

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou (UMMTO)

Faculté du Génie de la Construction

Département de Génie Civil



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

*En vue de l'obtention du diplôme de master
de l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou*

Filière : Génie Civil

Spécialité : Charpente métallique

Thème

**Étude d'un bâtiment (R+2) en construction
métallique avec un planchers mixtes à usage
bureaux**

Présenté par :

M^r KHATTAOUI ANIS

Devant le jury composé de :

Mr LABIOD.M	Maitre-assistante classe A à l'UMMTO	Président.
Mme HADDAD.K	Maitre de conférences classe B à l'UMMTO	Examinatrice.
MR ALICHE.A	Maitre de conférences classe A à l'UMMTO	Encadrant.
MR. AKKOUCHE. K	Maitre de conférences classe B à l'UMMTO	Co-encadrant.

Remerciements

Je remercie tout d'abord le bon DIEU, le Tout-Puissant, de m'avoir gardé en bonne santé et de m'avoir donné la force, la patience et la volonté de mener à bien ce projet de fin d'études.

Je tiens à remercier profondément ma mère, pour son amour, ses sacrifices et ses prières qui m'ont toujours accompagné, ainsi que mes frères, pour leur soutien et leurs encouragements constants.

*Je remercie sincèrement mon encadrant, **M. ALICHE**, pour ses conseils avisés, son suivi rigoureux et sa disponibilité tout au long de ce travail. J'adresse aussi mes remerciements à ; **Mr AKOUCHE** Pour tous leur remarque est conseils qui a permis de présenter mon travail dans sa meilleure forme.*

Mes remerciements s'adressent aussi à l'ensemble des enseignants du département de Génie Civil, pour la qualité de la formation qu'ils m'ont dispensée et pour leur dévouement tout au long de mon cursus universitaire.

*J'exprime également ma gratitude aux membres du jury qui ont accepté d'évaluer ce travail, en particulier **M. [LABIOD]** et **Mme. [HADDAD]**.*

Enfin, je remercie toutes les personnes qui, de près ou de loin, m'ont aidé, soutenu ou encouragé durant cette expérience académique.

Dédicace

*C'est grâce à **Dieu**, qui m'a accompagné tout au long de ce parcours, qui m'a donné la force de persévérer malgré les difficultés, et sans qui rien n'aurait été possible.*

Je dédie ce mémoire à ceux qui occupent une place irremplaçable dans mon cœur.

*À **mon père**, parti trop tôt, mais dont le souvenir, les conseils et les valeurs continuent de m'éclairer chaque jour. Que Dieu lui accorde Sa miséricorde et l'accueille dans Son vaste paradis.*

*À **ma mère**, pour son amour immense, sa patience infinie et ses prières qui m'ont protégé plus d'une fois. À elle revient une grande part de ce chemin accompli.*

*À **mes frères**, compagnons de toujours, pour leur soutien, leur écoute et leur confiance qui m'ont donné la force d'avancer.*

*À **mes amis** sincères, pour leur présence à mes côtés, leurs encouragements et tous ces moments partagés qui m'ont aidé à garder le cap.*

À chacun de vous, je dis merci, de tout cœur.

Chapitre I : Présentation de L'ouvrage

Figure I.1 Plancher mixte à dalle collaborant.....	6
Figure I.2 Composition d'un plancher terrasse.....	7
Figure I.3 Escaliers.....	7

Chapitre III : Evaluation des Actions

Figure III 1. Hauteur de référence Z_e et le profile correspondant de pression dynamique de pointe (RNV 2013).....	21
Figure III 2. Action du vent.....	22
Figure III.3 Légende pour les parois verticales.....	24
Figure III 4. Direction du vent V_1	25
Figure III 5. Valeurs des coefficients de pression extérieures C_e sur les parois verticales....	26
Figure III.6. Légende pour les toitures plates.....	26
Figure III.7 Légende pour les toitures plates.....	28
Figure III 8. Direction du vent V_1	31
Figure III 9. Valeurs des coefficients de pression extérieures C_e sur les parois verticales.....	32
Figure III .10 Valeurs du coefficient de pression extérieure C_e sur la toiture terrasse.....	33

Chapitre IV : Pré-dimensionnement des éléments

Figure IV 1. Présentation schématique des solives.....	39
---	----

Chapitre V : Pré-dimensionnement des éléments Secondaires

Figure V 1. Les différents éléments de l'escalier.....	56
Figure V.2 : vue en plan l'escalier.....	57
Figure V.3. Disposition des cornières.....	58
Figure V.4: charges repris par la cornière.....	58
Figure V.5 : Distribution des charges sur un limon.....	60
Figure V.6 Coupe verticale de l'acrotère.....	72

Chapitre VI : Etude de plancher Mixte

Figure VI.1 : Fiche technique de la tôle TN.40.....	72
Figure VI.2 : largeur principale de la dalle.....	74
Figure VI.3 : Emplacement du connecteur entre les nervures.....	77
Figure VI.4 : Schéma d'un goujon.....	77
Figure V.5 : Espacement entre goujons.....	79
Figure VI.7. Distribution plastique des contraintes normales : cas de l'axe neutre plastique....	82

Chapitre VII : Etude Sismique

Figure VII.1 : Zonage sismique de l'Algérie.....84
Figure VII.2 : Vue de plancher terrasse88
Figure VII.3 : Limites des décrochements en plan.....88
Figure VII.4 : Spectre de réponse horizontal.....90

Chapitre VIII.4 : Pré-dimensionnement des Contreventements

Figure VIII.5: Action sismique au niveau des joints.....95

Chapitre IX : Vérification des éléments

Figure IX.1 : Etape de modélisation à l'aide du logiciel **ROBOT**.....100
Figure XI.2 : vue en 3D de la structure100
Figure XI.3 : vue en élévation de la face long pan de la structure.....101
Figure XI.4 Vue en plan du plancher.....101

Chapitre X : Calculs des assemblages

Figure 1 : Assemblage de la poutre à poteau.....110

Chapitre XI : Dimensionnements des fondations

Figure XI .1. Diagramme des contraintes agissant sur les fondations.....158
Figure XI.2 : le ferrailage et armature principale des semelles.....161
Figure XI.3 : le ferrailage et armature principale des semelles transversales163
Figure XI.4 : Schéma de ferrailage des longrines.....165

Chapitre II : Evaluation des charges et Surcharge

Tableau II.1 : charge permanentes du plancher terrasse inaccessible.....	11
Tableau II.2 : Charges permanentes du plancher.....	11
Tableau II.3 : Charges permanentes du plancher courant.....	12
Tableau II.4 : charges permanentes du murs extérieurs.....	12
Tableau II 5. : charges permanentes du mur intérieur.....	12
Tableau II.6: charges permanente de la volée.....	13
Tableau II.7: charges permanente du palier.....	14
Tableau II.8 : Surcharges d’exploitations.....	17

Chapitre III : Evaluation des Actions

Tableau III.1 : les valeurs de coefficient μ	18
Tableau III 2 : Pression dynamique de référence.....	19
Tableau III 3. Coefficient de topographie.....	22
Tableau III 4. Paramètres caractérisent la catégorie de terrain I.....	23
Tableau III 5. Valeurs de q_{ref} , I_v , C_r , C_e , $q_p(z)$	24
Tableau III 6. Coefficients de pression extérieure de parois verticales.....	25
Tableau III 7. Coefficients de pression extérieure des toitures plates.....	28
Tableau III 8. Valeurs de C_{pe} des zones A', B', D et E	29
Tableau III 9. Valeurs de C_{pe} des zones F, G, H et I	30
Tableau III 10. Valeurs de la pression statiques du vent $V1$ $W(z)$ sur les parois verticales et toiture.....	32
Tableau III 11. Force extérieure sur le bâtiment.....	34
Tableau III 12. C_{pe} pour les zones A, B, C, D et E	34
Tableau III 13. C_{pe} pour les zones F, G, H, et I	35
Tableau III 14. Valeurs de la pression statique du vent $V2$, $W(z)$ sur les parois verticales et toiture.....	40
Tableau III 15. Force extérieure sur le bâtiment.....	41

Chapitre IV : Pré-dimensionnement des éléments

Tableau IV.1. Valeurs limite des flèches.....	40
Tableau VI.2. Caractéristique du profilé IPE 180	41
Tableau IV.3. Chargement poutre principale (plancher terrasse).....	44
Tableau IV.4. Caractéristique du profilé IPE 270	46
Tableau IV.5. Chargement poutre principale (plancher terrasse inaccessible).....	47

Liste des tableaux

Tableau VI.6. Chargement poutre principale (plancher 1 ^{er} étage).....	47
Tableau IV.7. Chargement poutre principale (plancher 2 ^{ème} étage).....	48
Tableau IV.8. Caractéristique du profilé IPE 300	49
Tableau IV 9. Caractéristiques du profilé HEA 260.....	51
Tableau IV.10 : Profilés adoptés pour chaque élément.....	54

Chapitre V : Pré-dimensionnement des éléments Secondaires

Tableau V.1 Caractéristique et dimension de la cornière L×40×40×5.....	59
Tableau V.2 Caractéristique et dimension de UPN 200.....	61
Tableau V.3 Caractéristique du profilé IPE 200	63
Tableau V.4. Caractéristique du profilé IPE 270	65
Tableau V.4 Combinaison de charges.....	68

Chapitre VI : Etude de plancher Mixte

Tableau VI.1 Caractéristique du bac d'acier	72
Tableau VI.2 : charge repris de la dalle.....	73
Tableau VI.3 : Evaluation des charges.....	74
Tableau VI.4 Evaluation des charges.....	80

Chapitre VII : Etude Sismique

Tableau VII.1 : Zones Sismiques et coefficient d'accélération de zone au rocher, A.....	84
Tableau VII.2 : Valeur de ξ (%) (Tableau 3.6 RPA 2024).....	87
Tableau VII.3 : valeur de coefficient de comportement R pour structures en Acier	87
Tableau VII.4 : Valeur de coefficient de comportement P_q pour notre structure	89
Tableau VII.5 Les différent coefficient qui ont utilisée dans notre calcul.....	90
Tableau VII.6 Poids du aux charges permanentes W_{G4}	91
Tableau VII.7 Poids du aux charges permanentes W_{G3}	91
Tableau VII.8 Poids du aux charges permanentes W_{G2}	91
Tableau VII.9 Les charges d'exploitation W_{Qi}	92
Tableau VII.10 La résultante des forces sismiques selon les deux sens.....	92
Tableau VII.11 La répartition de l'effort sismique.....	93
Tableau VII.12 Forces sismiques et forces du vent.....	93

Liste des notations

f_u	Résistance à la traction;
H	Hauteur d'une pièce;
l	Longueur d'une pièce;
l_f	Longueur de flambement;
t_f	Épaisseur de la semelle (poutre, solive, poteau);
t_w	Épaisseur de l'âme (poutre, solive, poteau)
χ	Coefficient de réduction pour le mode de flambement ou déversement approprié;
β	Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation;
β_w	Facteur de corrélation;
β_M	Facteur de moment uniforme équivalent;
β_j	Coefficient relatif a la liaison;
γ_M	Coefficient de sécurité;
λ	Élancement;
λ_{LT}	Élancement de déversement;
α	Facteur d'imperfection;
\varnothing	Rotation;
\varnothing_{LT}	Rotation de déversement;
η	Contrainte limite de cisaillement en élasticité;
ε	Coefficient de réduction élastique de l'acier;
ζ_a	Contrainte de l'acier;
ζ_b	Contrainte du béton;
ξ	Pourcentage d'amortissement critique;
η	Facteur de correction d'amortissement;
δ_{ek}	Déplacement du aux forces sismique F_i ;
Δ_k	Déplacement relatif du niveau « K » par rapport au niveau « K-1 »;
μ	Coefficient de forme de la charge de neige;
A	Section brute d'une pièce ;
A_{net}	Section nette d'une pièce ;
A_w	Section de l'âme ;
A_v	Aire de cisaillement;

Liste des notations

Ct	Coefficient de topographie;
Cr	Coefficient de rugosité;
Cp _{net}	Coefficient de pressionnette;
Ce	Coefficient d'exposition;
Cd	Coefficient dynamique;
E	Module d'élasticité longitudinale de l'acier;
F	Force en générale;
G	Module d'élasticité transversale de l'acier;
G	Charge permanente;
Gc	L'effort appliqué sur le connecteur;
I	Moment d'inertie;
K	Coefficient d'encastrement ou de rigidité Poteaux/Poutre;
K0	Coefficient de flambement;
K	Facteur de déforméemodale;
Kt	Facteur de terrain;
L	Longueur;
Msd	Moment sollicitant en générale;
M	Moment fléchissant;
Mrd	Moment résistant;
Mpl	Moment plastique;
Mcr	Moment critique;
Mb,rd	Valeur de calcul de la résistance au déversement;
Npl,rd	Valeur de calcul de la résistance plastique de la section transversale brute;
Nb,rd	Valeur de calcul d'un élément comprimé au flambement ;
Nsd	Effort normal sollicitant;
Nt,sd	Effort normal de traction;
Nc,sd	Effort normal de compression;
Npl	Effort normal plastique;
Nc,rd	Valeur de calcul de la résistance de la section transversale à la compression;

Liste des notations

P_k	Poids total de la structure;
Q	Charge d'exploitation;
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;
V_{ref}	Vitesse de référence du vent;
W	Pression aérodynamique ;
W_{pl}	Module de résistance plastique;
W_{el}	Module de résistance élastique;
F	Flèche;
f_y	Limite d'élasticité;

Table des matières

INTRODUCTION GENERAL	1
CHAPITRE I : PRESONTATION DE L'OUVRAGE	4
1 Introduction.....	5
2 Présentation du projet	5
3 Données géométriques du projet.....	5
4 Localisation et données concernant le site.....	5
5 Règlement technique utilisée	5
6 Conception de l'ouvrage	6
6.1 Introduction	6
6.2 Conception architectural	6
6.3 Conception structural	6
7 Matériaux utilisés.....	8
7.1 L'Acier	8
7.2 Béton	8
7.3 Les assemblages	9
CHAPITRE II : EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGS	10
1 Introduction.....	11
2 Charge permanente	11
2.1 Plancher terrasse (inaccessible).....	11
2.2 Plancher terrasse accessible.....	11
2.3 Plancher étage courant	12
2.4 Murs extérieurs.....	12
2.5 Escalier.....	12
2.6 Acrotère.....	13
3 Surcharges d'exploitations (Q)	13
4 Effet de la température :.....	14
CHAPITRE III : EVALUATION DES ACTIONS	15
1 Introduction.....	16
2 Etude de la neige	16
2.1 Introduction	16
2.2 Calcul des charges de neige.....	16
2.3 Charge de neige sur les toitures ou autre surface	16
2.4 Calcul la charge de la neige.....	17
2.5 Coefficient de forme des toitures μ	17

3	Etude au vent.....	18
3.1	Introduction	18
3.2	Données d'applications	18
3.3	Détermination des différents paramètres et coefficients de calcul.....	18
3.4	Détermination de la pression statique due au vent.....	20
3.5	Calcul de la pression dynamique de pointe à la hauteur h	20
3.6	Calcul de la pression due au vent	23
3.7	Calcul de force de frottement f_{fr}	36
3.8	Calcul de l'action globale du vent par les coefficients des forces	36
4	Conclusion	37
	CHAPITRE IV : PRÉ-DEMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS.....	38
1	Introduction.....	39
2	Pré-dimensionnement des solives	39
2.1	Pré-dimensionnement des solives plancher terrasse (accessible).....	39
2.2	Pré-dimensionnement des solives plancher étage courant	42
3	Pré-dimensionnement des poutres	44
3.1	Poutre principale plancher terrasse (accessible).....	44
3.2	Poutre principale plancher terrasse (inaccessible).....	47
3.3	Poutre principale plancher 1 ^{er} étage.....	47
3.4	Poutre principale plancher 2 ^{ème} étage	48
3.5	Pré-dimensionnement des poutres secondaire.....	50
4	Pré-dimensionnement des poteaux.....	50
4.1	Vérification de poteau	51
4.2	Calcul de N_{sd}	52
4.3	Vérification de l'élément au flambement.....	52
5	Conclusion	54
	CHAPITRE V : PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES.....	55
1	Introduction.....	56
2	Pré-dimensionnement des escaliers	56
2.1	Pré-dimensionnement des marches	56
2.2	Dimensionnement des élément porteurs	57
3	Pré-dimensionnement de l'acrotère	67
3.1	Introduction	67
3.2	Poids propre de l'acrotère.....	67
	CHAPITRES VI : ETUDE DU PLANCHE MIXTE.....	71

Sommaire

1	Introduction.....	73
2	Caractéristique de la tôle profilée TN 40.....	73
3	Etude des solives.....	73
3.1	Vérification au stade de montage.....	73
3.2	Vérification au stade final.....	75
4	Calcul de la connexion Acier-béton.....	78
4.1	Choix des dimensions des connecteurs suivant Eurocode 4.....	78
4.2	Calcul du nombre de connecteurs n.....	78
4.3	Conclusion.....	80
5	Calcul de la poutre principale.....	81
5.1	Vérification au stade de montage.....	81
5.2	Vérification au stade final.....	82
	CHPITRE VII : ETUDE SISMIQUE.....	84
1	Introduction.....	85
2	Critères de classification par l’RPA 2024.....	85
3	Catégories et critères de classification.....	86
4	Choix de la méthode de calcul.....	86
5	La méthode statique équivalente.....	86
6	Calcul de la force sismique total.....	87
7	Calcul des différents paramètres.....	87
7.1	Coefficient d’accélération A.....	87
7.2	Coefficient de comportement global de la structure R.....	88
8	Classification des bâtiments selon leur configuration.....	88
8.1	Régularité en plan.....	88
8.2	Régularité en élévation.....	89
8.3	Calcul le Facture de qualité Q_F	89
9	Calcul de la période fondamentale de la structure T.....	90
10	Spectre de calcul.....	90
10.1	Calcul le poids sismique total du bâtiment W.....	91
11	Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur.....	93
12	Distribution horizontale des forces sismiques.....	94
13	Conclusion.....	94
	CHAPITRES VIII : PRE-DIMENSIONNEMENT DES CONTREVENTEMENTS.....	95
1	Introduction.....	96
2	Calculs de la palée de stabilité.....	96

2.1	Dimensionnement des diagonales en X.....	96
2.2	Vérification des diagonales à la traction	97
2.3	Vérification de la section choisie à la résistance.....	97
2.4	Vérification au flambement.....	97
3	Conclusion	98
CHAPITRE IX : VERIFICATION DES ELEMENS		99
1	Introduction.....	100
2	Méthode de travail	100
3	Etape de la modélisation	100
3.1	Matériaux utilisés	100
4	Modélisation géométrique.....	101
4.1	Chargement	102
4.2	Les combinaisons d'actions	102
4.3	Résultat des vérifications à l'aide de logiciel Robot structural	103
5	Conclusion	109
CHPITRE X : CALCUL DES ASSEMBLAGES.....		110
1	Introduction.....	111
2	Les types des assemblages	111
2.1	Partie analytique.....	111
2.2	Partie de calcul avec ROBOT	115
CHAPITRE XI : DIMENSIONNEMENT DES FONDATIONS.....		157
1	Introduction.....	158
2	Choix de type de fondation	158
3	Types de semelles (fondations superficielles)	158
4	Dimensionnements des fondations	158
4.1	Charge à prend en considération	159
5	Calcul de la fondation centrée en béton armée	159
5.1	L'aire de la fondation en béton	160
6	Calcul des dimensions de la semelle.....	160
7	Vérification au cisaillement	163
8	Vérification au poinçonnement.....	164
9	Calcul des longrines	165
9.1	Dimensionnement des longrines	165
9.2	Calcul du ferrailage	165
9.3	Calcul les armatures transversales.....	165

9.4	Calcul d'espacement des cadres	166
	Conclusion générale	167

INTRODUCTION GENERALE

La charpente métallique occupe une place prépondérante dans le domaine du génie civil moderne, offrant des solutions constructives innovantes et performantes. Grâce à ses nombreux avantages tels que la légèreté, la résistance mécanique élevée, la rapidité de montage et la flexibilité architecturale, elle s'impose comme une alternative privilégiée aux méthodes traditionnelles de construction. En particulier, sa capacité à couvrir de grandes portées sans supports intermédiaires et sa durabilité accrue en font un choix judicieux pour divers types de bâtiments, allant des structures industrielles aux édifices résidentiels et commerciaux.

Dans les zones à forte sismicité, la charpente métallique se révèle particulièrement adaptée grâce à sa ductilité, qui permet de mieux dissiper l'énergie sismique et de limiter les risques de défaillance des structures. Elle constitue ainsi une solution efficace face aux exigences strictes de conception parasismique.

Ce projet s'inscrit dans cette dynamique et porte sur l'étude et le dimensionnement d'un bâtiment en charpente métallique de type **R+2**, destiné à un usage **bureaux**, situé à **Azazga**, dans la wilaya de **Tizi-Ouzou**. Cette localité est classée en zone **sismicité** moyenne à élevée (**zone IV**), groupe d'usage 2 selon le Règlement Parasismique Algérien (**RPA 2024**), ce qui impose des normes strictes en matière de conception et de calcul des structures.

L'objectif principal de ce travail est de concevoir une structure métallique conforme aux normes parasismiques en vigueur, en assurant sa stabilité, sa résistance et sa durabilité. Pour ce faire, une modélisation précise sera réalisée à l'aide de logiciels **ROBOT** spécialisés, suivie d'une analyse sismique détaillée et du dimensionnement des éléments porteurs selon les prescriptions du **RPA 2024** et des **Eurocodes** applicables.

Ce mémoire permettra ainsi de mettre en pratique les connaissances acquises durant la formation en génie civil, tout en contribuant à la promotion de solutions constructives adaptées aux contraintes sismiques spécifiques à l'Algérie.

Le présent mémoire comporte une introduction générale suivie de onze chapitres :

- ❖ **Le premier chapitre** est consacré à la présentation de la structure, comprenant la description du projet ainsi que les caractéristiques des matériaux utilisés.
- ❖ **Le deuxième chapitre** porte sur l'évaluation des charges permanentes et des surcharges d'exploitation.
- ❖ **Le troisième chapitre** traite de l'analyse des actions climatiques, notamment la neige et le vent, conformément aux prescriptions des RNV 2013.
- ❖ **Le quatrième chapitre** aborde le pré-dimensionnement des éléments porteurs principaux tels que les solives, les poutres et les poteaux.
- ❖ **Le cinquième chapitre** concerne le pré-dimensionnement des éléments secondaires, comme les escaliers et les acrotères.
- ❖ **Le sixième chapitre** est consacré à l'étude du plancher mixte.
- ❖ **Le septième chapitre** présente l'étude sismique de la structure selon les dispositions du Règlement Parasismique Algérien (**RPA 2024**).
- ❖ **Le huitième chapitre** traite du pré-dimensionnement des systèmes de contreventement assurant la stabilité globale du bâtiment.
- ❖ **Le neuvième chapitre** est dédié à la vérification des éléments structurels à l'aide du logiciel de calcul **ROBOT**.
- ❖ **Le dixième chapitre** développe le calcul détaillé des assemblages métalliques.

- ❖ Enfin, **le onzième chapitre** présente l'étude des fondations de l'ouvrage.

CHAPITRE I
PRESENTATION DE
L'OUVRAGE

1 Introduction

Ce chapitre vise à présenter l'ouvrage étudié, une structure en charpente métallique, en détaillant ses caractéristiques géométriques et les propriétés mécaniques des matériaux employés. Il inclut également des informations sur le site d'implantation et les hypothèses de calcul adoptées pour le dimensionnement de l'ouvrage. Cette première partie permettra ainsi de poser les bases techniques et méthodologique nécessaires à l'analyse et à la conception de la structure.

2 Présentation du projet

Notre projet de fin d'études consiste à étudier et à dimensionner un bâtiment de (R+2) en charpente métallique d'usage bureautique. Ce projet est implanté à AZAZGA wilaya de TIZI-OUZOU classé en zone sismicité Moyenne à élevée **zone IV** selon le règlement parasismique Algérien (RPA 2024).et la zone de vent **zone I** selon le Règlement neige et vent (RNV 2013).

3 Données géométriques du projet

Suivant les plans architecturaux, les dimensionner du bâtiment sont :

- Longueur totale : 26,3 m
- Largeur totale : 13,1 m
- Hauteur de R.D.C : 3,06 m
- Hauteur de 1^{er} et 2^{ème} étage : 3,06 m
- Hauteur de 3^{ème} étage : 2,08 m
- Hauteur totale sans acrotère : 11,26 m
- Hauteur totale avec acrotère : 11,66 m

4 Localisation et données concernant le site

Ce bâtiment est implanté à AZAZGA wilaya de TIZI-OUZOU dont :

- Altitude : 414 m
- Zone de neige : zone A
- Zone de vent : zone I
- Zone sismique : zone IV
- Catégorie de terrain : zone II

5 Règlement technique utilisée

Les règlement technique appliqués dans cette étude sont :

- DTR.B.C 2.2 : charge permanentes et charge d'exploitations
- DTR.B.C.2.44 : Règle de construction des structures en aciers (CCM 97)
- RNV99 /version 2013 : Règlement Neige et Vent (DTR B.C.2.47)
- RPA 2024 B.C_2.48 : Règles Parasismique algériennes
- BAEL 91 : Calcul des structures en béton
- Euro code 4 : structure mixte
- Euro code 3 : Règles des calculs des structures en acier

6 Conception de l'ouvrage

6.1 Introduction

La conception et la modélisation sont des étapes

clés d'un projet de construction, définissant les aspects architecturaux et techniques du bâtiment. Elles garantissent sa fonctionnalité, sa sécurité et son intégration, tout en respectant les normes en vigueur.

6.2 Conception architectural

Notre bâtiment est de forme rectangulaire composé d'un Rez-De-Chaussée et de 2 étages le RDC est destiné pour le stockage, le 1^{er} et le 2^{ème} étage sera aménagé pour des bureaux.

6.3 Conception structurall

6.3.1 Structure horizontale

➤ Plancher courant

Le planche courant composer d'une dalle de compression en béton, renforcée par des armatures métalliques. Il repose sur un bac collaborant fixé aux poutre solives et maitresses grâce à des connecteurs de cisaillement, assurant ainsi une liaison efficace ente l'acier et le béton pour une meilleure résistance structurale.

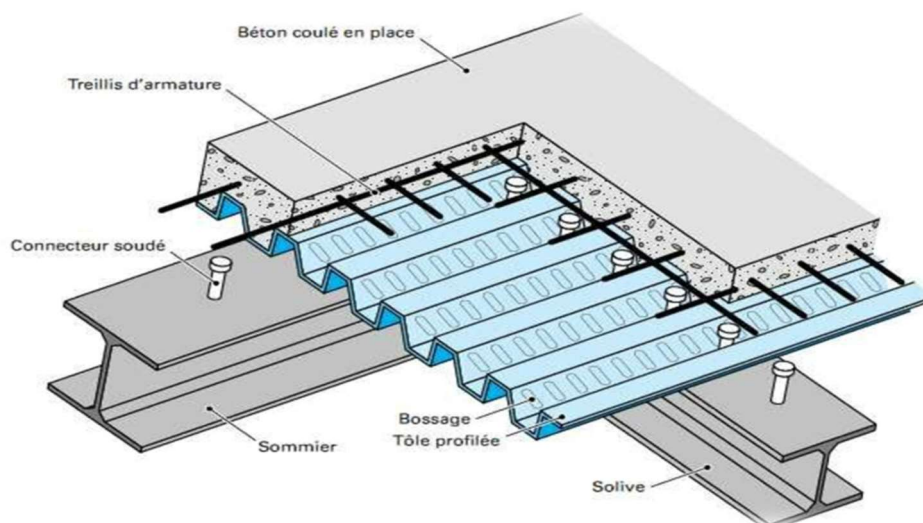


Figure I.4 Plancher mixte à dalle collaborant

➤ Plancher terrasse

On distingue deux catégories de terrasses, celles qui sont accessibles il est identique aux plancher courant, et celles qui sont inaccessible il est identique aussi aux plancher courant sauf que le versant est incliné par une petite pente.

La parties supérieur comporte des couches supplémentaires (Etanchéité multicouche, protection en gravillon, isolant).

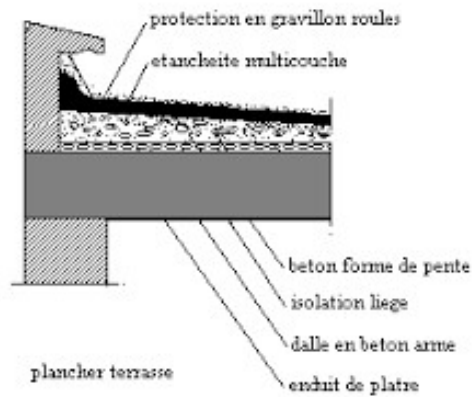


Figure I.5 Composition d'un plancher terrasse

b) Structure verticale

La structure est composée de murs en maçonnerie non porteurs.

➤ Maçonneries

- **Les murs extérieurs** : les murs sont en double cloison composés de deux murs en brique creuses de 10 cm d'épaisseur à l'intérieurs et 10 cm à l'intérieur séparés par une lame d'air de 5 cm qui assuré l'isolation thermique.
- **Les murs intérieurs** : les murs intérieurs sont en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

➤ Les escaliers

Notre bâtiment comporte deux cages d'escaliers destinées à relier les différents niveaux et à faciliter les déplacements entre les étages. Elles sont constituées de deux volées en métal. La composition est représentée sur cette figure I.6.

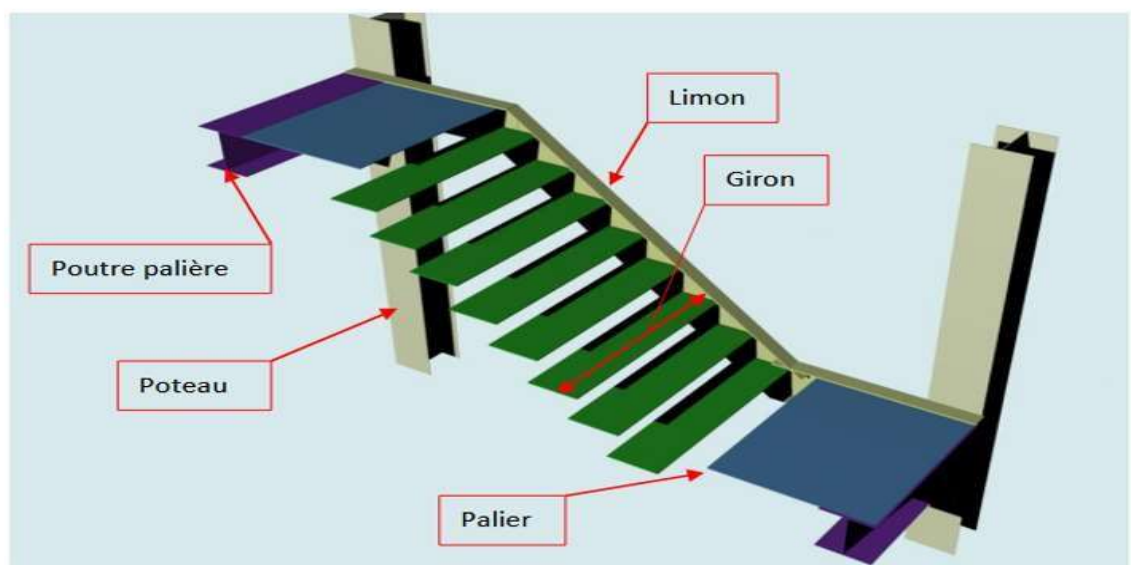


Figure I.6 Escaliers

➤ L'acrotère

C'est un élément en béton armé dont la hauteur 0,4 m encastré au niveau de plancher terrasse inaccessible. Et entouré au niveau de terrasse accessible d'un acrotère de 0,82 m de hauteur.

➤ Les fondations

Les fondations assurent la transmission des charges est surcharges des poteaux vers le sol, garantissant ainsi la stabilité de la structure. Elles sont réalisées sous forme des semelles isolées, adaptées aux caractéristiques de sol et sa capacité portante. D'après le rapport géotechnique.

7 Matériaux utilisés

7.1 L'Acier

L'acier est un matériau largement utilisé pour sa résistance, sa fiabilité et sa durabilité. Il est principalement composé de fer et d'un faible pourcentage de carbone, avec parfois des impuretés ou des ajouts volontaires comme le cuivre ou le nickel pour améliorer ses propriétés mécaniques.

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

La nuance choisie pour la réalisation de cet ouvrage est l'acier S235

Les caractéristiques mécaniques de l'acier sont les suivantes :

- La masse volumique de l'acier : $\rho = 7850 \frac{Kg}{m^3}$
- Module d'élasticité transversale : $G = E/2(1+\nu) = 81000 \text{ Mpa}$
- Coefficient de poisson : $\nu = 0,3$
- Coefficient dilatation thermique : $\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}$
- Module d'élasticité longitudinal : $E = 210000 \text{ Mpa}$
- La résistance à la traction : $F_u = 360 \text{ Mpa}$

7.2 Béton

Le béton est un matériau de construction composite composé principalement de ciment, d'eau, de granulats (sable et gravier) et parfois d'adjuvants pour améliorer ses propriétés. Il est largement utilisé dans les structures pour ses qualités de résistance à la compression, sa durabilité et sa capacité à être moulé sous différentes formes avant de durcir.

Pour les planchers et les fondations on utilise un béton de classe **C25** qui présente les caractéristiques suivantes :

- Une résistance à la compression à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ (BAEL 99/A2.1.21)
- La résistance à la traction à 28 jours : $f_{t28} = 0,6+0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa}$
- La masse volumique : $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$
- Le module d'élasticité longitudinale : $E = 210000 \text{ Mpa}$
- Coefficient de retrait : $\epsilon = 4 \times 10^{-6}$
- Module de déformation longitudinale instantanée :
 $E_{ij} = 11000 f_{c28}^{\frac{1}{3}}$ $E_{ij} = 32164.2 \text{ Mpa}$ (BEAL99/A2.1 ;21)

7.3 Les assemblages

Les assemblages en construction métallique assurent la liaison des éléments pour garantir la stabilité, la résistance et la transmission des efforts mécaniques dans la structure.

a) Le boulonnage

Le boulonnage est un mode d'assemblage qui utilise des boulons pour fixer les éléments entre eux. Il est apprécié pour sa facilité de mise en œuvre, son démontage possible et son ajustabilité sur site.

b) Le soudage

Le soudage est un procédé d'assemblage permanent qui fusionne deux pièces métalliques à l'aide d'un cordon de soudure, Offrant une liaison solide aux propriétés mécaniques équivalentes au matériau d'origine.

CHAPITRE II
EVALUATION DES
CHARGES ET
SURCHARGE

1 Introduction

Ce chapitre définit les différentes charges qui agissent sur notre structure, en les classant en charges permanentes et charges d'exploitation. Ces charges influencent la stabilité de l'ouvrage et sont régies par des normes, notamment **D.T.R B.C2.2**.

2 Charge permanente

Représentent le poids propre des éléments fixes d'une structure, comme les poteaux, poutres, planchers et cloisons. Elles restent constantes tout au long de la vie de l'ouvrage.

2.1 Plancher terrasse (inaccessible)

Tableau II.1 : charge permanentes du plancher terrasse inaccessible

L'élément	Epaisseur (m)	Poids Volumique (KN/ m ³)	Valeur De La Charge Totale (KN/m ²)
Dalle en béton armé 12 cm	0,12	25	3
Isolation thermique 4 cm	0,04	4	0,16
Protection en gravillon roulés 5 cm	0,05	17	0,85
Etanchéité multicouches 5 cm	0,05	6	0,3
Béton de ponté 10 cm	0,1	22	2,2
TN 40 (coffrage perdu)	0,001	-	0,098
Faux plafond	-	-	0,1
			G = 6,708

2.2 Plancher terrasse accessible

Tableau II.2 : Charges permanentes du plancher

L'élément	Epaisseur (m)	Poids Volumique (Kn/m ³)	Valeur De La Charge Totale (Kn/m ²)
Dalle en béton armé 12 cm	0,12	25	3
Mortier de pose 2 cm	0,02	20	0,4
Revêtement de carrelage 2 cm	0,02	20	0,4
Faux plafond	-	-	0,1
TN 40	0,001	-	0,098
Isolation thermique 4 cm	0,04	4	0,16
			G= 4,158

2.3 Plancher étage courant

Tableau II.3 : Charges permanentes du plancher courant.

L'élément	Epaisseur (m)	Poids Volumique (Kn/m ³)	Valeur De La Charge Totale (Kn/m ²)
Dalle en béton armé 12 cm	0,12	25	3
Mortier de pose 2 cm	0,02	20	0,4
Revêtement de carrelage 2 cm	0,02	20	0,4
Faux plafond	-	-	0,1
TN 40	0,001	-	0,098
Isolation thermique 4 cm	0,04	4	0,16
Cloison de répartition	0,1	9	0,9
			G = 5,058

2.4 Murs extérieurs

La maçonnerie utilisée est en brique creuse (double cloison), de 10 cm d'épaisseur chacune d'elle.

Tableau II.4 : charges permanentes du murs extérieurs

L'élément	Epaisseur (m)	La Charge (Kn/m ²)
Revêtement extérieur	-	0,18
Brique creuse	0,1 × 2	1,8
Revêtement intérieur	-	0,10
		G = 2,08

2.5 Escalier

a) Volée

Tableau II.6: charges permanente de la volée

L'élément	Epaisseur (m)	Poids Volumique (Kn/m ³)	La Charges Permanente (Kn/m ²)
Tôle striée 5 mm	0,005	90	0,45
Mortier de pose 2 cm	0,02	20	0,4
Revêtement de carrelage 2 cm	0,02	20	0,4
Garde-corps (cloison)		1,0	1,0
			G = 2,25

b) Palier

Tableau II.7: charges permanente du palier

L'élément	Epaisseur (m)	Poids Volumique (Kn/m ³)	La Charges Permanente (Kn/m ²)
Dalle en béton 12 cm	0,12	25	3
Mortier de pose 2 cm	0,02	20	0,4
Revêtement de carrelage 2 cm	0,02	20	0,4
Tôle TN	0,001	-	0,098
			G = 3,898

2.6 Acrotère

Les charge d'acrotères est donnée par : $G = \gamma_b \times S$

Avec : $\gamma_b = 2500 \text{ daN/m}^3$: poids volumique du béton

S : surface de l'acrotère

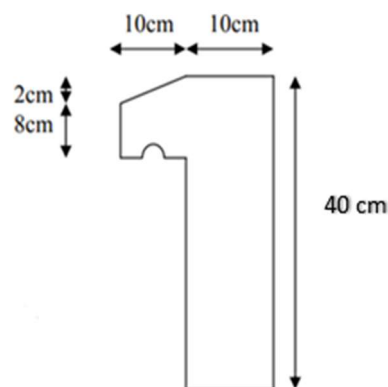
-Plancher terrasse (inaccessible)

$$S = (0,02 \times 0,1) / 2 + (0,08 \times 0,1) + (0,1 \times 0,4) = 0,049 \text{ m}^2$$

Le poids propre de l'acrotère est :

$$P = 0,049 \times 2500 = 122,5 \text{ daN/m}^2$$

$$G = 1,225 \text{ KN/m}^2$$



3 Surcharges d'exploitations (Q)

Les surcharges d'exploitations sont les charges résultant de l'usage des locaux, incluant le poids des mobiliers et des personnes fréquentant l'immeuble. Elles varient selon la destination de l'ouvrage et sont définies par des normes inscrites dans le règlement technique **DTR.C 2.2.**(charges permanentes et charges d'exploitations).

