} = 566,73 \text{ kN} \quad .$$

$$N_{sd} = 565,68 < N_{trd} = 1771 \text{ kN} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Palée en v :** dans ce type de palée, le point d'intersection des diagonales se trouve sur la barre horizontale, la résistance à l'action sismique est fournie par la participation conjointe des barres tendues et des barres comprimées. le

comportement dissipatif global de ce type de palée est de moindre efficacité ; en conséquence, le coefficient de réduction R doit être réduit (prendre  $R = 3$ ) (8.4.2/RPA2003).

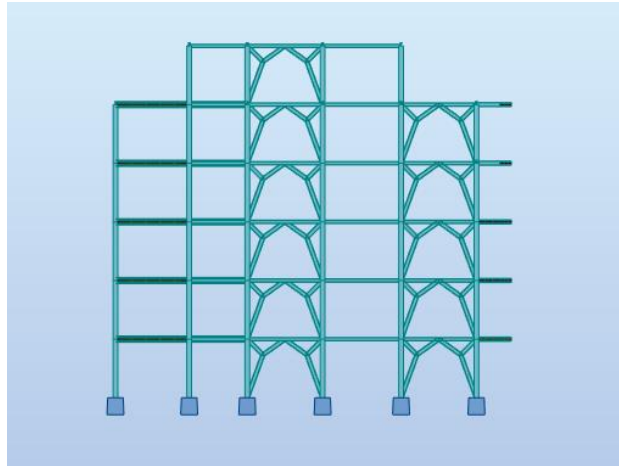


Figure 6. 5: Contreventement V inversé.

- Suivant la direction Y-Y (double UPN 260)

**Au niveau du RDC :**

- **Vérification compression simple :**

Il faut vérifier que :  $N_{sd} \leq N_{b,rd} = x \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\delta_{m1}}$ .

$$x = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}}} \quad \text{avec :} \quad \phi = 0.5 [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2].$$

La longueur de la barre :  $L_0 = 2.92 \text{ m}$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0.924$$

**Exemple de calcul :**

$N_{sd} = -845,40 \text{ KN}$  (Sous la combinaison G+Q-1,25Ey)

Calcul l'élancement réduit  $\bar{\lambda}_{y,z}$

$l_{fy,z} = l_0 = 2.92 \text{ m}$ .

$$\lambda_y = \frac{292}{9.99} = 29,22 \quad \Rightarrow \quad \bar{\lambda}_y = \frac{29,22}{93.91\varepsilon} = 0,33$$

$> 0.2$  il y'a risque de flambement .

$$\lambda_z = \frac{292}{2.56} = 114,06 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{114,06}{93,91\varepsilon} = 1,31$$

$> 0.2$  il y'a risque de flambement .

$$\left| \begin{array}{l} \frac{h}{b} = 2,88 > 1.2. \\ t_f = 14 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{array} \right. \Rightarrow \begin{array}{l} \text{Z-Z Courbe b} \\ 0.34. \end{array} \rightarrow \alpha_z =$$

$$\phi_z = 0.5 \times [1 + 0.34 \times (1.31 - 0.2) + 1.31^2] = 1,54$$

$$\text{Et } x = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}} = \frac{1}{1.54 + \sqrt{1.54^2 - 1.31^2}} = 0,43 \leq 1.$$

**Avec:**  $N_{brd} = \chi \times \beta \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$

$$N_{brd} = 0,43 \times 1 \times 9660 \times 10^{-3} \times \frac{275}{1.1} = 1038,45 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 845,40 \text{ kN} \leq N_{brd} = 1038,45 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification à la traction :**

$$N_{sd} = 970,85 \text{ kN (Sous la combinaison G+Q+1,25Ey)}$$

$$N_{brd} = A \times \frac{f_y}{\delta_{m0}} = 2656,5 \text{ kN.}$$

$$N_{sd}^{\max} \leq N_{brd} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

## 1. Les assemblages :

On appelle « assemblage » la zone d'interconnexion de deux éléments ou plus. Sa fonction principale est de transmettre correctement les efforts entre ces éléments. On distingue deux catégories d'assemblage :

- Contacts mécanique,
- Les assemblages par procédés de soudage, qui assurent une continuité entre les pièces métalliques au niveau des joints.

La résistance d'un assemblage est déterminée sur la base de la résistance individuelle de ses composants. Dans le cas où les fixations possédant des rigidités différentes pour reprendre un effort de cisaillement, on dimensionne généralement la fixation possédant la plus grande rigidité.

La ruine d'un assemblage peut être due à un dépassement des valeurs maximales des efforts à transmettre ou du phénomène de fatigue.

Les différents types d'assemblage :

- Assemblage articulés : ils transmettent les efforts normaux et tranchants
- Assemblages encastrés : ils transmettent en plus les moments

### 1.1 Fonctionnement des assemblages

#### 1.1.1 Les principaux modes d'assemblages sont

- **Le boulonnage**

Le boulonnage, du fait de sa simplicité de mise en œuvre et de sa possibilité de réglage, est l'un des assemblages les plus utilisés en construction métallique. Les boulons ordinaires ne nécessitent pas de précaution particulière lors de la mise en œuvre la qualité d'un boulon est définie par son appartenance à des classes. Ces classes sont en fonction de la limite d'élasticité et de résistance à la traction ultime du boulon considéré.

Les caractéristiques des boulons sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau 7. 1:** Caractéristiques des boulons.

classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.9
$f_{yb}$ (N/mm <sup>2</sup> )	240	320	300	400	360	480	640	900
$f_{ub}$ (N/mm <sup>2</sup> )	400	400	500	500	600	600	800	1000

Jeux des diamètres des trous en fonction de diamètre

Tableau 7. 2: Diamètres des trous.

Les boulons	M12.M14	M16.M24	M27
$d_0$	$d+1$	$d+2$	$d+3$

- **Fonctionnement par adhérence**

Dans ce cas, la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact. Cela concerne le soudage, le collage, le boulonnage par boulons HR

- **Le soudage**

En charpente soudée les assemblages sont plus rigides, cela à pour effet un encastrement partiel des éléments constructifs.

- **Coefficients partiels de sécurité**

Résistance des boulons au cisaillement : = 1,25

Résistance des boulons à traction : = 1,50

- **Coefficient de frottement**

Un bon assemblage par boulons HR exige que des précautions élémentaires soient prises, notamment :

Le coefficient de frottement  $\mu$  doit correspondre à sa valeur de calcul.

Cela nécessite une préparation des surfaces, par brossage ou grenailage, pour éliminer toute trace de rouille ou de calamine ;

De graissage, etc.

$\mu = 0,50$  pour les surfaces de la classe A

$\mu = 0,40$  pour les surfaces de la classe B

$\mu = 0,30$  pour les surfaces de la classe C

$\mu = 0,20$  pour les surfaces de la classe D

Dans ce chapitre, (03) types d'assemblage seront traités :

- Assemblage poutre - solive ;
- Assemblage poteau - poutre ;
- Assemblage contreventement ;

Il existe plusieurs méthodes de calcul des assemblages et pour notre cas. Nous avons utilisé comme références les cours de quatrième année (charpente métallique **I**) et d'autres documents, qui sont basés sur les normes des **EUROCODE 03**.

## 2. Assemblage solive – poutre maitresse

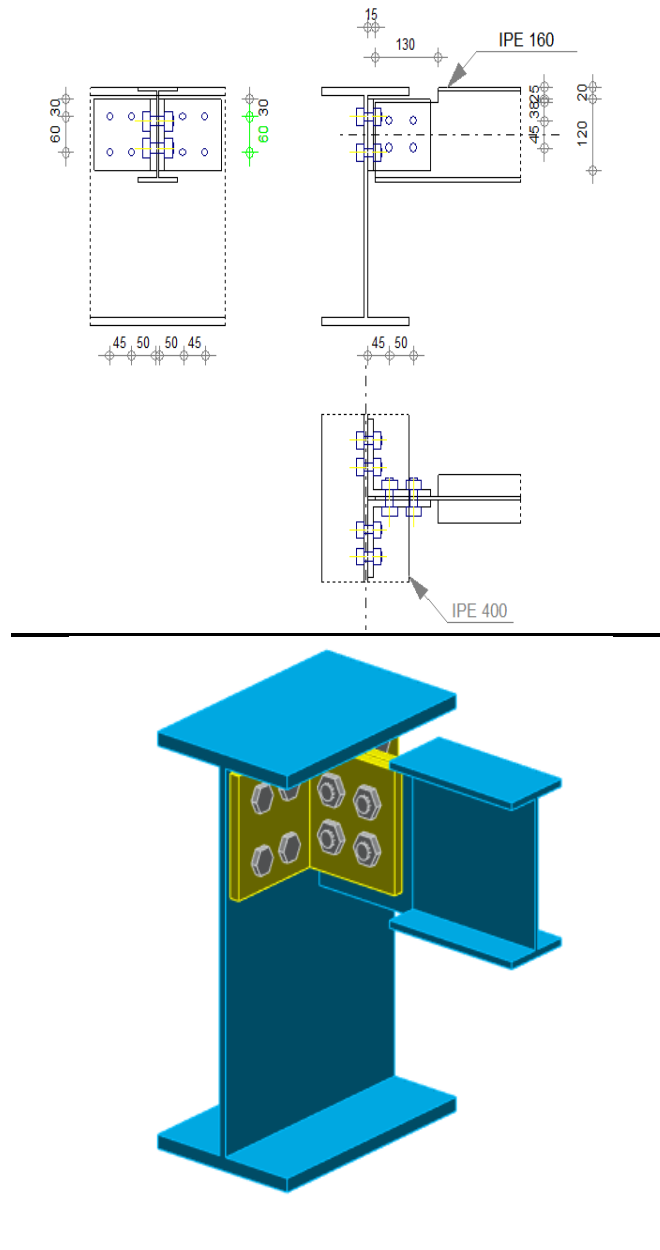


Figure 7. 1: Assemblage solive – poutre.

### 2.1 Le choix des boulons :

On choisit 8 boulons de diamètre de 14 mm (M) de classe 4.8

M14  $d = 14 \text{ mm}$        $d_0 = 15 \text{ mm}$        $t = t_{f \text{ poutre}} = 7 \text{ mm}$  (voir annexe A)

### 2.2 Disposition constructive des boulons :

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \quad \Rightarrow \quad 18\text{mm} \leq e_1 \leq 150 \text{ mm}$$

$$2,2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \quad \Rightarrow \quad 33\text{mm} \leq p_1 \leq 98\text{mm}$$

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \quad \Rightarrow \quad 22,5 \text{ mm} \leq e_2 \leq 150\text{mm}$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \quad \Rightarrow \quad 45\text{mm} \leq p_2 \leq 98\text{mm}$$

$$e_1 = 30\text{ mm} , p_1 = 60\text{mm}, e_2 = 50\text{mm}, p_2 = 45\text{ mm}$$

### 2.3 Vérification de la résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement :

Ils faut vérifier que :  $V_{sd} \leq F_{v,rd}$

$$F_{v,rd} \leq \frac{0,6f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}}$$

$$f_{ub} = 400\text{ N/mm}^2$$

$$\text{Section résistante en traction} \quad A_s = 115\text{ mm}^2$$

$$\text{Résistance des boulons à la traction} \quad \gamma_{Mb} = 1,25$$

$$F_{v,rd} = \frac{0,6 \times 400 \times 115}{1,25} = 22,08\text{ kN}$$

Il y a 4 boulons en double cisaillement donc

$$F_{vrd} = n \times F_{vrd} = 4 \times 22,08 = 176,64\text{ KN}$$

$$V_{sd} = 46,15\text{ KN} < F_{vrd} = 176,64\text{ KN}$$

**condition vérifiée**

### 2.4 Vérification de la pression diamétrale

On a une cornière **110 × 110 × 10**

Il faut vérifier que :  $F_1 > F_b$

$$F_b = \frac{2,5\alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{mb}}$$

$$d = 14\text{ mm} ; d_0 = 15\text{ mm} ; t = 10\text{mm} ; \gamma_{Mb} = 1,25 ; f_u = 410\text{ N/mm}^2 ; e_1 = 30\text{mm} ; P_1 = 60\text{mm}$$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3 \times d_0}, \frac{P_1}{3 \times d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right\} = \min(0,66 ; 1,08 ; 0,97 ; 1) = 0,66$$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times 0,66 \times 410 \times 14 \times 10}{1,25} = 75,76\text{kN}$$

Pour un boulon on a

$$F_{vsd} = \frac{46,15}{8} = 5,76\text{KN} < F_{brd} = 75,76\text{ KN}$$

**Condition vérifiée**



### 3. Assemblage Poteau –Poutre (HEB400-IPE400) selon [EC-3]

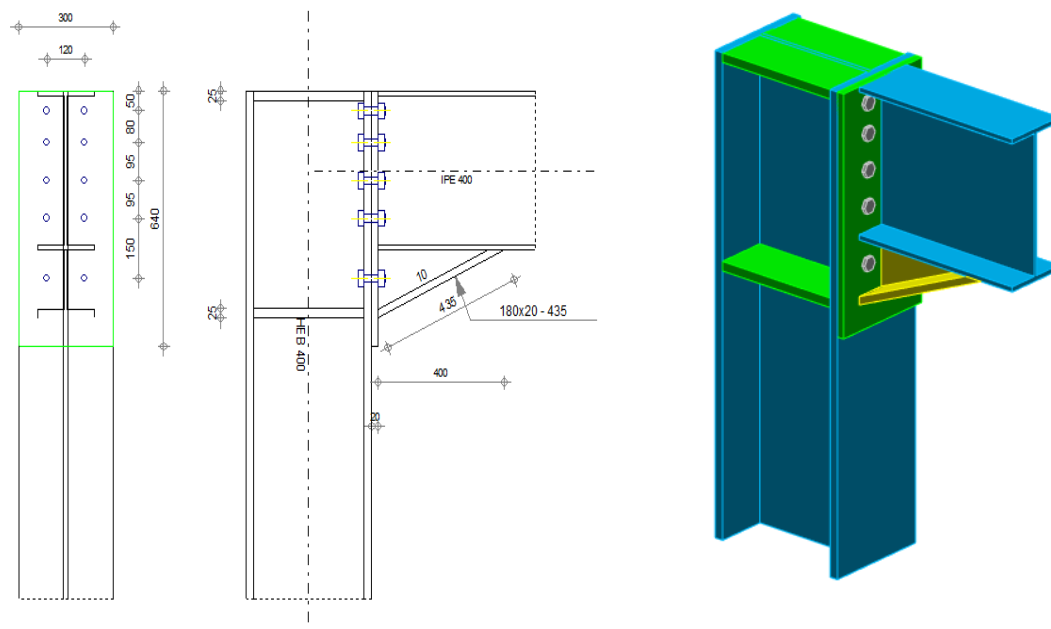


Figure 7. 2: Assemblage poteau – poutre.

Tableau 7. 3: Les caractéristiques du profilé (HEB400, IPE400)

Profile	Les caractéristiques (mm)				
	A(mm <sup>2</sup> )	b (mm)	h (mm)	t <sub>w</sub> (mm)	t <sub>r</sub> (mm)
HEB 400	197,8	300	400	13,5	24
IPE400	8446	180	400	8,6	13,5

#### Efforts sollicitant

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison

$$M_{sd} = 164,75 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd} = 126,90 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 624,33 \text{ KN}$$

### 3.1 Calcul de la soudure poutre IPE400

#### 3.1.1 Calcul de l'épaisseur du cordon sur la semelle selon [EC-3]

$$L_1 = 180 \text{ mm}$$

$$L_2 = 85,7 \text{ mm}$$

$$L_3 = 373 \text{ mm}$$

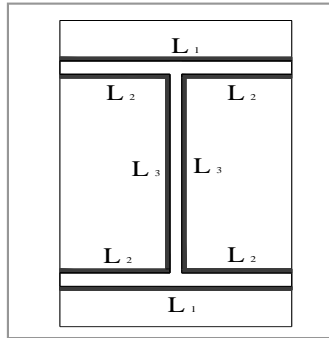


Figure 7. 3: Assemblage soudé poutres –platine.

- La nuance d'acier utilisé est S275 donc  $\begin{cases} \beta_w = 0,85 \\ \gamma_{mw} = 1,3 \\ f_u = 430 \end{cases}$

#### 3.1.2 Calcul de l'épaisseur du cordon sur Semelle

$$a_f \geq t_{fb} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \times \frac{\beta_w \times \gamma_{m2}}{f_{us} \times \sqrt{2}}$$

$$a_f \geq 1,35 \times \frac{275}{1} \times \frac{0,85 \times 1,3}{430 \times \sqrt{2}}$$

$$a_f \geq 6,74 \text{ mm}$$

#### 3.1.3 Calcul de l'épaisseur du cordon sur L'âme

$$a_{fw} \geq t_{wb} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \times \frac{\beta_w \times \gamma_{m2}}{f_{us} \times \sqrt{2}}$$

$$a_{fw} \geq 8,6 \times \frac{275}{1} \times \frac{0,85 \times 1,3}{430 \times \sqrt{3}}$$

$$a_{fw} \geq 3,5 \text{ mm}$$

On prend  $a_s = 10 \text{ mm}$

#### 3.1.4 Vérification de la soudure

$$A_s = \sum l_i \times a_i = (2 \times L_1 \times a) + (4L_2 \times a) + (2L_3 \times a)$$

$$A_s = (2 \times 180 \times 10) + (4 \times 85,7 \times 10) + (2 \times 373 \times 10)$$

$$A_s = 3600 + 3428 + 7460$$

$$A_s = 14488 \text{ mm}^2$$

### 3.2 Vérification le moment et l'effort Normal (M et N)

$$\sqrt{2} \left[ \frac{N_{sd}}{\sum l_i \times a_i} + \left( \frac{M_{sd}}{I_{ys}} \times \frac{h}{2} \right) \right] \leq \frac{f_{us}}{\beta_w \times \gamma_{m2}}$$

$$I_{ys} = (2 \times 180 \times 10 \times 205^2) + (4 \times 85,7 \times 171^2) = 161,31 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$d_1 = \frac{h}{2} + \frac{a}{2} = \frac{400}{2} + \frac{10}{2} = 205 \text{ mm}$$

$$d_2 = \frac{h}{2} - t_f - \frac{a}{2} = \frac{400}{2} - 24 - \frac{10}{2} = 171 \text{ mm}$$

$$\sqrt{2} \left[ \frac{624,33 \times 10^3}{14488} + \left( \frac{164,75 \times 10^6}{161,31 \times 10^6} \times \frac{400}{2} \right) \right] \leq \frac{430}{0,85 \times 1,3}$$

$$349,80 \text{ MPA} \leq 389,14 \text{ MPA}$$

Condition vérifié

### 3.3 Vérification l'effort tranchant et l'effort Normal (V et N)

$$\sqrt{2 \left( \frac{N_{sd}}{\sum l_i \times a_i} \right)^2 + 3 \left( \frac{V_{sd}}{2 \times L_3 \times a} \right)^2} \leq \frac{f_{us}}{\beta_w \times \gamma_{m2}}$$

$$\sqrt{2 \left( \frac{624,33 \times 10^3}{14488} \right)^2 + 3 \left( \frac{126,90 \times 10^3}{2 \times 373 \times 10} \right)^2} \leq \frac{430}{0,85 \times 1,3}$$

$$\sqrt{3713,99 + 868,09} \leq 389,14$$

$$67,69 \text{ MPA} \leq 389,14 \text{ MPA}$$

Condition vérifié

### 3.4 Vérification des boulons HR

#### 3.4.1 Choix de diamètre du boulon

Epaisseur de la platine :  $e_p = 20 \text{ mm}$

$$t \leq 10 \text{ mm} \quad d = (12 ; 14) \text{ mm}$$

$$10 \leq t \leq 25 \text{ mm} \quad d = (16 ; 20 ; 24) \text{ mm}$$

$$t \geq 25 \text{ mm} \quad d = (24 ; 27 ; 30) \text{ mm}$$

On a l'épaisseur de la platine  $t = 20 \text{ mm}$  alors on prend  $\phi = 20 \text{ mm}$ .

### 3.4.2 Disposition constructives

On a l'épaisseur de la platine égale à  $20 \text{ mm}$  alors on prend deux files de 4 boulons HR de diamètre  $\phi = 20 \text{ mm}$ , classe 10.9

### 3.4.3 Distance entre axe des boulons

$$d_0 = \phi + 2 = 20 + 2 = 22 \text{ mm.}$$

$$1.5d_0 \leq e_1 \leq \max(12t ; 150\text{mm}) \Rightarrow 33 \leq e_1 = 50 \leq 240\text{mm}$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \max(14t ; 200\text{mm}) \Rightarrow 48,4 \leq p_1 = 95 \leq 200\text{mm}$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t ; 150\text{mm}) \Rightarrow 33 \leq e_2 = 90 \leq 240\text{mm}$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \max(14t ; 200\text{mm}) \Rightarrow 66 \leq p_2 = 120 \leq 200\text{mm}$$

### 3.4.4 Position de l'axe neutre

$$N_i = \frac{M \cdot d_i}{\sum d_i^2} ;$$

$$d_1 = 343,25\text{mm}$$

$$d_2 = 263,25\text{mm}$$

$$d_3 = 168,25\text{mm}$$

$$d_4 = 73,25\text{mm}$$

$$\sum d_i^2 = (0,34)^2 + (0,26)^2 + (0,16)^2 + (0,07)^2 = 0,213 \text{ m}^2$$

$$F_{m1} = \frac{M \cdot d_1}{\sum d_i^2} = \frac{164,75 \times 0,34}{0,213} = 262,98\text{KN}$$

Pour qu'il n'y ait pas décollement des pièces, il faut que l'effort de traction appliqué par boulon soit inférieur à l'effort de précontrainte, soit :

$$F_{\text{tsd}} = F_{m1} \leq F_{p,\text{Cd}} \quad \text{avec} \quad F_{p,\text{Cd}} = 0.7 \times f_{ub} \times A_s \quad \text{Soit :}$$

Soit un boulon de diamètre  $\phi 20$  ( $A_s = 245\text{mm}^2$ )

D'où le choix du boulon : HR.  $\varnothing = 20$  mm, classe 10.9

$$\text{Donc : } F_{p.Cd} = 0,7 \times f_{ub} \times A_s = 0,7 \times 1000 \times 245 \times 10^{-3} = 171,5 \text{ KN}$$

Il faut vérifier que :

$$F_{m1} \leq n_0 F_{p.Cd}$$

$n_0 = 2$  pour une rangée

**Avec**

•  $F_p$  : L'effort de précontrainte autorisé dans les boulons,

•  $f_{ub}$  : La contrainte de rupture du boulon, vaut 1000 MPA pour les boulons HR 10.9

$A_s$  : L'aire de la section du boulon.

$$A_s = 245 \text{ mm}^2$$

$$F_{m1} = 262,98 \text{ kN} \leq 2 \times 171,5 = 343 \text{ kN}$$

**Condition vérifié**

### **3.5 Moment résistant effectif de l'assemblage**

$$M_{rd} = \frac{F_{m1} \cdot d_1^2}{d_1}$$

$$N = F_{p.Cd} = 0,7 \times 1000 \times 245 \times 10^{-3} = 171,5 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad \text{Pour un boulon}$$

Pour une rangée (de deux boulons),

$$2 \times N = 2 \times 171,5 = 343 \text{ kN}$$

D'où :

$$M_{r.d} = \frac{343 \times 0,213}{0,34} = 214,87 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = 164,75 \text{ kN.m} \leq M_{sd} = 214,87 \text{ kN.m}$$

**Condition vérifié**

### **3.6 Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant**

L'effort tranchant par boulon :

$$V_{sd} = 126,90 \text{ kN}$$

$K_s = 1$  Pour des trous avec tolérances nominales normales.

$\mu = 0,3$  Surfaces nettoyées par brassage métallique ou à la flamme avec enlèvement de la rouille.

$n = 2$  Nombre d'interfaces de frottement ;

$\gamma_{ms} = 1,25$  Pour les résistances au glissement à L'ELU

Condition à vérifier :  $F_{v.sd} \leq F_{v.rd}$

$$F_{v.sd} = \frac{V_{sd}}{n_b} = \frac{126,90}{8} = 15,86 \text{ kN}$$

$$F_{v.rd} = \frac{K_s \cdot n_f \cdot \mu \cdot (F_{pC} - 0,8 \cdot F_{tsd})}{\gamma_{ms}}$$

Avec :

$$F_{tsd} = F_M - \frac{N}{n_{boulon}} = 262,98 - \frac{624,33}{8} = 184,93 \text{ KN}$$

$$2 \times F_{pC} = 2 \times (7 \times 1000 \times 245 \times 10^{-3}) = 343 \text{ KN}$$

$$F_{v.rd} = \frac{1 \times 2 \times 0,3 \times (343 - 0,8 \times 184,93)}{1,25} = 93,62 \text{ kN}$$

$F_{v.sd} = 15,86 \text{ kN} \leq F_{v.rd} = 93,62 \text{ kN}$   
**vérifié**

**Condition**

### 3.7 Résistance de l'âme du poteau en traction

Il faut vérifier que :

$$F_t \leq F_{t.rd}$$

$$F_{t.rd} = f_y \times t_{wc} \times \frac{b_{eff}}{\gamma_{m0}}$$

$t$  : épaisseur d'âme de Poteau = 13,5 mm

$b_{eff}$  : entraxe rangées boulons = 120 mm

$$F_{t.rd} = 275 \times 13,5 \times \frac{120}{1} = 445,5 \text{ kN}$$

Avec:  $F_t = \frac{M}{h-t_f}$

$H = 400 \text{ mm}$  ;  $t_f = 24 \text{ mm}$

Donc :

$$F_t = \frac{164,75}{0,40 - 0,24} = 1029,68 \text{ kN}$$

$$F_t = 1029,68 \geq F_{t,rd} = 445,5 \text{ kN} \rightarrow$$

**Condition n'est pas vérifiée**

**Remarque :**

On rajoute un raidisseur pour augmenter la résistance de l'âme de poteau

### 3.8 Résistance de l'âme de poteau en compression (non raidie)

On vérifie :  $F_c \leq F_{c,rd}$

$$\text{Avec : } F_{c,rd} = f_y \times t_{wc} \times \left( 1,25 - 0,5 \cdot \gamma_{m0} \frac{\sigma_n}{f_y} \right) \times \frac{b_{eff}}{\gamma_{m0}}$$

$\sigma_n$  : Contrainte normale de compression dans l'âme du poteau

$t_{fb}$  : Épaisseur semelle poutre IPE400 = 13,5 mm

$t_{fc}$  : Épaisseur semelle poteau HEB400 = 24 mm

$t_p$  : Épaisseur platine extrémité = 20 mm

$r_c$  : Rayon de raccordement âme semelle de poteau = 27 mm

$$b_{eff} = t_{fb} + 2t_p + 5(t_{fc} + r_c)$$

$$b_{eff} = 13,5 + 2 \times 20 + 5(24 + 27) = 308,5 \text{ mm}$$

$$\sigma_n = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{sd}}{W_{el,y}} = \frac{126,90}{197,8 \times 10^{-4}} + \frac{164,75}{2884 \times 10^{-6}} = 6986,82 \text{ kN/m}^2$$

$$F_{c,rd} = 275 \times 13,5 \times \left( 1,25 - 0,5 \times 1 \times \frac{6986,82 \times 10^{-3}}{275} \right) \times \frac{308,5}{1} = 1417,08 \text{ kN}$$

$$F_c = \frac{M_{sd}}{h - t_{fb}} = 424,32 \text{ kN}$$

$$F_c = 424,32 \text{ kN} \leq F_{c,rd} = 1417,08 \text{ kN}$$

**Condition n'est pas vérifiée**

### 3.9 Résistance de l'âme de poteau au cisaillement

Il faut vérifier que :  $F_v \leq V_r$

$$V_r = \frac{0,58 \times f_y \times h_p \times t_{wc}}{\gamma_{m0}}$$

**Avec :**

$h_p$  : la hauteur de profilé (poteau)  $h_p = 400$  mm.

