

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLICQUE 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 EN R+10 ETAGES+2 SOUS-SOL EN
CHARPENTE METALLIQUE.

Présenté par :

M^{elle}. KHAOULA NOUMA

M^{elle}. LAFER SAMIA

Devant les membres de jury :

.....	U. Saad Dahleb-Blida	President
.....	U. Saad Dahleb-Blida	Examineur
M^r : ZAHAF. A	U. Saad Dahleb-Blida	Promoteur

Blida, Octobre 2021

ملخص

إن الهدف من هذا العمل هو دراسة منشأة معدنية ذات عشرة طوابق ذات تصميم غير منجز حددنا ولاية البليدة كموقع له والتي تعد هذه الأخيرة ذات نشأ زلزالي قوي.

مقاومة البناية محقق بواسطة تدعيم على شكل V, X .

وقد تم التصميم وفق القوانين و معايير البناء المطبقة في الجزائر (RPA99 version 2003, CCM97)

تمت الدراسة الديناميكية وفق برنامج **Robot structural 2020**.

Résumé :

Le but de ce travail est l'étude d'une structure en charpente métallique (R+10+ 2 sous sol).

Avec un plan fictif nous avons positionné géographiquement ce bâtiment dans la wilaya d'BLIDA, cette dernière est considérée comme zone de forte sismicité.

La résistance du bâtiment est assurée par des palées de contreventement en X et V, la conception a été faite selon les règlements de construction en vigueur (RPA99 version 2003, CCM97), l'étude dynamique a été faite par logiciel robot structural 2020.

Abstract

The purpose of this work is to study steel structure made of steel framework (base+10+ 2 basement) with a fictional plan; it was established in BLIDA which is classified as highly seismicity zone

Triangulated X and V shaped bearing and a central core ensure the building's resistance.

The design was made according to the building regulations in the forces (RPA99 version 2003, CCM97);

The dynamic study was made on the software **REBOT STRUCTURAL 2019**.

REMERCIEMENT

Avant tous, nous remercions Dieu qui nous a donné la force la santé de terminer cet humble travail.

*Nous tenant à exprimer notre reconnaissance a monsieur **A.ZAHAF** pour avoir accepté de nous encadrer dans ce travail. Nous le remercions pour ces encouragements tout au long de ce travail.*

Nous souhaitons également remercier ASMA CHERFI et Mr AICHOUC HAROUN

Pour leur aide durant le travail de notre mémoire.

Nous remercions les membres de jury qui nos font l'honneur d'examiner ce modeste travail.

Un grand remerciement aussi a l'ensemble du département de génie civil.

NOUMA ET LAFER

Dédicace

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

*En premier, Je dédie ce travail à ma chère mère pour leurs
grands sacrifices.*

A tous mes sœurs et mon frère

Et tous mes amies qui m'ont aidé à faire cette mémoire ASMA

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

KHAOUΛA

Dédicaces

J'offre tous mes remerciements et mon appréciation à mon ciel et à ma chère mère pour son soutien et sa confiance en moi .j'offre cette modeste réussite. Quoi que je fasse, je ne rendrai pas une partie de sa fatigue et de sa grâce pour le reste de ma vie que dieu vous bénisse, une bénédiction qui ne finit jamais.

*Je remercie celles qui ont été mon soutien et ma force, mes sœurs **Bahia et Khalida lafer et nour le houda***

*Je remercie ceux qui ont été mon compagnon et mon soutien dans mon cheminement académique **fatma zohra nemri***

*Je remercie ma compagne d'avoir pris cette note et pour son soutien envers moi et son travail avec moi **nouma khawla***

Je remercie tous ceux qui m'ont donné un coup de main pour accompli cet humble travail.

Lafer Samia

SOMMAIRE

Résumé	
Remerciements	
Dédicaces	
Sommaire	
List des tableaux	
List des figures	
Liste des symboles	
Plans	
Introduction générale	1

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

1.1 Introduction.....	2
1.1.1 Donnée géométrique de bâtiment.....	2
1.1.2 Localisation et données concernant le site	2
1.2 Règlements techniques	2
1.3 Matériaux utilisés.....	3
1.3.1 Acier de construction	3
1.3.2 Le béton.....	3
1.3.2.1 Résistance à la compression	3
1.3.2.2 Résistance à la traction	4
1.3.2.3 Coefficient de Poisson.....	4
1.3.2.4 Déformations longitudinale du béton	4
1.3.2.4.1 Module d'élasticité instantanée	4
1.3.2.4.2 Module d'élasticité différée	4
1.5 Moyen d'assemblage	5
1.6 Conception de l'ouvrage	5
1.6.1 Conception architectural	5
1.6.2 Conception structurale	5
1.6.2.1 Structure horizontale	5
1.6.2.1.1 Plancher courant	5
1.6.2.1.2 Plancher terrasse	6
1.6.2.1.3 Les connecteurs.....	6
1.6.2.2 Structures verticales.....	7

SOMMAIRE

1.6.2.2.1 Système de stabilité	7
1.6.2.2.2 Escaliers	7
1.7 Les fondations.....	7

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

2.1 Introduction	8
2.2 Le plancher collaborant.....	8
2.2.1 Evaluation des charges et surcharges	8
2.2.1.1. Terrasse inaccessible.....	8
2.2.1.2. Etage courant.....	9
2.3 Introduction	9
2.4 Pré-dimensionnement des planchers	9
2.4.1 Méthode de calcul	10
2.4.1.1. Phase de construction.....	10
2.4.1.2. Phase finale	10
2.5 Pré dimensionnementdes solives.....	10
2.5.1 Plancher Terrasse	11
2.5.2 Plancher Courant.....	18
2.5.2.1 Phase de construction.....	18
2.5.3 Plancher de RDC.....	19
2.6 Pré-dimensionnement des poutres porteuses.....	19
2.6.1 Pré dimensionnement de la poutre principale du plancher terrasse inaccessible	19
2.6.2 Plancher courant.....	27
2.6.3 Plancher de RDC.....	27
2.7 Pré dimensionnement des poteaux	28
2.7.1 Pré dimensionnement	31
2.7.2 Vérification du flambement.....	32

CHAPITRE III : NEIGE ET VENT

3.1 Effet de la neige.....	35
3.2 Introduction	35
3.3 Calcul des charges de neige.....	35
3.4 Effet du vent	36
3.4.1 Nature de la Structure.....	36

SOMMAIRE

3.4.2	Hypothèses de calcul.....	37
3.4.3	Données relatives au site	37
3.5	Direction V1	37
3.5.1	Pression dynamique de pointe.....	37
3.5.2	Coefficient dynamique C_d	39
3.5.3	Calcul de la pression due au vent	42
3.6	Direction V2	47
3.6.1	Pression dynamique de pointe.....	47
3.6.2	Coefficient dynamique C_d	48
3.6.3	Paroi vertical (V2).....	48
3.6.4	Toiture	50

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE

4.1	Introduction.....	55
4.1.1	Choix de la méthode de calcul.....	55
4.1.2	La méthode statique équivalente	55
4.1.3	La méthode modale spectrale	56
4.1.4	Principales vérifications exigent par le RPA pour cette méthode	57
4.2	Résultante des forces sismiques de calcul (article 4.3.6 RPA 2003).....	57
4.3	Déplacements inter étages (article 5.10 RPA 2003)	58
4.4	Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ (les effets du second ordre).....	58
4.5	Résultats de l'analyse dynamique.....	59
4.5.1	Modèle 1	59
4.5.2	Modèle 2	61
4.5.3	(Modèle final) :	64
4.5.4	Estimation de la période fondamentale de la structure (T).....	66
4.5.5	Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente	67
4.5.6	Résultant des forces sismiques	69
4.5.7	Vérification des déplacements inter étages.....	69
4.5.8	Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ (les effets du second ordre).....	70
4.5.9	Vérification le coefficient de comportement R.....	71
4.6	Conclusion	72

SOMMAIRE

CHAPITRE V : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

5.1	LES ESCALIERS METALLIQUES	73
5.1.1	Introduction	73
5.1.2	La vérification de la relation de BLONDEL :	73
5.1.3	Conception d'une marche.....	74
5.1.4	Dimensionnement des cornières :	75
5.1.5	Dimensionnement de limon de volée :	77
5.1.6	Etude de pallier :	79
5.1.7	Dimensionnement des cornières :	81
5.1.8	Dimensionnement de limon de volée :	84
5.1.9	Etude de pallier :	86
5.2	ACROTÈRE	87
5.2.1	Introduction	87
5.2.2	Calcul des charges Sollicitant L'acrotère.....	87
5.2.3	Les sollicitations.....	88
5.2.4	Dimensionnement de l'acrotère.....	89
5.2.5	Position du centre de pression.....	89

CHAPITRE VI : VERIFICATION DES ELEMENTS STRUCTURAUX

6.1	Introduction	90
6.2	Vérifications des poteaux	90
6.3.1	Hypothèse de calcul.....	90
6.3.2	Les étapes de la vérification du flambement par flexion.....	90
6.3.3	Exemple de calcul	92
6.3	Vérifications des Poutres.....	96
6.3.1	Poutre principale	96
6.3.2	Poutre secondaire	96
6.3.3	Vérification de système de contreventements	97
6.4	Conclusion.....	102

CHAPITRE VII : ETUDE DES ASSEMBLAGES

7.1	Introduction	103
7.2	Calcul des assemblages	103

SOMMAIRE

7.2.1 Assemblage Poteau –Poutre (HEA400-HEA320) selon [EC-3]	103
7.3 Assemblage poutre HEA320 –solive IPE180	110
7.4 Assemblages poteauHEA450 – poteau HEA450	112

CHAPITRE VIII : VERIFICATION DES ELEMENTS STRUCTURAUX

8.1 Introduction	119
8.2 Etude du voile périphérique	119
8.2.1 Introduction	119
8.2.2 Pré dimensionnement	119
8.2.3 Méthode de calcul	120
8.3 Poteaux mixtes	124
8.3.1 Introduction	124
8.3.2 Méthode des calculs des poteaux mixtes.....	124
8.3.3 Conditions d'utilisation de la méthode simplifiée de calcul	125
8.3.4 Hypothèse de calcule	126

CHAPITRE VIX : FONDATIONS

9.1 Introduction	130
9.2 Les fondations Spéciales	130

Conclusion générale	134
Liste des références	
Annexes	

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1: Construction d'un plancher collaborant.....	6
Figure 1.2: Composition d'un plancher terrasse.....	6
Figure 1.3: Goujon soudée.....	6
Figure 1.4: escalier en charpente métallique.....	7
Figure 2. 1: Schéma du positionnement des solives plancher terrasse.....	11
Figure 2. 2: Largeur de la dalle effective.....	14
Figure 2. 3: Schéma des positions des connecteurs.....	16
Figure 2. 4: Schéma statique de la poutre.....	20
Figure 2. 5: Le poteau le plus sollicité.....	29
Figure 2. 6: Le Schéma Statique Poteau pour les étages.....	32
Figure 3. 1: Hauteur de référence Z_e et profil correspondant de la pression dynamique....	37
Figure 3. 2: Légende pour la paroi verticale.....	42
Figure 3. 3: Légende pour la paroi verticale.....	43
Figure 3. 4: Représentation des coefficients C_{pe} sur les différentes zones(V1).....	44
Figure 3. 5: Légende pour la paroi verticale la toiture (V1).....	45
Figure 3. 6: Légende pour les toitures plates.....	46
Figure 3. 7: Légende pour la paroi verticale.....	49
Figure 3. 8: Représentation des coefficients C_{pe} sur les différentes zones(V2).....	49
Figure 3. 9: Légende pour la paroi vertical la toiture (V1).....	50
Figure 3. 10: Légende pour les toitures plates.....	51
Figure 4. 1: Spectre de réponse.....	57
Figure 4. 2: Vue en 3D Structure auto stable.....	59
Figure 4. 3: Vue en 2D Structure auto stable.....	60
Figure 4. 4: Structure avec palées triangulées en X et en V.....	61
Figure 4. 5: Structure avec palées triangulées en X et en V.....	62
Figure 4. 6: 1er mode translation y-y.....	63
Figure 4. 7: 2ème mode translation x-x.....	63
Figure 4. 8: 3ème mode torsion.....	64
Figure 4. 9: model final avec contreventements en X et Y.....	64
Figure 5. 1: Les élément d'un escalier.....	73
Figure 5. 2: coupe horizontale des Escaliers.....	74
Figure 5. 3: schème représentant les dimensions de l'escalier (RDC).....	74

LISTE DES FIGURES

Figure 5. 4: Conception d'une marche.....	74
Figure 5. 5: Schème représentant les dimensions de l'escalier (étage courant).....	81
Figure 5. 6: Dimension de l'acrotère	88
Figure 6. 1 : Facteurs de distribution de la rigidité [].	91
Figure 6. 2: Les types des systèmes de contreventement.....	97
Figure 7. 1: Assemblage soudé poutres –platine.	104
Figure 7. 2: Assemblage poteau – poutre	106
Figure 7. 3: Distribution des boulons sur la platine d'extrémité.....	106
Figure 7. 4: Assemblage Poteaux –poutre	110
Figure 7. 5: Assemblage solive-poutre	111
Figure 7. 6: Assemblage poteau-poteau HEA450-HEA450.....	113
Figure 7. 7: Vue en 3D.....	114
Figure 7. 8: Disposition constructive des boulons	114
Figure 8. 1: voile périphérique.....	119
Figure 8. 2: Poteau partiellement ou totalement enrobé	125
Figure 8. 3: dimensions du poteau enrobe	127
Figure 9. 1: Dalle de radier.	131

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1: valeurs nominales de f_y et f_u pour les profilés.	3
Tableau 2. 1: Charge permanente d'un plancher terrasse inaccessible.....	8
Tableau 2. 2: Charge permanente d'un plancher courant	9
Tableau 2. 3: Charge permanente du plancher sous-sol	9
Tableau 2. 4: Caractéristiques du profilé IPE180	11
Tableau 2. 5: Les vérifications du la solive IPE180 (plancher courant).....	19
Tableau 2. 6: Les vérifications du la solive IPE180 (plancher RDC).....	19
Tableau 2. 7: Caractéristiques du profilé IPE300	20
Tableau 2. 8: Les vérifications du la poutre IPE300 (plancher courant)	27
Tableau 2. 9: Les vérifications du la poutre IPE300 (RDC).....	28
Tableau 2. 10: Tableau récapitulatif pour les poutres et les solives de chaque usage.	28
Tableau 2. 11: La charge permanente sur le poteau central.....	30
Tableau 2. 12: La charge d'exploitation sur le poteau central	30
Tableau 2. 13: les efforts normaux, la section et le profilé des poteaux.....	31
Tableau 2. 14: Les vérifications du flambement pour poteau central.....	33
Tableau 2. 15: Choix final de profilé	34
Tableau 3. 1: Coefficient de rugosité.....	38
Tableau 3. 2: Coefficient topographique	38
Tableau 3. 3: Coefficient Intensité de turbulence	38
Tableau 3. 4: Coefficient d'exposition	39
Tableau 3. 5: Tableau Récapitulatif	39
Tableau 3. 6: Valeurs des pressions C_{pe} pour les différentes zones de la paroi verticale (V1).....	43
Tableau 3. 7: Récapitulatif(V1)	44
Tableau 3. 8: Valeurs des pressions C_{pe} pour les différentes zones de terrasse sous V1 ...	45
Tableau 3. 9: Récapitulatif (V1)	46
Tableau 3. 10: Coefficient de rugosité.....	47
Tableau 3. 11: Coefficient topographique	47
Tableau 3. 12: Coefficient Intensité de turbulence	47
Tableau 3. 13: Coefficient d'exposition	48
Tableau 3. 14: Tableau Récapitulatif	48

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 3. 15: Valeurs des pressions Cpe pour les différentes zones de la paroi verticale (V2).....	49
Tableau 3. 16: Récapitulatif (V2)	50
Tableau 3. 17: Valeurs des pressions Cpe pour les différentes zones de terrasse sous V2 .	51
Tableau 3. 18: Récapitulatif (V2)	52
Tableau 3. 19: Force d'application d'ensemble direction V1.....	53
Tableau 3. 20: Force d'application d'ensemble direction V2.....	53
Tableau 4. 1: Les périodes et les facteurs de participation massique	61
Tableau 4. 2: Les périodes et les facteurs de participation massique	63
Tableau 4. 3: Les résultats de le modèle final.....	65
Tableau 4. 4: Coefficient d'accélération en fonction de la zone.....	67
Tableau 4. 5: Périodes caractéristiques associée à la catégorie du site.....	67
Tableau 4. 6: facteur de qualité.....	68
Tableau 4. 7: Vérification des déplacements inter étages pour le modèle.....	70
Tableau 4. 8: Vérification de l'effet P- Δ	71
Tableau 6. 1: Résistance des poteaux.	94
Tableau 6. 2: Résistance des poteaux.	95
Tableau 6. 3: Résistance des poteaux.	95
Tableau 6. 4: Choix finaux des poteaux, poutres, et contreventement []	102
Tableau 8. 1: ferrailage du voile périphérique.....	121
Tableau 8.2: vérification des contraintes à ELS.	123
Tableau 8. 3: nouveau choix des armatures	123
Tableau 8. 4: nouvelle vérification des contraintes a ELS.	123
Tableau 8. 5: Décante des charges dans les poteaux du sous-sol	129

LISTE DES NOTIONS

- 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_{min} : Hauteur minimale.
- α : Coefficient du système statique et de la travée étudiée.
- x : Coefficient de réduction pour le mode de flambement ou déversement approprié.
- β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.
- β_m : Facteur de corrélation.
- γ : Coefficient partiel de sécurité.
- γ_{m0} : Coefficient partiel de sécurité pour les sections de classe (1,2,3).
- γ_{m1} : Coefficient partiel de sécurité pour les sections de classe(4).
- γ_{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.
- γ_s : Coefficient de sécurité de calcul d'acier.
- γ_b : Coefficient de sécurité de calcul de béton.
- σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
- σ_c : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_c$: Contrainte de compression admissible du béton.
- r_u : Contrainte ultime de cisaillement
- r : Contrainte tangentielle.
- G: Charge permanente.
- ξ : Déformation relative.
- V_0 : Effort tranchant à la base.
- E.L.U: Etat limite ultime.
- E.L.S: Etat limite service.
- N_{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
- λ : 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.
- δ : 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.
- δ_{ek} :déplacement dû aux forces sismique.

INTRODUCTION GENERALE

Le but des études en génie civil est de concevoir et construire des ouvrages capables de résister aux multiples phénomènes naturels (vent, tremblement de terre, neige ...)

Ce projet de fin d'étude consiste à étudier un bâtiment (R+10+2 sous-sol) en charpente métallique à usage habitation située à BLIDA zone de forte sismicité « Zone III ».

En appliquant les règlements techniques en vigueur « DTR », à savoir le règlement parasismique Algérien RPA (version 2003) et le règlement de la conception et calcul des structures en charpente métallique CM97.

L'étude technique complète de dimensionnement et de vérification pour notre bâtiment sera menée selon les étapes principales suivantes :

La première étape sera réservée à la superstructure, qui contient :

Le 1^{er} chapitre : présentation de l'ouvrage.

Le 2^{ème} chapitre : Pré dimensionnement des éléments.

Le 3^{ème} chapitre : Etude climatique

Le 4^{ème} chapitre : Etude dynamique

Le 5^{ème} chapitre : Etude des éléments secondaires.

Le 6^{ème} chapitre : Vérification des éléments.

Le 7^{ème} chapitre : Etude des assemblages.

La deuxième étape sera consacrée à l'étude de l'infrastructure :

Le 8^{ème} chapitre : Ferrailage des éléments de sous-sol.

Le 9^{ème} chapitre : Etude fondation.

Le projet est finalement conclu par une conclusion générale.

CHAPITRE I

Présentation de l'ouvrage

1.1 Introduction

Le projet en question est un bâtiment en charpente métallique de (RDC+10 étages), Implanté à wilaya de BLIDA. « Zone III selon la classification du l'RPA 99Version 2003 ».

La structure est une ossature poteaux – poutres contreventé par des palées triangulées en charpente métallique.

Les planchers sont en dalle pleine section mixte collaborant (béton– acier).

Les remplissages des façades sont en maçonnerie.

1.1.1 Donnée géométrique de bâtiment

Le bâtiment présente les caractéristiques géométriques suivantes :

- Dimension en plan :
 - Longueur du bâtiment : -----29.01 m.
 - Largeur du bâtiment : ----- 18.55 m.
- Dimensions en élévation :
 - Hauteur du R.D.C : ----- 4.08 m.
 - Hauteur de s/sol : ----- 3.06 m.
 - Hauteur d'étage courant : ----- 3.06 m.
 - Hauteur totale : ----- 34.68 m.

1.1.2 Localisation et données concernant le site

Ce projet est implanté à BLIDA classé selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99/ version2003)

- Altitude de 229 m
- La contrainte admissible du sol est de =2,2 bars

1.2 Règlements techniques

Les règlements techniques utilisés dans cette étude sont :

- **CCM97** : Règle de calcul des constructions en acier.
- **RPA99** : Règlement Parasismique Algériennes version2003.
- **RNV99** : Règles définissant les effets de la neige et du vent.
- **BAEL** : Béton armé aux états limites.
- **DTRC2.2** : Charges et structures
- **EC3** : Calcule des structures en Acier
- **EC4** : Calcule des structures Mixtes (acier ; béton)

1.3 Matériaux utilisés

1.3.1 Acier de construction

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

Tableau 0.1:valeurs nominales de f_y et f_u pour les profilés.

Nuanced'acier(EN10025)	Epaisseur tenmm			
	$t \leq 40$ mm		$40 < t \leq 100$	
	f_y MPa	f_u MPa	f_y MPa	f_u MPa
Fe360	235	360	215	340
Fe430	275	430	255	410
Fe510	355	510	355	490

- Acier : E43
- La limite élastique : $f_y = 275$ MPa.
- La résistance à la traction : $f_u = 410$ MPa.
- La masse volumique : $\rho = 7850$ Kg/m³.
- Module d'élasticité longitudinale : $E = 210000$ MPa.
- Le coefficient de poisson : $\nu = 0,3$.
- Module de cisaillement : $G = 80800$ MPa.

1.3.2 Le béton

Le béton présente les caractéristiques suivant :

- La résistance caractéristique à la compression : $f_{c28} = 30$ MPa.
- La résistance caractéristique à la traction : $f_{t28} = 0,06 f_{c28} + 0,6 = 2,1$ MPa.
- Masse volumique : $\rho = 2500$ Kg/m³.
- Module d'élasticité longitudinale : $E = 32000$ MPa.

1.3.2.1 Résistance à la compression

La résistance à la compression est obtenue par écrasement en compression axiale d'éprouvettes normalisés (16×32) cm² ; pour les ouvrages courants, on admet une résistance caractéristique à la compression à 28j de 25 MPa → $f_{c28} = 25$ MPa.

NB : cette résistance est obtenue pour une composition de béton courant

1.3.2.2 Résistance à la traction

La résistance à la traction, notée par f_{tj} , est déterminée par plusieurs essais ; parmi ces essais on peut citer :

- Essai par traction directe
- Essai par fendage
- Essai par flexion

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

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

Pour $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$; on trouve $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$

1.3.2.3 Coefficient de Poisson

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

$$\nu = \frac{\text{allongement relatif transversal}}{\text{allongement relatif longitudinal}}$$

- $\nu = 0.1$ Béton fissuré à l'ELU.
- $\nu = 0.2$ Béton non fissuré à l'ELS

1.3.2.4 Déformations longitudinale du béton

Ce module, connue sous le nom de module d'Young, est défini sous l'action des contraintes normales à courte et à longue durée.

1.3.2.4.1 Module d'élasticité instantané

Il est réservé spécialement pour les charges de durée d'application inférieure à 24 heures ; ce module est défini par :

$$E_{iv} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Pour un $f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \rightarrow E_{v28} = 32164.19 \text{ Mpa}$

1.3.2.4.2 Module d'élasticité différée

Il est Réservé pour les charges à application de longue durée (supérieur à 24h); ce module est défini par:

$$E_{iv} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Pour un $f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \rightarrow E_{v28} = 10818.86 \text{ MPa}$

1.5 Moyen d'assemblage

Les principaux moyens d'assemblages des systèmes structuraux, qui assurant les stabilités ont :

- Boulons à haute résistance(HR).
- Boulons ordinaire.
- Soudage dont la caractéristique mécanique est au moins équivalente à celles des nuances d'acier utilisées.

1.6 Conception de l'ouvrage

1.6.1 Conception architectural

Notre bâtiment est de forme rectangulaire composé d'un RDC et 10 étages avec deux sous-sol

- Les sous-sols : les deux est utilisé comme parking.
- RDC à l'usage bureaux

Les autres étages ont destiné à usage d'habitation

1.6.2 Conception structurale

On a deux types de structure

1.6.2.1 Structure horizontale

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

1.6.2.1.1 Plancher courant

Pour cette construction, concernant les planchers courants on a choisi des planchers mixtes à dalle collaborant dont la composition est illustrée sur la figure (1.1).

- Les bacs aciers sont de type Hi bond 55.
- L'épaisseur totale de la dalle BA y compris l'onde est de 12 cm.
- Les planchers reposent sur un ensemble de poutres et solives métalliques.
- La liaison entre la dalle, le bac en acier collaborant et la structure porteuse est assurée par des connecteurs.
- Les planchers mixtes à dalle collaborant étant la solution la plus économique et la plus judicieuse techniquement.

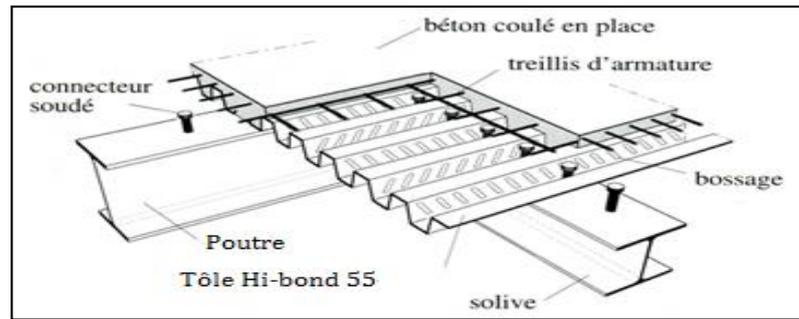


Figure 0.1: Construction d'un plancher collaborant.

1.6.2.1.2 Plancher terrasse

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

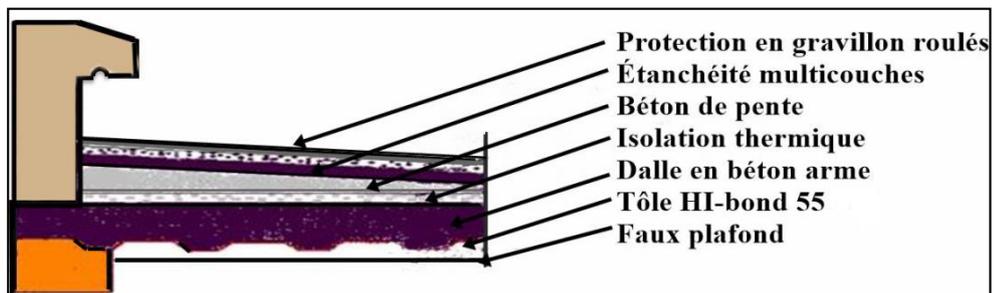


Figure 1.2: Composition d'un plancher terrasse.

1.6.2.1.3 Les connecteurs

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

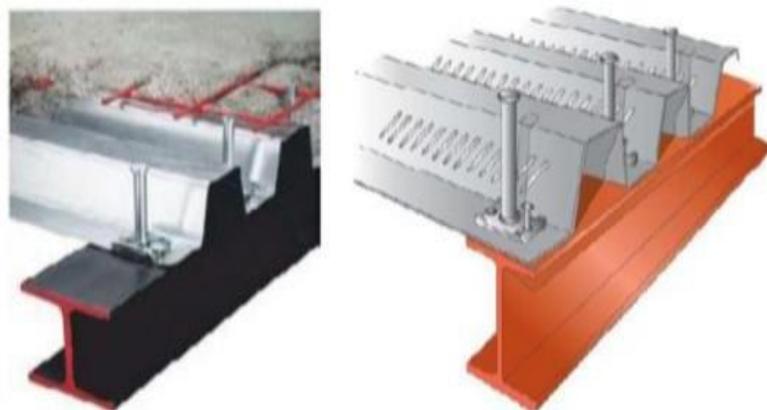


Figure 1.3: Goujon soudée.

1.6.2.2 Structures verticales

1.6.2.2.1 Système de stabilité

La stabilité de bâtiment est assurée par un noyau central en béton armé et des portiques poteaux-poutres (auto-stable) et des palées de stabilité en X.

1.6.2.2.2 Escaliers

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



Figure 1.4: escalier en charpente métallique.

1.7 Les fondations

Elle sera réalisée en béton armé coulé sur place, elle doit constituer un ensemble résistant et rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
- Limiter les tassements différentiels.

Transmettre les charges horizontales (charges sismiques) et les charges verticales au sol d'assise de la structure

CHAPITRE II

Pré dimensionnement des éléments

2.1 Introduction

Ce chapitre définira les différentes charges agissantes sur notre structure, qui se résument dans l'action des charges permanentes, d'exploitation et des effets climatiques. Ces derniers ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, il y a des normes qui fixent les valeurs des charges qui sont inscrits dans le règlement technique DTRB.C2.2 (charges et surcharges).

2.2 Le plancher collaborant

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

2.2.1 Evaluation des charges et surcharges

2.2.1.1. Terrasse inaccessible

➤ **Charge permanente**

Tableau 2. 1:Charge permanente d'un plancher terrasse inaccessible

Matériaux	G (KN/m ²)
▪ Dalle de sol	0,50
▪ Faux plafond	0,10
▪ Lit de sable	0,54
▪ Forme de pente (e=10cm)	2,2
▪ cloisonnement	1
▪ Bac d'acier (HIBON 55)	0,15
▪ Dalle en béton armé (e=12cm)	3
Total	7.16

➤ **Charge d'exploitation($Q_{\text{terrasse}} = 1$ (KN/m²) usage habitation**

2.2.1.2. Etage courant➤ **Charge permanente****Tableau 2. 2:**Charge permanente d'un plancher courant

Matériaux	G (KN/m ²)
▪ Dalle de sol	0,5
▪ Mortier de pose	0,40
▪ Dalle en béton armé (e=12cm)	3
▪ Faux plafond	0,2
▪ Bac d'acier (HIBON 55)	0,15
▪ Cloisonnement	1,00
Total	5,51

➤ **Charge d'exploitation (Q_{courant}) = 1,5 (KN/m²)** usage habitation➤ **Charge d'exploitation (Q_{RDC}) = 2,5(KN/m²)** usage bureaux**Tableau 2. 3:**Charge permanente du plancher sous-sol

Matériaux	G (KN/m ²)
▪ Carrelage	0,44
▪ Mortier de pose	0,40
▪ Lit de sable	0,38
▪ Dalle en béton armé	3,25
▪ Faux plafond	0,2
▪ Cloisonnement	1,00
Total	5,67

➤ **Charge d'exploitation (Q_{sous-sols}) = 2,5 (KN/m²)****2.3 Introduction**

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

2.4 Pré-dimensionnement des planchers

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

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

Notre structure contient des planchers mixtes.

2.4.1 Méthode de calcul

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

Les éléments constituant un plancher mixte :

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

Le calcul de plancher collaborant se fait en deux phases :

- Phase de construction
- Phase finale

2.4.1.1. Phase de construction

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

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

2.4.1.2. Phase finale

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

On doit tenir compte des charges suivantes :

- Le poids propre du profilé
- Le poids propre du béton (sec)
- La surcharge d'exploitation
- Finition.

2.5 Pré dimensionnement des solives

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

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

2.5.1 Plancher Terrasse

La solive la plus sollicitée à une portée de 4,15m

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

Avec :

h : la hauteur du profilé

L : la longueur de la solive

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

Donc : L=4,15 m

$$\frac{4150}{25} < h < \frac{4150}{15} \rightarrow 166\text{mm} < h < 276\text{mm}$$

On prend un **IPE 180**

Tableau 2. 4:Caractéristiques du profilé IPE180

Poids <i>G</i> Kg/m	Section <i>A</i> cm ²	Dimensions				Caractéristiques				
		<i>h</i> mm	<i>b</i> mm	<i>t_f</i> mm	<i>t_w</i> mm	<i>I_y</i> cm ⁴	<i>I_z</i> cm ⁴	<i>W_{pl-y}</i> cm ³	<i>i_y</i> cm	<i>i_z</i> cm
18,8	23,9	180	91	8	5,3	1317	100,9	166,4	7,42	2,05

La solive la plus sollicitée à une portée égale à **L= 4,15 m** et un espacement de **1,6m**

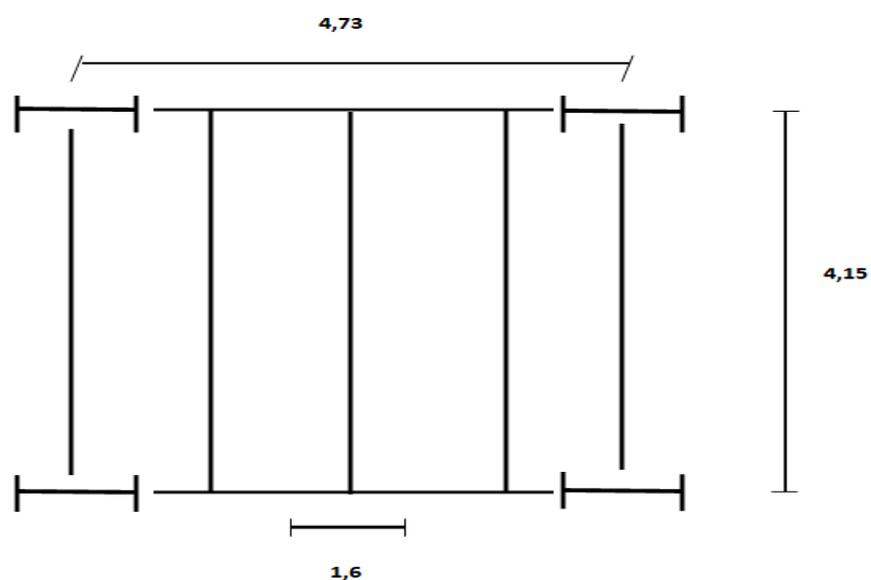


Figure 2. 1:Schéma du positionnement des solives plancher terrasse

a- Phase de construction (avec un étau)

- Poids P du profile (IPE 180) $g_p = 0,188 \text{ KN/ml}$
- Poids P du béton frais $G_b = 3 \text{ KN/m}^2$
- Poids du bac d'acier $G_{bac} = 0,15 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge de construction $Q_c = 0,75 \text{ KN/m}^2$

1. Combinaisons de charge➤ **ELU**

$$q_u = 1,35 \times (g_p + (G_b + g) \times 1,6) + 1,6 \times Q_c \times 1,6$$

$$q_u = 1,35 \times (0,188 + (3 + 0,15) \times 1,6) + 1,6 \times 0,75 \times 1,6$$

$$q_u = 8,66 \text{ KN/ml}$$

➤ **ELS**

$$q_s = g_p + (G_b + g) \times 1,6 + Q_c \times 1,6$$

$$q_s = 0,188 + (3,75 + 0,15) \times 1,6 + 0,75 \times 1,6$$

$$q_s = 6,43 \text{ KN/ml}$$

2. Vérification de Moment**2.1 La Flexion**

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

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

Avec :

M_{max} : le moment appliqué.

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

- Le moment appliqué :

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{8,66 \times 2,07^2}{8} = 4,77 \text{ KN.m}$$

- Moment résistant plastique :

$$M_{pl,rd} = \frac{166,4 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3}{1,1} = 41,6 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,rd} > M_{sd} \Rightarrow \text{vérifiée} \quad r = \frac{4,77}{41,6} = 0,11 \checkmark$$

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

2.2 L'effort tranchant

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

Avec :

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

A_v : aire de cisaillement.

$$A_v = 1120 \text{ mm}^2$$

Donc :

$$V_{pl,rd} = \frac{275 \times 10^3 \times 1120 \times 10^{-6}}{\sqrt{3} \times 1,1} = 161,72 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{8,86 \times 2,07}{2} = 9,17 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} > V_{sd} \Rightarrow 161,72 \text{ kN} > 9,17 \text{ kN} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$0,5 \times V_{pl,rd} = 80,86 \text{ kN} > V_{sd}$$

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

$$r = \frac{9,17}{161,72} = 0,10 \checkmark$$

2.3 Vérification de la rigidité

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

Avec :

$$q_{ser} = 6,43 \text{ KN/ml.}$$

$$L = 2,07 \text{ m}$$

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

$$I_y = 1317 \text{ cm}^4.$$

$$f_{\max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 6,43 \times 2075^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 1317 \times 10^4} = 0,56 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{2075}{250} = 8,3 \text{ mm}$$

$$f_{\max} = 0,56 \text{ mm} \leq \bar{f} = 8,3 \text{ mm} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

b- Phase finale

- Poids P du profile (IPE 180)gp= 0,188KN /ml
- Charge permanenteG_t = 7,16 KN/m²
- Sur charge d'exploitationQ = 1 KN/m²

L'entraxe entre les solives est de 1,6m.

1. Combinaisons de charge

➤ **ELU**

$$q_u = 1,35 \times [g_p + (G_t \times 1,6)] + 1,5 \times Q \times 1,6$$

$$q_u = 1,35 \times [0,188 + (7,16 \times 1,6)] + 1,6 \times 1 \times 1,6$$

$$q_u = 18,12 \text{ KN/ml}$$

➤ **ELS**

$$q_s = g_p + (G_t + Q) \times 1,6$$

$$q_s = 0,188 + (7,16 + 1) \times 1,6$$

$$q_s = 13,24 \text{ KN/ml}$$

3. Largeur de la dalle

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

$$b_{\text{eff}} = \inf \begin{cases} 2 \times L_0 / 8 = 2 \times 4,15 / 8 = 1,04 \text{ m} \\ b = 1,6 \text{ m} & \longrightarrow b_{\text{eff}} = 1,04 \text{ m} \end{cases}$$

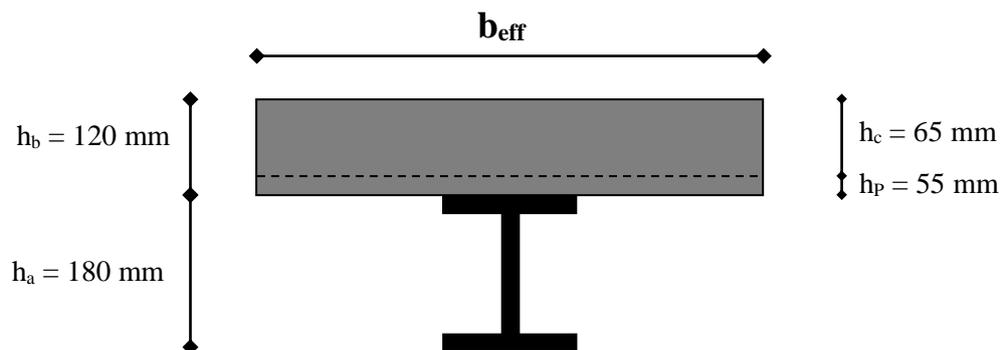


Figure 2. 2: Largeur de la dalle effective

4. Position de l'axe neutre plastique

$$\text{➤ } R_{\text{béton}} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{\text{eff}} \times h_c = (0,57 \times 25 \times 1040 \times 65) \times 10^{-3} = 963,30 \text{ kN}$$

$$\text{➤ } R_{\text{Acier}} = 0,95 \times f_y \times A_0 = 0,95 \times 275 \times 23,9 \times 10^{-3} = 624,38 \text{ kN}$$

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

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

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

5. Vérifications

4.1 La flexion

Il faut que : $M_{sd} < M_{pl.Rd}$

- **Le moment appliqué :**

$$M_{\max} = M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{18,12 \times 4,15^2}{8} = 39,01 \text{ kN.m}$$

- Le moment résistant plastique développé par la section mixte :

$$M_{pl.Rd} = 624,38 \left[\frac{180}{2} + 65 + 55 - \left(\frac{624,38 \times 65}{2 \times 963,30} \right) \right] \times 10^{-3} = 117,97 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl.Rd} > M_{sd} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$r = \frac{39,01}{117,97} = 0,33 \checkmark$$

4.2 L'effort tranchant

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

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

Donc :

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

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{8,86 \times 4,15}{2} = 9,17 \text{ kN}$$

$$V_{pl.Rd} > V_{sd} \Rightarrow 161,72 \text{ kN} > 9,17 \text{ kN} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$0,5 \times V_{pl.Rd} = 80,85 \text{ kN} > V_{sd} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

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

4.3 La rigidité

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

Avec :

$$q_{\text{ser}} = 17,06 \text{ KN/ml.}$$

$$L = 4,15 \text{ m.}$$

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

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

$$V = \frac{A_a}{A_b} = \frac{2390}{1040 \times 65} = 0,035 \quad m = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$I_c = \frac{2390 \times (65 + 2 \times 55 + 180)^2}{4 \times (1 + 15 \times 0,035)} + \frac{1040 \times 65^3}{12 \times 15} + 1317 \times 10^4 = 64,13 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

La valeur de la flèche maximale est

$$f^{\max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_c} = \frac{5 \times 13,24 \times 4115^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 64,13 \times 10^6} = 3,79 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{4150}{250} = 16,6 \text{ mm}$$

$$f^{\max} = f^{\text{con}} + f^f = 0,56 + 3,79 = 4,35 \text{ mm} < \bar{f} = 16,6 \text{ mm} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

6. Calcul des connecteurs

Type goujons : $\left\{ \begin{array}{l} \text{hauteur} = 65 \text{ mm} \\ \text{Diamètre} = 19 \text{ mm} \end{array} \right.$

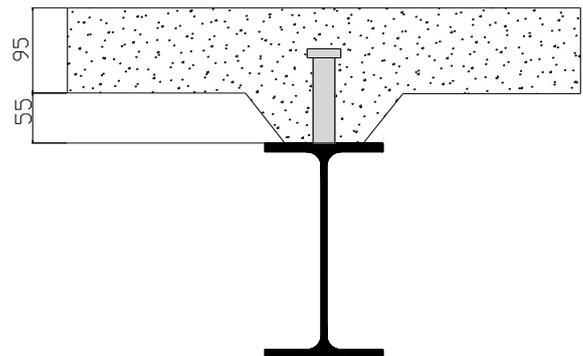


Figure 2. 3: Schéma des positions des connecteurs

6.1 Détermination Résistance au cisaillement :

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

Avec :

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

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

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

$\gamma_v = 1,25$

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

Dans notre cas

$$\alpha = 0,88 \text{ car } \frac{h}{d} = \frac{65}{19} = 3,24 \leq 4$$

$$P_{rd} = K_1 \times \inf \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \times 0,88 \times 19^2 \times \frac{\sqrt{25 \times 30,5 \times 10^3}}{1,25} = 64,36 \text{ KN} \\ 0,8 \times 450 \times \frac{\pi \times 19^2}{4 \times 1,25} = 81,66 \text{ KN} \end{array} \right.$$

5.2 Influence du sens du bac d'acier

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

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

$$\left\{ \begin{array}{l} N_r : \text{Nombre de goujon par nervure} = 1 \\ h_p = 55 \text{ mm} ; h_c = 65 \text{ mm (hauteur du connecteur)} \\ b_0 = 88,5 \text{ mm Largeur moyenne de la nervure} \end{array} \right.$$

$$K_t = \frac{0,7}{\sqrt{1}} \times \frac{88,5}{55} \times \left[\frac{65}{55} - 1 \right] = 0,21$$

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

$$Prd \text{ (Résistance au cisaillement)} \quad K_t = 0,21 \quad \longrightarrow \quad Prd = 14 \text{ KN}$$

5.3 Effort tranchant repris par les goujons détermination de R_L

$$R_L = \inf (R_{\text{béton}} ; R_{\text{Acies}}) ; R_L = \inf (963,3 ; 624,38) \quad R_L = 624,38 \text{ kN}$$

5.4 Nombre de connecteurs : par demi-portée

$$\text{Nbre} = \frac{R_L}{P_{rd}} = \frac{624,38}{14} = 45$$

On prend **45 connecteurs** pour le demi porté ; c'est-à-dire **90 connecteurs** sur toute la longueur totale de la poutre.