Tableau II.8 : Surcharges d'exploitations

L'élément	Surcharges D'exploitations Q
Plancher terrasse technique (accessible)	1,5 KN/m ²
Plancher terrasse inaccessible	1 KN/m ²
Plancher étage courant (bureau 1 ^{er} étage)	3,5 KN/m ²
Plancher étage courant (bureau 2 ^{ème} étage)	2,5 KN/m ²
Escalier	2,5 KN/m ²
Acrotère	1 KN/m ²

4 Effet de la température :

La longueur de notre construction est inférieure à 50m, donc ce n'est pas nécessaire de tenir compte de l'effet de la température.

CHAPITRE III
EVALUATION DES
ACTIONS

1 Introduction

Ce chapitre a pour but d'analyser les sollicitations climatiques, principalement celles dues au vent et la neige, qui agissent sur l'ouvrage est ses différentes parties. L'étude sera réalisée conformément au **règlement neige et vent (RNV 2013, D.T.R C 2-47)**, afin de garantir une évaluation rigoureuse et conforme aux normes en vigueur.

2 Etude de la neige

2.1 Introduction

Le présent règlement (**Règle Neige et vent Algérien**) définit les valeurs représentatives de la charge statique de neige sur toute surface située au-dessus du sol et soumise à l'accumulation de la neige et notamment sur les toitures. Il s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à 2000 mètres.

Notre structure est implantée à **AZAZGA** située à une altitude de **414 m**, L'action de la neige sera calculée selon les **RNV 2013**.

2.2 Calcul des charges de neige

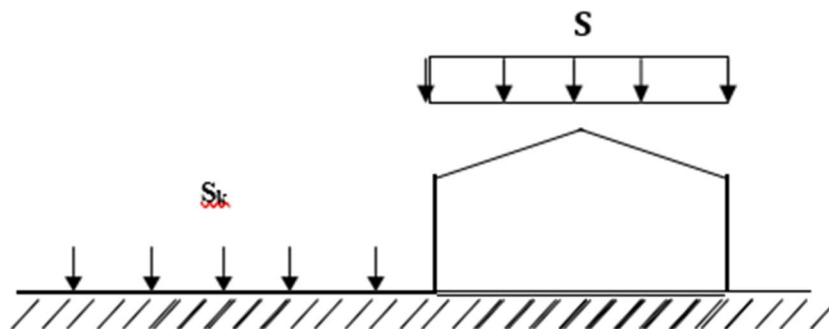
Données du site :

- Zone : A
- Altitude : **414 m**

2.3 Charge de neige sur les toitures ou autre surface

La charge minimale de neige **S** par unité de surface horizontale de toiture ou de toute autre surface soumise à l'accumulation de la neige s'obtient par la formule suivante :

$$S = \mu \cdot S_k$$



Où :

- **S_k** : Charges de neiges sur le sol en KN/m²
- **S** : Charges de neiges sur le toit en KN/m²
- **μ** : Coefficient de forme. (Déterminé en fonction de la forme de la toiture).

2.4 Calcul la charge de la neige

La charge de neige sur le sol S_k par unité de surface est fonction de la localisation géographique et de l'altitude du lieu considéré. La valeur de S_k est déterminée par les lois de variation suivantes en fonction de l'altitude du point considéré (RNV99. Art.4), par rapport au niveau de la mer.

- Zone A : $S_k = \frac{0,07 H + 15}{100}$
- Zone B : $S_k = \frac{0,04 H + 10}{100}$
- Zone C : $S_k = \frac{0,0325 H}{100}$
- Zone D : pas de charge de neige

Pour notre cas on est dans la **Zone A** donc on aura :

$$S_k = \frac{0,07 H + 15}{100} = \frac{0,07 \times 414 + 15}{100} = \mathbf{0,439 KN/m^2}$$

$$S_k = \mathbf{0,439 KN/m^2}$$

2.5 Coefficient de forme des toitures μ

Les valeurs des coefficients de forme μ données ci-après concernent les toitures de formes courantes. Pour des formes particulières de toitures, le cahier des charges doit préciser la valeur à prendre en compte.

Tableau III.1 : les valeurs de coefficient μ

(α) pente du versant (en °)	$0 \leq \alpha \leq 30$	$30 < \alpha < 60$	$\alpha \geq 60$
Coefficient μ	0.8	$0.8 \left(\frac{60 - \alpha}{30} \right)$	0.0

Dans notre projet on a une toiture plane $\alpha = 0^\circ$ donc $\mu = \mathbf{0.8}$

On a :

$$S = \mu \times S_k = \mathbf{0.8 \times 0.439 = 0.3512 KN/m^2}$$

$$S = \mathbf{35.12 daN/m^2}$$

3 Etude au vent

3.1 Introduction

Le vent exerce une force significative sur les structures, influençant et leurs stabilités.

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

3.2 Données d'applications

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

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

3.3 Détermination des différents paramètres et coefficients de calcul

a) Effet de la région

Valeur de la pression dynamique de référence q_{ref} (RNV99)

La pression dynamique de référence q_{ref} est proportionnelle au carré de la vitesse de référence, elle est donnée pour les constructions permanentes par le tableau III .2 ci-dessous en fonction de la zone du vent.

Tableau III 2 : Pression dynamique de référence.

Zone	q_{ref} (daN/m ²)
I	37,5
II	47,0
III	50,0
IV	57,5

Le projet est situé à **AZAZGA** wilaya de **TIZI-OUZOU**, et selon le **RNV 2013** la Wilaya de TIZI-OUZOU est classée en **zone I**, et la pression dynamique de référence est :

$$q_{ref} = 37,5 \text{ daN/m}^2$$

b) Coefficient de topographie $C_t(z)$

Le coefficient de topographie C_t prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent lorsque celui-ci souffle sur des obstacles tels que les collines, les dénivellations isolées, etc. Il est donné dans le tableau III.3 ci-dessous en fonction de la nature du site. Les types de site et les valeurs de $C_t(z)$ sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III 3. Coefficient de topographie

Site	C_T
Site plat	1
Site aux alentours des vallées et oueds sans effet d'entonnoir	1
Site aux alentours des vallées avec effet d'entonnoir	1,3
Site aux alentours des plateaux	1,15
Site aux alentours des collines	1,15
Site montagneux	1,5

La structure étudiée est implantée sur un site plat, donc le coefficient de topographie est :

$C_t(Z)=1$

c) Catégories de terrain

Tableau III 4. Paramètres caractérisent la catégorie de terrain I

Catégorie De Terrain	K_t	$Z_0(m)$	$Z_{min}(m)$	ϵ
I	0,170	0,01	1	0,44

Avec :

- $K_T(m)$: facteur de terrain
- $Z_0(m)$: paramètre de rugosité
- $Z_{min}(m)$: hauteurs minimales
- ϵ : coefficient utilisé pour le calcul de C_d

d) Calcul du coefficient dynamique C_d (RNV 2013)

Le coefficient dynamique, noté C_d dans le code **RNV2013**, 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. Ce coefficient peut être déterminé par une procédure basée sur la formule générale (paragraphe 3.3 RNV 2013) ou par la valeur simplifiée.

- **Valeur simplifiée** : Une valeur conservative de $C_d = 1.0$ peut être considérée dans les cas suivants :
 - Bâtiment dont la hauteur est inférieure à 15 m.
 - Éléments de façade et de toiture dont la fréquence propre est inférieure à 5 Hz.
 - Bâtiment à ossature comportant des murs, dont la hauteur est à la fois inférieure à 100 m et à 4 fois la dimension du bâtiment mesurée dans la direction perpendiculaire à la direction du vent.

- Cheminée à section transversale circulaire dont la hauteur est inférieure à 60 m et à 6.5 fois le diamètre.

La structure du bâtiment étudiée étant une structure métallique, dont la hauteur ($h = 11,26$ m) est inférieure à 15m, une valeur conservatrice de $C_d = 1$ considérée pour les deux directions du vent V1 et V2.

$$h_{\text{bâtiment}} = 11,26 \text{ m} < 15 \text{ m} \rightarrow C_d = 1.0$$

3.4 Détermination de la pression statique due au vent

La pression due au vent $W(z)$ qui s'exerce sur la structure de hauteur

$Z = 11,66$ m est donné par la formule suivante : (Art 2.6 du RNV2013)

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

Avec :

- $W(z)$: pression aérodynamique du vent.
- C_{pe} : Coefficient de pression extérieure.
- C_{pi} : Coefficient de pression intérieure.
- h : Hauteur de référence qui est normalement égale à Z_e pour les actions extérieures et Z_i pour les actions intérieures. Généralement ($h = Z_e = Z_i$)

3.5 Calcul de la pression dynamique de pointe à la hauteur h

La pression dynamique de pointe $q_p(z)$ qui s'exerce sur un élément de surface au niveau de la hauteur h est donnée par la relation :

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

Avec :

- q_{ref} : Pression dynamique de référence pour les constructions permanentes en fonction de la zone du vent, ($q_{ref} = 37,5$ daN/m²).
- C_e : Coefficient d'exposition au vent.

a) Coefficient d'exposition 'Ce' au vent à la hauteur h

Le coefficient d'exposition au vent $C_e(Z)$ tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol. En outre, il tient compte de la nature turbulente du vent (Art 2.2 du RNV2013).

Le coefficient d'exposition au vent est donné par la formule suivante :

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

Avec :

- C_r : Coefficient de rugosité.
- C_t : Coefficient de topographie.
- I_v : L'intensité de la turbulence.
- Z : La hauteur considérée.

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

- $h = 11,26$ m (hauteur totale de la construction)
- $b = 26,30$ m (longueur totale de la construction)
- $d = 13,10$ m (largeur totale de la construction)

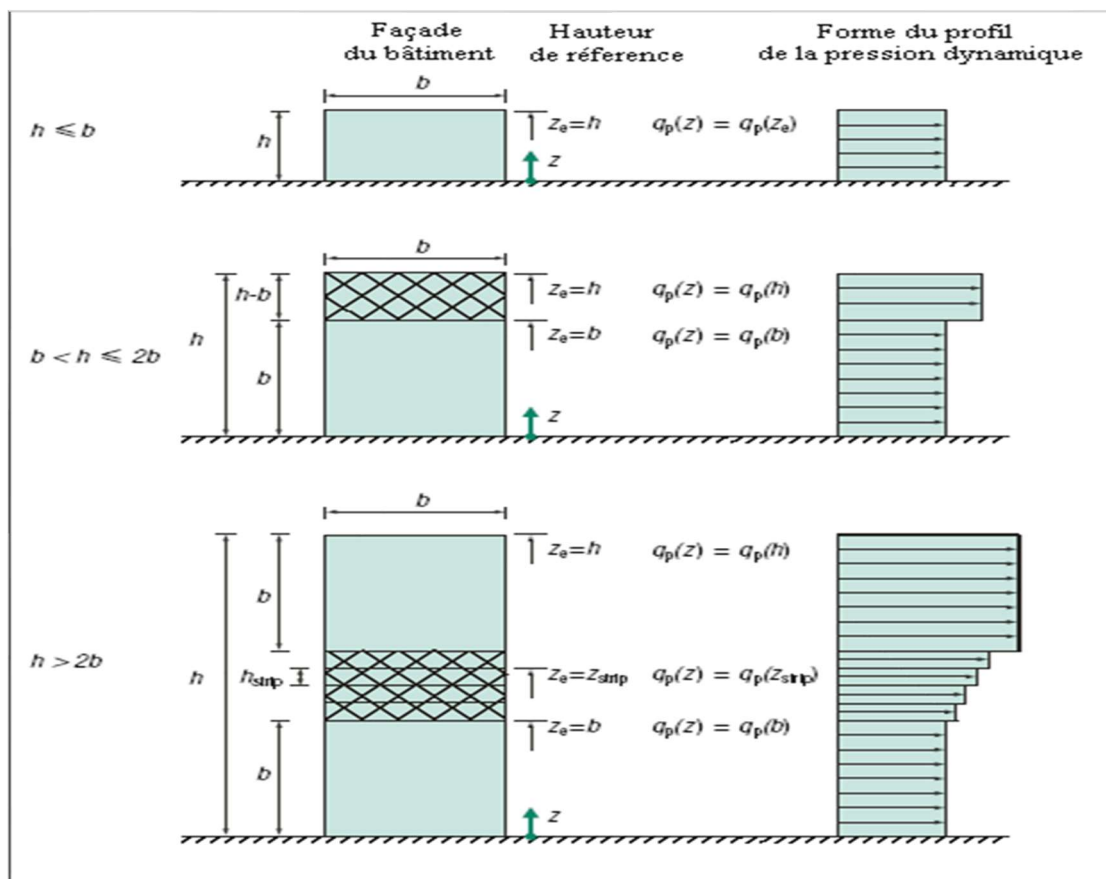


Figure III 1. Hauteur de référence Z_e et le profil correspondant de pression dynamique de pointe (RNV 2013).

Dans notre cas :

$$h \leq b \rightarrow 11,26 < 26,30 \dots\dots\dots \text{(RNV 2013)} \quad Z_e = h = 11,26 \text{ m}$$

➤ **Coefficient de rugosité**

Le coefficient de rugosité $Cr(z)$ traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. La rugosité du sol engendre des frottements qui ralentissent le vent à basse altitude (RNV 2013 §2.4.4). Il est défini par la loi logarithmique suivante :

$$Cr(z) = Kt \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{Pour} \quad Z_{min} \leq Z \leq Z_{max} = 200 \text{ m}$$

$$Cr(z) = Kt \times \ln\left(\frac{Z_{min}}{z_0}\right) \quad \text{Pour} \quad Z < Z_{min}$$

On a : $z_0 = 0,01 \text{ m}, Z_{min} = 1 \text{ m}, Kt = 0,170$

$$\rightarrow Z_{min} = 1 \text{ m} < Z = 11,26 \text{ m} < 200 \text{ m}$$

Donc :

$$Cr(z) = Kt \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{pour} \quad Z_{\min} \leq Z \leq Z_{\max} = 200 \text{ m}$$

$$Cr(z) = 0,170 \times \ln\left(\frac{11,26}{0,01}\right) = 1,19 \rightarrow Cr(z) = 1,19$$

➤ **Intensité de turbulence (RNV 2013)**

L'intensité de la turbulence est définie comme étant l'écart type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du vent et est donnée par cette équation : (Art 2.5 du RNV2013).

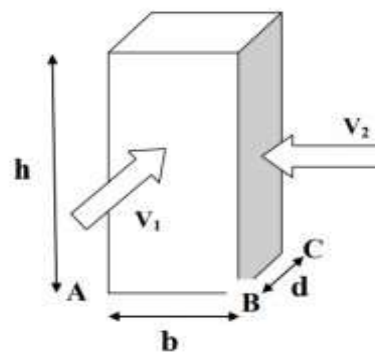
$$Iv(z) = \frac{1}{Ct \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad \text{Pour} \quad Z > Z_{\min}$$

$$Iv(z) = \frac{1}{Ct \times \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right)} \quad \text{Pour} \quad Z \leq Z_{\min}$$

On a :

$$Z_0 = 0,01 \text{ m}, Z_{\min} = 1,00 \text{ m}, Ct(z) = 1, Z = 11,66 \text{ m}$$

$$Z = 11,66 \text{ m} > Z_{\min} = 1,00$$



Donc : **Figure III 2.** Action du vent.

$$Iv(z) = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \rightarrow Iv(11,26) = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{11,26}{0,01}\right)} = 0,142$$

Le coefficient d'exposition est :

$$Ce(z) = Ct^2(z) \times Cr^2(z) \times [1 + 7Iv(z)]$$

$$Ce(11,66) = 1^2 \times (1,19)^2 \times [1 + 7 \times 0,142] = 2,87 \rightarrow Ce(z) = 2,82$$

La pression dynamique de pointe $q_p(z)$ est

$$q_{\text{ref}} = 37,5 \text{ dan/m}^2$$

$$q_p(z) = q_{\text{ref}} \times Ce(z)$$

$$q_p(z) = 37,5 \times 2,82 = 105,75 \text{ daN/m}^2 \rightarrow q_p(z) = 105,75 \text{ daN/m}^2$$

On résume les résultats dans le tableau suivant

Tableau III 5. Valeurs de q_{ref} , Iv , Cr , Ce , $q_p(z)$.

Vent Sur	Ze (m)	q_{ref} dan/m ²	Iv	Cr	Ce	$q_p(z)$ dan/m ²
Mur	11,26	37,5	0,142	1,19	2,82	105,75
Toiture	11,26	37,5	0,142	1,19	2,82	105,75

Les dimensions de notre structure suivant les prescriptions du RNV 2013 pour le calcul de C_d sont les suivantes :

- $h = 11,26$ m
- $b = 26,30$ m
- $d = 13,10$ m

Selon le règlement RNV 2013, le calcul doit être effectué séparément pour les deux directions du vent, et perpendiculaires aux différentes parois de l'ouvrage. Pour des raisons de symétrie de notre bâtiment, on va étudier une face pour chaque direction du vent.

- **La direction V1 du vent** : parallèle à la façade principale.
- **La direction V2 du vent** : perpendiculaire à la façade principale.

3.6 Calcul de la pression due au vent

a) Coefficient de pression extérieur C_{pe}

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

Le coefficient de pression extérieure s'obtient suivant les formules ci-dessous :

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

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

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

Avec :

A (m^2) Désigne la surface chargée de la paroi considérée.

Tableau III 6. Coefficients de pression extérieure de parois verticales.

Paroi latérale						Paroi au vent		paroi sous le vent	
A, A'		B, B'		C		D		E	
$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
- 1.0	- 1.3	- 0.8	- 1.0	- 0,5		+ 0,8	1,0	- 0.3	

Nous avons un bâtiment avec acrotère de 0.40m de hauteur $\frac{Hp}{h} = \frac{0,4}{11,26} = 0,355$

Tableau III 7. Coefficients de pression extérieure des toitures plates.

		Zones							
		F		G		H		I	
		$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
arêtes vives (sans acrotères)		- 1,8	- 2,5	- 1,2	- 2,0	- 0,7	- 1,2	± 0,2	
avec acrotères	$h_p/h = 0,025$	- 1,6	- 2,2	- 1,1	- 1,8	- 0,7	- 1,2	± 0,2	
	$h_p/h = 0,05$	- 1,4	- 2,0	- 0,9	- 1,6	- 0,7	- 1,2	± 0,2	
	$h_p/h = 0,10$	- 1,2	- 1,8	- 0,8	- 1,4	- 0,7	- 1,2	± 0,2	
rives arrondies	$r/h = 0,05$	- 1,0	- 1,5	- 1,2	- 1,8	- 0,4		± 0,2	
	$r/h = 0,10$	- 0,7	- 1,2	- 0,8	- 1,4	- 0,3		± 0,2	
	$r/h = 0,20$	- 0,5	- 0,8	- 0,5	- 0,8	- 0,3		± 0,2	
brisis mansardés	$\alpha = 30^\circ$	- 1,0	- 1,5	- 1,0	- 1,5	- 0,3		± 0,2	
	$\alpha = 45^\circ$	- 1,2	- 1,8	- 1,3	- 1,9	- 0,4		± 0,2	
	$\alpha = 60^\circ$	- 1,3	- 1,9	- 1,3	- 1,9	- 0,5		± 0,2	

b) Le vent perpendiculaire au long-pan V1

➤ Parois verticales

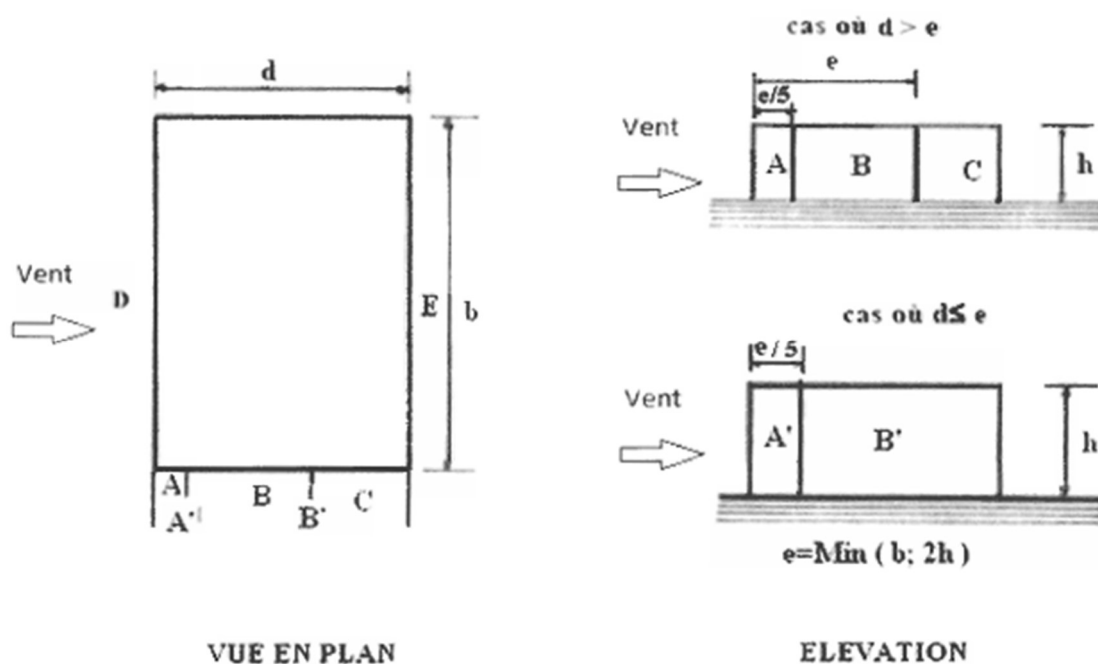


Figure III.3 Légende pour les parois verticales.

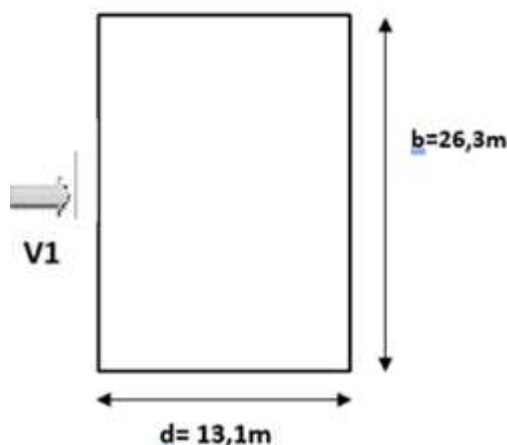


Figure III 4. Direction du vent V1.

- b : (dimension perpendiculaire à la direction du vent V1), $b = 26,30\text{m}$
- d : (la dimension parallèle à la direction du vent V1), $d = 13,10\text{ m}$
- h : la hauteur du bâtiment, $h = 11,26\text{ m}$

$$e = \min [b ; 2h] = \min [26,30 ; 2 \times 11,26], e = \min [26,3 ; 22,52], e = 22,52\text{m}$$

$$d = 13,10\text{ m} < e = 22,52\text{ m}$$

D'où :

- Zone A' : $e/5 = 22,52/5 = 4,504\text{ m}$
- Zone B' : $d - (e/5) = 13,1 - 4,504\text{m} = 8,596\text{ m}$

➤ Calcul des aires des zones A', B', D et E :

$$A' = 4,504 \times 11,26 = 50,71\text{ m}^2$$

$$B' = 8,596 \times 11,26 = 96,79\text{ m}^2$$

$$D = E = 26,30 \times 11,26 = 296,14\text{ m}^2$$

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

Tableau III 8. Valeurs de C_{pe} des zones A', B', D et E.

ZONE	A'	B'	D'	E
C_{pe}	-1	-0,8	+0,8	-0,3

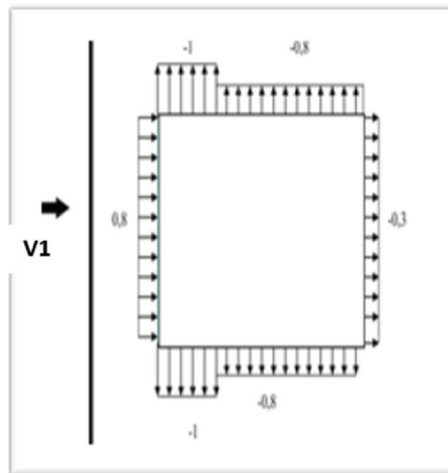


Figure III.5. Valeurs des coefficients de pression extérieures C_e sur les parois verticales.

➤ Version de toiture

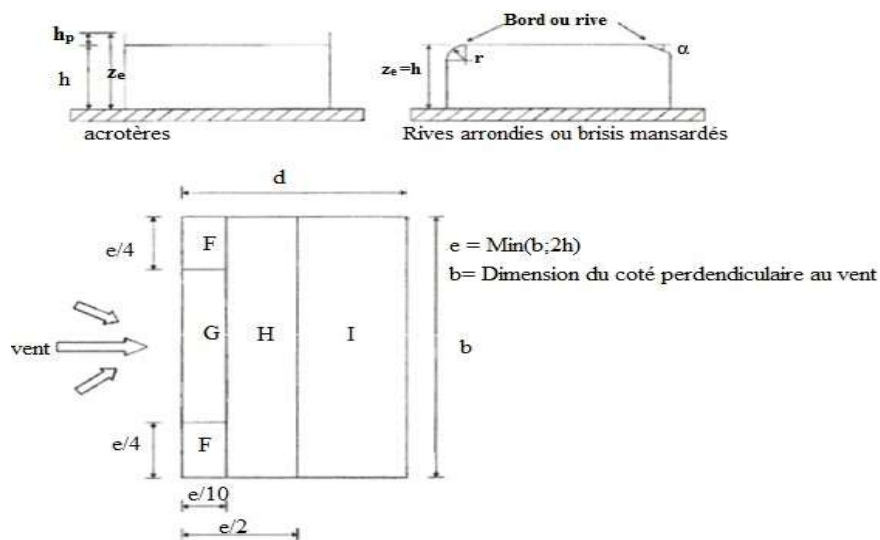


Figure III.6. Légende pour les toitures plates

Dans notre cas :

Nous avons un bâtiment avec toiture plate et acrotère de 0.4 m de hauteur

$$h_p = 0,4 \text{ m}, h = 11,26 \text{ m}$$

$$h_p/h = 0,4/11,26 = 0,0355$$

$$b = 26,30 \text{ m}, d = 13,10 \text{ m}, h = 11,26 \text{ m}.$$

$$e = \min[b; 2h] = \min[26,30; 2 \times 11,26] = 22,52 \text{ m}$$

$$e = 22,52 \text{ m}$$

- Calcul des largeurs et longueurs des zones :
- La largeur de la zone **F** = $e/10 = 22,52/10 = 2,252 \text{ m}$
 - La longueur de la zone **F** = $e/4 = 22,52/4 = 5,63 \text{ m}$
 - La largeur de la zone **G** = $e/10 = 22,52/10 = 2,252 \text{ m}$
 - La longueur de la zone **G** = $b - 2(e/4) = 26,30 - 2 \times 5,63 = 15,04 \text{ m}$
 - La largeur de la zone **H** = $e/2 - e/10 = 22,52/2 - 22,52/10 = 9,008 \text{ m}$
 - La longueur de la zone **H** = $b = 26,30 \text{ m}$
 - La largeur de la zone **I** = $d - e/2 = 13,1 - 22,52/2 = 2,14 \text{ m}$
 - La longueur de la zone **I** = $b = 26,30 \text{ m}$
- Calcul des aires des zones F, G, H et I :
- **F** = $2,252 \times 5,63 = 12,68 \text{ m}^2$
 - **G** = $2,252 \times 15,04 = 33,87 \text{ m}^2$
 - **H** = $9,008 \times 26,30 = 236,91 \text{ m}^2$
 - **I** = $2,14 \times 26,30 = 56,28 \text{ m}^2$

On remarque que toutes les surfaces F, G, H et I sont supérieures à 10 m^2 donc on prend $C_{pe} = C_{pe.10}$

Par interpolation linéaire entre les valeurs $h_p/h = 0,05$ et $h_p/h = 0,025$ on trouve :

a- Zone F :

$$C_{peF} = F(x_0) + \frac{F(x_1) - F(x_0)}{(x_1 - x_2)}(x - x_0)$$

$$C_{peF} = (-1,6) + \frac{(-1,4 - (-1,6))}{(0,05 - 0,025)}(0,0355 - 0,025) = -1,52$$

$$C_{peF} = (-1,52)$$

b- Zone G :

$$C_{peG} = F(x_0) + \frac{F(x_1) - F(x_0)}{(x_1 - x_2)}(x - x_0)$$

$$C_{peG} = (-1,1) + \frac{(-0,9 - (-1,1))}{(0,05 - 0,025)}(0,0355 - 0,025) = (-1,02)$$

$$C_{peG} = (-1,02)$$

c- Zone H :

$$C_{peH} = (-0,7)$$

d- Zone I :

$$C_{peI} = (\pm 0,2)$$

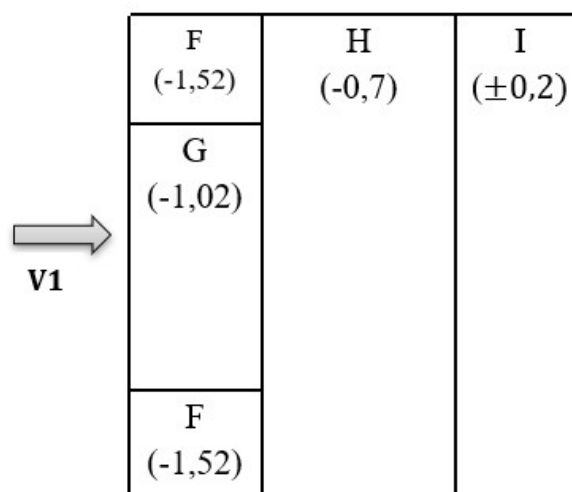


Figure III.7 Légende pour les toitures plates.

Tableau III 9. Valeurs de Cpe des zones F, G, H et I

ZONE	F	G	H	I
Cpe	-1,52	-1,02	-0,7	±0,2

3.6.2 Détermination du coefficient de pression intérieure Cpi

Les coefficients de pressions intérieures sont essentiellement donnés en fonction de la perméabilité des parois. La perméabilité des parois μ_p a pour expression :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{aire des ouvertures ou } Cpe \leq 0}{\sum \text{aire de toutes les ouvertures}}$$

Les ouvertures considérées ici sont les orifices de toutes natures débouchant sur l'extérieur et au travers desquelles l'air peut circuler. La structure dispose de cloisons internes nous allons prendre comme valeur de C_{pi} les deux extremums (les deux bornes).

$$C_{pi} = +0.8 ; C_{pi} = -0.5$$

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

- Sur les parois verticales (D, E, A et B) et toiture (F, G, H et I) :

Tableau III 10. Valeurs de la pression statiques du vent V1 $W(z)$ sur les parois verticales et toiture.

Zone	Cpe	Cpi	Cpe- Cpi	$q_p(z)$ daN/m²	$W(z)$ daN/m²
A'	-1,0	+0,8	-1,8	105,75	-190,35
		-0,5	-0,5		-52,87
B'	-0,8	+0,8	-1,6	105,75	-162,2
		-0,5	-0,3		-31,73
D	+0,8	+0,8	0	105,75	0
		-0,5	+1,3		+137,46
E	-0,3	+0,8	-1,1	105,75	-116,33
		-0,5	+0,2		+21,15
F	-1,52	+0,8	-2,32	105,75	-245,34
		-0,5	-1,02		-107,87
G	-1,02	+0,8	-1,82	105,75	-192,47
		-0,5	-0,52		-54,99
H	-0,7	+0,8	-1,5	105,75	-158,63
		-0,5	-0,2		-21,15
I	+0,2	+0,8	-0,6	105,75	-63,45
		-0,5	+0,7		+74,02
	-0,2	+0,8	-1,0		-105,75
		-0,5	+0,3		+31,73

- Force extérieure sur le bâtiment :

Tableau III 11. Force extérieure sur le bâtiment.

Zone	Ze(m)	Surface(m ²)	W(z) dan/m ²	Force totale KN
A	11,26	50,71	-190,35	-96,52
			-52,87	-26,82
B	11,26	96,79	-162,2	-156,99
			-31,73	-30,71
D	11,26	296,14	0	0
			+137,46	+407,07
E	11,26	296,14	-116,33	-344,49
			+21,15	+62,63
F	11,26	12,68	-245,34	-31,91
			-107,87	-13,68
G	11,26	33,87	-192,47	-65,19
			-54,99	-18,62
H	11,26	236,96	-158,63	-375,88
			-21,15	-50,11
I	11,26	56,28	-63,45	-35,70
			+74,02	+41,65
			-105,75	-59,51
			+31,73	+17,86

c) Vent perpendiculaire au pignon face V2

➤ Parois verticales

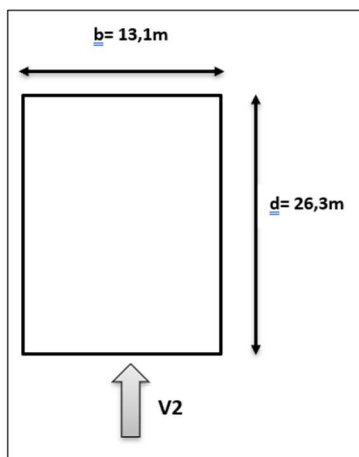


Figure III 8. Direction du vent V1.

Dans notre cas :

- b : (la dimension perpendiculaire à la direction du vent V2), $b = 13,10$
- d : (la dimension parallèle à la direction du vent V2), $d = 26,30$ m
- h : la hauteur du bâtiment, $h = 11,26$ m
- $e = \min[b; 2h] \rightarrow e = \min[13,1; 2 \times 11,26] = 13,10$ m.
 $e = 13,10$ m

$d = 26,10\text{m} > e = 13,10\text{m}$ Dans ce cas on prend la découpe trois zone A et B et C :

- Zone A = $e/5 = 13,1/5 = 2,62$ m
 - Zone B = $e - e/5 = 13,1 - 13,1/5 = 10,48$ m
 - Zone C = $d - e = 26,3 - 13,1 = 13,2$ m
- Calcule l'aires des zones A, B, C, D, et E.

$$A = 2,62 \times 11,26 = 29,50 \text{ m}^2$$

$$B = 10,48 \times 11,26 = 118 \text{ m}^2$$

$$C = 13,2 \times 11,26 = 148,63 \text{ m}^2$$

$$D = E = 13,1 \times 11,26 = 147,50 \text{ m}^2$$

On remarque que toutes les surfaces sont supérieures à 10 m^2 ($S > 10 \text{ m}^2$), donc on prend :

$C_{pe} = C_{pe.10}$

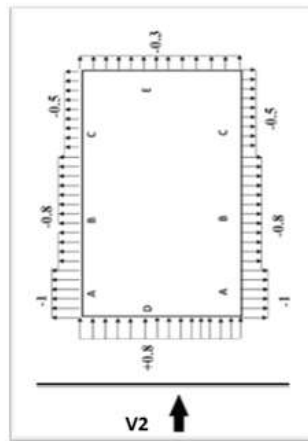


Figure III 9. Valeurs des coefficients de pression extérieures C_e sur les parois verticales.

Tableau III 12. C_{pe} pour les zones A, B, C, D et E.

ZONE	A	B	C	D	E
C_{pe}	-1,0	-0,8	-0,5	+0,8	-0,3

➤ **Version toiture**

Nous avons un bâtiment avec toiture plate et acrotère de 0.4 m de hauteur

$$hp/h = 0,4/11,26 = 0,0355m$$

$$b = 13,10 m ; d = 26,30m ; h = 11,26 m$$

$$e = \min[b; 2h] \rightarrow e = \min [13,1 ; 2 \times 11,26] e = \min [13,1 ; 22,52]$$

$$e = 13,1 m.$$

➤ Calcul des largeur et longueur des zones :

- La largeur de la zone **F** $= e/10 = 13,1/10 = 1,31m$
- La longueur de la zone **F** $= e/4 = 13,1/4 = 3,275 m$
- La largeur de la zone **G** $= e/10 = 13,1/10 = 1,31 m$
- La longueur de la zone **G** $= b - 2(e/4) = 13,1 - (2 \times (13,1/4)) = 6,55 m$
- La largeur de la zone **H** $= e/2 - e/10 = (13,1/2) - (13,1/10) = 5,24 m$
- La longueur de la zone **H** $= b = 13,10 m$
- La largeur de la zone **I** $= d - e/2 = 26,3 - (13,1/2) = 19,75 m$
- La longueur de la zone **I** $= b = 13,10 m$

➤ Calcul des aires des zones F, G, H, et I :

- **F** $= 1,31 \times 3,275 = 4,29 m^2$
- **G** $= 1,31 \times 6,55 = 8,85 m^2$
- **H** $= 5,28 \times 13,1 = 69,17 m^2$
- **I** $= 19,75 \times 13,10 = 258,73 m^2$

On remarque que les surfaces H et I sont supérieures à 10 m² on prend $C_{pe} = C_{pe.10}$.

Tandis que les surfaces F et G sont entre 1 m² ≤ S ≤ 10 m² donc on prend

$$C_{pe} = C_{pe.1} + (C_{pe.10} - C_{pe.1}) \times \log(S).$$

Nous avons $h_p/h = 0,0355$

La zone F :

à $h_p/h = 0,025$:

$$C_{peF} = C_{pe.1} + (C_{pe.10} - C_{pe.1}) \times \log(S)$$

$$C_{peF} = (-2,2) + (-1,6 - (-2,2)) \times \log(4,29)$$

$$C_{peF} = -1,82$$

à $h_p/h = 0,05$

$$C_{peF} = (-2,0) + (-1,4 - (-2,0)) \times \log(4,29)$$

$$C_{peF} = -1,62$$

Par interpolation on aura :

$$C_{peF} = F(X_0) + \frac{F(x_1) - F(x_0)}{(x_1 - x_0)} (X - X_0)$$

$$C_{peF} = -1,82 + \frac{-1,62 - (-1,82)}{(0,05 - 0,025)} (0,0355 - 0,025) = -1,74$$

$$C_{peF} = -1,74$$

La zone G :

à $h_p/h = 0,025$:

$$C_{peG} = (-1,8) + (-1,1 - (-1,8)) \times \log(8,85)$$

$$C_{peG} = -1,14$$

à $h_p/h = 0,05$:

$$C_{peG} = (-1,6) + (-0,9 - (-1,6)) \times \log(8,85)$$

$$C_{peG} = -0,94$$

Par interpolation on aura :

$$C_{peG} = -1,14 + \frac{(-0,94 - (-1,14))}{(0,05 - 0,025)} (0,0355 - 0,025)$$

$$C_{peG} = -1,0$$

I (±0,2)		
H (-0,7)		
F (-1,74)	G (-1,0)	F (-1,74)



Figure III .10 Valeurs du coefficient de pression extérieure C_e sur la toiture terrasse.