$t_{wc}$  : épaisseur de l'âme (poteau)  $t_{wc} = 13,5$  mm

$$V_r = \frac{0,58 \times 275 \times 400 \times 13,5}{1} \times 10^{-3} = 861,3 \text{ kN}$$

L'effort de cisaillement vaut :

$$F_v = \frac{M}{h - t_f}$$

$h = 400$  mm ;  $t_f = 24$  mm

Donc :

$$F_v = \frac{164,75}{0,4 - 0,024} = 438,16 \text{ kN}$$

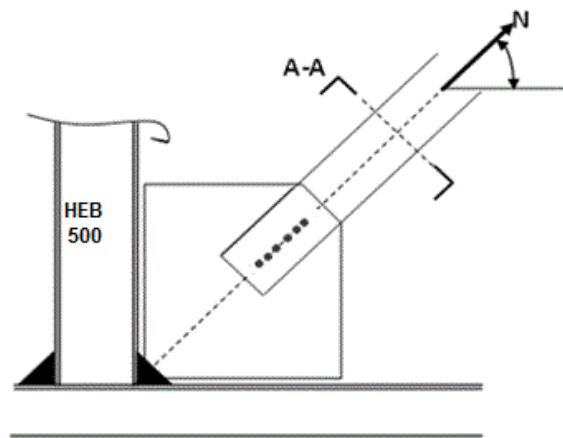
$$F_v = 438,16 \text{ kN} < V_r \\ = 861,3 \text{ kN}$$

**Condition vérifiée**

#### 4. Assemblages des diagonales de stabilité

- Attache diagonale UPN220 – gousset

Pour notre cas, les diagonales les plus sollicitées sont formées par des UPN 220.



**Figure 7. 4: L'attache de la diagonale UPN (220) avec le poteau HEB500.**



- **Contreventement en X**

**Effort tranchant**

L'effort tranchant repris par **2UPN 220** est :  $V_{sd} = 1050,86 \text{ kN}$

Donc l'effort tranchant repris par une seule **UPN** est :  $V_{sd} = 525,43 \text{ kN}$

**Nombres et diamètres des boulons UPN220**

Soit  $d_0 = 20 \text{ mm}$ , ce correspond, avec un jeu de  $2 \text{ mm}$ , à des boulons de diamètre  $d = 18 \text{ mm}$  et de classe 10.9.

**4.1. Résistance d'un boulon au cisaillement par plan de cisaillement**

$$F_{v,sd} = \frac{0.6 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}}$$

$$F_{ub} = 1000 \text{ N/mm}^2$$

Section résistante en traction.  $A_s = 192 \text{ mm}^2$

Résistance des boulons  $\gamma_{mb} = 1,25$

Nombre de plan de cisaillement.  $n = 2$

$$F_{v,sd} = \frac{0,6 \times 1000 \times 192}{1,25} = 92,16 \text{ kN}$$

- **Nombre des boulons nécessaires**

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{525,43}{92,16} = 5,70$$

$$n = 6$$

**4.1.1 Disposition des boulons**

Vérifie les spasmes :

$$d_0 = 20 \text{ mm} ; t = 8 \text{ mm}$$

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150) \quad 24 \leq e_1 = 50 \leq 150$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200) \quad 44 \leq p_1 = 60 \leq 200$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150) \quad 30 \leq e_2 = 50 \leq 150$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200) \quad 60 \leq p_2 = 100 \leq 200$$

**4.2. Vérification de la pression diamétrale**

Il faut vérifier que :  $F_{vsd} \leq F_{b,rd}$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5\alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{mb}}$$

$d = 18 \text{ mm}$  ;  $d_0 = 20 \text{ mm}$  ;  $t = 8 \text{ mm}$  ;  $\gamma_{Mb} = 1,25$  ;  $f_u = 430 \text{ N/mm}^2$  ;  $e_1 = 50 \text{ mm}$  ;  $P_1 = 60 \text{ mm}$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3 \times d_0}, \frac{P_1}{3 \times d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right\} = \min (0,83 ; 0,75 ; 2,32 ; 1) = 0,75$$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times 0,75 \times 430 \times 18 \times 8}{1,25} = 92,88 \text{ kN}$$

Pour un boulon on a

$$F_{vsd} = \frac{525,25}{6} = 87,54 \text{ kN}$$

$$87,541 \text{ kN} \leq 92,88 \text{ kN}$$

**Condition vérifiée**

**4.3. Assemblage Gousse-membrure**

**Gousset :  $400 \times 400 \times 15$**

$AB = 400 \text{ mm}$  ;  $AC = 400 \text{ mm}$  ;  $t_p = 20 \text{ mm}$

En prend  $a = 8 \text{ mm}$

**Les cordons doivent être vérifiés avec la formule suivante :**

$$N_1 \leq N = \frac{a \times \sum L \times f_u}{\beta_w \times \gamma_{mw} \times \sqrt{3 - \sin^2 \alpha}}$$

$$\text{tg} \alpha = \frac{3,74}{6} = 0,66 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 31,93^\circ$$

$$\gamma_{mw} = 1,3 ; \beta_w = 0,85$$

**4.3.1 Vérification du cordon AB**

$$N_1 = N_{sd} \cdot \cos \alpha$$

$$N_1 = 1050,86 \times \cos(31,93) = 891,85 \text{ kN}$$

$$N = \frac{10 \times 400 \times 430}{0,85 \times 1,3 \times \sqrt{3 - \sin^2 31,93}} = 943,75 \text{ kN}$$

**4.3.2 Vérification du cordon AC**

$$\gamma_{mw} = 1,3$$

$$\beta_w = 0,85$$

$$N = \frac{10 \times 400 \times 430}{0,85 \times 1,3 \times \sqrt{3 - \sin^2 31,93}} = 990,19 \text{ kN}$$

$$N_t = N_{AB} + N_{AC} = 1933,94 \text{ kN} > N = 1050,86 \text{ kN}$$

**Choix retenu**

Soudure de gousset = 8 mm

Epaisseur de gousset = 15 mm

Boulonnage : 6 boulons de diamètre 18 mm

## 1. Pré dimensionnement des éléments de sous-sols

### 1.1 Dalle pleine :

C'est un élément porteur horizontal qui se repose sur deux ou quatre appuis, elle reprend des différent charges (d'exploitation, permanente) et les transmette aux éléments porteurs verticaux.

Le choix de l'épaisseur de la dalle pleine dépend des 3 critères suivants :

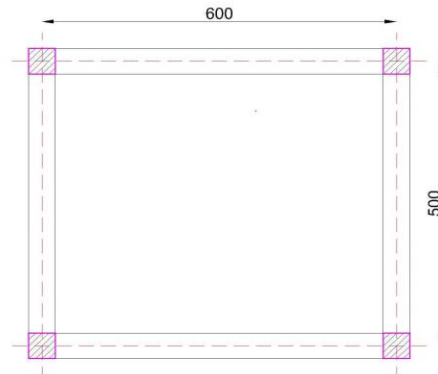


Figure 8. 1: le panneau le plus sollicité de la dalle pleine.

$$L_x = L_y = 6m$$

- **Résistance à la flexion :**

La dalle repose sur 4 appuis :  $\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{45} \longrightarrow \frac{600}{50} \leq e \leq \frac{600}{45}$

On prend :  $e_1 = 15 \text{ cm}$

- **Sécurité en matière d'incendie :**

$e = 7 \text{ cm}$  ( 1h de coup de feu )

$e = 11 \text{ cm}$  (2h de coup de feu )

$e = 17,5 \text{ cm}$  ( 4h de coup de feu )

on prend :  $e_2 = 11 \text{ cm}$  ( 2h de coup de feu)

- **Isolation phonique :**

Selon CBA93 pour une bonne isolation phonique l'épaisseur doit être supérieure ou égale 13 cm.

- **Choix de l'épaisseur de la dalle pleine :**

$$e = \max \{e_1 ; e_2 ; e_3\} = \max \{15 \text{ cm} ; 11 \text{ cm} ; 13 \text{ cm}\}$$

$e = 15 \text{ cm}$

**1.2 Poutre principale (porteuse) :**

Selon le BAEL91 et à partir de la condition de la flèche on a :

$$\frac{L_x}{15} \leq h \leq \frac{L_x}{10}$$

$$0,3 h \leq b \leq 0,7$$

Avec :  $L_{\max} = 6\text{m}$

$$\text{Donc : } 40\text{cm} \leq h \leq 60\text{cm} \longrightarrow h = 50\text{ cm}$$

$$0,3 \times 50 \leq b \leq 0,7 \times 50 \longrightarrow b = 35\text{ cm}$$

**Vérification selon RPA 99V 2003 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{ cm} \\ h \geq 30\text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4\text{ cm} \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} b = 35\text{ cm} > 20 \\ h = 50\text{cm} > 30\text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1,43\text{ cm} < 4\text{ cm} \end{array} \right.$$

**1.3 Poutre secondaire :**

$L_{\max} = 5\text{m}$

$$\frac{L_x}{15} \leq h \leq \frac{L_x}{10}$$

$$0,3 h \leq b \leq 0,7$$

Avec :  $L_{\max} = 5\text{m}$

**Donc :**

$$33,3\text{cm} \leq h \leq 50\text{cm} \longrightarrow h = 40\text{ cm}$$

$$0,3 \times 40 \leq b \leq 0,7 \times 40 \longrightarrow b = 30\text{ cm}$$

• **Vérification selon RPA 99V 2003 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{ cm} \\ h \geq 30\text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4\text{ cm} \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} b = 25\text{ cm} > 20 \\ h = 40\text{cm} > 30\text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1,33\text{ cm} < 4\text{ cm} \end{array} \right.$$

### 1.4 Poteaux :

Le calcul s'effectue pour le poteau le plus sollicité qui est généralement de centre en compression centré ( $\lambda = 35$ ), il doit satisfaire les critères suivant :

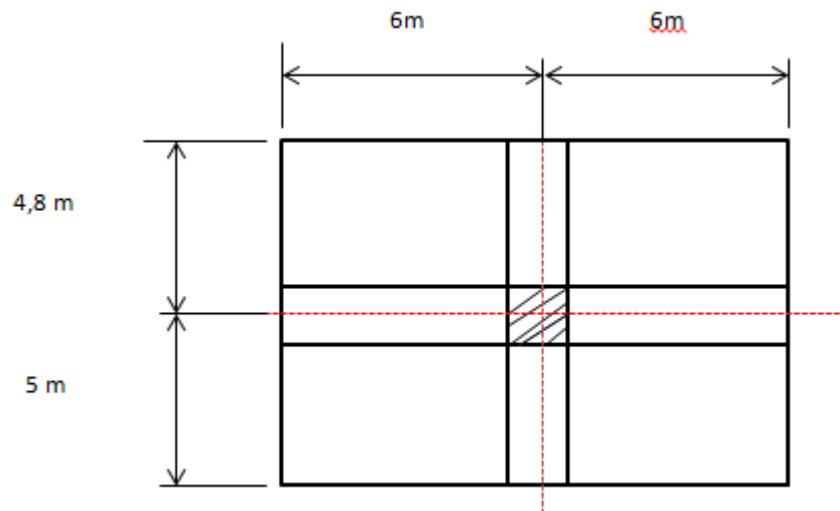


Figure 8. 2: la surface retenue par le poteau le plus sollicité

Critères Résistance : d'après le BAEL91 on a :

$$Br \geq \frac{Nu}{\alpha \left[ \frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{B \times \gamma_s} \right]}$$

Dalle pleine

Carrelage (e=2cm)	$0,02 \times 20 = 0,4 \text{ KN/m}^2$
Mortier de pose (e=2 cm)	$0,02 \times 20 = 0,4 \text{ KN/m}^2$
Dalle pleine (e=15 cm)	$0,15 \times 25 = 3,75 \text{ KN/m}^2$
Lit de sable (e=2 cm)	$0,02 \times 18 = 0,36 \text{ KN/m}^2$
Emoduit plate ( e=2cm)	$0,02 \times 12 = 0,24 \text{ KN/m}^2$
Cloison légère	$1 \text{ KN/m}^2$
	$\sum G = 6,15 \text{ KN/m}^2$

Avec :

$$L_{\max} = 6 \text{ m}$$

$$N_G = G_{DP} + G_{PP} + G_{PS}$$

$$G_{DP} = 6,15 \times 29,4 = 180,81 \text{ KN}$$

$$G_{PP} = [(0,35 \times (0,50 - 0,15) \times 12) \times 25 = 36,75 \text{ KN}$$

$$G_{PS} = [(0,3 \times (0,40 - 0,15) \times 9,8) \times 25 = 18,37 \text{ KN}$$

$$N_G = 235,93 \text{ KN}$$

$$N_Q = Q \times S = 3,5 \times 29,4 = 102,9 \text{ KN}$$

$$N_{CM} = 2277,84 \text{ KN (Valeur extraite de logiciel)}$$

$$N_U = N_{CM} + [1,35N_G + 1,5N_Q]$$

$$N_U = 2277,84 + 472,85$$

$$N_U = 2750,69 \text{ KN}$$

$$\lambda \leq 50 : \quad \alpha = \frac{0,85}{\left[1 + \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2\right]}$$

$$\alpha = \frac{0,85}{\left[1 + \left(\frac{35}{35}\right)^2\right]} = 0,708$$

$$\frac{A_s}{B_r} = 0,9\% \text{ ( zone sismique III)}$$

$$F_e = 500 \text{ MPA} ; \gamma_b = 1,5 ; \gamma_s = 1,15$$

Donc :

$$B_r \geq \frac{2750,69 \times 10^3}{0,708 \left[ \frac{25}{0,9 \times 1,5} + 0,009 \times \frac{500}{1,15} \right]} \times 10^{-2} = 1733,26 \text{ cm}^2$$

On réalise des poteaux carrés, donc :

$$B_r = (a - 2)^2 \geq 1733,26$$

$$a = b \geq 43,63 \text{ cm}$$

### Conclusion :

Pour notre cas d'études le choix des dimensions des poteaux est lié par les dimensions de la platine afin de réaliser l'assemblage de pied de poteaux.

Donc on adopte tous les poteaux du sous-sol une section de (100x120) cm<sup>2</sup>.

$$L_{\max} = 6 \text{ m}$$

$$N_G = G_{DP} + G_{PP} + G_{PS} + G_{\text{poteau}}$$

$$G_{DP} = 6,15 \times 29,4 = 180,81 \text{ KN}$$

$$G_{PP} = [(0,35 \times (0,50 - 0,15) \times 12] \times 25 = 36,75 \text{KN}$$

$$G_{PS} = [(0,3 \times (0,40 - 0,15) \times 9,8] \times 25 = 18,37 \text{KN}$$

$$G_{poteau} = (1 \times 1,2 \times 3,74) \times 25$$

$$G_{poteau} = 112,2 \text{ KN}$$

$$N_G = 180,81 + 36,75 + 18,37 + 112,2$$

$$N_G = 348,13 \text{ KN}$$

$$N_Q = Q \times S = 3,5 \times 29,4 = 102,9 \text{KN}$$

$$N_U = N_{CM} + [1,35N_G + 1,5N_Q]$$

$$N_U = 2902,16 \text{ KN}$$

- **Vérification selon RPA99 V 2003 :**

On est dans une zone de forte sismicité (zone III) , donc il faut vérifier que :

$$\text{Min}(a, b) \geq \frac{h_e}{20} \quad \text{min}(120, 100 \text{cm}) \geq \frac{374}{20} = 18,7$$

$$\text{Min}(a, b) \geq \frac{h_e}{20} \quad \text{min}(120, 100 \text{cm}) \geq 30$$

**C'est vérifié**

- **L'effort normal réduit :**

$$v = \frac{Nd}{Bc \times fc28} \leq 0,3$$

$$v = \frac{1626,94 \times 10^3}{(1000 \times 1200) \times 25} = 0,05 \leq 0,3$$

Pour éviter ou limiter le risque de rupture fragile, sous sollicitations d'ensemble due au séisme, l'effort normal de compression est limité par la condition ci-dessus.

Avec :

$$N_d = 1626,94 \text{ KN}$$

Réduit est vérifié

- **Vérification au flambement :**

Le calcul des poteaux au flambement consiste à vérifier :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 35$$

Avec :

$$l_f = 0,7l_0 = 0,7 \times 374 = 261,8 \quad (\text{la longueur de flambement poteau bi- encasté})$$



$$I_x=I_y=\frac{b \times a^3}{12}=\frac{100 \times 120^3}{12}=14400000 \text{ cm}^2 \text{ (moment d'inertie de poteau)}$$

$$S = a \times b = 100 \times 120 = 12000 \text{ cm}^2 \text{ (Surface brute de poteau)}$$

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{I}{S}} = 34,64 \text{ cm (Rayon de rigide)}$$

Donc :  $\lambda = 7,55 \leq 35$  le flambement est vérifié).

## 2. Ferraillage des éléments du sous-sol

### 2.1 les poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux qui servent à transmettre les efforts vers les fondations, Ils sont soumis à un effort normal et un moment de flexion sollicités en flexion composée.

Le ferraillage est calculé pour le poteau le plus sollicité après les résultats seront généralisée pour tous les poteaux.

**Les données de poteau le plus sollicité :**

b( cm)	h(cm)	M <sub>U</sub> (KN.m)	N <sub>u</sub> (KN)	N <sub>s</sub> (KN)	L <sub>0</sub> (m)	If	V <sub>u</sub> (KN)
100	120	155,34	2277,84	1626,94	3,74	2,6	62,47

#### • Calcul de l'excentricité : $e_T = e_1 + e_2 + e_a$

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm}, \frac{l_0}{250} \right\} = \max \left\{ 2, \frac{374}{250} \right\} = 2 \text{ cm}$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{155,34}{2277,84} = 0,06 \text{ m} = 6 \text{ cm}$$

$$a = \frac{N_u}{N_s} = \frac{2277,84}{1626,94} = 1,4$$

$$M_{Ser} = M_U \times \alpha = 155,34 \times 1,4 = 217,47 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = 10 \left( 1 - \frac{M_u}{1,5 M_{Ser}} \right) = 5,23$$

$$\emptyset = 2$$

$$e_2 = \frac{3L_f^2}{10000h} (2 + \alpha\emptyset) = 2,10 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } e_T = 2 + 6 + 2,10 = 10,1 \text{ cm}$$

Calcul ferraillage : ( voir Annexe )

$$N_{b \max} = b \times h \times f_{bc}$$

$$F_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14,18 \text{ MPA}$$

Poteau	$e_T$ (cm)	$N_{b\ max}$	$\Psi 1$	$\xi$	$e_{NC}$ (cm)	Observation
120 × 100	10,1	17000	0,13	0,162	19,44	Section entièrement Comprimée ELU atteint

- **Les armatures longitudinales pour la section entièrement comprimé :**

Selon le règlement BAEL 91/99 on a :  $A_S \geq \frac{N_u - \Psi \times B \times h \times f_{bu}}{\frac{f_e}{\gamma_s}}$

**Tableau 8. 1: ferrailage de poteau**

Poteau 120x100	$N_u$	$\Psi$	$f_{bu}$ (MPA)	$F_e$ (MPA)	$A_S$ ( $cm^2$ )	$A_{smin}$ ( $cm^2$ )	St (cm)	Choix
	2902,16	0,13	14,17	500	17,75	17,75	108	20T25+4T25

- **Condition non fragilité :**

La vérification des contraintes à l'ELS est fait sous les sollicitations  $M_{ser}, N_{ser}$ .

On doit vérifier les contraintes du béton et d'acier avec les contraintes admissible données par :

**Béton :**  $\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15$  MPA

**Acier :** fissuration préjudiciable .....  $\bar{\sigma}_s = \xi_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e, \max(0,5 f_e; 110\sqrt{nf_{tj}})\right)$

Avec  $\eta = 1,6$  pour le acier HA

**Tableau 8. 2: vérification à l'état limite de service**

	Sections	$N_{ser}$	$M_{ser}$	$\sigma_s$	$\bar{\sigma}_s$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
poteau	120x100	1626,94	1,62	17,8	500	1,19	15	vérifié

- **Vérification de l'effort tranchant :**

Il faut vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_U}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

$T_U$  : l'effort tranchant maximum.

b: largeur de section du poteau.

d : hauteur utile de la section du poteau.

$\tau_u$  : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$  : Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte  $\bar{\tau}_u$  doit être limitée aux valeurs suivantes :

**Selon le BAEL91 modifié 99 :**

$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,10f_{28}, 4\text{MPa}) \dots \dots \dots$  Fissuration préjudiciable.

**Selon le RPA 99 version 2003 :**

$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{28}$

$\rho_d = 0,075 \dots \dots \dots$  Si l'élanement  $\lambda > 5$

$\rho_d = 0,040 \dots \dots \dots$  Si l'élanement  $\lambda < 5$

Avec  $\lambda$ : l'élanement du poteau

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

$L_f$  : Longueur de flambement

$I$  : rayon de giration  $\left( i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$

$I$  : moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

$B$  : section du poteau.

**Tableau 8. 3: Vérification de la contrainte de cisaillement**

	Section (cm <sup>2</sup> )	T <sub>u</sub> (KN)	$\tau_u$ (MPa)	$\lambda$	$\rho_d$	$\bar{\tau}_u$ RPA (MPa)	$\bar{\tau}_u$ BAEL (MPa)	Obs
Poteau	100x120	62,47	0,057	7,50	0,075	1,875	2,5	vérifié

• **Les armatures transversales :**

Les armatures transversales sont déterminées à partir de formule suivante :

**Selon le RPA99 version 2003 :**  $\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_d T_u}{h f_e}$

Avec :

$A_t$  : section armatures transversales.

$S_t$  : espacement des armatures transversales.

$T_u$  : Effort tranchant a l'ELU.

$F_e$  : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

$h$  : hauteur totale de la section brute.

$\rho_a$ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$$\rho_a = 2,5 \quad \dots\dots\dots \text{Si } \lambda_g > 5$$

$$\rho_a = 3,75 \quad \dots\dots\dots \text{Si } \lambda_g < 5$$

$\lambda_g$ : Espacement géométrique

- **L'espacement des armatures transversales** : pour la zone III

$$S_t \leq 10 \text{ cm} \quad \text{Zone nodale}$$

$$S_t \leq \text{Min} \left( \frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2}, 10\phi \right) \quad \text{Zone courant}$$

$\phi_1$ : Diamètre minimal d'armatures longitudinales du poteau.

$$\lambda_g: \text{L'élanement géométrique du poteau } \lambda_g = \frac{L_f}{a}$$

a: dimension de la section droite du poteau

$L_f$  : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales  $f_e = 500\text{MPa}$

**Tableau 8. 4: Espacement maximums selon RPA 99**

	Section ( cm <sup>2</sup> )	$\phi_1$ (mm)	$S_t$	
			Zone nodale	Zone courante
Poteau	100×120	25	10	15

**Tableau 8. 5: choix des armatures transversales pour les poteaux**

	Section (cm <sup>2</sup> )	$L_f$ (m)	$\lambda_g$ (%)	$\rho_a$	$T_u^{\text{max}}$ (KN)	Zone	$S_t$	$A_t^{\text{cal}}$	choix
Poteau	100×120	2,6	2,6	3,75	62,47	N	10	0,39	4T10
						C	15	0,58	4T0

- **Longueur de recouvrement**

La longueur minimale de recouvrement est de :  $L_r = 50\phi_1$  (zone III)

$$L_r = 50 \times 2,5 = 125 \text{ cm}$$

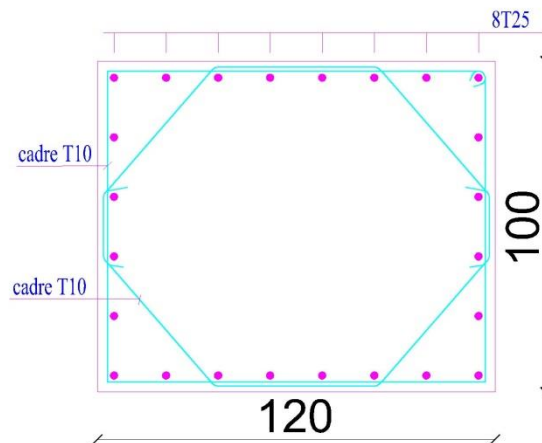


Figure 8. 3: Schéma de ferrailage du poteau

### 3. Les voiles périphériques :

Le RPA99V2003 exige que tous ce qui est inférieur de niveau de la base de la structure doit comporter un voile périphérique pour assurer un bon chainage entre la superstructure, les sous-sols et les fondations.

Selon ce DTR, il est obligatoire de satisfaire les conditions suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1% dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Les armatures de ce voile ne doit pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

L'épaisseur d'un voile périphérique est déterminée en fonction de la hauteur d'étage libre  $h_e$ , telle que :

$$e = \max\left(\frac{h_e}{20}, 15\text{cm}\right)$$

$$h_e = 4\text{m}$$

$$e = \max\left(\frac{h_e}{20}, 15\text{cm}\right) = \max(18,7,15) = 18,7\text{cm}.$$

Donc on adopte pour les voiles périphériques une épaisseur de 20cm

- **Selon BAEL91 :**

$$1,35+1,5Q \text{ (ELU)}$$

$$G+Q \text{ (ELS)}$$

- Selon RPA99 (situation accidentelle) :

G+Q±E

0,8G±E

Situation	Béton			Acier		
	$\gamma_b$	$f_{c28}$ (MPA)	$\sigma_{bc}$ (MPA)	$\gamma_s$	$f_e$ (MPA)	$\sigma_{bc}$ (MPA)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,5	25	18,48	1	400	400

- Caractéristiques du sol :

Poids spécifique :  $\gamma = 18\text{KN/m}^3$

Angle frottement :  $\varphi = 30^\circ$

La cohésion : son effet est négligé dans notre cas d'étude.