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

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

$$Esp = \frac{L}{Nbr - 1} = \frac{4150}{90 - 1}$$

$$Esp = 47 \text{ mm}$$

2.5.2 Plancher Courant

2.5.2.1 Phase de construction

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

2.5.2.2 Phase finale :

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

- **Plancher courant**

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

$$G = 5,51 \text{ KN/m}^2$$

Tableau 2. 5: Les vérifications due la solive IPE180 (plancher courant)

Plancher courant		
Msd=33,93KN.m	Mpl,rd=117,9KN.m	Condition vérifiée
Vsd=32,70KN	Vpl,rd= 161.72KN	Condition vérifiée
$f^{\max}=3,83\text{mm}$	$\bar{f}=16,6\text{mm}$	Condition vérifiée

2.5.3 Plancher de RDC

a- Phase de construction :

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

b-Phase finale :

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

Tableau 2. 6: Les vérifications due la solive IPE180 (plancher RDC)

Plancher RDC		
Msd=39,07KN.m	Mpl,rd=117,9KN.m	Condition vérifiée
Vsd=37,66KN	Vpl,rd= 161.72KN	Condition vérifiée
$f^{\max}=4,3\text{mm}$	$\bar{f}=16,6\text{mm}$	Condition vérifiée

2.6 Pré-dimensionnement des poutres porteuses

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

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

2.6.1 Pré dimensionnement de la poutre principale du plancher terrasse inaccessible

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

$$\frac{4730}{25} < h < \frac{4730}{15} \Rightarrow 189,2\text{mm} < h < 315,33\text{mm}$$

On opte pour un **IPE 300**

Tableau 2. 7: Caractéristiques du profilé IPE300

Poids <i>G</i> Kg/m	Section <i>A</i> cm ²	Dimensions			Caractéristiques					
		<i>h</i> mm	<i>b</i> mm	<i>t_f</i> mm	<i>t_w</i> mm	<i>I_y</i> cm ⁴	<i>I_z</i> cm ⁴	<i>W_{pl-y}</i> cm ³	<i>i_y</i> cm	<i>i_z</i> cm
42,2	53,81	300	150	10,7	7,1	8356	603,8	628,4	12,4 6	3,35

a- Phase construction :

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

- Poids propre du profiler IPE 300..... $g_p=0,422$ KN/ml
- Poids propre du béton frais $G_b=3$ KN/m²
- Poids du bac d’acier..... $g=0,15$ KN/m²
- Surcharge de construction $Q_c=0,75$ KN/m²

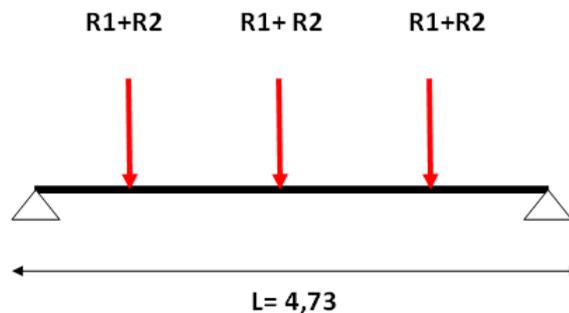


Figure 2. 4:Schéma statique de la poutre

1. Calcul des réactions des solives

ELU

$$q_u = 8,86 \text{ kN/ml}$$

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

$$R_x = \frac{8,86 \times 4,15}{2} + \frac{8,86 \times 4,15}{2}$$

$$R_x = 36,7 \text{ KN}$$

ELS

$$q_s = 6,34 \text{ kN/ml}$$

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

$$R_x = \frac{6,34 \times 4,15}{2} + \frac{6,34 \times 4,15}{2}$$

$$R_x = 26,68 \text{ KN}$$

$$R_U = R_1 + R_2 = 36,7 \text{ KN}$$

$$R_S = R_1 + R_2 = 26,68 \text{ KN}$$

$$R_U = R_3 + R_4 = 36,7 \text{ KN}$$

$$R_S = R_3 + R_4 = 26,68 \text{ KN}$$

$$R_U = R_5 + R_6 = 36,7 \text{ KN}$$

$$R_S = R_5 + R_6 = 26,68 \text{ KN}$$

2. Combinaisons des charges

ELU

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

$$q_u = 1,35 \times (0,422 + (3 + 0,15) \times 0,15) + 1,5 \times 0,75 \times 0,15$$

$$q_u = 1,38 \text{ kN/ml}$$

ELS

$$q_s = g_p + (G_b + g) \times b_s + Q_c \times b_s$$

$$q_s = 0,422 + (3 + 0,15) \times 0,15 + 0,75 \times 0,15$$

$$q_s = 1,01 \text{ KN/ml}$$

3. Vérification :

3.1 La flexion

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

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

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} + \frac{R_u \times l}{2} = \frac{1,38 \times 4,73^2}{8} + \frac{36,77 \times 4,73}{2} = 90,82 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m_0}} = \frac{628,4 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3}{1,1} = 157,1 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} > M_{sd} \Rightarrow \text{vérifiée} \quad r = \frac{90,82}{157,1} = 0,57 \checkmark$$

3.2 Effort tranchant

On doit vérifier que :

$$V_{sd} < V_{pl,rd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m_0v}}$$

D'où

$$A_v = 2568 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{275 \times 10^3 \times 2568 \times 10^{-6}}{1,1 \times \sqrt{3}} = 373,68 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 36,77 + \frac{1,38 \times 4,73}{2} = 40,03 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} > V_{sd} \Rightarrow 373,68 \text{ kN} > 40,03 \text{ kN} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$0,5 \times V_{pl,rd} = 186,84 \text{ kN} > V_{sd} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

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

3.4 La rigidité

Il faut vérifier que :

$$\bar{f} = \frac{4730}{250} = 18,92 \text{ mm}$$

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

$$f^1 = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 1,01 \times (4730)^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 8356 \times 10^4} = 0,37 \text{ mm}$$

$$f^2 = \frac{19 \times R_s \times l^3}{384 \times E \times I_y} = \frac{19 \times 26,68 \times 10^3 \times (4730)^3}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 8356 \times 10^4} = 7,96 \text{ mm}$$

$$f^{\max} = 0,37 + 7,96 = 8,33 \text{ mm} < f_{adm} = 18,92 \text{ mm}$$

3.5 Vérification du déversement

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

b- Phase finale

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

Poids propre du profilé IPE 360.....	$g_p=0,422 \text{ kN/m}$
Charge permanente.....	$G_{terr}=5,51 \text{ kN/m}^2$
Surcharge d'exploitation	$Q_{terr}= 1 \text{ Kn}$

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

$$R_X = \frac{18,12 \times 4,15}{2} + \frac{18,12 \times 4,15}{2}$$

$$R_X = 75,32 \text{ KN}$$

$$R_U = R_1 + R_2 = 75,32 \text{ kN}$$

$$R_U = R_3 + R_4 = 75,32 \text{ kN}$$

$$R_U = R_5 + R_6 = 75,32 \text{ kN}$$

ELS

$$R_X = \frac{13,24 \times 4,15}{2} + \frac{13,24 \times 4,15}{2}$$

$$R_X = 54,9 \text{ KN}$$

$$R_S = R_1 + R_2 = 54,9 \text{ kN}$$

$$R_S = R_3 + R_4 = 54,9 \text{ kN}$$

$$R_S = R_5 + R_6 = 54,9 \text{ kN}$$

2. Combinaison des charges**ELU**

$$q_u = 1,35 [(G_t \times 0,15) + g_p] + 1,5 \times Q_t \times 0,15$$

$$q_u = 1,35 [(7,16 \times 0,15) + 0,422] + 1,5 \times 1 \times 0,15$$

$$q_u = 2,24 \text{ KN/ml}$$

ELS

$$q_s = g_p + (G_t + Q_t) \times 0,15$$

$$q_s = 0,422 + (7,16 + 1) \times 0,15$$

$$q_s = 1,64 \text{ kN/ml}$$

3. Largeur de la dalle

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

$$b_{\text{eff}} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 2 \times L_0 / 8 = 2 \times 4,73 / 8 = 1,182 \text{ m} \\ b = 1,6 \text{ m} \end{array} \right.$$

Donc \longrightarrow $b_{\text{eff}} = 1,182 \text{ m}$

Position de l'axe neutre plastique

$$\triangleright R_{\text{béton}} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{\text{eff}} \times h_c = 0,57 \times 25 \times 1183 \times 65 \times 10^{-3} = 1095,7 \text{ kN}$$

$$\triangleright R_{\text{acier}} = 0,95 \times f_y \times A_0 = 0,95 \times 275 \times 5381 \times 10^{-3} = 1405,79 \text{ kN}$$

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

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

$$R_w = 0,95 \times f_y \times A_w$$

$$R_w = 0,95 \times 275 \times 1978,06 = 516,76 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } R_{\text{béton}} > R_w$$

$$M_{pl,rd} = R_{\text{Acier}} \left(\frac{h_0}{2} \right) + R_{\text{béton}} \left(\frac{hc}{2} + hp \right)$$

5. Vérifications

5.1. La flexion

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

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

Le moment appliqué :

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} + \frac{R_u \times l}{2} = \frac{2,24 \times 4,73^2}{8} + \frac{75,32 \times 4,73}{2} = 184,42 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} = 1405,7 \left[\left(\frac{300}{2} \right) + 1095,7 \left(\frac{65}{2} + 55 \right) \right] \times 10^{-3} = 306,75 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} > M_{sd} \Rightarrow \text{vérifiée} \quad r = \frac{184,42}{306,75} = 0,60 \checkmark$$

5.2. L'effort tranchant

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

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

$$V_{pl,rd} = \frac{275 \times 10^3 \times 2589,37 \times 10^{-6}}{1,1 \times \sqrt{3}} = 373,68 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = \frac{2,24 \times 4,73}{2} + 75,32 = 80,49 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} > V_{sd} \Rightarrow 373,68 \text{ kN} > 80,49 \text{ kN} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$0,5 \times V_{pl,rd} = 186,84 \text{ kN} > V_{sd} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

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

5.3. La rigidité

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

Avec :

$$q_{ser} = 1,64 \text{ kN/ml.}$$

$$R_{ser} = 54,9 \text{ KN}$$

$$L = 4,73 \text{ m.}$$

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

$$V = \frac{A_a}{A_b} = \frac{5381}{1183 \times 65} = 0,07 \quad , \quad m = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$I_c = \frac{5381 \times (65 + 2 \times 55 + 300)^2}{4 \times (1 + 15 \times 0,07)} + \frac{1183 \times 65^3}{12 \times 15} + 8356 \times 10^4 = 23,34 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$f^1 = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_c} = \frac{5 \times 1,64 \times (4730)^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 23,34 \times 10^7} = 0,218 \text{ mm}$$

$$f^2 = \frac{19 \times R_s \times l^3}{384 \times E \times I_c} = \frac{19 \times 54,9 \times 10^3 \times (4730)^3}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 23,34 \times 10^7} = 5,87 \text{ mm}$$

$$f_{max} = f^{con} + f^1 + f^2 = 8,33 + 0,218 + 5,87 = 14,41 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = 18,92 \text{ mm}$$

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

6. Calcul des connecteurs

$$\text{Type goujons : } \begin{cases} \text{hauteur} = 65 \text{ mm} \\ \text{Diamètre} = 19 \text{ mm} \end{cases}$$

7. Détermination de (Résistance au cisaillement)

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

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

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

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

$$\gamma_v = 1,25$$

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

Dans notre cas

$$\alpha = 0,88 \text{ car } \frac{h}{d} = \frac{65}{19} = 3,42 < 4$$

$$P_{rd} = K_1 \times \inf \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \times 1 \times 19^2 \times \frac{\sqrt{25 \times 30,5 \times 10^3}}{1,25} = 64,36 \text{KN} \\ 0,8 \times 450 \times \frac{\pi \times 19^2}{4 \times 1,25} = 81,66 \text{KN} \end{array} \right.$$

7.1 Influence du sens du bac d'acier

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

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

$$\left\{ \begin{array}{l} h_p = 55 \text{ mm} ; h_c = 65 \text{ mm (hauteur du connecteur)} \\ b_0 = 88,5 \text{ mm Largeur moyenne de la nervure} \end{array} \right.$$

$$K_t = 0,6 \times \frac{88,5}{55} \times \frac{65 - 55}{55} = 0,18 \leq 1$$

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

$$P_{rd} \text{ (Résistance au cisaillement)} \quad K_t = 0,18 \quad \longrightarrow \quad P_{rd} = 12 \text{ KN}$$

7.2 Effort tranchant repris par les goujons

- Détermination de R_L

$$R_L = \inf (R_{\text{béton}} ; R_{\text{Acies}}) \quad ; \quad R_L = \inf (1095,7 ; 1405,79) \quad R_L = 1095,7 \text{KN}$$

7.3 Nombre de connecteurs : par demi-portée

$$\text{Nbrc} = \frac{R_L}{P_{rd}} = \frac{1095,7}{12} = 92$$

On prend **92 connecteurs** pour le demi porté ; c'est-à-dire **184 connecteurs** sur toute la longueur totale de la poutre.

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

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

$$Esp = \frac{L}{Nbr-1} = \frac{4730}{184-1} = 25,84 < 95mm \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **La solution :**

La solution est d'avoir deux files de connecteurs sur la semelle du profilé, on aura ainsi une connexion totale, dans ce cas, on aura N= 92 goujon par file

$$Esp = \frac{L}{Nbr-1} = \frac{4730}{92-1} = 52 < 95mm \quad \text{Condition vérifiée}$$

2.6.2 Plancher courant

a-Phase de construction :

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

b- Phase finale :

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

Tableau 2. 8:Les vérifications du la poutre IPE300 (plancher courant)

Plancher courant		
Msd=160,33KN.m	Mpl,rd=306,7KN.m	Condition vérifiée
Vsd=70,17KN	Vpl,rd= 373,68KN	Condition vérifiée
$f^{\max}=13,58mm$	$\bar{f}=18,92mm$	Condition vérifiée

2.6.3 Plancher de RDC

a - Phase de construction :

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

b - Phase finale :

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

- Plancher RDC
 - G= 5,51 KN/m²
 - Q =2,5 KN/m²

Tableau 2. 9: Les vérifications du la poutre IPE300 (RDC)

RDC		
Msd=184,42KN.m	Mpl,rd=306,7KNm	Condition vérifiée
Vsd=80,64KN	Vpl,rd= 373,68KN	Condition vérifiée
$f^{\max}=14,32\text{mm}$	$\bar{f}=18,92$	Condition vérifiée

Choix final**Tableau 2. 10:** Tableau récapitulatif pour les poutres et les solives de chaque usage.

Usage	Poutre principale	Poutre secondaire	Solive
Terrasse inaccessible	IPE 300	IPE240	IPE180
Habitation	IPE 300	IPE240	IPE 180
Bureau	IPE300	IPE 240	IPE180

2.7 Pré dimensionnement des poteaux

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

➤ Principe de calcul

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

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

➤ Étapes de pré dimensionnement

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

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

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

Q : Surcharge d'exploitation dans le cas où la charge d'exploitation est la même pour tous

les étages, la loi de dégression est équivalente à la règle usuelle dans laquelle les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites.

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

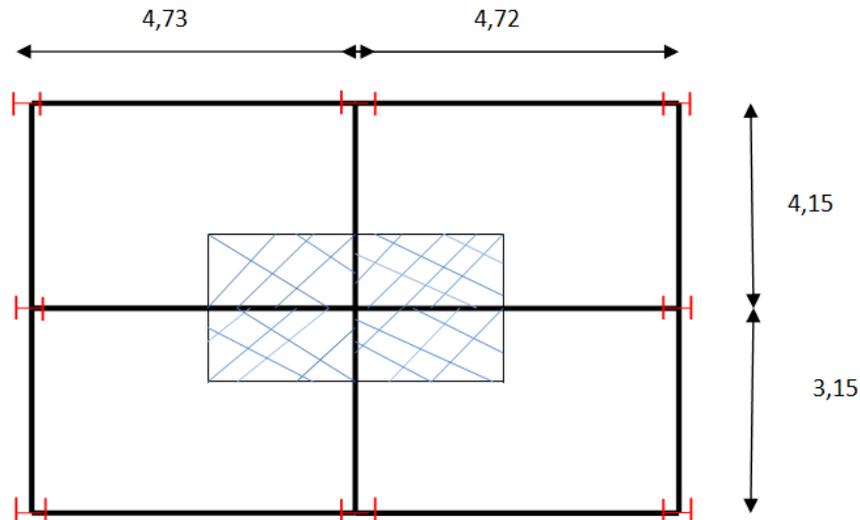


Figure 2. 5:Le poteau le plus sollicité

Les surfaces qui reviennent aux poteaux

- Calcul de la surface

$$S = 17,082 \text{ m}^2$$

6.1.1 La descente des charges

- **Les charges permanentes**

Poids du plancher terrasse..... $7,16 \times 17,082 = 122,307 \text{ KN}$

Poids du plancher courant..... $5,51 \times 17,082 = 94,12 \text{ KN}$

Poids des poutres porteuses (IPE 300) $(0,422 \times 4,73) = 2 \text{ kN}$

Poids des poutres non porteuses (IPE 240) $(0,307 \times 4,15) = 1,274 \text{ kN}$

Poids des solives (IPE 180) $(0,188 \times 4,15) \times 3 = 2,340 \text{ kN}$

- **Les charges d'exploitation**

Plancher terrasse..... $1 \times 17,082 = 17,082 \text{ kN}$

Plancher courant..... $1,5 \times 17,082 = 25,623 \text{ kN}$

Plancher de RDC..... $2,5 \times 17,082 = 42,705 \text{ kN}$

Sous-sol..... $2,5 \times 17,082 = 42,705 \text{ kN}$

Tableau 2. 11: La charge permanente sur le poteau central

Niveaux	Surface (m ²)	Charge permanente(kN)
10 ^{eme} étage	17,082	127,921
9 ^{eme} étage	17,082	227,36
8 ^{eme} étage	17,082	327,599
7 ^{eme} étage	17,082	427,838
6 ^{eme} étage	17,082	528,175
5 ^{eme} étage	17,082	628,512
4 ^{eme} étage	17,082	728,849
3 ^{eme} étage	17,082	829,265
2 ^{eme} étage	17,082	929,681
1 ^{eme} étage	17,082	1030,097
RDC	17,082	1130,513

- Charge d'exploitation : après la loi de dégression

Tableau 2. 12: La charge d'exploitation sur le poteau central

Niveaux	Surface (m ²)	Surcharges	Surcharges (KN)
10 ^{eme} étage	17,082	$\Sigma_0=Q_0$	17,082
9 ^{eme} étage	17,082	$\Sigma_1=Q_0+Q_1$	42,705
8 ^{eme} étage	17,082	$\Sigma_2=Q_0+0,9(Q_1+Q_2)$	63,20
7 ^{eme} étage	17,082	$\Sigma_3=Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3)$	78,57
6 ^{eme} étage	17,082	$\Sigma_4=Q_0+0,7(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	88,82
5 ^{eme} étage	17,082	$\Sigma_5=Q_0+0,6(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	93,95
4 ^{eme} étage	17,082	$\Sigma_6=Q_0+0,5(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	93,95
3 ^{eme} étage	17,082	$\Sigma_7=Q_0+0,5(Q_1+\dots\dots\dots+Q_7)$	106,76
2 ^{eme} étage	17,082	$\Sigma_8=Q_0+0,5(Q_1+\dots\dots\dots+Q_8)$	119,57
1 ^{eme} étage	17,082	$\Sigma_9=Q_0+0,5(Q_1+\dots\dots\dots+Q_9)$	132,38
RDC	17,082	$\Sigma_{10}=Q_0+0,5(Q_1+\dots\dots\dots+Q_{10})$	153,738

2.7.1 Pré dimensionnement

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

$$N_{sd} \leq N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{Mo}} \rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{Mo}}{f_y}$$

N : Effort de compression.

$$f_y = 275 \text{ MPa}$$

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

- **Poteau centrale**

Poteau du RDC

$$N_{sd} = 1,35G + 1,5Q$$

$$N_{sd} = (1,35 \times 1130,513) + (1,5 \times 153,73) = 1756,56 \text{ KN}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{Mo}}{f_y} = \frac{1756,56 \times 10^3 \times 1,1}{275} = 70,26 \text{ cm}^2$$

Profilé choisi **HEA 280**

Tableau 2. 13: les efforts normaux, la section et le profilé des poteaux

Niveau	Nsd (KN)	A (cm2)	Profilé
10 ^{ème} étage	197,23	7,88	HEA 220
9 ^{ème} étage	370,99	14,83	HEA 220
8 ^{ème} étage	537,05	21,48	HEA 220
7 ^{ème} étage	695,436	27,81	HEA 240
6 ^{ème} étage	846,266	33,85	HEA 240
5 ^{ème} étage	989,416	39,57	HEA 240
4 ^{ème} étage	1124,871	44,99	HEA 260
3 ^{ème} étage	1279,647	51,18	HEA 260
2 ^{ème} étage	1434,424	57,38	HEA 260
1 ^{ème} étage	1589,20	63,57	HEA 280
RDC	1756,79	70,26	HEA 280

2.7.2 Vérification du flambement

➤ Poteau central

➤ Poteaux HEA 280 RDC

Il faut vérifier que : $N_{sd} \leq N_{brd} = \chi \frac{\beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}}$

Avec :

$\beta_A = 1$ Pour la section classe 1 et 2

$\gamma_{M1} = 1,1$

χ : Facteur de réduction pour le déversement.

$f_y = 275$ MPa

$l_{fy} = 0,7l_0 = 2,856$ m

$l_{fz} = 0,7l_0 = 2,856$ m

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{2856}{118,6} = 24,08$$

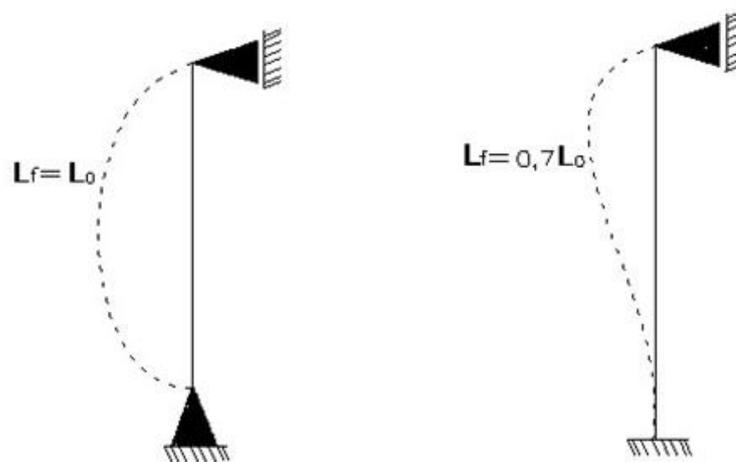


Figure 2. 6:Le Schéma Statique Poteau pour les étages

$$\lambda_z = \frac{l_{fz}}{i_z} = \frac{2856}{70} = 40,8$$

$\lambda_z > \lambda_y$, le flambement se produit autour de l'axe (Y-Y)

$$\lambda = \max\{\lambda_y; \lambda_z\} = \max\{24,08; 40,8\} = 40,8$$

Choix de la courbe de flambement

$$\frac{h}{b} = \frac{270}{280} = 0,96 < 1,2$$

$$t_f = 13\text{mm} < 100\text{mm}$$

⇒ Courbe de flambement c ⇒ $\alpha=0,49$

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1}\right) \times \sqrt{\beta_A} = \frac{40,8}{93,91 \times 0,92} \times \sqrt{1} = 0,47 > 0,2 \text{ il y'a de risque de flambement.}$$

$$\lambda_1 = 93,91\varepsilon$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92$$

$$\phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = 0,5[1 + 0,49(0,47 - 0,2) + 0,47^2] = 0,78$$

$$\chi = \frac{1}{\left(\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}\right)} = \frac{1}{(0,78 + \sqrt{(0,78^2 - 0,47^2)})} = 0,71$$

$$N_{brd} = \frac{0,71 \times 1 \times 7027 \times 275}{1,1} = 1247,29 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 1756,97 \text{ KN} < N_{brd} = 1950,2 \text{ KN}$$

x

Condition vérifiée

Tableau 2. 14: Les vérifications du flambement pour poteau central.

Niveau étage	Profilé	χ	N_{sd} (KN)	N_{brd} (KN)	Condition
10 ^{ème}	HEA 220	0,86	197,23	256,7	Vérifiée
9 ^{ème}	HEA220	0,86	370,99	450,2	Vérifiée
8 ^{ème}	HEA220	0,86	537,05	653,7	Vérifiée
7 ^{ème}	HEA240	1,27	695,436	823,2	Vérifiée
6 ^{ème}	HEA240	1,27	846,266	987,2	Vérifiée
5 ^{ème}	HEA240	1,27	989,416	1002,5	Vérifiée
4 ^{ème}	HEA260	0,89	1124,871	1255,8	Vérifiée
3 ^{ème}	HEA260	0,89	1279,647	1463,3	Vérifiée
2 ^{ème}	HEA260	0,89	1434,424	1588,6	Vérifiée
1 ^{er}	HEA280	0,81	1589,20	1842,3	Vérifiée
RDC	HEA280	0,85	1756,79	1950,2	Vérifiée

Tableau 2. 15: Choix final de profilé

Niveau étage	Profilé
10^{ème}	HEA 220
9^{ème}	HEA 220
8^{ème}	HEA 220
7^{ème}	HEA 240
6^{ème}	HEA 240
5^{ème}	HEA 240
4^{ème}	HEA 260
3^{ème}	HEA 260
2^{ème}	HEA 260
1^{er}	HEA 280
RDC	HEA 280

CHAPITRE III

Neige Et Vent

3.1 Effet de la neige

3.2 Introduction

L'accumulation de la neige sur la toiture de la tour produit une surcharge qu'il faut la prendre en compte pour les vérifications des éléments de cette structure. Le règlement RNV2013 s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à 2000 mètres.

3.3 Calcul des charges de neige

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

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

Où :

- S_k (en kN/m^2) est la charge de neige sur le sol, fonction de l'altitude et de la zone de neige.
- μ est un coefficient d'ajustement des charges, fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme.

Notre structure se trouve dans la zone **B** commune **I** selon les classifications de RNV2013.

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

$$S_k = \frac{0.07 \times H + 15}{100}$$

Avec $H=272\text{m}$

$$S_k = \frac{0.07 \times 272 + 15}{100} = 0.340 \text{ kN/m}^2$$

D'après le tableau des coefficients de forme des toitures (**Tableau 6.2. RNVV2013**).

$\mu = 0,8$

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

$\mu = 0,8$

Alors $S = 0,8 \times 0,340 \quad S = 0,27 \text{ kN/m}^2$

Conclusion

La charge de la neige $S_n = 0,27 \text{ kN/m}^2$.

3.4 Effet du vent

L'effet du vent sur une construction est assez prépondérant et a une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes les directions possibles.

Le calcul sera mené conformément au Règlement Neige et Vent 2013.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

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

3.4.1 Nature de la Structure

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

1. Constructions peu sensibles, pour lesquelles le coefficient dynamique $C_d < 1.2$.
2. Constructions sensibles, pour lesquelles le coefficient dynamique $C_d \geq 1.2$.

- **Notation**

C_t: Coefficient de topographie.

Q_{ref} : la pression dynamique de référence

V_{ref} : la vitesse de référence du vent

K_T : Facteur de terrain

Z₀ : Paramètre de rugosité

Z_{min} : hauteur minimale

ζ : Coefficient utilisé pour le calcul du coefficient C_d

C_r : Coefficient de rugosité

C_d : Coefficient dynamique

C_e : Coefficient d'exposition

P_{dyn} : pression dynamique

C_{pe} : Coefficient de pression extérieur

C_{pi} : Coefficient de pression intérieur

3.4.2 Hypothèses de calcul

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

3.4.3 Données relatives au site

- ✓ Site plat : $C_t(Z) = 1$ pour $\phi \leq 0,05$
- ✓ Zone I : $q_{\text{réf}} = 375 \text{ N/m}^2$ (Tab 2.3.RNV version 2013)
- ✓ Terrain catégorie IV... $K_t = 0,234$ $Z_0 = 1\text{m}$, $Z_{\text{min}} = 10\text{m}$, $\varepsilon = 0,67$ (Tab 2.4)

3.5 Direction V1

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

- ✓ $h = 34,68\text{m}$; $b = 29,01\text{m}$.
- ✓ La hauteur de référence est : $b < h < 2b$

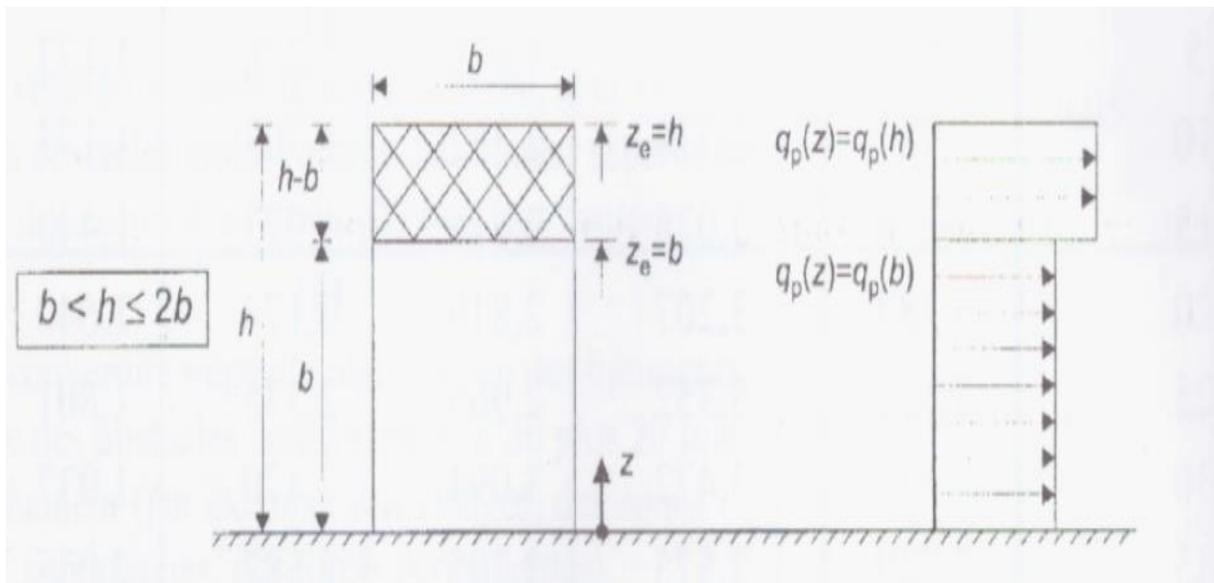


Figure 3. 1: Hauteur de référence Z_e et profil correspondant de la pression dynamique

3.5.1 Pression dynamique de pointe

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

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

a- Coefficient de rugosité

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

$$\leq 200\text{m} \quad (\S 2.4.4. RNV Version 2013)$$

Tableau 3. 1: Coefficient de rugosité

Tronçon	Z [m]	C _r
De 0 à 29,01	29,01	0,788
De 29,01 à 34,68	34,68	0,825

b- Coefficient de topographie

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

Tableau 3. 2: Coefficient topographique

Tronçon	Z [m]	C _t
De 0 à 29,01	29,01	1
De 29,01 à 34,68	34,68	1

c- Intensité de turbulence

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

Tableau 3. 3: Coefficient Intensité de turbulence

Tronçon	Z [m]	I _v
De 0 à 29,01	29,01	0,296
De 29,01 à 34,68	34,68	0,283

d- Coefficient d'exposition

Cas de structures peu sensibles aux excitations dynamiques

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

Tableau 3. 4: Coefficient d'exposition

Tronçon	Ze [m]	Ce
De 0 à 29,01	29,01	1,91
De 29,01 à 34,68	34,68	2,03

Tableau 3. 5: Tableau Récapitulatif

Tronçon	Ze [m]	Cr	Ct	Iv	Ce	qp [N/m ²]
De 0 à 29,01	29,01	0,788	1	0,296	1,90	712,5
De 29,01 à 34,68	34,68	0,825	1	0,283	2,03	761,25

3.5.2 Coefficient dynamique Cd

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

Il est donné par la formule suivant :

$$C_d = \frac{1 + 2 \times g \times I_v(Z_{eq}) \times \sqrt{Q^2 + R^2}}{1 + 7 \times I_v(Z_{eq})} \quad (\text{\S 3. 3. RNV version 2013}).$$

Z_{eq} (en m) : Hauteur équivalente de la construction.

$I_v(Z_{eq})$: Intensité de la turbulence pour $Z = Z_{eq}$

Q^2 : Partie quasi-statique.

R^2 : Partie résonante.

g : Facteur de pointe.

✓ **Construction verticales telles que bâtiments.**

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

$$Z_{eq} = 0,6 \times 34,68 = 20,4 \text{ m} > Z_{min}$$

a- Partie quasi-statique

Elle est donnée par la formule suivant :

$$Q^2 = \frac{1}{1 + 0,9 \times \left(\frac{(b+h)}{L_i(Z_{eq})} \right)^{0,63}} \quad (\text{\S 3. 3. 1. RNV version 2013}).$$

Avec :

b et h (en m) sont la largeur et la hauteur de la construction. → b = 29,01m et h = 34,68m

$Li(Z_{eq})$ est l'échelle de turbulence pour $Z = Z_{eq}$ donnée par :

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

$$10 \text{ m} \leq 20,4 \text{ m} \leq 200 \text{ m} \rightarrow Li(20,4) = 300 \times \left(\frac{20,4}{200}\right)^{0,67} = 64,99$$

$$\rightarrow Q2 = \frac{1}{1 + 0,9 \times \left(\frac{(29,01+34,68)}{64,99}\right)^{0,63}} = 0,53$$

b- Partie résonnante

Elle est donnée par la formule suivant :

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

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

δ_s : Décrément logarithmique d'amortissement structural.

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

δ_a : Le décrément logarithmique d'amortissement aérodynamique pris égal à 0 .

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

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

R_N : Fonction adimensionnelle de la densité spectrale de puissance.

$$R_N = \frac{6,8 \times N_x}{(1 + 10,2 \times N_x)^{\frac{5}{3}}} \quad (\text{§3.3.2. RNV version 2013}).$$

N_x : Fréquence adimensionnelle dans la direction x du vent.