Tableau III 13. Cpe pour les zones F, G, H, et I.

ZONE	F	G	H	I
Cpe	-1,74	-1,0	-0,7	±0,2

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

- Sur les parois verticales (D, E, A' et B') et Versant de toiture (F, G, H et I) :

Tableau III 14. Valeurs de la pression statique du vent V_2 , $W(z)$ sur les parois verticales et toiture.

Zone	Cpe	Cpi	Cpe-Cpi	$q_p(z)$ daN/m ²	$W(z)$ daN/m ²
A	-1,0	+0,8	-1,8	105,75	-190,35
		-0,5	-0,5		-52,87
B	-0,8	+0,8	-1,6	105,75	-162,2
		-0,5	-0,3		-31,73
C	-0,5	+0,8	-1,3	105,75	-139,48
		-0,5	0		0
D	+0,8	+0,8	0	105,75	0
		-0,5	+1,3		+137,46
E	-0,3	+0,8	-1,1	105,75	-116,33
		-0,5	+0,2		+21,15
F	-1,74	+0,8	-2,54	105,75	-268,60
		-0,5	-1,24		-131,13
G	-1,0	+0,8	-1,8	105,75	-190,35
		-0,5	-0,5		-52,87
H	-0,7	+0,8	-1,5	105,75	-158,63
		-0,5	-0,2		-21,15
I	+0,2	+0,8	-0,6	105,75	-63,45
		-0,5	+0,7		+74,02
	-0,2	+0,8	-1,0		-105,75
		-0,5	+0,3		+31,73

- Force extérieure sur le bâtiment :

Tableau III 15. Force extérieure sur le bâtiment.

Zone	Ze(m)	Surface(m ²)	W(z) dan/m ²	Force totale KN
A	11,26	29,50	-190,35	-56,15
			-52,87	-15,60
B	11,26	118	-162,2	-191,39
			-31,73	-37,44
C	11,26	148,63	-139,48	-207,30
			0	0
D	11,26	147,50	0	0
			+137,46	+202,75
E	11,26	147,50	-116,33	-171,58
			+21,15	+31,19
F	11,26	4,29	-268,60	-11,52
			-131,13	-5,62
G	11,26	8,85	-190,35	-16,84
			-52,87	-4,68
H	11,26	69,17	-158,63	-109,72
			-21,15	-14,63
I	11,26	258,73	-63,45	-164,16
			+74,02	+191,51
			-105,75	-273,60
			+31,73	+80,09

3.7 Calcul de force de frottement f_{fr}

Les effets du frottement du vent sur les surfaces peuvent être négligés si la somme des surfaces parallèles (ou légèrement inclinées) à la direction du vent est inférieure ou égale à 4 fois la surface totale des parois extérieures perpendiculaires à cette direction (face au vent et sous le vent), selon la norme RNV 2013.

Condition à vérifier :

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

- Sens V1 : $d= 13,10$ m, $b= 26,30$ m, $h= 11,26$ m,

$$2(d \times hc) = 2(13,10 \times 11,26) = 295 \text{ m}^2 \leq 4(2b \times hc) = 4(2 \times 26,30 \times 11,26) = 2369,10 \text{ m}^2$$

.....Condition vérifiée

- Sens V2 : $d= 26,30$ m, $b=13,10$ m, $h= 11,26$ m,

$$2(d \times hc) = 2(26,30 \times 11,26) = 592,27 \text{ m}^2 \leq 4(2b \times hc) = 4(2 \times 13,10 \times 11,26) = 1180,04 \text{ m}^2$$

.....Condition vérifiée

La force de frottement sur les parois peuvent être négligées.

3.8 Calcul de l'action globale du vent par les coefficients des forces

La force globale exercée par le vent F_w est donnée par la loi suivant

$$F_w = cd \cdot cf \cdot q_{p(ze)} \times A_{ref}$$

Calcul du coefficient de force **cf** (RNV 2013, 4.0)

$$cf = cf.0 \times \psi\lambda$$

$$\text{Pour: } \lambda = d/b = 13,1/26,3 = 0,5 < 1 \rightarrow cf.0 = 2,30$$

$$\psi\lambda = 0,65 \times cf = cf.0 \times \psi\lambda = 0,65 \times 2,30 = 1,495$$

$$\psi\lambda = 1,495$$

L'aire de référence revenant au système de contreventement A_{ref} :

$$A_{refx} = \text{Longueur} \times \text{hauteur} = 26,3 \times 11,26 = 296,128 \text{ m}^2$$

$$F_{w_x} = cd \cdot cf \cdot q_{p(ze)} \times A_{refx}$$

$$F_{w_x} = 1 \times 1,495 \times 105,75 \times 296,138 = 46818,30 \text{ daN} = 468,18 \text{ KN}$$

$$F_{w_x} = 468,18 \text{ KN}$$

$$A_{refy} = \text{hauteur} \times \text{Largeur} = (11,26 \times 13,10) = 147,506 \text{ m}^2$$

$$F_{w_y} = cd \cdot cf \cdot q_{p(ze)} \times A_{ref2.1}$$

$$F_{w_y} = 1 \times 1,495 \times 105,75 \times 147,50 = 23320,15 \text{ daN} = 233,20 \text{ KN}$$

Remarque :

Les effets de l'action du vent calculés sont des valeurs caractéristiques (non pondérées). Des facteurs de charge appropriés doivent être appliqués pour la situation de conception pertinente. Pour les vérifications à ELU, le facteur de charge partielle $\gamma_Q = 1.50$ est applicable pour les actions variables.

$$F_{w_x} = 1,5 \times 468,18 = 702,27 \text{ KN}$$

$$F_{w_y} = 1,5 \times 233,20 = 349,8 \text{ KN}$$

4 Conclusion

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

CHAPITRE IV
PRÉDEMENSIONNEMENT
DES ÉLÉMENTS

1 Introduction

Le prédimensionnement est une étape clé dans la conception des structures. Il permet d'estimer les dimensions des éléments porteurs afin de garantir leur stabilité, leur résistance et leur rigidité dès les premiers phases de projet.

En s'appuyant sur les actions prévues et les normes en vigueur (Eurocode 3), cette démarche oriente le choix des sections les plus adaptées et assure une base fiable pour le dimensionnement final.

2 Pré-dimensionnement des solives

Les solives sont des poutrelles en IPE qui travaillent à la flexion simple, leur écartement (la distance entre une solive et l'autre) est déterminé dans l'intervalle suivante : $0,7 \text{ m} \leq L \leq 1,5 \text{ m}$ (DTR C.2.2).

Leur écartement varie de 0.70m à 1.50m, suivant la nature du support de plancher, et la destination des locaux (bureaux ou habitation). On opte pour la longueur entre axes d'une solive **4,2 m** et un écartement de $e = 1,075 \text{ m}$, le nombre de solive $n = 3$.

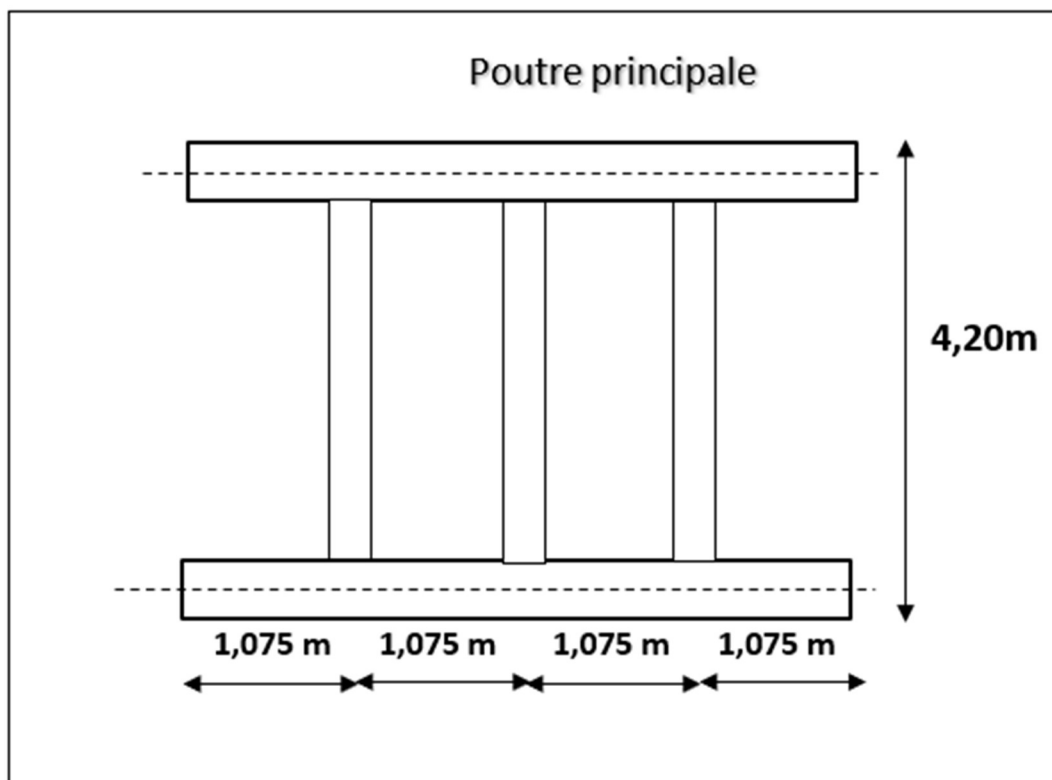


Figure IV 1. Présentation schématique des solives.

2.1 Pré-dimensionnement des solives plancher terrasse (accessible)

La solive est sollicitée par les charges et surcharges suivantes :

- Charge permanente du plancher : $G = 4,158 \text{ KN/m}^2$
- Surcharges d'exploitations : $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$
- Distance entre l'axe des solives : $e = 1,075 \text{ m}$
- Portée de la solive : $L = 4,20 \text{ m}$

$$q_{ELS} = (G + Q) = (4,158 + 1,5) = 5,658 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{ELU} = (1,35G + 1,5Q) = (1,35 \times 4,158 + 1,5 \times 1,5) = 7,863 \text{ KN/m}^2$$

a) Vérification de la condition de la flèche (ELS)

Tableau IV.1. Valeurs limite des flèches.

Conditions	$\delta_{v,max}$
Toiture en général.	L/200
Toiture supportant des personnels. Autres que les personnels d'entretien.	L/250
Planchers en général.	L/250
Planchers et toitures supportant des cloisons en plâtre ou en autres matériaux fragiles ou rigides.	L/250
Planchers supportant des poteaux à moins que flèche ait été incluse dans l'analyse globale de l'état limite ultime.	L/400
Cas où $\delta_{v,max}$ peut nuire à l'aspect du bâtiment.	L/250

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$f_{max} \leq f_{adm}$$

Avec : $f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI}$; $f_{adm} = \frac{L}{250}$ pour plancher en général.

$$f_{adm} = 420/250 = 1,68 \text{ cm}$$

qs : la charge non pondérée.

$$q_{ELS} = (G + Q) = (4,158 + 1,5) = 5,658 \text{ KN/m}^2$$

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

$$q_{ELS} = 5,658 \times 1,075 = 6,082 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Le module d'élasticité } E = 2,1 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI} \leq \frac{L}{250} \rightarrow Iy \geq \frac{5ql^3 \times 250}{384E}$$

$$Iy = \frac{5 \times 6,082 \times 420^3 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 698,48 \text{ cm}^4$$

$$Iy = 698,48 \text{ cm}^4$$

On prend IPE 180 avec $Iy = 1317 \text{ cm}^2$

➤ **Classe du profilé IPE 180**

- **Classe de l'âme**

$$\frac{d}{tw} \leq 72\varepsilon$$

avec : $f_y = 235 \text{ Mpa}$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{fy}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\frac{d}{tw} = \frac{(h-2(tf+r))}{tw} = \frac{180-2 \times (8+9)}{5,3} = 27,54$$

$$\frac{d}{tw} = 27,54 < 72 \quad \rightarrow \text{Ame de classe 1}$$

• **Classe de la semelle**

$$\frac{c}{tf} \leq 9\varepsilon \quad \rightarrow \quad C = \frac{b}{2} = \frac{91}{2} = 45,5 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{tf} = \frac{45,5}{8} = 5,69 < 9 \quad \rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

Donc le profilé est de classe 1.

➤ **Caractéristique du profilé IPE 180**

Tableau VI.2. Caractéristique du profilé IPE 180

Poids	Section	Dimension					Caractéristique					
P (kg/m)	A (cm ²)	h (mm)	r (mm)	b (mm)	tf (mm)	tw (mm)	Iy (cm ⁴)	Wpl,y (cm ³)	Wpl,z (cm ³)	Iz (cm ⁴)	iy (cm ⁴)	iz (cm ⁴)
18,8	23,9	180	9	91	8	5,3	1317	166	34,6	101	7,42	2,05

b) Vérification à la flèche (poids propre inclut)

Nous allons ajouter le poids propre du profilé choisi : P= 18,8 Kg/m, P= 0,188 KN/m

$$q_{ELS} = 6,082 + 0,188 = 6,27 \text{ KN/m}^2$$

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI} \leq f_{adm} = \frac{L}{250}$$

$$f_{max} = \frac{5 \times 6,27 \times 420^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 1317} = 0,918 \text{ cm} < \frac{420}{250} = 1,68 \text{ cm} \dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

c) Vérification de la résistance au cisaillement (effort tranchant)

$$G = G_{IPE180} + G_{pl} = 0,188 + (4,158 \times 1,075) = 4,658 \text{ KN/ml}$$

$$q_{ELU} = (1,35 \times G + 1,5 \times Q) = (1,35 \times 4,658 + 1,5 \times 1,5) = 8,538 \text{ KN/ml}$$

On doit vérifier la condition suivante (ELU) :

$$Vsd \leq Vpl,rd \quad \text{Avec : } Avz = 11,30 \text{ cm}^2$$

$$Vsd = \frac{q.l}{2} = \frac{8,538 \times 4,2}{2} = 17,93 \text{ KN}$$

$$Vpl,rd = \frac{Avz \times fy}{\gamma M0 \times \sqrt{3}} = \frac{1130 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1 \times \sqrt{3}} = 139,38 \text{ KN}$$

$$Vsd = 17,93 \text{ KN} < Vpl,rd = 139,38 \text{ KN} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

d) Vérification à la résistance (moment fléchissant)

On doit vérifier la condition suivante (ELU) :

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

$$M_{sd} = \frac{q.l^2}{8} = \frac{8,538 \times 4,2^2}{8} = 18,82 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply,rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_M} = \frac{166 \times 10^{-3} \times 235}{1,1} = 35,46 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 18,82 \text{ KN.m} < M_{ply,rd} = 35,46 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

e) Vérification au déversement

La semelle supérieure de la solive n'est pas susceptible de déverser sous l'action des charges gravitaires vue qu'elle est fixée sur toute sa longueur. Il convient donc de vérifier la semelle inférieure si les effets du soulèvement du vent peuvent annuler ou dépasser les efforts stabilisants dus au poids propre de la structure :

Surcharges du vent (plus défavorable) : $V = -2,68 \text{ KN/m}^2$

$$V = 2,68 \times 1,075 = 2,88 \text{ KN/ml} \quad ; \quad G = 4,658 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{z,sd} = G - 1.5V = 4,658 - 1,5 \times 2,88 = +0,338 \text{ KN/ml}$$

Donc la charge stabilisante étant positive, aucun risque de déversement n'est à craindre.

2.2 Pré-dimensionnement des solives plancher étage courant

➤ **Cas des solives plancher 1^{er} étage :**

La solive est sollicitée par les charges et surcharges suivantes :

- Charge permanente du plancher : $G = 5,085 \text{ KN/m}^2$
- Surcharges d'exploitations : $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$
- Distance entre l'axe des solives : $e = 1,075 \text{ m}$
- Portée de la solive : $L = 4,20 \text{ m}$

$$q_{ELS} = (G + Q) = (5,058 + 3,5) = 8,558 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{ELU} = (1,35G + 1,5Q) = (1,35 \times 5,058 + 1,5 \times 3,5) = 12,08 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Cas des solives plancher 2^{ème} étage :**

- Charge permanente du plancher : $G = 5,085 \text{ KN/m}^2$
- Surcharges d'exploitations : $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$
- Distance entre l'axe des solives : $e = 1,075 \text{ m}$
- Portée de la solive : $L = 4,20 \text{ m}$

$$q_{ELS} = (G + Q) = (5,058 + 2,5) = 7,558 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{ELU} = (1,35G + 1,5Q) = (1,35 \times 5,058 + 1,5 \times 2,5) = 10,58 \text{ KN/m}^2$$

❖ *Remarque*

Après comparaison entre les charges calculées ci-dessus, les charges retenues pour le prédimensionnement de la solive sont celles appliquées à l'élément solive du 1er étage, à s'avoir :

$$q_{ELS} = 8,558 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{ELU} = 12,08 \text{ KN/m}^2$$

a) Vérification de la condition de la flèche (ELS)

La flèche doit satisfaire la condition suivante

$$f_{max} \leq f_{adm}$$

Avec : $f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI}$; $f_{adm} = \frac{L}{250}$ pour plancher en général.

$$f_{adm} = \frac{420}{250} = 1,68 \text{ cm}$$

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

$$q_{ELS} = 8,558 \times 1,075 = 9,20 \text{ KN/ml}$$

Le module d'élasticité $E = 2,1 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI} \leq \frac{L}{250} \rightarrow Iy \geq \frac{5ql^3 \cdot 250}{384}$$

$$Iy = \frac{5 \times 9,20 \times 420^3 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 1056,56 \text{ cm}^4$$

$$Iy = 1056,56 \text{ cm}^4$$

On prend IPE 180 avec $Iy = 1317 \text{ cm}^4$

Les caractéristiques de profilé **IPE 180** sont présenter ci-dessus dans le **tableau VI.2**

b) Vérification à la flèche (poids propre inclut)

Nous allons ajouter le poids propre du profilé choisi : $P = 18,8 \text{ Kg/m}$, $P = 0,188 \text{ KN/m}$

$$q_{ELS} = 9,20 + 0,188 = 9,388 \text{ KN/m}^2$$

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI} \leq f_{adm} = \frac{L}{250}$$

$$f_{max} = \frac{5 \times 9,388 \times 420^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 1317} = 1,38 \text{ cm} < \frac{420}{250} = 1,68 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

c) Vérification de la résistance au cisaillement (effort tranchant)

$$G = G_{IPE180} + G_{pl} = 0,188 + (5,058 \times 1,075) = 5,63 \text{ KN/ml}$$

$$q_{ELU} = (1,35 G + 1,5Q) = (1,35 \times 5,63 + 1,5 \times 3,5) = 12,85 \text{ KN/ml}$$

On doit vérifier la condition suivante (ELU) :

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd} \quad \text{Avec : } A_{vz} = 11,30 \text{ cm}^2$$

$$V_{sd} = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{12,85 \times 4,2}{2} = 26,98 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}} = \frac{1130 \times 235}{1,1 \times \sqrt{3}} = 139,38 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 26,98 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 139,38 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

d) Vérification à la résistance (moment fléchissant)

On doit vérifier la condition suivante (ELU) :

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

$$M_{sd} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{12,85 \times 4,2^2}{8} = 28,33 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply,rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_M} = \frac{166 \times 10^{-3} \times 235}{1,1} = 35,46 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 28,33 \text{ KN.m} < M_{ply,rd} = 35,46 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Le profilée en IPE 180 est vérifié sous toutes les conditions de CCM97

3 Pré-dimensionnement des poutres

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

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

3.1 Poutre principale plancher terrasse (accessible)

a) Calcul des charges

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

Chargement	Chargement linière
Charge permanente G : Poids propre de plancher : $G = 4,158 \text{ KN/m}^2$ Solive : $G_{\text{Solive}} = 0,188 \text{ KN/m}$	$G_T = G_{pl} + G_{\text{Solive}}$ $G_{\text{Solive}} = 0,188 / 1,075 = 0,175 \text{ KN/m}^2$ $G_T = (4,158 + 0,175) \times 4,2 = 18,20 \text{ KN/ml}$ $G_T = 18,20 \text{ KN/ml}$
Charge d'exploitations Q : Charge d'exploitations : $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$	$Q_T = 1,5 \times 4,2 = 6,3 \text{ KN/ml}$

	Combinaisons	Valeurs (KN/ml)
Pondérée ELU	(1,35G+1,5Q)	$(1,35 \times 18,20 + 1,5 \times 6,3) = 34,02$ KN/ml
Non pondérée ELS	(G+Q)	$(18,20 + 6,3) = 24,5$ KN/ml

b) Vérification à la flèche

La flèche doit satisfaire la condition suivante

$$f_{max} \leq f_{adm}$$

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384EL} \quad ; \quad f_{adm} = \frac{L}{250} \quad \text{pour plancher en général.}$$

Avec : longueur de la poutre : $L = 4,30$ m

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

$$Q_{ELS} = (G + Q) = (18,20 + 6,3) = 24,5 \text{ KN/ml}$$

Le module d'élasticité $E = 2,1 \times 10^6$ Kg/cm²

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI} \leq \frac{L}{250} \quad \rightarrow \quad I_y \geq \frac{5ql^3 \cdot 250}{384E}$$

$$I_y = \frac{5 \times 24,5 \times 430^3 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 3019,47 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 3019,47 \text{ cm}^4$$

On prend IPE 270 avec $I_y = 5790 \text{ cm}^4$

➤ La classe du profilé IPE 270

- Classe de l'âme

$$\frac{d}{tw} \leq 72\varepsilon \quad \text{avec : } f_y = 235 \text{ Mpa}$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\frac{d}{tw} = \frac{(h - 2(tf + r))}{tw} = \frac{270 - 2(10,2 + 15)}{6,6} = 33,27$$

$$\frac{d}{tw} = 33,27 < 72 \quad \rightarrow \quad \text{Ame de classe}$$

Classe de la semelle

$$\frac{c}{tf} \leq 9\varepsilon \quad \rightarrow \quad C = \frac{b}{2} = \frac{135}{2} = 67,5 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{tf} = \frac{67,5}{10,2} = 6,62 < 9 \quad \rightarrow \quad \text{Semelle de classe 1}$$

Donc le profilé est de classe 1.

Tableau IV.4. Caractéristique du profilé IPE 270

POIDS		SECTION		DIMENSION				CARACTERISTIQUE				
P (kg/m)	A (cm ²)	h (mm)	r (mm)	b (mm)	tf (mm)	tw (mm)	I _y (cm ⁴)	W _{pl,y} (cm ³)	W _{pl,z} (cm ³)	I _z (cm ⁴)	i _y (cm ⁴)	i _z (cm ⁴)
36,1	45,9	270	15	135	10,2	6,6	5790	484	97,0	420	11,2	3,02

c) Vérification à la flèche (poids propre inclut)

$$q_{ELU} = G_{IPE\ 270} + G_{Pl} = 0,361 + 24,5 = 24,861\ KN/ml$$

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

$$f_{max} = \frac{5 \times 24,861 \times 430^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 5790} = 0,91\ cm < \frac{430}{250} = 1,72\ cm \dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

d) Vérification de la résistance au cisaillement (effort tranchant)

$$G_T = G_{pl} + G_{IPE\ 270} = 18,20 + 0,361 = 18,561\ KN/ml$$

$$q_{ELU} = (1,35G + 1,5Q) = (1,35 \times 18,561 + 1,5 \times 6,3) = 34,50\ KN/ml$$

On doit vérifier la condition suivante (ELU) :

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd} \quad \text{Avec : } A_{vz} = 22,1\ cm^2$$

$$V_{sd} = \frac{q.l}{2} = \frac{34,50 \times 4,3}{2} = 74,18\ KN$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}} = \frac{22,1 \times 23,5}{1,1 \times \sqrt{3}} = 272,58\ KN$$

$$V_{sd} = 74,18\ KN < V_{pl,rd} = 272,58\ KN \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

e) Vérification à la résistance (moment fléchissant)

On doit vérifier la condition suivante (ELU) :

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

$$M_{sd} = \frac{q.l^2}{8} = \frac{34,50 \times 4,3^2}{8} = 79,73\ KN.m$$

$$M_{ply,rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{484 \times 10^{-3} \times 235}{1,1} = 103,4\ KN.m$$

$$M_{sd} = 79,73\ KN.m < M_{ply,rd} = 103,4\ KN.m \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

Le profilée en IPE 270 est vérifié sous toutes les conditions de CCM97

3.2 Poutre principale plancher terrasse (inaccessible)

a) Calcul des charges

Tableau IV.5. Chargement poutre principale (plancher terrasse inaccessible)

Chargement	Chargement linière
Charge permanente G : Poids propre de plancher : $G = 6,708 \text{ KN/m}^2$ Solive : $G_{\text{Solive}} = 0,188 \text{ KN/m}$	$G_T = G_{\text{pl}} + G_{\text{Solive}}$ $G_{\text{Solive}} = 0,188/1,075 = 0,175 \text{ KN/m}^2$ $G_T = (6,708 + 0,175) \times 4,2 = 28,90 \text{ KN/ml}$ $G_T = 28,90 \text{ KN/ml}$
Charge d'exploitations Q : Charge d'exploitations : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$	$Q_T = 1 \times 4,2 = 4,2 \text{ KN/ml}$

	Combinaisons	Valeurs (KN/ml)
Pondérée ELU	(1,35G+1,5Q)	$(1,35 \times 28,90 + 1,5 \times 4,2) = 45,31 \text{ KN/ml}$
Non pondérée ELS	(G+Q)	$(28,90 + 4,2) = 33,1 \text{ KN/ml}$

3.3 Poutre principale plancher 1^{er} étage

a) Calcul des charges

Tableau VI.6. Chargement poutre principale (plancher 1^{er} étage)

Chargement	Chargement linière
Charge permanente G : Poids propre de plancher : $G = 5,058 \text{ KN/m}^2$ Solive : $G_{\text{Solive}} = 0,188 \text{ KN/m}$	$G_T = G_{\text{pl}} + G_{\text{Solive}}$ $G_{\text{Solive}} = 0,188/1,075 = 0,175 \text{ KN/m}^2$ $G_T = (5,058 + 0,175) \times 4,2 = 21,98 \text{ KN/ml}$ $G_T = 21,98 \text{ KN/ml}$
Charge d'exploitations Q : Charge d'exploitations : $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$	$Q_T = 3,5 \times 4,2 = 14,7 \text{ KN/ml}$

	Combinaisons	Valeurs (KN/ml)
Pondérée ELU	(1,35G+1,5Q)	$(1,35 \times 21,98 + 1,5 \times 14,7) = 51,72 \text{ KN/ml}$
Non pondérée ELS	(G+Q)	$(21,98 + 14,7) = 36,68 \text{ KN/ml}$

3.4 Poutre principale plancher 2^{ème} étage

a) Calcul des charges

Tableau IV.7. Chargement poutre principale (plancher 2^{ème} étage)

Chargement	Chargement linière
Charge permanente G : Poids propre de plancher : $G = 5,058 \text{ KN/m}^2$ Solive : $G_{\text{Solive}} = 0,188 \text{ KN/m}$	$G_T = G_{\text{pl}} + G_{\text{Solive}}$ $G_{\text{Solive}} = 0,188/1,075 = 0,175 \text{ KN/m}^2$ $G_T = (5,058 + 0,175) \times 4,2 = 21,98 \text{ KN/ml}$ $G_T = 21,98 \text{ KN/ml}$
Charge d'exploitations Q : Charge d'exploitations : $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$	$Q_T = 2,5 \times 4,2 = 10,5 \text{ KN/ml}$

	Combinaisons	Valeurs (KN/ml)
Pondérée ELU	(1,35G+1,5Q)	$(1,35 \times 21,98 + 1,5 \times 10,5) = 45,42 \text{ KN/ml}$
Non pondérée ELS	(G+Q)	$(21,98 + 10,5) = 32,48 \text{ KN/ml}$

❖ Remarque

Après comparaison entre les charges calculées de (1^{er} et 2^{ème} étage et la terrasse inaccessible) ci-dessus, les charges retenues pour le prédimensionnement de la poutre sont celles appliquées à l'élément poutre du 1^{er} étage, à s'avoir

Pondérée (ELU) : $q_{\text{ELU}} = 51,72 \text{ KN/ml}$

Non pondérée (ELS) : $q_{\text{ELS}} = 36,68 \text{ KN/ml}$

b) Vérification à la flèche

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

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

$$f_{\text{max}} = \frac{5ql^4}{384EI} \quad ; \quad f_{\text{adm}} = \frac{L}{250} \quad \text{pour plancher en général.}$$

Avec : longueur de la poutre : $L = 4,30 \text{ m}$

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

$$q_{\text{ELS}} = (G + Q) = (21,98 + 14,7) = 36,98 \text{ KN/ml}$$

Le module d'élasticité $E = 2.1 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$

$$f_{\text{max}} = \frac{5ql^4}{384EI} \leq \frac{L}{250} \quad \rightarrow \quad Iy \geq \frac{5ql^3 250}{38}$$

$$I_y = \frac{5 \times 36,98 \times 430^3 \times 250}{348 \times 2,1 \times 10^6} = 4557,55 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 4557,55 \text{ cm}^4$$

On prend IPE 300 avec $I_y = 8356 \text{ cm}^4$

➤ La classe du profilé IPE 300

- Classe de l'âme

$$\frac{d}{tw} \leq 72\varepsilon \quad \text{avec : } f_y = 235 \text{ Mpa}$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\frac{d}{tw} = \frac{(h-2(tf+r))}{tw} = \frac{300-2(10,7+15)}{7,1} = 35,01$$

$$\frac{d}{tw} = 35,01 < 72 \quad \rightarrow \text{Ame de classe}$$

Classe de la semelle

$$\frac{C}{tf} \leq 9\varepsilon \quad \rightarrow \quad C = \frac{b}{2} = \frac{150}{2} = 75 \text{ mm}$$

$$\frac{C}{tf} = \frac{75}{10,7} = 7,01 < 9 \quad \rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

Donc le profilé est de classe 1.

Tableau IV.8. Caractéristique du profilé IPE 300

Poids (kg/m)	Section (cm ²)	Dimension					Caractéristique					
		h (mm)	r (mm)	b (mm)	tf (mm)	tw (mm)	I _y (cm ⁴)	W _{pl,y} (cm ³)	W _{pl,z} (cm ³)	I _z (cm ⁴)	i _y (cm ⁴)	i _z (cm ⁴)
42,2	53,8	300	15	150	10,7	7,1	8356	628	125	604	12,5	3,35

c) Vérification à la flèche (poids propre inclut)

$$q_{ELS} = G_{IPE270} + G_{pl} = 0,422 + 36,68 = 37,10 \text{ KN/ml}$$

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI} \leq f_{adm} = \frac{L}{250}$$

$$f_{max} = \frac{5 \times 37,10 \times 430^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 8356} = 0,94 \text{ cm} < \frac{430}{250} = 1,72 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

d) Vérification de la résistance au cisaillement (effort tranchant)

$$G_T = G_{Pl} + G_{IPE 270} = 21,98 + 0,422 = 22,40 \text{ KN/ml}$$

$$q_{ELU} = (1,35 G + 1,5Q) = (1,35 \times 22,40 + 1,5 \times 14,7) = 52,29 \text{ KN/ml}$$

On doit vérifier la condition suivante (ELU) :

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd} \quad \text{Avec : } A_{vz} = 25,7 \text{ cm}^2$$

$$V_{sd} = \frac{q.l}{2} = \frac{52,29 \times 4,3}{2} = 112,42 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}} = \frac{25,7 \times 23,5}{1,1 \times \sqrt{3}} = 316,99 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 112,42 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 316,99 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

e) Vérification à la résistance (moment fléchissant)

On doit vérifier la condition suivante (ELU) :

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

$$M_{sd} = \frac{q.l^2}{8} = \frac{52,29 \times 4,3^2}{8} = 120,85 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply,rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{628 \times 10^{-3} \times 235}{1,1} = 134,16 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 120,85 \text{ KN.m} < M_{ply,rd} = 134,16 \text{ KN.m} \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Le profilée en IPE 300 est vérifié sous toutes les conditions de CCM97

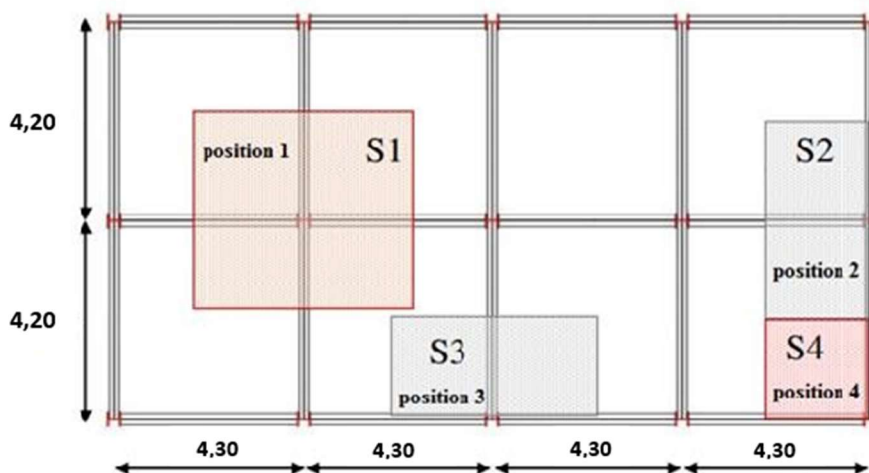
3.5 Pré-dimensionnement des poutres secondaire

Dans notre structure les poutres secondaires on le même rôle que les solives, donc on opte pour des profilée avec les mêmes caractéristiques que ceux des solives.

4 Pré-dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux soumis principalement à la compression. Ils ont pour un rôle de reprendre les charges verticales de la structure et de les transmettre aux fondations.

Le choix des sections de poteaux se fait généralement parmi les profils standards comme les HEA ou HEB, en raison de leur bonne résistance à la compression et de leur stabilité.



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

$$S = 4,3 \times 4,2 = 18,08 \text{ m}^2$$

D'après les règles empiriques pour un poteau en profilé laminé on a : $l_f = 0,5L$

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} \leq 25 \rightarrow i_y \geq \frac{l_f}{25} \rightarrow i_y = \frac{306 \times 0,5}{25} = 6,12 \text{ cm}$$

On prend HEA 260 avec $i_y = 10,97 \text{ cm}$

➤ **Caractéristiques géométriques de la section**

Tableau IV 9. Caractéristiques du profilé HEA 260

POIDS	SECTION	DIMENSION					CARACTERISTIQUE					
P (kg/m)	A (cm ²)	h (mm)	r (mm)	b (mm)	tf (mm)	tw (mm)	Iy (cm ⁴)	Wpl,y (cm ³)	Wpl,z (cm ³)	Iz (cm ⁴)	iy (cm ⁴)	iz (cm ⁴)
68,2	86,8	250	24	260	12,5	7,5	10450	919,9	430,2	3668	10,97	6,50

➤ **Classe de la section**

- **Classe de la semelle (en compression) :**

La valeur limite de la classe 1 pour la semelle : $c/t_f \leq 9\varepsilon$

$$\varepsilon = \sqrt{235/f_y} \text{ et } f_y = 235 \text{ Mpa, donc } \varepsilon = 1,9\varepsilon = 9$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{(b - tw - 2r)/2}{t_f} = \frac{(260 - 7,5 - 2 \times 24)/2}{12,5} = 8,18 < 9$$

→ Classe de la semelle 1

- **Classe de l'âme (en flexion)**

La valeur limite de classe 1 pour l'âme sujette à la flexion $d/t_w \leq 72\varepsilon$

$$\varepsilon = \sqrt{235/f_y} \text{ et } f_y = 235 \text{ Mpa, donc } \varepsilon = 1,72\varepsilon = 72$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{177}{7,5} = 23,6 < 72 \rightarrow \text{l'âme de classe 1}$$

→ La section de classe 1.

4.1 Vérification de poteau

a) Plancher terrasse

- La surface : $S = 4,3 \times 4,2 = 18,06 \text{ m}^2$
- Poids des solives : $G_{\text{Solive}} = 0,188 \times 4,2 = 0,79 \text{ KN}$
- Poids propre des poutres principale : $G_{\text{Poutre}} = 0,361 \times 4,3 = 1,552 \text{ KN}$
- Poids propre de poteau : $G_{\text{poteau}} = 0,682 \times 3,06 = 2,09 \text{ KN}$
- Poids de plancher terrasse : $G_t = 4,158 \times 18,06 = 75,09 \text{ KN}$
- Charge de la neige : $S_n = 0,436 \times 18,06 = 7,87 \text{ KN}$
- Poids d'exploitation terrasse : $Q = 1,5 \times 18,06 = 27,09 \text{ KN}$

$$\text{Donc : } G_T = (G_s + G_{\text{POUT}} + G_{\text{POT}} + G_T) = (0,79 + 1,552 + 2,09 + 75,09) = 79,52 \text{ KN}$$

$$N_T = 1,35 \times 79,52 + 1,5(27,09 + 7,87) = 160,00 \text{ KN}$$

$N_T = 160,00 \text{ KN}$

b) Plancher (2^{ème} étage) courant

- La surface : $S = 4,3 \times 4,2 = 18,06 \text{ m}^2$
 - Poids des solives : $G_{\text{Solive}} = 0,188 \times 4,2 = 0,79 \text{ KN}$
 - Poids propre des poutres principale : $G_{\text{Poutre}} = 0,422 \times 4,3 = 1,81 \text{ KN}$
 - Poids propre de poteau : $G_{\text{poteau}} = 0,682 \times 3,06 = 2,09 \text{ KN}$
 - Poids de plancher étage courant : $G_T = 5,058 \times 18,06 = 91,34 \text{ KN}$
 - Poids d'exploitation étage courant : $Q = 2,5 \times 18,06 = 45,15 \text{ KN}$
- Donc : $G_{\text{pl.2}} = (G_s + G_{\text{POUT}} + G_{\text{POT}} + G_T) = (0,79 + 1,81 + 2,09 + 91,34) = 96,03 \text{ KN}$
 $N_{\text{pl.2}} = 1,35 \times 96,03 + 1,5 \times 45,15 = 197,37 \text{ KN}$
 $N_{\text{pl.2}} = 197,37 \text{ KN}$

c) Plancher (1^{er} étage) courant

- La surface : $S = 4,3 \times 4,2 = 18,06 \text{ m}^2$
 - Poids des solives : $G_{\text{Solive}} = 0,188 \times 4,2 = 0,79 \text{ KN}$
 - Poids propre des poutres principale : $G_{\text{poutre}} = 0,422 \times 4,3 = 1,81 \text{ KN}$
 - Poids propre de poteau : $G_{\text{poteau}} = 0,682 \times 3,06 = 2,09 \text{ KN}$
 - Poids de plancher étage courant : $G_T = 5,058 \times 18,06 = 91,34 \text{ KN}$
 - Poids d'exploitation étage courant : $Q = 3,5 \times 18,06 = 63,21 \text{ KN}$
- Donc : $G_{\text{pl.1}} = (G_s + G_{\text{POUT}} + G_{\text{POT}} + G_T) = (0,79 + 1,81 + 2,09 + 91,34) = 96,03 \text{ KN}$
 $N_{\text{pl.1}} = 1,35 \times 96,03 + 1,5 \times 63,21 = 224,45 \text{ KN}$
 $N_{\text{pl.1}} = 224,45 \text{ KN}$

4.2 Calcul de Nsd

$N_{\text{sd}} = N_T + N_{\text{pl.1}} + N_{\text{pl.2}} = 160,00 + 224,45 + 197,37 = 581,82 \text{ KN}$
 $N_{\text{sd}} = 581,82 \text{ KN}$

4.3 Vérification de l'élément au flambement

$N_{\text{sd}} \leq N_{b,Rd}$

La résistance nominale au flambement d'un élément en compression doit être considérée comme suit :

$N_{b,Rd} = \frac{\chi \beta_A A f_y}{\gamma_{M1}}$

Où ;

β_A : coefficient qui tient compte de la classe de la section

$\beta_A = 1$ pour la section de classe 1

χ_{min} : est le facteur de réduction pour le mode de flambement considéré.