- Calcul de la poussée de terre :

La poussée de terres est calculée par la formule suivante :

$$P = \gamma \times H \times K_a$$

Avec :

H : la hauteur total de voile

$K_a$  : Le coefficient de poussée de terre  $K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$

**Tableau 8. 6: Résultats des charges**

H(m)	$\varphi$	$\gamma \left(\frac{\text{KN}}{\text{m}^3}\right)$	$K_a$	P (ELS) (KN/m <sup>2</sup> )	1,35*P(la charge a l'ELU)
3,74	30	18	0,33	22,21	29,98

### Ferraillage du voile périphérique :

Le ferraillage de voile se calcul comme un panneau d'une dalle pleine, le calcul se fait pour une bande de  $b=1\text{m}$  et  $h=0,2\text{ m}$  (l'épaisseur du voile)

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,74}{6} = 0,62 > 0,4$$

Le panneau travaille dans deux sens

- **Détermination des sollicitations (les moments) :**

$$M_x = \mu_x \times P_u \times L_x^2$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

**En travée :**

$$M_x^t = 0,75M_x$$

$$M_y^t = 0,75M_y$$

**En appui:**

$$M_x^a = 0,5M_x$$

$$M_y^a = 0,5M_y$$

**Tableau 8. 7: Calcul des moments a ELU**

	$\mu$	M (KN.m)	M <sup>t</sup> (KN. m)	M <sup>a</sup> (KN. m)
<b>Sens x-x</b>	<b>0,074</b>	<b>31,40</b>	<b>23,55</b>	<b>15,7</b>
<b>Sens y-y</b>	<b>0,320</b>	<b>10,06</b>	<b>7,54</b>	

Le ferrailage est calculé pour une bande de 1 m en flexion simple avec une section ( $b \times e$ ) tel que :

$$b=1 \text{ m} ; e= 0,2\text{m}$$

**Tableau 8. 8: Ferrailage de voile périphérique**

	M (KN.m)	$\mu$	$\alpha$	Z (mm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )
Travée x-x	23,55	0,051	0,052	176,22	3,84
Travée y-y	7,54	0,016	0,020	178,54	1,21
Appui	15,7	0,034	0,043	176,90	2,56

- **Suivant le RPA99V2003**

$$A_{\min} = 0,1\% \times b \times h$$

- **Espacement :** on a une fissuration préjudiciable, donc :

$$\text{Sens x-x : } S_t \leq \min(2h; 25\text{cm}) \rightarrow S_t = 20\text{cm}$$

Sens y-y :  $S_t \leq \min(3h; 33\text{cm}) \rightarrow S_t = 20\text{cm}$

**Tableau 8. 9: Résultat de Ferrailage de voile périphérique**

	M( KN.m)	$A_{s\text{ cal}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{min}}$	$A_{s\text{ adp}}$	Choix	$S_t(\text{cm})$
Travée x-x	23,55	3,84	2	3,93	5T10	20
Travée y-y	7,54	1,21	2	3,93	5T10	20
Appui	15,7	5,56	2	3,93	5T10	20

D'après RPA99 version 2003 on a :  $h=e=20\text{cm}$  ;  $b=100\text{cm}$  ;  $\rho_0=0,0008$  pour les barres de FeE400

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{\text{min}}; & A_x^{\text{min}} = \rho_0 \left[ 3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{\text{min}}; & A_y^{\text{min}} = \rho_0 bh \end{cases}$$

➤ **En travée**

$$\begin{cases} A_x = 3,93\text{cm}^2 > A_x^{\text{min}} = 1,90\text{cm}^2 \\ A_y = 3,93\text{cm}^2 > A_y^{\text{min}} = 1,6\text{cm}^2 \end{cases} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

➤ **Sur appuis :**

$$\begin{cases} A_x = 3,93\text{cm}^2 > A_x^{\text{min}} = 1,90\text{cm}^2 \\ A_y = 3,93\text{cm}^2 > A_y^{\text{min}} = 1,6\text{cm}^2 \end{cases} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

• **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{bd} < \bar{\tau}_u = 0,05f_{c28} = 1,25\text{MPa}$$

$$\frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{29,98 \times 3,74 \times 6}{2 \times (3,74 + 6)} = 14,99\text{kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 37,37\text{kN}$$

$$T_u^{\text{max}} = \text{Max}(T_x; T_y) = 37,37\text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{37,37 \cdot 10^3}{1000 \times 180} = 0,20\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$



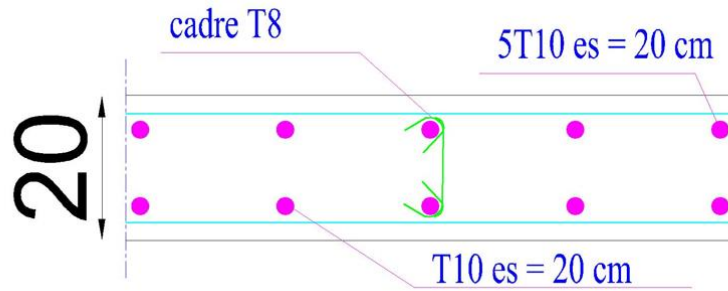


Figure 8. 4: ferrailage du voile périphérique sens X-X

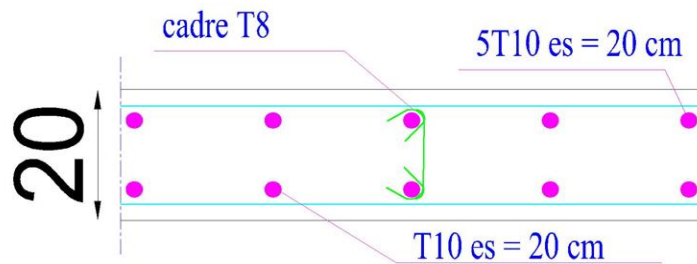


Figure 8. 5: ferrailage du voile périphérique sens Y-Y

#### 4. Les fondations :

##### 4.1 Introduction :

Les fondations reprennent les charges les charges permanentes et surcharge variable et climatique supportés par la superstructure et les transmettent au sol dans de bonnes conditions afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage.

##### 4.2 Choix de fondation :

Ce choix doit être effectué après une sérieuse étude géotéchnique. il est souvent dicté par les caractéristiques de la structure à appuyer sur le sol. L'importance, l'amplitude et la nature des tassements ont déterminants.

On admet que pour qu'une structure se comporte normalement

- Les tassements d'ensemble ne devront pas excéder 5cm
- Les tassements différentiels ne devront pas excéder 2cm

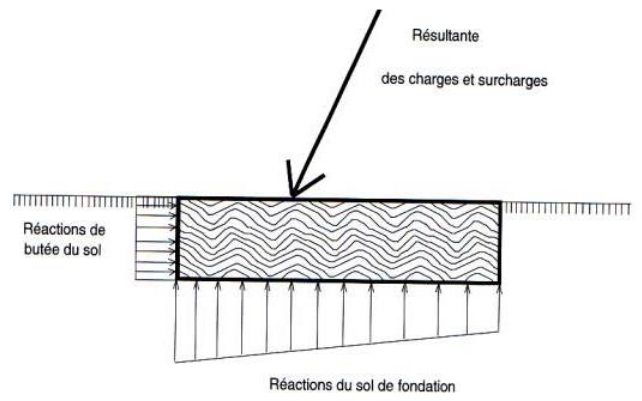


Figure 8. 6: charges et réactions sur les fondations.

### 4.3 Fondation superficielle

#### 4.3.1 Introduction :

Les fondations superficielles sont mises en œuvre lorsque la construction peut prendre appui sur une couche de résistance acceptable à faible profondeur par rapport au niveau le plus bas de la construction et non du terrain naturel.

On les classe en trois types :

- Les semelles isolées

Appelée également semelle ponctuelle, son nom lui vient de sa position : elle est isolée par rapport aux autres éléments de fondation. L'utilisation du terme « ponctuelle » fait également référence à la capacité de cette semelle de fondation à reprendre des charges ponctuelles.

- Les semelles filantes

Encore appelée semelle continue est la fondation superficielle la plus courante. Elle est adaptée aux terrains suffisamment porteurs, lorsque le sol de résistant est situé à moins de 3 mètres de profondeur, elle est peu profonde et idéale pour reprendre des descentes de charge non concentrées des constructions légères.

- Les radiers

Le radier est une dalle en béton armé de grande dimensions. une telle solution de fondation est adéquate en cas de sol de faible capacité portante, ce qui nécessite une répartition des charges sur une grande surface de contact de la fondation avec le sol. Dans certaines configurations de fondations superficielles ou la somme des surfaces de fondation dépasse

la moitié de la surface du bâtiment, il est plus économique de réaliser une fondation sur radier. Les principaux types de radier sont :

- Radier-dalle ou radier à dalle plate. Ce type de radier, caractérisé par une épaisseur constante, est conçu en cas d'une disposition régulière de poteaux avec une charge faible transmise au sol,
- Radier à dalle sur des socles sous les poteaux. Il est conçu en cas de charges élevées provenant des poteaux
- Radier nervuré, constitué d'un grillage de poutres sous la dalle et dont les nœuds correspondent aux poteaux. Ce type de fondation est adéquat en cas d'efforts de flexion importants et un grand espacement entre les poteaux,
- Radier à dalle sous socles sous les poteaux, il est conçu en cas de charges élevées provenant des poteaux,
- Radier cellulaire ou radier-caisson. Il est aussi conçu en cas de charges élevées transmises au sol.

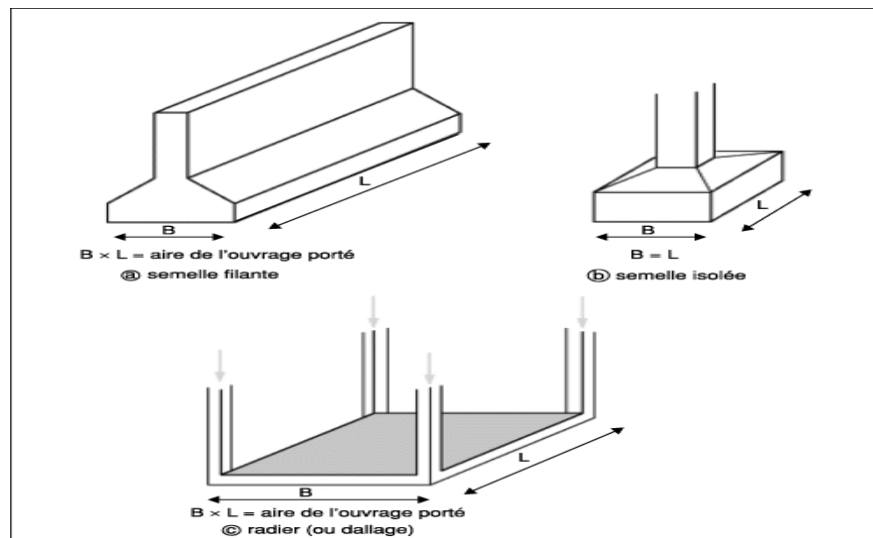


Figure 8. 7: Les différents types de fondations superficielles.

#### **4.4 Dimensionnement des fondations superficielles :**

Le dimensionnement des fondations superficielles comporte une vérification de la résistance et une vérification du tassement

La vérification de la résistance de la fondation vis-à-vis du sol se fait en montrant que la contrainte de référence, obtenue en pondérant les actions transmises par la structure au sol de fondation, est égale ou inférieure à la contrainte de rupture affectée d'un coefficient de sécurité partiel dans une approche aux états limites.



## Conclusion générale

Le présent projet nous a donné l'occasion de mettre en évidence l'ensemble des connaissances déjà acquise, et nous a permis d'un côté d'assimiler les différents techniques et logiciel de calcul Robot ainsi la réglementation et les principes de conception des ouvrages dans le domaine des bâtiments.

D'après l'étude qu'on a faite, il convient que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur en génie civil et l'architecte travaillent en collaboration dès le début. La répartition homogène des masses et de rigidité sont des critères importants qui conditionnent la stabilité et la résistance des structures sous séisme et aussi arriver à une structure réalisée sans surcout important.

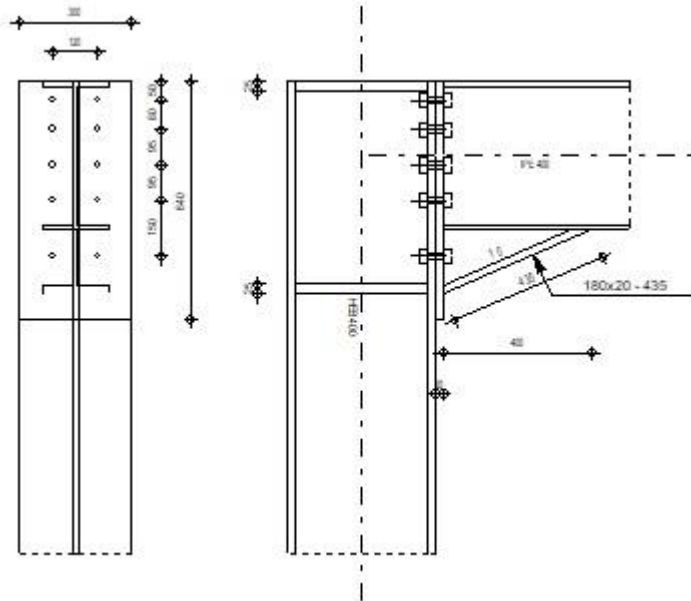
Enfin, nous espérons que ce modeste travail sera une référence pour d'autres projets de fin d'étude.



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020

**Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau**

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009

Ratio  
**0,89****GENERAL**

Assemblage N°: 2  
 Nom de l'assemblage : Angle de portique  
 Noeud de la structure: 735  
 Barres de la structure: 978, 1015

**GEOMETRIE****POTEAU**

Profilé: HEB 400  
 Barre N°: 978  
 $\alpha = -90,0$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_c = 400$  [mm] Hauteur de la section du poteau  
 $b_{fc} = 300$  [mm] Largeur de la section du poteau  
 $t_{wc} = 14$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau  
 $t_{fc} = 24$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau  
 $r_c = 27$  [mm] Rayon de congé de la section du poteau  
 $A_c = 197,78$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du poteau  
 $I_{xc} = 57680,50$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la section du poteau  
 Matériau: ACIER E28  
 $f_{yc} = 275,00$  [MPa] Résistance

**POUTRE**

Profilé:	IPE 400		
Barre N°:	1015		
$\alpha =$	0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_b =$	400	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_f =$	180	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wb} =$	9	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fb} =$	14	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_b =$	21	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$r_b =$	21	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b =$	84,46	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section de la poutre
$I_{xb} =$	23128,40	[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

$d =$	20	[mm]	Diamètre du boulon
Classe =	HR 10.9		Classe du boulon
$F_{tRd} =$	176,40	[kN]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	5		Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	50	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i =$	120	[mm]	
Entraxe $p_i =$	80; 95; 95; 150	[mm]	

**PLATINE**

$h_p =$	640	[mm]	Hauteur de la platine
$b_p =$	300	[mm]	Largeur de la platine
$t_p =$	20	[mm]	Epaisseur de la platine
Matériau:	ACIER		
$f_{yp} =$	235,00	[MPa]	Résistance

**JARRET INFERIEUR**

$w_d =$	180	[mm]	Largeur de la platine
$t_{fd} =$	20	[mm]	Epaisseur de l'aile
$h_d =$	170	[mm]	Hauteur de la platine
$t_{wd} =$	10	[mm]	Epaisseur de l'âme
$l_d =$	400	[mm]	Longueur de la platine
$\alpha =$	23,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
Matériau:	ACIER		
$f_{ybu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

**RAIDISSEUR POTEAU****Supérieur**

$h_{su} =$	352	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{su} =$	143	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hu} =$	25	[mm]	Epaisseur du raidisseur
Matériau:	ACIER		

$f_{ysu} = 235,00$  [MPa] Résistance

### Inférieur

$h_{sd} = 352$  [mm] Hauteur du raidisseur

$b_{sd} = 143$  [mm] Largeur du raidisseur

$t_{hd} = 25$  [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER

$f_{ysu} = 235,00$  [MPa] Résistance

### SOUDURES D'ANGLE

$a_w = 25$  [mm] Soudure âme

$a_f = 25$  [mm] Soudure semelle

$a_s = 25$  [mm] Soudure du raidisseur

$a_{fd} = 15$  [mm] Soudure horizontale

### COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$  Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M1} = 1,00$  Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M2} = 1,25$  Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M3} = 1,10$  Coefficient de sécurité partiel [2.2]

### EFFORTS

#### Etat limite: ultime

Cas: 21: 1,35G+1,5Q+0,8T(-) 2\*1.35+3\*1.50+19\*0.80

$M_{b1,Ed} = 164,75$  [kN\*m] Moment fléchissant dans la poutre droite

$V_{b1,Ed} = 126,90$  [kN] Effort tranchant dans la poutre droite

$N_{b1,Ed} = 624,33$  [kN] Effort axial dans la poutre droite

$M_{b2,Ed} = 180,97$  [kN\*m] Moment fléchissant dans la poutre gauche

$V_{b2,Ed} = 130,77$  [kN] Effort tranchant dans la poutre gauche

$N_{b2,Ed} = 624,33$  [kN] Effort axial dans la poutre gauche

$M_{c1,Ed} = 4,64$  [kN\*m] Moment fléchissant dans la poteau inférieur

$V_{c1,Ed} = 0,18$  [kN] Effort tranchant dans le poteau inférieur

$N_{c1,Ed} = -435,69$  [kN] Effort axial dans le poteau inférieur

$M_{c2,Ed} = 20,96$  [kN\*m] Moment fléchissant dans la poteau supérieur

$V_{c2,Ed} = 22,06$  [kN] Effort tranchant dans le poteau supérieur

$N_{c2,Ed} = -77,81$  [kN] Effort axial dans le poteau supérieur

### RESULTATS

#### RESISTANCES DE LA POUTRE

##### TRACTION

$A_b = 84,46$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.3]

$N_{tb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$

$N_{tb,Rd} = 2322,65$  [kN] Résistance de calcul de la section à la traction EN1993-1-1:[6.2.3]

##### CISAILLEMENT

$A_{vb} = 59,69$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$

$V_{cb,Rd} = 947,72$  [kN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$  0,13 < 1,00 **vérifié** (0,13)



**FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)**

$W_{plb} = 1307,15$  [cm<sup>3</sup>] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$M_{b,pl,Rd} = 359,4$  [kN\*m] Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

**FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE**

$W_{pl} = 2305,60$  [cm<sup>3</sup>] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

$$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$M_{cb,Rd} = 634,04$  [kN\*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

**AILE ET AME EN COMPRESSION**

$M_{cb,Rd} = 634,04$  [kN\*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f = 552$  [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$$

$F_{c,fb,Rd} = 1147,82$  [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

**AME OU AILE DU RENFORT EN COMPRESSION - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE**

Pression diamétrale:

$\beta = 0,0$  [Deg] Angle entre la platine d'about et la poutre

$\gamma = 23,0$  [Deg] Angle d'inclinaison du renfort

$b_{eff,c,wb} = 294$  [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]

$A_{vb} = 42,69$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$\omega = 1,00$  Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.2.(1)]

$\sigma_{com,Ed} = 43,97$  [MPa] Contrainte de compression maximale dans l'âme [6.2.6.2.(2)]

$k_{wc} = 1,00$  Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression [6.2.6.2.(2)]

$$F_{c,wb,Rd1} = [\omega k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$F_{c,wb,Rd1} = 1637,93$  [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wb} = 331$  [mm] Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]

$\lambda_p = 1,22$  Elancement de plaque [6.2.6.2.(1)]

$\rho = 0,68$  Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]

$$F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$F_{c,wb,Rd2} = 1119,45$  [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

$$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min}(F_{c,wb,Rd1}, F_{c,wb,Rd2})$$

$F_{c,wb,Rd,low} = 1119,45$  [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

**RESISTANCES DU POTEAU****PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT**

$M_{b1,Ed} = 164,75$  [kN\*m] Moment fléchissant dans la poutre droite [5.3.(3)]

$M_{b2,Ed} = 180,97$  [kN\*m] Moment fléchissant dans la poutre gauche [5.3.(3)]

$V_{c1,Ed} = 0,18$  [kN] Effort tranchant dans le poteau inférieur [5.3.(3)]

**PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT**

$M_{b1,Ed} = 164,75$ [kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite	[5.3.(3)]
$V_{c2,Ed} = 22,06$ [kN]	Effort tranchant dans le poteau supérieur	[5.3.(3)]
$z = 469$ [mm]	Bras de levier	[6.2.5]
$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$		
$V_{wp,Ed} = -23,64$ [kN]	Panneau d'âme en cisaillement	[5.3.(3)]
$A_{vs} = 69,9$ <sub>8</sub> [cm <sup>2</sup> ]	Aire de cisaillement de l'âme du poteau	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$A_{vc} = 69,9$ <sub>8</sub> [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$d_s = 615$ [mm]	Distance entre les centres de gravités des raidisseurs	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,fc,Rd} = 11,8$ <sub>8</sub> [kN*m]	Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,stu,Rd} = 11,0$ <sub>2</sub> [kN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,sti,Rd} = 11,0$ <sub>2</sub> [kN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} * f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$		
$V_{wp,Rd} = 1074,4$ <sub>3</sub> [kN]	Résistance du panneau d'âme au cisaillement	[6.2.6.1]
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$	$0,02 < 1,00$	<b>vérifié</b> (0,02)

**AME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE**

Pression diamétrale:

$t_{wc} = 14$ [mm]	Epaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc} = 387$ [mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vc} = 69,9$ <sub>8</sub> [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega = 1,00$	Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} = 23,2$ <sub>3</sub> [MPa]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]
$k_{wc} = 1,00$	Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]
$A_s = 71,6$ <sub>2</sub> [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1:[6.2.4]
$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$		
$F_{c,wc,Rd1} = 3121,57$ [kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]
Flambement:		
$d_{wc} = 298$ [mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p = 0,85$	Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$\rho = 0,90$	Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_s = 3,36$	Elancement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$\chi_s = 1,00$	Coefficient de flambement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$		
$F_{c,wc,Rd2} = 2978,40$ [kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]
Résistance finale:		
$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min}(F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$		

$F_{c,wc,Rd} = 2978,40$  [kN] Résistance de l'âme du poteau

[6.2.6.2.(1)]

**PARAMETRES GEOMETRIQUES 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	32	-	90	-	80	199	253	199	253	179	174	174	174
2	32	-	90	-	88	199	239	199	239	175	88	88	88
3	32	-	90	-	95	199	239	199	239	190	95	95	95
4	32	-	90	-	123	199	239	199	239	245	123	123	123
5	32	-	90	-	150	199	249	199	249	249	204	204	204

**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	27	-	90	-	80	172	219	172	219	166	148	148	148
2	27	-	90	-	88	172	222	172	222	175	88	88	88
3	27	-	90	-	95	172	222	172	222	190	95	95	95
4	27	-	90	-	123	172	222	172	222	245	123	123	123
5	27	-	90	-	150	172	219	172	219	236	183	183	183

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**

$F_{t,Rd} = 176,40$  [kN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]

$B_{p,Rd} = 330,24$  [kN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]

$F_{t,fc,Rd}$  – résistance de la semelle du poteau à la flexion

$F_{t,wc,Rd}$  – résistance de l'âme du poteau à la traction

$F_{t,ep,Rd}$  – résistance de la platine fléchée à la flexion

$F_{t,wb,Rd}$  – résistance de l'âme à la traction

$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd}, F_{T,2,fc,Rd}, F_{T,3,fc,Rd})$  [6.2.6.4], [Tab.6.2]

$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$  [6.2.6.3.(1)]

$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd}, F_{T,2,ep,Rd}, F_{T,3,ep,Rd})$  [6.2.6.5], [Tab.6.2]

$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}$  [6.2.6.8.(1)]

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1**

$F_{t1,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t1,Rd,comp}$	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	352,80	Résistance d'une rangée de boulon

<b>F<sub>t1,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t1,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t,fc,Rd(1)} = 352,80$	352,80	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(1)} = 676,40$	676,40	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(1)} = 352,80$	352,80	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 407,39$	407,39	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 660,49$	660,49	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>
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	204,74	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)} = 352,80$	352,80	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 676,40$	676,40	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 352,80$	352,80	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 407,39$	407,39	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 660,49$	660,49	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 682,44 - 352,80$	329,64	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 840,70 - 352,80$	487,90	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 571,62 - 352,80$	218,82	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 557,54 - 352,80$	204,74	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>
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	224,68	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 352,80$	352,80	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 676,40$	676,40	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 352,80$	352,80	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 407,39$	407,39	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 660,49$	660,49	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 594,97 - 204,74$	390,23	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 628,76 - 204,74$	424,03	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 984,10 - 557,54$	426,56	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 1040,86 - 557,54$	483,33	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 531,05 - 204,74$	326,32	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 431,61 - 204,74$	226,88	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 840,00 - 557,54$	282,47	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 782,21 - 557,54$	224,68	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> p</b>	<b>Composant</b>
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	289,71	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 352,80$	352,80	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 676,40$	676,40	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 352,80$	352,80	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 407,39$	407,39	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 660,49$	660,49	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 633,90 - 224,68$	409,22	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 728,41 - 224,68$	503,73	Ame du poteau - traction - groupe

<b>F<sub>t4,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t4,Rd,comp</sub><sub>p</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 927,21 - 429,41$	497,80	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 940,32 - 429,41$	510,91	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 1316,34 - 782,21$	534,13	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 1223,79 - 782,21$	441,58	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 557,72 - 224,68$	333,04	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 514,39 - 224,68$	289,71	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 820,39 - 429,41$	390,98	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 721,33 - 429,41$	291,91	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 1129,34 - 782,21$	347,13	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 1071,92 - 782,21$	289,71	Ame de la poutre - traction - groupe

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5**

<b>F<sub>t5,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t5,Rd,comp</sub><sub>p</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t5,Rd} = \text{Min}(F_{t5,Rd,comp})$	332,88	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(5)} = 352,80$	352,80	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(5)} = 676,40$	676,40	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(5)} = 352,80$	352,80	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 407,39$	407,39	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 660,49$	660,49	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{t,fc,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 705,60 - 289,71$	415,89	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 984,52 - 289,71$	694,81	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 1056,76 - 514,39$	542,37	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 1147,51 - 514,39$	633,12	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 1350,08 - 719,12$	630,95	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 1258,80 - 719,12$	539,68	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{tj,Rd} = 1739,20 - 1071,92$	667,28	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{tj,Rd} = 1404,81 - 1071,92$	332,88	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 624,96 - 289,71$	335,24	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 723,09 - 289,71$	433,37	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 893,34 - 514,39$	378,95	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 947,76 - 514,39$	433,37	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 1156,01 - 719,12$	436,89	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 1154,70 - 719,12$	435,57	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{tj,Rd} = 1464,96 - 1071,92$	393,04	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{tj,Rd} = 1505,30 - 1071,92$	433,37	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	509	352,80	352,80	676,40	352,80	407,39	352,80	660,49
2	429	204,74	352,80	676,40	352,80	407,39	352,80	660,49
3	334	224,68	352,80	676,40	352,80	407,39	352,80	660,49
4	239	289,71	352,80	676,40	352,80	407,39	352,80	660,49
5	89	332,88	352,80	676,40	352,80	407,39	352,80	660,49

**RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA TRACTION N<sub>j,Rd</sub>**

$$N_{j,Rd} = \sum F_{tj,Rd}$$

$$N_{j,Rd} = 1404,81 \text{ [kN]} \text{ Résistance de l'assemblage à la traction} \quad [6.2]$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,44 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,44)$$

**RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION****RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1**

F <sub>t1,Rd,comp</sub> - Formule	F <sub>t1,Rd,comp</sub>	Composant
F <sub>t1,Rd</sub> = Min (F <sub>t1,Rd,comp</sub> )	352,80	Résistance d'une rangée de boulon
F <sub>t,fc,Rd(1)</sub> = 352,80	352,80	Aile du poteau - traction
F <sub>t,wc,Rd(1)</sub> = 676,40	676,40	Ame du poteau - traction
F <sub>t,ep,Rd(1)</sub> = 352,80	352,80	Platine d'about - traction
F <sub>t,wb,Rd(1)</sub> = 407,39	407,39	Ame de la poutre - traction
B <sub>p,Rd</sub> = 660,49	660,49	Boulons au cisaillement/poinçonnement
V <sub>wp,Rd</sub> /β = 11985,12	11985,12	Panneau d'âme - compression
F <sub>c,wc,Rd</sub> = 2978,40	2978,40	Ame du poteau - compression
F <sub>c,fb,Rd</sub> = 1147,82	1147,82	Aile de la poutre - compression
F <sub>c,wb,Rd</sub> = 1119,45	1119,45	Ame de la poutre - compression