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

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

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

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

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

h : Hauteur totale de la structure

$$f = \frac{34,68}{100} = 0,34\text{m}$$

$$n_{1,x} = \frac{0,5}{\sqrt{0,34}} = 0,857$$

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

$$C_r(z) = K_t \times \ln\left(\frac{Z_{\text{eq}}}{Z_0}\right) = 0,234 \times \ln\left(\frac{20,4}{1}\right) = 0,706$$

$$V_m(Z_{\text{eq}}) = 0,706 \times 1 \times 25 = 17,65 \text{ m/s} =$$

$$N_x = \frac{0,857 \times 64,99}{17,65} = 3,15$$

$$R_N = \frac{6,8 \times 3,06}{(1 + 10,2 \times 3,06)^{\frac{5}{3}}} = 0,063$$

R_h et R_b sont des fonctions d'admittance aérodynamique donnée par :

$$R_h = \left(\frac{1}{\eta_h}\right) - \left(\frac{1}{2 \times \eta_h^2}\right) \times (1 - e^{-2 \times \eta_h}) \text{ avec } : \eta_h = \frac{4,6 \times N_x \times h}{L_i(Z_{\text{eq}})} = \frac{4,6 \times 3,15 \times 34}{64,99} = 7,58 \rightarrow R_h = 0,123$$

$$R_b = \left(\frac{1}{\eta_b}\right) - \left(\frac{1}{2 \times \eta_b^2}\right) \times (1 - e^{-2 \times \eta_b}) \text{ avec } : \eta_b = \frac{4,6 \times N_x \times b}{L_i(Z_{\text{eq}})} = \frac{4,6 \times 3,15 \times 29,01}{64,99} = 6,47 \rightarrow R_b = 0,142$$

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \times 0,05} \times 0,063 \times 0,123 \times 0,142 = 0,108$$

c- Facteur de pointe g

Il est donné par la formule suivante :

$$g = \sqrt{2 \times \ln(600 \times v)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \times \ln(600 \times v)}} \geq 3 \quad (\S 3.3.3. RNV99 V2013).$$

La fréquence moyenne v :

$$v = n_{1,x} \times \sqrt{\frac{R^2}{Q^2 + R^2}} \geq 0,08 \rightarrow v = 0,857 \times \sqrt{\frac{0,108}{0,53 + 0,108}} = 0,352 \text{ Hz} \geq 0,08$$

$$g = \sqrt{2 \times \ln(600 \times 0,331)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \times \ln(600 \times 0,331)}} = 3,44 > 3$$

$$I_v(z) = 0,331$$

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

$$C_d = \frac{1 + 2 \times 3,41 \times 0,331 \times \sqrt{0,53 + 0,108}}{1 + 7 \times 0,331} = 0,845 < 1$$

3.5.3 Calcul de la pression due au vent

3.5.3.1. Détermination de la pression dynamique

La pression dynamique $W(z_j)$ agissant sur une paroi est obtenue à l'aide de la formule suivante : $W(z_j) = q_p(z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}]$ [N/m²] (§2.5.2. RNV version2013).

a- Coefficients de pressions extérieures C_{pe}

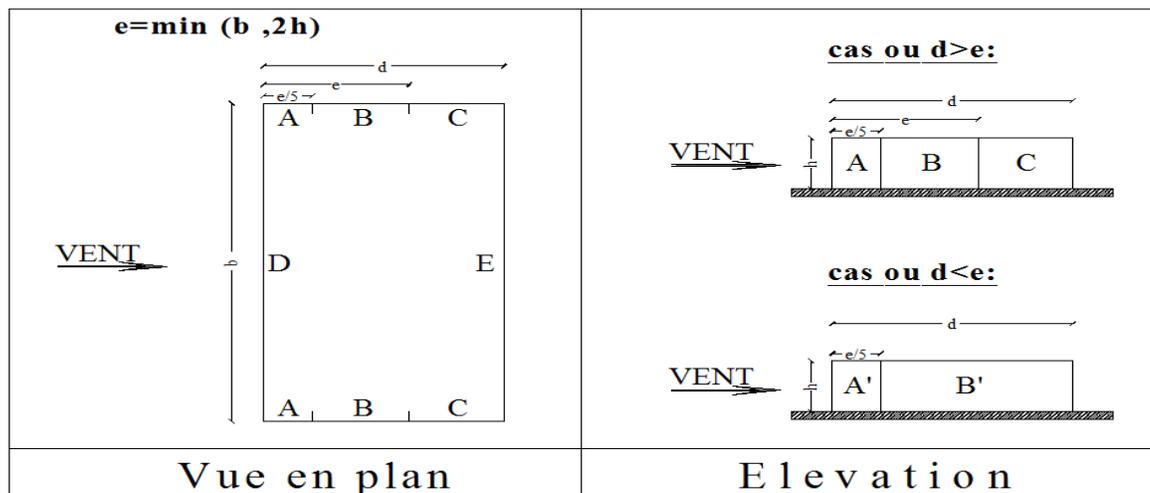


Figure 3. 2: Légende pour la paroi verticale

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

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

3.5.3.1.1. Paroi verticale (V1)

Cas de vent perpendiculaire à la largeur du bâtiment

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

- $b=29,01\text{m}$
- $h=34,68\text{m}$
- $d= 18,55\text{m}$
- $e=\min [b, 2 \times ht] \Rightarrow e=29,01\text{m}$

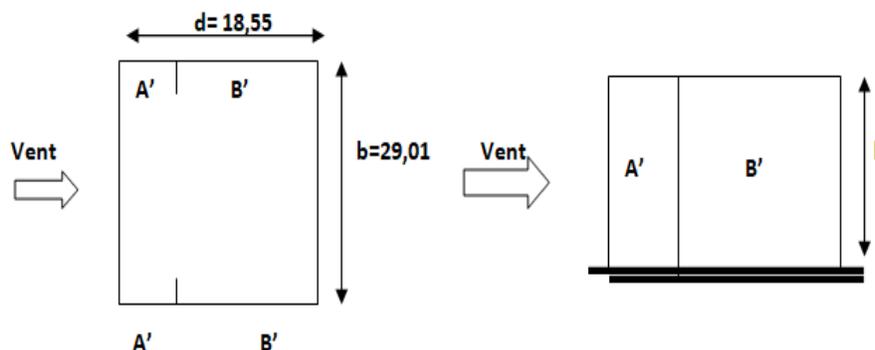


Figure 3. 3: Légende pour la paroi verticale

Tableau 3. 6: Valeurs des pressions C_{pe} pour les différentes zones de la paroi verticale (V1)

Zone	$S > 10\text{m}^2$	$S < 10\text{m}^2$	C_{pe}		
			C_{pe10}	C_{pe1}	C_{pe}
A'	201,21		-1		
B'	442,10		-0.8		
D	643,3		+0.8		
E	643,3		-0.3		

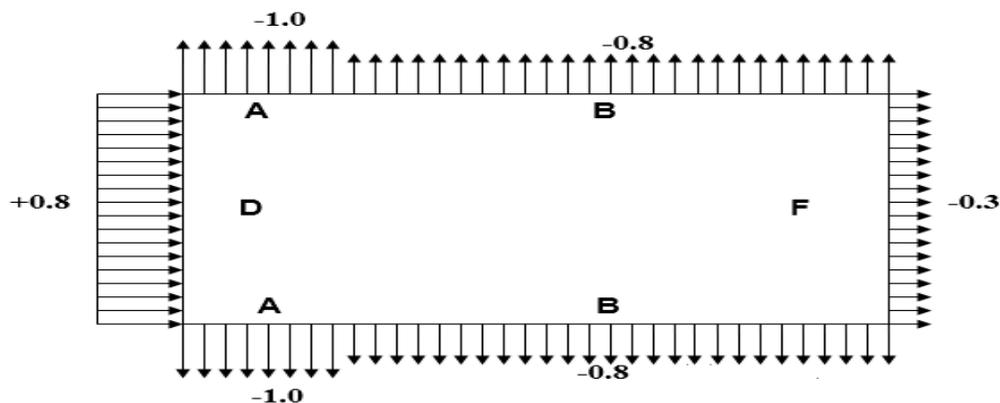


Figure 3. 4: Représentation des coefficients C_{pe} sur les différentes zones(V1)

b- Coefficient de pression intérieur C_{pi}

D'après EUROCOOD1 PARTIE 4 :

Donc :

✓ $C_{pi1} = 0,2$

✓ $C_{pi2} = -0,3$

La pression aérodynamique :

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

Tableau 3. 7: Récapitulatif(V1)

Zone	Z(m)	$q_p(z_e)$	C_{pe}	C_{pi}		$W(z_j)$ [N/m ²]	
A	29,01	712,5	-1	0,2	-0,3	-1282,5	-810
	34.68	761,25	-1	0,2	-0,3	-1370,25	-832,5
B	29,01	712,5	-0.8	0,2	-0,3	-1140	-648
	34.68	761,25	-0.8	0,2	-0,3	-944,437	-666
D	29,01	712,5	+0,8	0,2	-0,3	364,50	648
	34.68	761,25	+0,8	0,2	-0,3	369,563	666
E	29,01	712,5	-0,3	0,2	-0,3	-526,50	-243
	34.68	761,25	-0.3	0,2	-0,3	-533,813	-279,75

3.5.3.1.2. Toiture

La hauteur de l'acrotère $h_p=0.6m$ nous avant une toiture plate Selon (§5.1.3RNV Version 2013)

$$e = \min (b, 2h) = 29,01m$$

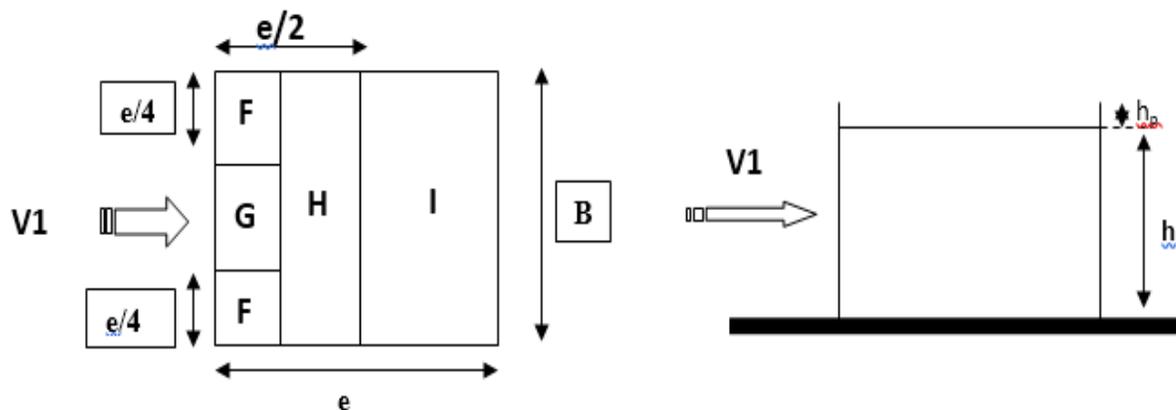


Figure 3. 5: Légende pour la paroi verticale la toiture (V1)

D'après le tableau 5.2 RNV 2013 on a : $h_p / h = 0,017$

a- Coefficients de pressions extérieures C_{pe}

Tableau 3. 8: Valeurs des pressions C_{pe} pour les différentes zones de terrasse sous V1

Zone	$S > 10m^2$	$S < 10m^2$	C_{pe}		
			C_{pe10}	C_{pe1}	C_{pe}
F	21,04		-1,6		
G	42,08		-1,1		
H	336,63		-0,7		
I	117,34		-0,2		

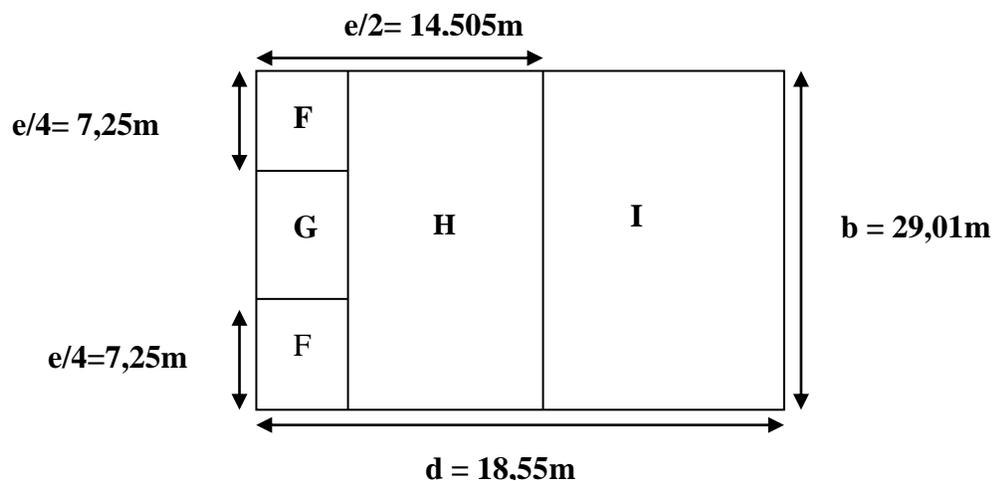


Figure 3. 6: Légende pour les toitures plates.

a- Coefficient de pression intérieure C_{pi}

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

On définit l'indice de perméabilité μ_p comme suit :

✓ $C_{pi} = 0,2$

✓ $C_{pi} = -0,3$

La pression aérodynamique :

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

Tableau 3. 9: Récapitulatif (V1)

Zone	Z(m)	$q_p(z_e)$	C_{pe}	C_{pi}	C_{pi}	W (zj) [N/m ²]	W (zj) [N/m ²]
F	29,01	712,5	-1,6	0,8	-0,5	-1710	-783,75
	34.68	761,25	-1,6	0,8	-0,5	-1827	-837,38
G	29,01	712,5	-1,1	0,8	-0,5	-1353,75	-427,5
	34.68	761,25	-1,1	0,8	-0,5	-1446,37	-456,75
H	29,01	712,5	-0,7	0,8	-0,5	1068,75	-142,5
	34.68	761,25	-0,7	0,8	-0,5	-1141,88	-152,25
I	29,01	712,5	-0,2	0,8	-0,5	-712,5	213,75
	34.68	761,25	-0,2	0,8	-0,5	-761,25	228,38

3.6 Direction V2

- L=18,55m
- H=34.68m

3.6.1 Pression dynamique de pointe

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

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

a- *Coefficient de rugosité*

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

Tableau 3. 10: Coefficient de rugosité

Tronçon	Z [m]	C_r
De 0 à 18,55	18,55	0,683
De 18,55 à 34,68	34.68	0,825

b- *Coefficient de topographie*

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

Tableau 3. 11: Coefficient topographique

Tronçon	Z [m]	C_t
De 0 à 18,55	18,55	1
De 18,55 à 34,68	34.68	1

c- *Intensité de turbulence*

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

Tableau 3. 12: Coefficient Intensité de turbulence

Tronçon	Z [m]	I_v
De 0 à 18,5	18,55	0,342
De 18,55 à 34,68	34.68	0,284

d- Coefficient d'exposition

Cas de structures peu sensibles aux excitations dynamiques

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

Tableau 3. 13: Coefficient d'exposition

Tronçon	Ze [m]	C _e
De 0 à 18,55	18,55	1,35
De 18,55 à 34,68	34.68	2,310

Tableau 3. 14: Tableau Récapitulatif

Tronçon	Ze [m]	C _r	C _t	I _v	C _e	q _p [N/m ²]
De 0 à 18,55	18,55	0,638	1	0,342	1,35	506,25
De 18,55 à 34.68	34.68	0,825	1	0,284	2,31	866,25

3.6.2 Coefficient dynamique C_d

C_d = 0,840

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

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

3.6.3 Paroi verticale (V2)

Cas de vent perpendiculaire à la largeur du bâtiment

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

- b=18,55m
- h=34,68 m
- d= 29,01m
- e=min [b, 2×h] ⇒ e=18,55m

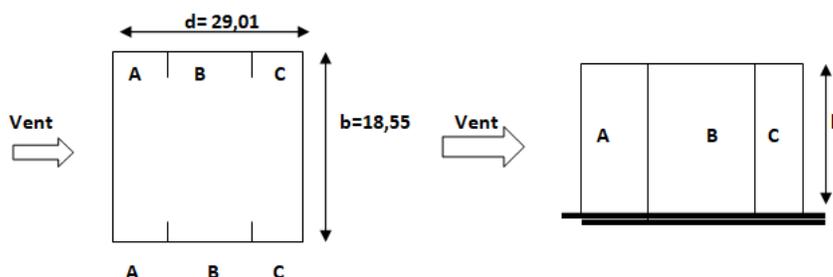


Figure 3. 7: Légende pour la paroi verticale

a- Coefficients de pressions extérieures C_{pe}

Tableau 3. 15: Valeurs des pressions C_{pe} pour les différentes zones de la paroi verticale (V2)

Zone	$S > 10m^2$	$S < 10m^2$	C_{pe}		
			C_{pe10}	C_{pe1}	C_{pe}
A	126,14		-1		
B	504,56		-0.8		
C	355,64		-0.5		
D	986,34		+0.8		
E	986,34		-0.3		

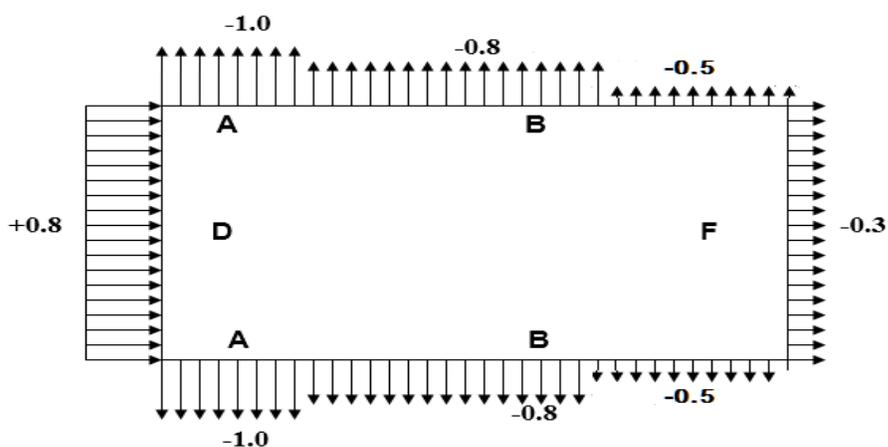


Figure 3. 8: Représentation des coefficients C_{pe} sur les différentes zones(V2)

b- Coefficient de pression intérieure C_{pi}

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

On définit l'indice de perméabilité μ_p comme suit :

Donc :

✓ $C_{pi1} = -0,3$

✓ $C_{pi2} = 0,2$

La pression aérodynamique :

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

Tableau 3. 16: Récapitulatif (V2)

Zone	Z(m)	qp(ze)	C _{pe}	C _{pi}		W (zj) [N/m ²]	
A	18,55	506,25	-1	0,8	-0,5	-911,25	-253,125
	34,68	866,25	-1	0,8	-0,5	-1559,25	-433,125
B	18,55	506,25	-0.8	0,8	-0,5	-810	-151,88
	34,68	866,25	-0.8	0,8	-0,5	-138	-259,88
C	18,55	506,25	-0.5	0,8	-0,5	-658,125	0
	34	866,25	-0.5	0,8	-0,5	-1126,125	0
D	18,55	506,25	+0,8	0,8	-0,5	0	658,125
	34,68	866,25	+0,8	0,8	-0,5	0	1126,125
E	18,55	506,25	-0,3	0,8	-0,5	-556,88	101,25
	34,68	866,25	-0.3	0,8	-0,5	-952,875	173,25

3.6.4 Toiture

La hauteur de l'acrotère $h_p=0.6m$ nous avant une toiture plate.

$$e = \min(b, 2h) = 18,55m$$

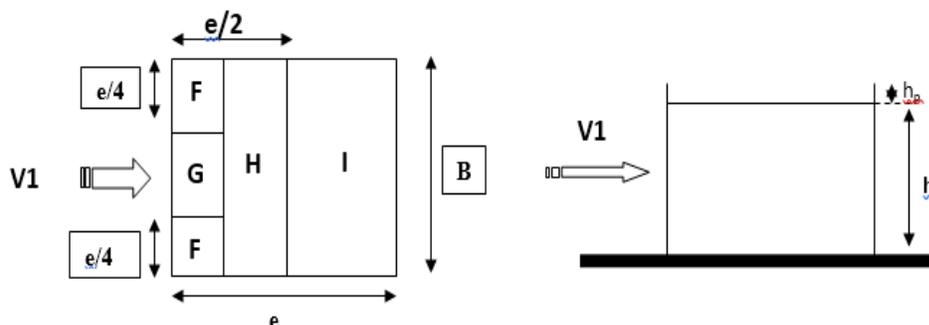


Figure 3. 9: Légende pour la paroi vertical la toiture (V1)

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

a- Coefficients de pressions extérieures C_{pe} Tableau 3. 17: Valeurs des pressions C_{pe} pour les différentes zones de terrasse sous V2

Zone	$S > 10m^2$	$S < 10m^2$	C_{pe}		
			C_{pe10}	C_{pe1}	C_{pe}
F	33,65		-1,6		
G	67,23		-1,1		
H	134,21		-0,7		
I	269,06		-0,2		

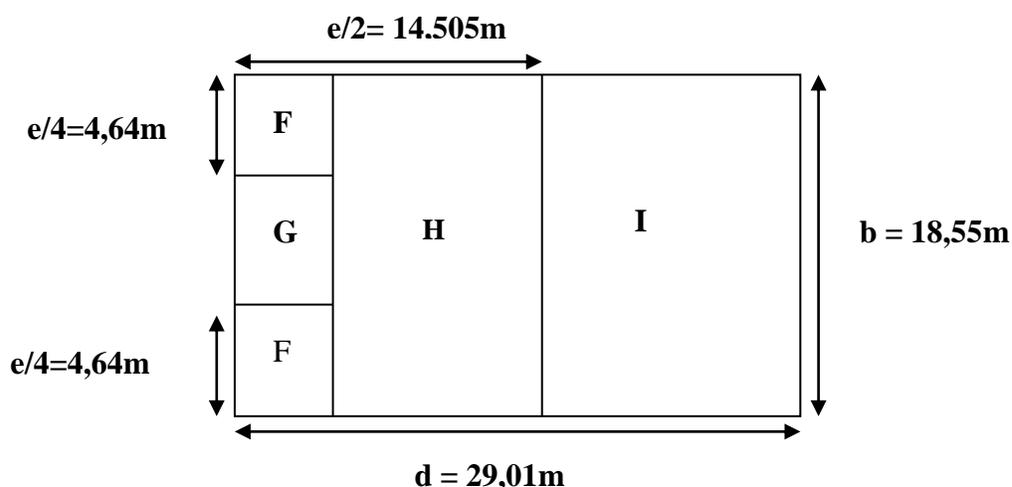


Figure 3. 10: Légende pour les toitures plates.

b- Coefficient de pression intérieure C_{pi}

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

On définit l'indice de perméabilité μ_p comme suit :

Donc :

✓ $C_{pi} = 0,2$

✓ $C_{pi} = -0,3$

La pression aérodynamique :

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

Tableau 3. 18: Récapitulatif (V2)

Zone	Z(m)	qp(ze)	C _{pe}	C _{pi}	C _{pi}	W (zj) [N/m ²]	W (zj) [N/m ²]
F	18,55	506,25	-1,6	0,8	-0,5	-1215	-556,87
	34,68	866,25	-1,1	0,8	-0,5	-1645,88	-519,75
G	18,55	506,25	-0,8	0,8	-0,5	-810	-151,875
	34,68	866,25	-0,8	0,8	-0,5	-1386	-259,875
H	18,55	506,25	-0,5	0,8	-0,5	658,125	0
	34,68	866,25	-0,5	0,8	-0,5	-1126,125	0
I	18,55	506,25	+0,8	0,8	-0,5	0	658,125
	34,68	866,25	+0,8	0,8	-0,5	0	1126,125

Calcul des forces de frottement :

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

$$F_w = C_d \times C_f \times q_p(Z_j) \times A_{ref}[N]$$

Avec

C_d : coefficient dynamique

A_{ref} : surface élémentaire.

C_f : Coefficient de Force.

	La direction	Le coefficient dynamique Cd
H= 34,68 B= 29,01	V1	0,845
H= 34,68 B= 18,55	V2	0,840

Calcul de coefficient de forme**Direction V1**

$$C_f = C_{f0} \times \psi \quad (\S 4.1.RNV2013)$$

C_{f0} : Coefficient de force des constructions en considérant un élancement effectif infini.

$\psi\lambda$: Facteur d'élancement donné par (Figure 4.1 RNV 2013) en fonction de l'élancement effectif

$$C_{f0}=2.4 \quad (\text{Figure 4.4 § 4.2 RNV 2013})$$

$$\lambda_e = \max(0.7 \times l/b; 70) \quad (\text{Tableau 4.1 § 4.1.2 RNV 2013})$$

$$\lambda_e = 70$$

$$\text{Pour } \varphi = 1 \quad \text{et} \quad \psi\lambda = 0,92$$

(§ 4.1.1 RNV 2013)

$$C_f = 2.28 \times 0.92 = 2,208$$

Tableau 3. 19: Force d'application d'ensemble direction V1.

Tronçons	H	L	Cd	Cf	qp	Aréf	Fw	Fw cumulé
De 0 à 29,01	29,01	18,55	0,845	2,208	712,5	841,58	1118,75	1118,75
De 29,01 à 34,68	34,68	18,55	0,845	2,208	761,25	1006,06	1420,46	2539,21

Tableau 3. 20: Force d'application d'ensemble direction V2.

Tronçons	H	L	Cd	Cf	qp	Aréf	Fw	Fw cumulé
De 0 à 18,55	18,55	29,01	0,840	1,90	506,25	344,10	269,94	269,94
De 18,55 à 34,68	34,68	29,01	0,840	1,90	866,25	643,31	889,39	1159,33

Calcul des forces de frottement

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

La Condition à vérifier :

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

Direction V1 :

$$2(18,55 \times 34,68) \leq 4(2(29,01) \times 34,68)$$

$$1286,62\text{m}^2 \leq 8048,53\text{m}^2$$

Direction V2 :

$$2(29,01 \times 34,68) \leq 4(2(18,55) \times 34,68)$$

$$2012,13\text{m}^2 \leq 5146,$$

La condition sont vérifiées, donc les effets de frottement du vent sur la surfaces peuvent être négligés dans notre cas.

$$V1 = \begin{cases} F_x = 1118,75 \text{ KN} \\ F_y = 1420,46 \text{ KN} \end{cases}$$

$$V2 = \begin{cases} F_x = 269,94 \text{ KN} \\ F_y = 889,39 \text{ KN} \end{cases}$$

Conclusion :

Ces résultats vont être comparés avec la résultante des forces sismiques, pour prendre le cas le plus défavorable en vue.

CHAPITRE IV :
Etude sismique

4.1 Introduction

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

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

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

4.1.1 Choix de la méthode de calcul

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

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

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

4.1.2 La méthode statique équivalente

a- Principe

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

b- Modélisation

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

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

4.1.3 La méthode modale spectrale

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

- Principe

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

- Spectres de réponse de calcul

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

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

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

η : Facteur de correction d'amortissement.

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

Q : Facteur de qualité (tableau 4.4)

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7) RPA99/V2003

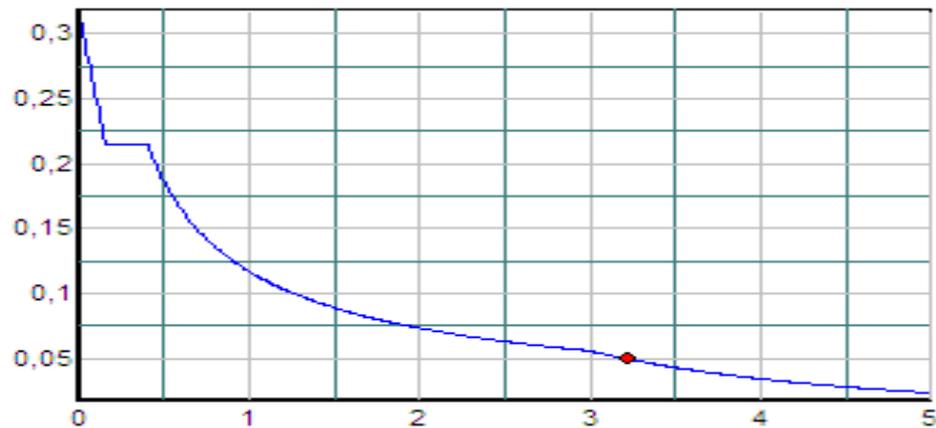


Figure 4. 1: Spectre de réponse

4.1.4 Principales vérifications exigent par le RPA pour cette méthode

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

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

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

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

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

La résultante des forces sismiques à la base " V_t " obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente " V " pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

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

4.3 Déplacements inter étages (article 5.10 RPA 2003)

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

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

Avec :

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

Où : h_e représente la hauteur de l'étage.

Avec :

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

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

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

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

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

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

R : coefficient de comportement.

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

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

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

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

Avec :

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

K :

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

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

Δ_k : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

h_k : Hauteur d'étage 'k'

4.5 Résultats de l'analyse dynamique

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

4.5.1 Modèle 1

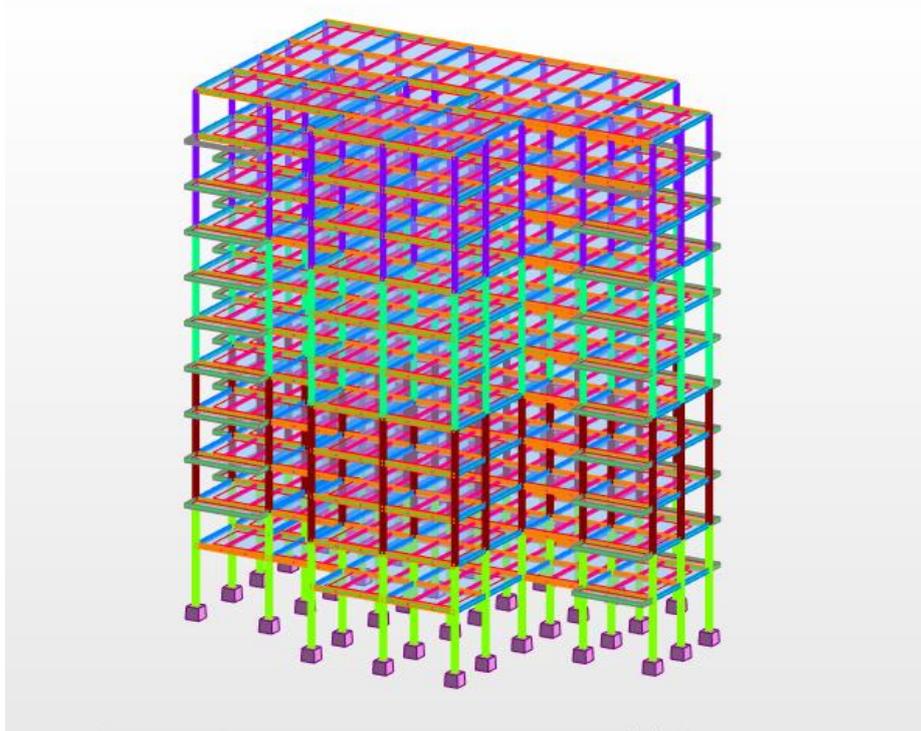


Figure 4. 2: Vue en 3D Structure auto stable

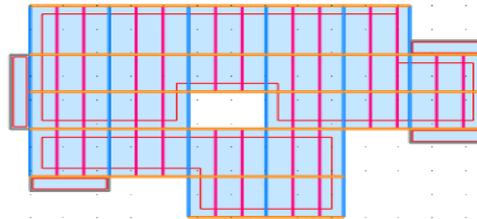


Figure 4. 3: Vue en 2D Structure auto stable

ELEMENTS	ETAGES	PROFILE
POTEAU	RDC et 1 ^{ère}	HEA280
	2 ^{ème} et 3 ^{ème} et 4 ^{ème}	HEA 260
	5 ^{ème} et 6 ^{ème} et 7 ^{ème}	HEA 240
	8 ^{ème} et 9 ^{ème} et 10 ^{ème}	HEA 220
Poutre principale	RDC – 10 étage	IPE300
Poutre secondaire	RDC – 10 étage	IPE240
Solive	RDC – 10 étage	IPE180

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

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

Une période fondamentale $T = 3,29$ s

- Le 1^{er} mode un mode de translation suivant y-y
- Le 2^{ème} mode est un mode de torsion.
- Le 3^{ème} mode est un mode de translation suivant x-x
- La participation massique dépasse le seuil 90% à partir du 22^{ème} mode

a) **Caractéristiques dynamiques propres :****Tableau 4. 1:** Les périodes et les facteurs de participation massique

Mode	Période	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
1	3,29	0,00	85,48	0	0,00	85,48	0
2	2,52	0,01	85,66	0	0,01	0,19	0
3	2,27	86,05	85,66	0	86,04	0,00	0
4	1,31	86,06	85,66	0	0,00	0,00	0
5	1,31	86,06	85,66	0	0,00	0,04	0
6	1,31	86,06	85,66	0	00	0,00	0

Remarque :

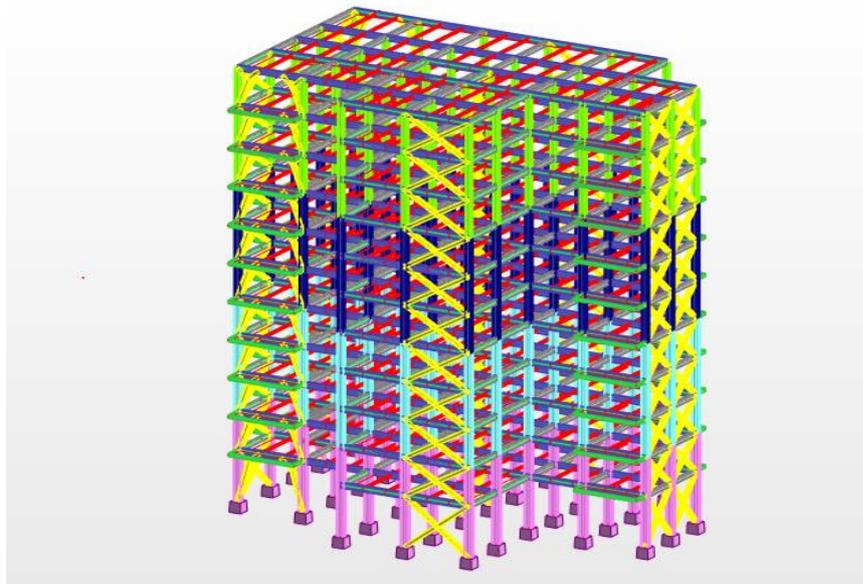
Ce modèle n'est pas satisfaisant vis-à-vis le comportement de la structure et la période fondamentale, une autre tentative a été faite.

4.5.2 Modèle 2

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

a) **Système de contreventement**

Palées triangulées en X et V : Profilée **Double UPN 280**

**Figure 4. 4:** Structure avec palées triangulées en X et en V

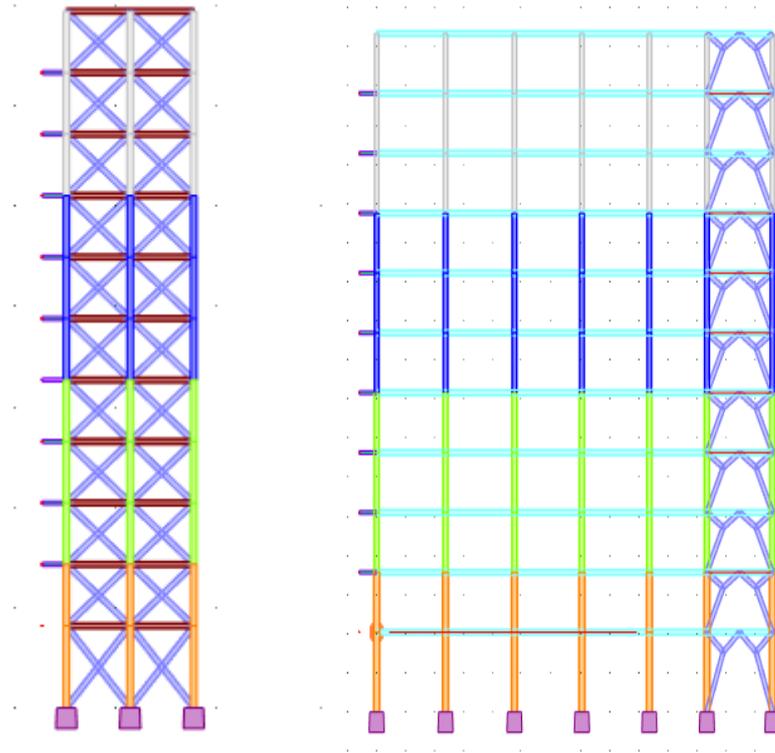


Figure 4. 5: Structure avec palées triangulées en X et en V

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

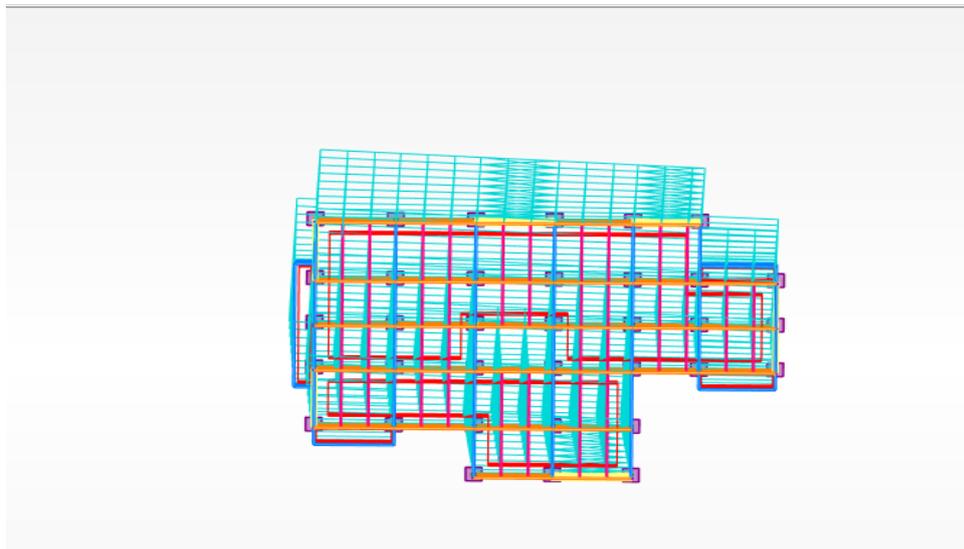
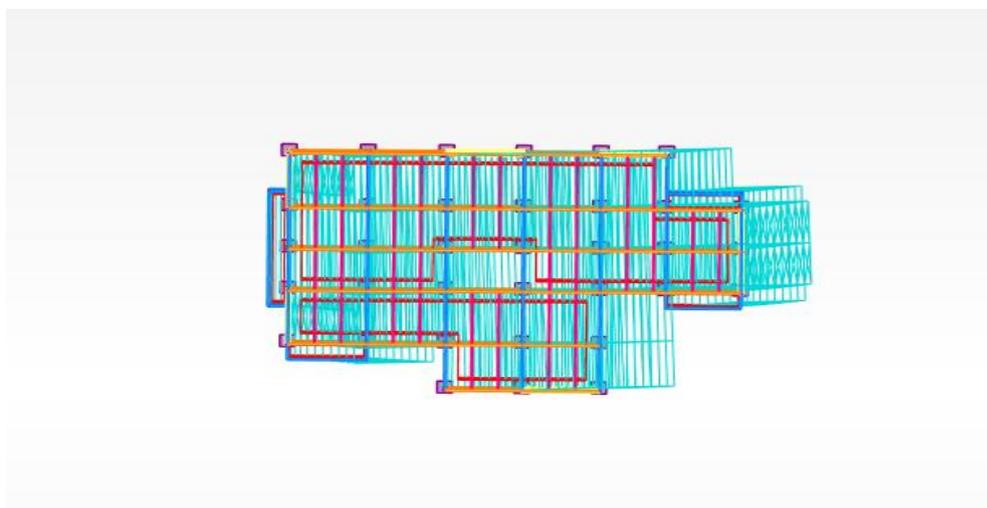
L'analyse dynamique de la structure a conduit à

Une période fondamentale $T=1.74$ s

- Le 1^{er} mode est un mode de translation suivant y-y
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation suivant x-x
- Le 3^{ème} mode est un mode est un mode de torsion.
- La participation massique atteint les 90% dans le 5^{ème} mode suivant les deux sens

Tableau 4. 2: Les périodes et les facteurs de participation massique

Mode	Période	Masse Cumulées UX %	Masse Cumulées UY%	Masse Cumulées UZ%	Masse Modale UX%	Masse Modale UY%	Masse Modale UZ%
1	1,74	0,10	71,54	0,0	0,10	71,54	0,0
2	1,53	75,08	71,69	0,0	74,97	0,14	0,0
3	1,03	75,61	78,81	0,0	0,54	0,69	0,0
4	0,41	85,92	90,78	0,0	10,31	6,43	0,0
5	0,23	91,77	91,27	0,01	5,82	11,97	0,0
6	0,22	91,7	91,77	0,01	0,03	0,49	0,0

**Figure 4. 6:** 1er mode translation y-y**Figure 4. 7:** 2ème mode translation x-x

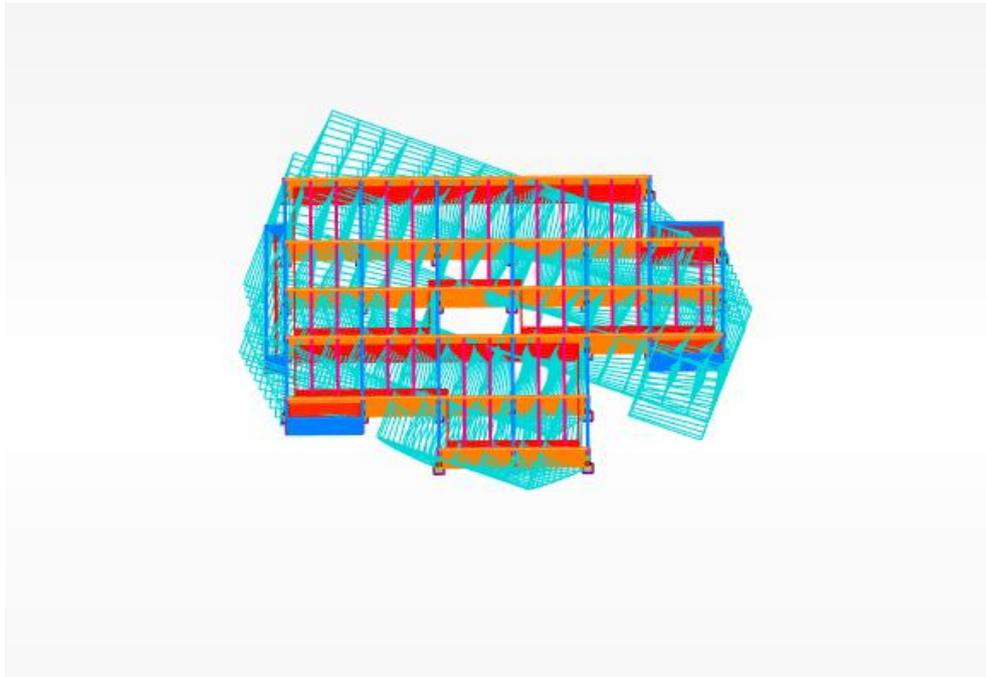


Figure 4. 8: 3ème mode torsion.