$A = 86,8 \text{ cm}^2$

$\gamma_{M1} = 1.1$ est le coefficient partiel de sécurité du matériau pour la résistance au flambement le facteur de réduction pour le flambement, c'est calculé en fonction de l'élanement réduit

$\lambda_1 = \pi \left(\frac{E}{f_y} \right)^{0,5} = 93,9 \epsilon = 93,9 \times 1 = 93,9$

a) Calcul du facteur de réduction, X_y

$$\lambda_y = \frac{l}{i_y} = \frac{306}{10,97} = 27,89 \text{ est l'élancement du poteau autour de l'axe } yy.$$

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1}\right) \beta_A^{0,5} = \left(\frac{27,89}{93,9}\right) \times 1^{0,5} = 0,29 \text{ est l'élancement réduit adimensionnel}$$

Courbe de flambement :

$$h/b = 250/260 = 0,96 < 1,2 \quad \text{axe de flambement } y-y \rightarrow \text{courbe de flambement } b$$

$$\text{Pour } \bar{\lambda}_y = 0,29 \rightarrow X_y = 0,9678 \text{ (tableau annexe).}$$

b) Calcul du facteur de réduction, X_z

$$\lambda_z = \frac{l}{i_z} = \frac{306}{6,50} = 47,08 \text{ est l'élancement du poteau autour de l'axe } zz$$

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda_z}{\lambda_1}\right) \beta_A^{0,5} = \left(\frac{47,08}{93,9}\right) \times 1^{0,5} = 0,50$$

$$h/b = 250/260 = 0,96 < 1,02 \quad \text{axe de flambement } z-z \rightarrow \text{courbe de flambement } c$$

$$\text{Pour } \bar{\lambda} = 0,50 \rightarrow X_z = 0,8430 \text{ (tableau annexe).}$$

$$\text{Donc : } X = \min (X_y ; X_z) \rightarrow X = 0,8430$$

$$N_{b, Rd} = \frac{X \beta_A A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,8430 \times 1 \times 86,8 \times 23,5}{1,1} = 1563,23 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 581,82 \text{ KN} < 1563,23 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

La résistance nominale au flambement de l'élément est supérieure à la charge appliquée ($N_{sd} = 581,82 \text{ KN}$), le poteau est donc vérifié au flambement.

5 Conclusion

Après avoir terminé le pré-dimensionnement des éléments et avoir fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté pour les éléments étudiés les profils suivants

Tableau IV.10 : Profilés adoptés pour chaque élément.

	Eléments	Profilé adopté
Solives Poutre secondaire	Plancher terrasse (accessible)	IPE 180
	Plancher étage courant	
Poutre principale	Plancher terrasse (accessible)	IPE 270
	Planche étage courant	IPE 300
	Plancher terrasse (inaccessible)	
	Poteaux	HEA 260

CHAPITRE V
PRE-DIMENSIONNEMENT
DES ÉLÉMENTS
SECONDAIRES

1 Introduction

Dans ce chapitre, on définit les profils devant résister aux différentes sollicitations. Le principe de vérification consiste à choisir des profils adaptés, puis à vérifier leur résistance et leur stabilité sous charges pondérées. En ce qui concerne la flèche, la vérification se fait sous charges non pondérées. Les éléments concernés par cette étude sont les escaliers, les balcons et l'acrotère. Les formules de vérification utilisées sont tirées de l'Eurocode 3 relatif au calcul des structures en acier.

2 Pré-dimensionnement des escaliers

Un escalier est un élément architectural composé d'une succession régulière de marches, permettant de relier différents niveaux dans un bâtiment, en montée comme en descente. Il se compose principalement de :

- **Palier** : surface plane située entre deux volées de marches, offrant un espace de repos ou un changement de direction.
- **Volée** : ensemble de marches continues situées entre deux paliers.
- **Limon** : pièce inclinée supportant les marches ; il peut être constitué de profilés métalliques ou de tôle adaptées.
- **Garde-corps** : élément de sécurité installé sur les côtés de l'escalier pour prévenir les chutes.
- **Giron** : largeur utile d'une marche, mesurée entre deux nez de marches successifs.

Nous avons dans notre cas une cage d'escalier droite avec quatre volées et trois paliers de repos.

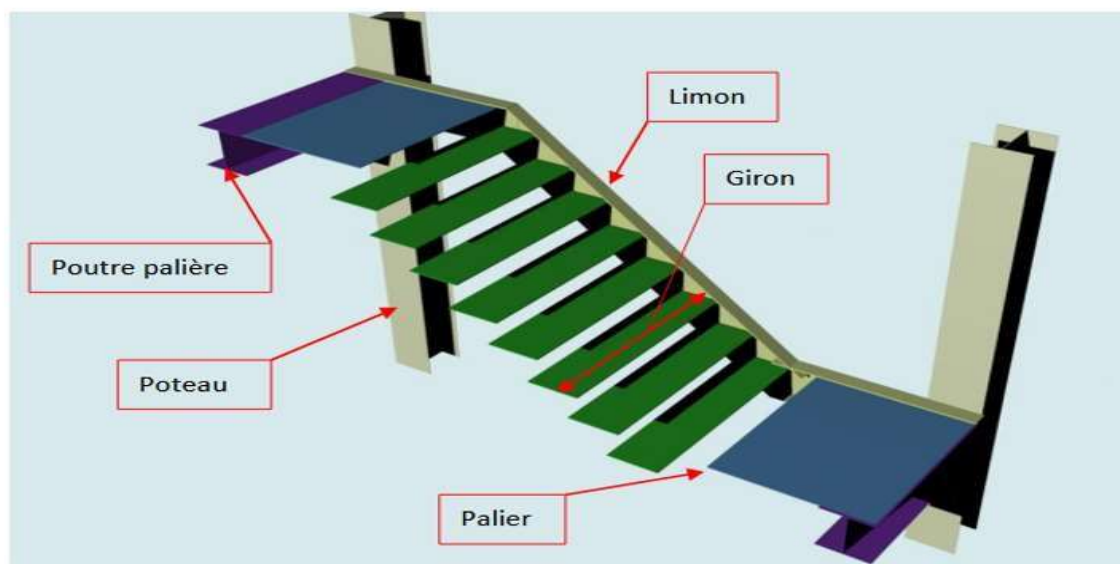


Figure V 1. Les différents éléments de l'escalier.

2.1 Pré-dimensionnement des marches

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

a) Choix des dimensions

FORMULE DE BLONDEL :

- $59 \text{ cm} \leq (2H + G) \leq 66 \text{ cm}$
- $27 \text{ cm} \leq G \leq 30 \text{ cm}$
- $16,5 \text{ cm} \leq H \leq 18,5 \text{ cm}$

Avec :

- **G** : La largeur de la marche (giron)
- **H** : La hauteur du contre marche

b) Caractéristique géométrique de la cage d'escalier

- La hauteur de l'étage : $h = 3.06\text{m}$
- La largeur de la marche (giron) : $G = 30 \text{ cm}$
- La largeur de volée est : $L = 1.20 \text{ m}$
- On admet une hauteur de marche : $H = 17 \text{ cm}$

Nombre totale des marche (**n**) est :

$$n = \frac{h}{H} = \frac{306}{17} = 18 \text{ marches} \rightarrow n = 18 \text{ marches}$$

On répartit ce nombre de marche en 4 volées : le 1^{er} et 2^{ème} et le 3^{ème} volé en fait 5 marches dans chaque volé et 3 marches pour le 4^{ème} volé, et largeur d'une marche $g=30 \text{ cm}$.

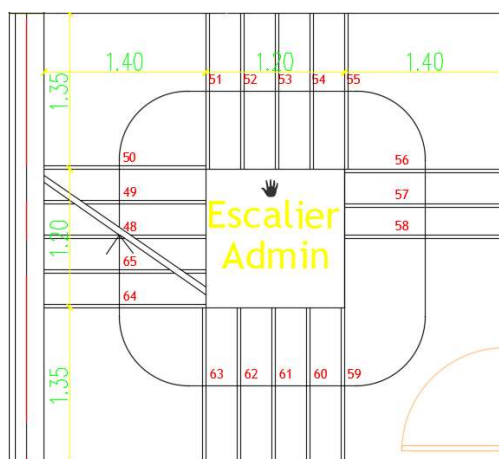


Figure V.2 : vue en plan l'escalier.

c) Vérification de la formule de Blondel

$$2H + G = 2 \times 17 + 30 = 64 \text{ cm}$$

$59\text{cm} \leq 64\text{cm} \leq 66\text{cm} \rightarrow$ la formule de blondel est vérifiée

2.2 Dimensionnement des élément porteurs

a) Dimensionnement de la cornière (supporte de marche)

Les marches sont construites par des tôles striées, d'épaisseur 5 mm rigidifiées par des cornières jumelées soudées au milieu des tôles. Les cornières jumelées sont soudées avec les cornières d'attaches, ces derniers sont boulonnés avec le limon.

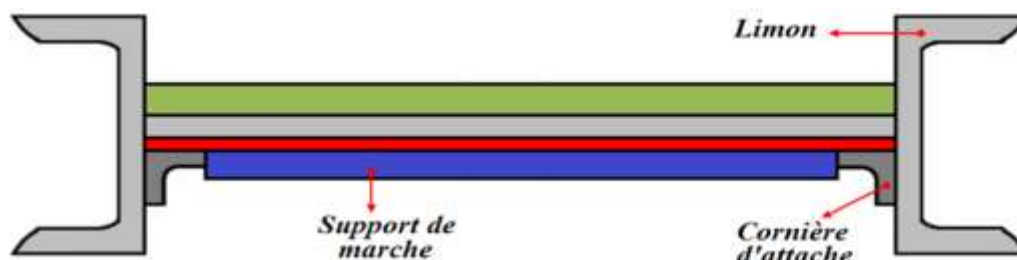


Figure V.3. Disposition des cornières

Volée : $G=1,25 \text{ KN/m}^2$

Palier : $G= 3,898 \text{ KN/m}^2$

Charge d'exploitation : $Q= 2,5 \text{ KN}$

b) Détermination la section de Cornière

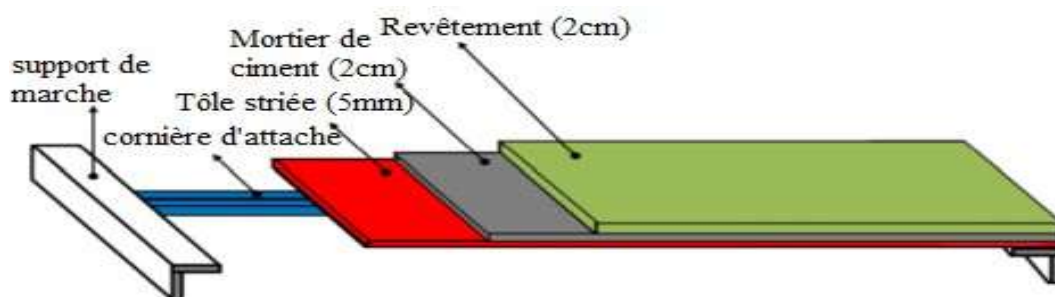


Figure V.4: charges repris par la cornière

Longueur de la marche $L= 1,40 \text{ m}$

Largeur de la marche $g= 0,3 \text{ m}$

Les cornières sont en acier S235 ($f_y= 23.5 \text{ daN/mm}^2$, $E= 21000 \text{ daN/mm}^2$)

Charge permanente : $G = 1,25 \times 0,3 = 0,375 \text{ KN/m}$

Charge d'exploitation : $Q = 2,5 \times 0,3 = 0,75 \text{ KN/m}$

$q = (G + Q) = (0,375 + 0,75) = 1,125 \text{ KN/m}$

Le pré-dimensionnement se fait à partir de la condition de flèche suivante :

$$f_{max} \leq f_{adm}$$

$$\frac{5ql^4}{384EI} \leq \frac{L}{300}$$

$$I_y \geq \frac{5ql^3 \times 300}{384 \times E} \rightarrow I_y \geq \frac{5 \times 1,125 \times 140^3 \times 300}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 5,74 \text{ cm}$$

$$I_y \geq 5,742 \text{ cm}$$

On adopte une double cornière **2x(Lx40x40x5)** Avec $I_y = 2 \times 5,43 = 10,86 \text{ cm}$

On utilise une double cornière pour les marches afin d'augmenter la rigidité, la résistance et la stabilité, garantissant ainsi un meilleur soutien sous les charges.

Tableau V.1 Caractéristique et dimension de la cornière L×40×40×5

G (dan/M)	h=b (mm)	t (mm)	r1 (mm)	r2(mm)
2,97	40	5	6	3
A cm²	Iy=Iz (cm⁴)	W_{ely}=W_{elz} cm³	iy=iz cm	
3,79	5,43	1,91	1,20	

➤ **Combinaison des charges**

- **ELS** : $q(ELS) = (G + Q) = (0,375 + 0,75) = 1,125 \text{ KN/m}$
- **ELS** : $q(ELU) = (1,35G + 1,5Q) = 1,35 \times 0,375 + 1,5 \times 0,75 = 1,63 \text{ KN/m}$

➤ **Vérification de la condition à la flèche (ELS)**

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

$$p_c = 2,97 \text{ Kg/m}, P_c = 0,0297 \text{ KN/m}$$

$$q_{ELS} = 1,125 + 0,0297 \times 2 = 1,1844 \text{ KN/m}^2$$

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI} \leq f_{adm} = \frac{L}{300}$$

$$f_{max} = \frac{5 \times 1,1844 \times 140^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 10,86} = 0,260 \text{ cm} < \frac{140}{300} = 0,47 \text{ cm} \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de la résistance au cisaillement (effort tranchant)**

$$q_{ELU} = 1,63 + 1,35 \times 0,0297 \times 2 = 1,710 \text{ KN/m}$$

On doit vérifier la condition suivante (ELU) :

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

$$V_{sd} = \frac{q.l}{2} = \frac{1,710 \times 1,4}{2} = 1,197 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}} = \frac{3,79 \times 2 \times 23,5}{1,1 \times \sqrt{3}} = 93,49 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 1,197 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 93,49 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification à la résistance (moment fléchissant)**

On doit vérifier la condition suivante (ELU) :

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

$$M_{sd} = \frac{q.l^2}{8} = \frac{1,710 \times 1,4^2}{8} = 0,419 \text{ KN.m}$$

$$M_{c,rd} = \frac{W_{el,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1,91 \times 2 \times 10^{-3} \times 235}{1,1} = 0,816 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 0,419 \text{ KN.m} < M_{c,rd} = 0,816 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

c) Limon

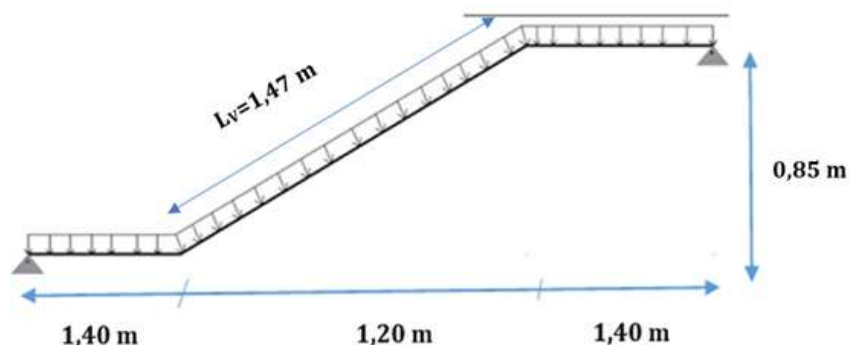


Figure V.5 : Distribution des charges sur un limon

➤ Evaluation des charges

d) Volée

➤ Les charges permanentes :

Poids des cornières (2×L40×40×5)	$P_c = 0,0297 \times 2 = 0,0594 \text{ KN/m}$
Tôle d'épaisseur (e =5mm)	0,45 KN/m ²
Mortier de pose	0,40 KN/m ²
Revêtements carrelages	0,40 KN/m ²
Garde-corps (cloison)	1KN/m

$$G_T = (0,45 + 0,40 + 0,40) \times 1,35 + 0,0594 + 1 = 2,747 \text{ KN/m}$$

Charge totale pour un limon :

$$G_{\text{volée}} = G_T / 2 = 2,747 / 2 = 1,374 \text{ KN/m}$$

➤ Les charges d'exploitation :

$$\text{Pour un limon : } q_{\text{escalie}} = 2,5 \times \frac{1,35}{2} = 1,69 \text{ KN/m}$$

e) Palier

➤ Les charges permanentes

Tôle TN40	0,098 KN/m ²
Dalle en béton 12cm	3KN/m ²
Mortier de pose 2 cm	0,40 KN/m ²
Revêtement de carrelage 2cm	0,40 KN/m ²

$$G_T = (3 + 0,4 + 0,4 + 0,098) \times 1,35 = 5,262 \text{ KN/m}$$

Charge totale pour un limon :

$$G_{\text{palier}} = G_T / 2 = 5,262 / 2 = 2,631 \text{ KN/m}$$

➤ Calcul de la charge équivalente

On peut exprimer les différentes charges par une charge équivalente.

$$G_{\text{éq}} = \{G_{\text{volée}} \times L_{\text{volée}} + G_{\text{palier}} \times L_{\text{palier}}\} / (L_v + L_p \times 2)$$

$$G_{\acute{e}q} = \frac{(1,374 \times 1,47) + (2,631 \times (1,4 \times 2))}{4,27} = 2,198 \text{ KN/m}$$

$$G_{\acute{e}q} = 2,198 \text{ KN/m}$$

$$q_{\text{escalie}} = 1,69 \text{ KN/m}$$

➤ **Combinaison des charges**

ELS	$q_{(ELS)} = G_{\acute{e}q} + Q = 2,198 + 1,69 = 3,714 \text{ KN/m}$
ELU	$q_{(ELU)} = 1,35G_{\acute{e}q} + 1,5Q_{\text{escalier}} = 1,35 \times 2,198 + 1,5 \times 1,69 = 5,50 \text{ KN/m}$

➤ **Vérification à la flèche**

- Vérification à l'ELS :

$$q_{ELS} = G + Q = 3,714 \text{ KN/m}$$

$$\frac{5ql^4}{384EI} \leq \frac{L}{300}$$

$$Iy \geq \frac{5ql^3 \times 300}{384 \times E} \rightarrow Iy \geq \frac{5 \times 3,714 \times 427^3 \times 300}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 537,86 \text{ cm}^4$$

$$Iy \geq 537,86 \text{ cm}^4$$

On adopte UPN 200 Avec $Iy = 1910 \text{ cm}^4$

Tableau V.2 Caractéristique et dimension de UPN 200

G (dan/m)	h (mm)	b (mm)	tf (mm)	tw (mm)	r1 (mm)	r2 (mm)	A (cm²)
25,3	200	75	11,5	8,5	11,5	6,0	32,2
Iy (cm⁴)	Iz (cm⁴)	W_{pl,y} (cm³)	W_{el,y} (cm³)	iy (cm)	iz (cm)	W_{pl,z} (cm³)	W_{el,z} (cm³)
1910	148	228	191	7,70	2,14	51,8	27

➤ **Vérification de la condition à la flèche (ELS)**

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

$$P_c = 25,3 \text{ dan/m}, P_c = 0,253 \text{ KN/m}$$

$$q_{ELS} = q + P_c = 3,714 + 0,253 = 3,967 \text{ KN/m}^2$$

$$\frac{5ql^4}{384EI} \leq \frac{L}{300}$$

$$f_{max} = \frac{5 \times 3,967 \times 427^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 1910} = 0,428 \text{ cm} < \frac{427}{300} = 1,42 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de la résistance au cisaillement (effort tranchant)**

$$q_{ELU} = 5,50 + 1,35 \times 0,253 = 5,84 \text{ KN/m}$$

On doit vérifier la condition suivante (ELU) :

$$Vsd \leq Vpl,rd \quad \text{Avec : } A_{vz} = 17,7 \text{ cm}^2$$

$$Vsd = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{5,84 \times 4,27}{2} = 12,46 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}} = \frac{17,7 \times 235 \times 10^{-1}}{1,1 \times \sqrt{3}} = 218,32 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 12,46 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 218,32 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification à la résistance (moment fléchissant)**

On doit vérifier la condition suivante (ELU) :

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

$$M_{sd} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{5,84 \times 4,27^2}{8} = 13,31 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply,rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{228 \times 10^{-3} \times 235}{1,1} = 48,71 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 13,31 \text{ KN.m} < M_{ply,rd} = 48,71 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification au déversement**

La vérification au déversement est effectuée avec la formule suivante :

$$M_{sd} \leq M_{b,Rd}$$

$$M_{b,Rd} = \frac{X_{LT} \times \beta_w \times W_{pl,y}}{\gamma_{M0}}$$

➤ **Calcul de moment critique M_{cr} :**

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

Avec : $\nu=0,3$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{2,1 \cdot 10^5}{2(1+0,3)} = 80769,23 \text{ N/mm}^2$$

- **It** : Moment d'inertie de torsion.
- **Iw** : Moment d'inertie de gauchissement.
- **Iz** : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie.

$$M_{cr} = 1,13 \frac{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 148 \cdot 10^4}{4270^2} \sqrt{\frac{9,07 \cdot 10^9}{148 \cdot 10^4} + \frac{4270^2 \times 80769,23 \times 11,9 \cdot 10^4}{3,14^2 \times 2,1 \cdot 10^5 \times 148 \cdot 10^4}}$$

$$M_{cr} = 47975603,69 \text{ N.mm}^2$$

➤ **Calcul de l'élancement géométrique λ_{LT}**

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E \cdot W_{pl,y}}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{\pi^2 \times 2,1 \cdot 10^5 \times 228 \cdot 10^3}{47975603,69}} = 99,25$$

➤ **Calcul de l'élancement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$**

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_w} \quad \text{Avec: } \beta_w = 1 ; \lambda_1 = 93,9 \varepsilon$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{99,25}{93,9} \sqrt{1} = 1,05$$

➤ **Détermination de X_{LT}**

$$X_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + (\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2)^{0,5}} \quad \text{Avec: } X_{LT} \leq 1$$

$$\varphi_{LT} = 0,51 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2$$

$\alpha_{LT}=0,21$ pour les profilés laminés.

$\alpha_{LT}=0,49$ Pour les sections soudées.

$$\Phi_{LT} = 0,51 + \{0,21(1,05-0,2) + 1,05^2\} = 1,79$$

$$X_{LT} = \frac{1}{1,79 + (1,79^2 - 1,05^2)^{0,5}} = 0,308$$

$$M_{b,rd} = \frac{0,308 \times 1 \times 228 \times 10^{-2} \times 23,5}{1,1} = 15,00 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 13,31 \text{ KN.m} > M_{b,rd} = 15,00 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

L'UPN 200 convient comme poutre de limons.

f) Poutres palier de limon

La réaction du limon sur la poutre palière est donnée par la formule suivante :

ELS	$q(\text{ELS}) = (G_{\text{éq}} + Q_{\text{escalier}}) \times L/2 = (2,198 + 1,69) \times 4,27/2 = 7,93 \text{ KN/m}$
ELU	$q(\text{ELU}) = (1,35G_{\text{éq}} + 1,5Q_{\text{escalier}}) = (1,35 \times 2,198 + 1,5 \times 1,69) \times 4,27/2 = 11,75 \text{ KN/m}$

➤ **Condition à la flèche (ELS)**

La flèche doit satisfaire la condition suivante $f_{max} \leq f_{adm}$

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI} \leq f_{adm} = \frac{L}{300}$$

$$I_y \geq \frac{5ql^3 \times 300}{384 \times E} \rightarrow I_y \geq \frac{5 \times 7,93 \times 427^3 \times 300}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 1148,41 \text{ cm}^4$$

$$I_y \geq 1481,28 \text{ cm}^4$$

On prend IPE 200 avec $I_y = 1943 \text{ cm}^4$

Tableau V.3 Caractéristique du profilé IPE 200

➤ **Vérification la condition à L'ELS**

$$P_c = 22,4 \text{ dan/m}, P_c = 0,224 \text{ KN/m}$$

$$q_{ELS} = q + P_c = 7,93 + 0,224 = 8,154 \text{ KN/m}^2$$

Poids (kg/m)	Section (cm ²)	Dimension					Caractéristique					
		h (mm)	r (mm)	b (mm)	tf (mm)	tw (mm)	I _y (cm ⁴)	W _{pl,y} (cm ³)	W _{pl,z} (cm ³)	I _z (cm ⁴)	i _y (cm ⁴)	i _z (cm ⁴)
22,4	28,5	200	12	100	8,5	5,6	1943	221	44,6	142	8,26	2,24

$$\frac{5ql^4}{384EI} \leq \frac{L}{300}$$

$$f_{max} = \frac{5 \times 8,154 \times 427^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 1943} = 0,86 \text{ cm} < \frac{427}{300} = 1,42 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de la résistance au cisaillement (effort tranchant)**

$$q_{ELU} = 11,75 + 1,35 \times 0,224 = 12,05 \text{ KN/m}$$

On doit vérifier la condition suivante (ELU) :

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd} \quad \text{Avec : } A_{vz}=14 \text{ cm}^2$$

$$V_{sd} = \frac{q.l}{2} = \frac{12,05 \times 4,27}{2} = 25,73 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}} = \frac{14 \times 235 \times 10^{-1}}{1,1 \times \sqrt{3}} = 172,68 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 25,73 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 172,68 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification à la résistance (moment fléchissant)**

On doit vérifier la condition suivante (ELU) :

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

$$M_{sd} = \frac{q.l^2}{8} = \frac{12,05 \times 4,27^2}{8} = 27,46 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply,rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{221 \times 10^{-3} \times 235}{1,1} = 47,21 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 27,46 \text{ KN.m} < M_{ply,rd} = 47,21 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification au déversement**

La vérification au déversement est effectuée avec la formule suivante

$$M_{sd} \leq M_{b,Rd}$$

$$M_{b,Rd} = \frac{X_{LT} \times \beta_w \times W_{pl,y}}{\gamma_{M0}}$$

➤ **Calcul de moment critique M_{cr}**

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

Avec : $\nu=0,3$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{2,1 \cdot 10^5}{2(1+0,3)} = 80769,23 \text{ N/mm}^2$$

- **It** : Moment d'inertie de torsion.
- **Iw** : Moment d'inertie de gauchissement.
- **Iz** : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie.

$$M_{cr} = 1,13 \frac{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 142 \cdot 10^4}{4270^2} \sqrt{\frac{13,9 \cdot 10^9}{142 \cdot 10^4} + \frac{4270^2 \times 80769,23 \times 6,98 \cdot 10^4}{3,14^2 \times 2,1 \cdot 10^5 \times 142 \cdot 10^4}}$$

$$M_{cr} = 38570541,85 \text{ N.mm}$$

➤ **Calcul de l'élancement géométrique λ_{LT}**

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E \cdot W_{pl,y}}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{\pi^2 \times 2,1 \cdot 10^5 \times 221 \cdot 10^3}{38570541,85}} = 108,97$$

➤ **Calcul de l'élancement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$**

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_w} \quad \text{Avec: } \beta_w = 1 ; \lambda_1 = 93,9\epsilon$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{108,97}{93,9} \sqrt{1} = 1,16$$

➤ **Détermination de X_{LT}**

$$X_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + (\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2)^{0,5}} \quad \text{Avec : } X_{LT} \leq 1$$

$$\varphi_{LT} = 0,51 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2$$

$\alpha_{LT} = 0,21$ pour les profilés laminés.

$\alpha_{LT} = 0,49$ Pour les sections soudées.

$$\Phi_{LT} = 0,51 + \{0,21(1,16 - 0,2) + 1,16^2\} = 2,05$$

$$X_{LT} = \frac{1}{2,05 + (2,05^2 - 1,16^2)^{0,5}} = 0,267$$

$$M_{b,rd} = \frac{0,267 \times 1 \times 221 \times 10^{-2} \times 23,5}{1,1} = 12,60 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} = 27,46 \text{ KN.m} > M_{b,rd} = 12,60 \text{ KN.m} \dots\dots\dots$ Condition non vérifiée

On augmente la section on opte pour un IPE 270 avec $I_y = 5790 \text{ cm}^4$

Tableau V.4. Caractéristique du profilé IPE 270

➤ **Vérification de la résistance au cisaillement (effort tranchant)**

$$q_{ELU} = 11,75 + 1,35 \times 0,361 = 12,24 \text{ KN/m}$$

On doit vérifier la condition suivante (ELU) :

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd} \quad \text{Avec : } A_{vz} = 22,1 \text{ cm}^2$$

Poids	Section	Dimension					Caractéristique					
P (kg/m)	A (cm ²)	h (mm)	r (mm)	b (mm)	tf (mm)	tw (mm)	I _y (cm ⁴)	W _{pl,y} (cm ³)	W _{pl,z} (cm ³)	I _z (cm ⁴)	i _y (cm ⁴)	i _z (cm ⁴)
36,1	45,9	270	15	135	10,2	6,6	5790	484	97,0	420	11,2	3,02

$$V_{sd} = \frac{q.l}{2} = \frac{12,24 \times 4,27}{2} = 26,13 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}} = \frac{22,1 \times 235 \times 10^{-1}}{1,1 \times \sqrt{3}} = 272,59 \text{ KN}$$

$V_{sd} = 26,13 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 272,59 \text{ KN} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

➤ **Vérification à la résistance (moment fléchissant)**

On doit vérifier la condition suivante (ELU) :

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

$$M_{sd} = \frac{q.l^2}{8} = \frac{12,24 \times 4,27^2}{8} = 27,90 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply,rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{484 \times 10^{-3} \times 235}{1,1} = 103,4 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 27,90 \text{ KN.m} < M_{ply,rd} = 103,4 \text{ KN.m} \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification au déversement**

La vérification au déversement est effectuée avec la formule suivante :

$$M_{sd} \leq M_{b,Rd}$$

$$M_{b,Rd} = \frac{X_{LT} \times \beta_w \times W_{pl,y}}{\gamma_{M0}}$$

➤ **Calcul de moment critique M_{cr}**

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

Avec : $\nu=0,3$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{2,1 \cdot 10^5}{2(1+0,3)} = 80769,23 \text{ N/mm}^2$$

I_t : Moment d'inertie de torsion.

I_w : Moment d'inertie de gauchissement.

I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie.

$$M_{cr} = 1,13 \frac{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 420 \cdot 10^4}{4270^2} \sqrt{\frac{70,6 \cdot 10^9}{420 \cdot 10^4} + \frac{4270^2 \times 80769,23 \times 15,9 \cdot 10^4}{3,14^2 \times 2,1 \cdot 10^5 \times 420 \cdot 10^4}}$$

$$M_{cr} = 113097246 \text{ N.mm}$$

➤ **Calcul de l'élancement géométrique λ_{LT}**

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E \cdot W_{pl,y}}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{\pi^2 \times 2,1 \cdot 10^5 \times 420 \cdot 10^3}{113097246}} = 87,73$$

➤ **Calcul de l'élancement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$**

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_w} \quad \text{Avec: } \beta_w = 1 ; \lambda_1 = 93,9\varepsilon$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{87,73}{93,9} \sqrt{1} = 0,94$$

➤ **Détermination de X_{LT}**

$$X_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + (\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2)^{0,5}} \quad \text{Avec : } X_{LT} \leq 1$$

$$\varphi_{LT} = 0,51 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2$$

$\alpha_{LT} = 0,21$ pour les profilés laminés.

$\alpha_{LT} = 0,49$ Pour les sections soudées.

$$\Phi_{LT} = 0,51 + \{0,21(0,94-0,2) + 0,94^2\} = 1,549$$

$$X_{LT} = \frac{1}{1,549 + (1,549^2 - 0,94^2)^{0,5}} = 0,360$$

$$M_{b,rd} = \frac{0,360 \times 1 \times 448 \times 10^{-2} \times 23,5}{1,1} = 34,46 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 27,90 \text{ KN.m} > M_{b,rd} = 34,46 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

L'IPE 270 convient comme poutre palière.

3 Pré-dimensionnement de l'acrotère

3.1 Introduction

L'acrotère est un élément en béton armé non structural contournant le bâtiment au niveau du plancher terrasse. Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre elle-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. Il sert à l'accrochage du matériel des travaux d'entretien des bâtiments.

L'acrotère est une console linéaire encadrée au plancher terrasse. Le calcul se fait à la flexion composée, pour une bande de 1 m de longueur.

3.2 Poids propre de l'acrotère

Les charge d'acrotères est donnée par : $G = \gamma_b \times S$

Avec : $\gamma_b = 2500 \text{ daN/m}^3$: poids volumique du béton

S : surface de l'acrotère

-Plancher terrasse (inaccessible)

$$S = (0,02 \times 0,1) / 2 + (0,08 \times 0,1) + (0,1 \times 0,4) = 0,049 \text{ m}^2$$

Le poids propre de l'acrotère est :

$$P = 0,049 \times 2500 = 122,5 \text{ daN/m}^2$$

$$G = 1,225 \text{ KN/m}^2$$

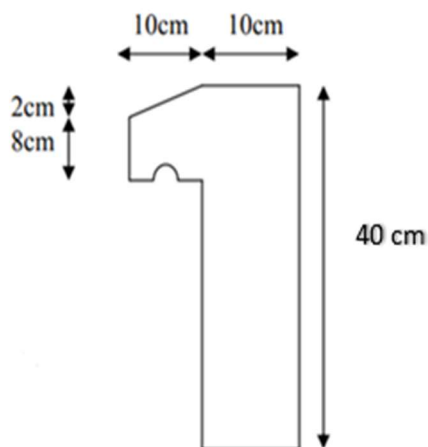


Figure V.6 Coupe verticale de l'acrotère

➤ **Surcharges d'exploitation**

$Q = 1 \text{ KN/m}$

➤ **Effort normal N de poids propre G**

$N_G = G \times 1 = 1,225 \times 1 = 1,225 \text{ KN}$

➤ **Moment fléchissant M dû à la surcharge Q**

$M_Q = Q \times H \times 1$

$M_Q = 1 \times 0,4 \times 1 = 0,4 \text{ KN.m}$

➤ **Effort tranchant**

$T = Q \times 1 = 1 \times 1 = 1 \text{ KN}$

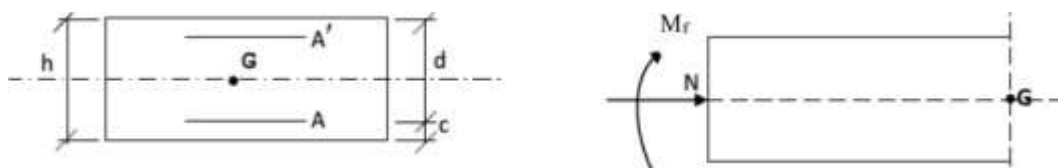
a) Combinaison des charges

Tableau V.4 Combinaison de charges.

	Effort normal Nsd (KN)	Moment de flexion Msd (KN.m)	Effort tranchant (KN)
ELU 1,5 G+1,5Q	$N_u = 1,35 \times G$ $N_u = 1,35 \times 1,225 = 1,654$	$M_u = 1,5 \times M_Q$ $M_Q = 1,5 \times 0,4 = 0,6$	$T_u = 1,5 \times T$ $T_u = 1,5 \times 1 = 1,5$
ELS G+Q	$N_s = G = 1,225$	$M_s = M_Q = 0,4$	$T_s = T = 1$

b) Ferrailage

Le ferrailage de l'acrotère est déterminé en flexion composée, considérant une section rectangulaire (100 cm x 10 cm), soumise à un effort normal N et un moment Mf



Soit :

- C : enrobage
- e : Excentricité
- Mf : Moment fictif calculé par rapport au C.D.G des armatures tendues.