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2**

F <sub>t2,Rd,comp</sub> - Formule	F <sub>t2,Rd,comp</sub>	Composant
F <sub>t2,Rd</sub> = Min (F <sub>t2,Rd,comp</sub> )	204,74	Résistance d'une rangée de boulon
F <sub>t,fc,Rd(2)</sub> = 352,80	352,80	Aile du poteau - traction
F <sub>t,wc,Rd(2)</sub> = 676,40	676,40	Ame du poteau - traction
F <sub>t,ep,Rd(2)</sub> = 352,80	352,80	Platine d'about - traction
F <sub>t,wb,Rd(2)</sub> = 407,39	407,39	Ame de la poutre - traction
B <sub>p,Rd</sub> = 660,49	660,49	Boulons au cisaillement/poinçonnement
V <sub>wp,Rd</sub> /β - ∑ <sub>1</sub> <sup>1</sup> F <sub>ti,Rd</sub> = 11985,12 - 352,80	11632,32	Panneau d'âme - compression
F <sub>c,wc,Rd</sub> - ∑ <sub>1</sub> <sup>1</sup> F <sub>tj,Rd</sub> = 2978,40 - 352,80	2625,60	Ame du poteau - compression
F <sub>c,fb,Rd</sub> - ∑ <sub>1</sub> <sup>1</sup> F <sub>tj,Rd</sub> = 1147,82 - 352,80	795,02	Aile de la poutre - compression
F <sub>c,wb,Rd</sub> - ∑ <sub>1</sub> <sup>1</sup> F <sub>tj,Rd</sub> = 1119,45 - 352,80	766,65	Ame de la poutre - compression
F <sub>t,fc,Rd(2+1)</sub> - ∑ <sub>1</sub> <sup>1</sup> F <sub>tj,Rd</sub> = 682,44 - 352,80	329,64	Aile du poteau - traction - groupe
F <sub>t,wc,Rd(2+1)</sub> - ∑ <sub>1</sub> <sup>1</sup> F <sub>tj,Rd</sub> = 840,70 - 352,80	487,90	Ame du poteau - traction - groupe
F <sub>t,ep,Rd(2+1)</sub> - ∑ <sub>1</sub> <sup>1</sup> F <sub>tj,Rd</sub> = 571,62 - 352,80	218,82	Platine d'about - traction - groupe
F <sub>t,wb,Rd(2+1)</sub> - ∑ <sub>1</sub> <sup>1</sup> F <sub>tj,Rd</sub> = 557,54 - 352,80	204,74	Ame de la poutre - traction - groupe

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3**

F <sub>t3,Rd,comp</sub> - Formule	F <sub>t3,Rd,comp</sub>	Composant
F <sub>t3,Rd</sub> = Min (F <sub>t3,Rd,comp</sub> )	224,68	Résistance d'une rangée de boulon
F <sub>t,fc,Rd(3)</sub> = 352,80	352,80	Aile du poteau - traction
F <sub>t,wc,Rd(3)</sub> = 676,40	676,40	Ame du poteau - traction

<b>F<sub>t3,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t3,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t,ep,Rd(3)} = 352,80$	352,80	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 407,39$	407,39	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 660,49$	660,49	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^2 F_{ti,Rd} = 11985,12 - 557,54$	11427,59	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 2978,40 - 557,54$	2420,87	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 1147,82 - 557,54$	590,29	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 1119,45 - 557,54$	561,92	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 594,97 - 204,74$	390,23	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 628,76 - 204,74$	424,03	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 984,10 - 557,54$	426,56	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 1040,86 - 557,54$	483,33	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 531,05 - 204,74$	326,32	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 431,61 - 204,74$	226,88	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 840,00 - 557,54$	282,47	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 782,21 - 557,54$	224,68	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>
$F_{t4,Rd} = \text{Min}(F_{t4,Rd,comp})$	289,71	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 352,80$	352,80	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 676,40$	676,40	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 352,80$	352,80	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 407,39$	407,39	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 660,49$	660,49	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^3 F_{ti,Rd} = 11985,12 - 782,21$	11202,91	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 2978,40 - 782,21$	2196,19	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 1147,82 - 782,21$	365,61	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 1119,45 - 782,21$	337,24	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 633,90 - 224,68$	409,22	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 728,41 - 224,68$	503,73	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 927,21 - 429,41$	497,80	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 940,32 - 429,41$	510,91	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 1316,34 - 782,21$	534,13	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 1223,79 - 782,21$	441,58	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 557,72 - 224,68$	333,04	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 514,39 - 224,68$	289,71	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 820,39 - 429,41$	390,98	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 721,33 - 429,41$	291,91	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 1129,34 - 782,21$	347,13	Platine d'about - traction - groupe

<b>F<sub>t4,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t4,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 1071,92 - 782,21$	289,71	Ame de la poutre - traction - groupe

### Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t4,Rd} = F_{t1,Rd} h_4/h_1$$

$$F_{t4,Rd} = 165,71 \text{ [kN]} \text{ Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t4,Rd} = F_{t2,Rd} h_4/h_2$$

$$F_{t4,Rd} = 114,09 \text{ [kN]} \text{ Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

### RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

<b>F<sub>t5,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t5,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t5,Rd} = \text{Min} (F_{t5,Rd,comp})$	223,15	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(5)} = 352,80$	352,80	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(5)} = 676,40$	676,40	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(5)} = 352,80$	352,80	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 407,39$	407,39	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 660,49$	660,49	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^4 F_{ti,Rd} = 11985,12 - 896,30$	11088,82	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^4 F_{tj,Rd} = 2978,40 - 896,30$	2082,10	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^4 F_{tj,Rd} = 1147,82 - 896,30$	251,52	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^4 F_{tj,Rd} = 1119,45 - 896,30$	223,15	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 705,60 - 114,09$	591,51	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 984,52 - 114,09$	870,43	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 1056,76 - 338,76$	718,00	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 1147,51 - 338,76$	808,74	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 1350,08 - 543,50$	806,58	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 1258,80 - 543,50$	715,30	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{tj,Rd} = 1739,20 - 896,30$	842,90	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{tj,Rd} = 1404,81 - 896,30$	508,51	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 624,96 - 114,09$	510,87	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 723,09 - 114,09$	609,00	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 893,34 - 338,76$	554,58	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 947,76 - 338,76$	609,00	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 1156,01 - 543,50$	612,51	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 1154,70 - 543,50$	611,20	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{tj,Rd} = 1464,96 - 896,30$	568,66	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{tj,Rd} = 1505,30 - 896,30$	609,00	Ame de la poutre - traction - groupe

### Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t5,Rd} = F_{t1,Rd} h_5/h_1$$



$F_{t5,Rd} = 61,76$  [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]

$$F_{t5,Rd} = F_{t2,Rd} h_5/h_2$$

$F_{t5,Rd} = 42,53$  [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]FRA

### 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	509	352,80	352,80	676,40	352,80	407,39	352,80	660,49
2	429	204,74	352,80	676,40	352,80	407,39	352,80	660,49
3	334	224,68	352,80	676,40	352,80	407,39	352,80	660,49
4	239	114,09	352,80	676,40	352,80	407,39	352,80	660,49
5	89	42,53	352,80	676,40	352,80	407,39	352,80	660,49

### RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION $M_{j,Rd}$

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$M_{j,Rd} = 373,63$  [kN\*m] Résistance de l'assemblage à la flexion [6.2]

$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$  0,44 < 1,00 **vérifié** (0,44)

### VERIFICATION DE L'INTERACTION M+N

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} + N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1$$

[6.2.5.1.(3)]

$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} + N_{b1,Ed} / N_{j,Rd}$  0,89 < 1,00 **vérifié** (0,89)

### RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$\alpha_v = 0,60$  Coefficient pour le calcul de  $F_{v,Rd}$  [Tableau 3.4]

$\beta_{Lf} = 0,97$  Coefficient réducteur pour les assemblages longs [3.8]

$F_{v,Rd} = 146,27$  [kN] Résistance d'un boulon au cisaillement [Tableau 3.4]

$F_{t,Rd,max} = 176,40$  [kN] Résistance d'un boulon à la traction [Tableau 3.4]

$F_{b,Rd,int} = 292,00$  [kN] Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale [Tableau 3.4]

$F_{b,Rd,ext} = 292,00$  [kN] Résistance du boulon de rive en pression diamétrale [Tableau 3.4]

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
1	352,80	156,79	352,80	155,57	312,36	107,54
2	204,74	90,99	204,74	90,28	181,27	185,18
3	224,68	99,85	224,68	99,07	198,92	174,73
4	289,71	128,75	114,09	50,31	179,06	186,49
5	332,88	147,94	42,53	18,75	166,69	193,81

$F_{tj,Rd,N}$  – 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

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum_1^n F_{vj,Rd}$$

[Tableau 3.4]

$V_{j,Rd} = 847,75$  [kN] Résistance de l'assemblage au cisaillement [Tableau 3.4]

[Tableau 3.4]

$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$  0,15 < 1,00 **vérifié** (0,15)

**RESISTANCE DES SOUDURES**

$A_w =$	409,33	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de toutes les soudures	[4.5.3.2(2)]
$A_{wy} =$	169,70	[cm <sup>2</sup> ]	Aire des soudures horizontales	[4.5.3.2(2)]
$A_{wz} =$	239,63	[cm <sup>2</sup> ]	Aire des soudures verticales	[4.5.3.2(2)]
$I_{wy} =$	133870,29	[cm <sup>4</sup> ]	Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{\perp\max} = \tau_{\perp\max}$	24,10	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.2(6)]
$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp}$	23,73	[MPa]	Contraintes dans la soudure verticale	[4.5.3.2(5)]
$\tau_{\parallel}$	5,30	[MPa]	Contrainte tangentielle	[4.5.3.2(5)]
$\beta_w =$	0,80		Coefficient de corrélation	[4.5.3.2(7)]
$\sqrt{[\sigma_{\perp\max}^2 + 3^*(\tau_{\perp\max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w * \gamma_{M2})$	48,20	<	365,00	<b>vérifié</b> (0,13)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3^*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u/(\beta_w * \gamma_{M2})$	48,34	<	365,00	<b>vérifié</b> (0,13)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2}$	24,10	<	262,80	<b>vérifié</b> (0,09)

**RIGIDITE 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**

Pince du boulon trop grande. 170 [mm] > 120 [mm]

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme**

Ratio 0,89

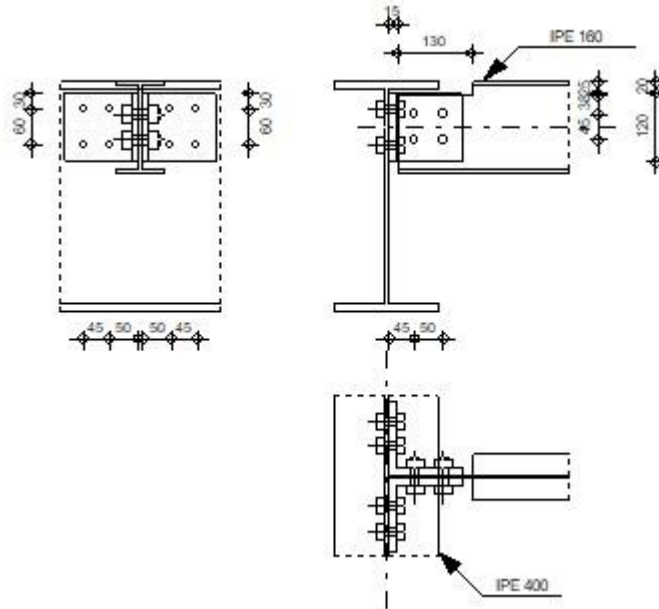


Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020

**Calculs de l'assemblage poutre-poutre (âme)**

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009

OK

Ratio  
**0,92****GENERAL**

Assemblage N°: 6  
 Nom de l'assemblage : Poutre-poutre (âme)  
 Noeud de la structure: 793  
 Barres de la structure: 1017, 1120

**GEOMETRIE****POUTRE PRINCIPALE**

Profilé: IPE 400  
 Barre N°: 1017  
 $\alpha = -90,0$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_g = 400$  [mm] Hauteur de la section poutre principale  
 $b_{fg} = 180$  [mm] Largeur de l'aile de la section de la poutre principale  
 $t_{wg} = 9$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre principale  
 $t_{fg} = 14$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre principale  
 $r_g = 21$  [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la poutre principale  
 $A_p = 84,46$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section de la poutre principale  
 $I_{yp} = 23128,40$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la section de la poutre principale  
 Matériau: ACIER E28  
 $f_{yg} = 275,00$  [MPa] Résistance de calcul  
 $f_{ug} = 405,00$  [MPa] Résistance à la traction

**POUTRE**

Profilé:	IPÉ 160	
Barre N°:	1120	
$\alpha =$	0,0	[Deg] Angle d'inclinaison
$h_b =$	160	[mm] Hauteur de la section de la poutre
$b_b =$	82	[mm] Largeur de la section de la poutre
$t_{wb} =$	5	[mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fb} =$	7	[mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_b =$	9	[mm] Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b =$	20,09	[cm <sup>2</sup> ] Aire de la section de la poutre
$I_{yb} =$	869,29	[cm <sup>4</sup> ] Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	ACIER E28	
$f_{yb} =$	275,00	[MPa] Résistance de calcul
$f_{ub} =$	405,00	[MPa] Résistance à la traction

**ENCOCHE DE LA POUTRE**

$h_1 =$	25	[mm] Encoche supérieur
$h_2 =$	0	[mm] Encoche inférieure
$l =$	130	[mm] Longueur de l'encoche

**CORNIERE**

Profilé:	CAE 130x12	
$h_k =$	130	[mm] Hauteur de la section de la cornière
$b_k =$	130	[mm] Largeur de la section de la cornière
$t_{fk} =$	12	[mm] Epaisseur de l'aile de la section de la cornière
$r_k =$	14	[mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière
$l_k =$	120	[mm] Longueur de la cornière
Matériau:	ACIER E28	
$f_{yk} =$	275,00	[MPa] Résistance de calcul
$f_{uk} =$	405,00	[MPa] Résistance à la traction

**BOULONS****BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE PRINCIPALE**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	4.8	Classe du boulon
$d =$	14	[mm] Diamètre du boulon
$d_0 =$	15	[mm] Diamètre du trou de boulon
$A_s =$	1,15	[cm <sup>2</sup> ] Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	1,54	[cm <sup>2</sup> ] Aire de la section du boulon
$f_{ub} =$	400,00	[MPa] Résistance à la traction
$k =$	2	Nombre de colonnes des boulons
$w =$	2	Nombre de rangées des boulons
$e_1 =$	30	[mm] Niveau du premier boulon
$p_2 =$	45	[mm] Ecartement
$p_1 =$	60	[mm] Entraxe

**BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE**

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

Classe =	8.8	Classe du boulon
d =	16 [mm]	Diamètre du boulon
d <sub>0</sub> =	18 [mm]	Diamètre du trou de boulon
A <sub>s</sub> =	1,57 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace du boulon
A <sub>v</sub> =	2,01 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du boulon
f <sub>ub</sub> =	800,00 [MPa]	Résistance à la traction
k =	2	Nombre de colonnes des boulons
w =	2	Nombre de rangées des boulons
e <sub>1</sub> =	38 [mm]	Niveau du premier boulon
p <sub>2</sub> =	50 [mm]	Ecartement
p <sub>1</sub> =	45 [mm]	Entraxe

**COEFFICIENTS DE MATERIAU**

γ <sub>M0</sub> =	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
γ <sub>M2</sub> =	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

**EFFORTS**

Cas: 26: G+Q+1,5Ex (2+3)\*1.00+5\*1.50

N <sub>b,Ed</sub> =	-0,00 [kN]	Effort axial
V <sub>b,Ed</sub> =	46,15 [kN]	Effort tranchant
M <sub>b,Ed</sub> =	-0,00 [kN*m]	Moment fléchissant

**RESULTATS****BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE PRINCIPALE****RESISTANCE DES BOULONS**

F <sub>v,Rd</sub> =	29,5 [kN]	Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non filetée d'un boulon	F <sub>v,Rd</sub> =	0.6*f <sub>ub</sub> *A <sub>v</sub> *m/γ <sub>M2</sub>
F <sub>t,Rd</sub> =	33,1 [kN]	Résistance d'un boulon à la traction	F <sub>t,Rd</sub> =	0.9*f <sub>u</sub> *A <sub>s</sub> /γ <sub>M2</sub>

**Pression du boulon sur l'âme de la poutre principale**

Direction x

k <sub>1x</sub> =	2,50	Coefficient pour le calcul de F <sub>b,Rd</sub>	k <sub>1x</sub> = min[2.8*(e <sub>1</sub> /d <sub>0</sub> )-1.7, 1.4*(p <sub>1</sub> /d <sub>0</sub> )-1.7, 2.5]
k <sub>1x</sub> > 0.0	2,50 > 0,00		<b>vérifié</b>

α <sub>bx</sub> =	0,75	Coefficient pour le calcul de F <sub>b,Rd</sub>	α <sub>bx</sub> = min[e <sub>2</sub> /(3*d <sub>0</sub> ), p <sub>2</sub> /(3*d <sub>0</sub> )-0.25, f <sub>ub</sub> /f <sub>u</sub> , 1]
α <sub>bx</sub> > 0.0	0,75 > 0,00		<b>vérifié</b>

F<sub>b,Rd1x</sub> = 73,14 [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale F<sub>b,Rd1x</sub> = k<sub>1x</sub>\*α<sub>bx</sub>\*f<sub>u</sub>\*d\*t/γ<sub>M2</sub>

Direction z

k <sub>1z</sub> =	2,50	Coefficient pour le calcul de F <sub>b,Rd</sub>	k <sub>1z</sub> = min[2.8*(e <sub>2</sub> /d <sub>0</sub> )-1.7, 1.4*(p <sub>2</sub> /d <sub>0</sub> )-1.7, 2.5]
k <sub>1z</sub> > 0.0	2,50 > 0,00		<b>vérifié</b>

α <sub>bz</sub> =	0,99	Coefficient pour le calcul de F <sub>b,Rd</sub>	α <sub>bz</sub> = min[e <sub>1</sub> /(3*d <sub>0</sub> ), p <sub>1</sub> /(3*d <sub>0</sub> )-0.25, f <sub>ub</sub> /f <sub>u</sub> , 1]
α <sub>bz</sub> > 0.0	0,99 > 0,00		<b>vérifié</b>

F<sub>b,Rd1z</sub> = 96,32 [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale F<sub>b,Rd1z</sub> = k<sub>1z</sub>\*α<sub>bz</sub>\*f<sub>u</sub>\*d\*t/γ<sub>M2</sub>

**Pression du boulon sur la cornière**

Direction x

 $k_{1x} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$  $k_{1x} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  **vérifié** $\alpha_{bx} = 0,75$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), p_2/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$  $\alpha_{bx} > 0.0$   $0,75 > 0,00$  **vérifié** $F_{b,Rd2x} = 102,06$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$ 

Direction z

 $k_{1z} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$  $k_{1z} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  **vérifié** $\alpha_{bz} = 0,67$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$  $\alpha_{bz} > 0.0$   $0,67 > 0,00$  **vérifié** $F_{b,Rd2z} = 90,72$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$ **FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE POUTRE PRINCIPALE - CORNIERE****cisaillement des boulons** $e = 75$  [m] Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la cornière du centre de l'âme de la poutre $M_0 = 1,7$  [kN\*  
= 3 m] Moment fléchissant réel $M_0 = 0.5 \cdot V_{b,Ed} \cdot e$  $F_{Vz} = 5,7$  [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant $F_{Vz} = 0.5 \cdot |V_{b,Ed}| / n$  $F_{Mx} = 9,2$  [kN] Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment $F_{Mx} = |M_0| \cdot z_i / \sum z_i^2$  $F_{x,Ed} = 9,2$  [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x $F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$  $F_{z,Ed} = 12,69$  [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z $F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$  $F_{Ed} = 15,69$  [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon $F_{Ed} = \sqrt{(F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2)}$  $F_{Rdx} = 73,14$  [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x $F_{Rdx} = \min(F_{b,Rd1x}, F_{b,Rd2x})$  $F_{Rdz} = 90,72$  [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z $F_{Rdz} = \min(F_{b,Rd1z}, F_{b,Rd2z})$  $|F_{x,Ed}| \leq F_{Rdx}$   $|9,23| < 29,56$  **vérifié** (0,13) $|F_{z,Ed}| \leq F_{Rdz}$   $|12,69| < 29,56$  **vérifié** (0,14) $F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$   $15,69 < 29,56$  **vérifié** (0,53)**Traction des boulons** $e = 74$  [m] Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale $M_{0t} = 1,71$  [kN\*m] Moment fléchissant réel $M_{0t} = 0.5 \cdot V_{b,Ed} \cdot e$  $F_{t,Ed} = 9,14$  [kN] Effort de traction dans le boulon extrême $F_{t,Ed} = M_{0t} \cdot z_{max} / \sum z_i^2 + 0.5 \cdot N_{b2,Ed} / n$  $F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$   $9,14 < 33,12$  **vérifié** (0,28)**Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon**

$$F_{v,Ed} = 15,69 \text{ [kN]} \text{ Effort tranchant résultant dans le boulon} \quad F_{v,Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$$

$$F_{v,Ed}/F_{v,Rd} + F_{t,Ed}/(1.4 \cdot F_{t,Rd}) \leq 1.0 \quad 0,73 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,73)$$

### BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

#### RESISTANCE DES BOULONS

$$F_{v,Rd} = 120,58 \text{ [kN]} \text{ Résistance du boulon au cisaillement dans la partie filetée d'un boulon} \quad F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_s \cdot m / \gamma_{M2}$$

#### Pression du boulon sur la poutre

##### Direction x

$$k_{1x} = 1,80 \text{ Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 1,80 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bx} = 0,56 \text{ Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), p_2/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0,56 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd1x} = 25,92 \text{ [kN]} \text{ Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

##### Direction z

$$k_{1z} = 2,19 \text{ Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2,19 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bz} = 0,58 \text{ Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 0,58 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd1z} = 33,10 \text{ [kN]} \text{ Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

#### Pression du boulon sur la cornière

##### Direction x

$$k_{1x} = 1,80 \text{ Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 1,80 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bx} = 0,65 \text{ Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), p_2/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0,65 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd2x} = 145,15 \text{ [kN]} \text{ Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

##### Direction z

$$k_{1z} = 2,19 \text{ Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2,19 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bz} = 0,58 \text{ Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 0,58 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd2z} = 158,86 \text{ [kN]} \text{ Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

#### FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE CORNIERE - POUTRE

##### cisaillement des boulons

$$e = 74 \text{ [mm]} \text{ Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale}$$

$$M_0 = 3,4 \text{ [kN} \cdot \text{m]} \text{ Moment fléchissant réel} \quad M_0 = M_{b,Ed} + V_{b,Ed} \cdot e$$

$$F_{Nx} = 0,0 \text{ [kN]} \text{ Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial} \quad F_{Nx} = |N_{b,Ed}|/n$$

$$F_{Vz} = 11,54 \text{ [kN]} \text{ Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant} \quad F_{Vz} = |V_{b,Ed}|/n$$

$$F_{Mx} = 17,05 \text{ [kN]} \text{ Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction x} \quad F_{Mx} = |M_0| \cdot z_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$$

$$F_{Mz} = 18, \text{ [kN]} \text{ Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction z} \quad F_{Mz} = |M_0| \cdot x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$$

$e = 74$	[mm Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre ] de l'âme de la poutre principale		
$= 94$	$z$		$x_i^2+z_i^2$
$F_{x,Ed} = 17,05$	[kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x		$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
$F_{z,Ed} = 30,48$	[kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z		$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{Ed} = 34,93$	[kN] Effort tranchant résultant dans le boulon		$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} = 25,92$	[kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x		$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 33,10$	[kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z		$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed}  \leq F_{Rdx}$	$ 17,05  < 25,92$	<b>véridifié</b>	(0,66)
$ F_{z,Ed}  \leq F_{Rdz}$	$ 30,48  < 33,10$	<b>véridifié</b>	(0,92)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$34,93 < 120,58$	<b>véridifié</b>	(0,29)

### VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC (EFFORT TRANSVERSAL)

#### CORNIERE

$A_{nt} = 6,96$	[cm <sup>2</sup> ] Aire nette de la zone de la section en traction		
$A_{nv} = 6,66$	[cm <sup>2</sup> ] Aire de la zone de la section en traction		
$V_{effRd} = 218,49$	[kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous		$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 * V_{b,Ed}  \leq V_{effRd}$	$ 23,08  < 218,49$	<b>véridifié</b>	(0,11)

#### POUTRE

$A_{nt} = 2,65$	[cm <sup>2</sup> ] Aire nette de la zone de la section en traction		
$A_{nv} = 2,52$	[cm <sup>2</sup> ] Aire de la zone de la section en traction		
$V_{effRd} = 83,02$	[kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous		$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ V_{b,Ed}  \leq V_{effRd}$	$ 46,15  < 83,02$	<b>véridifié</b>	(0,56)

### VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA CORNIERE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A_t = 7,20$	[cm <sup>2</sup> ] Aire de la zone tendue de la section brute		
$A_{t,net} = 5,04$	[cm <sup>2</sup> ] Aire nette de la zone de la section en traction		
$0.9 * (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y * \gamma_{M2}) / (f_u * \gamma_{M0})$	$0,63 < 0,85$		
$W_{net} = 28,44$	[cm <sup>3</sup> ] Facteur élastique de la section		
$M_{c,Rdnet} = 7,82$	[kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion		$M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / \gamma_{M0}$
$ M_0  \leq M_{c,Rdnet}$	$ 1,71  < 7,82$	<b>véridifié</b>	(0,22)
$A_v = 14,40$	[cm <sup>2</sup> ] Aire de la section efficace en cisaillement		$A_v = I_a * t_{fa}$



$$\begin{aligned}
 A_v &= 14,40 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section efficace en cisaillement} & A_v &= I_a \cdot t_{fa} \\
 A_{v,net} &= 10,08 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section efficace nette en cisaillement} & A_{v,net} &= A_v - n_v \cdot d_o \\
 V_{pl,Rd} &= 228,63 \text{ [kN]} \text{ Résistance plastique de calcul pour le cisaillement } & V_{pl,Rd} &= (A_v \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}) \\
 |0,5 \cdot V_{b,Ed}| &\leq V_{pl,Rd} & |23,08| &< 228,63 \text{ vérifié} & (0,10)
 \end{aligned}$$

#### **VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS**

$$\begin{aligned}
 A_t &= 3,37 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la zone tendue de la section brute} \\
 A_{t,net} &= 2,47 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire nette de la zone de la section en traction} \\
 0,9 \cdot (A_{t,net}/A_t) &\geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0}) & 0,66 &< 0,85 \\
 W_{net} &= 14,78 \text{ [cm}^3\text{]} \text{ Facteur élastique de la section} \\
 M_{c,Rdnet} &= 4,06 \text{ [kN}\cdot\text{m]} \text{ Résistance de calcul de la section à la flexion} & M_{c,Rdnet} &= W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0} \\
 |M_0| &\leq M_{c,Rdnet} & |3,43| &< 4,06 \text{ vérifié} & (0,84) \\
 A_v &= 6,75 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section efficace en cisaillement} \\
 A_{v,net} &= 4,95 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section efficace nette en cisaillement} & A_{v,net} &= A_v - n_v \cdot d_o \\
 V_{pl,Rd} &= 107,17 \text{ [kN]} \text{ Résistance plastique de calcul pour le cisaillement } & V_{pl,Rd} &= (A_v \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}) \\
 V_{b,Ed} &\leq V_{pl,Rd} & |46,15| &< 107,17 \text{ vérifié} & (0,43)
 \end{aligned}$$