4.5.3 (Modèle final) :

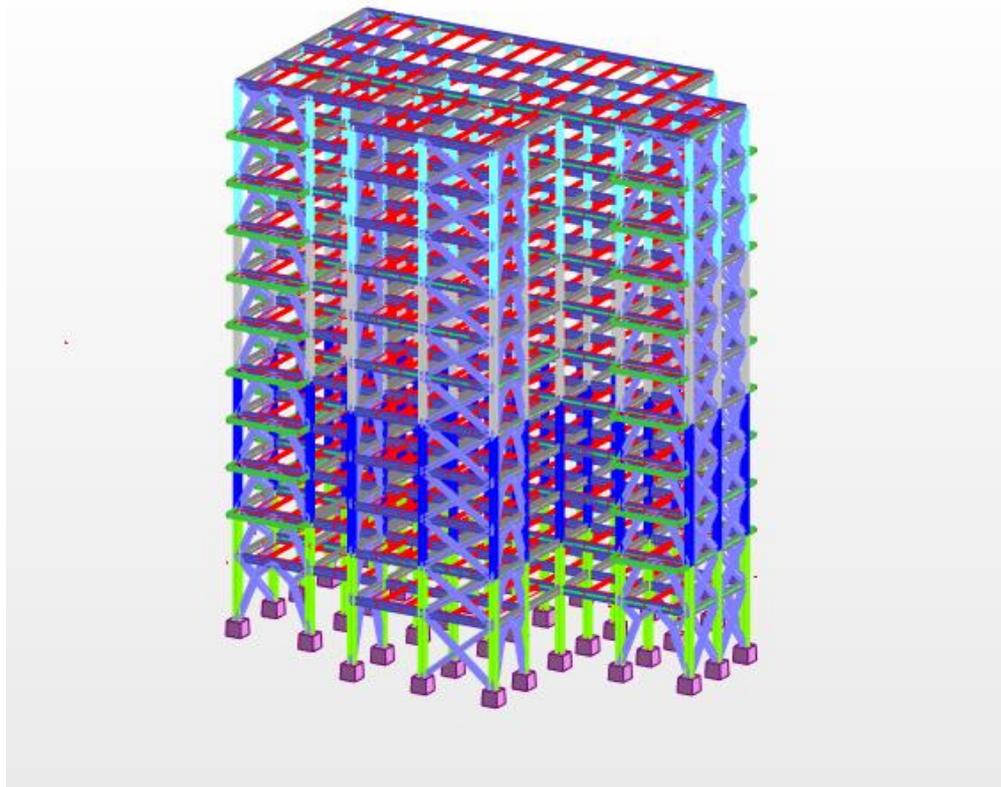


Figure 4. 9: model final avec contreventements en X et Y

ELEMENTS	ETAGES	PROFILE
POTEAU	RDC et 1 ^{ère}	HEA450
	2 ^{ème} et 3 ^{ème} et 4 ^{ème}	HEA 400
	5 ^{ème} et 6 ^{ème} et 7 ^{ème}	HEA 360
	8 ^{ème} et 9 ^{ème} et 10 ^{ème}	HEA 340
Poutre principale	RDC – 10 étage	HEA320
Poutre secondaire	RDC – 10 étage	HEA300
Solive	RDC – 10 étage	IPE180

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

L'analyse dynamique de la structure a conduit à

Une période fondamentale $T=0.98s$

- Le 1^{er} mode est un mode de translation suivant y-y
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation suivant x-x
- Le 3^{ème} mode est un mode est un mode de torsion.
- La participation massique atteint les 90% dans le 4^{ème} mode suivant les deux sens

Tableau 4. 3: Les résultats de le modèle final

Mode	Période	Masse Cumulées UX %	Masse Cumulées UY%	Masse Cumulées UZ%	Masse Modale UX%	Masse Modale UY%	Masse Modale UZ%
1	0.98	0.02	75.61	0.00	0.02	75.61	0.00
2	0.79	78.89	76.49	0.00	78.88	0.04	0.00
3	0.55	79.07	76.50	0.00	0.18	0.68	0.00
4	0.27	94.26	92.66	0.00	0.00	16.89	0.00
5	0.24	94.31	93.40	0.00	15.19	0.00	0.00
6	0.16	94.31	93.61	0.00	.005	0.44	0.00
7	0.14	94.31	94.17	0.00	0.00	1.03	0.00
8	0.14	94.31	94.20	0.01	0.00	0.01	0.00

4.5.4 Estimation de la période fondamentale de la structure (T)

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

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

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

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

$$\left\{ \begin{array}{l} D_x = 29.01\text{m} \\ D_y = 18.55\text{m} \end{array} \right.$$

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

⇒ **h_N = 34.68 m**

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

⇒ **C_T = 0,050**

⇒ Contreventement assuré partiellement ou totalement par des palées triangulées.

Donc :

$$T = \min \left\{ \begin{array}{l} T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} T_x = 0,09 \times \frac{34,68}{\sqrt{29,01}} = 0,57 \text{ s} \\ T_y = 0,09 \times \frac{34,68}{\sqrt{18,55}} = 0,74 \text{ s} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

$$T = C_T \times h_N^{3/4} = 0,05 \times 34,68^{3/4} = 0,93\text{s}$$

La valeur de T considère dans les deux directions :

- Sens (x-x) : T_x=min (0,57 ; 0,93) ⇒ T_x=0,57s.
- Sens (y-y) : T_y=min (0,74 ; 0,93) ⇒ T_y=0,74 s.

T_{analytique}= 0,98s

4.5.5 Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule citée dans le règlement parasismique :

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

Avec :

A : coefficient d'accélération suivant la zone sismique et le groupe d'usage.

Tableau 4. 4: Coefficient d'accélération en fonction de la zone

Groupe d'usage	ZONE		
	I	IIa	III
2	0,08	0,15	0,25

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \text{ (formule (4.2) RPA 2003)} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

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

Tableau 4. 5: Périodes caractéristiques associée à la catégorie du site

Site	S1	S2	S3	S4
T₁	0,15	0,15	0,15	0,15
T₂	0,30	0,40	0,50	0,70

Donc on est dans le 2^{ème} cas où :

$$\begin{cases} T_2 \leq T_x \leq 3s \Rightarrow D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_x} \right)^{2/3} \\ T_2 \leq T_y \leq 3s \Rightarrow D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_y} \right)^{2/3} \end{cases}$$

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0,7$$

η : facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement différent à 5%)

Dans notre cas l'amortissement 5% $\Rightarrow \eta = 1$

$$\begin{cases} D_x = 2,5 \times \left(\frac{0,4}{0,57} \right)^{2/3} = 1,97 \\ D_y = 2,5 \times \left(\frac{0,5}{0,74} \right)^{2/3} = 1,65 \end{cases}$$

R : Coefficient de comportement global de la structure $R = 4$

Q : facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité de contrôle de la construction.

La valeur de Q déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non".

Sa valeur est donné par le tableau 4.4(RPA 99/version 2003).

Tableau 4. 6: facteur de qualité

Les Critères	observée (o/n)	Pq // xx	observée (o/n)	Pq // yy
Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0,05	Non	0,05
Redondance en plan	Non	0	Non	0
Régularité en plan	Non	0.05	oui	0,05

Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0.1	Oui	0.1

$$Q_x=1,25 \quad Q_y=1,25$$

W : Poids de la structure, donne par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par le **RPA99 version2003** avec $(\beta=0,2)$ pour un bâtiment à usage bureau (**Tableau 4.5 RPA99 V2003**).

4.5.6 Résultant des forces sismiques

On trouve : $W=22623,91\text{kN}$ (calcul automatique)

$$V_x = \frac{0,25 \times 1,97 \times 1,25}{4} \times 22623,91 = 3764,61 \text{ kN}$$

$$V_y = \frac{0,25 \times 1,65 \times 1,25}{4} \times 22623,91 = 3153,10 \text{ kN}$$

D'après le fichier des résultats de **ROBOT** on a

$$V_{t_x} = 2927,79\text{kN} \quad \longrightarrow \quad 0,8 \times V_x = 3011,69\text{kN}$$

$$V_{t_y} = 2572,11\text{kN} \quad \longrightarrow \quad 0,8 \times V_y = 2522,48\text{kN}$$

$$V_{t_x} \leq 0,8 \times V_x \quad \text{Non Vérifiée}$$

$$V_{t_y} \geq 0,8 \times V_y \quad \text{Vérifiée}$$

$$r_x = \frac{0,8V_x}{V_{t_x}} = \frac{3011,69}{2927,79} = 1,05$$

$$V_{t_x} = 3074,18 \text{ kN} \geq 0,8 \times V_y \quad \text{Vérifiée}$$

4.5.7 Vérification des déplacements inter étages

L'une des vérifications préconisées par le **RPA99 version2003**, concerne les déplacements latéraux inter- étages, selon l'article 5.10 du **RPA99 version 2003** l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_x^k \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_y^k \leq \bar{\Delta}$$

Avec:

$\bar{\Delta}$: est le déplacement admissible

$\bar{\Delta} = 0.01h_e$ où h_e est la hauteur de l'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_x^k = R \cdot \delta_{ex}^k \quad \text{Et} \quad \delta_y^k = R \cdot \delta_{ey}^k$$

δ_e^k : Déplacement due aux forces sismiques E_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement (R=4)

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 4. 7: Vérification des déplacements inter étages pour le modèle

Z(m)	δ_x (cm)	δ_y (cm)	Δ_{ex} (cm)	Δ_{ey} (cm)	$\bar{\Delta}$	Observation
34.68	14,7	17,8	1,2	1,7	3,06	Vérifiée
31.62	13,5	16,1	1,3	1,8	3,06	Vérifiée
28.56	12,2	14,4	1,4	1,8	3,06	Vérifiée
25.50	10,8	12,4	1,5	1,9	3,06	Vérifiée
22.44	9,3	10,6	1,5	1,9	3,06	Vérifiée
19.38	7,7	8,7	1,6	1,9	3,06	Vérifiée
16.32	6,2	6,9	1,5	1,8	3,06	Vérifiée
13.26	4,7	5,1	1,4	1,6	3,06	Vérifiée
10.20	3,2	3,4	1,3	1,4	3,06	Vérifiée
7.14	2	2	1,1	1,1	3,06	Vérifiée
4.08	0,9	0,9	0,9	0,9	4,08	Vérifiée

Les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par « RPA99version 2003 ».

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

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

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1$$

Avec :

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

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

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'

Δ_k : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

h_k : Hauteur d'étage 'k' comme indique-la figure.

Tableau 4. 8: Vérification de l'effet P- Δ

Niveau	P(kn)	Vx (kn)	Vy (kn)	Δ_{ex} (mm)	Δ_{ey} (mm)	h (mm)	Θ_x	Θ_y	$\Theta \leq 0,1$
10	2391.11	665.94	618.16	12	17	3060	0.02	0.02	vérifier
9	4370.34	1127.93	1020.43	13	18	3060	0.02	0.02	vérifier
8	6327.21	1487.51	1315.04	14	18	3060	0.02	0.03	vérifier
7	8311.2	1783.59	1545.75	15	19	3060	0.02	0.03	vérifier
6	10267.22	2038.44	1741.72	15	19	3060	0.02	0.04	vérifier
5	12231.84	2262.05	1919.77	16	19	3060	0.02	0.03	vérifier
4	14259.6	2458.24	2086.56	15	18	3060	0.02	0.03	vérifier
3	16235.76	2630.55	2242.51	14	16	3060	0.01	0.03	vérifier
2	18227.47	2777.01	2380.49	13	14	3060	0.01	0.02	vérifier
1	20333.88	2886.91	2485.94	11	11	3060	0.01	0.02	vérifier
RDC	20470.27	2903	2501.53	09	09	4080	0.08	0.01	vérifier

➤ Conclusion

Vu les résultats obtenus, les conditions θ_x et $\theta_y \leq 0,1$ sont satisfaites, d'où l'effet P- Δ peut être négligé.

4.5.9 Vérification le coefficient de comportement R

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

L'effort total a la base de la structure **$P_{tot} = 22623,91$ KN**

L'effort normal a la base repris par les contreventements **$P_{cv} = 3933,84$ KN**

$$\frac{P_{cv}}{P_{tot}} = 17\%$$

4.6 Conclusion

D'après l'analyse dynamique de la structure, et la comparaison avec le code algérien on peut dire que notre structure résiste bien à l'action sismique malgré qu'elle soit implantée en zone de forte sismicité ce qui explique bien le rôle des systèmes de contreventements utilisés.

CHAPITRE V

Etude des éléments secondaires

5.1 LES ESCALIERS METALLIQUES

5.1.1 Introduction

La conception d'un escalier dépend généralement de l'utilisation qu'on lui réserve et du nombre de personnes qui l'empreinte simultanément.

Pour le dimensionnement des marches (g : giron) et contres marches (h), on utilise la formule de BLONDEL

$$59 \text{ cm} \leq (g+2h) \leq 66 \text{ cm}$$

Donc ;

h : varie de 14 cm à 20 cm

g : varie de 22 cm à 30 cm

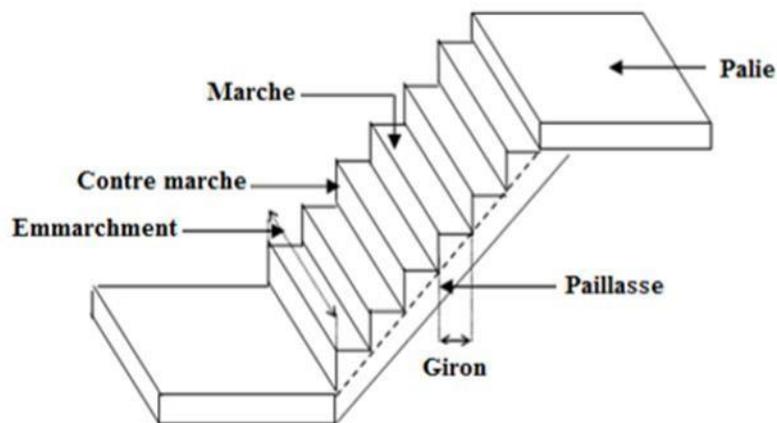


Figure 5. 1: Les éléments d'un escalier

5.1.2 La vérification de la relation de BLONDEL :

H : hauteur d'étage H= 4,08

h : hauteur de la marche h= 17cm

G : giron (largeur de la marche) g= 30 cm

On utilise la formule de BLONDEL

$$59 \text{ cm} \leq (g+2h) \leq 66 \text{ cm}$$

$$59 \text{ cm} \leq (30+2 \times 17) \leq 66 \text{ cm}$$

$$59 \text{ cm} \leq 64 \leq 66 \text{ cm}$$

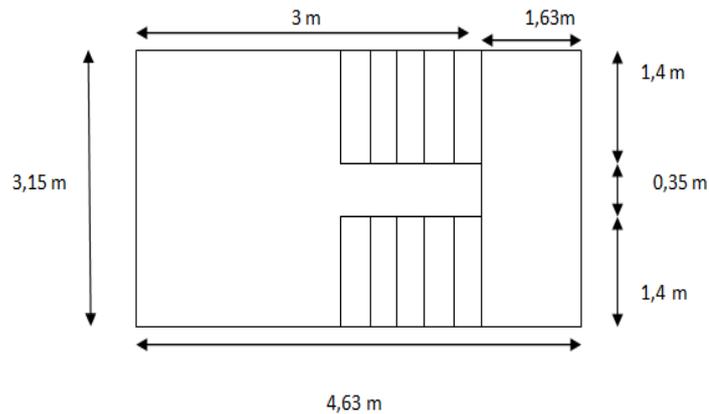


Figure 5. 2: coupe horizontale des Escaliers

- **RDC :**

Nombre des contres marches $n = \frac{4,08}{0,17} = 12$ contres marches

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

Emmarchement : 1.4m

L'inclinaison de la paillasse : $\tan\alpha = \frac{204}{300} = 0,68$; $\alpha = 34,21^\circ$

La longueur de la paillasse : $L = \sqrt{(3)^2 + (2,04)^2} = 3,62$

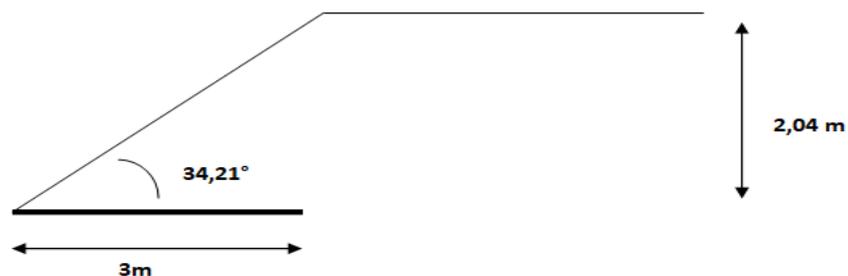


Figure 5. 3: schème représentant les dimensions de l'escalier (RDC)

5.1.3 Conception d'une marche

On modélise la marche comme une poutre simplement appuyée

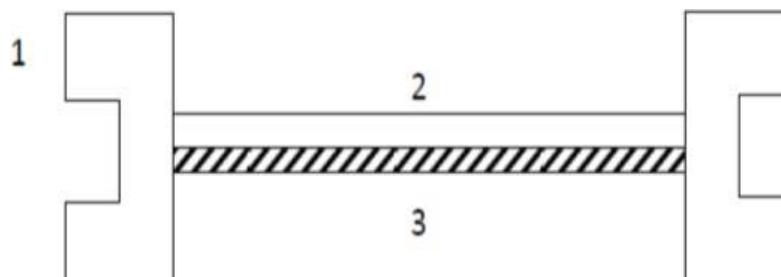


Figure 5. 4: Conception d'une marche.

Avec :

1 : Limon UAP

2 : La tôle

3 : Cornière

5.1.4 Dimensionnement des cornières :

➤ **Evaluation des charges :**

➤ **Charges permanente G :**

Tôle (5mm)	0,45 KN/m ²
Revêtement (e=2mm)	22×0,02=0,40KN/m ²
Mortier de pose (e=2mm)	20× 0,02=0,4 KN/m ²
Totale	G=1.25KN/m²

➤ **Surcharge d'exploitation « Q »**

Q=2.5 KN/m²

Remarque :

Chaque cornière reprend la moitié de la charge de la marche plus la charge de là contre marche

- **Combinaison des charges :**

ELU :

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 0,15$$

$$q_u = (1,35 \times 1.25 + 1,5 \times 2.5) \times 0,15$$

$$q_u = 0,81 \text{ KN/ml}$$

ELS :

$$q_s = (G + Q) \times 0,15 + (G + Q) \times 0,17$$

$$q_s = (1.25 + 2.5) \times 0,15 + (G + Q) \times 0,17$$

$$q_s = 1,2 \text{ KN/ml}$$

- **Condition de la flèche :**

$$f = \frac{5q_s l^4 250}{384EI} \leq f = \frac{l}{250}$$

$$I \geq \frac{5q_s l^3 250}{384E}$$

AN :

$$I \geq \frac{5 \times 1,2 \times 1400^3 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^5} = 5,10 \text{ cm}^4$$

$$I \geq 5,10 \text{ cm}^4$$

→ On opte pour une cornière **L45x45x4**.

$$I_y = 6,43 \text{ mm}^2$$

$$g = 0,0279 \text{ KN/m}$$

$$W_{el} = 1,97 \text{ mm}^3$$

- **Condition de la résistance**

$$q_s = (1,25 \times 0,15 + 1,25 \times 0,17 + 0,279) + 2,5 \times (0,15 + 0,17)$$

$$q_s = 1,47 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 1,35 \times [(1,25 \times 0,15 + 1,25 \times 0,17 + 0,279) + 1,5 \times (2,5 \times (0,15 + 0,17))]$$

$$q_u = 2,11 \text{ KN/ml}$$

- **Condition la flèche**

$$f = \frac{5q_s l^4 250}{384EI} = \frac{5 \times 1,54 \times 1400^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 7,84 \times 10^4}$$

$$f = 4,67 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{1400}{250} = 5,6 \text{ mm}$$

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

- **Le moment appliqué**

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

$$\frac{c}{t_f} = \frac{45-7-5}{5} = 6,6 < 10\varepsilon = 9,2 \quad \text{Donc la cornière est de classe 1}$$

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

$$M_{sd} = \frac{2,11 \times 1,4^2}{8} = 0,516 \text{ KN.m}$$

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

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

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

- **Cisaillement :**

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

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{2}$$

$$V_{sd} = \frac{2,11 \times 1,4^2}{2}$$

$$V_{sd} = 2,06 \text{ KN}$$

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

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

$$s = \frac{(45 \times 4) \times 4}{2} + \frac{(45 - 4) \times 4 \times 45}{2}$$

$$s = 3722 \text{ mm}^3$$

$$\tau = \frac{2,06 \times 3722 \times 10^3}{4 \times 6,43 \times 10^4}$$

$$\tau = 29,81$$

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

$$\tau < \tau'$$

condition vérifiée

5.1.5 Dimensionnement de limon de volée :

- **Evaluation des charges :**

- **Charges permanente G :**

Cornière $2 \times 11 \times 0,0279 \times 0,675/3 = 0.138 \text{ KN/m}$

Poids de garde-corps $0,3 \text{ KN/m}$

Revêtement + mortier de pose + tôle $1,25 \times 1,4/2 = 0.875 \text{ KN/m}$

Totale **G= 1,313KN/m**

- **Charge d'exploitation :** **Q=2,5×1,4/2=1,75KN/m**

Donc :

$$q_s = 1,313 + 1,75 = 3,063 \text{ KN/m}$$

$$q_u = 1,35 \times 1,313 + 1,5 \times 1,75 = 4,40 \text{ KN/m}$$

Donc

$$q_{u1} = q_u \times \cos\alpha = 3,63 \text{ KN/m}$$

$$q_{u2} = q_u \times \sin\alpha = 2,47 \text{ KN/m}$$

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

$$I \geq \frac{5q_s l^3 250 \cos\alpha}{384E} = I \geq \frac{5 \times 3.063 \times 3627^3 \times 250 \times \cos 34,21}{384 \times 2,1 \times 10^5}$$

$$I \geq 187,346 \text{ mm}^4$$

UAP100

$$I_y = 209,50 \text{ cm}^4$$

$$g = 0,105 \text{ KN/m}$$

$$W_{el} = 41,90 \text{ cm}^4$$

- **Condition de la résistance**

$$q_{u1} = 3,77 \text{ KN/m}$$

$$q_{u2} = 2,61 \text{ KN/m}$$

$$q_s = 3,063 + 0,105$$

$$q_s = 3,168 \text{ KN/m}$$

- **Condition de La flèche**

$$f = \frac{5q_s l^4 \cos\alpha}{384EI} = \frac{5 \times 3,168 \times 3627^4 \cos(34,21)}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 209,50 \times 10^4}$$

$$f = 13,41 \text{ mm}$$

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

$$f_{adm} = \frac{3627}{250} = 14,50 \text{ mm}$$

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

- **Le moment appliqué**

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

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

$$M_{sd} = \frac{3,77 \times 3,62^2}{8} = 6,17 \text{ KN.m}$$

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

$$M_{plrd} = \frac{275 \times 10^3 \times 49,59 \times 10^{-6}}{1,1} = 12,40 \text{ KN.m}$$

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

- **Condition de Cisaillement :**

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

$$V_{sd} = \frac{q_{u2} \times l^2}{2}$$

$$V_{sd} = \frac{2,61 \times 3,62^2}{2}$$

$$V_{sd} = 17,10 \text{ KN}$$

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

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

$$A_v = 1338 - 2 \times 50 \times 8,5 + (5,5 + 2 \times 8,5) \times 8,5$$

$$A_v = 679,25 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{679,25 \times 275 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1,1}$$

$$V_{plrd} = 98,04 \text{ KN}$$

$$V_{sd} < V_{plrd} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc :

On opte un **UAP100** pour le limon

5.1.6 Etude de pallier :

- **Evaluation des charges :**
- **Charge permanente :**

Corpus 55 0.13 KN/m²

Poids de la dalle (e=8cm) 2.00 KN/m²

Mortier de pose (e=2cm) 0.4 KN/m²

Revêtement en carrelage (2cm) 0.40 KN/m²

Totale **G= 2.93 KN/m²**

- **Charge d'exploitation :** **Q= 2.5 KN/m²**

Chargement linéaire :

$$G = 2,93 \times 3,15 = 9,23 \text{ KN/m}$$

$$Q = 2,5 \times 3,15 = 7,87 \text{ KN/m}$$

ELU

$$q_u = 1,35 \times 9,23 + 1,5 \times 7,87 = 24,27 \text{ KN/m}$$

ELS

$$q_s = 9,23 + 7,87 = 17,1 \text{ KN/m}$$

- **Condition de la flèche**

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

$$I \geq \frac{5q_s l^3 250}{384E} = I \geq \frac{5 \times 17,1 \times 250 \times 3150^3}{384 \times 2,1 \times 10^5}$$

$$I \geq 828,49 \text{ mm}^4$$

On opte un **IPE160**

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

$$g = 0,158 \text{ KN/ml}$$

$$W_{el} = 108,7 \text{ cm}^3$$

- **Condition de la résistance**

$$q_s = 17,1 + 0,158$$

$$q_s = 17,26 \text{ KN/m}$$

$$q_u = 24,27 + 1,35 \times 0,158$$

$$q_u = 24,48 \text{ KN/m}$$

- **Condition de La flèche :**

$$f = \frac{5q_s l^4}{384EI} = \frac{5 \times 17,1 \times 3150^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 869,3 \times 10^4}$$

$$f = 12 \text{ mm}$$

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

$$f_{adm} = \frac{3150}{250} = 12,6 \text{ mm}$$

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

- **Moment appliqué :**

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

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

$$M_{sd} = \frac{24,48 \times 3,15^2}{8} = 30,36 \text{ KN.m}$$

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

$$M_{plrd} = \frac{275 \times 123,9 \times 10^3}{1,1} = 30,97 \text{ KN.m}$$

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

- **Étage courant :**

Nombre des contres marches $n = \frac{3,06}{0,17} = 9$ contres marches

Nombre des marches $m = n-1 = 9-1 = 8$

Emmarchement : 1.4m

L'inclinaison de la paillasse : $\tan \alpha = \frac{153}{300} = 0,51$; $\alpha = 27,02^\circ$

La longueur de la paillasse : $L = \sqrt{(3^2 + 1,53^2)} = 3,36\text{m}$

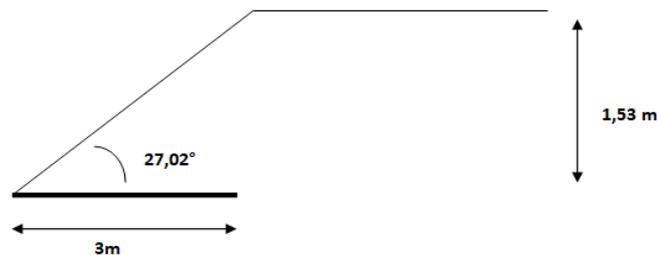


Figure 5. 5: Schème représentant les dimensions de l'escalier (étage courant)

5.1.7 Dimensionnement des cornières :

- **Evaluation des charges :**

- **Charges permanente G :**

Tôle (5mm) 0,45 KN/m²

Revêtement (e=2mm) $22 \times 0,02 = 0,40 \text{ KN/m}^2$

Mortier de pose (e=2mm) $20 \times 0,02 = 0,4 \text{ KN/m}^2$

Totale **G=1.25KN/m²**

- **Surcharge d'exploitation « Q »** **Q=2.5 KN/m²**

Remarque :

Chaque cornière reprend la moitié de la charge de la marche plus la charge de la contre marche

Combinaison des charges :**ELU :**

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 0,15$$

$$q_u = (1,25 + 2,5) \times 0,15$$

$$q_u = 0,81 \text{ KN/ml}$$

ELS :

$$q_s = (G + Q) \times 0,15 + (G + Q) \times 0,17$$

$$q_s = (1,25 + 2,5) \times 0,15 + (G + Q) \times 0,17$$

$$q_s = 1,2 \text{ KN/ml}$$

Dimensionnement du support des marches :

- **Condition de la flèche :**

$$f = \frac{5q_s l^4 250}{384EI} \leq f = \frac{l}{250}$$

$$I \geq \frac{5q_s l^3 250}{384E}$$

AN :

$$I \geq \frac{5 \times 1,2 \times 1400^3 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^5} = 5,10 \text{ cm}^4$$

$$I \geq 5,10 \text{ cm}^4$$

→ On opte pour une cornière **L45x45x4**.

- **Condition de la résistance :**

$$q_s = (1,25 \times 0,15 + 1,25 \times 0,17 + 0,279) + 2,5 \times (0,15 + 0,17)$$

$$q_s = 1,47 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 1,35 \times [(1,25 \times 0,15 + 1,25 \times 0,17 + 0,279) + 1,5 \times (2,5 \times (0,15 + 0,17))]$$

$$q_u = 2,11 \text{ KN/ml}$$

- **Condition de La flèche :**

$$f = \frac{5q_s l^4 250}{384EI} = \frac{5 \times 1,54 \times 1400^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 7,84 \times 10^4}$$

$$f = 4,67 \text{ mm}$$

$$f_{\text{adm}} = \frac{1400}{250} = 5,6 \text{ mm}$$

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

- **Le moment appliqué :**

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

$$\frac{c}{t_f} = \frac{45-7-5}{5} = 6,6 < 10\varepsilon = 9,2 \quad \text{Donc la cornière est de classe 1}$$

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

$$M_{\text{sd}} = \frac{2,11 \times 1,4^2}{8} = 0,516 \text{ KN.m}$$

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

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

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

- **Condition de Cisaillement :**

$$V_{\text{sd}} < V_{\text{plrd}}$$

$$V_{\text{sd}} = \frac{q_u \times l^2}{2}$$

$$V_{\text{sd}} = \frac{2,11 \times 1,4^2}{2}$$

$$V_{\text{sd}} = 2,06 \text{ KN}$$

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

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

$$s = \frac{(45 \times 4) \times 4}{2} + \frac{(45 - 4) \times 4 \times 45}{2}$$

$$s = 3722 \text{ mm}^3$$

$$\tau = \frac{2,06 \times 3722 \times 10^3}{4 \times 6,43 \times 10^4}$$

$$\tau = 29,81$$

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

$$\tau < \tau'$$

condition vérifiée

5.1.8 Dimensionnement de limon de volée :

➤ **Evaluation des charges :**

➤ **Charges permanente G :**

Cornière $2 \times 8 \times 0,0279 \times 0,675/3 = 0.100 \text{KN/m}$

Poids de garde-corps $0,3 \text{ KN/m}$

Revêtement + mortier de pose + tôle $1,25 \times 1,4/2 = 0.875 \text{KN/m}$

Totale **G= 1,275KN/m**

➤ **Charge d'exploitation :** **Q=2,5×1,4/2=1,75KN/m**

Donc :

$$q_s = 1,275 + 1,75 = 3,025 \text{ KN/m}$$

$$q_u = 1,35 \times 1,275 + 1,5 \times 1,75 = 4,34 \text{KN/m}$$

Donc

$$q_{u1} = q_u \times \cos \alpha = 3,86 \text{ KN/m}$$

$$q_{u2} = q_u \times \sin \alpha = 1,97 \text{KN/m}$$

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

$$I \geq \frac{5q_s l^3 250 \cos \alpha}{384E}$$

$$I \geq \frac{5 \times 3.025 \times 3367^3 \times 250 \times \cos 27,02}{384 \times 2,1 \times 10^5}$$

$$I \geq 159,44 \text{ mm}^4$$

UAP100

- **Condition de la résistance :**

$$q_s = 3,025 + 0,105$$

$$q_s = 3,13 \text{ KN/m}$$

$$q_{u1} = 4 \text{ KN/m}$$

$$q_{u2} = 2,11 \text{ KN/m}$$

- **Condition de La flèche :**

$$f = \frac{5q_s l^4 \cos\alpha}{384EI} = \frac{5 \times 3,13 \times 3367^4 \cos(27,02)}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 209,50 \times 10^4}$$

$$f = 10,60 \text{ mm}$$

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

$$f_{adm} = \frac{3367}{250} = 13,46 \text{ mm}$$

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

- **Moment appliqué :**

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

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

$$M_{sd} = \frac{4 \times 3,36^2}{8} = 5,64 \text{ KN.m}$$

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

$$M_{plrd} = \frac{275 \times 10^3 \times 49,59 \times 10^{-6}}{1,1} = 12,40 \text{ KN.m}$$

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

- **Condition de Cisaillement :**

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

$$V_{sd} = \frac{q_{u2} \times l^2}{2}$$

$$V_{sd} = \frac{2,11 \times 3,36^2}{2}$$

$$V_{sd} = 11,91 \text{ KN}$$

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

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

$$A_v = 1338 - 2 \times 50 \times 8,5 + (5,5 + 2 \times 8,5) \times 8,5$$

$$A_v = 679,25 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{679,25 \times 275 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1,1}$$

$$V_{plrd} = 98,04 \text{ KN}$$

$$V_{sd} < V_{plrd} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc : On opte un **UAP100** pour le limon

5.1.9 Etude de pallier :➤ **Evaluation des charges :**➤ **Charge permanente :**

Cofraplus 55	0.13 KN/m ²
Poids de la dalle (e=8cm)	2.00 KN/m ²
Mortier de pose (e=2cm)	0.4 KN/m ²
Revêtement en carrelage (2cm)	0.40 KN/m ²
Totale	G= 2.93 KN/m²

➤ **Charge d'exploitation :** **Q= 2.5 KN/m²**

Chargement linéaire :

$$G = 2,93 \times 3,15 = 9,23 \text{ KN/m}$$

$$Q = 2,5 \times 3,15 = 7,87 \text{ KN/m}$$

ELS

$$q_s = 9,23 + 7,87 = 17,1 \text{ KN/m}$$

ELU

$$q_u = 1,35 \times 9,23 + 1,5 \times 7,87 = 24,27 \text{ KN/m}$$

• **Condition de la flèche**

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

$$I \geq \frac{5q_s l^3 250}{384E} = I \geq \frac{5 \times 17,1 \times 250 \times 3150^3}{384 \times 2,1 \times 10^5}$$

$$I \geq 828,49 \text{ mm}^4$$

On opte un **IPE160**• **Condition de la résistance :**

$$q_s = 17,1 + 0,158$$

$$q_s = 17,26 \text{ KN/m}$$

$$q_u = 24,27 + 1,35 \times 0,158$$

$$q_u = 24,48 \text{ KN/m}$$

• **Condition de La flèche :**

$$f = \frac{5q_s l^4}{384EI} = \frac{5 \times 17,1 \times 3150^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 869,3 \times 10^4}$$

$$f = 12\text{mm}$$

$$f_{\text{adm}} = \frac{l}{250}$$

$$f_{\text{adm}} = \frac{3150}{250} = 12,6 \text{ mm}$$

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

- **Moment appliqué :**

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

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

$$M_{\text{sd}} = \frac{24,48 \times 3,15^2}{8} = 30,36 \text{ KN.m}$$

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

$$M_{\text{plrd}} = \frac{275 \times 123,9 \times 10^3}{1,1} = 30,97 \text{ KN.m}$$

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

5.2 ACROTÈRE

5.2.1 Introduction

L'acrotère est un élément non structural, il sera calculé comme une console encadrée au niveau du plancher terrasse qui est la section dangereuse, d'après sa disposition, l'acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

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

5.2.2 Calcul des charges Sollicitant L'acrotère

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

Largeur $b=100\text{cm}$

Hauteur $H=60\text{cm}$

Epaisseur $e=10\text{cm}$

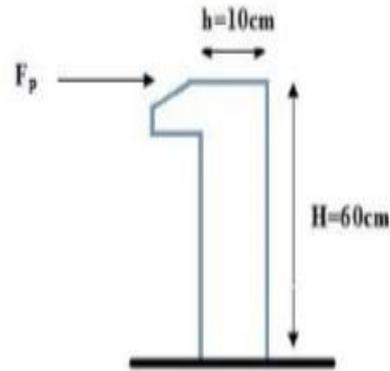


Figure 5. 6: Dimension de l'acrotère

➤ **Evaluation des charges**

➤ **Charge permanente :**

$$G=0,6 \times 0,1 \times 25 = 1,5 \text{ KN/m}$$

➤ **Charge d'exploitation :**

$$Q=1 \text{ KN/m}$$

Les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux et les éléments ancrés à la structure sont calculées suivant la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

Avec :

A: 0,3 (zone III, groupé d'usage 2) Coefficient d'accélération de zone. (Tab 41/RPA99).

$C_p=0,8$ Facteur de forces horizontales. (Tableau 6-1/ RPA99).

$W_p=1,5 \text{ KN/ml}$ Poids de l'élément.

$$F_p=1,4 \text{ KN}$$

5.2.3 Les sollicitations

$$M_{F_p} = H \times F_p = 0,6 \times 1,4 = 0,84 \text{ KN.m}$$

$$M_p = H \times Q = 0,6 \times 1 = 0,6 \text{ KN.m}$$

$$M = \max(M_{F_p}, M_p) = 0,84 \text{ KN.m}$$

• **Effort N**

$$\text{ELU : } N = 1,35 \times 1,5 = 2,03 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } N = 1,5 \text{ KN}$$

- **Moment M**

$$\text{ELU : } M = 1,5 \times 0,84 = 1,26 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS : } M = 0,84 \text{ KN.m}$$

5.2.4 Dimensionnement de l'acrotère

On a : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $h = 0,1 \text{ m}$; $H = 0,6 \text{ m}$

5.2.5 Position du centre de pression

$$e_0 = M_u / N_u = 1,26 / 2,03 = 0,53 \text{ m}$$

$$h/6 = 0,016 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, donc elle est partiellement comprimée.

Le calcul se fera en flexion simple puis en flexion composée

- **Calcul en flexion simple**

$$d = 0,08 \text{ m}; b = 1 \text{ m}; f_{bu} = 0,85 \times f_{c28} / \gamma_b = 14,17 \text{ MPa}$$

- **Moment réduit**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2} \times f_{bu} = 0,012$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 79,521$$

$$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s} \times Z_b = 39,047 \text{ mm}^2$$

$$\mu_{bu} = 0,018 < 0,392 \rightarrow A' = 0$$

- **Calcul flexion composé**

$$A_u = A_s - \frac{N_u}{\sigma_s} = 39 - \frac{2,03}{374,82} = 33,21 \text{ mm}^2$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{min} \geq 0,23(b \times d \times f_{t28} / f_{ed})$$

$$A_{min} \geq 0,23 \times 100 \times 8 \times \frac{2,1}{347,82} = 111 \text{ mm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{min} = 1,13 \text{ cm}^2$$

On prend 6T6 par mètre linéaire de l'acrotère

CHAPITRE VI :
Vérification des éléments
structuraux

6.1 Introduction

La vérification des éléments de l'ossature d'un bâtiment (élément fléchis et ou comprimés) exige que sous toutes les combinaisons d'action possibles, définies réglementairement, la stabilité doit être assurée, globalement au niveau de la structure et individuellement au niveau de chaque élément.

6.2 Vérifications des poteaux

Les poteaux sont des éléments qui travaillent principalement à la compression et à la flexion et cela par les charges du plancher et des efforts horizontaux, donc les poteaux sont dimensionnés à la flexion composée.

6.3.1 Hypothèse de calcul

Les poteaux sont soumis à la flexion composée où chaque poteau est soumis à un effort normal « N » et deux moments fléchissant M_x et M_y . La vérification se fait pour toutes les combinaisons inscrites aux règlements sous les sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens.

Les différentes sollicitations doivent être combinées dans les cas les plus défavorables, qui sont :

Cas 1 : une compression maximale N_{sd} et un moment $M_{y, sd}$ et $M_{z, sd}$ correspondant.

Cas 2 : une moment $M_{y, sd}$ maximale et une compression N_{sd} et $M_{z, sd}$ correspondant.

Cas 3 : une moment $M_{z, sd}$ maximale et une compression N_{sd} et $M_{y, sd}$ correspondant.

6.3.2 Les étapes de la vérification du flambement par flexion

Les éléments sollicités simultanément en flexion et en compression axiale, pour une section transversale de classes 1 ou 2, doivent satisfaire à la condition suivante :

$$\frac{N}{\chi_{min} \frac{N_{pl}}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_y \cdot M_{sdy}}{\frac{M_{ply}}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_z \cdot M_{sdz}}{\frac{M_{plz}}{\gamma_{M1}}} \leq 1... \quad \text{CCM97 (5.51 page82)}$$

Où :

$$N_{pl} = A \cdot f_y ; M_{pl} = W_{pl} \cdot f_y$$

$$\gamma_{M1} = 1,1 ; f_y = 275 \text{ Mpa}$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y}, \text{ avec } K_y \leq 1,5$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \cdot \beta_{M,y} - 4) + \left(\frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right), \text{ avec } \mu_y \leq 0,90$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y}; K_z \leq 1,5$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z(2 \cdot \beta_{M,z} - 4) + \left(\frac{W_{pl,z} - W_{el,z}}{W_{el,z}} \right); \mu_z \leq 0,90$$

$$\chi = 1 / \left(\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2} \right) \leq 1 \text{ Et } \phi = 0,5(1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2)$$

$$\chi_{min} = \min\{\chi_y, \chi_z\}.$$

χ_y, χ_z sont les coefficients de réduction pour les axes y-y et z-z respectivement.

$\beta_{M,y}, \beta_{M,z}$ sont les facteurs de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion.

• **Détermination la longueur de flambement :**

Mode d'instabilité à nœuds fixes :

$$\frac{\ell_K}{\ell_0} = \left[\frac{1 + 0,145 (\eta_1 + \eta_2) - 0,265 \eta_1 \eta_2}{2 - 0,364 (\eta_1 + \eta_2) - 0,247 \eta_1 \eta_2} \right]$$

$$\eta_1 = \frac{\sum K_{poteaux}}{\sum K_{poteaux} + \sum K_{poutres}}$$

$$\eta_2 = \frac{\sum K_{poteaux}}{\sum K_{poteaux} + \sum K_{poutres}}$$

Avec :

$K_{poteaux}$: sont les rigidités des poteaux = I / H

$K_{poutres}$: rigidité des poutres = I / L

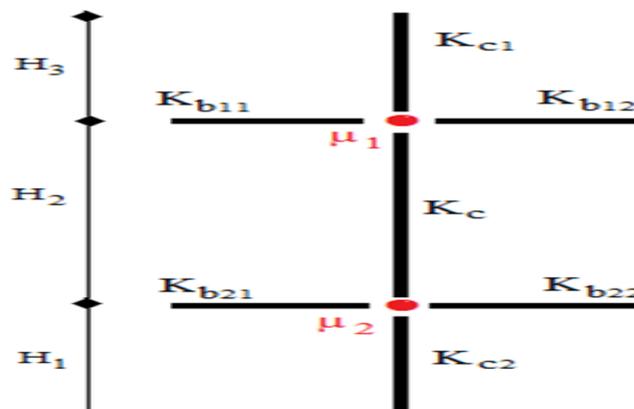


Figure 6. 1 : Facteurs de distribution de la rigidité [].