Avec : $h = 10 \text{ cm}$; $d = 8 \text{ cm}$; $c = e = 2 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$

c) Position du centre de pression

On a :

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$

Avec :

$h = 10 \text{ cm}$; $d = 8 \text{ cm}$; $c = e = 2 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$

$$eu = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,6}{1,654} = 0,363 \text{ m} = 36,3 \text{ cm}$$

$$eu > \frac{h}{2} - c \quad \text{Avec : } \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

$$eu = 36,3 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 3 \text{ cm}$$

D'où le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures, et l'effort normal (N) est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée, elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f puis on se ramène à la flexion composée.

d) Calcul en flexion simple

➤ **Moment fictif**

$$M_f = N_u \times g \quad \text{Avec : } g = e_u + \frac{h}{c} - c = 0,363 + 0,03 = 0,393 \text{ m}$$

$$M_f = 1,654 \times 0,393 = 0,65 \text{ KN.m}$$

$$u = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{cb}} = \frac{0,65 \times 10^6}{1000 \times 80^2 \times 14,2} = 0,0071$$

$u = 7,15 \times 10^{-3} < u_1 = 0,392 \rightarrow$ Section simplement armée, les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{0,65 \times 10^4}{0,995 \times 80 \times \frac{400}{1,15}} = 0,23 \text{ cm}^2$$

➤ **Armature réelles (flexion composée)**

La section réelle des armatures

$$A_{st} = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0,23 - \frac{1654}{384 \times 100} = 0,186 \text{ cm}^2$$

e) Vérification à L'ELU

➤ **Condition de non ferrailage**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{f_e}$$

$$F_{t28} = 0,6 + 0,06 \times F_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = 0,23 \times 100 \times 8 \times \frac{2,1}{400} = 0,966 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 0,186 < A_{min} = 0,966 \text{ cm}^2 \rightarrow$ La section calculée est inférieure à la section minimale de non fragilité, d'où : $A_s = \max (A_{min} ; A_{st})$

Le tableau des sections des barres nous donne : $A_s = A_{min} = 4\text{HA}08 = 2,01 \text{ cm}^2$

Avec un espacement $St = 100 / 4 = 25\text{cm}$

Armateur de répartitions :

$$A_r = \frac{A_s}{3} = \frac{2,01}{3} = 0,67 \text{ cm}^2$$

Soit : $3\text{HA}08 = 1,50 \text{ cm}^2$ Avec un espacement $A_s = 12\text{cm}$

f) Vérification au cisaillement

La fissuration est préjudiciable, on doit donc vérifier que :

$$\tau_u < \tau$$

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0,5 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau} = \min(2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) \rightarrow \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \quad \text{avec : } V_u = 1,5Q$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0,01875 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,01875 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots(\text{pas de risque de cisaillement})$$

g) Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 91/99)

Il faut vérifier que $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum \mu_i}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi \times f_{t28} \quad \psi = 1,5$$

Avec :

ψ_s : coefficient de scellement (aciers HA $\psi_s = 1.5$)

$\sum \mu_i$: Somme des périmètres utiles des barres $\sum \mu_i = n \times \pi \times \phi$

$$\sum \mu_i = 3 \times 3,14 \times 8 = 75,36 \text{ mm}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 80 \times 75,36} = 0,276 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres

h) Conclusion

L'acrotère sera ferrillé comme suit :

- Armatures principales 4HA8 / ml, avec St = 25 cm
- Armatures de répartition 3HA8/ ml, avec St = 12 cm

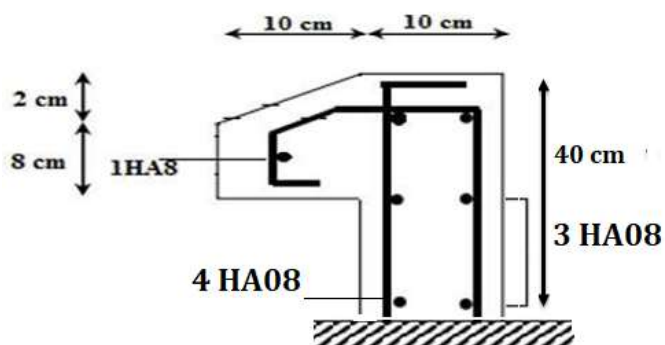


Figure V.4 Ferrailage de l'acrotère.

CHAPITRES VI
ETUDE DU PLANCHER
MIXTE

1 Introduction

Le plancher mixte à dalle collaborant on utilise une tôle nervurée comme coffrage et armature, associée à une dalle en béton. Grâce à la collaboration entre les deux matériaux, il offre une bonne résistance, une mise en œuvre rapide et convient parfaitement aux constructions en acier.

Pour notre structure on a choisi de réaliser notre plancher mixte en utilisant la tôle TN 40

2 Caractéristique de la tôle profilée TN 40

TYPES	LARGEUR mm	LONGUEUR mm	EPAISSEUR DE TÔLE mm	POIDS DE TÔLE EN Kg/M ²
TN40 - 0.45	1000	1000 à 16000	0.45	4.41
TN40 - 0.50	1000	1000 à 16000	0.50	4.91
TN40 - 0.70	1000	1000 à 16000	0.70	6.87
TN40 - 1.00	1000	1000 à 16000	1.00	9.81

Figure VI.1 : Fiche technique de la tôle TN.40



Tableau VI.1 Caractéristique du bac d'acier :

Hauteur des nervurer (mm)	Nombre des nervures par bac (mm)	Espacement des nervures (mm)	Largeur outils du bac (mm)	Epaisseur de tôle (mm)	Poids (KN/m ²)
40	5	250	1000	1	0,981

3 Etude des solives

3.1 Vérification au stade de montage

a) Evaluation des charges

Tableau VI.2 : charge repris de la dalle.

Chargement	Chargement linière
Charge permanente G : Poids propre du béton : $G_b = 25 \text{ KN/m}^2$ Solive : $G_{\text{Solive}} = 0,188 \text{ KN/m}$ Poids propre de la tôle(TN40): $G_{\text{TN}} = 0,981 \text{ KN/m}^2$	$G_b = 25 \times 0,12 \times 1,075 = 3,225 \text{ KN/ml}$ $G_s = 0,188 \text{ KN/m}$ $G_{\text{TN}} = (0,981 \times 1,075) = 1,055 \text{ KN/ml}$ $G_T = 3,225 + 0,188 + 1,055 = 4,47 \text{ KN/ml}$
Charge d'exploitions Q : Charge d'exploitions : $Q = 1,00 \text{ KN/m}^2$	$Q_T = 1,00 \times 1,075 = 1,075 \text{ KN/ml}$

	Combinaisons	Valeurs (KN/ml)
Pondérée ELU	(1,35G+1,5Q)	$(1,35 \times 4,47 + 1,5 \times 1,075) = 7,647 \text{ KN/ml}$
Non pondérée ELS	(G+Q)	$(4,47 + 1,075) = 5,545 \text{ KN/ml}$

b) Vérification à L'ELU

➤ Vérification à l'effort tranchant :

Condition à vérifier : $V_{sd} \leq V_{pl.Rd}$

$$V_{sd} = \frac{q \times l}{2} = \frac{7,647 \times 4,2}{2} = 16,05 \text{ KN} \quad A_{vz} = 11,30 \text{ cm}^2 \text{ (IPE 180)}$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{11,30 \times 23,5}{\sqrt{3} \times 1,1} = 139,38 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 16,05 \text{ KN} < V_{pl.Rd} = 139,38 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ Vérification au moment fléchissant

Condition à vérifier :

$$M_{sd} \leq M_{ply.Rd}$$

$$M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{7,647 \times 4,2^2}{8} = 16,86 \text{ KN}$$

$$M_{ply.Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{166 \times 23,5}{1,1} = 35,45 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 16,86 \text{ KN.m} < M_{ply.Rd} = 35,45 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ Vérification au déversement

Le plancher est de type collaborant, la tôle profilée soudée aux solives, joue le rôle d'appui latéral, ce qui empêche le déversement

c) Vérification à l'ELS

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI} \leq f_{adm} = \frac{L}{250}$$

$$f_{max} = \frac{5 \times 5,545 \times 420^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 1317} = 0,81 \text{ cm} < \frac{420}{250} = 1,68 \text{ cm}$$

Donc L'IPE 180 est vérifiée au stade de montage.

3.2 Vérification au stade final

Plancher étage courant

Tableau VI.3 : Evaluation des charges

Chargement	Chargement linière
Charge permanente G : Poids propre de plancher : $G=5,058 \text{ KN/m}^2$ Solive : $G_{Solive} = 0,188 \text{ KN/m}$	$G_T = G_{pl} + G_{Solive}$ $G_{Solive} = 0,188 \text{ KN/m}$ $G_T = (5,058 \times 1,075) + 0,188 = 5,63 \text{ KN/ml}$ $G_T = 5,63 \text{ KN/ml}$
Charge d'exploitions Q : Charge d'exploitions : $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$	$Q_T = 3,5 \times 1,075 = 3,76 \text{ KN/ml}$

	Combinaisons	Valeurs (KN/ml)
Pondérée ELU	(1,35G+1,5Q)	$(1,35 \times 5,63 + 1,5 \times 3,76) = 13,24 \text{ KN/ml}$
Non pondérée ELS	(G+Q)	$(5,63 + 3,76) = 9,39 \text{ KN/ml}$

a) Caractéristiques de la dalle mixte

➤ Calcul de la largeur participante de la dalle en béton b_{eff}

$$b_{eff} = \min \left(2 \times \frac{l_0}{8}; e \right)$$

Avec : $l_0 = L$

La longueur de solive : $L = 4,2 \text{ m}$

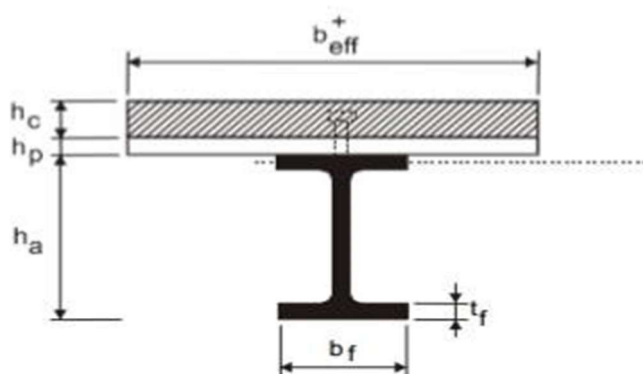


Figure VI.2 : largeur principale de la dalle.

Entre axes des solives : $e = 1,075 \text{ m}$

$$\text{Donc : } b_{eff} = \min\left(2 \times \frac{4,2}{8} ; 1,075\right) = 1,05 \text{ m} < 1,075 \text{ m}$$

➤ **Section équivalente acier-béton**

$$S = A + \frac{B}{n}$$

Avec :

A : section de L'YPE 180 ; $A = 23,9 \text{ cm}^2$

B : section de la dalle en béton : $B = h_c \times b_{eff}$

h_s : Epaisseur total de la dalle $h_s = 12 \text{ cm}$

h_c : Hauteur de la dalle seule $h_c = 12 - 4,0 = 8,0 \text{ cm}$

h_p : Hauteur de la tôle profilée $h_p = 4,0 \text{ cm}$

$n = 15$ (Coefficient d'équivalence)

Donc : $B = h_c \times b_{eff} = 8 \times 105 = 840 \text{ cm}^2$

$$S = 23,9 + \frac{840}{15} = 79,9 \text{ cm}^2$$

b) Vérification à L'ELU

➤ **Vérification à l'effort tranchant**

Condition à vérifier : $V_{sd} \leq V_{pl,rd}$

$$A_{vz} = 11,30 \text{ cm}^2$$

$$V_{sd} = \frac{q \times l}{2} = \frac{13,24 \times 4,2}{2} = 27,80 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} = \frac{11,30 \times 23,5}{\sqrt{3} \times 1,1} = 139,38 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 27,80 \text{ KN} \leq V_{pl,rd} = 139,38 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification au moment fléchissant**

Condition à vérifier : $M_{sd} \leq M_{ply,rd}$

$$M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{13,24 \times 4,2^2}{8} = 29,19 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{166 \times 23,5}{1,1} = 35,45 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 29,19 \text{ KN.m} < M_{ply,rd} = 35,45 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Calcul la distance de l'axe neutre plastique**

• **Vérification de la section en acier**

$$F_a = \frac{A_a \times F_y}{\gamma_a} = \frac{23,9 \times 23,5}{1,1} = 510,59 \text{ KN}$$

• Vérification de la section du béton

$$F_b = \frac{0,85b_{eff} \times h_c \times f_{ck}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 105 \times 8,0 \times 250}{1,5} = 1190 \text{ KN}$$

Avec :

Fa : résistance plastique du profilé en traction.

Fb : résistance plastique de la dalle de compression

Fb > Fa l'axe neutre plastique se situe dans la dalle en béton.

$$D'où : Z = \frac{A_a \frac{f_y}{\gamma_a}}{b_{eff} \frac{0,85 \times f_{ck}}{\gamma_c}} h_c = \frac{510,59}{1190} \times 8,0 = 3,43 \text{ cm}$$

• Vérification de moment résistance plastique

Le bras de levier :

$$d = \frac{h_a}{2} + h_p + h_c - \frac{Z}{2} = \frac{18}{2} + 4 + 8 - \frac{3,43}{2} = 19,28 \text{ cm}$$

$$M_{ply,rd} = F_a \times d = 510,59 \times 19,28 \times 10^{-2} = 98,44 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 29,19 \text{ KN} < M_{ply,rd} = 98,44 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

• Vérification à L'ELS

$$f_{max} \leq f_{adm} \rightarrow f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI_y}$$

Le moment d'inertie de la section mixte par rapport à l'axe neutre élastique est :

$$I_y = \frac{A_a(h_a + 2h_p + h_c)^2}{4(1+nr)} + \frac{I_b}{n} + I_a$$

Avec :

I_a: Inertie propre de L'IPE 180 = 1317 cm⁴.

I_b: Inertie de la section en béton.

$$r = \frac{A_a}{b_{eff} \times h_c} = \frac{23,9}{105 \times 8} = 0,028$$

$$I_b = \frac{b_{eff} \times h_c^3}{12} = \frac{105 \times 8^3}{12} = 4480 \text{ cm}^4$$

Donc :

$$I_y = \frac{23,9(18 + 2 \times 4 + 8)^2}{4(1 + 15 \times 0,028)} + \frac{4480}{15} + 1317 = 6479,82 \text{ cm}^4$$

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI_y} = \frac{5 \times 9,39 \times 420^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 6479,82} = 0,28 \text{ cm}$$

$$f_{max} = 0,28 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{420}{250} = 1,68 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

L'IPE 180 est vérifié au stade final.

4 Calcul de la connexion Acier-béton

Les connecteurs assurent la liaison entre l'acier et le béton dans les structures mixtes, permettant un transfert efficace des efforts, les goujons soudés sont les plus utilisés, leurs dimensionnement, encadré par l'Eurocode 4, est essentiel pour garantir la sécurité et la performance de la structure.

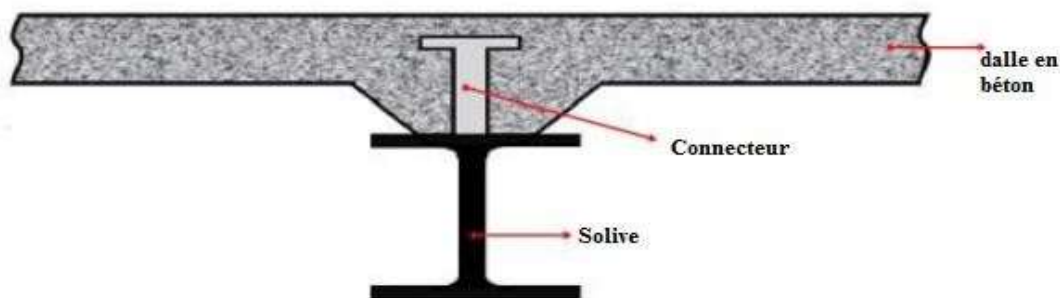


Figure VI.3 : Emplacement du connecteur entre les nervures

4.1 Choix des dimensions des connecteurs suivant Eurocode 4

Il convient de choisir des goujons soudés tels e la tête de goujon soit d'un diamètre d'au moins 1.5d et d'une hauteur d'au moins 0.4d, ou d est le diamètre du fût du goujon.

On adopte comme connecteurs des goujons à tête ductiles de dimension suivant :

Hauteur $h_{sc} = 90$ mm

Diamètre du fût $d = 16$ mm

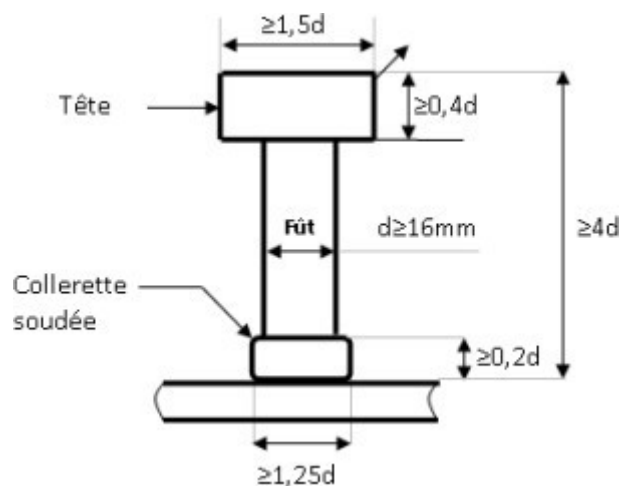


Figure VI.4 : Schéma d'un goujon

4.2 Calcul du nombre de connecteurs n

$$n \geq \frac{V_1}{P_{Rd}}$$

Avec :

- V_1 : L'effort total de cisaillement longitudinal de calcul
- P_{Rd} : La résistance de calcul d'un connecteur

a) Calcul de la résistance au cisaillement P_{Rd} d'un goujon

Il convient de déterminer la résistance de calcul au cisaillement d'un goujon à tête soudé à partir de l'une des formules ci-après :

$$P_{Rd} = \min (P_{Rd1} ; P_{Rd2})$$

Avec :

- $d = 16 \text{ mm}$: C'est le diamètre du fût du goujon.
- $f_u = 360 \text{ N/mm}^2$: La résistance ultime en traction spécifiée du matériau du goujon.
- $F_{ck} = 25 \text{ Mpa}$: La résistance caractéristique sur cylindre du béton à l'âge considéré
- $E_{cm} = 22000 \left(\frac{F_{ck}}{10} \right)^{0,3} = 31476 \text{ Mpa}$ Valeur moyenne du module sécant du béton.
- $h_{sc} = 90 \text{ mm}$: La hauteur hors-tout du goujon.
- $\gamma_v = 1,25$: Le coefficient partiel de sécurité à l'état limite ultime des connecteurs

$$P_{Rd1} = 0,8 f_u \frac{\pi d^2}{4 \gamma_v} \quad (\text{Rupture par cisaillement à la base du connecteur})$$

$$P_{Rd2} = 0,29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} \times \frac{1}{\gamma_v} \quad (\text{Rupture par écrasement du béton autour du connecteur})$$

$$\alpha = 1 \quad \text{Pour } \frac{h_{sc}}{d} > 4 \rightarrow \frac{h_{sc}}{d} = \frac{90}{16} = 5,625 > 4 \rightarrow \text{donc } \alpha = 1$$

donc :

$$P_{Rd1} = 0,8 \times 360 \times \frac{\pi \times 16^2}{4 \times 1,25} = 46324,67 \text{ N}$$

$$P_{Rd2} = 0,29 \times 1 \times 16^2 \sqrt{25 \times 31476} \times \frac{1}{1,25} = 52685,089 \text{ N}$$

D'où :

$$P_{Rd} = \min (46301,18 \text{ N} ; 52685,089 \text{ N})$$

$$P_{Rd} = 46324,67 \text{ N}$$

b) Calcul de l'effort rasant

$$V_1 = F_c f \quad (\text{EC4 formule 6.6})$$

$$V_1 = \min (V_1^1 ; V_1^2)$$

Avec :

- A_a : aire de l'élément structural IPE 180 = 23,9 cm²
- F_y : 235 MPa (S235)
- γ_a : coefficient de sécurité pour l'acier soit : $\gamma_a = 1.1$
- γ_b : coefficient de sécurité pour le béton soit : $\gamma_b = 1.5$
- γ_s : coefficient de sécurité pour le ferrailage soit : $\gamma_s = 1.15$
- $F_{ck} = 25 \text{ Mpa}$: la résistance caractéristique sur cylindre du béton à l'âge considéré

D'où :

$$V_1^1 = F_a = \frac{A_a \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{23,9 \times 23,5 \times 10^3}{1,1} = 510590,90 \text{ N}$$

$$V_1^2 = F_c = 0,85 \frac{f_{ck} \times b_{eff} \times h_c}{\gamma_c} = 0,85 \frac{2,5 \times 105 \times 8,0 \times 10^3}{1,5} = 1190000 \text{ N}$$

$$V_1 = F_a = 510590,90 \text{ N}$$

Le nombre de connecteurs pour une connexion complète :

$$n \geq \frac{V_1}{P_{Rd}} = \frac{510590,90}{46324,67} = 11,02$$

On opte 12 goujons

Calcul de l'espacement entre les goujons (EC 4 6.1.3)

Le nombre de connecteur N est uniformément réparti sur une longueur critique L_{cr} . Cette dernière est la longueur entre deux sections transversales critiques.

Selon le règlement EC4, une section transversale critique comprend :

- Une section de moment fléchissant maximum.
- Une section sur appuis.
- Le moment fléchissant max se trouve au milieu des solives

Donc :

$$L_{cr} = \frac{l}{2}$$

On aura :

$$e = \frac{l}{2 \times n} = \frac{420}{2 \times 12} = 17,5 \text{ cm} \text{ Soit } 18 \text{ cm}$$

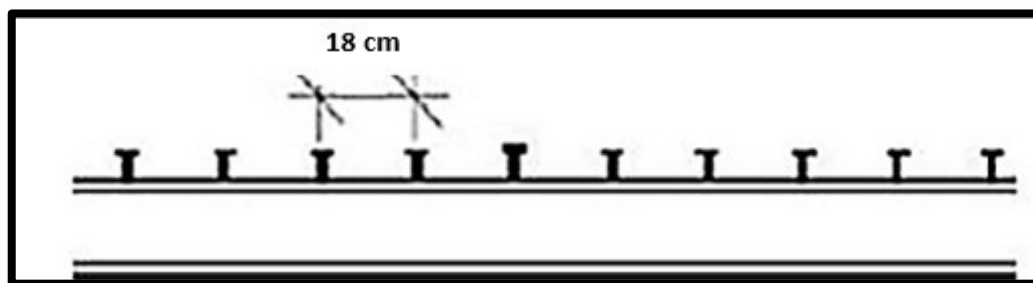


Figure V.5 : Espacement entre goujons

4.3 Conclusion

A travers cette étude nous avons démontrés que le plancher collaborant, réalisé avec une dalle en béton d'épaisseur 12 cm posé sur des solives IPE180, appliqué au niveau de chaque étage de la structure.

La liaison entre la dalle et les solives est assurée par des connecteurs de diamètre 16 mm, espacés de 18 cm entre eux.

5 Calcul de la poutre principale

5.1 Vérification au stade de montage

Réaction de la solive sur la poutre principale au stade de montage,

C'est l'action des solives au niveau des poutres maîtresses, R_s est calculée par la formule suivante :

$$R_s = q_{sd} \times \left(\frac{L_1}{2} + \frac{L_2}{2} \right)$$

Avec :

$L_1 = L_2 = 4,2$ m longueur de deux solives consécutives.

Tableau VI.4 Evaluation des charges

	q_{sd} (KN/m)	R_s (KN)	$q_{eq} = R_s/e$ (KN/m)
ELU	7,647	32,12	29,88
ELS	5,545	23,29	21,66

a) Vérification à (ELU)

➤ Vérification à l'effort tranchant

Condition à vérifier : $V_{sd} \leq V_{pl.Rd}$

$$V_{sd} = \frac{q \times l}{2} = \frac{29,88 \times 4,3}{2} = 64,24 \text{ KN} \quad A_{vz} = 25,7 \text{ cm}^2 \text{ (IPE 300)}$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{25,7 \times 23,5}{\sqrt{3} \times 1,1} = 316,99 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 64,24 \text{ KN} < V_{pl.Rd} = 316,99 \text{ KN} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ Vérification au moment fléchissant

Condition à vérifier :

$$M_{sd} \leq M_{ply.Rd}$$

$$M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{29,88 \times 4,3^2}{8} = 69,06 \text{ KN}$$

$$M_{ply.Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{628 \times 10^{-3} \times 235}{1,1} = 134,16 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 69,06 \text{ KN.m} < M_{ply.Rd} = 134,16 \text{ KN.m} \quad \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification à L'ELS

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI} \leq f_{adm} = \frac{L}{250}$$

$$f_{max} = \frac{5 \times 21,66 \times 430^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 8356} = 0,55 \text{ cm} < \frac{430}{250} = 1,72 \text{ cm}$$

Donc L'IPE 300 est vérifiée au stade de montage.

5.2 Vérification au stade final

Plancher étage courant

Réaction de la solive sur la poutre principale au stade final

Tableau VI.5 : Evaluation des charges.

	q_{sd} (KN/m)	R_s (KN)	$q_{eq} = R_s/e$ (KN/m)
ELU	13,24	55,61	51,72
ELS	9,39	39,44	36,69

a) Caractéristiques de la dalle mixte

➤ **Calcul de la largeur participante de la dalle en béton b_{eff}**

$$b_{eff} = \min \left(2 \times \frac{l_0}{8}; e \right)$$

Avec : $l_0 = L$

La longueur de la poutre : $L = 4,3$ m et entre axe $e = 4,2$ m

Donc : $b_{eff} = \min \left(2 \times \frac{4,3}{8}; 4,2 \right) = 1,075m < 4,2 m$

➤ **Section équivalente acier-béton**

$$S = A + \frac{B}{n}$$

Avec :

A : section de L'YPE 300 ; $A = 53,8 \text{ cm}^2$

B : section de la dalle en béton : $B = t \times b_{eff} = 12 \times 107,5 = 1290 \text{ cm}^2$

D'où :

$$S = 53,8 + \frac{1290}{15} = 139,8 \text{ cm}^2$$

b) Vérification à L'ELU

➤ **Vérification à l'effort tranchant**

Condition à vérifier : $V_{sd} \leq V_{pl,rd}$

$$A_{vz} = 25,7 \text{ cm}^2$$

$$V_{sd} = \frac{q \times l}{2} = \frac{51,72 \times 4,3}{2} = 111,20 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} = \frac{25,7 \times 23,5}{\sqrt{3} \times 1,1} = 316,99 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 111,20 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 316,99 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification au moment fléchissant**

Condition à vérifier : $M_{sd} \leq M_{pl,rd}$

$$M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{51,72 \times 4,3^2}{8} = 119,54 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply.rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{628 \times 10^{-3} \times 235}{1,1} = 134,16 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} = 119,54 \text{ KN.m} < M_{ply.rd} = 134,16 \text{ KN.m}$ Condition vérifiée

c) Calcul la distance de l'axe neutre plastique

➤ Vérification de la section en acier

$$F_a = \frac{A_a \times F_y}{\gamma_a} = \frac{53,8 \times 23,5}{1,1} = 1149,36 \text{ KN}$$

➤ Vérification de la section du béton

$$F_b = \frac{0,85 \text{ eff} \times h_c \times f_{ck}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 1,075 \times 8,0 \times 250}{1,5} = 1218,33 \text{ KN}$$

F_b > F_a donc : l'axe neutre plastique se situe dans la dalle en béton.

D'où :

$$Z = \frac{A_a \frac{f_y}{\gamma_a}}{b_{eff} \frac{0,85 \times f_{ck}}{\gamma_c}} h_c = \frac{1149,36}{1218,33} \times 8,0 = 7,54 \text{ cm}$$

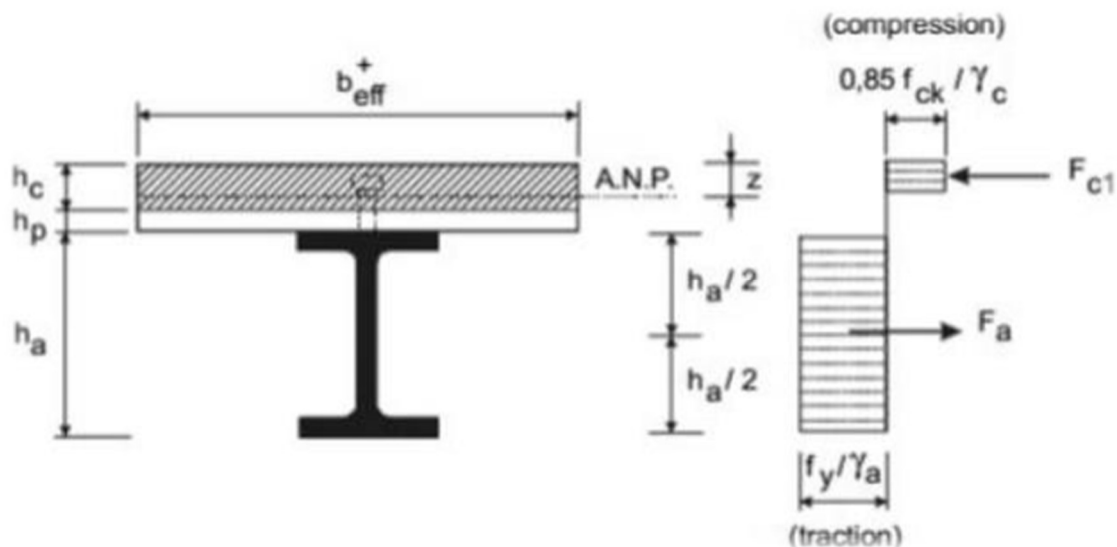


Figure VI.7. Distribution plastique des contraintes normales : cas de l'axe neutre plastique dans la dalle (flexion positive).

CHPITRE VII

ETUDE SISMIQUE

1 Introduction

Ce chapitre a pour objectif de déterminer les sollicitations engendrées par un éventuel séisme à chaque niveau de notre structure, en vue d'assurer une protection adéquate des vies humaines et de limiter les dommages matériels. L'approche suivie s'inscrit dans le cadre de la nouvelle réglementation parasismique algérienne RPA 2024, qui impose des exigences actualisées en matière de conception et de dimensionnement sismique des constructions. L'étude permettra d'évaluer le comportement de la structure métallique face aux actions sismiques, afin de garantir sa stabilité, sa ductilité et sa capacité à dissiper l'énergie. L'analyse s'effectuera selon les méthodes prescrites par la norme, en tenant compte du type de sol, de la catégorie

2 Critères de classification par l'RPA 2024

Le territoire national est divisé en sept (07) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité, cf. Figure (VII.1) Tableau (VII.2), et l'Annexe A qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

Tableau VII.1 : Zones Sismiques et coefficient d'accélération de zone au rocher, A, pour T=475ans. (Tableau 3.3 RPA 2024)

Sismicité	Zone	A
Très faible	0	-
Faible	I	0,07
Faible à moyenne	II	0,10
Moyenne	III	0,15
Moyenne à élevée	IV	0,20
Elevée	V	0,25
Elevée	VI	0,30

Pour notre cas, et d'après la carte et le tableau cite précédemment AZAZGA wilaya de Tizi Ouzou se situe dans la zone de sismicité **moyenne à élevée zone IV**.

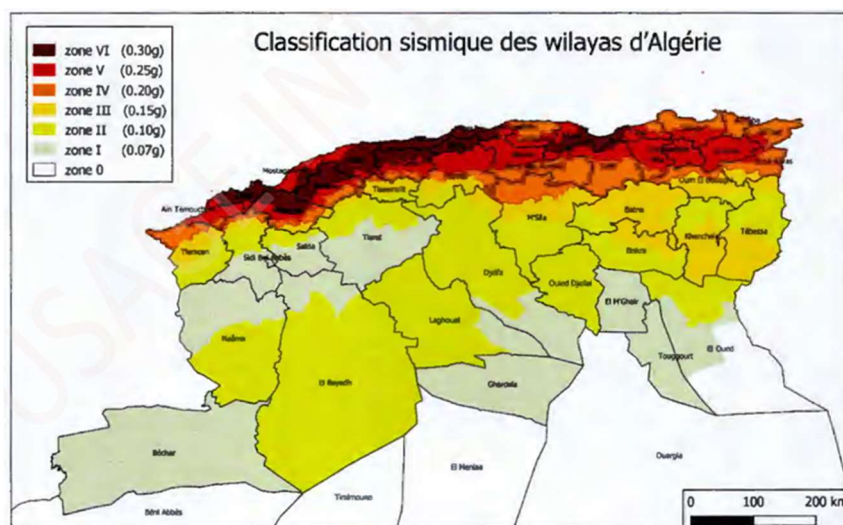


Figure VII.1 : Zonage sismique de l'Algérie

3 Catégories et critères de classification

Les sites sont classés en cinq (05) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent, cf.

Les quatre (04) premières catégories, sont établies en se basant sur la moyenne des propriétés de sol sur une profondeur minimale de 30 mètres. L'autre catégorie, considérée comme exceptionnelle, concerne les sites nécessitant des investigations spécifiques (Ss)

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol meuble de **catégorie S₃ (site meuble)**, dans cette catégorie S₃, on retrouve les Dépôts épais de sables et de graviers moyennement dense et/ou d'argile moyennement raide de plusieurs dizaines de mètres et caractérisés par des vitesses d'ondes de cisaillement $180 \text{ m/s} < V_{S30} \leq 360 \text{ m/s}$, Selon les normes (Art 3.2.1 RPA 2024).

4 Choix de la méthode de calcul

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- La méthode statique équivalente ;
- La méthode d'analyse modale spectrale ;
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

➤ Vérification de la condition d'utilisation de la M.S.E

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment étudié, satisfait aux conditions de régularité en plan et, en élévation prescrites au § 3.7(RPA 2024), il est classé en zone de moyenne à élevée sismicité (**Zone IV**) sa hauteur $h=11,66 \text{ m}$ donc :

$h=11,66 \text{ m} \leq 32 \text{ m}$ **Condition vérifiée**

- Le bâtiment étudié, présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires indiquées au Tableau (Art 4.1 RPA 2024). Il est de groupe **2**,

$h \leq 7 \text{ niveaux}$ et $h \leq 23 \text{ m}$ **Condition vérifiée**

Après vérification des différentes conditions exigées dans le **RPA 2024**, la méthode adoptée dans le cas de cette étude est **la méthode statique équivalente**.

5 La méthode statique équivalente

La méthode statique équivalente remplace les forces sismiques dynamiques réelles par des **forces fictives horizontales** agissant dans deux directions orthogonales (généralement les axes principaux du bâtiment). Ces forces sont supposées équivalentes aux effets d'un séisme réel.

Cette méthode est justifiée pour les structures **régulières et simples**, car elle donne une estimation conservatrice et plus facile à manipuler que l'analyse dynamique. Toutefois, elle **sous-estime parfois les efforts réels** en cas de séisme, et sa validité dépend fortement du **comportement ductile** assuré par le bon dimensionnement et les détails constructifs.

6 Calcul de la force sismique total

La force sismique totale, V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales, selon l'équation suivant :

$$V = \lambda \frac{S_{ad}}{g} (T_0) \cdot W$$

Avec :

$\frac{S_{ad}}{g} (T_0)$: Ordonnée du spectre de calcul (cf. § 3.3.3) pour la période T_0

T_0 : Période fondamentale de vibration du bâtiment

λ : Coefficient de correction

$\lambda = 0.85$: si $T_0 \leq (2 \cdot T_2)$ et si le bâtiment a plus de 2 niveaux

$\lambda = 1$. Autrement

W : Poids sismique total du bâtiment.

$W = \sum_{i=1}^n W_i$ n étant le nombre de niveaux

Où : $W_i = W_{Gi} + \psi \cdot W_{Qi}$

W_{Gi} : Poids des charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure

W_{Qi} : Charges d'exploitation

ψ : Coefficient d'accompagnement, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation

$\psi = 0,30$ (bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés)

7 Calcul des différents paramètres

7.1 Coefficient d'accélération A

Chaque zone est associée à un coefficient d'accélération moyen, donné par (Tableau 3.3 RPA 2024) suivant la zone sismique. Dans notre cas $A = 0,20$.

Facteur de correction de l'amortissement η

Facteur de correction d'amortissement donné par la formule suivant

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}}$$

Tableau VII.2 : Valeur de ξ (%) (Tableau 3.6 RPA 2024)

Remplissage	Ossatures (*)		Voile (**)
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	10

(*) : Sans présence de voiles ou de noyaux en béton armé
(**) : Valeurs valables même si les voiles sont associées à des portiques

Dans le cas de notre structure on prend la valeur de $\xi=5$ puisque on utilise l'acier dense.

$$\eta = \sqrt{7/(2+5)} = 1 \rightarrow \eta = 1$$

7.2 Coefficient de comportement global de la structure R

Le coefficient de comportement global de la structure, sa valeur unique est donnée par le tableau (3.18 RPA) en fonction du système de contreventement.

Pour les deux Sans on utilise :

- 12b : Ossature avec palées de contreventement à barres centrées en X : $R=4^{(b)}$

Tableau VII.3 : valeur de coefficient de comportement **R** pour structures en Acier

b) - Structures en Acier	Valeur de R
10- Ossatures en portiques sans remplissage ou avec remplissage isolé	6,5 ^(a)
11- Ossature en portiques avec remplissage en maçonnerie rigide	3 ^(a)
12- Ossature avec palées de contreventement à barres centrées	
12a : Ossature avec palées de contreventement à barres centrées en X	4 ^(b)
12b : Ossature avec palées de contreventement à barres centrées en V	2,5 ^(b)
13- Ossature en portiques avec palées de contreventement à barres centrées	
13a : Ossature en portiques avec palées de contreventement à barres centrées en X	4,5 ^(b)
13b : Ossature en portiques avec palées de contreventement à barres centrées en V	3,5 ^(b)
14- Système en pendule inverse	2 ^(b)

8 Classification des bâtiments selon leur configuration

Chaque bâtiment doit être classé selon sa configuration en plan et en élévation en bâtiment régulier ou non, selon les critères suivants :

8.1 Régularité en plan

Si tous les critères de régularité en plan (a1 à a4) sont respectés. Par contre, il est classé irrégulier en plan si l'un de ces critères n'est pas satisfait (Art 3.7.1 RPA 2024).