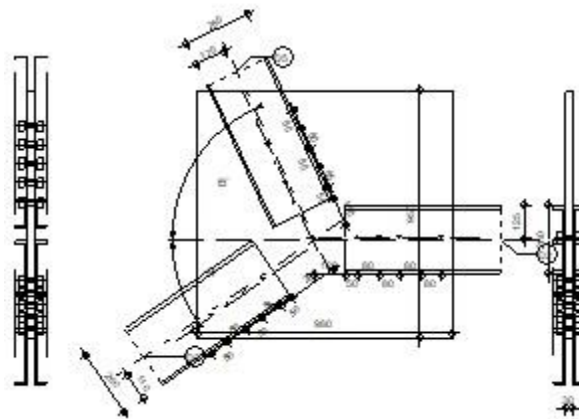
**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme** Ratio 0,92



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020

**Calcul de l'assemblage au gousset**

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009

Ratio  
**0,96**D2-2 UPN260  
D3-2 UPN260  
D5-2 UPN260**GENERAL**

Assemblage N°: 4  
 Nom de l'assemblage : Gousset - noeud membrure de treillis  
 Noeud de la structure: 324  
 Barres de la structure: 1001, 1000, 1006,

**GEOMETRIE****BARRES**

	Barre 2	Barre 3	Barre 5		
<b>Barre N° :</b>	1001	1000	1006		
<b>Profilé:</b>	2 UPN260	2 UPN260	2 UPN260		
h	260	260	260		mm
b <sub>f</sub>	90	90	90		mm
t <sub>w</sub>	10	10	10		mm
t <sub>f</sub>	14	14	14		mm
r	14	14	14		mm
A	96,60	96,60	96,60		cm <sup>2</sup>
<b>Matériau:</b>	ACIER E28	ACIER E28	ACIER E28		
f <sub>y</sub>	275,00	275,00	275,00		MPa
f <sub>u</sub>	405,00	405,00	405,00		MPa
<b>Angle</b>	α				Deg
<b>Longueur</b>	l				m
	1,72	2,92	1,41		

**BOULONS****Barre 2**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	10.9	Classe du boulon
d =	20 [mm]	Diamètre du boulon
d <sub>0</sub> =	22 [mm]	Diamètre du trou de boulon
A <sub>s</sub> =	2,45 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace du boulon
A <sub>v</sub> =	3,14 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du boulon
f <sub>yb</sub> =	670,00 [MPa]	Limite de plasticité
f <sub>ub</sub> =	1000,00 [MPa]	Résistance du boulon à la traction
n =	5	Nombre de colonnes des boulons
Espacement des boulons	80;80;80;80 [mm]	
e <sub>1</sub> =	50 [mm]	Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
e <sub>2</sub> =	125 [mm]	Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
e <sub>c</sub> =	120 [mm]	Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

**Barre 3**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	8.8	Classe du boulon
d =	20 [mm]	Diamètre du boulon
d <sub>0</sub> =	22 [mm]	Diamètre du trou de boulon
A <sub>s</sub> =	2,45 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace du boulon
A <sub>v</sub> =	3,14 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du boulon
f <sub>yb</sub> =	550,00 [MPa]	Limite de plasticité
f <sub>ub</sub> =	800,00 [MPa]	Résistance du boulon à la traction
n =	5	Nombre de colonnes des boulons
Espacement des boulons	85;80;80;80 [mm]	
e <sub>1</sub> =	50 [mm]	Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
e <sub>2</sub> =	110 [mm]	Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
e <sub>c</sub> =	200 [mm]	Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

**Barre 5**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	8.8	Classe du boulon
d =	20 [mm]	Diamètre du boulon
d <sub>0</sub> =	22 [mm]	Diamètre du trou de boulon
A <sub>s</sub> =	2,45 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace du boulon
A <sub>v</sub> =	3,14 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du boulon
f <sub>yb</sub> =	550,00 [MPa]	Limite de plasticité
f <sub>ub</sub> =	800,00 [MPa]	Résistance du boulon à la traction
n =	5	Nombre de colonnes des boulons
Espacement des boulons	85;80;80;80 [mm]	
e <sub>1</sub> =	50 [mm]	Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
e <sub>2</sub> =	120 [mm]	Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
e <sub>c</sub> =	110 [mm]	Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

**GOUSSET**

l <sub>p</sub> =	980 [mm]	Longueur de la platine
h <sub>p</sub> =	950 [mm]	Hauteur de la platine

**GOUSSET**

$l_p = 980$  [mm] Longueur de la platine  
 $t_p = 30$  [mm] Epaisseur de la platine

**Paramètres**

$h_1 = 0$  [mm] Grugeage  
 $v_1 = 0$  [mm] Grugeage  
 $h_2 = 0$  [mm] Grugeage  
 $v_2 = 0$  [mm] Grugeage  
 $h_3 = 0$  [mm] Grugeage  
 $v_3 = 0$  [mm] Grugeage  
 $h_4 = 0$  [mm] Grugeage  
 $v_4 = 0$  [mm] Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres (40; 95)

$e_v = 38$  [mm] Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes  
 $= 0$  ] des barres

$e_H = 45$  [mm] Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes  
 $= 0$  ] des barres

$e_0 = 0$  [mm] Distance axe membrure hor.  
 $=$  ]

Matériau: ACIER

$f_y = 235,00$  [MPa] Résistance

**COEFFICIENTS DE MATERIAU**

$\gamma_{M0} = 1,00$  Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M2} = 1,25$  Coefficient de sécurité partiel [2.2]

**EFFORTS**

Cas: 27:  $G+Q+1,5E_y (2+3)*1.00+7*1.50$

$N_{b2,Ed} = -1182,55$  [kN] Effort axial

$N_{b3,Ed} = -1121,43$  [kN] Effort axial

$N_{b5,Ed} = -653,93$  [kN] Effort axial

**RESULTATS****BARRE 2****RESISTANCE DES BOULONS**

$F_{v,Rd} = 301,59$  [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement  $F_{v,Rd} = 0.6*f_{ub}*A_v*m/\gamma_{M2}$

**Pression du boulon sur la barre**

Direction x

$k_{1x} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1x} = \min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,7$  Coefficient dépendant de l'espacement des  $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25,$   
 $= 6$  boulons  $f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$   $0,76 > 0,00$  **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 245,45$  [k N] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou  $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d^* \cdot t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  **vérifié**

$\alpha_{bz} = 1,00$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$   $1,00 > 0,00$  **vérifié**

$F_{b,Rd1z} = 324,00$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d^* \cdot t / \gamma_{M2}$

### Pression du boulon sur la platine

Direction x

$k_{1x} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_1 = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,61$  Coefficient dépendant de l'espacement des boulons  $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$   $0,61 > 0,00$  **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 265,45$  [k N] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou  $F_{b,Rd2x} = k_1 \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d^* \cdot t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  **vérifié**

$\alpha_{bz} = 1,00$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$   $1,00 > 0,00$  **vérifié**

$F_{b,Rd2z} = 438,00$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d^* \cdot t / \gamma_{M2}$

### VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

#### cisaillement des boulons

$e = -5$  [mm] Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons

$M_0 = 5,91$  [kN\*m] Moment fléchissant réel  $M_0 = N_{b2,Ed} \cdot e$

$F_{NSd} = 236,51$  [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial  $F_{NSd} = N_{b2,Ed} / n$

$F_{MSd} = 14,78$  [kN] Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment  $F_{MSd} = M_0 \cdot x_{max} / \sum x_i^2$

$F_{x,Ed} = 236,51$  [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x  $F_{x,Ed} = F_{NSd}$

$F_{z,Ed} = 14,78$  [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z  $F_{z,Ed} = F_{MSd}$

$F_{Ed} = 236,97$  [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon  $F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$

$F_{Rdx} = 245,45$  [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x  $F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$

$F_{Rdz} = 324,00$  [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z  $F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$

$|F_{x,Ed}| \leq F_{Rdx}$   $|-236,51| < 245,45$  **vérifié** (0,96)

$|F_{z,Ed}| \leq F_{Rdz}$   $|14,78| < 324,00$  **vérifié** (0,05)

$e = -5$  [mm] Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons

$F_{Ed} \leq F_{vRd}$	$236,97 < 301,59$	é vérifié é	(0,79)
-----------------------	-------------------	-------------------	--------

#### VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A = 48,30$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section transversale du profilé en U		
$A_{net} = 46,10$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - t \cdot d_0$	
$N_{uRd} = 1344,2$ [kN]	Résistance de calcul de la section nette	$N_{u,Rd} = (0.9 \cdot A_{net} \cdot f_{u2}) / \gamma_{M2}$	
$N_{plRd} = 1328,2$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{plRd} = A \cdot f_{y2} / \gamma_{M0}$	
$ 0.5 \cdot N_{b2,Ed}  \leq N_{tRd}$	$ -591,28  < 1344,28$	vérifié	(0,44)
$ 0.5 \cdot N_{b2,Ed}  \leq N_{pl,Rd}$	$ -591,28  < 1328,25$	vérifié	(0,45)

#### VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} = 12,4$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire nette de la zone de la section en traction		
$A_{nv} = 27,1$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la zone de la section en traction		
$V_{effRd} = 631,15$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$	
$ 0.5 \cdot N_{b2,Ed}  \leq V_{effRd}$	$ -591,28  < 631,15$	vérifié	(0,94)

### BARRE 3

#### RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 241,27$  [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement  $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$

#### Pression du boulon sur la barre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  vérifié

$\alpha_{bx} = 0,7$  Coefficient dépendant de l'espacement des boulons  $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$   $0,76 > 0,00$  vérifié

$F_{b,Rd1x} = 245,45$  [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou  $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  vérifié

$\alpha_{bz} = 1,00$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$   $1,00 > 0,00$  vérifié

$F_{b,Rd1z} = 324,00$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

### Pression du boulon sur la platine

Direction x

$k_{1x} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_1 = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,5$  Coefficient dépendant de l'espacement des  $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$   
= 6 boulons

$\alpha_{bx} > 0.0$   $0,56 > 0,00$  **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 243,94$  [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou  $F_{b,Rd2x} = k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  **vérifié**

$\alpha_{bz} = 0,81$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$   $0,81 > 0,00$  **vérifié**

$F_{b,Rd2z} = 356,10$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

### VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

#### cisaillement des boulons

$e = -20$  [mm] Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons

$M_0 = 22,43$  [kN\*m] Moment fléchissant réel  $M_0 = N_{b3,Ed} \cdot e$

$F_{NSd} = 224,29$  [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial  $F_{NSd} = N_{b3,Ed}/n$

$F_{MSd} = 56,05$  [kN] Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment  $F_{MSd} = M_0 \cdot x_{max} / \sum x_i^2$

$F_{x,Ed} = 224,29$  [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x  $F_{x,Ed} = F_{NSd}$

$F_{z,Ed} = 56,05$  [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z  $F_{z,Ed} = F_{MSd}$

$F_{Ed} = 231,19$  [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon  $F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$

$F_{Rdx} = 243,94$  [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x  $F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$

$F_{Rdz} = 324,00$  [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z  $F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$

$|F_{x,Ed}| \leq F_{Rdx}$   $|-224,29| < 243,94$  **vérifié** (0,92)

$|F_{z,Ed}| \leq F_{Rdz}$   $|56,05| < 324,00$  **vérifié** (0,17)

$F_{Ed} \leq F_{vRd}$   $231,19 < 241,27$  **vérifié** (0,96)

### VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A = 48,30$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section transversale du profilé en U

$A_{net} = 46,10$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section nette  $A_{net} = A - t \cdot d_0$

$N_{uRd} = 1344,2$  [kN] Résistance de calcul de la section nette  $N_{u,Rd} =$

**VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS**

$$A = 48,30 \left[ \frac{\text{cm}^2}{8} \right] \text{ Aire de la section transversale du profilé en U} \quad (0.9 \cdot A_{\text{net}} \cdot f_{u3}) / \gamma_{M2}$$

$$N_{\text{plRd}} = 1328,2 \left[ \frac{\text{kN}}{5} \right] \text{ Résistance de calcul plastique de la section brute} \quad N_{\text{plRd}} = A \cdot f_{y3} / \gamma_{M0}$$

$$|0.5 \cdot N_{\text{b3,Ed}}| \leq N_{\text{tRd}} \quad |-560,72| < 1344,28 \text{ vérifié} \quad (0,42)$$

$$|0.5 \cdot N_{\text{b3,Ed}}| \leq N_{\text{pl,Rd}} \quad |-560,72| < 1328,25 \text{ vérifié} \quad (0,42)$$

**VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC**

$$A_{\text{nt}} = 13,9 \left[ \frac{\text{cm}}{2} \right] \text{ Aire nette de la zone de la section en traction}$$

$$A_{\text{nv}} = 27,6 \left[ \frac{\text{cm}}{2} \right] \text{ Aire de la zone de la section en traction}$$

$$V_{\text{effRd}} = 663,39 \left[ \frac{\text{kN}}{39} \right] \text{ Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous} \quad V_{\text{effRd}} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{\text{nt}} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{\text{nv}} / \gamma_{M0}$$

$$|0.5 \cdot N_{\text{b3,Ed}}| \leq V_{\text{effRd}} \quad |-560,72| < 663,39 \text{ vérifié} \quad (0,85)$$

**BARRE 5****RESISTANCE DES BOULONS**

$$F_{\text{v,Rd}} = 241,27 \left[ \frac{\text{kN}}{1} \right] \text{ Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement} \quad F_{\text{v,Rd}} = 0.6 \cdot f_{\text{ub}} \cdot A_{\text{v}} \cdot m / \gamma_{M2}$$

**Pression du boulon sur la barre**

Direction x

$$k_{1x} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{\text{b,Rd}} \quad k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{\text{bx}} = 0,7 \quad \text{Coefficient dépendant de l'espacement des boulons} \quad \alpha_{\text{bx}} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{\text{ub}}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{\text{bx}} > 0.0 \quad 0,76 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{\text{b,Rd1x}} = 245,45 \left[ \frac{\text{kN}}{1} \right] \text{ Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou} \quad F_{\text{b,Rd1x}} = k_{1x} \cdot \alpha_{\text{bx}} \cdot f_u \cdot d^* / \gamma_{M2}$$

Direction z

$$k_{1z} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{\text{b,Rd}} \quad k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{\text{bz}} = 1,00 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{\text{b,Rd}} \quad \alpha_{\text{bz}} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{\text{ub}}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{\text{bz}} > 0.0 \quad 1,00 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{\text{b,Rd1z}} = 324,00 \left[ \frac{\text{kN}}{1} \right] \text{ Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{\text{b,Rd1z}} = k_{1z} \cdot \alpha_{\text{bz}} \cdot f_u \cdot d^* / \gamma_{M2}$$

**Pression du boulon sur la platine**

Direction x

$$k_{1x} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{\text{b,Rd}} \quad k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{\text{bx}} = 0,9 \quad \text{Coefficient dépendant de l'espacement des boulons} \quad \alpha_{\text{bx}} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{\text{ub}}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{\text{bx}} > 0.0 \quad 0,96 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{\text{b,Rd2x}} = 421,41 \left[ \frac{\text{kN}}{1} \right] \text{ Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou} \quad F_{\text{b,Rd2x}} = k_{1x} \cdot \alpha_{\text{bx}} \cdot f_u \cdot d^* / \gamma_{M2}$$

Direction z



$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	<b>vérifié</b>
$\alpha_{bz} = 1,00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	<b>vérifié</b>
$F_{b,Rd2z} = 438,00$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

**VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS****cisaillement des boulons**

$e = -10$ [mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons	
$M_0 = 6,54$ $\frac{[kN \cdot m]}{m}$	Moment fléchissant réel	$M_0 = N_{b5,Ed} * e$
$F_{NSd} = 130,79$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{NSd} = N_{b5,Ed} / n$
$F_{MSd} = 16,34$ [kN]	Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment	$F_{MSd} = M_0 * x_{max} / \sum x_i^2$
$F_{x,Ed} = 130,79$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{NSd}$
$F_{z,Ed} = 16,34$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
$F_{Ed} = 131,80$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} = 245,45$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 324,00$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed}  \leq F_{Rdx}$	$  -130,79   < 245,45$	<b>vérifié</b> (0,53)
$ F_{z,Ed}  \leq F_{Rdz}$	$  16,34   < 324,00$	<b>vérifié</b> (0,05)
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$	$131,80 < 241,27$	<b>vérifié</b> (0,55)

**VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS**

$A = 48,30$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section transversale du profilé en U	
$A_{net} = 46,10$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - t * d_0$
$N_{uRd} = 1344,28$ [kN]	Résistance de calcul de la section nette	$N_{u,Rd} = (0.9 * A_{net} * f_{u5}) / \gamma_{M2}$
$N_{plRd} = 1328,25$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{plRd} = A * f_{y5} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 * N_{b5,Ed}  \leq N_{tRd}$	$  -326,97   < 1344,28$	<b>vérifié</b> (0,24)
$ 0.5 * N_{b5,Ed}  \leq N_{pl,Rd}$	$  -326,97   < 1328,25$	<b>vérifié</b> (0,25)

**VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC**

$A_{nt} = 12,9 \text{ [cm}^2\text{]}$  Aire nette de la zone de la section en traction

$A_{nv} = 27,6 \text{ [cm}^2\text{]}$  Aire de la zone de la section en traction

$V_{effRd} = 647,19 \text{ [kN]}$  Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous

$$V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$$

$$|0.5 \cdot N_{b5,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |-326,97| < 647,19 \quad \text{vérifié} \quad (0,51)$$

### REMARQUES

Boulon hors de la platine pour la barre 3

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme**

Ratio 0,96



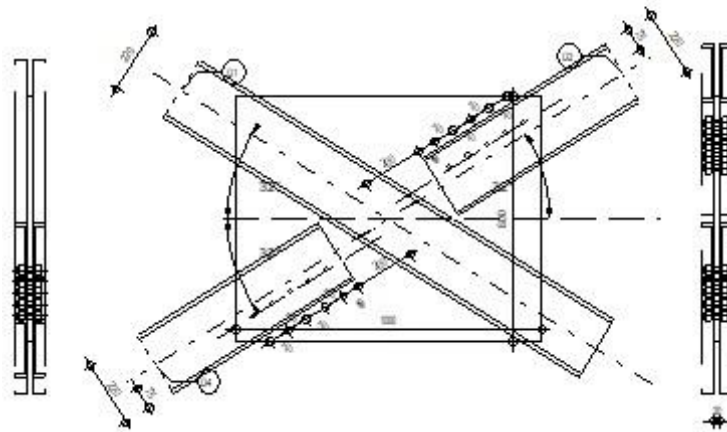
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020

**Calcul de l'assemblage au gousset**

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009

Ratio  
**0,97**

D1-2 UPN 220 X  
D2-2 UPN 220 X  
D4-2 UPN 220 X

**GENERAL**

Assemblage N°: 7  
 Nom de l'assemblage : Gousset - contreventement  
 Noeud de la structure: 198  
 Barres de la structure: 668, 682, 667, 681,

**GEOMETRIE****BARRES**

	Barre 1-3	Barre 2	Barre 4	
<b>Barre N° :</b>	668	682	681	
<b>Profilé:</b>	2 UPN 220 X	2 UPN 220 X	2 UPN 220 X	
h	220	220	220	mm
b <sub>f</sub>	80	80	80	mm
t <sub>w</sub>	9	9	9	mm
t <sub>f</sub>	13	13	13	mm
r	13	13	13	mm
A	74,80	74,80	74,80	cm <sup>2</sup>
<b>Matériau:</b>	ACIER E28	ACIER E28	ACIER E28	
f <sub>y</sub>	275,00	275,00	275,00	MPa
f <sub>u</sub>	405,00	405,00	405,00	MPa
<b>Angle</b>	α	31,9	31,9	Deg
<b>Longueur</b>	l	0,00	0,00	m

**BOULONS****Barre 2**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	8.8	Classe du boulon
d =	20 [mm]	Diamètre du boulon
d <sub>0</sub> =	22 [mm]	Diamètre du trou de boulon
A <sub>s</sub> =	2,45 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace du boulon
A <sub>v</sub> =	3,14 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du boulon
f <sub>yb</sub> =	550,00 [MPa]	Limite de plasticité
f <sub>ub</sub> =	800,00 [MPa]	Résistance du boulon à la traction
n =	5	Nombre de colonnes des boulons
Espacement des boulons	70;70;70;70 [mm]	
e <sub>1</sub> =	60 [mm]	Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
e <sub>2</sub> =	75 [mm]	Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
e <sub>c</sub> =	200 [mm]	Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

**Barre 4**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	8.8	Classe du boulon
d =	20 [mm]	Diamètre du boulon
d <sub>0</sub> =	22 [mm]	Diamètre du trou de boulon
A <sub>s</sub> =	2,45 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace du boulon
A <sub>v</sub> =	3,14 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du boulon
f <sub>yb</sub> =	550,00 [MPa]	Limite de plasticité
f <sub>ub</sub> =	800,00 [MPa]	Résistance du boulon à la traction
n =	5	Nombre de colonnes des boulons
Espacement des boulons	70;70;70;70 [mm]	
e <sub>1</sub> =	60 [mm]	Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
e <sub>2</sub> =	75 [mm]	Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
e <sub>c</sub> =	200 [mm]	Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

**SOUDURES****Soudures des barres****Barre 1-3**

l <sub>1</sub> =	125 [mm]	Longueur 1 de la soudure d'angle longitudinale
l <sub>2</sub> =	125 [mm]	Longueur 2 de la soudure d'angle longitudinale
a =	10 [mm]	Épaisseur des soudures d'angle longitudinales

**GOUSSET**

l <sub>p</sub> =	1000 [mm]	Longueur de la platine
h <sub>p</sub> =	800 [mm]	Hauteur de la platine
t <sub>p</sub> =	20 [mm]	Épaisseur de la platine

**Paramètres**

h <sub>1</sub> =	0 [mm]	Grugeage
v <sub>1</sub> =	0 [mm]	Grugeage
h <sub>2</sub> =	0 [mm]	Grugeage
v <sub>2</sub> =	0 [mm]	Grugeage
h <sub>3</sub> =	0 [mm]	Grugeage

$h_1 = 0$  [mm] Grugeage  
 $v_3 = 0$  [mm] Grugeage  
 $h_4 = 0$  [mm] Grugeage  
 $v_4 = 0$  [mm] Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres (0; 0)

$e_v = 40$  [mm] Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes  
 $= 0$  ] des barres

$e_H = 50$  [mm] Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes  
 $= 0$  ] des barres

Matériau: ACIER

$f_y = 235,00$  [MPa] Résistance

### COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$  Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M2} = 1,25$  Coefficient de sécurité partiel [2.2]

### EFFORTS

Cas: 26:  $G+Q+1,5E_x (2+3) * 1.00 + 5 * 1.50$

$N_{b1,Ed} = -1045,24$  [kN] Effort axial

$N_{b2,Ed} = -1049,69$  [kN] Effort axial

$N_{b3,Ed} = -1049,36$  [kN] Effort axial

$N_{b4,Ed} = -1050,86$  [kN] Effort axial

### RESULTATS

#### BARRE 1-3

#### VERIFICATION DES SOUDURES

$e = 0$  [mm] Excentricité de l'effort axial par rapport au centre de gravité du groupes de boulons

$M_0 = 0,00$  [kN\*m] Moment fléchissant réel  
 $= 0,00$  [kN\*m]

$M_0 = 0.5 * N_{b1,Ed} * e$

$A_w = 31,60$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section des soudures  
 $= 31,60$  [cm<sup>2</sup>]

$I_0 = 4113,98$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie polaire des soudures  
 $= 4113,98$  [cm<sup>4</sup>]

$\tau_N = 0,65$  [MPa] Contrainte composante due à l'influence de l'effort axial  
 $= 0,65$  [MPa]

$\tau_N = 0.5 * N_{b1,Ed} / A_s$

$\tau_{Mx} = 0,00$  [MPa] Contrainte composante due à l'influence du moment sur la direction x  
 $= 0,00$  [MPa]

$\tau_{Mx} = M_0 * z / I_0$

$\tau_{Mz} = 0,00$  [MPa] Contrainte composante due à l'influence de l'effort du moment sur la direction z  
 $= 0,00$  [MPa]

$\tau_{Mz} = M_0 * x / I_0$

$\tau = 0,65$  [MPa] Contrainte résultante  
 $= 0,65$  [MPa]

$\tau = \sqrt{[(\tau_N + \tau_{Mx})^2 + \tau_{Mz}^2]}$

$\beta_w = 0,85$  Coefficient de corrélation  
 $= 0,85$

[Tableau 4.1]

$f_{vw,d} = 198,3$  [MPa]  
 $= 198,3$  [MPa]

$f_{vw,d} =$

## VERIFICATION DES SOUDURES

$e = 0$  [mm] Excentricité de l'effort axial par rapport au centre de gravité du groupes de boulons

$$\tau \leq f_{vRd} \quad 0,65 < 198,34 \quad \text{vérifié} \quad \frac{f_u}{(\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2})} \quad (0,00)$$

## RESISTANCE DE LA SECTION

$A = 37,40$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section

$N_{plRd} = 1028,50$  [kN] Résistance de calcul plastique de la section brute  $N_{plRd} = A \cdot f_{y1} / \gamma_{M0}$

$$|0.5 \cdot N_{b1,Ed}| \leq N_{pl,Rd} \quad |2,06| < 1028,50 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

BARRE 2

## RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 241,27$  [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement  $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$

## Pression du boulon sur la barre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$\alpha_{bx} = 0,8$  Coefficient dépendant de l'espacement des boulons  $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0,81 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$F_{b,Rd1x} = 236,37$  [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou  $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$\alpha_{bz} = 1,00$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 1,00 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$F_{b,Rd1z} = 291,60$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

## Pression du boulon sur la platine

Direction x

$k_{1x} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$\alpha_{bx} = 0,7$  Coefficient dépendant de l'espacement des boulons  $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0,75 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$F_{b,Rd2x} = 217,60$  [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou  $F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$\alpha_{bz} = 1,00$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 1,00 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$F_{b,Rd2z} = 292,00$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

## VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

## cisaillement des boulons

$e =$	$-35$ [mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons	
$M_0 =$	$36,74$ $\frac{[kN \cdot m]}{m}$	Moment fléchissant réel	$M_0 = N_{b2,Ed} \cdot e$
$F_{NSd} =$	$209,94$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{NSd} = N_{b2,Ed} / n$
$F_{MSd} =$	$104,97$ [kN]	Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment	$F_{MSd} = M_0 \cdot x_{max} / \sum x_i^2$
$F_{x,Ed} =$	$209,94$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{NSd}$
$F_{z,Ed} =$	$104,97$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
$F_{Ed} =$	$234,72$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} =$	$217,60$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} =$	$291,60$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed}  \leq F_{Rdx}$		$  -209,94   < 217,60$ <b>vérifié</b>	$(0,96)$
$ F_{z,Ed}  \leq F_{Rdz}$		$  104,97   < 291,60$ <b>vérifié</b>	$(0,36)$
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$		$234,72 < 241,27$ <b>vérifié</b>	$(0,97)$

## VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A =$	$37,40$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section transversale du profilé en U	
$A_{net} =$	$35,42$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - t \cdot d_0$
$N_{uRd} =$	$1032,85$ [kN]	Résistance de calcul de la section nette	$N_{u,Rd} = (0,9 \cdot A_{net} \cdot f_{u2}) / \gamma_{M2}$
$N_{plRd} =$	$1028,50$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{plRd} = A \cdot f_{y2} / \gamma_{M0}$
$ 0,5 \cdot N_{b2,Ed}  \leq N_{tRd}$		$  -524,84   < 1032,85$ <b>vérifié</b>	$(0,51)$
$ 0,5 \cdot N_{b2,Ed}  \leq N_{pl,Rd}$		$  -524,84   < 1028,50$ <b>vérifié</b>	$(0,51)$

## VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} =$	$12,06$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} =$	$21,69$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} =$	$539,75$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0,5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ 0,5 \cdot N_{b2,Ed}  \leq V_{effRd}$		$  -524,84   < 539,75$ <b>vérifié</b>	$(0,97)$

**BARRE 4****RESISTANCE DES BOULONS**

$F_{v,Rd} = 241,27$  [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement  $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$

**Pression du boulon sur la barre**

Direction x

$k_{1x} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,8$  Coefficient dépendant de l'espacement des boulons  $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$   $0,81 > 0,00$  **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 236,37$  [k N] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou  $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d^2 \cdot t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  **vérifié**

$\alpha_{bz} = 1,00$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$   $1,00 > 0,00$  **vérifié**

$F_{b,Rd1z} = 291,60$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d^2 \cdot t / \gamma_{M2}$

**Pression du boulon sur la platine**

Direction x

$k_{1x} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,7$  Coefficient dépendant de l'espacement des boulons  $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$   $0,75 > 0,00$  **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 217,60$  [k N] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou  $F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d^2 \cdot t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  **vérifié**

$\alpha_{bz} = 1,00$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$   $1,00 > 0,00$  **vérifié**

$F_{b,Rd2z} = 292,00$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d^2 \cdot t / \gamma_{M2}$

**VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS****cisaillement des boulons**

$e = -35$  [mm] Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons

$M_0 = 36,78$  [kN\*m] Moment fléchissant réel  $M_0 = N_{b4,Ed} \cdot e$

$F_{NSd} = 210,17$  [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial  $F_{NSd} = N_{b4,Ed} / n$

$F_{MSd} = 105,09$  [kN] Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment  $F_{MSd} = M_0 \cdot x_{max} / \sum x_i^2$

$F_{x,Ed} = -$  [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x  $F_{x,Ed} = F_{NSd}$



$e =$	$-35$ [mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons		
$=$	$210,17$			
$F_{z,Ed}$	$105,09$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z		$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
$=$	$105,09$			
$F_{Ed}$	$234,98$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon		$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$=$	$234,98$			
$F_{Rdx}$	$217,60$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x		$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$=$	$217,60$			
$F_{Rdz}$	$291,60$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z		$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$=$	$291,60$			
$ F_{x,Ed}  \leq F_{Rdx}$		$ -210,17  < 217,60$	<b>vérifié</b>	$(0,97)$
$ F_{z,Ed}  \leq F_{Rdz}$		$ 105,09  < 291,60$	<b>vérifié</b>	$(0,36)$
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$		$234,98 < 241,27$	<b>vérifié</b>	$(0,97)$

**VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS**

$A =$	$37,40$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section transversale du profilé en U		
$A_{net} =$	$35,42$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section nette		$A_{net} = A - t \cdot d_0$
$N_{uRd} =$	$1032,85$ [kN]	Résistance de calcul de la section nette		$N_{u,Rd} = (0.9 \cdot A_{net} \cdot f_{u4}) / \gamma_{M2}$
$=$	$1032,85$			
$N_{plRd} =$	$1028,50$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute		$N_{plRd} = A \cdot f_{y4} / \gamma_{M0}$
$=$	$1028,50$			
$ 0.5 \cdot N_{b4,Ed}  \leq N_{tRd}$		$ -525,43  < 1032,85$	<b>vérifié</b>	$(0,51)$
$ 0.5 \cdot N_{b4,Ed}  \leq N_{pl,Rd}$		$ -525,43  < 1028,50$	<b>vérifié</b>	$(0,51)$

**VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC**

$A_{nt} =$	$12,06$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire nette de la zone de la section en traction		
$A_{nv} =$	$21,69$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la zone de la section en traction		
$V_{effRd} =$	$539,75$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous		$V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$
$=$	$539,75$			
$ 0.5 \cdot N_{b4,Ed}  \leq V_{effRd}$		$ -525,43  < 539,75$	<b>vérifié</b>	$(0,97)$

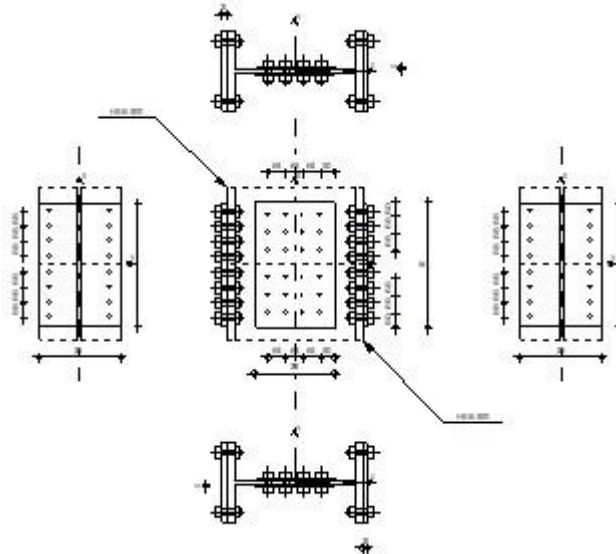
**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme** Ratio  $0,97$



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020

**Calcul du raccordement de l'épissure de poteau à poteau**

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009

Ratio  
**0,54****GENERAL**

Assemblage N°: 5  
 Nom de l'assemblage : Epissure du poteau  
 Noeud de la structure: 241  
 Barres de la structure: 265, 502

**POTEAU INFERIEUR**

Profilé: HEB 500  
 $h_{c1} = 500$  [mm] Hauteur de la section de la poutre  
 $b_{fc1} = 300$  [mm] Largeur de la section de la poutre  
 $t_{wc1} = 15$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre  
 $t_{fc1} = 28$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre  
 $r_{c1} = 27$  [mm] Rayon de congé de la section de la poutre  
 $A_{c1} = 238,64$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section de la poutre  
 $I_{yc1} = 107176,00$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la poutre  
 Matériau: ACIER E28  
 $f_{yc1} = 275,00$  [MPa] Résistance  
 $f_{uc1} = 405,00$  [MPa]

**POTEAU SUPERIEUR**

Profilé: HEB 500  
 $h_{c2} = 500$  [mm] Hauteur de la section de la poutre  
 $b_{fc2} = 300$  [mm] Largeur de la section de la poutre  
 $t_{wc2} = 15$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre  
 $t_{fc2} = 28$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre  
 $r_{c2} = 27$  [mm] Rayon de congé de la section de la poutre  
 $A_{c2} = 238,64$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section de la poutre

$h_{c2} = 500$  [mm] Hauteur de la section de la poutre  
 $I_{yc2} = 107176,00$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la poutre  
 Matériau: ACIER E28  
 $f_{yc2} = 275,00$  [MPa] Résistance  
 $f_{uc2} = 405,00$  [MPa]

### ÉCLISSE D'AME

Type: de deux côtés  
 $l_{pw} = 460$  [mm] Longueur de la platine  
 $h_{pw} = 295$  [mm] Hauteur de la platine  
 $t_{pw} = 10$  [mm] Épaisseur de la platine  
 Matériau: ACIER E28  
 $f_{ypw} = 275,00$  [MPa] Résistance de calcul  
 $f_{upw} = 405,00$  [MPa] Résistance à la traction

### PLATINE EXTERNE DROITE

$l_{pe} = 450$  [mm] Longueur de la platine  
 $h_{pe} = 300$  [mm] Hauteur de la platine  
 $t_{pe} = 20$  [mm] Épaisseur de la platine  
 Matériau: ACIER E28  
 $f_{ype} = 275,00$  [MPa] Résistance de calcul  
 $f_{upe} = 405,00$  [MPa] Résistance à la traction

### PLATINE EXTERNE GAUCHE

$l_{pe} = 450$  [mm] Longueur de la platine  
 $h_{pe} = 300$  [mm] Hauteur de la platine  
 $t_{pe} = 20$  [mm] Épaisseur de la platine  
 Matériau: ACIER E28  
 $f_{ype} = 275,00$  [MPa] Résistance de calcul  
 $f_{upe} = 405,00$  [MPa] Résistance à la traction

### PAROI INFÉRIEURE

#### **BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AME A L'AME DU POTEAU**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

OUT:Catégorie d'assemblage A

Classe = HR 10.9                      Classe du boulon  
 $d = 20$  [mm] Diamètre du boulon  
 $d_0 = 22$  [mm] Diamètre du trou de boulon  
 $A_s = 2,45$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section efficace du boulon  
 $A_v = 3,14$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du boulon  
 $f_{yb} = 900,00$  [MPa] Limite de plasticité du boulon  
 $f_{ub} = 1000,00$  [MPa] Résistance du boulon à la traction  
 $n_h = 3$  Nombre de colonnes des boulons  
 $n_v = 4$  Nombre de rangées des boulons  
 $e_1 = 50$  [mm] Niveau du premier boulon  
 $p_2 = 65$  [mm] Ecartement  
 $p_1 = 65$  [mm] Entraxe

**BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AILE A L'AILE DROITE DU POTEAU**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon  
 OUT:Catégorie d'assemblage A

Classe = HR 10.9	Classe du boulon
d = 20 [mm]	Diamètre du boulon
d <sub>0</sub> = 22 [mm]	Diamètre du trou de boulon
A <sub>s</sub> = 2,45 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace du boulon
A <sub>v</sub> = 3,14 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du boulon
f <sub>yb</sub> = 900,00 [MPa]	Limite de plasticité du boulon
f <sub>ub</sub> = 1000,00 [MPa]	Résistance du boulon à la traction
n <sub>h</sub> = 1	Nombre de colonnes des boulons
n <sub>v</sub> = 4	Nombre de rangées des boulons
e <sub>1</sub> = 30 [mm]	Niveau du premier boulon
p <sub>1</sub> = 55 [mm]	Entraxe

**BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AILE A L'AILE GAUCHE DU POTEAU**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon  
 OUT:Catégorie d'assemblage A

Classe = HR 10.9	Classe du boulon
d = 20 [mm]	Diamètre du boulon
d <sub>0</sub> = 22 [mm]	Diamètre du trou de boulon
A <sub>s</sub> = 2,45 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace du boulon
A <sub>v</sub> = 3,14 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du boulon
f <sub>yb</sub> = 900,00 [MPa]	Limite de plasticité du boulon
f <sub>ub</sub> = 1000,00 [MPa]	Résistance du boulon à la traction
n <sub>h</sub> = 1	Nombre de colonnes des boulons
n <sub>v</sub> = 4	Nombre de rangées des boulons
e <sub>1</sub> = 30 [mm]	Niveau du premier boulon
p <sub>1</sub> = 55 [mm]	Entraxe

**PAROI SUPERIEURE****BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AME A L'AME DU POTEAU**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon  
 OUT:Catégorie d'assemblage A

Classe = HR 10.9	Classe du boulon
d = 20 [mm]	Diamètre du boulon
d <sub>0</sub> = 22 [mm]	Diamètre du trou de boulon
A <sub>s</sub> = 2,45 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace du boulon
A <sub>v</sub> = 3,14 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du boulon
f <sub>yb</sub> = 900,00 [MPa]	Limite de plasticité du boulon
f <sub>ub</sub> = 1000,00 [MPa]	Résistance du boulon à la traction
n <sub>h</sub> = 3	Nombre de colonnes des boulons
n <sub>v</sub> = 4	Nombre de rangées des boulons
e <sub>1</sub> = 50 [mm]	Niveau du premier boulon
p <sub>2</sub> = 65 [mm]	Ecartement
p <sub>1</sub> = 65 [mm]	Entraxe

**BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AILE A L'AILE DROITE DU POTEAU**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon  
 OUT:Catégorie d'assemblage A

Classe = HR 10.9	Classe du boulon
d = 20 [mm]	Diamètre du boulon
d <sub>0</sub> = 22 [mm]	Diamètre du trou de boulon
A <sub>s</sub> = 2,45 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace du boulon
A <sub>v</sub> = 3,14 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du boulon
f <sub>yb</sub> = 900,00 [MPa]	Limite de plasticité du boulon
f <sub>ub</sub> = 1000,00 [MPa]	Résistance du boulon à la traction
n <sub>h</sub> = 1	Nombre de colonnes des boulons
n <sub>v</sub> = 4	Nombre de rangées des boulons
e <sub>1</sub> = 30 [mm]	Niveau du premier boulon
p <sub>1</sub> = 55 [mm]	Entraxe

**BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AILE A L'AILE GAUCHE DU POTEAU**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon  
 OUT:Catégorie d'assemblage A

Classe = HR 10.9	Classe du boulon
d = 20 [mm]	Diamètre du boulon
d <sub>0</sub> = 22 [mm]	Diamètre du trou de boulon
A <sub>s</sub> = 2,45 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace du boulon
A <sub>v</sub> = 3,14 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du boulon
f <sub>yb</sub> = 900,00 [MPa]	Limite de plasticité du boulon
f <sub>ub</sub> = 1000,00 [MPa]	Résistance du boulon à la traction
n <sub>h</sub> = 1	Nombre de colonnes des boulons
n <sub>v</sub> = 4	Nombre de rangées des boulons
e <sub>1</sub> = 30 [mm]	Niveau du premier boulon
p <sub>1</sub> = 55 [mm]	Entraxe

**COEFFICIENTS DE MATERIAU**

γ <sub>M0</sub> = 1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
γ <sub>M2</sub> = 1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

**EFFORTS**

Cas: 21: 1,35G+1,5Q+0,8T(-) 2\*1.35+3\*1.50+19\*0.80

**ETAT LIMITE: ULTIME**




N <sub>Ed1</sub> = -1896,84 [kN]	Effort axial
V <sub>y,Ed1</sub> = -0,89 [kN]	Effort tranchant
V <sub>z,Ed1</sub> = -1,91 [kN]	Effort tranchant
M <sub>y,Ed1</sub> = -2,80 [kN*m]	Moment fléchissant
M <sub>vz,Ed1</sub> = -1,65 [kN*m]	Moment fléchissant
N <sub>Ed2</sub> = -1517,27 [kN]	Effort axial
V <sub>y,Ed2</sub> = 0,81 [kN]	Effort tranchant
V <sub>z,Ed2</sub> = 0,77 [kN]	Effort tranchant
M <sub>y,Ed2</sub> = 1,22 [kN*m]	Moment fléchissant

**ETAT LIMITE: ULTIME**

$N_{Ed1} = -1896,84$  [kN] Effort axial

$M_{Vz,Ed2} = 1,65$  [kN\*m] Moment fléchissant


**RESULTATS****PAROI INFERIEURE****Effort axial**

Platine	$A_i$ [cm <sup>2</sup> ]	EFFORTS EQUIVALENTS $N_i$ [kN]	EFFORTS EQUIVALENTS $N_i(M_{y,Ed})$ [kN]	Force résultante $N_{Ed,i}$ [kN]
	$A_{pw} = 59,00$	-625,21	-	$N_{Ed,pw} = -625,21$
	$A_{pfue} = 60,00$	-635,81	-5,12	$N_{Ed,pfue} = -640,93$
	$A_{pfle} = 60,00$	-635,81	5,12	$N_{Ed,pfle} = -630,69$

$$N_i = (N_{Ed} * A_i) / (2 * A_{pw} + A_{pfue} + A_{pfle})$$

$$N_{Ed,i} = N_i + N_i(M_{y,Ed})$$

**Effort tranchant Z**




Platine	$A_i$ [cm <sup>2</sup> ]	$V_{z,Ed,i}$ [kN]
	$A_{z,pw} = 59,00$	$V_{z,Ed,pw} = -1,91$

**Effort tranchant Y**

Platine	$A_{y,i}$ [cm <sup>2</sup> ]	$V_{y,Ed,i}$ [kN]
	$A_{y,fupe} = 60,00$	$V_{y,Ed,fupe} = -0,44$
	$A_{y,flpe} = 60,00$	$V_{y,Ed,flpe} = -0,44$



$$V_{y,i} = (V_{y,Ed} * A_{y,i}) / (A_{pfue} + A_{pfle})$$

**Moment fléchissant Y**

Platine	$I_{y,i}$ [cm <sup>4</sup> ]	EFFORTS EQUIVALENTS $M_{y,i}$ [kN*m]	Force résultante $M_{y,Ed,i}$ [kN*m]
	$I_{y,pw} = 4278,73$	-0,14	$M_{y,Ed,pw} = -0,14$
	$I_{y,pfue} = 40580,00$	-1,33	-
	$I_{y,pfle} = 40580,00$	-1,33	-

$$M_{y,i} = (M_{y,Ed} * I_{y,i}) / (2 * I_{pw} + I_{pfue} + I_{pfle})$$

**Moment fléchissant Z**

Platine	$I_{z,i}$ [cm <sup>4</sup> ]	$M_{z,i}$ [kN*m]
	$I_{z,pfue} = 4500,00$	$M_{z,Ed,pfue} = -0,83$
	$I_{z,pfle} = 4500,00$	$M_{z,Ed,pfle} = -0,83$

$$M_i = (M_{z,Ed} * I_{z,i}) / (I_{z,pfue} + I_{z,pfle})$$

**BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AME A L'AME DU POTEAU**

**RESISTANCE DES BOULONS**

$$F_{v,Rd} = 301,59 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non filetée d'un boulon} \quad F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$$

**Pression du boulon sur l'âme du poteau**

Direction x

$$k_{1x} = 2,44 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,44 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bx} = 0,73 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), p_2/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0,73 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd1x} = 168,2 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon en pression} \quad F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_M$$

$$= 2 \text{ ] diamétrale}$$

Direction z

$$k_{1z} = 2,44 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2,44 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bz} = 0,73 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 0,73 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd1z} = 168,2 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon en pression} \quad F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_M$$

$$= 2 \text{ ] diamétrale}$$

**Pression du boulon sur la plaquette**

Direction x

$$k_{1x} = 2,44 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,44 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bx} = 0,73 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), p_2/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0,73 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd2x} = 232,0 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon en pression} \quad F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_M$$

$$= 3 \text{ ] diamétrale}$$

Direction z

$$k_{1z} = 2,44 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2,44 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bz} = 0,73 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 0,73 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd2z} = 232,0 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon en pression} \quad F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_M$$

$$= 3 \text{ ] diamétrale}$$

**ETAT LIMITE: ULTIME****cisaillement des boulons**

$$e_0 = 115 \text{ [mm]} \quad \text{Excentrement de l'effort tranchant par rapport au centre de gravité d'un groupe de boulons} \quad e_0 = e_{2b} + 0.5 * (s_1 + (c - 1) * p_2)$$

$$M_y = 0,3 \text{ [kN*m]} \quad \text{Moment fléchissant réel} \quad M_y = M_{y,Ed,pw} + V_{z,Ed,pw} * e_0$$

$$F_{x,N} = 52,10 \text{ [kN]} \quad \text{Force résultante dans le boulon due à l'influence de la force longitudinale sur la direction x} \quad F_{x,N} = |N_{Ed,pw}| / n_b$$

$$F_{z,V} = 0,16 \text{ [kN]} \quad \text{Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant Vz sur la direction z} \quad F_{z,V} = |V_{z,Ed,pw}| / n_b$$

$$F_{x,M} = 0,36 \text{ [kN]} \quad \text{Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment My sur la direction x} \quad F_{x,M} = |M_y| * z_i / (\sum x_i^2 + \sum z_i^2)$$

$e_0 = 115$ [mm]	Excentrement de l'effort tranchant par rapport au centre de gravité d'un groupe de boulons	$e_0 = e_{2b} + 0.5 * (s_1 + (c-1) * p_2)$
$F_{z,My} = 0,24$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment My sur la direction z	$F_{z,My} =  M_y  * x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$
$F_{x,Ed} = 52,46$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{x,N} + F_{x,My}$
$F_{z,Ed} = 0,40$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{z,Vz} + F_{z,My}$
$F_{Ed} = 52,46$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rd,x} = 168,22$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rd,x} = \min(F_{bRd1,x}, F_{bRd2,x})$
$F_{Rd,z} = 168,22$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rd,z} = \min(F_{bRd1,z}, F_{bRd2,z})$
$ F_{x,Ed}  \leq F_{Rd,x}$	$ 52,46  < 168,22$	<b>vérifié</b> (0,31)
$ F_{z,Ed}  \leq F_{Rd,z}$	$ 0,40  < 168,22$	<b>vérifié</b> (0,00)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$52,46 < 301,59$	<b>vérifié</b> (0,17)

### BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AILE A L'AILE DROITE DU POTEAU

#### RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 150,80$  [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement  $F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_M2$

#### Pression du boulon sur l'aile du poteau

Direction x

$k_{1x} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1x} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,45$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$   $0,45 > 0,00$  **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 206,18$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_M2$

Direction y

$k_{1y} = 1,80$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1y} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1y} > 0.0$   $1,80 > 0,00$  **vérifié**

$\alpha_{by} = 0,61$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{by} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{by} > 0.0$   $0,61 > 0,00$  **vérifié**

$F_{b,Rd1y} = 197,93$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd1y} = k_{1y} * \alpha_{by} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_M2$

#### Pression du boulon sur la plaque

Direction x

$k_{1x} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1x} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,45$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$   $0,45 > 0,00$  **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 147,27$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_M2$



Direction y

$$k_{1y} = 1,80 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1y} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1y} > 0.0 \quad 1,80 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{by} = 0,61 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{by} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{by} > 0.0 \quad 0,61 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd2y} = 141,3 \text{ [kN Résistance d'un boulon en pression]} \quad F_{b,Rd2y} = k_{1y} * \alpha_{by} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_M$$

$$= 8 \text{ ] diamétrale} \quad 2$$

**ETAT LIMITE: ULTIME****cisaillement des boulons**

$$e_0 = 113 \text{ [mm Excentrement de l'effort tranchant par rapport au centre de gravité d'un groupe de boulons]} \quad e_0 = e_{1b} + 0.5*(r - 1)*p_1$$

$$M_z = 0,88 \text{ [kN*m]} \quad \text{Moment fléchissant réel} \quad M_z = M_{z,Ed,pf} + V_{y,Ed} * e_0$$

$$F_{x,N} = 80,1 \text{ [kN]} \quad \text{Force résultante dans le boulon due à l'influence de la force longitudinale sur la direction x} \quad F_{x,N} = |N_{Ed,pf}| / n_b$$

$$F_{y,Vy} = 0,06 \text{ [kN]} \quad \text{Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant Vy sur la direction y} \quad F_{y,Vy} = |V_{y,Ed,pf}| / n_b$$

$$F_{x,Mz} = 0,76 \text{ [kN]} \quad \text{Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment Mz sur la direction x} \quad F_{x,Mz} = |M_z| * y_i / \sum (x_i^2 + y_i^2)$$

$$F_{y,Mz} = 0,57 \text{ [kN]} \quad \text{Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment Mz sur la direction y} \quad F_{y,Mz} = |M_z| * x_i / \sum (x_i^2 + y_i^2)$$

$$F_{x,Ed} = 79,3 \text{ [kN]} \quad \text{Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x} \quad F_{x,Ed} = F_{x,N} + F_{x,Mz}$$

$$F_{y,Ed} = 0,62 \text{ [kN]} \quad \text{Effort de calcul total dans le boulon sur la direction y} \quad F_{y,Ed} = F_{y,Vy} + F_{y,Mz}$$

$$F_{Ed} = 79,3 \text{ [kN]} \quad \text{Effort tranchant résultant dans le boulon} \quad F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{y,Ed}^2}$$

$$F_{x,Rd} = 147,27 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x} \quad F_{x,Rd} = \min(F_{x,bRd1}, F_{x,bRd2})$$

$$F_{y,Rd} = 141,38 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction y} \quad F_{y,Rd} = \min(F_{y,bRd1}, F_{y,bRd2})$$

$$|F_{x,Ed}| \leq F_{x,Rd} \quad |-79,38| < 147,27 \quad \text{vérifié} \quad (0,54)$$

$$|F_{y,Ed}| \leq F_{y,Rd} \quad |0,62| < 141,38 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

$$F_{Ed} \leq F_{v,Rd} \quad 79,39 < 150,80 \quad \text{vérifié} \quad (0,53)$$

**BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AILE A L'AILE GAUCHE DU POTEAU****RESISTANCE DES BOULONS**

$$F_{v,Rd} = 150,80 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement} \quad F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$$

**Pression du boulon sur l'aile du poteau**

Direction x

$$k_{1x} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bx} = 0,45 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0,45 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd1x} = 206,1 \text{ [kN Résistance d'un boulon en pression]} \quad F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_M$$

$$= 8 \text{ ] diamétrale} \quad 2$$

## Direction y

$$k_{1y} = 1,80 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1y} = \min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$$

$$k_{1y} > 0.0 \quad 1,80 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{by} = 0,61 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{by} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{by} > 0.0 \quad 0,61 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd1y} = 197,9 \text{ [kN Résistance d'un boulon en pression]} \quad F_{b,Rd1y} = k_{1y} * \alpha_{by} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_M$$

$$= 3 \text{ ] diamétrale} \quad 2$$

## Pression du boulon sur la plaquette

## Direction x

$$k_{1x} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bx} = 0,45 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0,45 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd2x} = 147,2 \text{ [kN Résistance d'un boulon en pression]} \quad F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_M$$

$$= 7 \text{ ] diamétrale} \quad 2$$

## Direction y

$$k_{1y} = 1,80 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1y} = \min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$$

$$k_{1y} > 0.0 \quad 1,80 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{by} = 0,61 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{by} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{by} > 0.0 \quad 0,61 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd2y} = 141,3 \text{ [kN Résistance d'un boulon en pression]} \quad F_{b,Rd2y} = k_{1y} * \alpha_{by} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_M$$

$$= 8 \text{ ] diamétrale} \quad 2$$

## ÉTAT LIMITE: ULTIME

## cisaillement des boulons

$$e_0 = 113 \text{ [mm Excentrement de l'effort tranchant par rapport au centre de gravité d'un groupe de boulons]} \quad e_0 = e_{1b} + 0.5*(r-1)*p_1$$

$$M_z = 0,8 \text{ [kN*m]} \quad \text{Moment fléchissant réel} \quad M_z = M_{z,Ed,pf} + V_{y,E} * e_0$$

$$F_{x,N} = 78,81 \text{ [kN]} \quad \text{Force résultante dans le boulon due à l'influence de la force longitudinale sur la direction x} \quad F_{x,N} = |N_{Ed,pf}| / n_b$$

$$F_{y,Vy} = 0,06 \text{ [kN]} \quad \text{Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant } V_y \text{ sur la direction y} \quad F_{y,Vy} = |V_{y,Ed,pf}| / n_b$$

$$F_{x,Mz} = 0,76 \text{ [kN]} \quad \text{Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment } M_z \text{ sur la direction x} \quad F_{x,Mz} = |M_z| * y_i / \sum (x_i^2 + y_i^2)$$

$$F_{y,Mz} = 0,57 \text{ [kN]} \quad \text{Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment } M_z \text{ sur la direction y} \quad |M_z| * x_i / \sum (x_i^2 + y_i^2)$$

$$F_{x,E} = 78,05 \text{ [kN]} \quad \text{Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x} \quad F_{x,E} = F_{x,N} + F_{x,Mz}$$

$$F_{y,E} = 0,62 \text{ [kN]} \quad \text{Effort de calcul total dans le boulon sur la direction y} \quad F_{y,E} = F_{y,Vy} + F_{y,Mz}$$

$$F_{Ed} = 78,05 \text{ [kN]} \quad \text{Effort tranchant résultant dans le boulon} \quad F_{Ed} = \sqrt{F_{x,E}^2 + F_{y,E}^2}$$

$$F_{x,R} = 147,27 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x} \quad F_{x,R} = \min(F_{x,bRd1}, F_{x,bRd2})$$

$$F_{y,R} = 141 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction y} \quad F_{y,R} = \min(F_{y,bRd1}, F_{y,bRd2})$$