6.3.3 Exemple de calcul**Poteau HEA 450(RDC) :**

Le poteau central le plus sollicité

$$\text{HEA450} \left\{ \begin{array}{l} N_{sd} = 1986,75 \text{ KN} \\ M_{sd y} = 22,29 \text{ KN.m} \\ M_{sd z} = 15,18 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Profilé	A	I _y	I _z	W _{pl.y}	W _{pl.z}	W _{el.y}	W _{el.z}	i _y	i _z
	(cm ²)	(cm ⁴)	(cm ⁴)	(cm ³)	(cm ³)	(cm ³)	(cm ³)	(cm)	(cm)
HEA450	178	63720	9465	3216	965,5	2896	631	18,92	7,29

- **Vérification du flambement :**

Suivant yy :

$$k_{\text{poteaux HEA450}} = \frac{63720 \times 10^4}{4080} = 156176,47 \text{ mm}^4$$

$$k_{\text{poutre(4,15m)}} = \frac{23130 \times 10^4}{4150} = 55734,93 \text{ mm}^4$$

$$k_{\text{poutre(3,15m)}} = \frac{23130 \times 10^4}{3150} = 73428,57 \text{ mm}^4$$

$$\eta_1 = 0,64$$

$$\eta_2 = 0 \quad (\text{Les poteaux de RDC sont encastres au niveau du sol})$$

$$L_{fy} = 2530,94 \text{ mm}$$

Suivant Z-Z :

$$k_{\text{poteaux HEA450}} = \frac{9465 \times 10^4}{4080} = 23198,52 \text{ mm}^4$$

$$k_{\text{poutre(4,63m)}} = \frac{33740 \times 10^4}{4630} = 72872,57 \text{ mm}^4$$

$$k_{\text{poutre(4,73m)}} = \frac{33740 \times 10^4}{4730} = 71331,92 \text{ mm}^4$$

$$\eta_1 = 0,26$$

$$\eta_2 = 0 \quad (\text{Les poteaux de RDC sont encastres au niveau du sol})$$

$$L_{fz} = 2222,064 \text{ mm}$$

➤ **Calcul de χ_{\min} :**

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{2530,94}{168,4} = 15,02$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{2222,05}{73,4} = 30,27$$

On a $\lambda_z > \lambda_y \Rightarrow$ le flambement se produit autour de l'axe (Z-Z)

$$\frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A} \quad \text{Ou} \quad \lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} \quad \text{et} \quad \beta_A = 1 \quad \text{section de classe (II)}$$

$$\lambda_1 = 93,91 \varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} ; f_y = 275 \text{ MPa} \Rightarrow \varepsilon = 0,924 \Rightarrow \lambda_1 = 86,80$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{86,80} = 0,17 < 0,2 \quad \text{pas de risque de flambement.}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{86,80} = 0,34 > 0,2 \quad \text{il y'a de risque de flambement.}$$

$$\Phi_y = 0,5 \times [1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0,2)] + \bar{\lambda}_y^2$$

$$\Phi_z = 0,5 \times [1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0,2)] + \bar{\lambda}_z^2$$

Avec :

$$\frac{h}{b} = \frac{390}{300} = 1,3 > 1,2$$

$$\text{Et } t_f \leq 40 \text{ mm}$$

\Rightarrow Courbe de flambement (Z-Z) b $\Rightarrow \alpha = 0,34$

\Rightarrow Courbe de flambement (Y-Y) a $\Rightarrow \alpha = 0,21$

$$\Phi_y = 0,51$$

$$\Phi_z = 0,58$$

$$\chi_y = 1 \quad \chi_z = 0,83 \quad \text{donc} \quad \chi_{\min} = 0,83$$

➤ **Calcul de K_y et K_z**

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \leq 1,5$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times ((2 \times \beta_{My}) - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \quad \text{Avec} \quad \mu_y \leq 0,90$$

Avec : β_{My}, β_{Mz} : « facteur de moment uniforme équivalent »

$$\beta_{M\phi y} = 1.8 - 0.7.\phi$$

$$\phi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}}$$

$$\phi_y = \frac{7,24}{22,57} = 0,32 \dots\dots\dots B_{M_y}=1,8$$

$$\phi_z = \frac{11,60}{14,66} = 0,79 \dots\dots\dots B_{M_z}= 1,8$$

$$\mu_y = 0,03 < 0,90 \quad \text{vérifiée}$$

$$k_y = 1 - \frac{0,03 \times 1861,75 \times 10^3}{1 \times 15900 \times 275} = 1 < 1,5$$

$$\mu_z = 0,38 < 0,90 \quad \text{vérifiée}$$

$$k_z = 1 + \frac{0,38 \times 1861,75 \times 10^3}{0,98 \times 15900 \times 275} = 1 < 1,5$$

$$\frac{1861,75 \times 10^3}{0,98 \times 15900 \times \frac{275}{1,1}} + \frac{1 \times 22,57 \times 10^6}{2562000 \times \frac{275}{1,1}} + \frac{1 \times 14,66 \times 10^6}{872900 \times \frac{275}{1,1}} = 0,67 < 1$$

condition vérifiée

« Les mêmes étapes seront suivies pour les vérifications des autres poteaux

Cas 1 : N^{MAX} ; M_{sd_y}^{CORR} ; M_{sd_z}^{CORR}

niveau	Profile	combinaison	N ^{max}	M _{sd_y} ^{corr}	M _{sd_z} ^{corr}
8 ^{eme} , 9 ^{eme} , 10 ^{eme}	HEA340	ELU	454,71	6,13	0,29
5 ^{eme} , 6 ^{eme} , 7 ^{eme}	HEA360	ELU	887,07	4,77	0,80
2 ^{eme} , 3 ^{eme} , 4 ^{eme}	HEA400	ELU	1339,81	2,64	2,06
RDC+ 1 ^{ere}	HEA450	G+Q+EY	1986,75	22,29	15,18

Tableau 6. 1: Résistance des poteaux.

Etage	Profilé	L _{fy}	L _{fz}	X _{min}	K _y	K _z	Condition
8 ^{eme} , 9 ^{eme} , 10 ^{eme}	HEA320	1928,92	1687,95	0,97	1,02	0,99	0,31
5 ^{eme} , 6 ^{eme} , 7 ^{eme}	HEA340	2087,94	1745,5306	0,97	1,3	0,97	0,50
2 ^{eme} , 3 ^{eme} , 4 ^{eme}	HEA360	2134,04	1753,35	0,97	1	1	0,58
RDC+ 1 ^{ere}	HEA400	2530,94	2222,064	0,94	1	1	0,67

Cas 2 : M_{sdy}^{MAX} ; N^{corr} ; M_{sdz}^{corr}

niveau	Profilé	combinaison	M_{sdy}^{Max}	N^{corr}	M_{sdz}^{corr}
8 ^{eme} , 9 ^{eme} , 10 ^{eme}	HEA340	G+Q+EX	97,91	146,80	6,57
5 ^{eme} , 6 ^{eme} , 7 ^{eme}	HEA360	G+Q+EX	89,30	402,61	13,81
2 ^{eme} , 3 ^{eme} , 4 ^{eme}	HEA400	G+Q+EX	95,07	570,94	11,45
RDC+ 1 ^{ere}	HEA450	G+Q+EX	80,91	832,82	4,98

Tableau 6. 2: Résistance des poteaux.

Etage	Profilé	Lfy	Lfz	χ_{min}	Ky	Kz	Condition
8 ^{eme} , 9 ^{eme} , 10 ^{eme}	HEA340	1928,92	1687,95	0,97	1	0,97	0,26
5 ^{eme} , 6 ^{eme} , 7 ^{eme}	HEA360	2087,94	1745,5306	0,97	1,28	0,99	0,43
2 ^{eme} , 3 ^{eme} , 4 ^{eme}	HEA400	2134,04	1753,35	0,97	1,36	1,69	0,44
RDC+ 1 ^{ere}	HEA450	2530,94	2222,064	0,94	1,4	1,7	0,46

Cas 3: M_{sdz}^{MAX} ; N^{corr} ; M_{sdy}^{corr}

niveau	Profilé	Combinaison	M_{sdz}^{Max}	N^{corr}	M_{sdy}^{corr}
8 ^{eme} , 9 ^{eme} , 10 ^{eme}	HEA340	G+Q+EY	54,63	61,14	80,39
5 ^{eme} , 6 ^{eme} , 7 ^{eme}	HEA360	G+Q+EY	273,98	30,82	80,91
2 ^{eme} , 3 ^{eme} , 4 ^{eme}	HEA400	G+Q+EY	78,31	483,46	28,57
RDC+ 1 ^{ere}	HEA450	G+Q+EY	49,03	690,18	25,05

Tableau 6. 3: Résistance des poteaux.

Etage	Profilé	Lfy	Lfz	χ_{min}	Ky	Kz	Condition
8 ^{eme} , 9 ^{eme} , 10 ^{eme}	HEA340	1928,92	1687,95	0,97	1.01	0,98	0,25
5 ^{eme} , 6 ^{eme} , 7 ^{eme}	HEA360	2087,94	1745,5306	0,97	1,3	0,98	0,38
2 ^{eme} , 3 ^{eme} , 4 ^{eme}	HEA400	2134,04	1753,35	0,97	1,02	0,99	0,42
RDC+ 1 ^{ere}	HEA450	2530,94	2222,064	0,94	1,02	0,99	0,45

6.3 Vérifications des Poutres

6.3.1 Poutre principale

Les poutres principales sont des éléments structuraux, qui supportent les charges des planchers et les transmettent aux poteaux, elles sont sollicitées principalement par un moment fléchissant.

On prend la poutre **HEA 320**

D'après le Logiciel **ROBOT**, on prend la valeur :

$$M_{sd} = 134,99 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd} = 68,12 \text{ KN}$$

Vérification de la résistance :

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{sd} = 134,99 \text{ KN.m} < M_{pl,rd} = 407,02 \text{ KN.m}$$

Condition vérifiée

Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd} = \frac{A_v}{\gamma_{M0}} \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)$$

$$V_{sd} = 68,12 \text{ kN} < V_{pl,rd} = 593,80 \text{ KN}$$

Condition vérifiée

Vérification de la rigidité :

$$f_{max} < f_{adm}$$

$$f_{max} = \frac{l}{250} = 18,92 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{5q_s l^4}{384 E I_y} = 11 \text{ mm}$$

Condition vérifiée

6.3.2 Poutre secondaire

On prend un **HEA 300**

D'après le Logiciel **ROBOT**, on prend la valeur G+Q+EX

$$M_{sd} = 129,94 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd} = 80,10 \text{ KN}$$

Vérification de la résistance

On doit vérifier que $M_{sd} < M_{ply}$

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd} = \frac{w_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{sd} = 129,94 \text{ KN.m} < M_{pl,rd} = 345,81 \text{ KN.m}$$

Condition vérifiée

Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que $V_{sd} \leq V_{plrd}$

$$V_{plrd} = \frac{f_y \times A_v}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} = \frac{275 \times 3728}{1.1 \sqrt{3}} \times 10^{-3} = 538,09 \text{ KN}$$

Condition vérifiée.

Vérification de la rigidité :

$$f_{max} < f_{adm}$$

$$f_{max} = f_{max} = \frac{l}{250} = 16,6 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{5q_s l^4}{384 E I_y} = 10 \text{ mm}$$

Condition vérifiée.

6.3.3 Vérification de système de contreventements

Les contreventements sont des éléments stabilisateurs qui permettent à la structure de résister aux forces horizontales en les transférant jusqu' 'à la fondation. Ils contribuent aussi à la limitation des déformations et à l'augmentation de la stabilité de la structure et de ses éléments.

Plusieurs types de systèmes de contreventement, permettant de donner la rigidité nécessaire au cisaillement, existent : Triangulation (contreventement en treillis : en crois, en K, en V, en N)

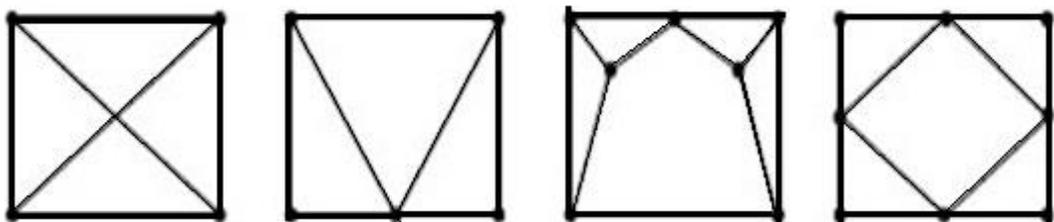


Figure 6. 2: Les types des systèmes de contreventement

➤ **Dans la Direction Y :**

• **Palées triangulées en X**

Le profilé choisit 2UPN280

a) Vérifications à la traction simple

L'effort normal de traction de la barre la plus sollicitée qui est celle du niveau RDC

$$\text{On doit vérifier que : } N_{sd} < N_{t,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

N_{sd} : Effort normal maximum (traction)

$N_{t,rd}$: Effort normal plastique.

$$N_{t,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{2 \times 5330 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 2665 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 734,63 \text{ kN} < N_{t,rd} = 2665 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

b) Vérifications à la compression simple :

$$\text{On doit vérifier que : } N_{sd} \leq N_R = \chi \frac{\beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

$$\beta_A = 1 \text{ Pour les sections classes 1 et 2}$$

$$\gamma_{M1} = 1,1$$

$$f_y = 275 \text{ MPa}$$

$$l_f = 5,75 \text{ m}$$

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{5750}{109} = 52,75$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{5750}{27,4} = 209,85$$

On a $\lambda_y < \lambda_z \Rightarrow$ le flambement se produit autour de l'axe (Y-Y)

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{86,80} = 0,60$$

$$\Phi_y = 0,5 \times [1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0,2)] + \bar{\lambda}_y^2$$

$$\Phi_y = 0,90$$

$$\chi_y = 0.50$$

$$N_{brd} \frac{0,50 \times 1 \times 2 \times 5330 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 1332,5 \text{ kN}$$

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

Condition Vérifiée

- **Palées triangulées en V**

Le profilé choisit 2UPN280

a) Vérifications à la traction simple

L'effort normal de traction de la barre la plus sollicitée qui est celle du niveau RDC

$$\text{On doit vérifier que : } N_{sd} < N_{t,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

N_{sd} : Effort normal maximum (traction)

$N_{t,rd}$: Effort normal plastique.

$$N_{t,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{2 \times 5330 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 2665 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 576,86 \text{ kN} < N_{t,rd} = 2665 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

b) Vérifications à la compression simple :

$$\text{On doit vérifier que : } N_{sd} \leq N_R = \chi \frac{\beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

$$\beta_A = 1 \text{ Pour les sections classes 1 et 2}$$

$$\gamma_{M1} = 1,1$$

$$f_y = 275 \text{ MPa}$$

$$l_f = 5,75 \text{ m}$$

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{5750}{109} = 52,75$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{5750}{27,4} = 209,85$$

On a $\lambda_y < \lambda_z \Rightarrow$ le flambement se produit autour de l'axe (Y-Y)

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{86,80} = 0,60$$

$$\Phi_y = 0,5 \times [1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2]$$

$$\Phi_y = 0,90$$

$$\chi_y = 0,50$$

$$N_{brd} = \frac{0,50 \times 1 \times 2 \times 5330 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 1332,5 \text{ kN}$$

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

Condition Vérifiée

➤ **Dans la Direction X :**

- **Palées triangulées en X**

Le profilé choisit 2UPN 280

a) Vérifications à la traction simple

L'effort normal de traction de la barre la plus sollicitée qui est celle du niveau RDC

$$\text{On doit vérifier que : } N_{sd} < N_{t,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

N_{sd} : Effort normal maximum (traction)

$N_{t,rd}$: Effort normal plastique.

$$N_{t,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{2 \times 5330 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 2665 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 577,01 \text{ kN} < N_{t,rd} = 2665 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

b) Vérifications à la compression simple :

$$\text{On doit vérifier que : } N_{sd} \leq N_R = \chi \frac{\beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

$$\beta_A = 1 \text{ Pour les sections classes 1 et 2}$$

$$\gamma_{M1} = 1,1$$

$$f_y = 275 \text{ MPa}$$

$$l_f = 6,17 \text{ m}$$

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{6170}{109} = 56,60$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{6170}{27,4} = 225,18$$

On a $\lambda_y < \lambda_z \Rightarrow$ le flambement se produit autour de l'axe (Y-Y)

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{86,80} = 0,60$$

$$\Phi_y = 0,5 \times [1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2]$$

$$\Phi_y = 0,90$$

$$\chi_y = 0,50$$

$$N_{brd} \frac{0,50 \times 1 \times 2 \times 5330 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 1332,5 \text{ kN}$$

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

Condition Vérifiée

- **Palées triangulées en V**

Le profilé choisit 2UPN 280

a) Vérifications à la traction simple

L'effort normal de traction de la barre la plus sollicitée qui est celle du niveau RDC

$$\text{On doit vérifier que : } N_{sd} < N_{t,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

N_{sd} : Effort normal maximum (traction)

$N_{t,rd}$: Effort normal plastique.

$$N_{t,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{2 \times 5330 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 2665 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 680,56 \text{ kN} < N_{t,rd} = 2665 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

b) Vérifications à la compression simple :

$$\text{On doit vérifier que : } N_{sd} \leq N_R = \chi \frac{\beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

$$\beta_A = 1 \text{ Pour les sections classes 1 et 2}$$

$$\gamma_{M1} = 1,1$$

$$f_y = 275 \text{ MPa}$$

$$l_f = 6,17 \text{ m}$$

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{3260}{109} = 29,90$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{3260}{27,4} = 118,97$$

On a $\lambda_y < \lambda_z \Rightarrow$ le flambement se produit autour de l'axe (Y-Y)

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{86,80} = 0,36$$

$$\Phi_y = 0,5 \times [1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2]$$

$$\Phi_y = 0,64$$

$$\chi_y = 0,72$$

$$N_{brd} \frac{0,72 \times 1 \times 2 \times 5330 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 1918,8 \text{ kN}$$

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

Condition Vérifiée

6.4 Conclusion

Les dimensions retenues pour les poteaux, les poutres, les contreventements sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 6. 4: Choix finaux des poteaux, poutres, et contreventement []

Etages	RDC+ 1 ^{er}	2 ^{ème} +3 ^{ème} , 4 ^{ème}	5 ^{ème} +6 ^{ème} , 7 ^{ème}	8 ^{ème} +9 ^{ème} , 10 ^{ème}
poteaux	HEA 450	HEA400	HEA360	HEA340
poutres	Principales	HEA320		
	secondaires	HEA300		
contreventements	En X	2UPN280		
	En V	2UPN280		
solives	IPE180			

CHAPITRE VII

Assemblages

7.1 Introduction

La conception et le calcul des assemblages revêtent, en construction métallique, une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces pour la sécurité finale de la construction.

En effet, les assemblages constituent des points de passage obligé pour les sollicitations régnant dans les différents composants structurels en cas de défaillance d'un assemblage, c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est remis en cause.

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer de sollicitation parasites notamment la torsion.

On distingue parmi les assemblages

- Les assemblages articulés.
- Les assemblages encastés (rigides).

Les principaux modes d'assemblage

- Le boulonnage.
- Le soudage.

7.2 Calcul des assemblages

7.2.1 Assemblage Poteau –Poutre (HEA400-HEA320) selon [EC-3]

Vérification manuel

7.2.1.1 Efforts sollicitant

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison $G + Q + 1.5E_y$

$M_{sd} = 134,99 \text{ kN.m}$

$V_{sd} = 68,12 \text{ kN}$

7.2.1.2 Calcul de la soudure poutre HEA320

a- Calcul de l'épaisseur du cordon sur la semelle selon [EC-3]

$$L_1 = 300\text{mm}$$

$$L_2 = 145.5\text{mm}$$

$$L_3 = 278\text{mm}$$

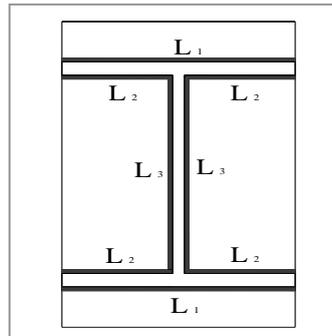


Figure 7. 1: Assemblage soudé poutres –platine.

- La nuance d'acier utilisé est S275 donc $\begin{cases} \beta_w = 0,85 \\ \gamma_{mw} = 1,3 \\ f_u = 430 \end{cases}$

La longueur totale des cordons de soudure de la semelle $l_1 = 300 \text{ mm}$

$h = 310 \text{ mm}$ la hauteur du profilé.

$$a_s \geq \frac{\sqrt{2} \times M_{sd} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}{l_1 \times f_u \times h}$$

$$a_s \geq \frac{\sqrt{2} \times 134,99 \times 10^6 \times 0,85 \times 1,3}{300 \times 430 \times 310} = 5,27 \text{ mm}$$

On prend $a_s = 7 \text{ mm}$

b- Calcul de l'épaisseur du cordon sur l'âme

$$a_w \geq \frac{\sqrt{3} \times V_{sd} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}{l_3 \times f_u}$$

- La nuance d'acier utilisé est S275 donc $\begin{cases} \beta_w = 0,85 \\ \gamma_{mw} = 1,3 \\ f_u = 430\text{MPa} \end{cases}$

La longueur totale des cordons de soudure de l'âme $l_3 = 278 \text{ mm}$

$$a_w \geq \frac{\sqrt{3} \times 68,12 \times 0,85 \times 1,3}{278 \times 430} \times 10^3 = 1,09 \text{ mm}$$

On prend $a_w = a_s = 7 \text{ mm}$

7.2.1.3 Choix de diamètre du boulon

Epaisseur de la platine : $\epsilon_p = 20\text{mm}$

- $t \leq 10\text{ mm}$ $d = (12 ; 14)\text{ mm}$
- $10 \leq t \leq 25\text{ mm}$ $d = (16 ; 20 ; 24)\text{ mm}$
- $t > 25\text{ mm}$ $d = (24 ; 27 ; 30)\text{ mm}$

On à l'épaisseur de la platine $t = 20\text{ mm}$ alors on prend $\emptyset = 22\text{ mm}$.

7.2.1.4 Détermination du nombre de boulons nécessaires

Condition de la résistance au cisaillement des boulons :

$$F_{vsd} \leq F_{vrd}$$

$$F_{v, sd} = \frac{V_{sd}}{n}$$

$$F_{vrd} = 0,5 f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{Mb} \quad \text{Boulons HR classe 10.9}$$

$$n \geq \frac{V_{sd} \times \gamma_{Mb}}{0,5 \times A_s \times f_{ub}}$$

$$n \geq \frac{68,12 \times 1,25}{0,5 \times 353 \times 1000} \times 10^3 = 4,5$$

On prend $n = 8$ (boulons) $\left\{ \begin{array}{l} n_2 = 2 \text{ (nombre de file)} \\ n_1 = 4 \text{ (nombre des boulons par ranger)} \end{array} \right.$

a- Disposition constructives

On à l'épaisseur de la platine égale à 20 mm alors on prend deux files de 4 boulons HR de diamètre

$\emptyset = 22\text{mm}$, classe 10.9

- **Distance entre axe des boulons**

$$d_0 = \emptyset + 2 = 22 + 2 = 24\text{mm.}$$

$$1.2 d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150\text{ mm}) \Rightarrow 28,8\text{mm} \leq e_1 \leq 150\text{mm}$$

$$2.2 d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200\text{ mm}) \Rightarrow 52,8\text{ mm} \leq p_1 \leq 200\text{mm} \quad (\text{EC3.art.6.5.1.4})$$

$$1.5 d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150\text{ mm}) \Rightarrow 36\text{mm} \leq e_2 \leq 180\text{mm}$$

$$3 d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200\text{ mm}) \Rightarrow 72\text{mm} \leq p_2 \leq 200\text{mm}$$

$$P_1 = 75\text{ mm} \quad e_1 = 75\text{mm}$$

$$P_2 = 75\text{ mm} \quad e_2 = 43\text{mm}$$

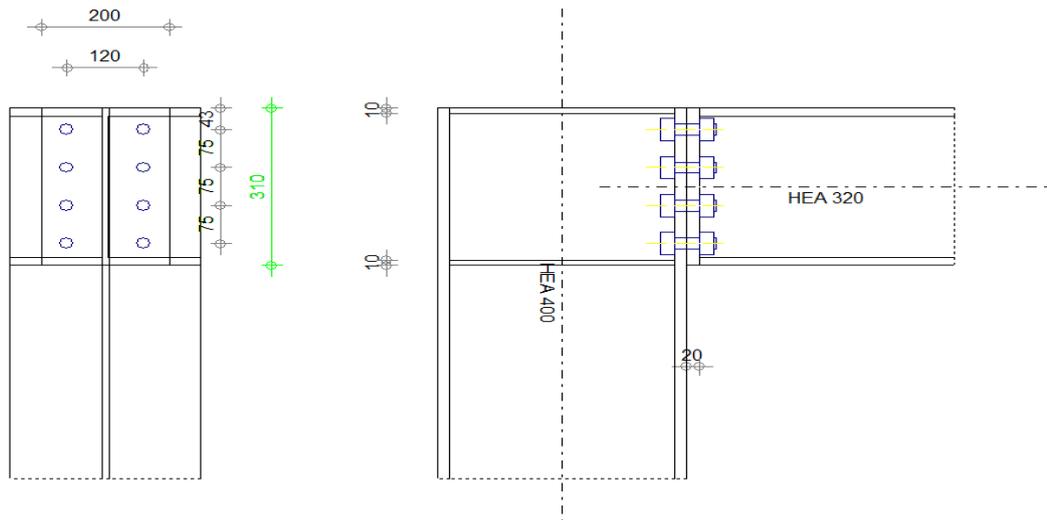


Figure 7. 2: Assemblage poteau – poutre

b- Détermination des efforts dans les boulons

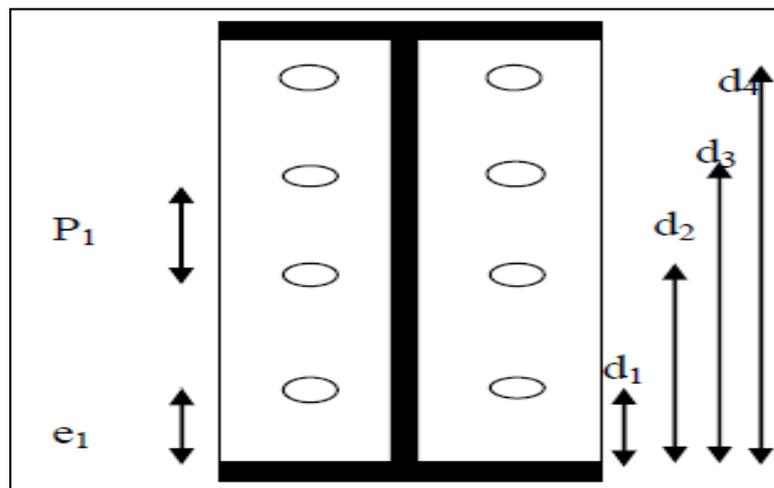


Figure 7. 3: Distribution des boulons sur la platine d'extrémité

• **Position de l'axe neutre**

$$X = t_f \sqrt{\frac{b}{t_w}} = 16 \sqrt{\frac{300}{9}} = 92,37 \text{ mm}$$

$$N_i = \frac{M \cdot d_i}{\sum d_i^2} ;$$

$$d_1 = 75 \text{ mm}$$

$$d_2 = 150 \text{ mm}$$

$$d_3 = 225 \text{ mm}$$

$$d_4 = 268 \text{ mm}$$

$$d_i^2 = \sum d_i^2 = 150,57 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

$$N_1 = \frac{M \cdot d_1}{d_i^2} = \frac{134,99 \times 10^6 \times 75}{150,57 \times 10^3} = 67,23 \text{ KN}$$

$$N_2 = 134,31 \text{ KN}$$

$$N_3 = 212,67 \text{ KN}$$

$$N_4 = 240,26 \text{ KN}$$

Il faut vérifier que

$$N_l \leq n_0 F_{p,c,d}$$

$n_0 = 2$ pour une rangée.

Avec $F_{p,c,d} = 0,7 \times f_{ub} \times A_s$ (EC3.art.6.5.8.2)

F_p : L'effort de précontrainte autorisé dans les boulons.

f_{ub} : La contrainte de rupture du boulon, vaut 1000MPa pour les boulons HR 10.9.

A_s : L'aire de la section du boulon.

$$A_s = 303 \text{ mm}^2$$

$$N_4 = 240,26 \text{ KN} \leq 2 \times (0,7 \times 1000 \times 303) = 424,2 \text{ KN}$$

Donc la condition est vérifiée

c- Moment résistant effectif de l'assemblage

$$M_{Rd} = \frac{N \times \sum d_i^2}{d_1}$$

$$N = F_{p,c,d} = 0,7 \times f_{ub} \times A_s = 212,1 \text{ KN Pour un boulon.}$$

$$2 \times N = 212,1 \times 2 = 424,2 \text{ KN}$$

D'où

$$M_{Rd} = \frac{424,2 \times 10^3 \times 150,57 \times 10^3}{75} = 851,62 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 134,99 \text{ KN.m} \leq M_{Rd} = 851,62 \text{ KN.m} \text{ Donc la condition est vérifiée}$$

d- La résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant

Condition à vérifier :

$$F_{v,sd} \leq F_{s,rd}$$

L'effort tranchant par boulon :

$$V_{sd} = 68,12 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{68,12}{8} = 8,5$$

La résistance au glissement $F_{s,rd}$:

$$F_{s,rd} = \frac{k_s \times F_p \times n \times \mu}{\gamma_{ms}}$$

$k_s = 1$ Pour des trous avec tolérances nominales normales.

$\mu = 0,3$ Surfaces nettoyées par brossage métallique ou à la flamme avec enlèvement de la rouille.

$n = 1$ Nombre d'interfaces de frottement.

$\gamma_{ms} = 1,25$ Pour les résistances au glissement à l'ELU.

$F_p = 212,1 \text{ KN}$ la résistance du boulon.

$$F_{s,rd} = \frac{1 \times 212,1 \times 1 \times 0,3}{1,25} = 50,90 \text{ KN}$$

$F_{v,sd} = 8,5 \text{ KN} \leq F_{s,rd} = 50,90 \text{ KN}$ Donc la condition est vérifiée.

e- Résistance de l'âme du poteau en traction

Il faut vérifier que : $F_t \leq F_{t,Rd}$

$$F_{t,Rd} = f_y \times t_w \times \frac{b_{eff}}{\gamma_{M0}} \text{ (EC3.art.2.2.3)}$$

$t_w = \text{épaisseur d'âme de poteau} = 11 \text{ mm}$

$b_{eff} = \text{entraxe rangée boulons} = 120 \text{ mm}$

$$F_{t,Rd} = 275 \times 11 \times \frac{120}{1} = 363 \text{ KN}$$

Avec $F_t = \frac{M}{h - t_f}$

$h = 390 \text{ mm}$ $t_f = 19 \text{ mm}$

Donc :

$$F_t = \frac{134,99 \times 10^3}{390 - 19} = 363,85 \text{ KN}$$

$F_t > F_{t.Rd} \Rightarrow$ Condition non vérifiée (déformation de l'âme du poteau).

La condition n'étant pas satisfaite, on choisit un raidisseur d'épaisseur égale à $e_r = 10 \text{ mm}$

f- Résistance de l'âme de poteau en compression (non raidie)

Il faut vérifier que : $\sigma_n \leq f_y$

Avec

σ_n : Contrainte normale de compression dans l'âme du poteau.

$$\sigma_n = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{sd}}{w_{ely}}$$

$$\sigma_n = \frac{68,12 \times 10^3}{159 \times 10^2} + \frac{134,99 \times 10^6}{2311 \times 10^3} = 62,69 \text{ MPa}$$

$\sigma_n = 62,69 \text{ Mpa} < f_y = 275 \text{ Mpa}$ Donc la condition est vérifiée.

g- 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) $h_p = 390 \text{ mm}$.

t_{wc} : épaisseur de l'âme (poteau) $t_{wc} = 11 \text{ mm}$

$$V_R = \frac{0,58 \times 275 \times 390 \times 11}{1} \times 10^{-3} = 684,25 \text{ kN}$$

L'effort de cisaillement vaut

$$F_v = \frac{M}{h - t_f}$$

$$h = 390 \text{ mm} \quad t_f = 19 \text{ mm}$$

Donc

$$F_v = \frac{134,99 \times 10^6}{390 - 19} = 363,85 \text{ KN}$$

$F_v = 363,85 \text{ KN} < V_R = 684,25 \text{ kN}$ Condition vérifiée

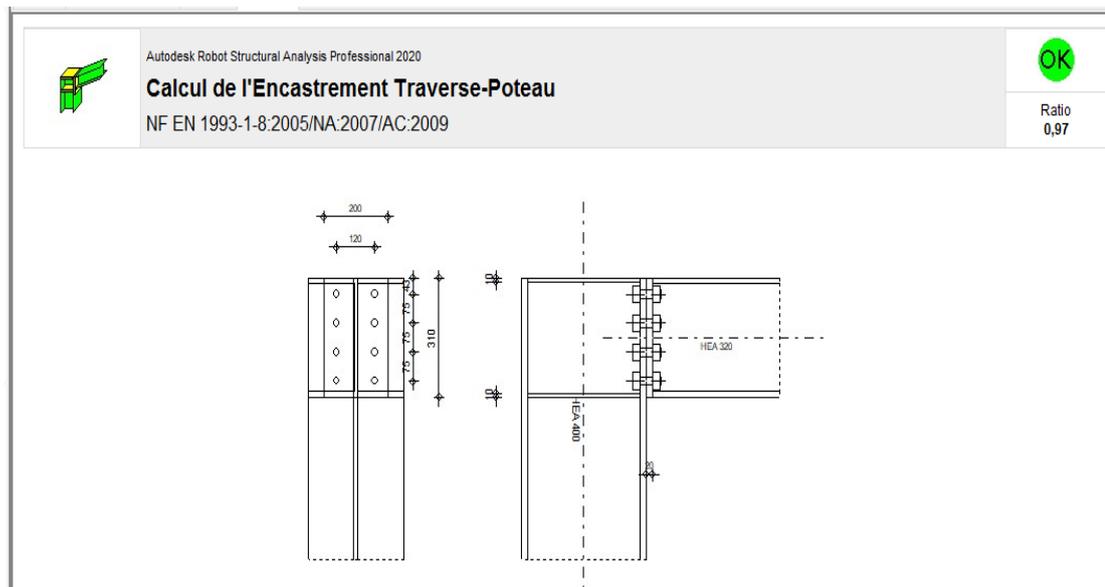


Figure 7. 4: Assemblage Poteaux –poutre

7.3 Assemblage poutre HEA320 –solive IPE180

On va traiter cet assemblage manuellement.

7.3.1 Assemblages par double cornière

L'assemblage est réalisé à l'aide de deux cornières qui relie l'extrémité de la solive en **IPE180**

Avec l'âme de la poutre en **HEA320**, avec une file verticale de deux boulons.

- **Caractéristiques géométriques des profilés et données mécaniques**

Poutre HEA320

$$h = 310 \text{ mm}; b=300 \text{ mm}; t_f=16\text{mm}; t_w=9 \text{ mm}; A=124,37\text{cm}^2$$

Solive IPE180

$$h = 180 \text{ mm}; b=91\text{mm}; t_f=8 \text{ mm}; t_w=5,3 \text{ mm}; A= 23,9\text{cm}^2$$

- **Données de calcul**

- Effort tranchant : $V_{sd} = 48,25 \text{ KN}$

7.3.1.1. Choix de diamètre du boulon

$$t^{\text{cor}} = \max(t_{\text{poutre}} ; t_{\text{solive}}) = 16 \text{ mm}$$

Epaisseur de la platine : $\epsilon_p = 16 \text{ mm}$

- $t < 10 \text{ mm}$ $d = (12 ; 14) \text{ mm}$
- $10 \leq t \leq 25 \text{ mm}$ $d = (16 ; 20 ; 24) \text{ mm}$
- $t > 25 \text{ mm}$ $d = (24 ; 27 ; 30) \text{ mm}$

On a l'épaisseur de la platine $t = 16 \text{ mm}$ alors on prend $\varnothing = 16 \text{ mm}$, classe 8.8

- **Le choix des boulons**

On choisit 2 boulons de diamètre ($\varnothing 16$) de classe 8.8

$$d_0 = d + 2 \text{ mm} = 18 \text{ mm}$$

a- Distance entre axe des boulons

$$1.2 d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150 \text{ mm}) \quad 24 \text{ mm} \leq e_1 \leq 150 \text{ mm}$$

$$2.2 d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200 \text{ mm}) \quad 44 \text{ mm} \leq p_1 \leq 200 \text{ mm} \quad (\text{EC3.art.6.5.1.4})$$

$$1.5 d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150 \text{ mm}) \quad 30 \text{ mm} \leq e_2 \leq 180 \text{ mm}$$

$$3 d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200 \text{ mm}) \quad 60 \text{ mm} \leq p_2 \leq 200 \text{ mm}$$

$$e_1 = 35 \text{ mm} ; p_1 = 60 \text{ mm}$$

$$e_2 = 65 \text{ mm} ; p_2 = 60 \text{ mm}$$

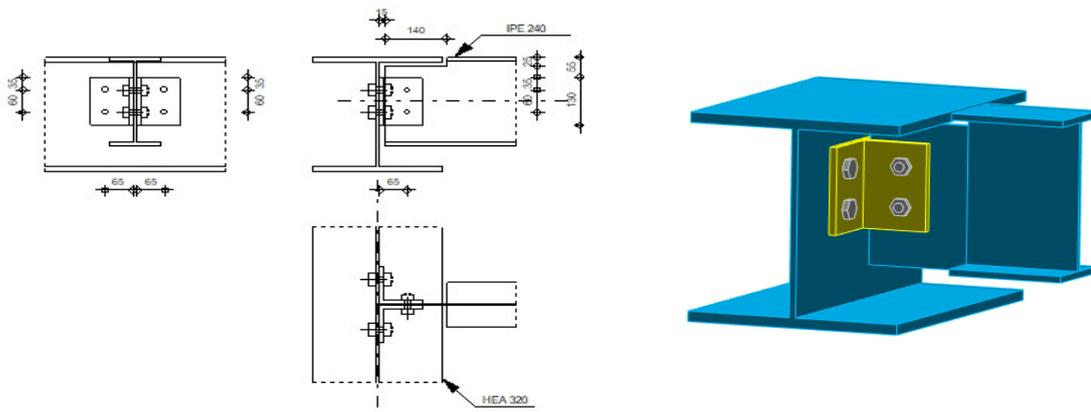


Figure 7. 5: Assemblage solive-poutre

b- Vérification de la résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement :

Il faut vérifier que $V_{sd} \leq F_{v,rd}$

$$F_{v,rd} \leq \frac{0,6 f_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}} \quad (\text{EC3. tab. 6. 5. 3})$$

$$f_{ub} = 800 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Section résistante en traction} \quad A_s = 157 \text{ mm}^2$$

$$\text{Résistance des boulons à la traction} \quad \gamma_{Mb} = 1,25$$

$$F_{v,rd} \leq \frac{0,6 \times 800 \times 157}{1,25} = 60,28 \text{ kN}$$

Il y a 2 boulons en double cisaillement donc

$$F_{vrd} = n \times F_{vrd} = 2 \times 60,28 = 120,56 \text{ kN}$$

$V_{sd} = 48,25 \text{ kN} < F_{vrd} = 120,56 \text{ kN}$ Donc la condition est vérifiée

e- Vérification de la pression diamétrale

Il faut vérifier que : $F_{sd} \leq F_{b,rd}$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5\alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{Mb}} \quad (\text{EC3. tab. 6.5.3})$$

$F_{b,rd}$: résistance de calcul à la pression diamétrale par boulon

$F_{v,sd}$: Effort de cisaillement de calcul par boulon

f_u : La résistance à la traction des cornières

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3 \times d_0}, \frac{p_1}{3 \times d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right\} = \min (0,64 ; 0,86 ; 1,16 ; 1) = 0,64$$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times 0,64 \times 430 \times 16 \times 10}{1,25} = 88,06 \text{ kN}$$

Pour un boulon on a

$$F_{sd} = \frac{V_{sd}}{4} = 12,62 \text{ kN} < F_{brd} = 88,064 \text{ kN} \quad \text{Donc la pression diamétrale est vérifiée.}$$

7.4 Assemblages poteau HEA450 – poteau HEA450

On va traiter cet assemblage manuellement.

- **Assemblage bout à bout**

On doit fixer le poteau à l'aide des boulons qui lient la platine et l'autre poteau, le poteau doit être soudé sur la plaque

- **Caractéristiques géométriques des profilés et données mécaniques**

Poteau HEA 450

$$h = 440 \text{ mm}; b = 300 \text{ mm}; t_f = 21 \text{ mm}; t_w = 11,5 \text{ mm}; A = 178 \text{ cm}^2$$

- **Données de calcul**

- Moment fléchissant : $M_{sd} = 21,84 \text{ kN.m}$

- Effort normal : $N_{sd} = 1607,57 \text{ kN}$

- Effort tranchant : $V_{sd} = 10,50 \text{ kN}$

- **Boulon**

L'assemblage est réalisé avec deux files de 5 boulons $\varnothing 20$ de classe HR 8.8.