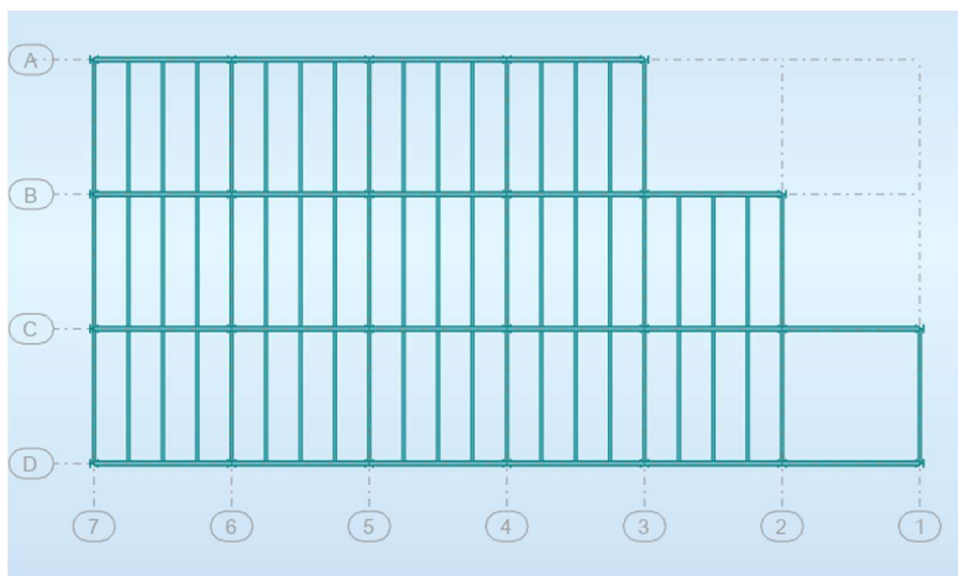


Figure VII.2 : Vue de plancher terrasse

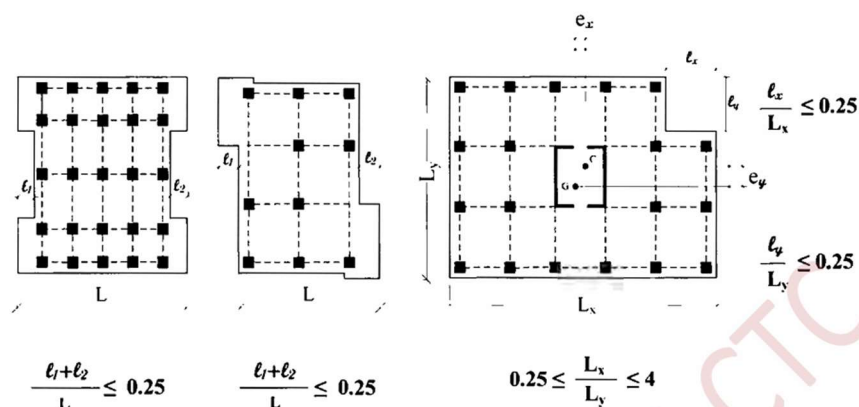


Figure VII.3 : Limites des décrochements en plan

Vérification les conditions suivantes :

$$\frac{l_x}{L_x} \leq 0,25 \rightarrow \frac{8,6}{26,3} = 0,326 > 0,25 \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{l_y}{L_y} \leq 0,25 \rightarrow \frac{8,4}{13,1} = 0,64 > 0,25 \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

Donc notre bâtiment il est classé irrégulier en plan.

8.2 Régularité en élévation

Notre bâtiment est classé régulier en élévation (b1 à b4) sont respectés.

8.3 Calcul le Facture de qualité Q_F .

La valeur de Q_F est déterminée par :

$$Q_F = \sum_{q=1}^{q=i} P_q$$

Tableau VII.4 : Valeur de coefficient de comportement P_q pour notre structure

Catégorie	Critère, q	P_q	
		P_{qx}	P_{qy}
(b)	1. Régularité en plan	0,05	0,05
	2. Régularité en élévation	0	0
	3. Redondance en plan	0	0
$\sum P_q$		0,05	0,05

Donc :

$$Q_{Fx} = 1 + (0,05) = 1,05$$

$$Q_{Fy} = 1 + (0,05) = 1,05$$

9 Calcul de la période fondamentale de la structure T

Pour notre structure on utilise la formules empiriques ($T_{\text{empirique}}$) La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

Avec :

$T_{\text{empirique}}$ (s) = période fondamentale

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

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau (4.6 RPA 2024).

Nous avons :

Pour les deux sens on utilise des Ossature en portiques en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie : $C_T = 0,050$

$$h_N = 11,66 \text{ m}$$

$$T = T_x = T_y = 0,05 \times (11,66)^{3/4} = 0,32 \text{ s}$$

10 Spectre de calcul

L'action sismique horizontale est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = \begin{cases} A.I.S \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \cdot \left(2,5 \frac{Q_F}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & \text{Si } 0 \leq T < T_1 \\ A.I.S \left[2,5 \frac{Q_F}{R} \right] & \text{Si } T_1 \leq T < T_2 \\ A.I.S \left[\left(2,5 \frac{Q_F}{R} \right) \frac{T_2}{T} \right] & \text{Si } T_2 \leq T < T_3 \\ A.I.S \left[\left(2,5 \frac{Q_F}{R} \right) \cdot \left(\frac{T_2 \cdot T_3}{T^2} \right) \right] & \text{Si } T_3 \leq T < T_4 \end{cases}$$

Nous avons : $T = 0,32 \text{ s}$

$$\text{Donc on aura : } \frac{S_{ad}}{g}(T) = A.I.S \left[2,5 \frac{Q_F}{R} \right] \quad T_1 \leq T < T_2 \quad \rightarrow \quad T_1 = 0,15 \text{ s} \leq T = 0,32 \text{ s} < T_2 = 0,60 \text{ s}$$

Tableau VII.5 Les différent coefficient qui ont utilisée dans notre calcul

Coefficient de site S	1,30
Coefficient d'accélération A	0,20
Facture de qualité Q_F	1,05
Coefficient d'importance I	1
Coefficient de comportement R	4

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = 0,20 \times 1 \times 1,3 \left(2,5 \times \frac{1,05}{4} \right) = 0,17 > 0,2 A.I = 0,04 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Coefficient de correction λ :

$\lambda = 0,85$ si $T_0 \leq (2.T_2)$ si le bâtiment à plus de 2 niveaux

Notre bâtiment est plus de 2 niveaux et $T_0 = 0,32 \text{ s} < 2.T_2 = 2 \times 0,60 = 1,2 \text{ s} \dots \dots \text{OK}$

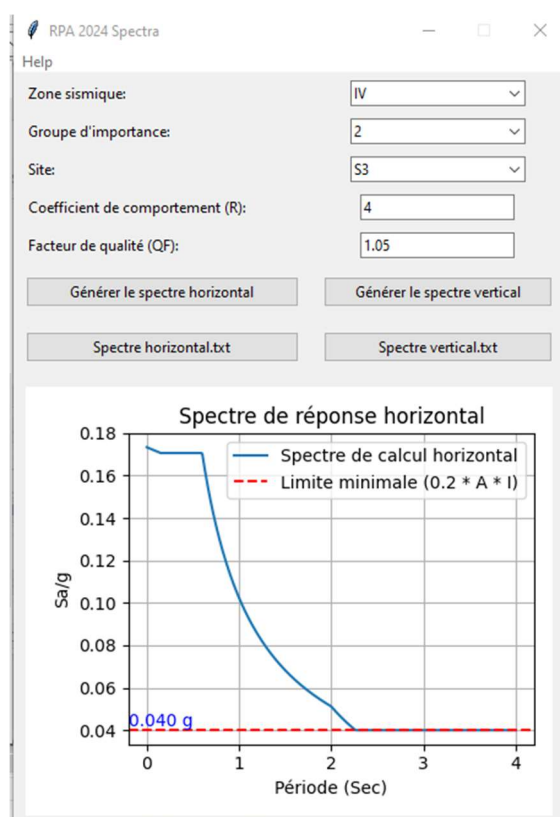


Figure VII.4 : Spectre de réponse horizontal

10.1 Calcul le poids sismique total du bâtiment W.

- Niveau 4 (petite terrasse)

Surface total de plancher : $S = 49,45 \text{ m}^2$

Tableau VII.6 Poids du aux charges permanentes W_{G4}

Charge permanente W_{Gi}	La masse (KN)
$G_{Terrasse\ inac} = G \times Surface = 6,708 \times 49,45 = 331,71\text{ KN}$	
$G_{acrotère} = G_{acr} \times 38,3 \times 0,4 = 1,225 \times 38,3 \times 0,4 = 18,76\text{ KN}$	
Poutres Principales IPE 300 = $4,3 \times 0,422 \times 4 = 7,26\text{ KN}$	
Solive IPE 180 = $12 \times 4,2 \times 0,188 + 2,37 = 11,84\text{ KN}$	
Poteaux HEA 260 = $2,08 \times 7 \times 0,682 = 9,93\text{ KN}$	
Poteaux IPE 180 = $2,08 \times 3 \times 0,188 = 1,17\text{ KN}$	
$W_{G4} = 331,71 + 18,76 + 7,26 + 11,84 + 9,93 + 1,17 = 380,67\text{ KN}$ $W_{G4} = 380,67\text{ KN}$	

- **Niveau 3 (Plancher terrasse accessible)**

Surface total de plancher :

$$S = 17,2 \times 12,6 + 35,26 + 18,06 = 270,04\text{ m}^2$$

Tableau VII.7 Poids du aux charges permanentes W_{G3}

Charge permanente W_{Gi}	La masse (KN)
$G_{Terrasse\ acc} = G \times Surface = 4,158 \times 270,04 = 1122,82\text{ KN}$	
$G_{mur\ ext} = 2,08 \times (0,82 \times 38,3 + 55,5 \times 0,82) = 159,98\text{ KN}$	
Poutres Principales IPE 270 = $4,3 \times 0,361 \times 21 = 32,60\text{ KN}$	
Solive IPE 180 = $59 \times 4,2 \times 0,188 = 46,57\text{ KN}$	
Poteaux HEA 260 = $3,06 \times 25 \times 0,682 = 52,173\text{ KN}$	
$W_{G3} = 1122,82 + 159,98 + 32,60 + 46,57 + 52,173 = 1414,14\text{ KN}$ $W_{G3} = 1414,14\text{ KN}$	

- **Niveau 2 (plancher étage courant 2)**

Surface total de plancher :

$$S = 270,04\text{ m}^2$$

Tableau VII.8 Poids du aux charges permanentes W_{G2}

Charge permanente W_{Gi}	La masse (KN)
$G_{étage\ courant} = G \times Surface = 4,158 \times 270,04 = 1122,82\text{ KN}$	
$G_{mur\ ext} = 2,08 \times 3,06 \times 76,8 = 488,82\text{ KN}$	
Poutres Principales IPE 270 = $4,3 \times 0,361 \times 21 = 32,60\text{ KN}$	
Solive IPE 180 = $59 \times 4,2 \times 0,188 = 46,57\text{ KN}$	
Poteaux HEA 260 = $3,06 \times 25 \times 0,682 = 52,173\text{ KN}$	
$W_{G2} = 1122,82 + 488,82 + 32,60 + 46,57 + 52,173 = 1742,98\text{ KN}$ $W_{G2} = 1742,98\text{ KN}$	

- **Niveau 1 (plancher étage courant 1)**

On fait le même calcul que l'étage 2

$$W_{G1} = 1742,98\text{ KN}$$

Tableau VII.9 Les charges d'exploitation W_{Qi}

	Charge d'exploitation W_{Qi}	La Masse (KN)
Étage 3	$W_{Q4} = Q_4 \times S_4 = 1 \times 49,45 = 49,45$ KN	
Étage 2	$W_{Q3} = Q_3 \times S_3 = 1,5 \times 270,04 = 405,06$ KN	
Étage 1	$W_{Q2} = Q_2 \times S_2 = 2,5 \times 270,04 = 675,1$ KN	
R.D.C	$W_{Q1} = Q_3 \times S_1 = 3,5 \times 270,04 = 945,14$ KN	

➤ **Poids sismique total du bâtiment W.**

$$W_i = W_{Gi} + \psi \cdot W_{Qi} \text{ avec } \psi = 0,30$$

Tableau VII.10 La résultante des forces sismiques selon les deux sens

Etage	W_{Gi} (KN)	W_{Qi} (KN)	$\psi \cdot W_{Qi}$ (KN)	W_i (KN)
Etage 3	380,67	49,45	14,84	395,51
Etage 2	1414,14	405,06	121,52	1535,66
Etage 1	1742,98	675,1	202,53	1945,51
R.D.C	1742,98	945,14	283,54	2026,52
				$\sum W_i = 5903,2$ KN

La force sismique total selon les deux sens :

$$V = \lambda \frac{S_{ad}}{g} (T_0) \cdot W$$

$$V = 0,85 \times 0,17 \times 5903,2 = 853,01 \text{ KN}$$

11 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

$$V = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

La force concentrée F_t , au sommet de la structure, permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule : ($F_t = 0.07 T_0 \cdot V$) ou (T_0) est la période fondamentale de la structure (T_0) : unité en secondes ; le coefficient 0.07 étant lui exprimé en unités s^{-1}), (selon les normes RPA 2024).

La valeur de F_t , ne dépassera en aucun cas ($0.25V$) et sera prise égale à 0 pour ($T_0 \leq 0.7s$). La partie restante de V , soit ($V - F_t$), doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant

Dans notre cas :

$$T_0 = 0,32 < 0,7 \text{ s} \rightarrow F_t = 0$$

$$F_i = \frac{(V - F_t) \cdot W_i \cdot h_i}{\sum_{j=1}^n W_j \cdot h_j}$$

Où : F_i : effort horizontal revenant au niveau i

h_i : niveau du plancher où s'exerce la force F_t ,

h_j : niveau du plancher quelconque

W_i, W_j , poids revenant aux planchers i et j , respectivement

Tableau VII.11 La répartition de l'effort sismique.

Etage	V (KN)	W (KN)	H (m)	W_i× h_i (KN. m)	∑ W_j. h_j (KN. m)	F_i (KN)
Etage 3	853,01	395,51	11,26	4453,44	32205,03	117,96
Etage 2	853,01	1535,66	9,18	14097,36	32205,03	373,39
Etage 1	853,01	1945,51	6,12	11906,52	32205,03	315,37
R.D.C	853,01	2026,52	3,06	6201,15	32205,03	164,25

12 Distribution horizontale des forces sismiques

L'effort tranchant au niveau de L'étage k est donne par l'équation suivant :

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

$$V_K = 164,25 + 315,37 + 373,39 + 117,96 = 970,97 \text{ KN}$$

$$V_K = 970,97 \text{ KN}$$

Tableau VII.12 Forces sismiques et forces du vent

	Force de vent F_w (KN)	Force Sismique V_K=F_T (KN)
Sens x-x	702,27	970,97
Sens y-y	349,80	970,97

13 Conclusion

Après avoir fait l'étude sismique de notre structure on déduit que les forces sismiques sont les plus défavorables par rapport aux forces du vent donc on tiendra compte des forces sismiques.

**CHAPITRES VIII
PRE-DIMENSIONNEMENT
DES
CONTREVENTEMENTS**

1 Introduction

Ce chapitre est consacré aux prédimensionnements des éléments de contreventements. Sachant que ces derniers sont déterminés en fonction de l'intensité de la charge horizontale, dans le cas de cette structure, la charge horizontale est assimilée à l'action sismique. En s'appuyant sur les règlements en vigueur (RPA 2024), les différentes caractéristiques géométriques de ces éléments ont été spécifiés.

2 Calculs de la palée de stabilité

Tous les chargements horizontaux seront résistés par des contreventements. Les contreventements seront dimensionnés pour les charge sismique qui sont les plus défavorable que celles du vent. Il y a **deux palées de stabilités** dans le sens **y-y** et chaque palier reçoit 1/2 de la charge sismique, et **quatre paliers de stabilités** dans le sens **x-x** et chaque palier reçoit 1/4 de la charge sismique.

Donc le sens le plus défavorable est le sens **y-y** avec deux paliers de stabilités :

$$F_1 = \frac{491,36}{2} = 245,68 \text{ KN}$$

$$F_2 = \frac{315,36}{2} = 157,68 \text{ KN}$$

$$F_3 = \frac{164,25}{2} = 82,13 \text{ KN}$$

Dans les deux sens la stabilité est assurée par des palées de contreventement à barres centrées en X.

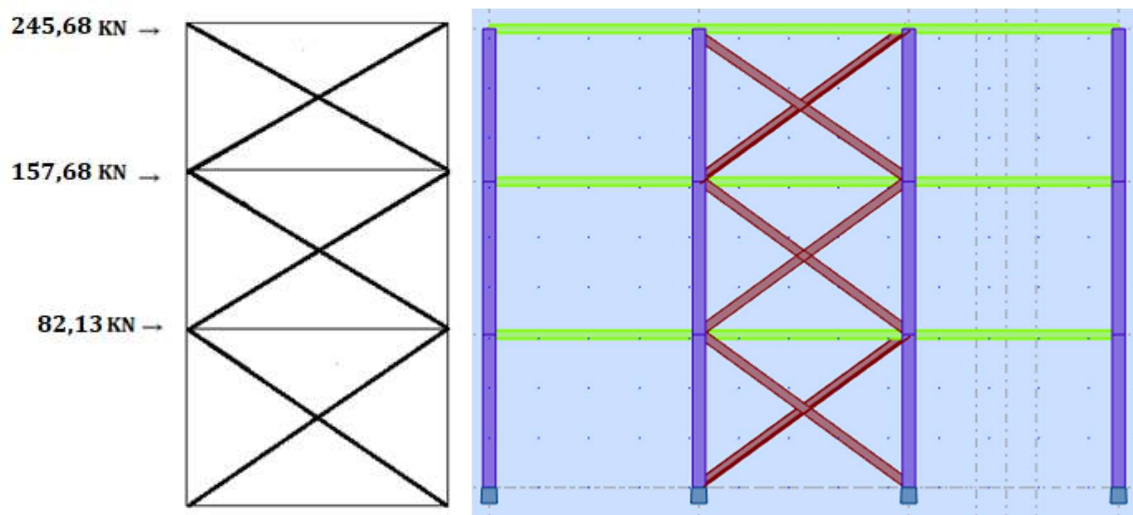


Figure VIII.1 : Action sismique au niveau des joints

Supposons que toutes les charges horizontales sont résistées par le contreventement uniquement.

2.1 Dimensionnement des diagonales en X

Calcul des angles des diagonale :

Longueur de diagonale

$$D = \sqrt{3,06^2 + 4,2^2} = 5,20 \text{ m}$$

$$\tan \alpha = 3,06/4,2 = 0,72 \rightarrow \alpha = \tan^{-1} 0,72 = 35,75^\circ$$

2.2 Vérification des diagonales à la traction

On doit vérifier la formule suivante :

$$N_{sd} \leq N_{t,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0} \quad (\text{Dahmani 2023})$$

Par conséquent, la charge revenant à la barre de contreventement supérieure :

$$N_{sd3} = (F_3 / \cos \alpha) = (245,68 / \cos 35,75^\circ) = 302,72 \text{ KN}$$

$$N_{sd2} = (F_3 + F_2 / \cos \alpha) = (245,68 + 157,68 / \cos 35,75) = 439,96 \text{ KN}$$

La charge dans la barre de contreventement inférieure :

$$N_{sd1} = (F_1 + F_2 + F_3 / \cos \alpha) = (245,68 + 157,68 + 83,13 / \cos 35,75) = 599,44 \text{ KN}$$

On prend la valeur la plus défavorable

$$A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} \rightarrow A \geq \frac{599,44 \times 1,1}{23,5} = 28,06 \text{ cm}^2$$

Après avoir plusieurs calculs on choisit une cornière (**L180×180×18**) avec **A= 61,9 cm²**.

2.3 Vérification de la section choisie à la résistance

$$N_{t,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{61,9 \times 23,5}{1,1} = 1454,65 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 599,44 \text{ KN} < N_{t,Rd} = 1454,65 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

2.4 Vérification au flambement

On a : $N_{sd} = 599,44 \text{ KN}$

$$N_{sd} \leq N_{b,Rd} = x \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}$$

Calcul le facteur de réduction x :

$$L_1 = D = 5,20 \text{ m} ; A = 61,9 \text{ cm}^2 ; i_y = 5,49 \text{ cm} ; \beta_A = 1 \text{ (section classe 1)}$$

$$\lambda = \frac{L_1}{i_y} = \frac{520}{5,49} = 94,72$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{93,3} = \frac{94,72}{93,3} = 1,01$$

On a :

$$h/b < 1,2 \rightarrow t < 40$$

Donc :

L'axe y-y et courbe b :

$$X = 0,5907$$

$$N_{b,Rd} = \frac{0,5907 \times 61,9 \times 23,5}{1,1} = 781,15 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 599,44 \text{ KN} < N_{b,Rd} = 781,15 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Le profilé (L180 × 180 × 18) convient comme des diagonales en X.

3 Conclusion

Après calcul, on a abouti à des éléments de contreventements de type **CAEP 180×18**. Le contreventement remplit toutes les exigences pour les éléments en traction, donc le bâtiment est considéré comme étant stable.

CHAPITRE IX
VERIFICATION DES
ELEMEN

1 Introduction

Afin d'assurer la stabilité globale de l'ossature, dans ce chapitre, une vérification des différents éléments sous différentes actions (charges permanentes, variables et sismiques) est menée. Pour mener à bien cette vérification l'utilisation d'une méthode sophistiquée et proche de la réalité est indispensable. A cet effet, dans le cas de cette étude en s'appuyant sur le logiciel de calcul ROBOT cette méthode est adoptée.

2 Méthode de travail

Après avoir pré-dimensionné les éléments de notre structure (les éléments structuraux et secondaires), on passe à la vérification de ces éléments à l'aide du logiciel **ROBOT**. On modélise notre structure sur **ROBOT** en utilisant les profils déjà pré-dimensionnés, puis on introduit les charges permanentes, les surcharges d'exploitation et les combinaisons d'action puis on lance le calcul et on vérifie les éléments. L'organigramme ci-dessous résume les étapes de travail :

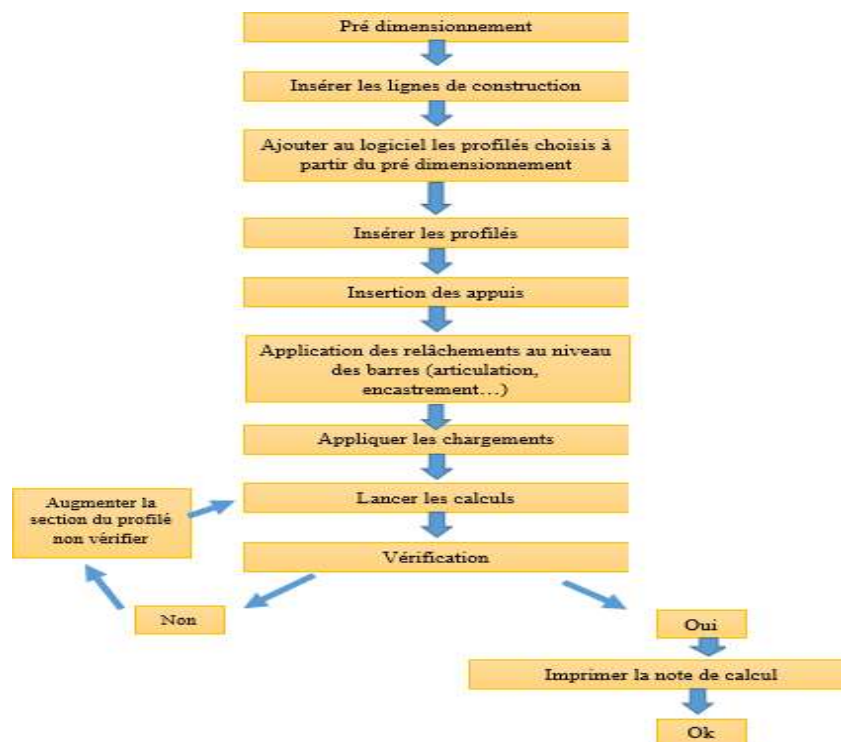


Figure IX.1 : Etape de modélisation à l'aide du logiciel **ROBOT**

3 Etape de la modélisation

3.1 Matériaux utilisés

➤ Acier :

- La limite élastique de traction, $f_y=235$ Mpa.
- La masse volumique de l'acier : $p = 7850$ kg/m³
- Module d'élasticité transversale : $G = E/2(1+\nu) = 81000$ Mpa
- Coefficient de poisson : $\nu = 0,3$
- Module d'élasticité longitudinal : $E = 210000$ Mpa

➤ **Béton**

- Une résistance à la compression à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ (BAEL 99/A2.1.21)
- La résistance à la traction à 28 jours : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa}$
- La masse volumique : $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$
- Le module d'élasticité longitudinale : $E = 210000 \text{ Mpa}$
- Coefficient de retrait : $\epsilon = 4 \times 10^{-6}$
- Module de déformation longitudinale instantanée :
 $E_{ij} = 11000 f_{c_j}^{\frac{1}{3}}$ $E_{ij} = 32164.2 \text{ Mpa}$ (BEAL99/A2.1 ;21)

4 **Modélisation géométrique**

Vue en 3D

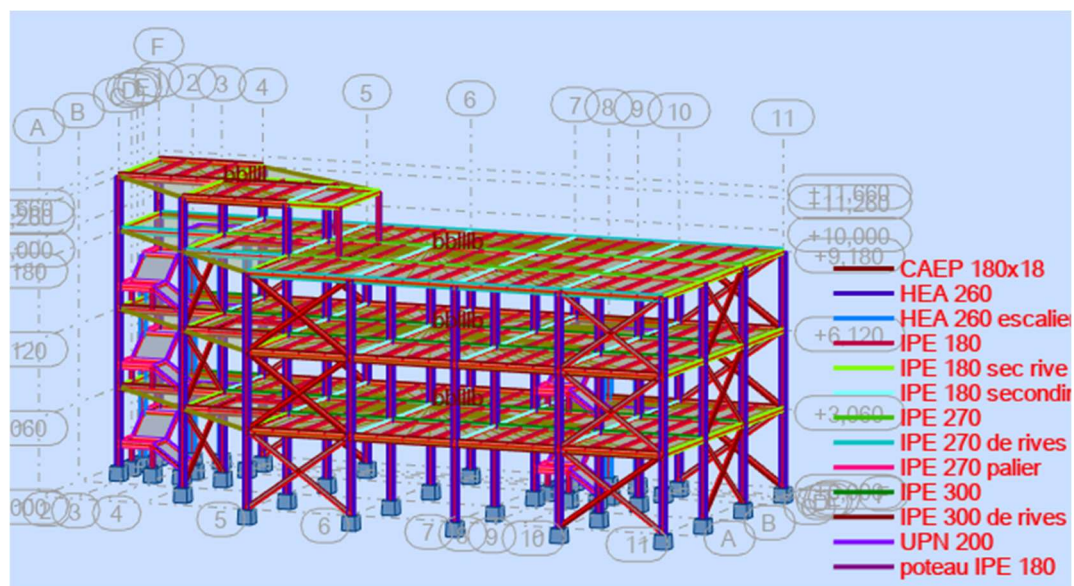


Figure XI.2 : vue en 3D de la structure

Vue en élévation de la face long pan

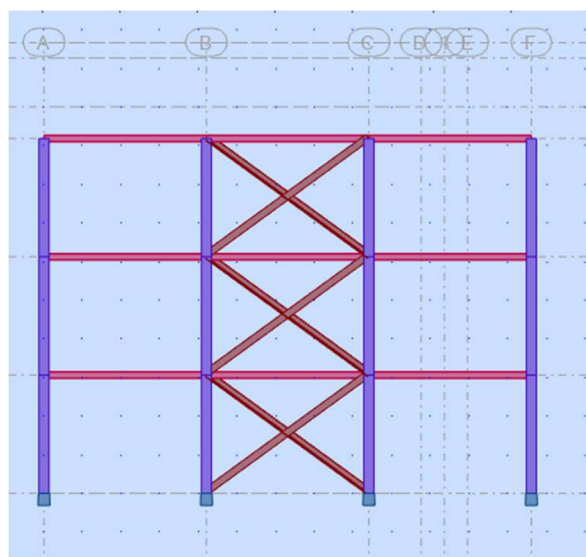


Figure XI.3 : vue en élévation de la face long pan de la structure.

Vue en plan de plancher

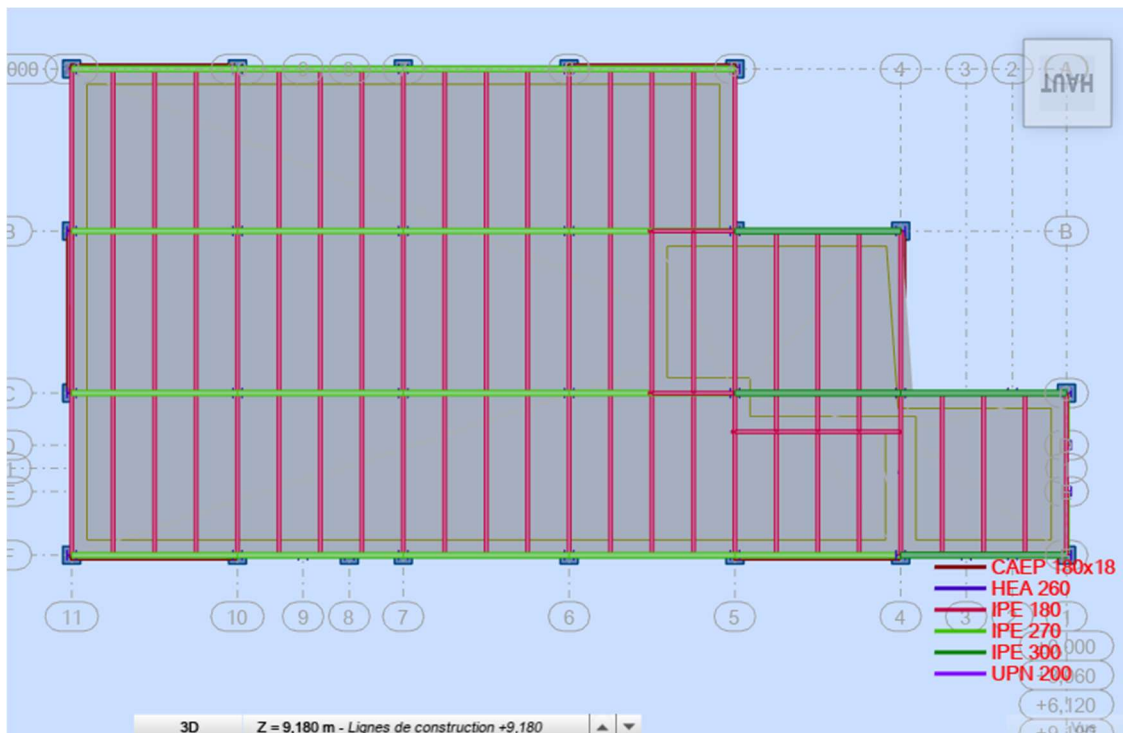


Figure XI.4 Vue en plan du plancher.

4.1 Chargement

- ✓ Pour le plancher étage courant :
 - La charge permanente : $G = 5,058 \text{ KN/m}^2$
 - La charge d'exploitation $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$
- ✓ Pour le plancher terrasse :
 - La charge permanente $G = 4,158 \text{ KN/m}^2$
 - La charge d'exploitation $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

4.2 Les combinaisons d'actions

- ✓ A L'ELS
 - $(G + Q)$
- ✓ A L'ELU
 - $(1,35 G + 1,5 Q)$
- ✓ Accidentelle
D'après (RPA 2024) :
 - $G + \psi Q + E_1$
 - $G + \psi Q + E_2$

Avec :

- $E_1 = \pm E_x \pm 0,3 E_y$
- $E_2 = \pm 0,3 E_x \pm E_y$

Tableau 8.1 : Combinaison d'action

Combinaison	Nom	Type d'analyse	Type de la	Nature du cas	Définition
5 (C)	com ELU étage 2	Combinaison lin	ELU	Structurelle	$(1+4+18)*1.35+11*1.50$
16 (C) (CQC)	com Acc 1 terrasse acc	Combinaison lin	ACC	Structurelle	$(1+3+23)*1.00+(10+24+15)*0.30$
19 (C) (CQC)	com Acc 2 terrasse acc	Combinaison lin	ACC	Structurelle	$(1+3+24)*1.00+(23+10+15)*0.30$
21 (C) (CQC)	com Acc 1 étage 1	Combinaison lin	ACC	Structurelle	$(1+4+23+18)*1.00+(12+24)*0.30$
28 (C)	com ELS Terrasse acc	Combinaison lin	ELS	Structurelle	$(1+3+10+26)*1.00$
29 (C)	Com ELS étage 2	Combinaison lin	ELS	Structurelle	$(1+4+11+18)*1.00$
30 (C)	com ELS étage 1	Combinaison lin	ELS	Structurelle	$(1+4+12)*1.00$
31 (C)	com ELS escalier	Combinaison lin	ELS	Structurelle	$(1+6+7+13)*1.00$
32 (C)	com ELS poteau	Combinaison lin	ELS	Structurelle	$(1+3+4+10+11+12+2+14+13+8+7+6+15+18+9+26)*1.0$
34 (C)	com ELU Terrasse acc	Combinaison lin	ELU	Structurelle	$(1+3+26)*1.35+(10+15)*1.50$
36 (C)	com ELU étage 1	Combinaison lin	ELU	Structurelle	$(1+4)*1.35+12*1.50$
37 (C)	com ELU escalier	Combinaison lin	ELU	Structurelle	$(1+6+7)*1.35+13*1.50$
38 (C)	com ELU poteau	Combinaison lin	ELU	Structurelle	$(1+3+4+2+6+7+8+18+26)*1.35+(10+11+12+13+14+9+)$
39 (C) (CQC)	com Acc 2 étage 1	Combinaison lin	ACC	Structurelle	$(4+24+1+18)*1.00+(12+23)*0.30$
41 (C) (CQC)	com Acc 1 étage 2	Combinaison lin	ACC	Structurelle	$(1+4+18+23)*1.00+(11+24)*0.30$
42 (C) (CQC)	com Acc 2 étage 2 Acc	Combinaison lin	ACC	Structurelle	$(1+4+18+24)*1.00+(11+23)*0.30$
43 (C) (CQC)	com Acc 1 poteau	Combinaison lin	ACC	Structurelle	$(1+2+3+4+8+6+7+18+23)*1.00+(9+10+11+12+13+14+)$
44 (C) (CQC)	com Acc 2 poteau	Combinaison lin	ACC	Structurelle	$(1+2+3+4+6+7+8+24+26)*1.00+(9+10+11+12+13+14+)$
45 (C) (CQC)	COM Acc barr X	Combinaison lin	ACC	Structurelle	$1*1.00+23*10.00$
46 (C) (CQC)	COMB Acc barre YY	Combinaison lin	ACC	Structurelle	$1*1.00+24*10.00$
48 (C)	COMB Vent sulavement	Combinaison lin	ELU	Structurelle	$(1+2+3+4+8+18)*1.00+47*1.50$

4.3 Résultat des vérifications à l'aide de logiciel Robot structural

Les résultats des vérifications des éléments de notre ouvrage sont donnés comme suit :

a) Vérifications des solives plancher IPE 180 étage 1

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 111 Poutre_111

POINT: 3

COORDONNEE: x = 1.00 L =

4.200 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 36 com ELU étage 1 $(1+4)*1.35+12*1.50$

MATERIAU:

S235 (S235) $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 180

h=18.00 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=9.10 cm	Ay=16.21 cm ²	Az=11.25 cm ²	Ax=23.95 cm ²
tw=0.53 cm	Iy=1316.96 cm ⁴	Iz=100.85 cm ⁴	Ix=4.90 cm ⁴
tf=0.80 cm	Wply=166.42 cm ³	Wplz=34.60 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N _{Ed} = 0.09 kN	My _{Ed} = -21.608 kN*m	Mz _{Ed} = 0.013 kN*m	Vy _{Ed} = -0.01 kN
Nc _{Rd} = 562.76 kN	My _{pl,Rd} = 39.110 kN*m	Mz _{pl,Rd} = 8.131 kN*m	Vy _{T,Rd} = 219.92 kN
Nb _{Rd} = 562.76 kN	My _{c,Rd} = 39.110 kN*m	Mz _{c,Rd} = 8.131 kN*m	Vz _{Ed} = -24.35 kN
	MN _{y,Rd} = 39.110 kN*m	MN _{z,Rd} = 8.131 kN*m	Vz _{T,Rd} = 152.65 kN
			Tt _{Ed} = -0.000 kN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{,Ed}/N_{c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.55 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.31 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.16 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{y,tz,Ed}/(\tau_{y,tz,Ed}/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{y,tz,Ed}/(\tau_{y,tz,Ed}/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Profil correct !!!

b) Vérification des poutres principale IPE 300 étage 1

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: [EN 1993-1:2005/A1:2014](#), [Eurocode 3: Design of steel structures](#).