$e_0 = 113$ [mm]	Excentrement de l'effort tranchant par rapport au centre de gravité d'un groupe de boulons	$e_0 = e_{1b} + 0.5 \cdot (r_1 - r_2) \cdot p_1$
$d = 38$		$1, F_{y,bRd2}$
$ F_{x,Ed}  \leq F_{x,Rd}$	$ -78,05  < 147,27$	véri fié (0,53)
$ F_{y,Ed}  \leq F_{y,Rd}$	$ 0,62  < 141,38$	véri fié (0,00)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$78,05 < 150,80$	véri fié (0,52)

**VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC - [3.10]****POTEAU**

Nr	Modèle	$A_{nv}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{nt}$ [cm <sup>2</sup> ]	$V_0$ [kN]	$V_{eff,Rd}$ [kN]	$ V_0 /V_{eff,Rd}$	Etat
1		39,22	18,12	-1,91 (*)	916,37 (*)	0,00	vérifié

$$(*) V_0 = V_{zEd1}$$

$$(*) V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$$

**ÉCLISSE D'AME**

Nr	Modèle	$A_{nv}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{nt}$ [cm <sup>2</sup> ]	$V_0$ [kN]	$V_{eff,Rd}$ [kN]	$ V_0 /V_{eff,Rd}$	Etat
1		16,80	12,50	-0,96 (*)	469,24 (*)	0,00	vérifié

$$(*) V_0 = 0.5 \cdot V_{zEd1}$$

$$(*) V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$$

**PLATINE EXTERNE DROITE**

Nr	Modèle	$A_{nv}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{nt}$ [cm <sup>2</sup> ]	$V_0$ [kN]	$V_{eff,Rd}$ [kN]	$ V_0 /V_{eff,Rd}$	Etat
1		37,40	23,60	-0,44 (*)	976,12 (*)	0,00	vérifié

$$(*) V_0 = 0.5 \cdot V_{yEd1}$$

$$(*) V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$$

**PLATINE EXTERNE GAUCHE**

Nr	Modèle	$A_{nv}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{nt}$ [cm <sup>2</sup> ]	$V_0$ [kN]	$V_{eff,Rd}$ [kN]	$ V_0 /V_{eff,Rd}$	Etat
1		37,40	23,60	-0,44 (*)	976,12 (*)	0,00	vérifié

$$(*) V_0 = 0.5 \cdot V_{yEd1}$$

$$(*) V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$$

**VERIFICATION DES SECTIONS AFFAIBLIES PAR LES TROUS - [5.4]****POTEAU**

$A_t = 87,13$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la zone tendue de la section brute

$A_{t,net} = 74,81$  [cm<sup>2</sup>] Aire nette de la zone de la section en traction

$$0.9 \cdot (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0}) \quad 0,77 < 0,85$$

$W = 4287,04$  [cm<sup>3</sup>] Facteur élastique de la section

$W_{net} = 4287,04$  [cm<sup>3</sup>] Facteur élastique de la section

$M_{c,Rdnet} = 1178,94$  [kN\*m] Résistance de calcul de la section à la flexion  $M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$

$ M_0  \leq M_{c,Rdnet}$	$ -2,80  < 1178,94$	<b>vérifié</b>	(0,00)
$A = 238,64 \text{ [cm}^2\text{]}$	Aire de la zone tendue de la section brute		$A = h_{pi} * t_{pi}$
$A_{net} = 201,24 \text{ [cm}^2\text{]}$	Aire de la section nette		$A_{net} = A - n_v * d_0 * t_{pi}$
$N_{pl,Rd} = 6562,60 \text{ [kN]}$	Résistance de calcul plastique de la section brute		$N_{pl,Rd} = A * f_y / \gamma_{M0}$
$N_{u,Rd} = 5868,16 \text{ [kN]}$	Résistance ultime de la section nette à un effort normal		$N_{u,Rd} = 0.9 * A_{net} * f_u / \gamma_{M2}$
$F_{Ed} = 1896,84 \text{ [kN]}$			$A = h_{pi} * t_{pi}$
$ F_{Ed}  \leq N_{u,Rd}$	$ -1896,84  < 5868,16$	<b>vérifié</b>	(0,32)
$ F_{Ed}  \leq N_{pl,Rd}$	$ -1896,84  < 6562,60$	<b>vérifié</b>	(0,29)
$A_v = 72,50 \text{ [cm}^2\text{]}$	Aire de la section efficace en cisaillement		$A_v = h_p * t_p$
$A_{v,net} = 59,74 \text{ [cm}^2\text{]}$	Aire de la section efficace nette en cisaillement		$A_{v,net} = A_v - n_v * d_0 * t_p$
$V_{pl,Rd} = 1151,09 \text{ [kN]}$	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement		$V_{pl,Rd} = (A_v * f_{yp}) / (\sqrt{3} * \gamma_{M0})$
$ V_0  \leq V_{pl,Rd}$	$ -1,91  < 1151,09$	<b>vérifié</b>	(0,00)

**ÉCLISSE D'AME**

$A_t = 29,50 \text{ [cm}^2\text{]}$	Aire de la zone tendue de la section brute		
$A_{t,net} = 20,70 \text{ [cm}^2\text{]}$	Aire nette de la zone de la section en traction		
$0.9 * (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y * \gamma_{M2}) / (f_u * \gamma_{M0})$	$0,63 < 0,85$		
$W = 145,04 \text{ [cm}^3\text{]}$	Facteur élastique de la section		
$W_{net} = 113,29 \text{ [cm}^3\text{]}$	Facteur élastique de la section		
$M_{c,Rdnet} = 31,16 \text{ [kN*m]}$	Résistance de calcul de la section à la flexion		$M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / \gamma_{M0}$
$ M_0  \leq M_{c,Rdnet}$	$ -0,18  < 31,16$	<b>vérifié</b>	(0,01)
$A = 29,50 \text{ [cm}^2\text{]}$	Aire de la zone tendue de la section brute		$A = h_{pi} * t_{pi}$
$A_{net} = 20,70 \text{ [cm}^2\text{]}$	Aire de la section nette		$A_{net} = A - n_v * d_0 * t_{pi}$
$N_{pl,Rd} = 811,25 \text{ [kN]}$	Résistance de calcul plastique de la section brute		$N_{pl,Rd} = A * f_y / \gamma_{M0}$
$N_{u,Rd} = 603,61 \text{ [kN]}$	Résistance ultime de la section nette à un effort normal		$N_{u,Rd} = 0.9 * A_{net} * f_u / \gamma_{M2}$
$F_{Ed} = 312,61 \text{ [kN]}$			$F_{Ed} = N_{Ed,pw}$
$ F_{Ed}  \leq N_{u,Rd}$	$ -312,61  < 603,61$	<b>vérifié</b>	(0,52)
$ F_{Ed}  \leq N_{pl,Rd}$	$ -312,61  < 811,25$	<b>vérifié</b>	(0,39)
$A_v = 29,50 \text{ [cm}^2\text{]}$	Aire de la section efficace en cisaillement		$A_v = h_p * t_p$
$A_{v,net} = 20,70 \text{ [cm}^2\text{]}$	Aire de la section efficace nette en cisaillement		$A_{v,net} = A_v - n_v * d_0 * t_p$
$V_{pl,Rd} = 468,38 \text{ [kN]}$	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement		$V_{pl,Rd} = (A_v * f_{yp}) / (\sqrt{3} * \gamma_{M0})$
$ V_0  \leq V_{pl,Rd}$	$ -0,96  < 468,38$	<b>vérifié</b>	(0,00)

**PLATINE EXTERNE DROITE**




$A_t = 60,00$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la zone tendue de la section brute		
$A_{t,net} = 51,20$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire nette de la zone de la section en traction		
$0.9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0})$		$0,77 < 0,85$	
$W = 300,00$ [cm <sup>3</sup> ]	Facteur élastique de la section		
$W_{net} = 228,78$ [cm <sup>3</sup> ]	Facteur élastique de la section		
$M_{c,Rdnet} = 62,91$ [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	$M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$	
$ M_0  \leq M_{c,Rdnet}$		$ -0,83  < 62,91$	<b>vérifié</b> (0,01)
$A = 60,00$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la zone tendue de la section brute		$A = h_{pi} \cdot t_{pi}$
$A_{net} = 51,20$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section nette		$A_{net} = A - n_v \cdot d_0 \cdot t_{pi}$
$N_{pl,Rd} = 1650,0$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute		$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0}$
$N_{u,Rd} = 1492,9$ [kN]	Résistance ultime de la section nette à un effort normal		$N_{u,Rd} = 0.9 \cdot A_{net} \cdot f_u / \gamma_{M2}$
$F_{Ed} = 640,93$ [kN]			$F_{Ed} = N_{Ed,pfue}$
$ F_{Ed}  \leq N_{u,Rd}$		$ -640,93  < 1492,99$	<b>vérifié</b> (0,43)
$ F_{Ed}  \leq N_{pl,Rd}$		$ -640,93  < 1650,00$	<b>vérifié</b> (0,39)
$A_v = 60,00$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace en cisaillement		$A_v = h_p \cdot t_p$
$A_{v,net} = 51,20$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace nette en cisaillement		$A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0 \cdot t_p$
$V_{pl,Rd} = 952,63$ [kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	$V_{pl,Rd} = (A_v \cdot f_{yp}) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$	
$ V_0  \leq V_{pl,Rd}$		$ -0,44  < 952,63$	<b>vérifié</b> (0,00)

**PLATINE EXTERNE GAUCHE**

$A_t = 60,00$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la zone tendue de la section brute		
$A_{t,net} = 51,20$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire nette de la zone de la section en traction		
$0.9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0})$		$0,77 < 0,85$	
$W = 300,00$ [cm <sup>3</sup> ]	Facteur élastique de la section		
$W_{net} = 228,78$ [cm <sup>3</sup> ]	Facteur élastique de la section		
$M_{c,Rdnet} = 62,91$ [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	$M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$	
$ M_0  \leq M_{c,Rdnet}$		$ -0,83  < 62,91$	<b>vérifié</b> (0,01)
$A = 60,00$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la zone tendue de la section brute		$A = h_{pi} \cdot t_{pi}$
$A_{net} = 51,20$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section nette		$A_{net} = A - n_v \cdot d_0 \cdot t_{pi}$
$N_{pl,Rd} = 1650,0$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute		$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0}$
$N_{u,Rd} = 1492,9$ [kN]	Résistance ultime de la section nette à un effort normal		$N_{u,Rd} = 0.9 \cdot A_{net} \cdot f_u / \gamma_{M2}$
$F_{Ed} = 630,69$ [kN]			$F_{Ed} = N_{Ed,pfi}$
$ F_{Ed}  \leq N_{u,Rd}$		$ -630,69  < 1492,99$	<b>vérifié</b> (0,42)
$ F_{Ed}  \leq N_{pl,Rd}$		$ -630,69  < 1650,00$	<b>vérifié</b> (0,38)
$A_v = 60,00$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace en cisaillement		$A_v = h_p \cdot t_p$

$A_v = 60,00$ [cm <sup>2</sup> ] Aire de la section efficace en cisaillement	$A_v = h_p * t_p$
$A_{v,net} = 51,20$ [cm <sup>2</sup> ] Aire de la section efficace nette en cisaillement	$A_{v,net} = A_v - n_v * d_0 * t_p$
$V_{pl,Rd} = 952,63$ [kN] Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	$V_{pl,Rd} = (A_v * f_{yp}) / (\sqrt{3} * \gamma_{M0})$
$ V_0  \leq V_{pl,Rd}$	$ -0,44  < 952,63$ <b>vérifié</b> (0,00)


**PAROI SUPERIEURE****Effort axial**

Platine	$A_i$ [cm <sup>2</sup> ]	EFFORTS EQUIVALENTS $N_i$ [kN]	EFFORTS EQUIVALENTS $N_i(M_{y,Ed})$ [kN]	Force résultante $N_{Ed,i}$ [kN]
	$A_{pw} = 59,00$	-500,10	-	$N_{Ed,pw} = -500,10$
	$A_{pfue} = 60,00$	-508,58	2,23	$N_{Ed,pfue} = -506,36$
	$A_{pfle} = 60,00$	-508,58	-2,23	$N_{Ed,pfle} = -510,81$



$$N_i = (N_{Ed} * A_i) / (2 * A_{wp} + A_{pfue} + A_{pfle})$$

$$N_{Ed,i} = N_i + N_i(M_{y,Ed})$$

**Effort tranchant Z**




Platine	$A_i$ [cm <sup>2</sup> ]	$V_{zEd,i}$ [kN]
	$A_{z,pw} = 59,00$	$V_{z,Ed,pw} = 0,77$

**Effort tranchant Y**

Platine	$A_{y,i}$ [cm <sup>2</sup> ]	$V_{y,Ed,i}$ [kN]
	$A_{y,fupe} = 60,00$	$V_{y,Ed,fupe} = 0,40$
	$A_{y,flpe} = 60,00$	$V_{y,Ed,flpe} = 0,40$



$$V_{y,i} = (V_{y,Ed} * A_{y,i}) / (A_{pfue} + A_{pfle})$$

**Moment fléchissant Y**

Platine	$I_{y,i}$ [cm <sup>4</sup> ]	EFFORTS EQUIVALENTS $M_{y,i}$ [kN*m]	Force résultante $M_{y,Ed,i}$ [kN*m]
	$I_{y,pw} = 4278,73$	0,06	$M_{y,Ed,pw} = 0,06$
	$I_{y,pfue} = 40580,00$	0,58	-
	$I_{y,pfle} = 40580,00$	0,58	-

$$M_{y,i} = (M_{y,Ed} * I_{y,i}) / (2 * I_{pw} + I_{pfue} + I_{pfle})$$

**Moment fléchissant Z**

Platine	$I_{z,i}$ [cm <sup>4</sup> ]	$M_{z,i}$ [kN*m]
	$I_{z,pfue} = 4500,00$	$M_{z,Ed,pfue} = 0,83$
	$I_{z,pfle} = 4500,00$	$M_{z,Ed,pfle} = 0,83$

$$M_i = (M_{z,Ed} * I_{z,i}) / (I_{z,pfue} + I_{z,pfle})$$

**BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AME A L'AME DU POTEAU****RESISTANCE DES BOULONS**

$$F_{v,Rd} = 301, [kN] \text{ Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non fileté d'un boulon} \quad F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$$

**Pression du boulon sur l'âme du poteau**

Direction x

$$k_{1x} = 2,44 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,44 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bx} = 0,73 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), p_2/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0,73 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd1x} = 168,2 [kN] \text{ Résistance d'un boulon en pression } \quad F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_M$$

= 2 ] diamétrale 2

Direction z

$$k_{1z} = 2,44 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2,44 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bz} = 0,73 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 0,73 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd1z} = 168,2 [kN] \text{ Résistance d'un boulon en pression } \quad F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_M$$

= 2 ] diamétrale 2

**Pression du boulon sur la plaque**

Direction x

$$k_{1x} = 2,44 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,44 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bx} = 0,73 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), p_2/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0,73 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd2x} = 232,0 [kN] \text{ Résistance d'un boulon en pression } \quad F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_M$$

= 3 ] diamétrale 2

Direction z

$$k_{1z} = 2,44 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2,44 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bz} = 0,73 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 0,73 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd2z} = 232,0 [kN] \text{ Résistance d'un boulon en pression } \quad F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_M$$

= 3 ] diamétrale 2

**ETAT LIMITE: ULTIME****cisaillement des boulons**

$$e_0 = 115 [mm] \text{ Excentrement de l'effort tranchant par rapport au centre de gravité d'un groupe de boulons} \quad e_0 = e_{2b} + 0.5 \cdot (s_1 + (c-1) \cdot p_2)$$

$$M_y = 0,15 [kN \cdot m] \text{ Moment fléchissant réel} \quad M_y = M_{y,Ed,pw} + V_{z,Ed,pw} \cdot e_0$$

$$F_{x,N} = 41,8 [kN] \text{ Force résultante dans le boulon due à l'influence de la force longitudinale sur la direction x} \quad F_{x,N} = |N_{Ed,pw}| / n_b$$

$$F_{z,Vz} = 0,06 [kN] \text{ Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant Vz sur la direction z} \quad F_{z,Vz} = |V_{z,Ed,pw}| / n_b$$

$$F_{x,M_y} = 0,15 [kN] \text{ Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment My sur la direction x} \quad F_{x,M_y} = |M_y| \cdot z_i / (\sum x_i^2 + \sum z_i^2)$$

$$F_{z,M_y} = 0,10 [kN] \text{ Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment My sur la direction z} \quad F_{z,M_y} = |M_y| \cdot x_i / (\sum x_i^2 + \sum z_i^2)$$

$$F_{x,Ed} = 41,8 [kN] \text{ Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x} \quad F_{x,Ed} = F_{x,N} + F_{x,M_y}$$

**cisaillement des boulons**

$e_0 = 115$ [mm]	Excentrement de l'effort tranchant par rapport au centre de gravité d'un groupe de boulons	$e_0 = e_{2b} + 0.5 * (s_1 + (c - 1) * p_2)$
$= 3$		
$F_{z,Ed} = 0,16$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{z,Vz} + F_{z,My}$
$F_{Ed} = 41,8$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{(F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2)}$
$F_{Rd,x} = 168,22$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rd,x} = \min(F_{bRd1,x}, F_{bRd2,x})$
$F_{Rd,z} = 168,22$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rd,z} = \min(F_{bRd1,z}, F_{bRd2,z})$
$ F_{x,Ed}  \leq F_{Rd,x}$	$ 41,83  < 168,22$	<b>vérifié</b> (0,25)
$ F_{z,Ed}  \leq F_{Rd,z}$	$ 0,16  < 168,22$	<b>vérifié</b> (0,00)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$41,83 < 301,59$	<b>vérifié</b> (0,14)

**BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AILE A L'AILE DROITE DU POTEAU****RESISTANCE DES BOULONS**

$F_{v,Rd} = 150,80$  [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement  $F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$

**Pression du boulon sur l'aile du poteau**

Direction x

$k_{1x} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1x} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,45$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$   $0,45 > 0,00$  **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 206,1$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$

Direction y

$k_{1y} = 1,80$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1y} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1y} > 0.0$   $1,80 > 0,00$  **vérifié**

$\alpha_{by} = 0,61$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{by} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{by} > 0.0$   $0,61 > 0,00$  **vérifié**

$F_{b,Rd1y} = 197,9$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd1y} = k_{1y} * \alpha_{by} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$

**Pression du boulon sur la plaque**

Direction x

$k_{1x} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1x} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,45$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$   $0,45 > 0,00$  **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 147,2$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$

Direction y

$k_{1y} = 1,80$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1y} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1y} > 0.0$   $1,80 > 0,00$  **vérifié**

$\alpha_{by} = 0,61$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{by} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$



$\alpha_{by} > 0,0$	$0,61 > 0,00$	<b>vérifié</b>	
$F_{b,Rd2y} = 141,3$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale		$F_{b,Rd2y} = k_{1y} \cdot \alpha_{by} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_M$

**ETAT LIMITE: ULTIME****cisaillement des boulons**

$e_0 = 113$ [mm]	Excentrement de l'effort tranchant par rapport au centre de gravité d'un groupe de boulons		$e_0 = e_{1b} + 0.5 \cdot (r_1 - p_1)$
$M_z = 0,8$ [kN*m]	Moment fléchissant réel		$M_z = M_{z,Ed,pf} + V_{y,E} \cdot e_0$
$F_{x,N} = 63,28$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de la force longitudinale sur la direction x		$F_{x,N} =  N_{Ed,pf}  / n_b$
$F_{y,Vy} = 0,0$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant Vy sur la direction y		$F_{y,Vy} =  V_{y,Ed,pf}  / n_b$
$F_{x,Mz} = 0,7$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment Mz sur la direction x		$F_{x,Mz} =  M_z  \cdot y_i / \sum (x_i^2 + y_i^2)$
$F_{y,Mz} = 0,5$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment Mz sur la direction y		$F_{y,Mz} =  M_z  \cdot x_i / \sum (x_i^2 + y_i^2)$
$F_{x,E} = 62,53$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x		$F_{x,Ed} = F_{x,N} + F_{x,Mz}$
$F_{y,E} = 0,62$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction y		$F_{y,Ed} = F_{y,Vy} + F_{y,Mz}$
$F_{Ed} = 62,53$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon		$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{y,Ed}^2}$
$F_{x,Rd} = 147,27$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x		$F_{x,Rd} = \min(F_{x,bRd1}, F_{x,bRd2})$
$F_{y,Rd} = 141,38$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction y		$F_{y,Rd} = \min(F_{y,bRd1}, F_{y,bRd2})$
$ F_{x,Ed}  \leq F_{x,Rd}$	$ -62,53  < 147,27$	<b>vérifié</b>	(0,42)
$ F_{y,Ed}  \leq F_{y,Rd}$	$ 0,62  < 141,38$	<b>vérifié</b>	(0,00)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$62,53 < 150,80$	<b>vérifié</b>	(0,41)

**BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AILE A L'AILE GAUCHE DU POTEAU****RESISTANCE DES BOULONS**

$F_{v,Rd} = 150,80$  [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement  $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$

**Pression du boulon sur l'aile du poteau**

Direction x

$k_{1x} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0,0$   $2,50 > 0,00$  **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,45$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0,0$   $0,45 > 0,00$  **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 206,1$  [kN] Résistance d'un boulon en pression  
diamétrale  $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_M$

## Direction y

$$k_{1y} = 1,80 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1y} = \min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$$

$$k_{1y} > 0.0 \quad 1,80 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{by} = 0,61 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{by} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{by} > 0.0 \quad 0,61 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd1y} = 197,9 \text{ [kN Résistance d'un boulon en pression]} \quad F_{b,Rd1y} = k_{1y} * \alpha_{by} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_M$$

$$= 3 \text{ ] diamétrale} \quad 2$$

**Pression du boulon sur la plaquette**

## Direction x

$$k_{1x} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bx} = 0,45 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0,45 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd2x} = 147,2 \text{ [kN Résistance d'un boulon en pression]} \quad F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_M$$

$$= 7 \text{ ] diamétrale} \quad 2$$

## Direction y

$$k_{1y} = 1,80 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1y} = \min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$$

$$k_{1y} > 0.0 \quad 1,80 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{by} = 0,61 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{by} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{by} > 0.0 \quad 0,61 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd2y} = 141,3 \text{ [kN Résistance d'un boulon en pression]} \quad F_{b,Rd2y} = k_{1y} * \alpha_{by} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_M$$

$$= 8 \text{ ] diamétrale} \quad 2$$

**ETAT LIMITE: ULTIME****cisaillement des boulons**

$$e_0 = 113 \text{ [mm Excentrement de l'effort tranchant par rapport au centre de gravité d'un groupe de boulons]} \quad e_0 = e_{1b} + 0.5*(r-1)*p_1$$

$$M_z = 0,87 \text{ [kN*m]} \quad \text{Moment fléchissant réel} \quad M_z = M_{z,Ed,pf} + V_{y,Ed,pf} * e_0$$

$$F_{x,N} = 63,8 \text{ [kN]} \quad \text{Force résultante dans le boulon due à l'influence de la force longitudinale sur la direction x} \quad F_{x,N} = |N_{Ed,pf}| / n_b$$

$$F_{y,Vy} = 0,05 \text{ [kN]} \quad \text{Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant } V_y \text{ sur la direction y} \quad F_{y,Vy} = |V_{y,Ed,pf}| / n_b$$

$$F_{x,Mz} = 0,75 \text{ [kN]} \quad \text{Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment } M_z \text{ sur la direction x} \quad F_{x,Mz} = |M_z| * y_i / \sum (x_i^2 + y_i^2)$$

$$F_{y,Mz} = 0,57 \text{ [kN]} \quad \text{Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment } M_z \text{ sur la direction y} \quad F_{y,Mz} = |M_z| * x_i / \sum (x_i^2 + y_i^2)$$

$$F_{x,Ed} = 63,1 \text{ [kN]} \quad \text{Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x} \quad F_{x,Ed} = F_{x,N} + F_{x,Mz}$$

$$F_{y,Ed} = 0,62 \text{ [kN]} \quad \text{Effort de calcul total dans le boulon sur la direction y} \quad F_{y,Ed} = F_{y,Vy} + F_{y,Mz}$$

$$F_{Ed} = 63,1 \text{ [kN]} \quad \text{Effort tranchant résultant dans le boulon} \quad F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{y,Ed}^2}$$

$$F_{x,Rd} = 147,27 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x} \quad F_{x,Rd} = \min(F_{x,bRd1}, F_{x,bRd2})$$

$$F_{y,Rd} = 141,38 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction y} \quad F_{y,Rd} = \min(F_{y,bRd1}, F_{y,bRd2})$$

$$|F_{x,Ed}| \leq F_{x,Rd} \quad |-63,11| < 147,27 \quad \text{vérifié} \quad (0,43)$$

$ F_{x,Ed}  \leq F_{x,Rd}$	$ -63,11  < 147,27$	<b>vérifié</b>	(0,43)
$ F_{y,Ed}  \leq F_{y,Rd}$	$ 0,62  < 141,38$	<b>vérifié</b>	(0,00)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$63,11 < 150,80$	<b>vérifié</b>	(0,42)

**VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC - [3.10]****POTEAU**

Nr	Modèle	$A_{nv}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{nt}$ [cm <sup>2</sup> ]	$V_0$ [kN]	$V_{eff,Rd}$ [kN]	$ V_0 /V_{eff,Rd}$	Etat
1		39,22	18,12	0,77 (*1)	916,37 (*)	0,00	<b>vérifié</b>

$$(*1) V_0 = V_{zEd2}$$

$$(*) V_{eff,Rd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$$

**ÉCLISSE D'AME**

Nr	Modèle	$A_{nv}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{nt}$ [cm <sup>2</sup> ]	$V_0$ [kN]	$V_{eff,Rd}$ [kN]	$ V_0 /V_{eff,Rd}$	Etat
1		16,80	12,50	0,38 (*1)	469,24 (*)	0,00	<b>vérifié</b>

$$(*1) V_0 = 0.5 * V_{zEd2}$$

$$(*) V_{eff,Rd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$$

**PLATINE EXTERNE DROITE**

Nr	Modèle	$A_{nv}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{nt}$ [cm <sup>2</sup> ]	$V_0$ [kN]	$V_{eff,Rd}$ [kN]	$ V_0 /V_{eff,Rd}$	Etat
1		37,40	23,60	0,40 (*1)	976,12 (*)	0,00	<b>vérifié</b>

$$(*1) V_0 = 0.5 * V_{yEd2}$$

$$(*) V_{eff,Rd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$$

**PLATINE EXTERNE GAUCHE**

Nr	Modèle	$A_{nv}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{nt}$ [cm <sup>2</sup> ]	$V_0$ [kN]	$V_{eff,Rd}$ [kN]	$ V_0 /V_{eff,Rd}$	Etat
1		37,40	23,60	0,40 (*1)	976,12 (*)	0,00	<b>vérifié</b>

$$(*1) V_0 = 0.5 * V_{yEd2}$$

$$(*) V_{eff,Rd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$$

**VERIFICATION DES SECTIONS AFFAIBLIES PAR LES TROUS - [5.4]****POTEAU**

$A_t = 87,13$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la zone tendue de la section brute