- **Platine**

(459, 300,20) mm

a- Disposition constructive des boulons (EC3.art.6.5.1.4)

$d_0 = d+2\text{mm}=22\text{mm}$

$1.2 d_0 \leq e_1 \leq \max(12 t, 150 \text{ mm })$

$26,4\text{mm} \leq e_1 \leq 216\text{mm}$

$2.2 d_0 \leq p_1 \leq \min(14 t, 200 \text{ mm }) \Rightarrow$

$48,4\text{mm} \leq p_1 \leq 200\text{mm}$

$1.5 d_0 \leq e_2 \leq \max(12 t, 150 \text{ mm })$

$33\text{mm} \leq e_2 \leq 214\text{mm}$

$3 d_0 \leq p_2 \leq \min(14 t, 200 \text{ mm })$

$66\text{mm} \leq p_2 \leq 200\text{mm}$

$e_1 = 63\text{mm}; p_1 = 90\text{mm}$

$e_2 = 63\text{mm}; p_2 = 90\text{mm}$

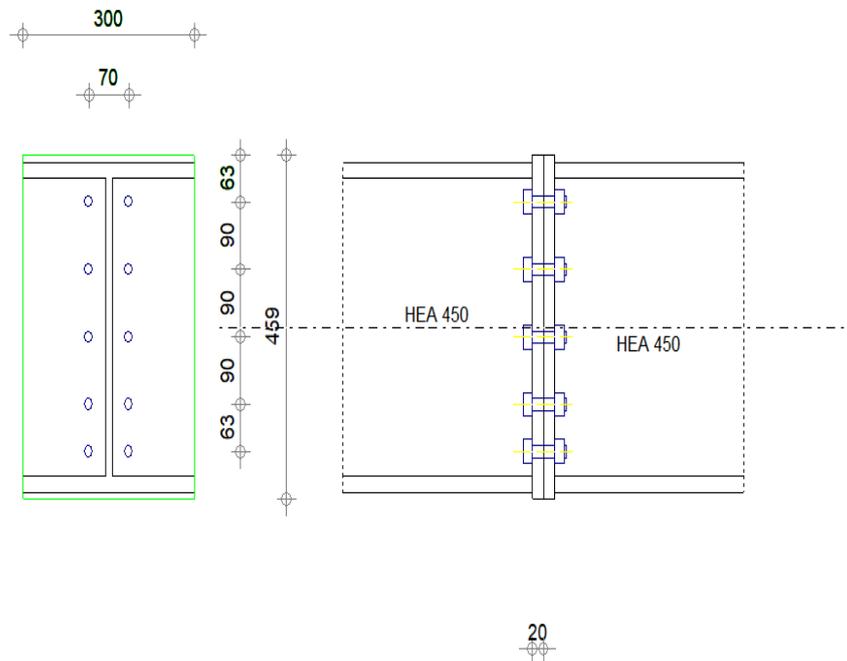


Figure 7. 6: Assemblage poteau-poteau HEA450-HEA450

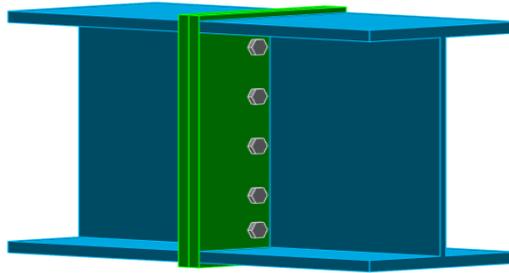


Figure 7. 7: Vue en 3D

b- Détermination des efforts dans les boulons

Nous considérons uniquement les boulons tendus

$$N_i = \frac{Md_i}{\sum_{i=1}^n d_i^2} \leq nF_p = 2 \times 0,7 f_{up} A_s ; \text{ Avec } n=2 \text{ (nombre de boulons par rangés).}$$

F_p : L'effort de précontrainte autorisé dans les boulons

f_{ub} : La contrainte de rupture du boulon, vaut 800 MPa pour les boulons HR 8.8.

A_s : L'aire de la section du boulon

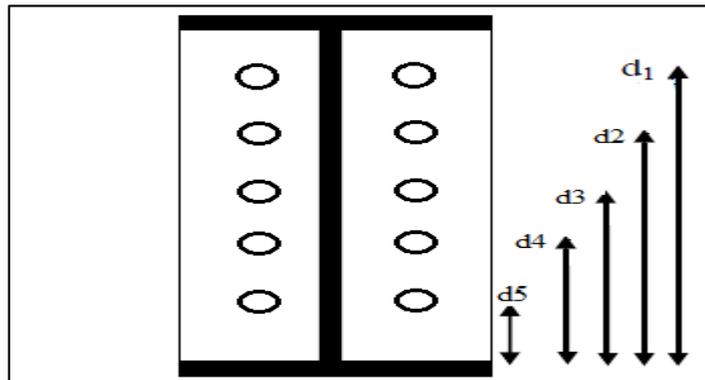


Figure 7. 8: Disposition constructive des boulons

c- Position de l'axe neutre

$$X = t_f \sqrt{\frac{b}{t_w}} = 21 \times \sqrt{\frac{300}{12}} = 107,25 \text{ mm}$$

$d_1=396\text{mm} ; d_2=333\text{mm} ; d_3=243\text{mm} ; d_4=153\text{mm} ; d_5=63\text{mm}$

$$\sum d_i^2 = d_1^2 + d_2^2 + d_3^2 + d_4^2 + d_5^2 = 354132\text{mm}^2$$

L'effort de précontrainte autorisé dans les boulons :

$$n. F_p = 2 \times 0,7 \times 800 \times 245 \times 10^{-3} = 274,4 \text{ kN}$$

$$N_1 = \frac{M \times d_1}{\sum_{i=1}^2 d_i^2} = \frac{21,84 \times 396 \times 10^3}{354132} = 24,42 \text{ kN} \leq nF_p = 274,4 \text{ kN} \quad \text{condition vérifiée}$$

d- La résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant

Condition à vérifier : $F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$

L'effort tranchant par boulon : $V_{sd} = 6,41 \text{ kN}$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{10,50}{10} = 1,05 \text{ kN}$$

La résistance au glissement $F_{s,rd}$

$$F_{s,rd} = \frac{k_s \times F_p \times n \times \mu}{\gamma_{ms}}$$

$K_s=1$ Pour des trous avec tolérances nominales normales.

$\mu = 0,3$ Surfaces nettoyées par brassage métallique ou à la flamme avec enlèvement de la rouille.

$n = 2$ Nombre d'interfaces de frottement ;

$\gamma_{ms} = 1,25$ Pour les résistances au glissement à L'ELU

$F_p = 281,4 \text{ kN}$ la résistance du boulon.

$$F_{s,rd} = \frac{1 \times 137,2 \times 2 \times 0,3}{1,25} = 65,85 \text{ kN}$$

$F_{v,sd} = 1,05 \text{ kN} \leq F_{s,rd} = 65,85 \text{ kN}$ Donc la condition est vérifiée

e- Résistance de l'âme du poteau en traction

Il faut vérifier que :

$$F_t \leq F_{t,rd}$$

$$F_t = f_y \times t_{wc} \times \frac{b_{eff}}{\gamma_{M0}} \quad (\text{EC3. art. 2. 2. 3})$$

t_{wc} épaisseur de l'âme du poteau = 12 mm

$b_{eff} = p$ Entraxe rangées boulons = 90 mm.

$$F_{t,rd} = 275 \times 12 \times \frac{90}{1} = 284,62 \text{ kN}$$

Avec :

$$F_t = \frac{M}{h - t_f} \quad ; \quad h = 440 \text{ mm} \quad ; \quad t_f = 21 \text{ mm}$$

Donc :

$$F_t = \frac{21,84}{0,440 - 0,021} \Rightarrow F_t = 52,12 \text{ kN}$$

$$F_t = 52,12 \text{ kN} < F_{t,Rd} = 284,62 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

f- Résistance de l'âme de poteau en compression

On vérifie : $F_c \leq F_{c,rd}$

$$F_{c,rd} = \frac{f_y \times t_{wc} \times \left(1,25 - 0,5 \cdot \gamma_{m0} \frac{\sigma_n}{f_y}\right) b_{eff}}{\gamma_{m0}}$$

σ_n : Contrainte normale de compression dans l'âme du poteau.

t_{fc} : Épaisseur semelle poteau HEA450=21mm

t_p : Épaisseur platine extrémité=20mm

r_c : Rayon de raccordement âme semelle de poteau=27mm

$$b_{eff} = t_{fb} + 2t_p + 5(t_{fc} + r_c)$$

$$b_{eff} = 21 + 2 \times 20 + 5(21 + 27) = 301 \text{ mm}$$

$$\sigma_n = \frac{N_{sd}}{A} + \frac{M_{sd}}{W_{el,y}} = \frac{1607,57}{178 \times 10^{-6}} + \frac{21,84}{2896 \times 10^{-6}} = 903,12 \times 10^3 \text{ kN/m}^2$$

$$F_{c,rd} = \frac{275 \times 11,5 \times \left(1,25 - 0,5 \times 1 \times \frac{903,12}{275}\right) \times 301}{1} = 2344,61 \text{ kN}$$

$$F_c = \frac{M_{sd}}{h - t_{fb}} = \frac{21,84}{0,440 - 0,021} = 52,124 \text{ kN}$$

$$F_c = 52,124 \text{ kN} \leq F_{c,rd} = 2344,61 \text{ kN}$$

condition vérifiée

CHAPITRE VIII
Vérification des éléments
structuraux

8.1 Introduction

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causé par le sous dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales, les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

8.2 Etude du voile périphérique :

8.2.1 Introduction

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de sous-sol.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec le plancher du sous-sol et les fondations

8.2.2 Pré dimensionnement :

D'après le RPA99/version 2003 le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- Epaisseur ≥ 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10% dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Un recouvrement de 50 pour les renforcements des angles.

L'épaisseur est de : $e=20$ cm.

La hauteur de voile périphérique= $3,06$ m.

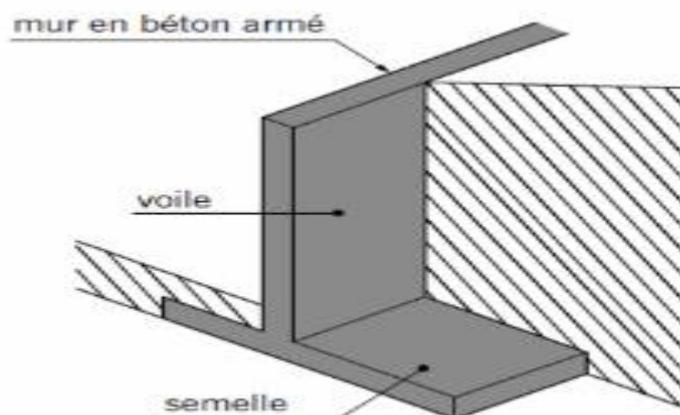


Figure 8. 1: voile périphérique

8.2.3 Méthode de calcul

Le mur sera calculé comme un plancher de dalle pleine reposant sur 4 appuis et support les charges horizontales dues aux poussées des terres ; on considère le tronçon le plus défavorable, pour une bande de largeur de 1m.

$$L_x=3,06\text{m} \quad L_y=4,73\text{m}$$

D'après **BAEL 91 modifier 99** ; les charges réparties sont données par :

$$Q= A.\gamma.H$$

- Q: la contrainte sur une bande de 1m
- A : coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne
- γ : poids spécifique de terre ($\gamma=18\text{kN/m}^3$)
- H: hauteur de voile (H=3,06 m)

On a: $\varphi=30^\circ$ pend de type de terrain

$$A=f(\varphi)=\text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4}-\left(\frac{\varphi}{2}\right)\right)=0,334$$

A – Effort dans le voile :

$$L_x/L_y = 3,06 / 4,73 = 0,65 > 0,4$$

La dalle travaille dans les 2 sens.

a- Calcul des sollicitations :

$$M_{0x} = \mu_x.q.L_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y.M_{0x}$$

$$\text{En travée : } M_{tx} = 0,85M_{0x}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_{0y}$$

$$\text{En appui de rive : } M_{ax} = 0,3 M_{0x}$$

$$\text{Intermédiaire : } M_{ay} = 0,5M_{0y}$$

b-Combinaison fondamentale:**E.LU :**

$$q_u = (1,35.\gamma.h_e.A).1\text{m}$$

$$q_u = 1,35 \times 18 \times 3,06 \times 0,334 = 24,84\text{kN/ml}$$

E.L. S:

$$q_{ser} = (\gamma \cdot h_e \cdot A) \cdot 1m$$

$$q_{ser} = 18 \times 3,06 \times 0,334 = 18,39 \text{ kN/ml}$$

$$U_x = 0,0765$$

$$M_x = u_x \cdot Q_u \cdot L^2 = 0,0765 \times 3,06^2 \times 24,83 = 17,79 \text{ KN.m}$$

$$U_y = 0,3472$$

$$M_y = u_y \cdot M_x = 0,3472 \times 17,79 = 6,18 \text{ KN.m}$$

- **Moment en travée**

$$M_{tx} = 0,85 \cdot M_x = 15,12 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 5,25 \text{ KN.m}$$

- **Moment en appuis**

$$M_{ax} = -0,3 \cdot M_x = -5,34 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = -0,5 M_x = -8,89 \text{ KN.m}$$

B-Calcul de ferrailage:

$$b = 100 \text{ cm}; h = e = 20 \text{ cm}; d = 18 \text{ cm}; \delta_{bc} = 14,17 \text{ MPa}, \sigma_s = 434,78 \text{ MPa}$$

Tableau 8. 1: ferrailage du voile périphérique.

	Sens	M_u (KN.m)	μ	A'_s (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{CAL} (cm ²)	Choix	A_s^{ADP} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	15,12	0,033	0	0,042	17,69	2,46	4HA10	3,14	20
	y-y	5,25	0,011	0	0,014	17,90	0,84	4HA8	2,01	20
Appuis	x-x	-5,34	0,012	0	0,015	17,89	0,86	4HA8	2,01	20
	x-x	-8,89	0,019	0	0,061	17,65	1,45	4HA8	1,01	20

C- Condition exige par le RPA 99/version 2003 :

Le pourcentage minimum est de 0,1% de la section dans les deux sens et disposé en deux nappes

$$A_l = 0,1\% \cdot 100 \cdot 20 = 2 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0,1\% \cdot 100 \cdot 20 = 2 \text{ cm}^2$$

D- Condition de non fragilité :

Pour les dalles travaillant dans les deux sens ; avec épaisseur compté entre 12 et 30cm

$$A_x \geq A_x^{\min}$$

$$A_x^{\min} = \rho_0 [3 - L_x / L_y] \times b \times h / 2 = 1,88 \text{ cm}^2$$

$$A_y \geq A^{\min} \quad A_y^{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot h = 1,6 \text{ cm}^2$$

- **Travée**

$$A_x = 3,14 \text{ cm}^2 \geq A_x^{\min} = 1,77 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{OK}$$

$$A_y = 2,01 \text{ cm}^2 \geq A^{\min} = 1,6 \text{ cm} \quad \text{OK}_y$$

- **Appuis**

$$A_x = 2,01 \text{ cm}^2 \geq A_x^{\min} = 1,88 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

$$A_x = 2,01 \text{ cm}^2 \geq A^{\min} = 1,88 \text{ cm}^2 \quad \text{OK}$$

E- Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que $\tau_u = T_u^{\max} / b \times d \leq \tau_u = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$

$$T_{ux} = q_u \times L_x / 2 \times L_x \times L_y = 24,83 \times 3,06 \times 4,73 / 2 \times 3,06 + 4,73$$

$$T_{ux} = 33,12 \text{ KN}$$

$$T_{uy} = q_u \times L_x / 3 = 24,83 \times 3,06 / 3$$

$$T_{uy} = 25,33 \text{ KN}$$

$$T_u^{\max} = \max (T_x ; T_y) = 33,12 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 33,12 \times 10^3 / 1000 \times 180 = 0,184 < 1,25 \dots\dots \text{OK}$$

F- Vérification à ELS :

$$L_x / L_y = 3,06 / 4,73 = 0,65 > 0,4$$

$$U_x = 0,0819 \quad M_x = u_x \cdot Q_{\text{ser}} \cdot L^2 = 0,0819 \times 18,39 \times 3,06^2 = 14,46 \text{ KN.m}$$

$$U_y = 0,5117 \quad M_y = u_y \cdot M_x = 0,5117 \times 14,46 = 7,40 \text{ KN.m}$$

- **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0,85 \cdot M_x = 12,29 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 6,29 \text{ KN.m}$$

- **Moment en appuis**

$$M_{ax} = -0,3 \cdot M_x = -4,34 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0,5 M_x = -7,23 \text{ KN.m}$$

G- Vérification des contraintes :

$$\delta_{bc}=14,7\text{MPa} \leq =0,6 \times f_{c28}=15\text{MPa}$$

Tableau 8.2: vérification des contraintes à ELS.

	sens	M _{ser} (k N.m)	A _s (cm ²)	δ _{bc} (MPa)	δ _{bc} (MPa)	δ _s (MPa)	δ̄ (MPa)	Condition
travée	x-x	12,29	1,99	4,82	15	363,31	201,63	NO
	y-y	6,29	1,01	3,32	15	360,57	201,63	NO
appuis	x-x	-4,34	0,69	2,73	15	361,68	201,63	NO
	x-x	-7,38	1,18	3,65	15	355,98	201,63	NO

Les contraintes ne sont pas vérifiées donc on doit augmenter la section d'armatureur

Tableau 8. 3: nouveau choix des armatures

	sens	A _s (cm ²)	Choix	A _s (cm ²)
Travée	x-x	1,99	4HA10	3,14
	y-y	1,01	6HA8	3,02
Appui	x-x	0,69	6HA8	3,02
	x-x	1,18	4HA10	3,14

H- Vérification des contraintes :**Tableau 8. 4: nouvelle vérification des contraintes a ELS.**

	sens	M _{ser} (k N.m)	A _s (cm ²)	δ _{bc} (MPa)	δ _{bc} (MPa)	δ _s (MPa)	δ̄ (MPa)	Condition
travée	x-x	12,29	3,14	3,98	15	233,37	250	OK
	y-y	6,29	3,02	2,07	15	124,01	250	OK
appuis	x-x	-4,34	3,02	1,43	15	85,56	250	OK
	x-x	-7,38	3,14	2,34	15	137,29	250	OK

I- Vérification de la flèche :

- $h/L_x \geq M_t / 20 M_x$ $0,2 / 3,06 = 0,61 > 12,29 / 20 \times 14,46 = 0,042 \dots \text{OK}$
- $h/L_x \geq 1/35 \text{ à } 1/27$ $0,2 / 3,06 = 0,61 > 0,0028 \text{ à } 0,037 \dots \text{OK}$

$$\bullet \quad A_s / b_w d \leq 2 / f_{e3,14} / 100 \times 18 = 1,74 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3} \dots \dots \dots 0K$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche ne pas nécessaire.

8.3 Poteaux mixtes

8.3.1 Introduction :

Une présentation générale des poteaux mixtes, montrant qu'il existe une grande variété de sections possibles, en distinguant toute fois deux grandes Familles :

Les poteaux partiellement ou totalement en robés de béton

Les Profilés creux remplis de béton.

Comme les poteaux en acier, les poteaux mixtes présentent les avantages suivants :

- Une capacité portante élevée pour des dimensions de section relativement réduites.
- Une facilité d'assemblage aux autres éléments, les poutres en particulier, en raison de la présence du composant acier.
- Une aptitude à se déformer dans le domaine plastique et à présenter un comportement ductile.

8.3.2 Méthode des calculs des poteaux mixtes

L'Eurocode 4 présentes deux méthodes de dimensionnement des poteaux mixtes :

Méthode Générale qui impose de prendre explicitement en compte les effets du second ordre et les imperfections. Cette méthode peut notamment s'appliquer à des sections de poteaux qui ne sont pas symétriques ainsi qu'à des poteaux de section variable sur leur hauteur. Elle nécessite l'emploi d'outils de calcul numérique et ne peut être envisagée que si l'on dispose des logiciels appropriés.

Méthode Simplifiée utilisant les courbes de flambement européennes des poteaux en acier qui tiennent implicitement compte des imperfections affectant ces poteaux.

Cette méthode est en pratique limitée au calcul des poteaux mixtes présentant une section doublement symétrique et uniforme sur leur hauteur.

Les deux méthodes sont fondées sur les hypothèses classiques suivantes :

- Il y a une interaction complète entre la section en acier et la section de béton et ce, jusqu'à la ruine.

- Les imperfections géométriques et structurales sont prises en compte dans le calcul.

La Méthode Simplifiée est développée ci-après, celle-ci étant en effet applicable à la majorité des cas.

Dans notre cas en va utiliser la méthode simplifiée qui sera appliqué sur un poteau totalement enrobé soumis à compression axiale.

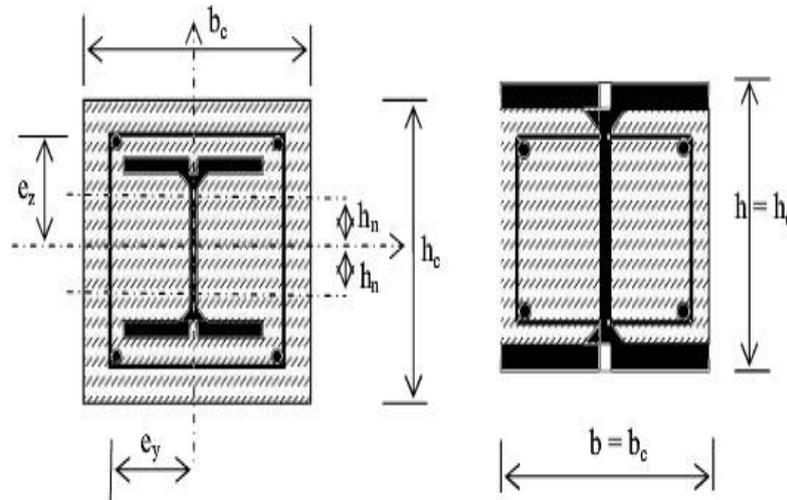


Figure 8. 2: Poteau partiellement ou totalement enrobé

On va utiliser la méthode simplifiée qui sera appliqué sur un poteau entièrement enrobé soumis à la compression axiale

8.3.3 Conditions d'utilisation de la méthode simplifiée de calcul :

L'application de la méthode simplifiée comporte les limitations suivantes :

- La section transversale du poteau est constante et présente une double symétrie sur toute la hauteur du poteau telle que le rapport de sa hauteur à sa largeur soit compris entre 0,2 et 5,0.
- La contribution relative de la section en acier à la résistance de calcul de la section complète, savoir est compris entre 0,2 et 0,9.
- Les sections droites restent planes lors de la déformation du poteau.
- L'élançement réduit λ du poteau mixte, ne dépasse pas la valeur de 2,0 ;
- Pour les sections totalement enrobées, l'aire des armatures doit au moins être égale à 0,3% de l'aire de béton et les armatures présentent des épaisseurs d'enrobage de béton satisfaisant les conditions suivantes :
 - Dans le sens Y : $40\text{mm} < c_y < 0,4b_c$;
 - Dans le sens Z : $40\text{mm} < c_z < 0,3h_c$;

8.3.4 Hypothèse de calcul :**A- Pré-dimensionnement du poteau mixte**

Pour réaliser un poteau mixte, on utilise généralement quatre matériaux de base :

L'acier de construction, l'acier d'armature ou de renfort, les tôles profilées en acier et le béton. Pour le profilé en acier on utilise HEA450

Par l'utilisation de la condition d'enrobage de béton on détermine les dimensions de la section en béton.

- **Section en acier :**

HEA450

- **Béton (C25/30) :**

$$A_S \geq 0,3\% A_{Cnet}$$

$$A_S \leq 0,6\% A_{Cnet}$$

$$A_S = 0,5\% A_{Cne}$$

- **Enrobage :**

$$40\text{mm} \leq c_y \leq 0,4 \cdot b_C$$

$$40\text{mm} \leq c_z \leq 0,3 \cdot h_C$$

Pour un Poteau de (80*80) on aura

$$40\text{mm} \leq c_y \leq 320\text{mm}$$

$$40\text{mm} \leq c_z \leq 240\text{mm}$$

On prend: $C_y = C_z = 70\text{mm}$

$$h_c = 2 \cdot C_y + h_p = 2 \cdot 70 + 440 = 580\text{mm}$$

On prend une section carrée (80.80)

$$0,2 \leq \frac{h}{b} = 1 \leq 5 \dots \dots \dots \text{OK}$$

- **Section d'armatureur :**

$$A_S = 0,5\% [(800 \times 800) - 17800] = 31,11 \text{ cm}^2$$

Le choix 4T32 AS choisie = 32,17 cm²

$$A_C = A_{global} - A_a - A_s = (800 \times 800) - 17800 - 3217 = 618983 \text{ mm}^2$$

- **Profilé laminé :**

HEA450 S275; $f_y=275\text{MPa}$

$A_a= 178\text{cm}^2$

$E_a=2,1 \times 10^8\text{MPa}$

$\gamma_a=1,1$

- **Amateur :**

$4\Phi 32$

$c_y = c_z=70\text{mm}$

$f_{sk} = 400\text{MPa}$

$A_s=1608\text{mm}^2$

$E_s=2,10.10^5\text{Pa}$

- **Béton C25/30:**

$f_{ck}= 25\text{MPa}$

$A_c=b \times h=800 \times 800=6,4.10^5\text{mm}^2$

$E_{cm}=3,22.10^3\text{Mpa}$

$E_{cd}=E_{cm}/\gamma_c=3,22 \times 10^3/1,5=2,14 \times 10^3$

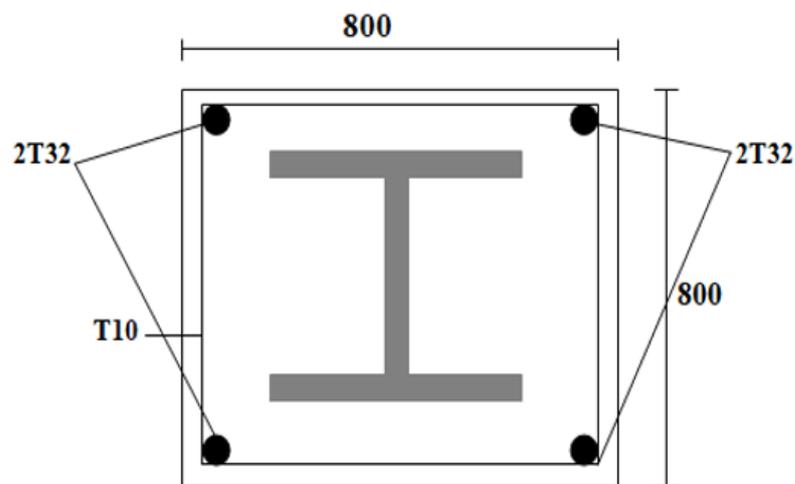


Figure 8. 3: dimensions du poteau enrobe

B- Vérification de la résistance du poteau :

a- Résistance plastique à la compression

$$N_{plRd} = A_a \times f_y / \gamma_a + 0,85 \times A_c \times f_{ck} / \gamma_c + A_s \times f_{sk} / \gamma_s$$

$$N_{plRd} = 17800 \times 275 / 1,1 + 0,85 \times 618983 \times 25 / 1,5 + 3217 \times 400 / 1,15$$

$$N_{plRd} = 14337,88 \text{ KN}$$

b- Charge critique élastique de flambement :

$$N_{cr} = \pi^2 \times EI_y / L_f^2$$

$$EI_y = E_a I_a + 0,6 E_{cd} + E_s I_s$$

• **Les moments d'inertie:**

$$I_a = 63720 \times 10^4 \text{ mm}^4 ; I_s = 29,73 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$I_c = \frac{hc \cdot bc^3}{12} - I_a - I_s ; I_c = 3,32 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$N_{cr} = 513,84 \times 10^3 \text{ KN}$$

C- Vérification de l'applicabilité de la méthode simplifiée :

La section est symétrique et constante sur toute la hauteur du poteau.....OK

Contribution du profilé à la résistance totale :

• **La contribution relative :**

La contribution relative de la section en acier à la résistance de calcul de la section complète, a savoir $\delta = (A_a \times f_y / \gamma_{m0}) / N_{plrd}$ est compris entre 0,2 et 0,9

$$\delta = (A_a \times f_y / \gamma_{m0}) / N_{plrd}$$

$$\delta = (17800 \times 275 / 1,1) / 14337,88$$

$$\delta = 0,31$$

$$0,2 < \delta < 0,9 \dots \text{Vérifiée}$$

• **Elancement réduite :**

L'elancement réduit λ du poteau mixte ,ne dépasse pas la valeur 2,0.

$$\bar{\lambda} = \sqrt{(N_{plrd} / N_{cr})}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{14337,88 / (513,84 \times 10^3)}$$

$$\bar{\lambda} = 0,167 < 2 \dots \dots \dots \text{OK}$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc la méthode simplifiée est applicable

D- Vérification de la stabilité des poteaux mixtes en compression axiale

En ce cas, la sollicitation N de compression simple doit satisfaire à:

$$N_{sd} \leq \chi N_{plrd}$$

Il ya un risque de flambement suivant l'axe y-y seulement où λ_y est supérieure à 0.2

$$\alpha_y=0,34$$

$$\phi_y = 0,5 \times (1 + \alpha_y \times (\lambda_y - 0,2) + \lambda_y^2)$$

$$\phi_y = 0,5 \times (1 + 0,34 \times (0,167 - 0,2) + 0,167^2)$$

$$\phi_y = 0,508$$

$$\chi = 1 / 0,508 + \sqrt{(0,508^2 - 0,167^2)}$$

$$\chi = 1,01$$

• **Calcul du N_{sd}**

N_{sd} est l'effort normal total revenant au poteau du deuxième sous-sol le plus défavorable.

$$N_{total} = N_{RDC} + N_{Sous-sol} \quad \text{telle que :}$$

➤ N_{RDC} : L'effort normal revenant au poteau du rez-de-chaussée:

La décente des charges des 10 étages supérieurs et de niveau de la terrasse est donné par logiciel ROBOT en prenant le poteau le plus sollicité.

$$N_u(RDC) = 1756,79 \text{ KN}$$

➤ L'effort normal dû aux charges des 2 sous-sols :

Prenons le poteau le plus sollicité dont la surface est : $S = 17,082 \text{ m}^2$

Charge permanente(G) = 110,41 KN

Surcharge d'exploitation(Q) = 25,63KN

Tableau 8. 5: Décente des charges dans les poteaux du sous-sol

Niveau	G(KN)	Q(KN)	$N_u(KN)$ $= 1.35G + 1.5Q$	$N_{ser}(KN)$ $= G + Q$
Soussol1	110,41	25,63	187,49	136,04
Soussol2	220,83	51,26	375,01	272,09

$$N_u(\text{sous-sol}) = 375,01 \text{ KN}$$

Donc l'effort normal total revenant au poteau du 2ème sous-sol :

$$N_{total} = 1756,79 + 375,01 = 2131,8 \text{ KN}$$

• **La résistance au flambement**

$$N_{sd} \leq \chi N_{pl,rd}$$

$$N_{sd} = 2131,8 \text{ KN}$$

$$\chi N_{pl,rd} = 1,01 \times 14337,88 = 14481,25 \text{ KN}$$

$2131,8 \text{ KN} \leq 14481,25 \text{ KN}$ Le poteau est stable.

CHAPITRE IX
FONDATION

9.1 Introduction

Toute structure à besoin d'une bonne base pour ne pas s'effondrer, c'est pour cela qu'une fondation fait office de relais entre la structure et le sol. Elle est comprise dans l'élément architectural d'un bâtiment et a pour rôle de s'opposer au tassement et aux infiltrations des eaux, assure la transmission des charges et les répartissent dans le sol.

On peut retrouver trois principaux types de fondation qui sont :

- Fondation superficielle.
- Fondation profonde.
- Fondation spéciale.

On peut les différencier par leur géométrie et leur fonctionnement.

Chaque type de fondation est composé comme suit :

1. Fondations superficielles :

- 1) Semelles continues sous mur. (Semelles filantes)
- 2) Semelles isolées sous piliers.
- 3) Plots et longrines.

2. Fondations profondes :

- 1) Sur puits.
- 2) Sur pieux.

3. Fondations spéciales :

- 1) Fondations sur radier général,
- 2) Fondations par congélation
- 3) Fondations dans l'eau après épuisement.

9.2 Les fondations Spéciales

On peut trouver trois types de fondation spéciale :

1. Fondations sur radier général.
2. Fondations par congélation.
3. Fondations dans l'eau après épuisement.

➤ **Foundation sur radier général:**

Le radier est une **dalle porteuse** continue de béton armé coulée à même le sol, qui sert d'assise stable (fondation) à l'ensemble de la construction et également de plancher bas.

Le radier est une **fondation superficielle**. En ce sens où il est constitué par une semelle générale couvrant toute la surface au sol du bâtiment.



Figure 9. 1: Dalle de radier.

Le radier est conçu pour assurer la **répartition des charges**. La totalité de la surface au sol est donc sollicitée, contrairement à d'autres types de fondations telles que des semelles isolées ou bien des semelles filantes.

Sa structure est simple. Le radier est assimilable à une **dalle de béton armé** de 20 à 35cm d'épaisseur.

Le radier travaille de manière inversée à une dalle ou à un dallage classique. Il doit donc être armé en partie supérieure entre les murs.

Le radier se trouve justifié si les semelles continues ou isolées deviennent très larges en raison :

- De la faible capacité portante du sol.
- Des charges élevées du bâtiment (exemple : immeuble).
- Du rapprochement des poteaux.
- De la profondeur à atteindre pour fonder sur un sol résistant.

➤ **Voici les grandes étapes de construction d'un radier :**

1. Réaliser un radier nécessite une étude de sol par un bureau d'études spécialisé. Celui-ci fera une étude béton armé préalable qui vous précisera les dimensions et le ferrailage du radier. Le bureau d'étude doit notamment veiller à éviter tout tassement différentiel qui peut faire fissurer le radier, voire basculer la maison.
2. Délimiter la surface.
3. Réaliser le terrassement.
4. Mettre en place la couche de forme.
5. Réaliser le coffrage.
6. Mettre en place un film polyane sur toute la surface du radier. A noter qu'un radier étant une fondation, il n'est pas possible de mettre un isolant thermique en dessous. Celui-ci devra être disposé au-dessus du radier et recouvert par une chape.
7. Mise en place du treillis soudé.
8. Commander et programmer la livraison de béton par camions toupie.
Vous souhaitez savoir quel est le prix du béton pour radier ? C'est très simple : remplissez en quelques clics le formulaire de demande de devis sur notre site.
9. Couler le béton : le coulage du béton s'effectue de manière classique : répandre le béton à l'aide d'un épandeur, mise à niveau par tirage à la règle, talochage, lissage et application d'un produit de cure.
10. Attendre le durcissement du béton (28 jours dans le cas d'une fondation radier).

Vérification contrainte à ELS :

On doit vérifier que : $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol

N : Effort normal appliqué sur la fondation.

S : surface du la radier

L'effort normal a l'ELS :

$$N = N_{superstructure} + N_{sous-sol}$$

$$N = 1986,79 + 272,09 = 2258,88 \text{ KN}$$

$$S = 1016,34 \text{ m}^2$$

Avec la surface du bâtiment $S_b = 1006.07 \text{ m}^2$

On trouve : $S \geq 591 \text{ m}^2$

$$\frac{S_{nec}}{S_b} = \frac{591}{1006,01} = 58\% \geq 50\%$$

Donc l'utilisation du radier est justifiée.

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S} \text{ .. La condition vérifie}$$

CONCLUSION GENERALE

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet de fin d'étude nous a permis d'élargir nos connaissances complémentaires nécessaires pour notre formation et d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié.

La nécessité d'un logiciel de calcul nous a poussé à débiter et d'avoir certaines connaissances sur le logiciel d'analyse des structures 'ROBOT'. Nous sommes parvenus à un certain nombre de constatations également au cours de notre étude.

Ce projet de fin d'étude nous a donné l'occasion de côtoyer des personnes de différents horizons qui nous ont fait progresser dans son avancement.

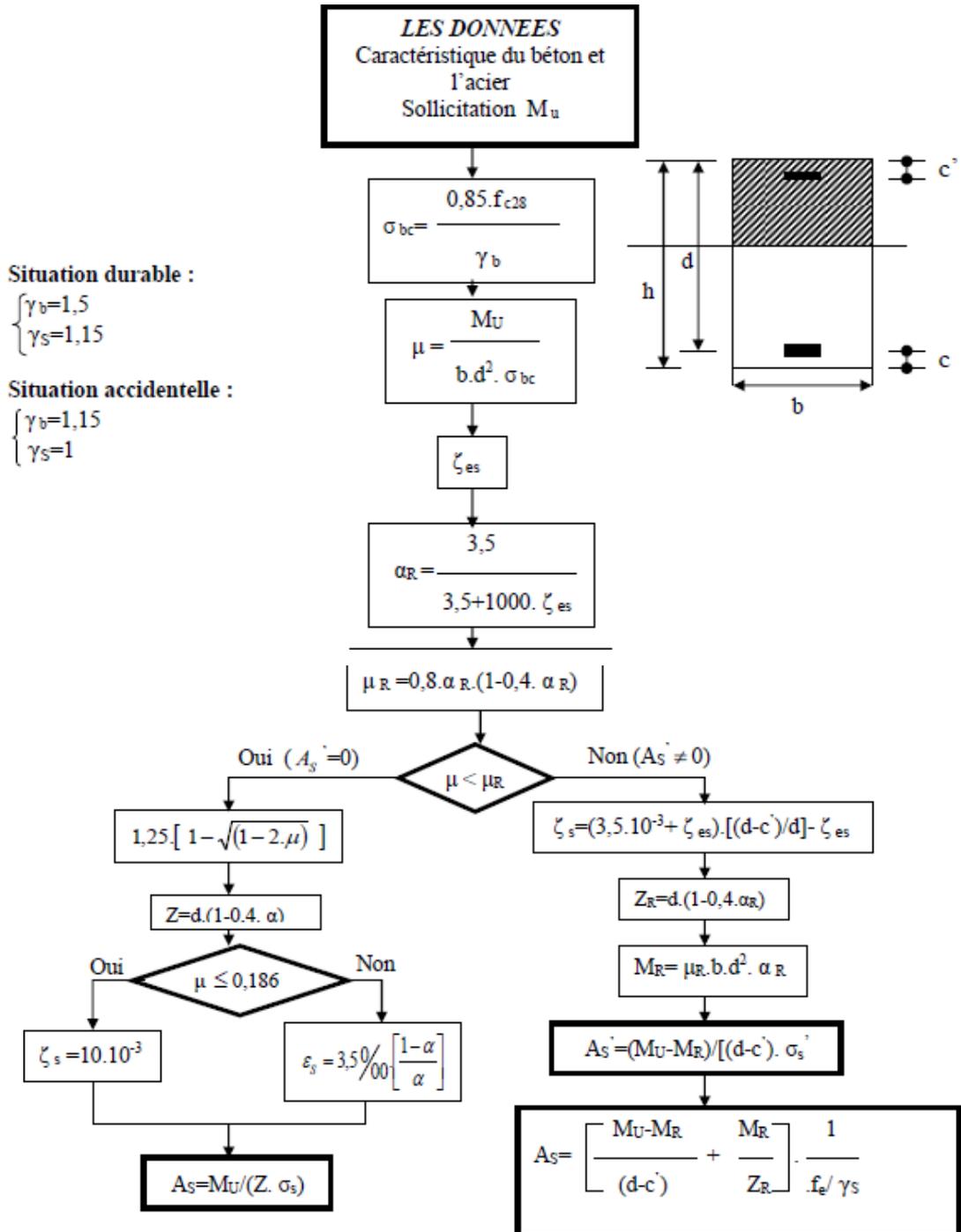
Nous avons remarqué et nous sommes convaincus que l'utilisation de l'outil informatique en générale et les logiciels d'analyse des structures 'logiciel ROBOT' permet d'obtenir des résultats précis, gagner du temps et faciliter l'étude technique. La maîtrise de ces outils aujourd'hui est indispensable.

Références bibliographiques

- Règles de conception et de calcul des structures en acier "CCM97" ; (Document technique réglementaire **D.T.R-B.C.2.44**).
- Document technique Règlementaire Algérienne D.T.R-C-2-47 ; REGLEMENT NEIGE ET VENT « RNV99 », version 2013.
- Règles parasismique Algérienne RPA99 version2003; (Document technique réglementaire **D.T.R-B.C.2.48**).
- Le BAEAL99, D.T.U, Béton armé aux états limites 91, modifié 99.
- EC3, calcul des structures en acier, partie 1-1 , règles générales et règles pour les bâtiments.
- Charges permanentes et charges d'exploitation (**DTRB.C2.2**).
- Cours charpente métallique 1, **Mr MENNADI**.
- Cours charpente métallique 2, **Mr MENNADI**.