TYPE D'ANALYSE: [Vérification des pièces](#)

FAMILLE:

PIECE: 38 poutre_38

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L =

0.000 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 36 com ELU étage 1 (1+4)*1.35+12*1.50

MATERIAU:

S235 (S235) $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 300

h=30.00 cm

gM0=1.00

gM1=1.00

b=15.00 cm

Ay=36.16 cm²

Az=25.68 cm²

Ax=53.81 cm²

tw=0.71 cm

Iy=8356.11 cm⁴

Iz=603.78 cm⁴

Ix=19.47 cm⁴

tf=1.07 cm

Wply=628.40 cm³

Wplz=125.22 cm³

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N_{,Ed} = -1.40 kN

M_{y,Ed} = -83.447 kN*m

M_{z,Ed} = -0.012 kN*m

V_{y,Ed} = -0.01 kN

N_{t,Rd} = 1264.58 kN

M_{y,pl,Rd} = 147.674 kN*m

M_{z,pl,Rd} = 29.427 kN*m

V_{y,T,Rd} = 487.77 kN

M_{y,c,Rd} = 147.674 kN*m

M_{z,c,Rd} = 29.427 kN*m

V_{z,Ed} = 96.01 kN

M_{N,y,Rd} = 147.674 kN*m

M_{N,z,Rd} = 29.427 kN*m

V_{z,T,Rd} = 347.10 kN

T_{t,Ed} = -0.036 kN*m

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{y,Ed}/N_{t,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.3.(1))
 $M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.57 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
 $M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
 $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.32 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.28 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $\tau_{y,Ed}/(\frac{f_y}{\sqrt{3}} * g_{M0}) = 0.01 < 1.00$ (6.2.6)
 $\tau_{z,Ed}/(\frac{f_y}{\sqrt{3}} * g_{M0}) = 0.01 < 1.00$ (6.2.6)

Profil correct !!!

c) Vérification des poutres secondaires IPE 180 étage 1

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 90 poutre_90

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L =

0.000 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 36 com ELU étage 1 (1+4)*1.35+12*1.50

MATERIAU:

S 235 (S 235) fy = 235.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 180 secondaire

h=18.00 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=9.10 cm	Ay=16.21 cm ²	Az=11.25 cm ²	Ax=23.95 cm ²
tw=0.53 cm	Iy=1316.96 cm ⁴	Iz=100.85 cm ⁴	Ix=4.90 cm ⁴
tf=0.80 cm	Wply=166.42 cm ³	Wplz=34.60 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N _{y,Ed} = -1.16 kN	M _{y,Ed} = -18.440 kN*m	M _{z,Ed} = -0.015 kN*m	V _{y,Ed} = -0.01 kN
N _{t,Rd} = 562.76 kN	M _{y,pl,Rd} = 39.110 kN*m	M _{z,pl,Rd} = 8.131 kN*m	V _{y,T,Rd} = 219.91 kN
	M _{y,c,Rd} = 39.110 kN*m	M _{z,c,Rd} = 8.131 kN*m	V _{z,Ed} = 24.37 kN
	M _{N,y,Rd} = 39.110 kN*m	M _{N,z,Rd} = 8.131 kN*m	V _{z,T,Rd} = 152.65 kN
			T _{t,Ed} = -0.000 kN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.47 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.22 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.16 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(\frac{f_y}{\sqrt{3}} * g_{M0}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(\frac{f_y}{\sqrt{3}} * g_{M0}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Profil correct !!!

d) Vérification des poutres principe plancher terrasse IPE 270

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 261 Poutre_261

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L =

0.000 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 34 com ELU Terrasse acc (1+3+26)*1.35+(10+15)*1.50

MATERIAU:

S235 (S235) $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 270

h=27.00 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=13.50 cm	Ay=31.45 cm ²	Az=22.14 cm ²	Ax=45.94 cm ²
tw=0.66 cm	Iy=5789.78 cm ⁴	Iz=419.87 cm ⁴	Ix=14.93 cm ⁴
tf=1.02 cm	Wply=484.03 cm ³	Wplz=96.95 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N _{Ed} = 10.12 kN	M _{y,Ed} = -51.762 kN*m	M _{z,Ed} = 0.052 kN*m	V _{y,Ed} = 0.07 kN
N _{c,Rd} = 1079.71 kN	M _{y,pl,Rd} = 113.748 kN*m	M _{z,pl,Rd} = 22.784 kN*m	V _{y,T,Rd} = 426.68 kN
N _{b,Rd} = 1079.71 kN	M _{y,c,Rd} = 113.748 kN*m	M _{z,c,Rd} = 22.784 kN*m	V _{z,Ed} = 74.55 kN
	MN _{y,Rd} = 113.748 kN*m	MN _{z,Rd} = 22.784 kN*m	V _{z,T,Rd} = 300.34 kN
			T _{t,Ed} = 0.001 kN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.46 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.21 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.25 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{y,Ed}/(\sigma_{y,Rd}/\sqrt{3}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{z,Ed}/(\sigma_{z,Rd}/\sqrt{3}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Profil correct !!!

e) Vérification de Poteau HEA 260 central

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 28 Poteau_28

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L =

0.000 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 38 com ELU poteau (1+3+4+2+6+7+8+18+26)*1.35+(10+11+12+13+14+9+15)*1.50

MATERIAU:

S235 (S235) $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 260

h=25.00 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=26.00 cm	Ay=73.54 cm ²	Az=28.76 cm ²	Ax=86.82 cm ²
tw=0.75 cm	Iy=10455.00 cm ⁴	Iz=3667.56 cm ⁴	Ix=46.30 cm ⁴
tf=1.25 cm	Wply=919.86 cm ³	Wplz=430.18 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{Ed} = 651.34$ kN	$M_{y,Ed} = -0.784$ kN*m	$M_{z,Ed} = 0.748$ kN*m	$V_{y,Ed} = 0.36$ kN
$N_{c,Rd} = 2040.26$ kN	$M_{y,Ed,max} = 1.438$ kN*m	$M_{z,Ed,max} = 0.748$ kN*m	$V_{y,T,Rd} = 997.71$ kN
$N_{b,Rd} = 1987.70$ kN	$M_{y,c,Rd} = 216.166$ kN*m	$M_{z,c,Rd} = 101.092$ kN*m	$V_{z,Ed} = 0.73$ kN
	$M_{N,y,Rd} = 168.306$ kN*m	$M_{N,z,Rd} = 100.260$ kN*m	$V_{z,T,Rd} = 390.14$ kN
			$T_{t,Ed} = -0.002$ kN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$L_y = 3.060$ m	$\lambda_{m,y} = 0.15$
$L_{cr,y} = 1.530$ m	$\chi_y = 1.00$
$L_{m,y} = 13.94$	$\chi_{zy} = 0.33$

flambement par torsion:

Courbe, T=c	$\alpha_T = 0.49$
$L_t = 3.060$ m	$\phi_T = 0.67$
$N_{cr,T} = 9336.54$ kN	$\chi_T = 0.86$



en z:

$L_z = 3.060$ m	$\lambda_{m,z} = 0.25$
$L_{cr,z} = 1.530$ m	$\chi_z = 0.97$
$L_{m,z} = 23.54$	$\chi_{zz} = 0.54$

flambement en flexion-torsion

Courbe, TF=c	$\alpha_{TF} = 0.49$
$N_{cr,y} = 92567.86$ kN	$\phi_{TF} = 0.67$
$N_{cr,TF} = 9336.54$ kN	$\chi_{TF} = 0.86$

Lam_T=0.47

Nb,T,Rd=1756.67 kN

Lam_TF=0.47

Nb,TF,Rd=1756.67 kN

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.32 < 1.00$ (6.2.4.(1))

$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))

$M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))

$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.60} = 0.00 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))

$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)

$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)

$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot g_{M0}) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

$\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot g_{M0}) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\lambda_{y} = 13.94 < \lambda_{max} = 210.00$ $\lambda_{z} = 23.54 < \lambda_{max} = 210.00$ STABLE

$N_{Ed}/\min(N_{b,Rd}, N_{b,T,Rd}, N_{b,TF,Rd}) = 0.37 < 1.00$ (6.3.1)

$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.33 < 1.00$
(6.3.3.(4))

$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.33 < 1.00$
(6.3.3.(4))

Profil correct !!!

f) Vérification des contreventements

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 767 barre_767

POINT: 3

COORDONNEE: x = 1.00 L =

5.196 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 46 COMB Acc barre YY (1+24)*1.00

MATERIAU:

S235 (S235) $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: CAEP 180x18

h=18.00 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=18.00 cm	Ay=32.40 cm ²	Az=32.40 cm ²	Ax=61.91 cm ²
tw=1.80 cm	Iy=2962.93 cm ⁴	Iz=768.28 cm ⁴	Ix=66.48 cm ⁴
tf=1.80 cm	Wely=232.75 cm ³	Welz=106.41 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{Ed} = 3.28$ kN

$N_{c,Rd} = 1454.83$ kN

$N_{b,Rd} = 461.86$ kN

Classe de la section = 3



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$L_y = 5.196$ m

$\lambda_{m,y} = 0.80$



en z:

$L_z = 5.196$ m

$\lambda_{m,z} = 1.57$

Lcr,y = 5.196 m
Lamy = 75.11

Xy = 0.72

Lcr,z = 5.196 m
Lamz = 147.51

Xz = 0.32

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{d,Ed}/N_{c,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.4.(1))

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\lambda_{d,y} = 75.11 < \lambda_{d,max} = 210.00$ $\lambda_{d,z} = 147.51 < \lambda_{d,max} = 210.00$ STABLE

$N_{d,Ed}/N_{b,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.3.1.1.(1))

Profil correct !!!

5 Conclusion

Après vérification, on constate que les éléments calculés dans le chapitre IV répondent aux différentes conditions exigées par les règlements, pour cela les mêmes sections d'éléments ont été adoptées. Parmi ces éléments nous les représentant dans le tableau ci-dessous :

	Eléments	Profilé adopté
	Plancher terrasse (accessible)	
Solives	Plancher étage courant	IPE 180
	Plancher terrasse (inaccessible)	
Poutre principale	Plancher terrasse (accessible)	IPE 270
	Planche étage courant	IPE 300
	Plancher terrasse (inaccessible)	
	Poteaux	HEA 260
	Barre	CAEP 180×18

CHPITRE X
CALCUL DES
ASSEMBLAGES

1 Introduction

Ce chapitre est consacré à l'étude et à la vérification des assemblages utilisés dans notre structure. Ces dispositifs assurent la liaison, la continuité et la transmission des efforts entre les différents éléments constitutifs de l'ouvrage. Leur bon dimensionnement est essentiel pour garantir la stabilité, la sécurité et la fiabilité de l'ensemble. L'analyse est menée en deux étapes complémentaires : une première partie basée sur un calcul analytique selon les prescriptions de l'Eurocode 3, suivie d'une vérification numérique à l'aide du logiciel Robot Structural analyses, selon la méthode des éléments finis.

2 Les types des assemblages

2.1 Partie analytique

a) Assemblage poutre IPE 300- poteau HEA 260

Soit un assemblage constitué de 12 boulons **HR 10.9** de diamètre de 20 mm, la platine à une épaisseur de 20 mm.

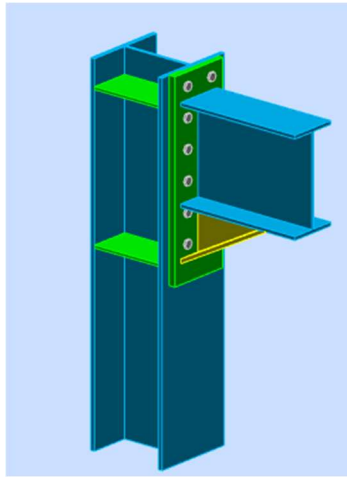


Figure 1 : Assemblage de la poutre à poteau

La poutre et le jarret sont en IPE 300 donc :

$$f_y = 235 \text{ Mpa} \quad ; h = 300 \text{ mm} \quad ; b = 150 \text{ mm} \quad ; t_{fb} = 10,7 \text{ mm} \quad ; t_{wb} = 7,1 \text{ mm}$$

Le poteau en HEA 260 :

$$f_y = 235 \text{ Mpa} \quad ; h = 250 \text{ mm} \quad ; b = 260 \text{ mm} \quad ; t_{fc} = 12,2 \text{ mm} \quad ; t_{wc} = 7,5 \text{ mm}$$

L'assemblage constituer de 12 boulons M20 de classe HR 10.9 :

$$f_{ub} = 1000 \text{ Mpa}; f_{yb} = 900 \text{ Mpa} \quad ; A_s = 245 \text{ mm}^2 \quad ; d = 20 \text{ mm}$$

Et une platine 200×600 [mm] de 20 mm d'épaisseur de nuance 235 Mpa donc :

$$f_y = 235 \text{ Mpa} \quad ; t = 20 \text{ mm}$$

b) Évaluation des charges

L'assemblage de poutre est soumis aux efforts plus défavorables suivant sous l'effet des sollicitation suivantes (chapitre VI 3.4.4) :

$$V_{sd} = 112,42 \text{ KN} \quad ; M_{sd} = 120,85 \text{ KN}$$

c) Calcul du moment résistant M_{Rd}

Le moment résistant M_{Rd} de assemblages est obtenu par la somme des produits des efforts de traction dans les rangées de boulons par leurs distances respectives d_i au centre de résistance de la zone comprimée (c'est-à-dire l'axe neutre de la semelle comprimée qui est aussi le centre de rotation).

$$t_{fb} = 10,7 \text{ mm} \quad ; \quad t_{wb} = 7,1 \text{ mm} \quad ; \quad b_b = 150 \text{ mm}$$

- Vérification des conditions de pinces et de distances :

Le diamètre du trou de boulons M20 :

$$d_0 = d + 2\text{mm} \rightarrow d_0 = 20 + 2 = 22 \text{ mm} \quad (\text{Pour les boulons de diamètre } \Phi 16 \text{ à } \Phi 24)$$

- Vérification de l'entraxe :

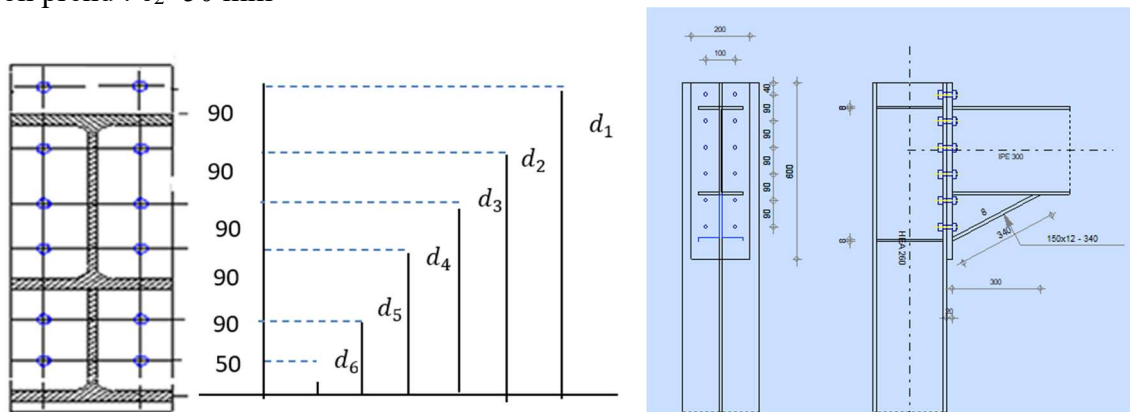
$$2,2d_0 \leq p_1 \leq \text{Min}(14t \text{ ou } 200\text{mm}) \rightarrow 2,2 \times 22 = 48,4\text{mm} \leq p_1 \leq 14 \times 20 = 280 \text{ mm}$$

Donc on prend : $P_1 = 90 \text{ mm}$ et $P_2 = 100 \text{ mm}$

- Vérification de la pince

$$e_2 \geq 1,2 d_0 \rightarrow e_2 = 50 \text{ mm} \geq 1,2 \times 22 = 26,4 \text{ mm}$$

Donc on prend : $e_2 = 50 \text{ mm}$



Figure

$$d_6 = 50 \text{ mm} ; d_5 = 140 \text{ mm} ; d_4 = 230 \text{ mm} ; d_3 = 320 \text{ mm} ; d_2 = 410 \text{ mm} ; d_1 = 500$$

Donc :

$$M_{Rd} = \frac{N_1 \sum d_i^2}{d_1} \quad \text{d'ou} : N_1 = \frac{M_{Rd} \cdot d_1}{\sum d_i^2}$$

L'effort de calcul de précontrainte autorisée dans les boulons vaut :

$$F_{PC} = 0,7 f_{ub} \cdot A_s \rightarrow F_{PC} = 0,7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 245 = 171,5 \text{ KN} \quad \text{Pour un boulon.}$$

Le moment résistant effectif de l'assemblage :

$$M_{Rd} = \frac{N_1 \sum d_i^2}{d_1} = \frac{n F_{PC} \sum d_i^2}{d_1}$$

Où :

n : est le nombre de boulon dans une rangée horizontale. ($n=2$).

- **Vérification à la résistance de l'assemblage**

$$M_{sd} \leq M_{Rd}$$

$$\sum d_i^2 = (50^2 + 140^2 + 230^2 + 320^2 + 410^2 + 500^2) = 595500 \text{ mm}^2$$

$$M_{Rd} = \frac{2 \times 171,5 \times 595500}{500} \times 10^{-3} = 408,51 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 120,85 \text{ KN.m} < M_{Rd} = 408,51 \text{ KN.m} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

d) Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant

Par boulon : $F_{v.sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{112,42}{12} = 9,36 \text{ KN}$

Il faut vérifier que :

$$F_{v.sd} \leq F_{v.Rd} = \frac{K_s \cdot m \cdot \mu \cdot F_{PC}}{\gamma_{M2}}$$

$k_s = 1.0$: Trou normal. (Eurocode 3 §6.5.8.1)

$m = 1$: Plan de frottement

$\mu = 0.3$: cas « C » Coefficient de frottement. (Eurocode 3 §6.5.8.3)

$$F_{v.sd} = 9,36 \text{ KN} \leq F_{v.Rd} = \frac{K_s \cdot m \cdot \mu \cdot F_{PC}}{\gamma_{M2}} = 41,16 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification a la résistance de lame du Poteau**

Faire une vérification a la résistance de lame du Poteau dans différentes zones (tendue, comprimée et cisailée)

Vérification a la résistance de lame du poteau dans la zone tendue :

$$F_v \leq F_{t.Rd}$$

Avec :

$$F_{t.Rd} = t_{wc} \cdot b_{eff} \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

Où :

$b_{eff} = p$; (entraxe rangées des boulons. ($p = 100\text{mm}$)

$$F_{t.Rd} = 0,75 \times 10 \times 23,5/1,1 = 160,2 \text{ KN}$$

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h-t_f} = \frac{120,85 \times 10^3}{600 \cdot 1,7 \times 2} = 208,87 \text{ KN}$$

$$F_v = 208,87 \text{ KN} > F_{t.Rd} = 160,2 \text{ KN} \rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

D'où nécessiter de raidissage (raidisseur d'épaisseur 14 mm)

- Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée

$$F_{c.Rd} = \frac{k_c \rho \cdot b_{eff} \cdot t_{wc} \cdot f_y}{\gamma_{M1} \sqrt{\left(1 + 1,3 \left(\frac{b_{eff}}{h}\right)^2\right)}}$$

$$b_{eff} = t_{fb} + 2a_p \sqrt{2} + 5(t_{fc} + r_c) + 2t_p$$

$$b_{eff} = 10,7 + 2 \times 5\sqrt{2} + 5(12,5 + 24) + 2 \times 20 = 242,27 \text{ mm}$$

$\sigma_{c.sd}$: Contrainte normale de compression dans l'âme du poteau dû à l'effort de compression et au moment fléchissant :

$$\sigma_{c.sd} = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{sd} \cdot Z_{max}}{I_y} = \frac{112,45}{86,8} + \frac{120,85 \times 10^2 \times 24}{14920} = 20,37 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_{c.sd} = 20,37 \text{ KN/cm}^2 > 0,7f_y = 16,45 \rightarrow k_c = 1,7 - \sigma_{c.sd}/f_y = 0,83$$

L'élancement réduit de la partie efficace de l'âme :

$$\bar{\lambda} = 0,932 \sqrt{\frac{b_{eff} \cdot d_{wc} \cdot f_y}{E \cdot t_{wc}^2}}$$

$$d_{wc} = (h - 2(t_{fc} + r_c)) = (250 - 2(12,5 + 24)) = 177 \text{ mm}$$

$$\bar{\lambda}_p = 0,932 \sqrt{\frac{b_{eff} \cdot d_{wc} \cdot f_y}{E \cdot t_{wc}^2}} = 0,932 \sqrt{\frac{24,22 \times 17,7 \times 23,5}{2,1 \times 10^4 \times 0,75^2}} = 0,86 > 0,72$$

$$\rho = (\bar{\lambda}_p - 0,2) / \bar{\lambda}_p^2 = (0,86 - 0,2) / 0,86^2 = 0,58$$

$$F_{c.Rd} = \frac{k_c \rho \cdot b_{eff} \cdot t_{wc} \cdot f_y}{\gamma_{M1} \sqrt{\left(1 + 1,3 \left(\frac{b_{eff}}{h}\right)^2\right)}} = \frac{0,83 \times 0,58 \times 24,22 \times 0,75 \times 23,5}{1,1 \sqrt{\left(1 + 1,3 \left(\frac{24,22}{25}\right)^2\right)}}$$

$$F_{c.Rd} = 128,40 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = \sum N_i$$

$$N_i = \frac{M_{sd} \cdot d_i}{\sum d_i^2}$$

$$N_1 = \frac{M_{sd} \cdot d_1}{\sum d_i^2} = \frac{120,85 \times 500 \times 10^{-3}}{595500 \times 10^{-6}} = 101,47 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{M_{sd} \cdot d_2}{\sum d_i^2} = \frac{120,85 \times 410 \times 10^{-3}}{595500 \times 10^{-6}} = 83,20 \text{ KN}$$

$$N_3 = \frac{M_{sd} \cdot d_3}{\sum d_i^2} = \frac{120,85 \times 320 \times 10^{-3}}{595500 \times 10^{-6}} = 64,94 \text{ KN}$$

$$N_4 = \frac{Msd.d_4}{\sum d_i^2} = \frac{120,85 \times 230 \times 10^{-3}}{595500 \times 10^{-6}} = 46,68 \text{ KN}$$

$$N_5 = \frac{Msd.d_5}{\sum d_i^2} = \frac{120,85 \times 140 \times 10^{-3}}{595500 \times 10^{-6}} = 28,41 \text{ KN}$$

$$N_6 = \frac{Msd.d_6}{\sum d_i^2} = \frac{120,85 \times 50 \times 10^{-3}}{595500 \times 10^{-6}} = 10,14 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 101,47 + 83,20 + 64,94 + 46,68 + 28,41 + 10,14 = 334,84 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 334,84 \text{ KN} > F_{c.Rd} = 128,40 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

La résistance de l'âme du poteau en compression est faible en compression avec l'effort agissant. Il faut donc prévoir un raidisseur, d'où on opte pour un raidisseur de 18 mm d'épaisseur.

• **Vérification a la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée**

$$F_{v.sd} \leq F_{v.Rd} = h \times t_w \times 0,85 f_y / \gamma_{M0} = 25 \times 0,75 \times 0,58 \times 23,5 / 1,1 = 232,33 \text{ KN}$$

$$F_{v.sd} = \frac{Msd}{h-t_f} = \frac{120,85 \times 10^3}{600 - 7 \times 2} = 208,86 \text{ KN}$$



$$F_{v.sd} = 208,86 \text{ KN} < F_{v.Rd} = 232,33 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

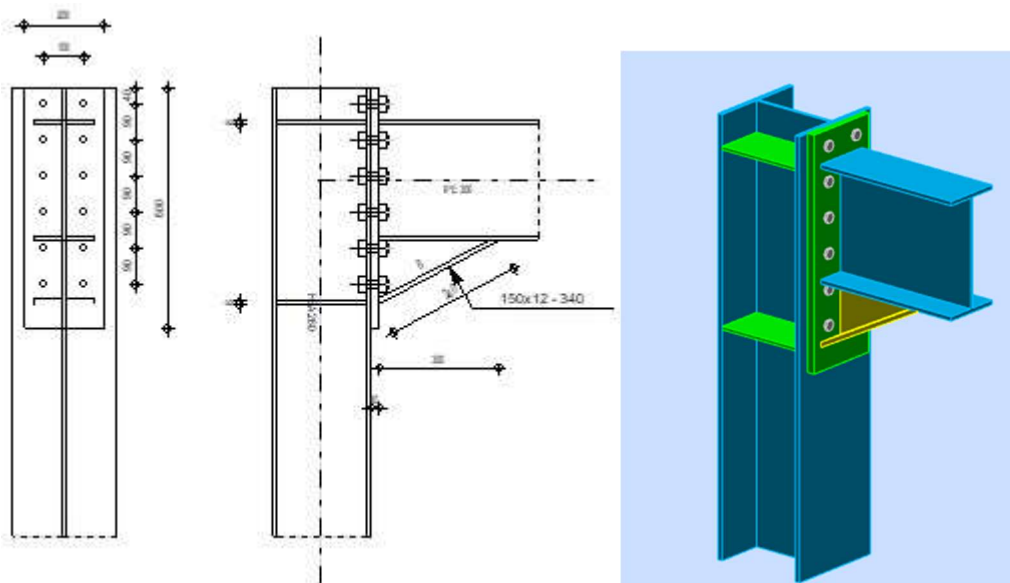
Remarque :

La vérification de l'âme raidie du poteau a la résistance n'est pas nécessaire dès lors que les raidisseurs ont une épaisseur égale à celles des semelles de la poutre.

2.2 Partie de calcul avec ROBOT

a) Résultat de calcul poteau HEA 260_poutre IPE 300 :

	<p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021</p> <p>Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau</p> <p>NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009</p>	 <p>Ratio 0,41</p>
---	---	--



GENERAL

Assemblage N°: 4
 Nom de l'assemblage : Angle de portique
 Noeud de la structure: 24
 Barres de la structure: 12, 38

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 260
 Barre N°: 12
 $\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 250$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 260$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 8$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 13$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 24$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 86,82$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{xc} = 10455,00$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
 Matériau: S235
 $f_{yc} = 235,00$ [MPa] Résistance

POUTRE

Profilé: IPE 300
 Barre N°: 38
 $\alpha = -0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_b = 300$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_f = 150$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wb} = 7$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fb} = 11$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_b = 15$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $r_b = 15$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_b = 53,81$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{xb} = 8356,11$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
 Matériau: S235
 $f_{yb} = 235,00$ [MPa] Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d =$	20	[mm]	Diamètre du boulon
Classe =	10.9		Classe du boulon
$F_{tRd} =$	176,40	[kN]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	6		Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	40	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement e_i	100	[mm]	
=			
Entraxe $p_i =$	90; 90; 90; 90; 90	[mm]	

PLATINE

$h_p =$	600	[mm]	Hauteur de la platine
$b_p =$	200	[mm]	Largeur de la platine
$t_p =$	20	[mm]	Épaisseur de la platine
Matériau:	S 235		
$f_{yp} =$	235,00	[MPa]	Résistance

JARRET INFÉRIEUR

$w_d =$	150	[mm]	Largeur de la platine
$t_{fd} =$	12	[mm]	Épaisseur de l'aile
$h_d =$	160	[mm]	Hauteur de la platine
$t_{wd} =$	8	[mm]	Épaisseur de l'âme
$l_d =$	300	[mm]	Longueur de la platine
$\alpha =$	28,1	[Deg]	Angle d'inclinaison
Matériau:	S 235		
$f_{ybu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

RAIDISSEUR POTEAU

Supérieur

$h_{su} =$	225	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{su} =$	126	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hu} =$	8	[mm]	Épaisseur du raidisseur
Matériau:	S 235		
$f_{ysu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

Inférieur

$h_{sd} =$	225	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{sd} =$	126	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hd} =$	8	[mm]	Épaisseur du raidisseur
Matériau:	S 235		
$f_{ysu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w =$	5	[mm]	Soudure âme
$a_f =$	8	[mm]	Soudure semelle
$a_s =$	5	[mm]	Soudure du raidisseur
$a_{fd} =$	5	[mm]	Soudure horizontale

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

COEFFICIENTS DE MATERIAU

γ_{M0} =	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
γ_{M3} =	1,10	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS

Etat limite: ultime

Cas: 38: com ELU poteau (1+3+4+2+6+7+8+18+26)*1.35+(10+11+12+13+14+9+15)*1.50

$M_{b1,Ed}$ =	84,071	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed}$ =	96,41	[kN]	Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed}$ =	5,01	[kN]	Effort axial dans la poutre droite
$M_{b2,Ed}$ =	84,280	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre gauche
$V_{b2,Ed}$ =	96,93	[kN]	Effort tranchant dans la poutre gauche
$N_{b2,Ed}$ =	4,89	[kN]	Effort axial dans la poutre gauche
$M_{c1,Ed}$ =	-0,584	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poteau inférieur
$V_{c1,Ed}$ =	0,31	[kN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur
$N_{c1,Ed}$ =	-630,29	[kN]	Effort axial dans le poteau inférieur
$M_{c2,Ed}$ =	-0,375	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poteau supérieur
$V_{c2,Ed}$ =	-0,20	[kN]	Effort tranchant dans le poteau supérieur
$N_{c2,Ed}$ =	-387,94	[kN]	Effort axial dans le poteau supérieur

RESULTATS

RESISTANCES DE LA POUTRE

TRACTION

A_b =	53,81	[cm ²]	Aire de la section	EN1993-1-1:[6.2.3]
$N_{tb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$				
$N_{tb,Rd}$ =	1264,58	[kN]	Résistance de calcul de la section à la traction	EN1993-1-1:[6.2.3]

CISAILEMENT

A_{vb} =	38,48	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$				
$V_{cb,Rd}$ =	522,11	[kN]	Résistance de calcul de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$			0,18 < 1,00	vérifié (0,18)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

W_{plb} =	628,40	[cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$				
$M_{b,pl,Rd}$ =	147,674	[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} =	1146,82	[cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5]
$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$				
$M_{cb,Rd}$ =	269,502	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 269,502$	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]	
h_r =	448	[mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_r$				
$F_{c,fb,Rd}$ =	601,77	[kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

AME OU AILE DU RENFORT EN COMPRESSION - NIVEAU DE L'AILE INFÉRIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

β =	0,0	[Deg]	Angle entre la platine d'about et la poutre	
γ =	28,1	[Deg]	Angle d'inclinaison du renfort	
$b_{eff,c,wb}$ =	177	[mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
A_{vb} =	25,68	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
ω =	1,00		Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed}$ =	124,13	[MPa]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]

Pression diamétrale:

$$\beta = 0,0 \text{ [Deg]} \quad \text{Angle entre la platine d'about et la poutre}$$

$$k_{wc} = 1,00 \quad \text{Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$F_{c,wb,Rd1} = [\omega k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$$F_{c,wb,Rd1} = 552,57 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Flambement:

$$d_{wb} = 249 \text{ [mm]} \quad \text{Hauteur de l'âme comprimée} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_p = 0,92 \quad \text{Elancement de plaque} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\rho = 0,85 \quad \text{Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$$F_{c,wb,Rd2} = 469,99 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistance finale:

$$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min}(F_{c,wb,Rd1}, F_{c,wb,Rd2})$$

$$F_{c,wb,Rd,low} = 469,99 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

RESISTANCES DU POTEAU

PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT

$$M_{b1,Ed} = 84,071 \text{ [kN*m]} \quad \text{Moment fléchissant dans la poutre droite} \quad [5.3.(3)]$$

$$M_{b2,Ed} = 84,280 \text{ [kN*m]} \quad \text{Moment fléchissant dans la poutre gauche} \quad [5.3.(3)]$$

$$V_{c1,Ed} = 0,31 \text{ [kN]} \quad \text{Effort tranchant dans le poteau inférieur} \quad [5.3.(3)]$$

$$V_{c2,Ed} = -0,20 \text{ [kN]} \quad \text{Effort tranchant dans le poteau supérieur} \quad [5.3.(3)]$$

$$z = 448 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier} \quad [6.2.5]$$

$$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$$

$$V_{wp,Ed} = -0,72 \text{ [kN]} \quad \text{Panneau d'âme en cisaillement} \quad [5.3.(3)]$$

$$A_{vs} = 28,7/6 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de cisaillement de l'âme du poteau} \quad \text{EN1993-1-1:}[6.2.6.(3)]$$

$$A_{vc} = 28,7/6 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:}[6.2.6.(3)]$$

$$d_s = 432 \text{ [mm]} \quad \text{Distance entre les centres de gravités des raidisseurs} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$M_{pl,fc,Rd} = 2,38/7 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$M_{pl,stu,Rd} = 0,97/8 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$M_{pl,sti,Rd} = 0,97/8 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} * f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$$

$$V_{wp,Rd} = 366,72 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du panneau d'âme au cisaillement} \quad [6.2.6.1]$$

$$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0 \quad 0,00 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

AME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFÉRIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$$t_{wc} = 8 \text{ [mm]} \quad \text{Épaisseur efficace de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(6)]$$

$$b_{eff,c,wc} = 259 \text{ [mm]} \quad \text{Largeur efficace de l'âme à la compression} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$A_{vc} = 28,7/6 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:}[6.2.6.(3)]$$

$$\omega = 1,00 \quad \text{Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\sigma_{com,Ed} = 73,09 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte de compression maximale dans l'âme} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$k_{wc} = 1,00 \quad \text{Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$A_s = 18,41 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme} \quad \text{EN1993-1-1:}[6.2.4]$$

$$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = 888,72 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Flambement:

$$d_{wc} = 177 \text{ [mm]} \quad \text{Hauteur de l'âme comprimée} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_p = 0,89 \quad \text{Elancement de plaque} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\rho = 0,87 \quad \text{Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_s = 2,32 \quad \text{Elancement du raidisseur} \quad \text{EN1993-1-1:}[6.3.1.2]$$

$$\chi_s = 1,00 \quad \text{Coefficient de flambement du raidisseur} \quad \text{EN1993-1-1:}[6.3.1.2]$$

$$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = 830,07 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistance finale:

$$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min}(F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$$

$$F_{c,wc,Rd} = 830,07 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

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	27	-	80	-	91	165	152	152	152	0	0	0	0
2	27	-	80	-	90	170	216	170	216	175	157	157	157
3	27	-	80	-	90	170	208	170	208	180	90	90	90
4	27	-	80	-	90	170	208	170	208	180	90	90	90
5	27	-	80	-	90	170	208	170	208	180	90	90	90
6	27	-	80	-	90	170	216	170	216	175	157	157	157

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	41	31	50	40	91	194	100	100	100	-	-	-	-
2	41	-	50	-	90	256	268	256	268	218	200	200	200
3	41	-	50	-	90	256	226	226	226	180	90	90	90
4	41	-	50	-	90	256	226	226	226	180	90	90	90
5	41	-	50	-	90	256	226	226	226	180	90	90	90
6	41	-	50	-	90	256	226	226	226	218	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 TRACTION

$$F_{t,Rd} = 176,40 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$B_{p,Rd} = 203,58 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$N_{j,Rd} = \text{Min}(N_{tb,Rd}, n_v n_h F_{t,Rd}, n_v n_h B_{p,Rd})$$

$$N_{j,Rd} = 1264,58 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la traction} \quad [6.2]$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,00 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

$$F_{t,Rd} = 176,40 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$B_{p,Rd} = 203,58 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

F_{t,fc,Rd} – résistance de la semelle du poteau à la flexion

F_{t,wc,Rd} – résistance de l'âme du poteau à la traction

F_{t,ep,Rd} – résistance de la platine fléchée à la flexion

F_{t,wb,Rd} – résistance de l'âme à la traction

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min}(F_{T,1,fc,Rd}, F_{T,2,fc,Rd}, F_{T,3,fc,Rd}) \quad [6.2.6.4], [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.3.(1)]$$

$$F_{t,ep,Rd} = \text{Min}(F_{T,1,ep,Rd}, F_{T,2,ep,Rd}, F_{T,3,ep,Rd}) \quad [6.2.6.5], [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.8.(1)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

F_{t1,Rd,comp} - Formule	F_{t1,Rd,comp}	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	206,74	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(1)} = 206,74$	206,74	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(1)} = 244,52$	244,52	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(1)} = 263,49$	263,49	Platine d'about - traction
$B_{p,Rd} = 407,15$	407,15	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta = 147584,58$	147584,58	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} = 830,07$	830,07	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} = 601,77$	601,77	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} = 469,99$	469,99	Ame de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	230,71	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)} = 230,71$	230,71	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 267,35$	267,35	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 333,07$	333,07	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 427,65$	427,65	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 407,15$	407,15	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{ti,Rd} = 147584,58 - 206,74$	147377,84	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 830,07 - 206,74$	623,33	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 601,77 - 206,74$	395,03	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 469,99 - 206,74$	263,25	Ame de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	32,54	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 230,71$	230,71	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 267,35$	267,35	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 311,11$	311,11	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 376,53$	376,53	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 407,15$	407,15	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^2 F_{ti,Rd} = 147584,58 - 437,45$	147147,13	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 830,07 - 437,45$	392,62	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 601,77 - 437,45$	164,32	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 469,99 - 437,45$	32,54	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 335,69 - 230,71$	104,98	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 351,14 - 230,71$	120,43	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 335,69 - 230,71$	104,98	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 351,14 - 230,71$	120,43	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 538,83 - 230,71$	308,12	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 484,31 - 230,71$	253,60	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 538,83 - 230,71$	308,12	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 484,31 - 230,71$	253,60	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	0,00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 230,71$	230,71	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 267,35$	267,35	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 311,11$	311,11	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 376,53$	376,53	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 407,15$	407,15	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^3 F_{ti,Rd} = 147584,58 - 469,99$	147114,58	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 830,07 - 469,99$	360,08	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 601,77 - 469,99$	131,78	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 469,99 - 469,99$	0,00	Ame de la poutre - compression

F_{t,Rd,comp} - Formule	F_{t,Rd,comp}	Composant
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 244,34 - 32,54$	211,80	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 279,70 - 32,54$	247,16	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 457,86 - 263,25$	194,61	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 419,74 - 263,25$	156,48	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 457,86 - 263,25$	194,61	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 419,74 - 263,25$	156,48	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 414,78 - 32,54$	382,23	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 300,33 - 32,54$	267,79	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 779,71 - 263,25$	516,46	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 634,47 - 263,25$	371,22	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 779,71 - 263,25$	516,46	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 634,47 - 263,25$	371,22	Ame de la poutre - traction - groupe

Les autres boulons sont inactifs (ils ne transfèrent pas de charges) car la résistance d'un des composants de l'assemblage s'est épuisée ou ces boulons sont situés au-dessous du centre de rotation.