$A_{t,net} = 62,05$  [cm<sup>2</sup>] Aire nette de la zone de la section en traction

$$0.9 * (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y * \gamma_{M2}) / (f_u * \gamma_{M0}) \quad 0,64 < 0,85$$

$$W = \frac{4287,0}{4} \text{ [cm}^3\text{] Facteur élastique de la section}$$

$$W_{net} = \frac{4287,0}{4} \text{ [cm}^3\text{] Facteur élastique de la section}$$

$$M_{c,Rdnet} = \frac{1178,9}{4} \text{ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion}$$

$$M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / \gamma_{M0}$$

$$|M_0| \leq M_{c,Rdnet} \quad |1,22| < 1178,94 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

$A =$	238,64 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la zone tendue de la section brute	$A = h_{pi} * t_{pi}$
$A_{net} =$	201,24 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - n_v * d_0 * t_{pi}$
$N_{pl,Rd} =$	6562,60 [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = A * f_y / \gamma_{M0}$
$N_{u,Rd} =$	5868,16 [kN]	Résistance ultime de la section nette à un effort normal	$N_{u,Rd} = 0.9 * A_{net} * f_u / \gamma_{M2}$
$F_{Ed} =$	1517,27 [kN]		$A = h_{pi} * t_{pi}$
$ F_{Ed}  \leq N_{u,Rd}$		$ -1517,27  < 5868,16$ vérifié	(0,26)
$ F_{Ed}  \leq N_{pl,Rd}$		$ -1517,27  < 6562,60$ vérifié	(0,23)
$A_v =$	72,50 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace en cisaillement	$A_v = h_p * t_p$
$A_{v,net} =$	59,74 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace nette en cisaillement	$A_{v,net} = A_v - n_v * d_0 * t_p$
$V_{pl,Rd} =$	1151,09 [kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	$V_{pl,Rd} = (A_v * f_{yp}) / (\sqrt{3} * \gamma_{M0})$
$ V_0  \leq V_{pl,Rd}$		$ 0,77  < 1151,09$ vérifié	(0,00)

**ÉCLISSE D'AME**

$A_t =$	29,50 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la zone tendue de la section brute	
$A_{t,net} =$	20,70 [cm <sup>2</sup> ]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$0.9 * (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y * \gamma_{M2}) / (f_u * \gamma_{M0})$		$0,63 < 0,85$	
$W =$	145,04 [cm <sup>3</sup> ]	Facteur élastique de la section	
$W_{net} =$	113,29 [cm <sup>3</sup> ]	Facteur élastique de la section	
$M_{c,Rdnet} =$	31,16 [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	$M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / \gamma_{M0}$
$ M_0  \leq M_{c,Rdnet}$		$ 0,07  < 31,16$ vérifié	(0,00)
$A =$	29,50 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la zone tendue de la section brute	$A = h_{pi} * t_{pi}$
$A_{net} =$	20,70 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - n_v * d_0 * t_{pi}$
$N_{pl,Rd} =$	811,25 [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = A * f_y / \gamma_{M0}$
$N_{u,Rd} =$	603,61 [kN]	Résistance ultime de la section nette à un effort normal	$N_{u,Rd} = 0.9 * A_{net} * f_u / \gamma_{M2}$
$F_{Ed} =$	250,05 [kN]		$F_{Ed} = N_{Ed,pw}$
$ F_{Ed}  \leq N_{u,Rd}$		$ -250,05  < 603,61$ vérifié	(0,41)
$ F_{Ed}  \leq N_{pl,Rd}$		$ -250,05  < 811,25$ vérifié	(0,31)
$A_v =$	29,50 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace en cisaillement	$A_v = h_p * t_p$
$A_{v,net} =$	20,70 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace nette en cisaillement	$A_{v,net} = A_v - n_v * d_0 * t_p$
$V_{pl,Rd} =$	468,38 [kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	$V_{pl,Rd} = (A_v * f_{yp}) / (\sqrt{3} * \gamma_{M0})$
$ V_0  \leq V_{pl,Rd}$		$ 0,38  < 468,38$ vérifié	(0,00)

**PLATINE EXTERNE DROITE**

$A_t = 60,00$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la zone tendue de la section brute

$A_{t,net} = 51,20$  [cm<sup>2</sup>] Aire nette de la zone de la section en traction

$$0.9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0}) \quad 0,77 < 0,85$$

$W = 300,0$  [cm<sup>3</sup>] Facteur élastique de la section

$W_{net} = 228,7$  [cm<sup>3</sup>] Facteur élastique de la section

$M_{c,Rdnet} = 62,91$  [kN\*m] Résistance de calcul de la section à la flexion

$$M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$$

$$|M_0| \leq M_{c,Rdnet} \quad |0,83| < 62,91 \quad \text{vérifié} \quad (0,01)$$

$A = 60,00$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la zone tendue de la section brute

$$A = h_{pi} \cdot t_{pi}$$

$A_{net} = 51,20$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section nette

$$A_{net} = A - n_v \cdot d_0 \cdot t_{pi}$$

$N_{pl,Rd} = 1650,0$  [kN] Résistance de calcul plastique de la section brute

$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0}$$

$N_{u,Rd} = 1492,9$  [kN] Résistance ultime de la section nette à un effort normal

$$N_{u,Rd} = 0.9 \cdot A_{net} \cdot f_u / \gamma_{M2}$$

$F_{Ed} = 506,36$  [kN]

$$F_{Ed} = N_{Ed,pfue}$$

$$|F_{Ed}| \leq N_{u,Rd} \quad |-506,36| < 1492,99 \quad \text{vérifié} \quad (0,34)$$

$$|F_{Ed}| \leq N_{pl,Rd} \quad |-506,36| < 1650,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,31)$$

$A_v = 60,00$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section efficace en cisaillement

$$A_v = h_p \cdot t_p$$

$A_{v,net} = 51,20$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section efficace nette en cisaillement

$$A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0 \cdot t_p$$

$V_{pl,Rd} = 952,6$  [kN] Résistance plastique de calcul pour le cisaillement

$$V_{pl,Rd} = (A_v \cdot f_{yp}) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$$

$$|V_0| \leq V_{pl,Rd} \quad |0,40| < 952,63 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

**PLATINE EXTERNE GAUCHE**

$A_t = 60,00$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la zone tendue de la section brute

$A_{t,net} = 51,20$  [cm<sup>2</sup>] Aire nette de la zone de la section en traction

$$0.9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0}) \quad 0,77 < 0,85$$

$W = 300,0$  [cm<sup>3</sup>] Facteur élastique de la section

$W_{net} = 228,7$  [cm<sup>3</sup>] Facteur élastique de la section

$M_{c,Rdnet} = 62,91$  [kN\*m] Résistance de calcul de la section à la flexion

$$M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$$

$$|M_0| \leq M_{c,Rdnet} \quad |0,83| < 62,91 \quad \text{vérifié} \quad (0,01)$$

$A = 60,00$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la zone tendue de la section brute

$$A = h_{pi} \cdot t_{pi}$$

$A_{net} = 51,20$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section nette

$$A_{net} = A - n_v \cdot d_0 \cdot t_{pi}$$

$N_{pl,Rd} = 1650,0$  [kN] Résistance de calcul plastique de la section brute

$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0}$$

$A = 60,00$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la zone tendue de la section brute	$A = h_{pi} * t_{pi}$
$N_{u,Rd} = 1492,9$ [kN]	Résistance ultime de la section nette à un effort normal	$N_{u,Rd} = 0.9 * A_{net} * f_u / \gamma_{M2}$
$F_{Ed} = 510,81$ [kN]		$F_{Ed} = N_{Ed,pl}$
$ F_{Ed}  \leq N_{u,Rd}$	$ -510,81  < 1492,99$ vérifié	(0,34)
$ F_{Ed}  \leq N_{pl,Rd}$	$ -510,81  < 1650,00$ vérifié	(0,31)
$A_v = 60,00$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace en cisaillement	$A_v = h_p * t_p$
$A_{v,net} = 51,20$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace nette en cisaillement	$A_{v,net} = A_v - n_v * d_0 * t_p$
$V_{pl,Rd} = 952,6$ [kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	$V_{pl,Rd} = (A_v * f_{yp}) / (\sqrt{3} * \gamma_{M0})$
$ V_0  \leq V_{pl,Rd}$	$ 0,40  < 952,63$ vérifié	(0,00)

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme** Ratio 0,54

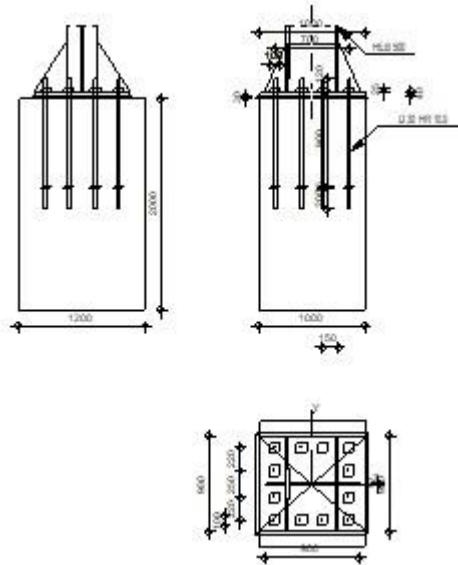


Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020

**Calcul du Pied de Poteau encastré**

Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009 + CEB Design

Guide: Design of fastenings in concrete

Ratio  
**0,89****GENERAL**

Assemblage N°: 1  
 Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré  
 Noeud de la structure: 91  
 Barres de la structure: 46

**GEOMETRIE****POTEAU**

Profilé: HEB 500  
 Barre N°: 46  
 $L_c = 3,74$  [m] Longueur du poteau  
 $\alpha = 0,0$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_c = 500$  [mm] Hauteur de la section du poteau  
 $b_{fc} = 300$  [mm] Largeur de la section du poteau  
 $t_{wc} = 14$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau  
 $t_{fc} = 28$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau  
 $r_c = 27$  [mm] Rayon de congé de la section du poteau  
 $A_c = 238,64$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du poteau  
 $I_{yc} = 107176,00$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la section du poteau  
 Matériau: ACIER E28  
 $f_{yc} = 275,00$  [MPa] Résistance  
 $f_{uc} = 405,00$  [MPa] Résistance ultime du matériau

**PLATINE DE PRESCELLEMENT**

$l_{pd} = 1000$  [mm] Longueur

**PLATINE DE PRESCELLEMENT**

$l_{pd} =$	1000	[mm]	Longueur
$b_{pd} =$	900	[mm]	Largeur
$t_{pd} =$	40	[mm]	Epaisseur
Matériau:	ACIER		
$f_{ypd} =$	235,00	[MPa]	Résistance
$f_{upd} =$	365,00	[MPa]	Résistance ultime du matériau

**ANCRAGE**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	HR 10.9		Classe de tiges d'ancrage
$f_{yb} =$	900,00	[MPa]	Limite de plasticité du matériau du boulon
$f_{ub} =$	1000,00	[MPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction
$d =$	30	[mm]	Diamètre du boulon
$A_s =$	5,61	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	7,07	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du boulon
$n_H =$	4		Nombre de colonnes des boulons
$n_V =$	4		Nombre de rangées des boulons
Ecartement $e_{Hi} =$	200;250	[mm]	
Entraxe $e_{Vi} =$	250;220	[mm]	

**Dimensions des tiges d'ancrage**

$L_1 =$	120	[mm]
$L_2 =$	900	[mm]
$L_3 =$	200	[mm]

**Plaque d'ancrage**

$l_p =$	100	[mm]	Longueur
$b_p =$	100	[mm]	Largeur
$t_p =$	15	[mm]	Epaisseur
Matériau:	ACIER		
$f_y =$	235,00	[MPa]	Résistance

**Platine**

$l_{wd} =$	100	[mm]	Longueur
$b_{wd} =$	100	[mm]	Largeur
$t_{wd} =$	25	[mm]	Epaisseur

**RAIDISSEUR**

$l_s =$	900	[mm]	Longueur
$w_s =$	900	[mm]	Largeur
$h_s =$	450	[mm]	Hauteur
$t_s =$	15	[mm]	Epaisseur
$d_1 =$	10	[mm]	Grugeage
$d_2 =$	10	[mm]	Grugeage

**COEFFICIENTS DE MATERIAU**

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_C =$	1,50	Coefficient de sécurité partiel



**SEMELLE ISOLEE**

L = 1000 [mm] Longueur de la semelle  
 B = 1200 [mm] Largeur de la semelle  
 H = 2000 [mm] Hauteur de la semelle

**Béton**

Classe BETON20

$f_{ck} = 20,00$  [MPa] Résistance caractéristique à la compression

**Mortier de calage**

$t_g = 30$  [mm] Epaisseur du mortier de calage

$f_{ck,g} = 12,00$  [MPa] Résistance caractéristique à la compression

$C_{f,d} = 0,30$  Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

**SOUDURES**

$a_p = 40$  [mm] Plaque principale du pied de poteau

$a_s = 20$  [mm] Raidisseurs

**EFFORTS**

Cas: 26:  $G+Q+1,5E_x (2+3) * 1.00 + 5 * 1.50$

$N_{j,Ed} = -3537,29$  [kN] Effort axial

$V_{j,Ed,y} = -0,12$  [kN] Effort tranchant

$V_{j,Ed,z} = 697,43$  [kN] Effort tranchant

$M_{j,Ed,y} = -248,95$  [kN\*m] Moment fléchissant

$M_{j,Ed,z} = 5,26$  [kN\*m] Moment fléchissant

**RESULTATS****ZONE COMPRIMEE****COMPRESSION DU BETON**

$f_{cd} = 13,3$  [MPa] Résistance de calcul à la compression EN 1992-1:[3.1.6.(1)]

$f_j = 10,2$  [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise [6.2.5.(7)]

$$c = t_p \sqrt{(f_{yp} / (3 * f_j * \gamma_{M0}))}$$

$c = 111$  [mm] Largeur de l'appui additionnelle [6.2.5.(4)]

$b_{eff} = 249$  [mm] Largeur efficace de la semelle de tronçon T [6.2.5.(3)]

$l_{eff} = 521$  [mm] Longueur efficace de la semelle de tronçon en T [6.2.5.(3)]

$A_{c0} = 1297,3$  [cm<sup>2</sup>] Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation EN 1992-1:[6.7.(3)]

$A_{c1} = 6336,0$  [cm<sup>2</sup>] Aire de calcul maximale de la répartition de la charge EN 1992-1:[6.7.(3)]

$$F_{rd,u} = A_{c0} * f_{cd} * \sqrt{(A_{c1} / A_{c0})} \leq 3 * A_{c0} * f_{cd}$$

$F_{rd,u} = 3822,73$  [kN] Résistance du béton à l'appui rigide EN 1992-1:[6.7.(3)]

$\beta_j = 0,67$  Coefficient réducteur pour la compression [6.2.5.(7)]

$$f_{jd} = \beta_j * F_{rd,u} / (b_{eff} * l_{eff})$$

$f_{jd} = 19,64$ [MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint	[6.2.5.(7)]
$A_{c,n} = 5509,72$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de compression efficace	[6.2.8.2.(1)]
$A_{c,y} = 2492,28$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de flexion My	[6.2.8.3.(1)]
$A_{c,z} = 2163,06$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de flexion Mz	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,i} = A_{c,i} * f_{jd}$		
$F_{c,Rd,n} = 10823,26$ [kN]	Résistance du béton à la compression	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} = 4895,81$ [kN]	Résistance du béton à la flexion My	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,z} = 4249,09$ [kN]	Résistance du béton à la flexion Mz	[6.2.8.3.(1)]

**AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION**

CL = 1,00	Classe de la section	EN 1993-1-1:[5.5.2]
$W_{pl,y} = 11279,57$ [cm <sup>3</sup> ]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,y} = 3101,88$ [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,y} = 523$ [mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$		
$F_{c,fc,Rd,y} = 5927,31$ [kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]
$W_{pl,z} = 6714,15$ [cm <sup>3</sup> ]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,z} = 1846,39$ [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,z} = 445$ [mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$		
$F_{c,fc,Rd,z} = 4153,01$ [kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

**RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE**

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$		
$N_{j,Rd} = 10823,26$ [kN]	Résistance de la semelle à l'effort axial	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$		
$F_{c,Rd,y} = 4895,81$ [kN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]
$F_{c,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$		
$F_{c,Rd,z} = 4153,01$ [kN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]

**CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE**

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	0,33 < 1,00	vérifié	(0,33)
$e_y = 70$ [mm]	Excentricité de l'effort axial		[6.2.8.3]
$z_{c,y} = 262$ [mm]	Bras de levier $F_{c,Rd,y}$		[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,y} = 350$ [mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,y}$		[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,y} = 543,06$ [kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion		[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)	0,46 < 1,00	vérifié	(0,46)
$e_z = 1$ [mm]	Excentricité de l'effort axial		[6.2.8.3]
$z_{c,z} = 222$ [mm]	Bras de levier $F_{c,Rd,z}$		[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,z} = 345$ [mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,z}$		[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,z} = 12,27$ [kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion		[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23)	0,43 < 1,00	vérifié	(0,43)
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,89 < 1,00	vérifié	(0,89)

**CISAILLEMENT****PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE****Cisaillement par l'effort  $V_{j,Ed,y}$** 

$\alpha_{d,y} = 1,0$  Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$\alpha_{b,y} = 1,0$  Coef. pour les calculs de la résistance  $F_{1,vb,Rd}$  [Tableau 3.4]

$k_{1,y} = 2,5$  Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} \cdot \alpha_{b,y} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$F_{1,vb,Rd,y} = 876,0$  [kN Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise] [6.2.2.(7)]

**Cisaillement par l'effort  $V_{j,Ed,z}$** 

$\alpha_{d,z} = 1,5$  Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$\alpha_{b,z} = 1,0$  Coef. pour les calculs de la résistance  $F_{1,vb,Rd}$  [Tableau 3.4]

$k_{1,z} = 2,5$  Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \cdot \alpha_{b,z} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$F_{1,vb,Rd,z} = 876,0$  [kN Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise] [6.2.2.(7)]

**CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE**

$\alpha_b = 0,25$  Coef. pour les calculs de la résistance  $F_{2,vb,Rd}$  [6.2.2.(7)]

$A_{vb} = 7,07$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du boulon [6.2.2.(7)]

$f_{ub} = 1000,00$  [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction [6.2.2.(7)]

$\gamma_{M2} = 1,25$  Coefficient de sécurité partiel [6.2.2.(7)]

$$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_{vb} / \gamma_{M2}$$

$F_{2,vb,Rd} = 140,24$  [kN] Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier [6.2.2.(7)]

$\alpha_M = 2,00$  Coef. dépendant de l'ancrage du boulon dans la fondation CEB [9.3.2.2]

$M_{RK,s} = 3,58$  [kN\*m] Résistance caractéristique de l'ancrage à la flexion CEB [9.3.2.2]

$l_{sm} = 65$  [mm] Longueur du bras de levier CEB [9.3.2.2]

$\gamma_{Ms} = 1,20$  Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.2]

$$F_{v,Rd,sm} = \alpha_M \cdot M_{RK,s} / (l_{sm} \cdot \gamma_{Ms})$$

$F_{v,Rd,sm} = 91,76$  [kN] Résistance du boulon au cisaillement - avec bras de levier CEB [9.3.1]

**RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER**

$N_{RK,c} = 36,53$  [kN] Résistance de calc. pour le soulèvement CEB [9.2.4]

$k_3 = 2,00$  Coef. dépendant de la longueur de l'ancrage CEB [9.3.3]

$\gamma_{Mc} = 2,16$  Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]

$$F_{v,Rd,cp} = k_3 \cdot N_{RK,c} / \gamma_{Mc}$$

$F_{v,Rd,cp} = 33,82$  [kN] Résistance du béton à l'effet de levier CEB [9.3.1]

**ECRASEMENT DU BORD DU BETON****Cisaillement par l'effort  $V_{j,Ed,y}$** 

$V_{RK,c,y} = 405,59$  [kN] Résistance caractéristique du boulon d'ancrage CEB [9.3.4.(a)]

$\psi_{A,V,y} = 0,39$  Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage CEB [9.3.4]

**Cisaillement par l'effort  $V_{j,Ed,y}$** 

$V_{Rk,c,y}^0$	405, [k		CEB
=	59 N]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	[9.3.4.(a)]
$\Psi_{h,V,y}$	1,00	Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB
=			[9.3.4.(c)]
$\Psi_{s,V,y}$	0,82	Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB
=			[9.3.4.(d)]
$\Psi_{ec,V,y}$	1,00	Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB
=			[9.3.4.(e)]
$\Psi_{\alpha,V,y}$	1,00	Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB
=			[9.3.4.(f)]
$\Psi_{ucr,V,y}$	1,00	Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation	CEB
=			[9.3.4.(g)]
$\gamma_{Mc}$	2,16	Coefficient de sécurité partiel	CEB
			[3.2.3.1]

$$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y}^0 * \Psi_{A,V,y} * \Psi_{h,V,y} * \Psi_{s,V,y} * \Psi_{ec,V,y} * \Psi_{\alpha,V,y} * \Psi_{ucr,V,y} / \gamma_{Mc}$$

$F_{v,Rd,c,y}$	60,21 [kN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]
----------------	------------	---	-------------

**Cisaillement par l'effort  $V_{j,Ed,z}$** 

$V_{Rk,c,z}^0$	182, [k		CEB
=	98 N]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	[9.3.4.(a)]
$\Psi_{A,V,z}$	1,00	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
=			
$\Psi_{h,V,z}$	1,00	Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB
=			[9.3.4.(c)]
$\Psi_{s,V,z}$	1,00	Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB
=			[9.3.4.(d)]
$\Psi_{ec,V,z}$	1,00	Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB
=			[9.3.4.(e)]
$\Psi_{\alpha,V,z}$	1,00	Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB
=			[9.3.4.(f)]
$\Psi_{ucr,V,z}$	1,00	Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation	CEB
=			[9.3.4.(g)]
$\gamma_{Mc}$	2,16	Coefficient de sécurité partiel	CEB
			[3.2.3.1]

$$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z}^0 * \Psi_{A,V,z} * \Psi_{h,V,z} * \Psi_{s,V,z} * \Psi_{ec,V,z} * \Psi_{\alpha,V,z} * \Psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$$

$F_{v,Rd,c,z}$	84,71 [kN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]
----------------	------------	---	-------------

**GLISSEMENT DE LA SEMELLE**

$C_{f,d}$	0,30	Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton	[6.2.2.(6)]
$N_{c,Ed}$	3537,29 [kN]	Effort de compression	[6.2.2.(6)]
$F_{f,Rd}$	$C_{f,d} * N_{c,Ed}$		
$F_{f,Rd}$	1061,19 [kN]	Résistance au glissement	[6.2.2.(6)]

**CONTROLE DU CISAILLEMENT**

$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$			
$V_{j,Rd,y} = 1467,03$ [kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement		CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	0,00 < 1,00	vérifié	(0,00)
$V_{j,Rd,z} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$			
$V_{j,Rd,z} = 1467,03$ [kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement		CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,48 < 1,00	vérifié	(0,48)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,48 < 1,00	vérifié	(0,48)

**CONTROLE DES RAIDISSEURS****Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)**

$M_1$	79,77 [kN*	Moment fléchissant du raidisseur	
=	m]		
$Q_1$	638,19 [kN]	Effort tranchant du raidisseur	
=			
$z_s$	63 [mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)	
$I_s$	45276,39 [cm <sup>4</sup> ]	Moment d'inertie du raidisseur	
$\sigma_d$	4,00 [MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
=			
$\sigma_g$	75,29 [MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
=			
$\tau$	94,55 [MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
=			
$\sigma_z$	163,81 [MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
=			
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)			0,70 < 1,00 <b>vérifié</b> (0,70)

**Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)**

$M_1$	114,87 [kN*	Moment fléchissant du raidisseur	
=	m]		
$Q_1$	765,83 [kN]	Effort tranchant du raidisseur	
=			
$z_s$	82 [mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)	
$I_s$	41950,28 [cm <sup>4</sup> ]	Moment d'inertie du raidisseur	
$\sigma_d$	11,45 [MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
=			
$\sigma_g$	111,77 [MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
=			
$\tau$	113,46 [MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
=			
$\sigma_z$	196,84 [MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
=			
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)			0,84 < 1,00 <b>vérifié</b> (0,84)

**SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE**

$\sigma_{\perp}$	20,14 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp}$	20,14 [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{yII}$	-0,00 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\tau_{zII}$	13,54 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
$\beta_W$	0,85	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)			0,08 < 1,00 <b>vérifié</b> (0,08)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			0,12 < 1,00 <b>vérifié</b> (0,12)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			0,12 < 1,00 <b>vérifié</b> (0,12)

**SOUDURES VERTICALES DES RAIDISSEURS****Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)**

$\sigma_{\perp} =$	41,78	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	41,78	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	35,45	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	103,71	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)				0,30 < 1,00 <b>vérifié</b> (0,30)

**Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)**

$\sigma_{\perp} =$	60,17	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	60,17	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	42,55	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	141,11	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)				0,41 < 1,00 <b>vérifié</b> (0,41)

**SOUDURES HORIZONTALES DES RAIDISSEURS****Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)**

$\sigma_{\perp} =$	56,41	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	56,41	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	48,12	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	140,27	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)				0,41 < 1,00 <b>vérifié</b> (0,41)

**Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)**

$\sigma_{\perp} =$	45,13	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	45,13	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	69,97	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	151,10	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)				0,44 < 1,00 <b>vérifié</b> (0,44)

**RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE****Moment fléchissant  $M_{j,Ed,y}$** 

$b_{eff} =$	249	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	521	[mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$k_{13,y} = E_c * \sqrt{(b_{eff} * l_{eff})} / (1.275 * E)$				
$k_{13,y} =$	40	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} =$	454	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1	[6.2.6.5]
$m =$	72	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,y} = 0.425 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$				
$k_{15,y} =$	33	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	350	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,y} = 1.6 * A_b / L_b$				
$k_{16,y} =$	3	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]

$\lambda_{0,y} = 0,20$	Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} = 1160492,67$ [kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[Tableau 6.12]
$S_{j,rig,y} = 1805371,12$ [kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$	SEMI-RIGIDE	[5.2.2.5.(2)]
<b>Moment fléchissant <math>M_{j,Ed,z}</math></b>		
$k_{13,z} = E_c \cdot \sqrt{A_{c,z}} / (1.275 \cdot E)$		
$k_{13,z} = 52$ [mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} = 255$ [mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m = 47$ [mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,z} = 0.425 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3 / (m^3)$		
$k_{15,z} = 65$ [mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b = 350$ [mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,z} = 1.6 \cdot A_b / L_b$		
$k_{16,z} = 3$ [mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,z} = 0,59$	Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,z} = 1081524,69$ [kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]
$S_{j,rig,z} = 212648,58$ [kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,z} \geq S_{j,rig,z}$	RIGIDE	[5.2.2.5.(2)]

**COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:**

FONDATION EN PRESSION DIAMETRALE

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme** Ratio 0,89