ANNEXES

SECTION RECTANGULAIRE AL'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



Situation durable :

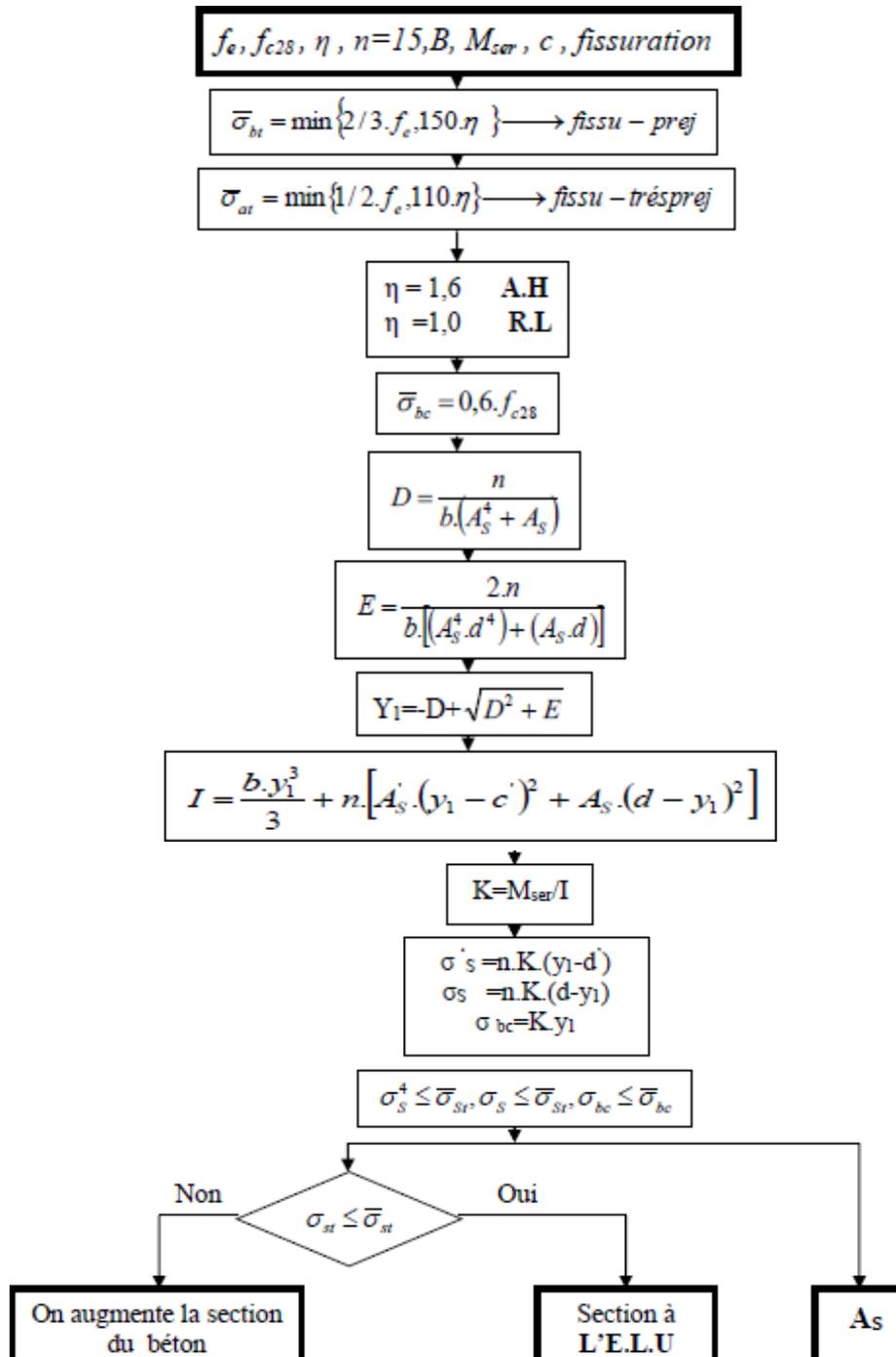
$$\begin{cases} \gamma_b = 1,5 \\ \gamma_s = 1,15 \end{cases}$$

Situation accidentelle :

$$\begin{cases} \gamma_b = 1,15 \\ \gamma_s = 1 \end{cases}$$

ORGANIGRAMME-II-

VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.S





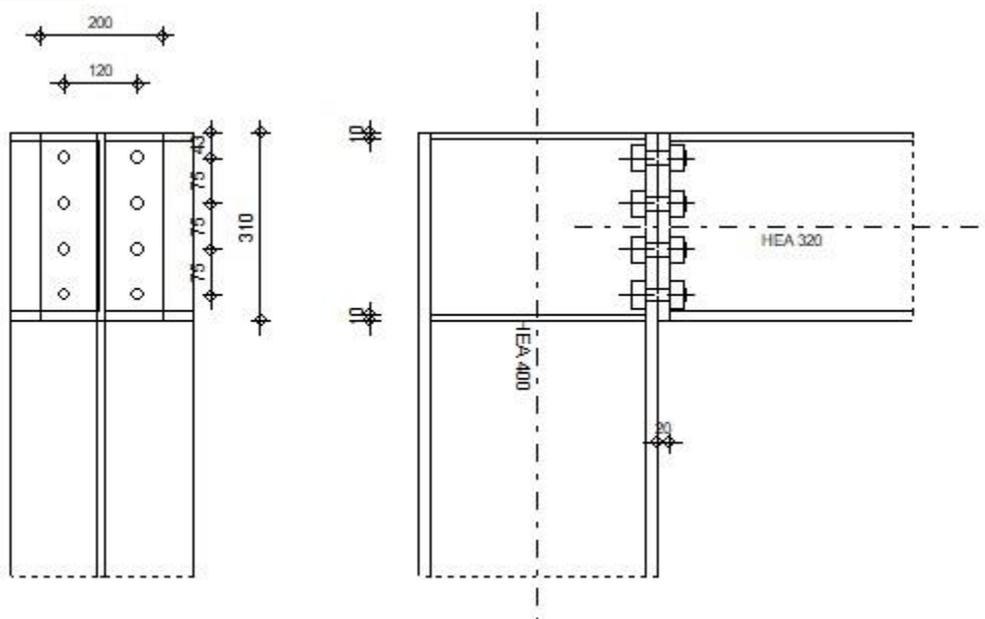
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020

Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009



Ratio
0,97



GENERAL

Assemblage N°: 5
Nom de l'assemblage : Angle de portique
Noeud de la structure: 204
Barres de la structure: 339, 413

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 400
Barre N°: 339
 $\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 390$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 300$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 11$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 19$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 27$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 158,98$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{xc} = 45069,40$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau: ACIER E24
 $f_{yc} = 235,00$ [MPa] Résistance

POUTRE

Profilé: HEA 320
Barre N°: 413
 $\alpha = -0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_b = 310$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_f = 300$ [mm] Largeur de la section de la poutre

$\alpha = -0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $t_{wb} = 9$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fb} = 16$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_b = 27$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $r_b = 27$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_b = 124,37$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{xb} = 22928,60$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
 Matériau: ACIER E28
 $f_{yb} = 275,00$ [MPa] Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

$d = 22$ [mm] Diamètre du boulon
 Classe = HR 10.9 Classe du boulon
 $F_{TRd} = 218,16$ [kN] Résistance du boulon à la traction
 $n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_v = 4$ Nombre de rangées des boulons
 $h_1 = 43$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
 Ecartement $e_i = 120$ [mm]
 Entraxe $p_i = 75; 75; 75$ [mm]

PLATINE

$h_p = 310$ [mm] Hauteur de la platine
 $b_p = 200$ [mm] Largeur de la platine
 $t_p = 20$ [mm] Epaisseur de la platine
 Matériau: ACIER E24
 $f_{yp} = 235,00$ [MPa] Résistance

RAIDISSEUR POTEAU

Supérieur

$h_{su} = 352$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{su} = 145$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{hu} = 10$ [mm] Epaisseur du raidisseur
 Matériau: ACIER E24
 $f_{ysu} = 235,00$ [MPa] Résistance

Inférieur

$h_{sd} = 352$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{sd} = 145$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{hd} = 10$ [mm] Epaisseur du raidisseur
 Matériau: ACIER E24
 $f_{ysu} = 235,00$ [MPa] Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w = 7$ [mm] Soudure âme
 $a_r = 12$ [mm] Soudure semelle
 $a_s = 7$ [mm] Soudure du raidisseur

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:	10: G+Q+EX (1+2+4) *1.00	
$M_{b1,Ed}$	= 134,98 [kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed}$	= 3,45 [kN]	Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed}$	= -0,01 [kN]	Effort axial dans la poutre droite
$M_{b2,Ed}$	= -0,85 [kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre gauche
$V_{b2,Ed}$	= -106,42 [kN]	Effort tranchant dans la poutre gauche
$N_{b2,Ed}$	= -117,37 [kN]	Effort axial dans la poutre gauche
$M_{c1,Ed}$	= 16,67 [kN*m]	Moment fléchissant dans la poteau inférieur
$V_{c1,Ed}$	= -45,28 [kN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur
$N_{c1,Ed}$	= -547,88 [kN]	Effort axial dans le poteau inférieur
$M_{c2,Ed}$	= 24,07 [kN*m]	Moment fléchissant dans la poteau supérieur
$V_{c2,Ed}$	= 177,69 [kN]	Effort tranchant dans le poteau supérieur
$N_{c2,Ed}$	= -718,48 [kN]	Effort axial dans le poteau supérieur

RESULTATS

RESISTANCES DE LA POUTRE

COMPRESSION

$A_b = 124,37$ [cm²] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.4]

$$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$N_{cb,Rd} = 3420,18$ [kN] Résistance de calcul de la section à la compression EN1993-1-1:[6.2.4]

CISAILLEMENT

$A_{vb} = 41,13$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$$

$V_{cb,Rd} = 653,11$ [kN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ $0,01 < 1,00$ **vérifié** (0,01)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 1628,09$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$M_{b,pl,Rd} = 447,72$ [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

$W_{pl} = 1628,09$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

$$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$M_{cb,Rd} = 447,72$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 447,72$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f = 295$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$$

$F_{c,fb,Rd} = 1520,29$ [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

RESISTANCES DU POTEAU

PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT

$M_{b1,Ed} = 134,98$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite [5.3.(3)]

$M_{b2,Ed} = -0,85$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre gauche [5.3.(3)]

$V_{c1,Ed} = -45,28$ [kN] Effort tranchant dans le poteau inférieur [5.3.(3)]

$V_{c2,Ed} = 177,69$ [kN] Effort tranchant dans le poteau supérieur [5.3.(3)]

$z = 222$ [mm] Bras de levier [6.2.5]

$$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$$

$V_{wp,Ed} = 722,68$ [kN] Panneau d'âme en cisaillement [5.3.(3)]

$A_{vs} = 57,33$ [cm²] Aire de cisaillement de l'âme du poteau EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$A_{vc} = 57,33$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$d_s = 300$ [mm] Distance entre les centres de gravités des raidisseurs [6.2.6.1.(4)]

$M_{pl,fc,Rd} = 6,36$ [kN*m] Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion [6.2.6.1.(4)]

$M_{pl,stu,Rd} = 1,76$ [kN*m] Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion [6.2.6.1.(4)]

$M_{pl,sti,Rd} = 1,76$ [kN*m] Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion [6.2.6.1.(4)]

$$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} \cdot f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$$

$$V_{wp,Rd} = 754,22 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance du panneau d'âme au cisaillement} \quad [6.2.6.1]$$

$$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0 \quad 0,96 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,96)$$

AME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$$t_{wc} = 11 \quad [\text{mm}] \quad \text{Epaisseur efficace de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(6)]$$

$$b_{eff,c,wc} = 319 \quad [\text{mm}] \quad \text{Largeur efficace de l'âme à la compression} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$A_{vc} = 57,33 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\omega = 0,82 \quad \text{Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\sigma_{com,Ed} = 53,15 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte de compression maximale dans l'âme} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$k_{wc} = 1,00 \quad \text{Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$A_s = 28,90 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.4]}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = 1354,76 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Flambement:

$$d_{wc} = 298 \quad [\text{mm}] \quad \text{Hauteur de l'âme comprimée} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_p = 0,87 \quad \text{Elancement de plaque} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\rho = 0,88 \quad \text{Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_s = 3,38 \quad \text{Elancement du raidisseur} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$\chi_s = 1,00 \quad \text{Coefficient de flambement du raidisseur} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = 1275,04 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistance finale:

$$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min}(F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$$

$$F_{c,wc,Rd} = 1275,04 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

AME EN TRACTION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$$t_{wc} = 11 \quad [\text{mm}] \quad \text{Epaisseur efficace de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(6)]$$

$$b_{eff,c,wc} = 319 \quad [\text{mm}] \quad \text{Largeur efficace de l'âme à la compression} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$A_{vc} = 57,33 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\omega = 0,82 \quad \text{Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\sigma_{com,Ed} = 53,15 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte de compression maximale dans l'âme} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$k_{wc} = 1,00 \quad \text{Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$A_s = 28,90 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.4]}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = 1354,76 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Flambement:

$$d_{wc} = 298 \quad [\text{mm}] \quad \text{Hauteur de l'âme comprimée} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_p = 0,87 \quad \text{Elancement de plaque} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\rho = 0,88 \quad \text{Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_s = 3,38 \quad \text{Elancement du raidisseur} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$\chi_s = 1,00 \quad \text{Coefficient de flambement du raidisseur} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = 1275,04 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistance finale:

$$F_{c,wc,Rd,upp} = \text{Min}(F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$$

$$F_{c,wc,Rd,upp} = 1275,04 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - SEMELLE DU POTEAU

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	33	-	90	-	75	207	263	207	263	178	179	178	179
2	33	-	90	-	75	207	244	207	244	150	75	75	75
3	33	-	90	-	75	207	244	207	244	150	75	75	75
4	33	-	90	-	75	207	263	207	263	178	179	178	179

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	48	-	40	-	75	299	359	299	359	224	276	224	276
2	48	-	40	-	75	299	240	240	240	150	75	75	75
3	48	-	40	-	75	299	240	240	240	150	75	75	75
4	48	-	40	-	75	299	240	240	240	224	158	158	158

m	-	Distance du boulon de l'âme
m _x	-	Distance du boulon de l'aile de la poutre
e	-	Pince entre le boulon et le bord extérieur
e _x	-	Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal
p	-	Entraxe des boulons
l _{eff,cp}	-	Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires
l _{eff,nc}	-	Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires
l _{eff,1}	-	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1
l _{eff,2}	-	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2
l _{eff,cp,g}	-	Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires
l _{eff,nc,g}	-	Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires
l _{eff,1,g}	-	Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1
l _{eff,2,g}	-	Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA COMPRESSION

$$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{cb,Rd} , 2 F_{c,wc,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,upp})$$

$$N_{j,Rd} = 2550,08 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'assemblage à la compression} \quad [6.2]$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,00 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

$$F_{t,Rd} = 218,16 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance du boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$B_{p,Rd} = 345,11 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,fc,Rd} \quad - \quad \text{résistance de la semelle du poteau à la flexion}$$

$$F_{t,wc,Rd} \quad - \quad \text{résistance de l'âme du poteau à la traction}$$

$$F_{t,ep,Rd} \quad - \quad \text{résistance de la platine fléchie à la flexion}$$

$$F_{t,wb,Rd} \quad - \quad \text{résistance de l'âme à la traction}$$

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd}) \quad [6.2.6.4] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.3.(1)]$$

$$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd}) \quad [6.2.6.5] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.8.(1)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

F _{t1,Rd,comp} - Formule	F _{t1,Rd,comp}	Composant
F _{t1,Rd} = Min (F _{t1,Rd,comp})	391,73	Résistance d'une rangée de boulon
F _{t,fc,Rd(1)} = 392,55	392,55	Aile du poteau - traction
F _{t,wc,Rd(1)} = 486,89	486,89	Ame du poteau - traction
F _{t,ep,Rd(1)} = 391,73	391,73	Platine d'about - traction
F _{t,wb,Rd(1)} = 739,92	739,92	Ame de la poutre - traction
B _{p,Rd} = 690,21	690,21	Boulons au cisaillement/poinçonnement
V _{wp,Rd/β} = 749,48	749,48	Panneau d'âme - compression
F _{c,wc,Rd} = 1275,04	1275,04	Ame du poteau - compression
F _{c,fb,Rd} = 1520,29	1520,29	Aile de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F _{t2,Rd,comp} - Formule	F _{t2,Rd,comp}	Composant
F _{t2,Rd} = Min (F _{t2,Rd,comp})	181,60	Résistance d'une rangée de boulon
F _{t,fc,Rd(2)} = 381,44	381,44	Aile du poteau - traction
F _{t,wc,Rd(2)} = 486,89	486,89	Ame du poteau - traction
F _{t,ep,Rd(2)} = 328,25	328,25	Platine d'about - traction
F _{t,wb,Rd(2)} = 594,80	594,80	Ame de la poutre - traction

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$B_{p,Rd} = 690,21$	690,21	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{ii,Rd} = 749,48 - 391,73$	357,75	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1275,04 - 391,73$	883,31	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1520,29 - 391,73$	1128,56	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 626,40 - 391,73$	234,67	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 573,33 - 391,73$	181,60	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 586,90 - 391,73$	195,17	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 868,62 - 391,73$	476,89	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	114,74	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 381,44$	381,44	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 486,89$	486,89	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 328,25$	328,25	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 594,80$	594,80	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 690,21$	690,21	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^2 F_{ii,Rd} = 749,48 - 573,33$	176,15	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 1275,04 - 573,33$	701,71	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 1520,29 - 573,33$	946,96	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 386,79 - 181,60$	205,19	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 368,42 - 181,60$	186,82	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 847,45 - 573,33$	274,12	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 689,78 - 573,33$	116,45	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 296,34 - 181,60$	114,74	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 371,25 - 181,60$	189,65	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 826,42 - 573,33$	253,09	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 1054,25 - 573,33$	480,92	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	61,41	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 392,55$	392,55	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 486,89$	486,89	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 328,25$	328,25	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 594,80$	594,80	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 690,21$	690,21	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^3 F_{ii,Rd} = 749,48 - 688,07$	61,41	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 1275,04 - 688,07$	586,97	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 1520,29 - 688,07$	832,22	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 626,40 - 114,74$	511,66	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 573,33 - 114,74$	458,59	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 847,45 - 296,34$	551,11	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 689,78 - 296,34$	393,44	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 1252,81 - 688,07$	564,74	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 877,83 - 688,07$	189,76	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 459,65 - 114,74$	344,91	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 575,84 - 114,74$	461,10	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 607,82 - 296,34$	311,48	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 761,46 - 296,34$	465,12	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 1110,31 - 688,07$	422,24	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 1444,46 - 688,07$	756,39	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t4,Rd} = F_{t1,Rd} h_4/h_1$$

$$F_{t4,Rd} = 52,41 \quad [\text{KN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon}$$

[6.2.7.2.(9)]

$$F_{t4,Rd} = F_{t2,Rd} h_4/h_2$$

$$F_{t4,Rd} = 34,16 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon}$$

[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	260	391,73	392,55	486,89	391,73	739,92	436,32	690,21
2	185	181,60	381,44	486,89	328,25	594,80	436,32	690,21
3	110	114,74	381,44	486,89	328,25	594,80	436,32	690,21
4	35	34,16	392,55	486,89	328,25	594,80	436,32	690,21

RÉSISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 149,08 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion}$$

[6.2]

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,91 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,91)$$

RÉSISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$$\alpha_v = 0,60 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad \text{[Tableau 3.4]}$$

$$F_{v,Rd} = 145,44 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon au cisaillement} \quad \text{[Tableau 3.4]}$$

$$F_{t,Rd,max} = 218,16 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon à la traction} \quad \text{[Tableau 3.4]}$$

$$F_{b,Rd,int} = 241,57 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale} \quad \text{[Tableau 3.4]}$$

$$F_{b,Rd,ext} = 180,12 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon de rive en pression diamétrale} \quad \text{[Tableau 3.4]}$$

Nr	F _{tj,Rd,N}	F _{tj,Ed,N}	F _{tj,Rd,M}	F _{tj,Ed,M}	F _{tj,Ed}	F _{vj,Rd}
1	436,32	-0,00	391,73	354,69	354,68	121,98
2	436,32	-0,00	181,60	164,43	164,42	212,58
3	436,32	-0,00	114,74	103,89	103,89	241,41
4	436,32	-0,00	34,16	30,93	30,92	276,15

F_{tj,Rd,N} – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure

F_{tj,Ed,N} – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial

F_{tj,Rd,M} – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure

F_{tj,Ed,M} – Effort dans une rangée de boulons dû au moment

F_{tj,Ed} – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons

F_{vj,Rd} – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum 1^n F_{vj,Rd} \quad \text{[Tableau 3.4]}$$

$$V_{j,Rd} = 852,13 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad \text{[Tableau 3.4]}$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,00 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

RÉSISTANCE DES SOUDURES

$$A_w = 64,38 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de toutes les soudures} \quad \text{[4.5.3.2(2)]}$$

$$A_{wy} = 32,88 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures horizontales} \quad \text{[4.5.3.2(2)]}$$

$$A_{wz} = 31,50 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures verticales} \quad \text{[4.5.3.2(2)]}$$

$$I_{wy} = 7192,81 \text{ [cm}^4\text{]} \quad \text{Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.} \quad \text{[4.5.3.2(5)]}$$

$$\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} = -177,16 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \quad \text{[4.5.3.2(6)]}$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = -149,29 \text{ [MPa]} \quad \text{Contraintes dans la soudure verticale} \quad \text{[4.5.3.2(5)]}$$

$$\tau_{\parallel} = 1,09 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte tangentielle} \quad \text{[4.5.3.2(5)]}$$

$$\beta_w = 0,80 \quad \text{Coefficient de corrélation} \quad \text{[4.5.3.2(7)]}$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 354,31 < 365,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,97)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 298,58 < 365,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,82)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2} \quad 177,16 < 262,80 \quad \text{vérifié} \quad (0,67)$$

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

$$t_{wash} = 5 \text{ [mm]} \quad \text{Epaisseur de la plaquette} \quad \text{[6.2.6.3.(2)]}$$

$$h_{head} = 16 \text{ [mm]} \quad \text{Hauteur de la tête du boulon} \quad \text{[6.2.6.3.(2)]}$$

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

$t_{wash} =$	5	[mm]	Epaisseur de la plaquette	[6.2.6.3.(2)]
$h_{nut} =$	22	[mm]	Hauteur de l'écrou du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$L_b =$	68	[mm]	Longueur du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$k_{10} =$	7	[mm]	Coefficient de rigidité des boulons	[6.3.2.(1)]

RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	h _j	k ₃	k ₄	k ₅	k _{eff,j}	k _{eff,j} h _j	k _{eff,j} h _j ²
					Somme	8,77	183,45
1	260	4	31	15	2	5,24	136,15
2	185	2	13	5	1	1,80	33,26
3	110	2	13	5	1	1,07	11,74
4	35	4	31	11	2	0,66	2,31

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum 3^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$Z_{eq} = \sum k_{eff,j} h_j^2 / \sum k_{eff,j} h_j$$

$$Z_{eq} = 209 \quad [mm] \quad \text{Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \sum k_{eff,j} h_j / Z_{eq}$$

$$k_{eq} = 4 \quad [mm] \quad \text{Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$A_{vc} = 57,33 \quad [cm^2] \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\beta = 1,01 \quad \text{Paramètre de transformation} \quad [5.3.(7)]$$

$$z = 209 \quad [mm] \quad \text{Bras de levier} \quad [6.2.5]$$

$$k_1 = 10 \quad [mm] \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$k_2 = \infty \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$S_{j,ini} = E z_{eq}^2 / \sum (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq}) \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 27413,68 \quad [kN*m] \quad \text{Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 2,29 \quad \text{Coefficient de rigidité de l'assemblage} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,ini} / \mu \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 11995,20 \quad [kN*m] \quad \text{Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,rig} = 97519,11 \quad [kN*m] \quad \text{Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 6094,94 \quad [kN*m] \quad \text{Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

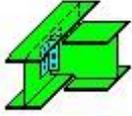
$$S_{j,pin} \leq S_{j,ini} < S_{j,rig} \quad \text{SEMI-RIGIDE}$$

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

SOUDURES

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,97



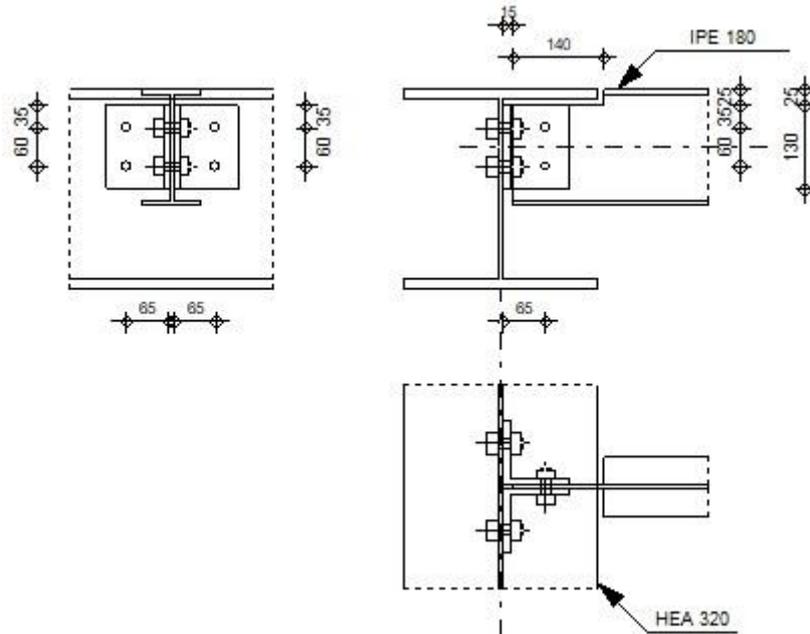
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020

Calculs de l'assemblage poutre-poutre (âme)

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009



Ratio
0,97



GENERAL

Assemblage N°: 4
Nom de l'assemblage : Poutre-poutre (âme)
Noeud de la structure: 553
Barres de la structure: 134, 1103

GEOMETRIE

POUTRE PRINCIPALE

Profilé: HEA 320
Barre N°: 134
 $\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_g = 310$ [mm] Hauteur de la section poutre principale
 $b_{rg} = 300$ [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
 $t_{fg} = 16$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre principale
 $r_g = 27$ [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la poutre principale
 $A_p = 124,37$ [cm²] Aire de la section de la poutre principale
 $I_{yp} = 22928,60$ [cm⁴] 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: IPE 180
Barre N°: 1103

$\alpha =$	0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_b =$	180	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_b =$	91	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wb} =$	5	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fb} =$	8	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_b =$	9	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b =$	23,95	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{yb} =$	1316,96	[cm ⁴]	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
$l =$	140	[mm]	Longueur de l'encoche

CORNIERE

Profilé:	CAE 100x10		
$h_k =$	100	[mm]	Hauteur de la section de la cornière
$b_k =$	100	[mm]	Largeur de la section de la cornière
$t_{fk} =$	10	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la cornière
$r_k =$	12	[mm]	Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière
$l_k =$	130	[mm]	Longueur de la cornière
Matériau:	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 =	5.6	Classe du boulon
$d =$	16	[mm] Diamètre du boulon
$d_0 =$	18	[mm] Diamètre du trou de boulon
$A_s =$	1,57	[cm ²] Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	2,01	[cm ²] Aire de la section du boulon
$f_{ub} =$	500,00	[MPa] Résistance à la traction
$k =$	1	Nombre de colonnes des boulons
$w =$	2	Nombre de rangées des boulons
$e_1 =$	35	[mm] Niveau du premier boulon
$p_1 =$	60	[mm] Entraxe

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	6.8	Classe du boulon
$d =$	14	[mm] Diamètre du boulon
$d_0 =$	15	[mm] Diamètre du trou de boulon
$A_s =$	1,15	[cm ²] Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	1,54	[cm ²] Aire de la section du boulon
$f_{ub} =$	600,00	[MPa] Résistance à la traction
$k =$	1	Nombre de colonnes des boulons
$w =$	2	Nombre de rangées des boulons
$e_1 =$	35	[mm] Niveau du premier boulon
$p_1 =$	60	[mm] Entraxe

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS

Cas: 7: ELU $1*1.35+2*1.50$

$N_{b,Ed} =$	-0,00	[kN]	Effort axial
$V_{b,Ed} =$	48,25	[kN]	Effort tranchant
$M_{b,Ed} =$	0,00	[kN*m]	Moment fléchissant

RESULTATS

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE PRINCIPALE

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} =$	48,2	[kN]	Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non fileté d'un = 5] boulon	$F_{v,Rd} =$ $0.6*f_{ub}*A_v*m/\gamma_{M2}$
$F_{t,Rd} =$	56,5	[kN]	Résistance d'un boulon à la traction 2]	$F_{t,Rd} = 0.9*f_u*A_s/\gamma_{M2}$

Pression du boulon sur l'âme de la poutre principale

Direction x

$$k_{1x} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bx} = 1,00 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 1,00 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd1x} = 116,64 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd1x} = k_{1x}*\alpha_{bx}*f_u*d*t/\gamma_{M2}$$

Direction z

$$k_{1z} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bz} = 0,86 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 0,86 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd1z} = 100,44 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd1z} = k_{1z}*\alpha_{bz}*f_u*d*t/\gamma_{M2}$$

Pression du boulon sur la cornière

Direction x

$$k_{1x} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bx} = 0,65 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0,65 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd2x} = 84,00 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd2x} = k_{1x}*\alpha_{bx}*f_u*d*t/\gamma_{M2}$$

Direction z

$$k_{1z} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bz} = 0,65 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 0,65 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd2z} = 84,00 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd2z} = k_{1z}*\alpha_{bz}*f_u*d*t/\gamma_{M2}$$

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE POUTRE PRINCIPALE - CORNIERE

cisaillement des boulons

$e =$ 68 [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la cornière du centre de l'âme de la poutre

$$M_0 = 1,6 \quad [\text{kN}*\text{m}] \quad \text{Moment fléchissant réel} \quad M_0 = 0.5*V_{b,Ed}*e$$

$$F_{Vz} = 12, \quad [\text{kN}] \quad \text{Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant} \quad F_{Vz} = 0.5*|V_{b,Ed}|/n$$

e =	68 [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la cornière du centre de l'âme de la poutre	
=	06		
F _{Mx}	27,20 [kN]	Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment	$F_{Mx}= M_0 *z_i/\sum z_i^2$
=	20		
F _{x,Ed}	27,20 [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
=	20		
F _{z,Ed}	12,06 [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
=	06		
F _{Ed}	29,75 [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
=	75		
F _{Rdx}	84,00 [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx}=\min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
=	00		
F _{Rdz}	84,00 [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz}=\min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
=	00		
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$		27,20 < 48,25	vérifié (0,32)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$		12,06 < 48,25	vérifié (0,14)
$F_{Ed} \leq F_{V,Rd}$		29,75 < 48,25	vérifié (0,62)

Traction des boulons

e =	70 [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale	
M _{0t}	1,6 [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_{0t}=0.5*V_{b,Ed}*e$
=	8		
F _{t,Ed}	27,94 [kN]	Effort de traction dans le boulon extrême	$F_{t,Ed}=M_{0t}*z_{max}/\sum z_i^2 + 0.5*N_{b2,Ed}/n$
=	94		
$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$		27,94 < 56,52	vérifié (0,49)

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

F _{v,Ed}	29,75 [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{v,Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{v,Ed}/F_{v,Rd} + F_{t,Ed}/(1.4*F_{t,Rd}) \leq 1.0$		0,97 < 1,00	vérifié (0,97)

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

RESISTANCE DES BOULONS

F _{v,Rd}	88,6 [kN]	Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non fileté d'un boulon	$F_{v,Rd}=0.6*f_{ub}*A_v*m/\gamma_{M2}$
=	7		

Pression du boulon sur la poutre

Direction x			
k _{1x}	2,50	Coefficient pour le calcul de F _{b,Rd}	$k_{1x} = \min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$
k _{1x} > 0.0	2,50 > 0,00	vérifié	
α _{bx}	1,00	Coefficient pour le calcul de F _{b,Rd}	$\alpha_{bx}=\min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
α _{bx} > 0.0	1,00 > 0,00	vérifié	
F _{b,Rd1x}	60,10 [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1x}=k_{1x}*\alpha_{bx}*f_u*d*t_i/\gamma_{M2}$
Direction z			
k _{1z}	2,50	Coefficient pour le calcul de F _{b,Rd}	$k_{1z}=\min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 2.5]$
k _{1z} > 0.0	2,50 > 0,00	vérifié	
α _{bz}	0,78	Coefficient pour le calcul de F _{b,Rd}	$\alpha_{bz}=\min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
α _{bz} > 0.0	0,78 > 0,00	vérifié	
F _{b,Rd1z}	46,75 [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1z}=k_{1z}*\alpha_{bz}*f_u*d*t_i/\gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la cornière

Direction x			
k _{1x}	2,50	Coefficient pour le calcul de F _{b,Rd}	$k_{1x}=\min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$
k _{1x} > 0.0	2,50 > 0,00	vérifié	
α _{bx}	0,78	Coefficient pour le calcul de F _{b,Rd}	$\alpha_{bx}=\min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
α _{bx} > 0.0	0,78 > 0,00	vérifié	

$F_{b,Rd2x} = 176,40$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$
Direction z		
$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bz} = 0,78$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$0,78 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2z} = 176,40$ [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 CORNIERE - POUTRE

cisaillement des boulons

$e = 70$ [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale	
$M_0 = 3,3$ [kN* 5 m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = M_{b,Ed} + V_{b,Ed} \cdot e$
$F_{Nx} = 0,0$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{Nx} = N_{b,Ed} / n$
$F_{Vz} = 24,12$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant	$F_{Vz} = V_{b,Ed} / n$
$F_{Mx} = 55,89$ [kN]	Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction x	$F_{Mx} = M_0 \cdot z_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$
$F_{Mz} = 0,0$ [kN]	Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction z	$F_{Mz} = M_0 \cdot x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$
$F_{x,Ed} = 55,89$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
$F_{z,Ed} = 24,12$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{Ed} = 60,87$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} = 60,10$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 46,75$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 55,89 < 60,10$	vérifié (0,93)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 24,12 < 46,75$	vérifié (0,52)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$60,87 < 88,67$	vérifié (0,69)

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC (EFFORT TRANSVERSAL)

CORNIERE

$A_{nt} = 2,75$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} = 7,25$ [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} = 159,6$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 \cdot V_{b,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 24,12 < 159,66$	vérifié (0,15)

POUTRE

$A_{nt} = 2,25$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} = 3,84$ [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} = 97,50$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ V_{b,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 48,25 < 97,50$	vérifié (0,49)

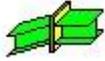
VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA CORNIERE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A_t =$	6,50	[cm ²]	Aire de la zone tendue de la sectionu brute		
$A_{t,net} =$	5,00	[cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction		
$0.9*(A_{t,net}/A_t) \geq (f_y*\gamma_{M2})/(f_u*\gamma_{M0})$				0,69 < 0,85	
$W_{net} =$	27,43	[cm ³]	Facteur élastique de la section		
$M_{c,Rdnet} =$	7,54	[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}$				1,68 < 7,54	vérifié (0,22)
$A_v =$	13,00	[cm ²]	Aire de la section efficace en cisaillement		$A_v = I_a*t_{fa}$
$A_{v,net} =$	10,00	[cm ²]	Aire de la section efficace nette en cisaillement		$A_{v,net}=A_v-n_v*d_0$
$V_{pl,Rd} =$	206,40	[kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement		$V_{pl,Rd}=(A_v*f_y)/(\sqrt{3}*\gamma_{M0})$
$ 0.5*V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd}$				24,12 < 206,40	vérifié (0,12)

VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A_t =$	4,11	[cm ²]	Aire de la zone tendue de la sectionu brute		
$A_{t,net} =$	3,31	[cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction		
$0.9*(A_{t,net}/A_t) \geq (f_y*\gamma_{M2})/(f_u*\gamma_{M0})$				0,73 < 0,85	
$W_{net} =$	20,35	[cm ³]	Facteur élastique de la section		
$M_{c,Rdnet} =$	5,60	[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}$				3,35 < 5,60	vérifié (0,60)
$A_v =$	8,21	[cm ²]	Aire de la section efficace en cisaillement		
$A_{v,net} =$	6,63	[cm ²]	Aire de la section efficace nette en cisaillement		$A_{v,net}=A_v-n_v*d_0$
$V_{pl,Rd} =$	130,43	[kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement		$V_{pl,Rd}=(A_v*f_y)/(\sqrt{3}*\gamma_{M0})$
$V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd}$				48,25 < 130,43	vérifié (0,37)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,97



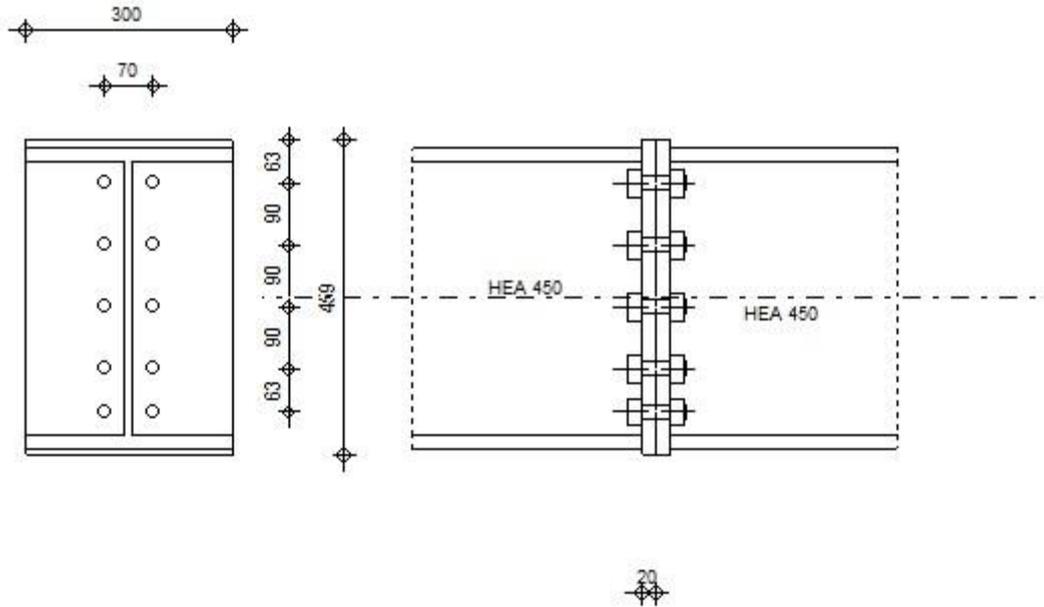
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020

Calcul de l'Encastrement Poutre-Poutre

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009



Ratio
0,78



GENERAL

Assemblage N°: 7
Nom de l'assemblage : Poutre - poutre
Noeud de la structure: 8
Barres de la structure: 4, 94

GEOMETRIE

GAUCHE

POUTRE

Profilé: HEA 450
Barre N°: 4
 $\alpha = -180,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_{bl} = 440$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_{tbl} = 300$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wbl} = 12$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{tbl} = 21$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_{bl} = 27$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_{bl} = 178,03$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{xbl} = 63721,60$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
Matériau: ACIER E28
 $f_{yb} = 275,00$ [MPa] Résistance

DROITE

POUTRE

Profilé: HEA 450

POUTRE

Profilé:	HEA 450		
Barre N°:	94		
$\alpha =$	-0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_{br} =$	440	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_{fbr} =$	300	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wbr} =$	12	[mm]	Épaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fbr} =$	21	[mm]	Épaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_{br} =$	27	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_{br} =$	178,03	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xbr} =$	63721,60	[cm ⁴]	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 8.8		Classe du boulon
$F_{TRd} =$	141,12	[kN]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	5		Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	63	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i =$	70	[mm]	
Entraxe $p_i =$	90; 90; 90; 63	[mm]	

PLATINE

$h_{pr} =$	459	[mm]	Hauteur de la platine
$b_{pr} =$	300	[mm]	Largeur de la platine
$t_{pr} =$	20	[mm]	Épaisseur de la platine
Matériau:	ACIER		
$f_{ypr} =$	235,00	[MPa]	Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w =$	5	[mm]	Soudure âme
$a_r =$	5	[mm]	Soudure semelle

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1,10	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS

Etat limite: ultime

Cas: 11: G+Q+EY (1+2+5) * 1.00

$M_{b1,Ed} =$	-21,84	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed} =$	-10,50	[kN]	Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed} =$	-1607,53	[kN]	Effort axial dans la poutre droite

RESULTATS

RESISTANCES DE LA POUTRE

COMPRESSION

$A_b = 178,03$ [cm²] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.4]

$$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$N_{cb,Rd} = 4895,82$ [kN] Résistance de calcul de la section à la compression EN1993-1-1:[6.2.4]

CISAILLEMENT

$A_{vb} = 65,78$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$$

$V_{cb,Rd} = 1044,48$ [kN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ $0,01 < 1,00$ **vérifié** (0,01)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 3215,87$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$M_{b,pl,Rd} = 884,36$ [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

$W_{pl} = 3215,87$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

$$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$M_{cb,Rd} = 884,36$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

FLEXION AVEC EFFORT AXIAL AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$n = 0,33$ Rapport de l'effort axial à la résistance de la section EN1993-1-1:[6.2.9.1.(5)]

$a = 0,29$ Rapport de l'aire de la section de l'âme à l'aire totale EN1993-1-1:[6.2.9.1.(5)]

$$M_{Nb,Rd} = M_{cb,Rd} (1 - n) / (1 - 0.5 a)$$

$M_{Nb,Rd} = 695,64$ [kN*m] Résistance réduite (effort axial) de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.9.1.(5)]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 884,36$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f = 419$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$$

$F_{c,fb,Rd} = 2110,65$ [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	24	-	115	-	63	148	189	148	189	137	101	101	101
2	24	-	115	-	77	148	238	148	238	153	77	77	77
3	24	-	115	-	90	148	238	148	238	180	90	90	90
4	24	-	115	-	90	148	238	148	238	180	90	90	90
5	24	-	115	-	90	148	238	148	238	164	164	164	164

m – Distance du boulon de l'âme

m_x – Distance du boulon de l'aile de la poutre

e – Pince entre le boulon et le bord extérieur

e_x – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal

p – Entraxe des boulons

l_{eff,cp} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires

l_{eff,nc} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires

l_{eff,1} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1

l_{eff,2} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2

l_{eff,cp,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires

l_{eff,nc,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires

l_{eff,1,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1

l_{eff,2,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA COMPRESSION

$$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{cb,Rd})$$

$N_{j,Rd} = 4895,82$ [kN] Résistance de l'assemblage à la compression [6.2]

$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ $0,33 < 1,00$ **vérifié** (0,33)

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

$F_{t,Rd} = 141,12$ [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
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	282,24	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(1)} = 282,24$	282,24	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 468,81$	468,81	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 660,49$	660,49	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} = 2110,65$	2110,65	Aile de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	188,68	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(2)} = 282,24$	282,24	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 468,81$	468,81	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 660,49$	660,49	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 2110,65 - 282,24$	1828,41	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 470,92 - 282,24$	188,68	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 561,93 - 282,24$	279,69	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	236,48	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(3)} = 282,24$	282,24	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 468,81$	468,81	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 660,49$	660,49	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 2110,65 - 470,92$	1639,74	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 461,02 - 188,68$	272,34	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 526,56 - 188,68$	337,88	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 707,40 - 470,92$	236,48	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 846,55 - 470,92$	375,63	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$F_{t3,Rd} = F_{t1,Rd} h_3/h_1$

$F_{t3,Rd} = 167,24$ [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]

$F_{t3,Rd} = F_{t2,Rd} h_3/h_2$

$F_{t3,Rd} = 134,34$ [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]FRA

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	282,24	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(4)} = 282,24$	282,24	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 468,81$	468,81	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 660,49$	660,49	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 2110,65 - 605,26$	1505,40	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 472,97 - 134,34$	338,63	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 569,25 - 134,34$	434,91	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 697,50 - 323,02$	374,48	Platine d'about - traction - groupe

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 811,18 - 323,02$	488,17	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 943,89 - 605,26$	338,63	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 1131,18 - 605,26$	525,92	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t4,Rd} = F_{t1,Rd} h_4/h_1$$

$$F_{t4,Rd} = 99,59 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t4,Rd} = F_{t2,Rd} h_4/h_2$$

$$F_{t4,Rd} = 80,00 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t5,Rd} = \text{Min}(F_{t5,Rd,comp})$	282,24	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(5)} = 282,24$	282,24	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 468,81$	468,81	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 660,49$	660,49	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^4 F_{ij,Rd} = 2110,65 - 685,26$	1425,40	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 538,54 - 80,00$	458,54	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 803,47 - 80,00$	723,47	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{ij,Rd} = 775,02 - 214,34$	560,69	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{ij,Rd} = 1088,09 - 214,34$	873,76	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{ij,Rd} = 999,56 - 403,02$	596,54	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{ij,Rd} = 1330,03 - 403,02$	927,01	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{ij,Rd} = 1245,94 - 685,26$	560,69	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{ij,Rd} = 1650,02 - 685,26$	964,76	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t5,Rd} = F_{t1,Rd} h_5/h_1$$

$$F_{t5,Rd} = 31,94 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t5,Rd} = F_{t2,Rd} h_5/h_2$$

$$F_{t5,Rd} = 25,66 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h _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	376	282,24	-	-	282,24	468,81	282,24	660,49
2	313	188,68	-	-	282,24	468,81	282,24	660,49
3	223	134,34	-	-	282,24	468,81	282,24	660,49
4	133	80,00	-	-	282,24	468,81	282,24	660,49
5	43	25,66	-	-	282,24	468,81	282,24	660,49

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{ij,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 206,52 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,11 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,11)$$

VERIFICATION DE L'INTERACTION M+N

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} + N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1 \quad [6.2.5.1.(3)]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} + N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \quad 0,43 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,43)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$$\alpha_v = 0,60 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\beta_{Lf} = 0,99 \quad \text{Coefficient réducteur pour les assemblages longs} \quad [3.8]$$

$$F_{v,Rd} = 119,64 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 141,12 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 205,73 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 278,73 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon de rive en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

Nr	F _{tj,Rd,N}	F _{tj,Ed,N}	F _{tj,Rd,M}	F _{tj,Ed,M}	F _{tj,Ed}	F _{vj,Rd}
1	282,24	-321,51	282,24	29,84	-291,66	239,28

Nr	F _{tj,Rd,N}	F _{tj,Ed,N}	F _{tj,Rd,M}	F _{tj,Ed,M}	F _{tj,Ed}	F _{vj,Rd}
2	282,24	-321,51	188,68	19,95	-301,56	239,28
3	282,24	-321,51	134,34	14,20	-307,30	239,28
4	282,24	-321,51	80,00	8,46	-313,05	239,28
5	282,24	-321,51	25,66	2,71	-318,79	239,28

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

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max}), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd}))$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum_{j=1}^n F_{vj,Rd}$$

[Tableau 3.4]

$$V_{j,Rd} = 1196,42 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement}$$

[Tableau 3.4]

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$$

$$0,01 < 1,00$$

vérifié

$$(0,01)$$

RÉSISTANCE DES SOUDURES

A_w = 87,85 [cm²] Aire de toutes les soudures [4.5.3.2(2)]

A_{wy} = 53,45 [cm²] Aire des soudures horizontales [4.5.3.2(2)]

A_{wz} = 34,40 [cm²] Aire des soudures verticales [4.5.3.2(2)]

I_{wy} = 27299,86 [cm⁴] Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz. [4.5.3.2(5)]

σ_{⊥max}=τ_{⊥max} = -141,98 [MPa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.2(6)]

σ_⊥=τ_⊥ = -139,12 [MPa] Contraintes dans la soudure verticale [4.5.3.2(5)]

τ_{||} = -3,05 [MPa] Contrainte tangentielle [4.5.3.2(5)]

β_w = 0,80 Coefficient de corrélation [4.5.3.2(7)]

$$\sqrt{[\sigma_{\perp max}^2 + 3^*(\tau_{\perp max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 283,95 < 365,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,78)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3^*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{||}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 278,29 < 365,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,76)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2} \quad 141,98 < 262,80 \quad \text{vérifié} \quad (0,54)$$

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

t_{wash} = 4 [mm] Epaisseur de la plaquette [6.2.6.3.(2)]

h_{head} = 14 [mm] Hauteur de la tête du boulon [6.2.6.3.(2)]

h_{nut} = 20 [mm] Hauteur de l'écrou du boulon [6.2.6.3.(2)]

L_b = 66 [mm] Longueur du boulon [6.2.6.3.(2)]

k₁₀ = 6 [mm] Coefficient de rigidité des boulons [6.3.2.(1)]

RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	h _j	k ₃	k ₄	k ₅	k _{eff,j}	k _{eff,j} h _j	k _{eff,j} h _j ²
					Somme	52,03	1472,14
1	376	∞	∞	55	5	18,37	689,76
2	313	∞	∞	42	5	14,46	452,00
3	223	∞	∞	49	5	10,65	236,98
4	133	∞	∞	49	5	6,34	84,04
5	43	∞	∞	81	5	2,20	9,36

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum_{j=1}^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$Z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$$

Z_{eq} = 283 [mm] Bras de levier équivalent [6.3.3.1.(3)]

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / Z_{eq}$$

k_{eq} = 18 [mm] Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons [6.3.3.1.(1)]

$$S_{j,ini} = E Z_{eq}^2 k_{eq} \quad [6.3.1.(4)]$$

S_{j,ini} = 309149,71 [kN*m] Rigidité en rotation initiale [6.3.1.(4)]

μ = 1,00 Coefficient de rigidité de l'assemblage [6.3.1.(6)]

$$S_j = S_{j,ini} / \mu \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 309149,71 \text{ [kN*m]} \text{ Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,rig} = 349844,08 \text{ [kN*m]} \text{ Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 21865,25 \text{ [kN*m]} \text{ Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} \leq S_{j,ini} < S_{j,rig} \text{ SEMI-RIGIDE}$$

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

SOUDURES

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,78



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020

Calcul de l'assemblage au gousset

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009

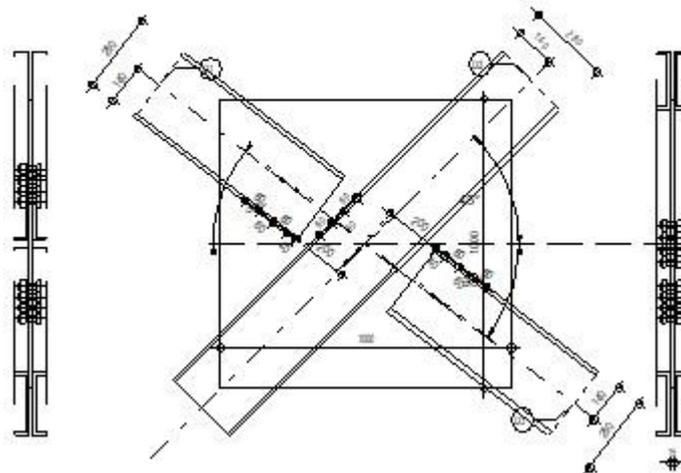


Ratio
0,80

01-UPN 280

02-UPN 280

03-UPN 280



GENERAL

Assemblage N°: 2
Nom de l'assemblage : Gousset - contreventement
Noeud de la structure: 1077
Barres de la structure: 249, 1590, 182, 1590,

GEOMETRIE

BARRES

		Barre 1	Barre 2-4	Barre 3		
Barre N° :		249	1590	182		
Profilé :		2 UPN 280	2 UPN 280	2 UPN 280		
	h	280	280	280		mm
	b _f	95	95	95		mm
	t _w	10	10	10		mm
	t _f	15	15	15		mm
	r	15	15	15		mm
	A	106,80	106,80	106,80		cm ²
Matériau :		ACIER E28	ACIER E28	ACIER E28		
	f _y	275,00	275,00	275,00		MPa
	f _u	405,00	405,00	405,00		MPa
Angle	α	37,8	45,0	37,8		Deg
Longueur	l	0,00	0,00	0,00		m

BOULONS

Barre 1

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 8.8 Classe du boulon

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 8.8 Classe du boulon
d = 20 [mm] Diamètre du boulon
d₀ = 22 [mm] Diamètre du trou de boulon
A_s = 2,45 [cm²] Aire de la section efficace du boulon
A_v = 3,14 [cm²] Aire de la section du boulon
f_{yb} = 550,00 [MPa] Limite de plasticité
f_{ub} = 800,00 [MPa] Résistance du boulon à la traction
n = 4 Nombre de colonnes des boulons
Espacement des boulons 60;60;60 [mm]
e₁ = 40 [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
e₂ = 140 [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
e_c = 200 [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 2-4

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 8.8 Classe du boulon
d = 20 [mm] Diamètre du boulon
d₀ = 22 [mm] Diamètre du trou de boulon
A_s = 2,45 [cm²] Aire de la section efficace du boulon
A_v = 3,14 [cm²] Aire de la section du boulon
f_{yb} = 550,00 [MPa] Limite de plasticité
f_{ub} = 800,00 [MPa] Résistance du boulon à la traction
n = 4 Nombre de colonnes des boulons
Espacement des boulons 60;60;60 [mm]
e₂ = 140 [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre

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
d₀ = 22 [mm] Diamètre du trou de boulon
A_s = 2,45 [cm²] Aire de la section efficace du boulon
A_v = 3,14 [cm²] Aire de la section du boulon
f_{yb} = 550,00 [MPa] Limite de plasticité
f_{ub} = 800,00 [MPa] Résistance du boulon à la traction
n = 4 Nombre de colonnes des boulons
Espacement des boulons 60;60;60 [mm]
e₁ = 40 [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
e₂ = 140 [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
e_c = 200 [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

GOUSSET

l_p = 1000 [mm] Longueur de la platine
h_p = 1000 [mm] Hauteur de la platine
t_p = 15 [mm] Epaisseur de la platine

Paramètres

h₁ = 0 [mm] Grugeage
v₁ = 0 [mm] Grugeage
h₂ = 0 [mm] Grugeage
v₂ = 0 [mm] Grugeage
h₃ = 0 [mm] Grugeage
v₃ = 0 [mm] Grugeage
h₄ = 0 [mm] Grugeage
v₄ = 0 [mm] Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres (0;0)

e_v = 500 [mm] Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres
e_H = 500 [mm] Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

Matériau: ACIER E24

$f_y = 235,00$ [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: 10: G+Q+EX (1+2+4) * 1.00

$N_{b1,Ed} = -459,78$ [kN] Effort axial
 $N_{b2,Ed} = -483,23$ [kN] Effort axial
 $N_{b3,Ed} = -461,96$ [kN] Effort axial
 $N_{b4,Ed} = -487,83$ [kN] Effort axial

RESULTATS

BARRE 1

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 241,27$ [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

$\alpha_{bx} = 0,61$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,61 > 0,00$ vérifié

$F_{b,Rd1x} = 196,3$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,12$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,12 > 0,00$ vérifié

$\alpha_{bz} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ vérifié

$F_{b,Rd1z} = 274,52$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la platine

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

$\alpha_{bx} = 0,66$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,66 > 0,00$ vérifié

$F_{b,Rd2x} = 144,34$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,12$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,12 > 0,00$ vérifié

$\alpha_{bz} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ vérifié

$F_{b,Rd2z} = 185,55$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$F_{NSd} = -114,94$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial

$F_{NSd} = N_{b1,Ed}/n$

$F_{x,Ed} = -114,94$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x

$F_{x,Ed} = F_{NSd}$

$F_{z,Ed} = 0,00$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z

$F_{z,Ed} = F_{MSd}$

$F_{Ed} = 114,94$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon

$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$

$F_{NSd} = -114,94$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{NSd} = N_{b1,Ed}/n$
$F_{Rdx} = 144,34$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 185,55$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ -114,94 < 144,34$ vérifié (0, 80)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 0,00 < 185,55$ vérifié (0, 00)
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$	$114,94 < 241,27$ vérifié (0, 48)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A = 53,40$ [cm ²] Aire de la section transversale du profilé en U	$A_{net} = A - t \cdot d_0$
$A_{net} = 51,20$ [cm ²] Aire de la section nette	
$N_{uRd} = 1492,99$ [kN] Résistance de calcul de la section nette	$N_{u,Rd} = (0.9 \cdot A_{net} \cdot f_{u1}) / \gamma_{M2}$
$N_{plRd} = 1468,50$ [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_{uRd}$	$ -229,89 < 1492,99$ vérifié (0, 15)
$ 0.5 \cdot N_{b1,Ed} \leq N_{plRd}$	$ -229,89 < 1468,50$ vérifié (0, 16)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} = 12,90$ [cm ²] Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} = 14,30$ [cm ²] Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} = 436,02$ [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_{b1,Ed} \leq V_{effRd}$	$ -229,89 < 436,02$ vérifié (0, 53)

BARRE 2-4

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**

$\alpha_{bx} = 0,61$ 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**

$F_{b,Rd1x} = 196,36$ [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

$k_{1z} = 2,12$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,12 > 0,00$ **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**

$F_{b,Rd1z} = 274,52$ [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 $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,66$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,66 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 144,34$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,12$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,12 > 0,00$ **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	
$F_{b,Rd2z} = 185,55$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale		$F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$F_{NSd} = 1,15$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial		$F_{NSd} = N_{b2,Ed} / n$
$F_{x,Ed} = 1,15$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x		$F_{x,Ed} = F_{NSd}$
$F_{z,Ed} = 0,00$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z		$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
$F_{Ed} = 1,15$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon		$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} = 144,34$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x		$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 185,55$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z		$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 1,15 < 144,34$	vérifié	(0,01)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 0,00 < 185,55$	vérifié	(0,00)
$F_{Ed} \leq F_{VRd}$	$1,15 < 241,27$	vérifié	(0,00)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A = 53,40$ [cm ²]	Aire de la section transversale du profilé en U		
$A_{net} = 51,20$ [cm ²]	Aire de la section nette		$A_{net} = A - t \cdot d_0$
$N_{uRd} = 1492,99$ [kN]	Résistance de calcul de la section nette		$N_{u,Rd} = (0,9 \cdot A_{net} \cdot f_{u2}) / \gamma_{M2}$
$N_{plRd} = 1468,50$ [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}$	$ 2,30 < 1492,99$	vérifié	(0,00)
$ 0,5 \cdot N_{b2,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ 2,30 < 1468,50$	vérifié	(0,00)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} = 12,90$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction		
$A_{nv} = 14,30$ [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction		
$V_{effRd} = 436,0$ [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}$	$ 2,30 < 436,02$	vérifié	(0,01)

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	
----------------	---------------	----------------	--

$\alpha_{bx} = 0,61$	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	
---------------------	---------------	----------------	--

$F_{b,Rd1x} = 196,3$ [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

$k_{1z} = 2,12$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$		$k_{1z} = \min[2,8 \cdot (e_1/d_0) - 1,7, 1,4 \cdot (p_1/d_0) - 1,7, 2,5]$
-----------------	--	--	--

$k_{1z} > 0,0$	$2,12 > 0,00$	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	
---------------------	---------------	----------------	--

$F_{b,Rd1z} = 274,52$ [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	
----------------	---------------	----------------	--

$\alpha_{bx} = 0,66$	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons		$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0,25, f_{ub}/f_u, 1]$
----------------------	---	--	--

$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,66 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2x} = 144,34$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd2x} = k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$		
Direction z		
$k_{1z} = 2,12$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,12 > 0,00$	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
$F_{b,Rd2z} = 185,55$ [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

$F_{NSd} = -115,49$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{NSd} = N_{b3,Ed}/n$
$F_{x,Ed} = -115,49$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{NSd}$
$F_{z,Ed} = 0,00$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
$F_{Ed} = 115,49$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} = 144,34$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 185,55$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ -115,49 < 144,34$ vérifié (0,80)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 0,00 < 185,55$ vérifié (0,00)
$F_{Ed} \leq F_{VRd}$	$115,49 < 241,27$ vérifié (0,48)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A = 53,40$ [cm ²] Aire de la section transversale du profilé en U	
$A_{net} = 51,20$ [cm ²] Aire de la section nette	$A_{net} = A - t \cdot d_0$
$N_{uRd} = 1492,99$ [kN] Résistance de calcul de la section nette	$N_{u,Rd} = (0.9 \cdot A_{net} \cdot f_{u3}) / \gamma_{M2}$
$N_{plRd} = 1468,50$ [kN] Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{plRd} = A \cdot f_{y3} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 \cdot N_{b3,Ed} \leq N_{tRd}$	$ -230,98 < 1492,99$ vérifié (0,15)
$ 0.5 \cdot N_{b3,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ -230,98 < 1468,50$ vérifié (0,16)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} = 12,90$ [cm ²] Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} = 14,30$ [cm ²] Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} = 436,02$ [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_{b3,Ed} \leq V_{effRd}$	$ -230,98 < 436,02$ vérifié (0,53)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,80



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020

Calcul de l'assemblage au gousset

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009

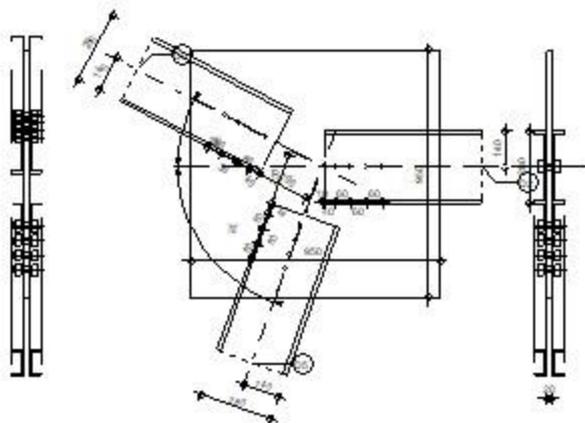


Ratio
0,97

D2 - 2 UPN 280

D3 - 2 UPN 280

D5 - 2 UPN 280



GENERAL

Assemblage N°: 8
Nom de l'assemblage : Gousset - noeud membrure de treillis
Noeud de la structure: 1688
Barres de la structure: 2560, 2558, 2559,

GEOMETRIE

BARRES

		Barre 2	Barre 3	Barre 5		
Barre N°:		2560	2558	2559		
Profilé:		2 UPN 280	2 UPN 280	2 UPN 280		
	h	280	280	280		mm
	b _f	95	95	95		mm
	t _w	10	10	10		mm
	t _f	15	15	15		mm
	r	15	15	15		mm
	A	106,80	106,80	106,80		cm ²
Matériau:		ACIER E28	ACIER E28	ACIER E28		
	f _y	275,00	275,00	275,00		MPa
	f _u	405,00	405,00	405,00		MPa
Angle	α	0,0	28,1	250,3		Deg
Longueur	l	1,56	1,56	3,28		m

BOULONS

Barre 2

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

Classe = HR 10.9 Classe du boulon
 d = 22 [mm] Diamètre du boulon
 d₀ = 24 [mm] Diamètre du trou de boulon
 A_s = 3,03 [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 A_v = 3,80 [cm²] Aire de la section du boulon
 f_{yb} = 900,00 [MPa] Limite de plasticité
 f_{ub} = 1000,00 [MPa] Résistance du boulon à la traction
 n = 4 Nombre de colonnes des boulons
 Espacement des boulons 60; 60; 60 [mm]
 e₁ = 40 [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
 e₂ = 140 [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
 e_c = 10 [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 FILETÉE du boulon

Classe = HR 10.9 Classe du boulon
 d = 22 [mm] Diamètre du boulon
 d₀ = 24 [mm] Diamètre du trou de boulon
 A_s = 3,03 [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 A_v = 3,80 [cm²] Aire de la section du boulon
 f_{yb} = 900,00 [MPa] Limite de plasticité
 f_{ub} = 1000,00 [MPa] Résistance du boulon à la traction
 n = 4 Nombre de colonnes des boulons
 Espacement des boulons 60; 60; 60 [mm]
 e₁ = 40 [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
 e₂ = 140 [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
 e_c = 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 FILETÉE du boulon

Classe = HR 10.9 Classe du boulon
 d = 22 [mm] Diamètre du boulon
 d₀ = 24 [mm] Diamètre du trou de boulon
 A_s = 3,03 [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 A_v = 3,80 [cm²] Aire de la section du boulon
 f_{yb} = 900,00 [MPa] Limite de plasticité
 f_{ub} = 1000,00 [MPa] Résistance du boulon à la traction
 n = 4 Nombre de colonnes des boulons
 Espacement des boulons 60; 60; 60 [mm]
 e₁ = 40 [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
 e₂ = 140 [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
 e_c = 200 [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

GOUSSET

l_p = 950 [mm] Longueur de la platine
 h_p = 950 [mm] Hauteur de la platine
 t_p = 20 [mm] Epaisseur de la platine

Paramètres

h₁ = 0 [mm] Grugeage
 v₁ = 0 [mm] Grugeage
 h₂ = 0 [mm] Grugeage
 v₂ = 0 [mm] Grugeage
 h₃ = 0 [mm] Grugeage
 v₃ = 0 [mm] Grugeage
 h₄ = 0 [mm] Grugeage
 v₄ = 0 [mm] Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres (-25; -25)

e_v = 500 [mm] Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres
 e_H = 500 [mm] Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

$e_v = 500$ [mm] Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres
 $e_0 = 0$ [mm] Distance axe membrure hor.
 Matériau: ACIER E28
 $f_y = 275,00$ [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: 16: G+Q+1.5EX (1+2) *1.00+4*1.50

$N_{b2,Ed} = -769,45$ [kN] Effort axial
 $N_{b3,Ed} = -709,01$ [kN] Effort axial
 $N_{b5,Ed} = -356,37$ [kN] Effort axial

RESULTATS

BARRE 2

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 290,88$ [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement $F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_s * m / \gamma_{M2}$

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**

$\alpha_{bx} = 0,56$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,56 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 198,0$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$
 $= 0$]

Direction z

$k_{1z} = 1,80$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $1,80 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1z} = 256,61$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la platine

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_1 = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,58$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,58 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 207,90$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd2x} = k_1 * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 1,80$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $1,80 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2z} = 256,61$ [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

$F_{NSd} = -192,36$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial $F_{NSd} = N_{b2,Ed}/n$

$F_{NSd} = -192,36$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{NSd} = N_{b2,Ed}/n$
$F_{x,Ed} = -192,36$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{NSd}$
$F_{z,Ed} = 0,00$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
$F_{Ed} = 192,36$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} = 198,00$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 256,61$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ -192,36 < 198,00$ vérifié (0,97)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 0,00 < 256,61$ vérifié (0,00)
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$	$192,36 < 290,88$ vérifié (0,66)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A = 53,40$ [cm ²] Aire de la section transversale du profilé en U	
$A_{net} = 51,00$ [cm ²] Aire de la section nette	$A_{net} = A - t \cdot d_0$
$N_{uRd} = 1487,16$ [kN] Résistance de calcul de la section nette	$N_{u,Rd} = (0.9 \cdot A_{net} \cdot f_{u2}) / \gamma_{M2}$
$N_{plRd} = 1468,50$ [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_{uRd}$	$ -384,72 < 1487,16$ vérifié (0,26)
$ 0.5 \cdot N_{b2,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ -384,72 < 1468,50$ vérifié (0,26)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} = 12,80$ [cm ²] Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} = 13,60$ [cm ²] Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} = 423,29$ [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}$	$ -384,72 < 423,29$ vérifié (0,91)

BARRE 3

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 290,88$ [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement	$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_s \cdot m / \gamma_{M2}$
--	---

Pression du boulon sur la barre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bx} = 0,56$	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,56 > 0,00$	vérifié

$F_{b,Rd1x} = 198,00$ [kN]	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$
----------------------------	--	---

Direction z

$k_{1z} = 1,80$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$1,80 > 0,00$	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

$F_{b,Rd1z} = 256,61$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$
----------------------------	---	---

Pression du boulon sur la 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
$\alpha_{bx} = 0,58$	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,58 > 0,00$	vérifié

$F_{b,Rd2x} = 207,90$ [kN]	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$
----------------------------	--	---

Direction z

$k_{1z} = 1,80$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$1,80 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bz} = 1,00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2z} = 256,61$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$F_{NSd} = -177,25$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{NSd} = N_{b3,Ed}/n$
$F_{x,Ed} = -177,25$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{NSd}$
$F_{z,Ed} = 0,00$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
$F_{Ed} = 177,25$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} = 198,00$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 256,61$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ -177,25 < 198,00$	vérifié (0, 90)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 0,00 < 256,61$	vérifié (0, 00)
$F_{Ed} \leq F_{VRd}$	$177,25 < 290,88$	vérifié (0, 61)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A = 53,40$ [cm ²]	Aire de la section transversale du profilé en U	
$A_{net} = 51,00$ [cm ²]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - t * d_0$
$N_{uRd} = 1487,16$ [kN]	Résistance de calcul de la section nette	$N_{uRd} = (0.9 * A_{net} * f_{u3}) / \gamma_{M2}$
$N_{plRd} = 1468,50$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{plRd} = A * f_{y3} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 * N_{b3,Ed} \leq N_{uRd}$	$ -354,51 < 1487,16$	vérifié (0, 24)
$ 0.5 * N_{b3,Ed} \leq N_{plRd}$	$ -354,51 < 1468,50$	vérifié (0, 24)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} = 12,80$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} = 13,60$ [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} = 423,29$ [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 * N_{b3,Ed} \leq V_{effRd}$	$ -354,51 < 423,29$	vérifié (0, 84)

BARRE 5

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 290,88$ [kN]	Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement	$F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_s * m / \gamma_{M2}$
--------------------------	---	---

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
$\alpha_{bx} = 0,56$	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,56 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd1x} = 198,0$ [kN]	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 1,80$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$1,80 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bz} = 1,00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd1z} = 256,61$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la 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
$\alpha_{bx} = 0,58$	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,58 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2x} = 207,90$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd2x} = k_1 \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$		
Direction z		
$k_{1z} = 1,80$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$1,80 > 0,00$	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
$F_{b,Rd2z} = 256,61$ [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

$F_{NSd} = -89,09$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{NSd} = N_{b5,Ed}/n$
$F_{x,Ed} = -89,09$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{NSd}$
$F_{z,Ed} = 0,00$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
$F_{Ed} = 89,09$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} = 198,00$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 256,61$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ -89,09 < 198,00$	vérifié (0,45)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 0,00 < 256,61$	vérifié (0,00)
$F_{Ed} \leq F_{VRd}$	$89,09 < 290,88$	vérifié (0,31)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A = 53,40$ [cm ²]	Aire de la section transversale du profilé en U	
$A_{net} = 51,00$ [cm ²]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - t \cdot d_0$
$N_{uRd} = 1487,16$ [kN]	Résistance de calcul de la section nette	$N_{u,Rd} = (0.9 \cdot A_{net} \cdot f_{u5}) / \gamma_{M2}$
$N_{plRd} = 1468,50$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{plRd} = A \cdot f_{y5} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 \cdot N_{b5,Ed} \leq N_{tRd}$	$ -178,19 < 1487,16$	vérifié (0,12)
$ 0.5 \cdot N_{b5,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ -178,19 < 1468,50$	vérifié (0,12)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} = 12,80$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} = 13,60$ [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} = 423,29$ [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}$	$ -178,19 < 423,29$	vérifié (0,42)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,97



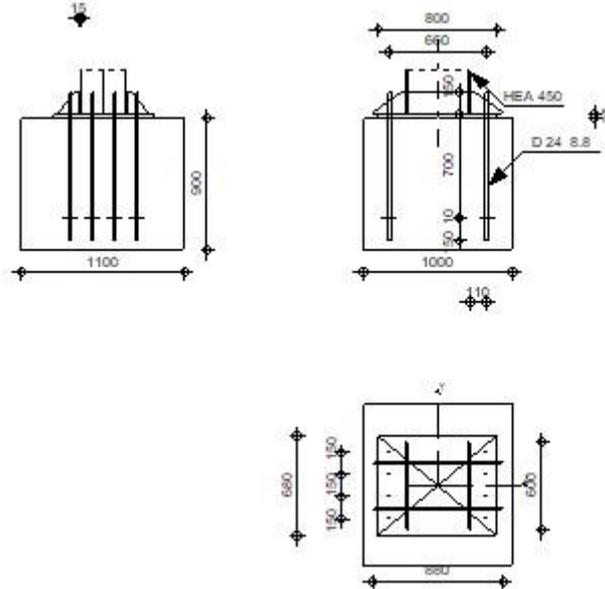
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020

Calcul du Pied de Poteau encastré

Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009



Ratio
0,97



GENERAL

Assemblage N°: 1
Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré
Noeud de la structure: 31
Barres de la structure: 16

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 450
Barre N°: 16

$L_c = 4,08$ [m] Longueur du poteau
 $\alpha = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 440$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 300$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 12$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 21$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 27$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 178,03$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{yc} = 63721,60$ [cm⁴] 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

$l_{pd} = 800$ [mm] Longueur
 $b_{pd} = 680$ [mm] Largeur
 $t_{pd} = 25$ [mm] Epaisseur
Matériau: ACIER E24

$f_{ypd} = 235,00$ [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 = 8.8 Classe de tiges d'ancrage
 $f_{yb} = 550,00$ [MPa] Limite de plasticité du matériau du boulon
 $f_{ub} = 800,00$ [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction
 $d = 24$ [mm] Diamètre du boulon
 $A_s = 3,53$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 4,52$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $n_H = 2$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_V = 4$ Nombre de rangées des boulons
Ecartement $e_{Hi} = 660$ [mm]
Entraxe $e_{Vi} = 150;150$ [mm]

Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 = 150$ [mm]
 $L_2 = 700$ [mm]
 $L_3 = 150$ [mm]

Plaque d'ancrage

$l_p = 100$ [mm] Longueur
 $b_p = 100$ [mm] Largeur
 $t_p = 10$ [mm] Epaisseur

Matériau: ACIER E24

$f_y = 235,00$ [MPa] Résistance

Platine

$l_{wd} = 0$ [mm] Longueur
 $b_{wd} = 0$ [mm] Largeur
 $t_{wd} = 0$ [mm] Epaisseur

RAIDISSEUR

$l_s = 880$ [mm] Longueur
 $w_s = 600$ [mm] Largeur
 $h_s = 150$ [mm] Hauteur
 $t_s = 15$ [mm] Epaisseur
 $d_1 = 20$ [mm] Grugeage
 $d_2 = 20$ [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
 $B = 1100$ [mm] Largeur de la semelle
 $H = 900$ [mm] Hauteur de la semelle

Béton

Classe Utilisateur

$f_{ck} = 352,50$ [MPa] Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

$t_g = 0$ [mm] Epaisseur du mortier de calage
 $f_{ck,g} = 12,00$ [MPa] Résistance caractéristique à la compression
 $C_{f,d} = 0,30$ Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

SOUDES

$a_p =$	7	[mm]	Plaque principale du pied de poteau
$a_s =$	10	[mm]	Raidisseurs

EFFORTS

Cas: 11: G+Q+EY (1+2+5)*1.00

$N_{j,Ed} =$	-2049,34	[kN]	Effort axial
$V_{j,Ed,y} =$	-150,64	[kN]	Effort tranchant
$V_{j,Ed,z} =$	6,28	[kN]	Effort tranchant
$M_{j,Ed,y} =$	-15,08	[kN*m]	Moment fléchissant
$M_{j,Ed,z} =$	37,61	[kN*m]	Moment fléchissant

RESULTATS

ZONE COMPRIMEE

COMPRESSION DU BETON

$f_{cd} =$	235,00	[MPa]	Résistance de calcul à la compression	EN 1992-1:[3.1.6.(1)]
$f_j =$	222,78	[MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise	[6.2.5.(7)]
$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{MO}))}$				
$c =$	15	[mm]	Largeur de l'appui additionnelle	[6.2.5.(4)]
$b_{eff} =$	51	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	330	[mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$A_{c0} =$	166,96	[cm ²]	Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$A_{c1} =$	1502,67	[cm ²]	Aire de calcul maximale de la répartition de la charge	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$F_{rd,u} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$				
$F_{rd,u} =$	11770,89	[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)]
$f_{jd} = \beta_j * F_{rd,u} / (b_{eff} * l_{eff})$				
$f_{jd} =$	470,00	[MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint	[6.2.5.(7)]
$A_{c,n} =$	1380,91	[cm ²]	Aire de compression efficace	[6.2.8.2.(1)]
$A_{c,y} =$	448,42	[cm ²]	Aire de flexion My	[6.2.8.3.(1)]
$A_{c,z} =$	477,74	[cm ²]	Aire de flexion Mz	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,i} = A_{c,i} * f_{jd}$				
$F_{c,Rd,n} =$	64902,99	[kN]	Résistance du béton à la compression	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} =$	21075,63	[kN]	Résistance du béton à la flexion My	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,z} =$	22453,86	[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]
$W_{pl,y} =$	9737,12	[cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,y} =$	2677,71	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,y} =$	490	[mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$				
$F_{c,fc,Rd,y} =$	5462,69	[kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]
$W_{pl,z} =$	6507,28	[cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,z} =$	1789,50	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,z} =$	360	[mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$				
$F_{c,fc,Rd,z} =$	4966,26	[kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$				
$N_{j,Rd} =$	64902,99	[kN]	Résistance de la semelle à l'effort axial	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$				
$F_{c,Rd,y} =$	5462,69	[kN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]

$$F_{C,Rd,z} = \min(F_{C,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$$

$$F_{C,Rd,z} = 4966,26 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de la semelle dans la zone comprimée} \quad [6.2.8.3]$$

CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	$0,03 < 1,00$	vérifié	(0,03)
$e_y = 7$ [mm]	Excentricité de l'effort axial		[6.2.8.3]
$Z_{c,y} = 245$ [mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,y}$		[6.2.8.1.(2)]
$Z_{t,y} = 330$ [mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,y}$		[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,y} = 78,07$ [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)	$0,19 < 1,00$	vérifié	(0,19)
$e_z = 18$ [mm]	Excentricité de l'effort axial		[6.2.8.3]
$Z_{c,z} = 180$ [mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,z}$		[6.2.8.1.(2)]
$Z_{t,z} = 225$ [mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,z}$		[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,z} = 165,44$ [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)	$0,23 < 1,00$	vérifié	(0,23)
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,42 < 1,00$	vérifié	(0,42)

CISAILLEMENT

PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$$\alpha_{d,y} = 1,47 \quad \text{Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\alpha_{b,y} = 1,00 \quad \text{Coef. pour les calculs de la résistance } F_{1,vb,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$k_{1,y} = 2,50 \quad \text{Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} \alpha_{b,y} f_{up} d^2 t_p / \gamma_{M2}$$

$$F_{1,vb,Rd,y} = 438,00 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise} \quad [6.2.2.(7)]$$

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$$\alpha_{d,z} = 0,90 \quad \text{Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\alpha_{b,z} = 0,90 \quad \text{Coef. pour les calculs de la résistance } F_{1,vb,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$k_{1,z} = 2,50 \quad \text{Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \alpha_{b,z} f_{up} d^2 t_p / \gamma_{M2}$$

$$F_{1,vb,Rd,z} = 393,08 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise} \quad [6.2.2.(7)]$$

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$$\alpha_b = 0,28 \quad \text{Coef. pour les calculs de la résistance } F_{2,vb,Rd} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$A_{vb} = 4,52 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section du boulon} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$f_{ub} = 800,00 \text{ [MPa]} \quad \text{Résistance du matériau du boulon à la traction} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b f_{ub} A_{vb} / \gamma_{M2}$$

$$F_{2,vb,Rd} = 79,62 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier} \quad [6.2.2.(7)]$$

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$$C_{f,d} = 0,30 \quad \text{Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton} \quad [6.2.2.(6)]$$

$$N_{c,Ed} = 2049,34 \text{ [kN]} \quad \text{Effort de compression} \quad [6.2.2.(6)]$$

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} N_{c,Ed}$$

$$F_{f,Rd} = 614,80 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance au glissement} \quad [6.2.2.(6)]$$

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$$V_{j,Rd,y} = n_b \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}) + F_{f,Rd}$$

$$V_{j,Rd,y} = 1251,76 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement}$$

$$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0 \quad 0,12 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,12)$$

$$V_{j,Rd,z} = n_b \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}) + F_{f,Rd}$$

$$V_{j,Rd,z} = 1251,76 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement}$$

$$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,01 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,01)$$

$$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,13 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,13)$$

CONTROLE DES RAIDISSEURS

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$M_1 =$	23,38 [kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur	
$Q_1 =$	259,83 [kN]	Effort tranchant du raidisseur	
$z_s =$	31 [mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)	
$I_s =$	1828,25 [cm ⁴]	Moment d'inertie du raidisseur	
$\sigma_d =$	7,44 [MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g =$	184,42 [MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau =$	115,48 [MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z =$	200,15 [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)			0,85 < 1,00 vérifié (0,85)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$M_1 =$	16,20 [kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur	
$Q_1 =$	216,27 [kN]	Effort tranchant du raidisseur	
$z_s =$	29 [mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)	
$I_s =$	1880,21 [cm ⁴]	Moment d'inertie du raidisseur	
$\sigma_d =$	3,08 [MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g =$	126,17 [MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau =$	96,12 [MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z =$	166,51 [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)			0,71 < 1,00 vérifié (0,71)

SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

$\sigma_{\perp} =$	23,04 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	23,04 [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{yII} =$	-7,44 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\tau_{zII} =$	0,15 [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)			0,09 < 1,00 vérifié (0,09)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			0,14 < 1,00 vérifié (0,14)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			0,11 < 1,00 vérifié (0,11)

SOUDURES VERTICALES DES RAIDISSEURS

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$\sigma_{\perp} =$	0,00 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	0,00 [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	192,46 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	0,00 [MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			0,97 < 1,00 vérifié (0,97)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	152,75 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	152,75 [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	72,09 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	330,02 [MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			0,96 < 1,00 vérifié (0,96)

SOUDURES HORIZONTALES DES RAIDISSEURS

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$\sigma_{\perp} =$	51,03 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	51,03 [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	103,17 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	205,80 [MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			0,60 < 1,00 vérifié (0,60)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	56,64	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	56,64	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	92,58	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	196,33	[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)				0,57 < 1,00 vérifié (0,57)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$b_{eff} =$	51	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	330	[mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$k_{13,y} = E_c * \sqrt{(b_{eff} * l_{eff})} / (1.275 * E)$				
$k_{13,y} =$	101	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} =$	362	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	67	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,y} = 0.425 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$				
$k_{15,y} =$	8	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	229	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,y} = 1.6 * A_b / L_b$				
$k_{16,y} =$	2	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,y} =$	0,25		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} =$	2556833,50	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[Tableau 6.12]
$S_{j,rig,y} =$	983936,47	[kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,y} \geq S_{j,rig,y}$ RIGIDE				[5.2.2.5.(2)]

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$k_{13,z} = E_c * \sqrt{(A_{c,z})} / (1.275 * E)$				
$k_{13,z} =$	171	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} =$	412	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	67	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,z} = 0.425 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$				
$k_{15,z} =$	9	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	229	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,z} = 1.6 * A_b / L_b$				
$k_{16,z} =$	2	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,z} =$	0,64		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,z} =$	2337121,06	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]
$S_{j,rig,z} =$	146155,83	[kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,z} \geq S_{j,rig,z}$ RIGIDE				[5.2.2.5.(2)]

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

RAIDISSEUR - SOUDURES VERTICALES

REMARQUES

Raidisseurs dépassent le contour de la plaque d'assise. 880 [mm] > 800 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,97