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h _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	493	206,74	206,74	244,52	263,49	-	352,80	407,15
2	403	230,71	230,71	267,35	333,07	427,65	352,80	407,15
3	313	32,54	230,71	267,35	311,11	376,53	352,80	407,15
4	223	-	230,71	267,35	311,11	376,53	352,80	407,15
5	133	-	230,71	267,35	311,11	376,53	352,80	407,15
6	43	-	230,71	267,35	311,11	376,53	352,80	407,15

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$

$M_{j,Rd} = 205,178 \text{ [kN*m]}$ Résistance de l'assemblage à la flexion [6.2]

$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$ $0,41 < 1,00$ vérifié (0,41)

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$\alpha_v = 0,60$ Coefficient pour le calcul de F_{v,Rd} [Tableau 3.4]

$\beta_{Lf} = 0,96$ Coefficient réducteur pour les assemblages longs [3.8]

F_{v,Rd} = 145,14 [kN] Résistance d'un boulon au cisaillement [Tableau 3.4]

F_{t,Rd,max} = 176,40 [kN] Résistance d'un boulon à la traction [Tableau 3.4]

F_{b,Rd,int} = 180,00 [kN] Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale [Tableau 3.4]

F_{b,Rd,ext} = 109,09 [kN] Résistance du boulon de rive en pression diamétrale [Tableau 3.4]

Nr	F _{tj,Rd,N}	F _{tj,Ed,N}	F _{tj,Rd,M}	F _{tj,Ed,M}	F _{tj,Ed}	F _{vj,Rd}
1	352,80	0,83	206,74	84,71	85,54	240,01
2	352,80	0,83	230,71	94,53	95,37	234,23
3	352,80	0,83	32,54	13,33	14,17	281,96
4	352,80	0,83	0,00	0,00	0,83	289,79
5	352,80	0,83	0,00	0,00	0,83	289,79
6	352,80	0,83	0,00	0,00	0,83	289,79

F_{tj,Rd,N} – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure

F_{tj,Ed,N} – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial

F_{tj,Rd,M} – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure

F_{tj,Ed,M} – Effort dans une rangée de boulons dû au moment

F_{tj,Ed} – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons

F_{vj,Rd} – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$

$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$

$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$

$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$

$V_{j,Rd} = n_h \sum 1^n F_{vj,Rd}$ [Tableau 3.4]

$V_{j,Rd} = 1625,58 \text{ [kN]}$ Résistance de l'assemblage au cisaillement [Tableau 3.4]

$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$ $0,06 < 1,00$ vérifié (0,06)

RESISTANCE DES SOUDURES

$A_w =$	102,68	[cm ²]	Aire de toutes les soudures	[4.5.3.2(2)]
$A_{wy} =$	63,18	[cm ²]	Aire des soudures horizontales	[4.5.3.2(2)]
$A_{wz} =$	39,50	[cm ²]	Aire des soudures verticales	[4.5.3.2(2)]
$I_{wy} =$	28807,83	[cm ⁴]	Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{\perp \max} = \tau_{\perp \max} =$	51,73	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.2(6)]
$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} =$	45,63	[MPa]	Contraintes dans la soudure verticale	[4.5.3.2(5)]
$\tau_{\parallel} =$	24,41	[MPa]	Contrainte tangentielle	[4.5.3.2(5)]
$\beta_w =$	0,80		Coefficient de corrélation	[4.5.3.2(7)]
$\sqrt{[\sigma_{\perp \max}^2 + 3*(\tau_{\perp \max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	103,45	<	360,00	vérifié (0,29)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	100,58	<	360,00	vérifié (0,28)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2}$	51,73	<	259,20	vérifié (0,20)

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)]
$L_b =$	58	[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	16,13	499,94
1	493	0	0	24	0	0,00	0,00
2	403	4	14	21	2	7,50	302,29
3	313	2	8	10	1	3,67	115,03
4	223	2	8	10	1	2,62	58,42
5	133	2	8	10	1	1,56	20,81
6	43	4	14	17	2	0,78	3,39

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum 3^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$Z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$$

$$Z_{eq} = 310 \quad [mm] \quad \text{Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / Z_{eq}$$

$$k_{eq} = 5 \quad [mm] \quad \text{Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$A_{vc} = 28,76 \quad [cm^2] \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1: [6.2.6.(3)]}$$

$$\beta = 0,00 \quad \text{Paramètre de transformation} \quad [5.3.(7)]$$

$$z = 310 \quad [mm] \quad \text{Bras de levier} \quad [6.2.5]$$

$$k_1 = 1419 \quad [mm] \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$k_2 = \infty \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$S_{j,ini} = E Z_{eq}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq}) \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 104603,724 \quad [kN*m] \quad \text{Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 1,00 \quad \text{Coefficient de rigidité de l'assemblage} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,ini} / \mu \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 104603,724 \quad [kN*m] \quad \text{Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,rig} = 102022,273 \quad [kN*m] \quad \text{Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 2040,445 \quad [kN*m] \quad \text{Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

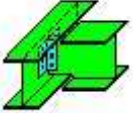

$$S_{j,ini} \geq S_{j,rig} \quad \text{RIGIDE}$$

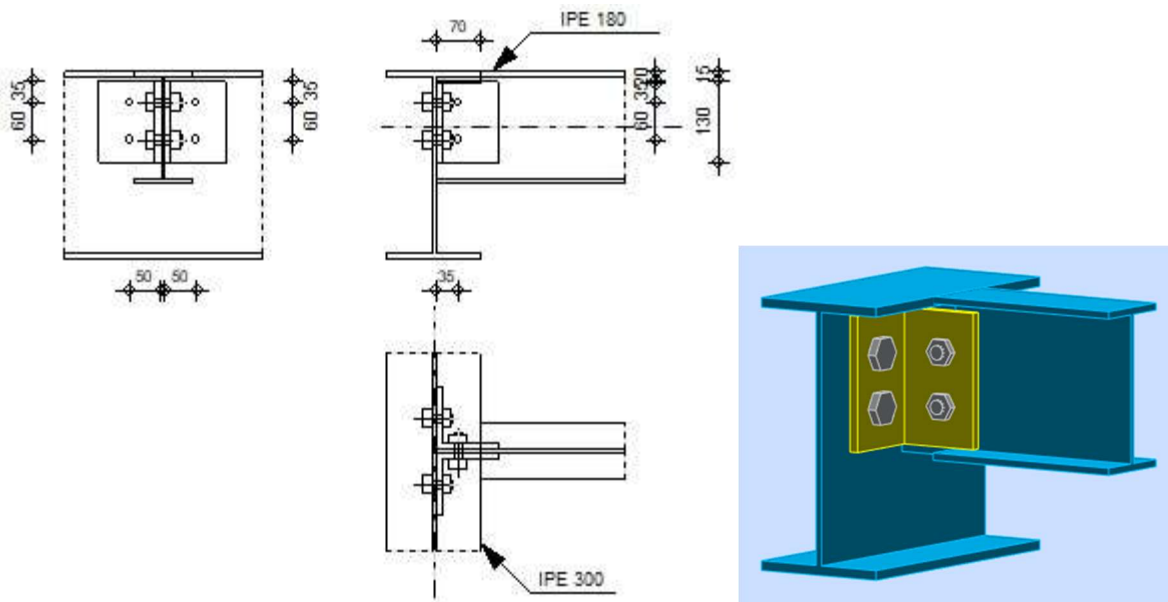
COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

AME DE LA POUTRE OU AILE DE LA CONTREPLAQUE EN COMPRESSION

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,41
--	-------	------

b) Assemblage solive- poutre principale (IPE 180-IPE300)

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021	
	Calculs de l'assemblage poutre-poutre (âme) NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	



GENERAL

Assemblage N°: 2
 Nom de l'assemblage : Poutre-poutre (âme)
 Noeud de la structure: 132
 Barres de la structure: 45, 115

GEOMETRIE

POUTRE PRINCIPALE

Profilé: IPE 300
 Barre N°: 45

$\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_g = 300$ [mm] Hauteur de la section poutre principale
 $b_{fg} = 150$ [mm] Largeur de l'aile de la section de la poutre principale
 $t_{wg} = 7$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre principale
 $t_{fg} = 11$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre principale
 $r_g = 15$ [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la poutre principale
 $A_p = 53,81$ [cm²] Aire de la section de la poutre principale
 $I_{yp} = 8356,11$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section de la poutre principale

Matériau: S 235

$f_{yg} = 235,00$ [MPa] Résistance de calcul
 $f_{ug} = 360,00$ [MPa] Résistance à la traction

POUTRE

Profilé:	IPE 180		
Barre N°:	115		
$\alpha =$	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:	S235		
$f_{yb} =$	235,00	[MPa]	Résistance de calcul
$f_{ub} =$	360,00	[MPa]	Résistance à la traction

ENCOCHE DE LA POUTRE

$h_1 =$	20	[mm]	Encoche supérieur
$h_2 =$	0	[mm]	Encoche inférieure
$l =$	70	[mm]	Longueur de l'encoche

CORNIERE

Profilé:	CAE 100x10		
$h_k =$	100	[mm]	Hauteur de la section de la cornière
$b_k =$	100	[mm]	Largeur de la section de la cornière
$t_{fk} =$	10	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la cornière
$r_k =$	12	[mm]	Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière
$l_k =$	130	[mm]	Longueur de la cornière
Matériau:	S 235		
$f_{yk} =$	235,00	[MPa]	Résistance de calcul
$f_{uk} =$	360,00	[MPa]	Résistance à la traction

BOULONS

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE PRINCIPALE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	8.8	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
$f_{ub} =$	800,00	[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 =	8.8	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
$f_{ub} =$	800,00	[MPa] Résistance à la traction

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	8.8	Classe du boulon	
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

γ _{M0} =	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
γ _{M2} =	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS

Cas: 36: com ELU étage 1 (1+4)*1.35+12*1.50

N _{b,Ed} =	0,11	[kN]	Effort axial
V _{b,Ed} =	19,15	[kN]	Effort tranchant
M _{b,Ed} =	0,112	[kN*m]	Moment fléchissant

RESULTATS

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE PRINCIPALE

RESISTANCE DES BOULONS

F _{v,Rd}	59,1	[kN] Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non filetée d'un	
=	1] boulon	F _{v,Rd} = 0.6*f _{ub} *A _v *m/γ _{M2}
F _{t,Rd} =	66,2	[kN] Résistance d'un boulon à la traction	F _{t,Rd} = 0.9*f _u *A _s /γ _{M2}
	4]	

Pression du boulon sur l'âme de la poutre principale

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}	α _{bx} =min[e ₂ /(3*d ₀), f _{ub} /f _u , 1]
-------------------	------	---	--

α _{bx} > 0.0	1,00 > 0,00	vérifié
-----------------------	-------------	---------

F _{b,Rd1x} =	71,57	[kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale	F _{b,Rd1x} =k _{1x} *α _{bx} *f _u *d*t/γ _{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} =	1,00	Coefficient pour le calcul de F _{b,Rd}	α _{bz} =min[e ₁ /(3*d ₀), p ₁ /(3*d ₀)-0.25, f _{ub} /f _u , 1]
-------------------	------	---	--

α _{bz} > 0.0	1,00 > 0,00	vérifié
-----------------------	-------------	---------

F _{b,Rd1z} =	71,57	[kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale	F _{b,Rd1z} =k _{1z} *α _{bz} *f _u *d*t/γ _{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} =	1,00	Coefficient pour le calcul de F _{b,Rd}	α _{bx} =min[e ₂ /(3*d ₀), f _{ub} /f _u , 1]
-------------------	------	---	--

α _{bx} > 0.0	1,00 > 0,00	vérifié
-----------------------	-------------	---------

F _{b,Rd2x} =	100,80	[kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale	F _{b,Rd2x} =k _{1x} *α _{bx} *f _u *d*t/γ _{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}	α _{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,Rd2z} =	78,40	[kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale	F _{b,Rd2z} =k _{1z} *α _{bz} *f _u *d*t/γ _{M2}
-----------------------	-------	--	--

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE POUTRE PRINCIPALE - CORNIERE

cisaillement des boulons

$e = 53$ [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la cornière du centre de l'âme de la poutre		
$M_0 = 0,5$ [kN* 04 m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = 0.5 * V_{b,Ed} * e$	
$F_{Vz} = 4,7$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant	$F_{Vz} = 0.5 * V_{b,Ed} / n$	
$F_{Mx} = 8,4$ [kN]	Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment	$F_{Mx} = M_0 * z_i / \sum z_i^2$	
$F_{x,Ed} = 8,4$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$	
$F_{z,Ed} = 4,7$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$	
$F_{Ed} = 9,6$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{(F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2)}$	
$F_{Rdx} = 71,57$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$	
$F_{Rdz} = 71,57$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$	

$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 8,40 < 71,57$	vérif ié	(0,12)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 4,79 < 71,57$	vérif ié	(0,07)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$9,67 < 59,11$	vérif ié	(0,16)

Traction des boulons

$e = 39$ [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale		
$M_{0t} = 0,4$ [kN* 25 m]	Moment fléchissant réel	$M_{0t} = 0.5 * (M_{b,Ed} + V_{b,Ed} * e)$	
$F_{t,Ed} = 7,1$ [kN]	Effort de traction dans le boulon extrême	$F_{t,Ed} = M_{0t} * z_{max} / \sum z_i^2 + 0.5 * N_{b2,Ed} / n$	
$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$	$7,11 < 66,24$	vérif ié	(0,11)

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$F_{v,Ed} = 9,67$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{v,Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$	
$F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / (1.4 * F_{t,Rd}) \leq 1.0$	$0,24 < 1,00$	vérifié	(0,24)

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 118,2$ [kN]	Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non fileté d'un 2] boulon	$F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$
-------------------------	---	---

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
$\alpha_{bx} = 0,78$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2 / (3 * d_0), f_{ub} / f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,78 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd1x} = 41,55$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$
Direction z		
$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bz} = 0,67$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1 / (3 * d_0), p_1 / (3 * d_0) - 0.25, f_{ub} / f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$0,67 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd1z} = 35,62$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la cornière

Direction x		
$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bx} = 0,78$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,78 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2x} = 156,80$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d^2 * t / \gamma_{M2}$
Direction z		
$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bz} = 0,78$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$0,78 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2z} = 156,80$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d^2 * t / \gamma_{M2}$

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE CORNIERE - POUTRE

cisaillement des boulons

$e = 39$ [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale	
$M_0 = 0,8$ [kN* 49 m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = M_{b,Ed} + V_{b,Ed} * e$
$F_{Nx} = 0,0$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{Nx} = N_{b,Ed} / n$
$F_{Vz} = 9,5$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant	$F_{Vz} = V_{b,Ed} / n$
$F_{Mx} = 14,15$ [kN]	Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction x	$F_{Mx} = M_0 * z_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$
$F_{Mz} = 0,0$ [kN]	Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction z	$F_{Mz} = M_0 * x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$
$F_{x,Ed} = 14,21$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
$F_{z,Ed} = 9,58$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{Ed} = 17,13$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} = 41,55$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 35,62$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 14,21 < 41,55$	vérifié (0,34)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 9,58 < 35,62$	vérifié (0,27)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$17,13 < 118,22$	vérifié (0,14)

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC (EFFORT AXIAL)

CORNIERE

$A_{nt} = 4,50$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction
$A_{nv} = 11,50$ [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction
$V_{effRd} = 285,63$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous $V_{effRd} = f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 * N_{b,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 0,06 < 285,63$ vérifié (0,00)

POUTRE

$A_{nt} = 2,38$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction
$A_{nv} = 2,91$ [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction
$V_{effRd} = 108,24$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous $V_{effRd} = f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ N_{b,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 0,11 < 108,24$ vérifié (0,00)

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		
$V_{effRd} = 137,9$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous		$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$ (0,07)
$ 0.5 * V_{b,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 9,58 < 137,97$	vérifié	

POUTRE

$A_{nt} = 1,46$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction		
$A_{nv} = 3,58$ [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction		
$V_{effRd} = 69,53$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous		$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$ (0,28)
$ V_{b,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 19,15 < 69,53$	vérifié	

VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA CORNIERE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A_t = 6,52$ [cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute		
$A_{t,net} = 5,02$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction		
$0.9 * (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y * \gamma_{M2}) / (f_u * \gamma_{M0})$	$0,69 < 0,82$		
$W_{net} = 27,43$ [cm ³]	Facteur élastique de la section		
$M_{c,Rdnet} = 6,445$ [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion		$M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / \gamma_{M0}$ (0,07)
$ M_0 \leq M_{c,Rdnet}$	$ 0,424 < 6,445$	vérifié	
$A_v = 13,00$ [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		$A_{v,net} = A_v - n_v * d_0$
$V_{pl,Rd} = 176,38$ [kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement		$V_{pl,Rd} = (A_v * f_y) / (\sqrt{3} * \gamma_{M0})$ (0,05)
$ 0.5 * V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd}$	$ 9,58 < 176,38$	vérifié	

VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS


$A_t = 4,26$ [cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute		
$A_{t,net} = 3,46$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction		
$0.9 * (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y * \gamma_{M2}) / (f_u * \gamma_{M0})$	$0,73 < 0,82$		
$W_{net} = 21,63$ [cm ³]	Facteur élastique de la section		
$M_{c,Rdnet} = 5,084$ [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion		$M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / \gamma_{M0}$ (0,17)
$ M_0 \leq M_{c,Rdnet}$	$ 0,849 < 5,084$	vérifié	
$A_v = 8,48$ [cm ²]	Aire de la section efficace en cisaillement		
$A_{v,net} = 6,89$ [cm ²]	Aire de la section efficace nette en cisaillement		$A_{v,net} = A_v - n_v * d_0$
$V_{pl,Rd} = 115,05$ [kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement		$V_{pl,Rd} = (A_v * f_y) / (\sqrt{3} * \gamma_{M0})$ (0,17)
$V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd}$	$ 19,15 < 115,05$	vérifié	

REMARQUES

Longueur du grugeage de la poutre trop faible	70 [mm] < 71 [mm]
Pince boulon-extrémité horizontale de la cornière de l'aile supérieure de la poutre trop faible	7 [mm] < 9 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio 0,34
--	------------


c) Assemblage poutre secondaire-poteau-poutre secondaire (IPE 180 ; HEA 260)



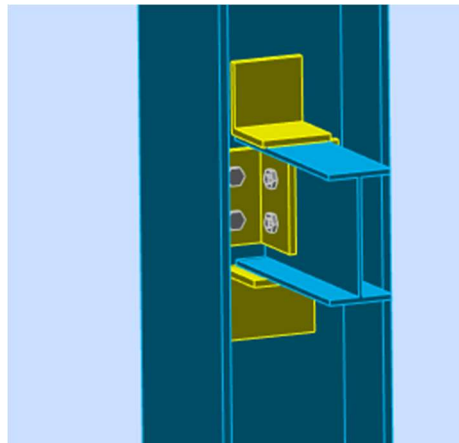
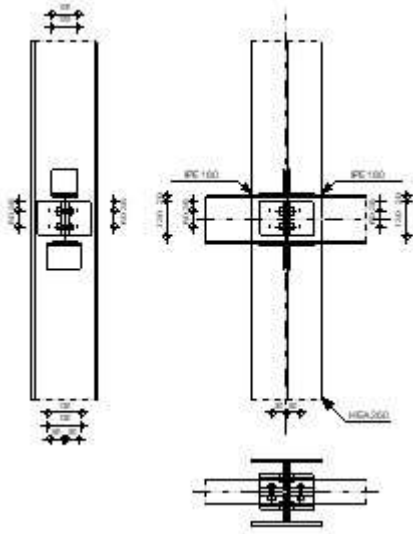
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Calculs de l'assemblage poutre-poteau (âme)

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009



Ratio
0,42



GENERAL

Assemblage N°: 6
 Nom de l'assemblage : Poutre-poteau (âme)
 Noeud de la structure: 50
 Barres de la structure: 25, 93, 89

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 260
 Barre N°: 25

$\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 250$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 260$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 8$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 13$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 24$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 86,82$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{yc} = 10455,00$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: S235
 $f_{yc} = 235,00$ [MPa] Résistance de calcul
 $f_{uc} = 360,00$ [MPa] Résistance à la traction

GAUCHE

POUTRE

Profilé:		YPE 180
Barre N°:		93
$\alpha =$	0,0 [Deg]	Angle d'inclinaison
$h_{bl} =$	180 [mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_{bl} =$	91 [mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wbl} =$	5 [mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fbl} =$	8 [mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_{bl} =$	9 [mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b =$	23,95 [cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{ybl} =$	1316,96 [cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	S 235	
$f_{ybl} =$	235,00 [MPa]	Résistance de calcul
$f_{ubl} =$	360,00 [MPa]	Résistance à la traction

CORNIERE

Profilé:		CAE 100x10
$\alpha =$	0,0 [Deg]	Angle d'inclinaison
$h_{kl} =$	100 [mm]	Hauteur de la section de la cornière
$b_{kl} =$	100 [mm]	Largeur de la section de la cornière
$t_{fkl} =$	10 [mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la cornière
$r_{kl} =$	12 [mm]	Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière
$l_{kl} =$	130 [mm]	Longueur de la cornière
Matériau:	S235	
$f_{ykl} =$	235,00 [MPa]	Résistance de calcul
$f_{ukl} =$	360,00 [MPa]	Résistance à la traction

APPAREIL D'APPUI SUPERIEUR

Profilé:		CAE 100x10
$h_{kl} =$	100 [mm]	Hauteur de la section de la cornière
$b_{kl} =$	100 [mm]	Largeur de la section de la cornière
$t_{fkl} =$	10 [mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la cornière
$r_{kl} =$	12 [mm]	Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière
Matériau:	S235	
$f_{ysu} =$	235,00 [MPa]	Résistance de calcul
$f_{usu} =$	360,00 [MPa]	Résistance à la traction

APPAREIL D'APPUI INFERIEUR

Profilé:		CAE 100x10
$h_{kl} =$	100 [mm]	Hauteur de la section de la cornière
$b_{kl} =$	100 [mm]	Largeur de la section de la cornière
$t_{fkl} =$	10 [mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la cornière
$r_{kl} =$	12 [mm]	Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière
Matériau:	S235	
$f_{ysl} =$	235,00 [MPa]	Résistance de calcul
$f_{usl} =$	360,00 [MPa]	Résistance à la traction

BOULONS

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	8.8	Classe du boulon
d =	14 [mm]	Diamètre du boulon

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	8.8	Classe 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
$f_{ub} =$	800,00 [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

SOUDES

$a_{tu} =$	5 [mm]	Soudures d'angle entre l'appareil d'appui supérieur et le poteau
$a_{tbu} =$	5 [mm]	Soudures d'angle entre l'appareil d'appui supérieur et la poutre
$a_{td} =$	5 [mm]	Soudures d'angle entre l'appareil d'appui inférieur et le poteau
$a_{tbu} =$	5 [mm]	Soudures d'angle entre l'appareil d'appui inférieur et la poutre

DROITE

POUTRE

Profilé:	IPE 180	
Barre N°:	89	
$\alpha =$	0,0 [Deg]	Angle d'inclinaison
$h_{br} =$	180 [mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_{br} =$	91 [mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wbr} =$	5 [mm]	Épaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fbr} =$	8 [mm]	Épaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_{br} =$	9 [mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_{br} =$	23,95 [cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{ybr} =$	1316,96 [cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	S 235	
$f_{ybr} =$	235,00 [MPa]	Résistance de calcul
$f_{ubr} =$	360,00 [MPa]	Résistance à la traction

CORNIERE

Profilé:	CAE 100x10	
$h_{kr} =$	100 [mm]	Hauteur de la section de la cornière
$b_{kr} =$	100 [mm]	Largeur de la section de la cornière
$t_{fkr} =$	10 [mm]	Épaisseur de l'aile de la section de la cornière
$r_{kr} =$	12 [mm]	Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière
$l_{kr} =$	130 [mm]	Longueur de la cornière
Matériau:	S235	
$f_{ykr} =$	235,00 [MPa]	Résistance de calcul
$f_{ukr} =$	360,00 [MPa]	Résistance à la traction

APPAREIL D'APPUI SUPERIEUR

Profilé:	CAE 100x10	
$h_{kr} =$	100 [mm]	Hauteur de la section de la cornière
$b_{kr} =$	100 [mm]	Largeur de la section de la cornière
$t_{fkr} =$	10 [mm]	Épaisseur de l'aile de la section de la cornière
$r_{kr} =$	12 [mm]	Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière
Matériau:	S235	
$f_{ykr} =$	235,00 [MPa]	Résistance de calcul
$f_{ukr} =$	360,00 [MPa]	Résistance à la traction

APPAREIL D'APPUI INFÉRIEUR

Profilé:	CAE 100x10	
$h_{kr} =$	100 [mm]	Hauteur de la section de la cornière
$b_{kr} =$	100 [mm]	Largeur de la section de la cornière
$t_{fkr} =$	10 [mm]	Épaisseur de l'aile de la section de la cornière
$r_{kr} =$	12 [mm]	Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière
Matériau:	S235	
$f_{ykr} =$	235,00 [MPa]	Résistance de calcul
$f_{ukr} =$	360,00 [MPa]	Résistance à la traction

BOULONS

BOULONS ASSEMBLANT LE POTEAU A LA CORNIERE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	8.8	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
$f_{ub} =$	800,00 [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 =	8.8	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
$f_{ub} =$	800,00 [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

SOUDURES

$a_{tu} =$	5 [mm]	Soudures d'angle entre l'appareil d'appui supérieur et le poteau
$a_{tbu} =$	5 [mm]	Soudures d'angle entre l'appareil d'appui supérieur et la poutre
$a_{td} =$	5 [mm]	Soudures d'angle entre l'appareil d'appui inférieur et le poteau
$a_{tbu} =$	5 [mm]	Soudures d'angle entre l'appareil d'appui inférieur et la poutre

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS

Cas: 36: com ELU étage 1 (1+4) *1.35+12*1.50

GAUCHE

$N_{b2,Ed} = 1,22$ [kN] Effort axial
 $V_{b2,Ed} = 24,75$ [kN] Effort tranchant
 $M_{b2,Ed} = 18,714$ [kN*m] Moment fléchissant

DROITE

$N_{b1,Ed} = 1,04$ [kN] Effort axial
 $V_{b1,Ed} = 24,63$ [kN] Effort tranchant
 $M_{b1,Ed} = 18,718$ [kN*m] Moment fléchissant

RESULTATS

GAUCHE

$N_{w2,Ed} = 0,48$ [kN] Effort axial dans l'âme $N_{w2,Ed} = (N_{b2,Ed} * A_w) / A_b$
 $N_{fu2,Ed} = 0,37$ [kN] Effort axial dans la semelle supérieure $N_{fu2,Ed} = (N_{b2,Ed} * A_f) / A_b$
 $N_{fi2,Ed} = 0,37$ [kN] Effort axial dans la semelle inférieure $N_{fi2,Ed} = (N_{b2,Ed} * A_f) / A_b$

BOULONS ASSEMBLANT LE POTEAU A LA CORNIERE

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 59,1$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non filetée d'un $F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$
 = 1] boulon
 $F_{t,Rd} = 66,2$ [kN] Résistance d'un boulon à la traction $F_{t,Rd} = 0.9 * f_u * A_s / \gamma_{M2}$
 = 4]

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**
 $\alpha_{bx} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2 / (3 * d_0), f_{ub} / f_u, 1]$
 $\alpha_{bx} > 0.0$ 1,00 > 0,00 **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 100,80$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ 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**
 $\alpha_{bz} = 0,78$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1 / (3 * d_0), p_1 / (3 * d_0) - 0.25, f_{ub} / f_u, 1]$
 $\alpha_{bz} > 0.0$ 0,78 > 0,00 **vérifié**

$F_{b,Rd2z} = 78,40$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE POTEAU - CORNIERE

cisaillement des boulons

$e = 53$ [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la cornière du centre de l'âme de la poutre
 $M_0 = 0,65$ [kN*m] Moment fléchissant réel $M_0 = 0.5 * V_{b2,Ed} * e$
 $F_{Vz} = 6,19$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant $F_{Vz} = 0.5 * |V_{b1,Ed}| / n$
 $F_{Mx} = 10,8$ [kN] Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment $F_{Mx} = |M_0| * z_i / \sum z_i^2$
 $F_{x2,Ed} = 10,8$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x $F_{x2,Ed} = F_{Mx}$
 $F_{z2,Ed} = 6,19$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z $F_{z2,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
 $F_{Ed} = 12,5$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon $F_{Ed} = \sqrt{(F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2)}$
 $F_{Rdx} = 100,80$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x $F_{Rdx} = F_{bRd2x}$

cisaillement des boulons

$e = 53$ [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la cornière du centre de l'âme de la poutre		
$F_{Rdz} = 78,4$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z		$F_{Rdz} = F_{bRd2z}$
$ F_{x2,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 10,86 < 100,80$	vérifié	(0, 11)
$ F_{z2,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 6,19 < 78,40$	vérifié	(0, 08)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$12,50 < 59,11$	vérifié	(0, 21)

Traction des boulons

$e = 54$ [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme du poteau		
$M_{0t} = 0,66$ [kN*m]	Moment fléchissant réel		$M_{0t} = 0.5 * V_{b2,Ed} * e$
$F_{t,Ed} = 11,2$ [kN]	Effort de traction dans le boulon extrême		$F_{t,Ed} = M_{0t} * Z_{max} / \sum Z_i^2 + N_{w,Ed} / n$
$F_{t,Ed} \leq F_{tRd}$	$11,21 < 66,24$	vérifié	(0, 17)

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$F_{v,Ed} = 12,50$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon		$F_{v,Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{v,Ed} / F_{vRd} + F_{t,Ed} / (1.4 * F_{t,Rd}) \leq 1.0$	$0,33 < 1,00$	vérifié	(0, 33)

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 118,2$ [kN]	Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non filetée d'un boulon		$F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$
-------------------------	---	--	---

Pression du boulon sur la poutre

Direction x			
$k_{1x} = 2,50$	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	
$\alpha_{bx} = 1,00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2 / (3 * d_0), f_{ub} / f_u, 1]$	
$\alpha_{bx} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié	
$F_{b,Rd1x} = 53,42$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale		$F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$
Direction z			
$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$	
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié	
$\alpha_{bz} = 1,00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1 / (3 * d_0), p_1 / (3 * d_0) - 0.25, f_{ub} / f_u, 1]$	
$\alpha_{bz} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié	
$F_{b,Rd1z} = 53,42$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale		$F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la cornière

Direction x			
$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$	
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié	
$\alpha_{bx} = 1,00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2 / (3 * d_0), f_{ub} / f_u, 1]$	
$\alpha_{bx} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié	
$F_{b,Rd2x} = 201,60$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale		$F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$
Direction z			
$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$	
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié	
$\alpha_{bz} = 0,78$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1 / (3 * d_0), p_1 / (3 * d_0) - 0.25, f_{ub} / f_u, 1]$	
$\alpha_{bz} > 0.0$	$0,78 > 0,00$	vérifié	
$F_{b,Rd2z} = 156,80$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale		$F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE CORNIERE - POUTRE

cisaillement des boulons

$e = 54$ [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme du poteau		
$M_0 = 1,32$ [kN*m]	Moment fléchissant réel		$M_0 = V_{b2,Ed} * e$
$F_{Nx} = 0,24$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial		$F_{Nx} = N_{w2,Ed} /n$
$F_{Vz} = 12,3$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant		$F_{Vz} = V_{b2,Ed} /n$
$F_{Mx} = 22,1$ [kN]	Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction x		$F_{Mx} = M_0 * z_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$
$F_{Mz} = 0,00$ [kN]	Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction z		$F_{Mz} = M_0 * x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$
$F_{x,Ed} = 22,3$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x		$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
$F_{z2,Ed} = 12,3$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z		$F_{z2,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{Ed} = 25,5$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon		$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} = 53,4$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x		$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 53,4$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z		$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 22,37 < 53,42$	vérifié	(0,42)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 12,38 < 53,42$	vérifié	(0,23)
$F_{Ed} \leq F_{V,Rd}$	$25,57 < 118,22$	vérifié	(0,22)

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC (EFFORT AXIAL)

CORNIERE

$A_{nt} = 4,50$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction		
$A_{nv} = 8,50$ [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction		
$V_{effRd} = 244,93$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous		$V_{effRd} = f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 * N_{b2,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 0,61 < 244,93$	vérifié	(0,00)

POUTRE

$A_{nt} = 2,38$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction		
$A_{nv} = 4,50$ [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction		
$V_{effRd} = 129,81$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous		$V_{effRd} = f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ N_{b2,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 1,22 < 129,81$	vérifié	(0,01)

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC (EFFORT TRANSVERSAL)

CORNIERE

$A_{nt} = 4,25$ [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		
$V_{effRd} = 159,5$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous		$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 * V_{b2,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 12,38 < 159,57$	vérifié	(0,08)

POUTRE

$A_{nt} = 2,25$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction		
$A_{nv} = 4,90$ [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction		
$V_{effRd} = 98,95$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous		$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$

$$|V_{b2,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |24,75| < 98,95 \quad \text{vérifié} \quad (0,25)$$

VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA CORNIERE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A_t = 6,63$ [cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute	
$A_{t,net} = 5,13$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$0.9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0}) \quad 0,70 < 0,82$		
$W_{net} = 27,43$ [cm ³]	Facteur élastique de la section	
$M_{c,Rdnet} = 6,445$ [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	$M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$
$ M_0 \leq M_{c,Rdnet} \quad 0,664 < 6,445 \quad \text{vérifié} \quad (0,10)$		
$A_v = 13,00$ [cm ²]	Aire de la section efficace en cisaillement	$A_v = I_a \cdot t_{fa}$
$A_{v,net} = 10,00$ [cm ²]	Aire de la section efficace nette en cisaillement	$A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0$
$V_{pl,Rd} = 176,38$ [kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	$V_{pl,Rd} = (A_v \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$
$ 0.5 \cdot V_{b2,Ed} \leq V_{pl,Rd} \quad 12,38 < 176,38 \quad \text{vérifié} \quad (0,07)$		

VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A_t = 4,90$ [cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute	
$A_{t,net} = 4,11$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$0.9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0}) \quad 0,75 < 0,82$		
$W_{net} = 27,20$ [cm ³]	Facteur élastique de la section	
$M_{c,Rdnet} = 6,392$ [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	$M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$
$ M_0 \leq M_{c,Rdnet} \quad 1,328 < 6,392 \quad \text{vérifié} \quad (0,21)$		
$A_v = 9,54$ [cm ²]	Aire de la section efficace en cisaillement	
$A_{v,net} = 7,95$ [cm ²]	Aire de la section efficace nette en cisaillement	$A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0$
$V_{pl,Rd} = 129,44$ [kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	$V_{pl,Rd} = (A_v \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$
$V_{b2,Ed} \leq V_{pl,Rd} \quad 24,75 < 129,44 \quad \text{vérifié} \quad (0,19)$		

RESISTANCE DES SOUDURES

SOUDURES D'ANGLE ENTRE L'APPAREIL D'APPUI SUPERIEUR ET LE POTEAU

$A_w = 15,00$ [cm ²]	Aire de la section des soudures	
$\sigma_{\perp} = 49,18$ [MPa]	Contrainte normale perpendiculaire dans la soudure	
$\tau_{\perp} = 49,18$ [MPa]	Contraintes dans la soudure verticale	$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp}$
$\tau_{\parallel} = 0,00$ [MPa]	Contrainte tangentielle	$\tau_{\parallel} = V_{b2,Ed} / A_w$
$ \sigma_{\perp} \leq 0.9 \cdot f_u \quad 49,18 < 324,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$		
$\beta_w = 0,80$	Coefficient de résistance des soudures	
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\parallel}^2 + \tau_{\perp}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2}) \quad 98,37 < 360,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,27)$		

SOUDURES D'ANGLE ENTRE L'APPAREIL D'APPUI SUPERIEUR ET LA POUTRE

$A_w = 15,00$ [cm ²]	Aire de la section des soudures	
$F_{w,Ed} = 104,33$ [kN]		$F_{w,Ed} = N_{fu2,Ed} + M_{b2,Ed} / h_b$
$\tau_{\parallel} = 69,56$ [MPa]	Contrainte tangentielle	$\tau_{\parallel} = F_{w,Ed} / A_w$
$\beta_w = 0,80$	Coefficient de corrélation	[Tableau 4.1]
$ \tau_{\parallel} \leq f_u / (\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2}) \quad 69,56 < 207,85 \quad \text{vérifié} \quad (0,33)$		

SOUDURES D'ANGLE ENTRE L'APPAREIL D'APPUI INFERIEUR ET LE POTEAU

$A_w = 0,00$ [cm ²]	Aire de la section des soudures	
$\sigma_{\perp} = 0,00$ [MPa]	Contrainte normale perpendiculaire dans la soudure	
$\tau_{\perp} = 0,00$ [MPa]	Contraintes dans la soudure verticale	$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp}$
$\tau_{\parallel} = 0,00$ [MPa]	Contrainte tangentielle	$\tau_{\parallel} = V_{b2,Ed} / A_w$
$ \sigma_{\perp} \leq 0.9 \cdot f_u \quad 0,00 < 324,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$		
$\beta_w = 0,00$	Coefficient de résistance des soudures	

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 * (\tau_{II}^2 + \tau_{\perp}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 0,00 < 360,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

SOUDURES D'ANGLE ENTRE L'APPAREIL D'APPUI INFÉRIEUR ET LA POUTRE

$A_w = 16,50$ [cm ²]	Aire de la section des soudures	
$F_{w,Ed} = -103,60$ [kN]		$F_{w,Ed} = N_{fl2,Ed} - M_{b2,Ed}/h_b$
$\tau_{II} = -62,79$ [MPa]	Contrainte tangentielle	$\tau_{II} = F_{w,Ed}/A_w$
$\beta_w = 0,80$	Coefficient de corrélation	[Tableau 4.1]
$ \tau_{II} \leq f_u / (\sqrt{3} * \beta_w * \gamma_{M2})$	$ -62,79 < 207,85$	vérifié (0,30)

DROITE

$N_{w1,Ed} = 0,41$ [kN]	Effort axial dans l'âme	$N_{w1,Ed} = (N_{b1,Ed} * A_w) / A_b$
$N_{fu1,Ed} = 0,32$ [kN]	Effort axial dans la semelle supérieure	$N_{fu1,Ed} = (N_{b1,Ed} * A_f) / A_b$
$N_{fl1,Ed} = 0,32$ [kN]	Effort axial dans la semelle inférieure	$N_{fl1,Ed} = (N_{b1,Ed} * A_f) / A_b$

BOULONS ASSEMBLANT LE POTEAU A LA CORNIERE

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 59,1$ [kN]	Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non filetée d'un	$F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$
$= 1$]	boulon	
$F_{t,Rd} = 66,2$ [kN]	Résistance d'un boulon à la traction	$F_{t,Rd} = 0.9 * f_u * A_s / \gamma_{M2}$
$= 4$]		

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

$\alpha_{bx} = 1,00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2 / (3 * d_0), f_{ub} / f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié

$F_{b,Rd2x} = 100,80$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$
----------------------------	---	---

Direction z

$k_{1z} = 2,50$	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

$\alpha_{bz} = 0,78$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1 / (3 * d_0), p_1 / (3 * d_0) - 0.25, f_{ub} / f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$0,78 > 0,00$	vérifié

$F_{b,Rd2z} = 78,40$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$
---------------------------	---	---

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE POTEAU - CORNIERE

cisaillement des boulons

$e = 53$ [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la cornière du centre de l'âme de la poutre

$M_0 = 0,64$ [kN* 8 m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = 0.5 * V_{b2,Ed} * e$
---------------------------	-------------------------	-----------------------------

$F_{Vz} = 6,16$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant	$F_{Vz} = 0.5 * V_{b2,Ed} / n$
----------------------	---	----------------------------------

$F_{Mx} = 10,8$ [kN]	Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment	$F_{Mx} = M_0 * z_i / \sum z_i^2$
----------------------	--	-------------------------------------

$F_{x1,Ed} = 10,8$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x1,Ed} = F_{Mx}$
-------------------------	--	----------------------

$F_{z1,Ed} = 6,16$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z1,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
-------------------------	--	-------------------------------

$F_{Ed} = 12,4$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{(F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2)}$
----------------------	---	---

$F_{Rdx} = 100,80$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = F_{bRd2x}$
-------------------------	--	-----------------------

$F_{Rdz} = 78,40$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = F_{bRd2z}$
------------------------	--	-----------------------

$ F_{x1,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 10,81 < 100,80$	vérifié (0,11)
----------------------------	--------------------	-----------------------

$e = 53$ [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la cornière du centre de l'âme de la poutre

$ F_{z1,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 6,16 < 78,40$	vérifié	(0,08)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$12,44 < 59,11$	vérifié	(0,21)

Traction des boulons

$e = 54$ [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme du poteau

$M_{0t} = 0,66$ [kN*m] Moment fléchissant réel $M_{0t} = 0.5 * V_{b1,Ed} * e$

$F_{t,Ed} = 11,1$ [kN] Effort de traction dans le boulon extrême $F_{t,Ed} = M_{0t} * Z_{max} / \sum Z_i^2 + (N_{b2,Ed} / 3) / n$

$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$	$11,13 < 66,24$	vérifié	(0,17)
--------------------------	-----------------	---------	--------

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$F_{v,Ed} = 12,44$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon $F_{v,Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$

$F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / (1.4 * F_{t,Rd}) \leq 1.0$	$0,33 < 1,00$	vérifié	(0,33)
--	---------------	---------	--------

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 118,2$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non filetée d'un boulon $F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la poutre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ 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	
----------------	---------------	---------	--

$\alpha_{bx} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2 / (3 * d_0), f_{ub} / f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié	
---------------------	---------------	---------	--

$F_{b,Rd1x} = 53,42$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 * (e_2 / d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié	
----------------	---------------	---------	--

$\alpha_{bz} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1 / (3 * d_0), p_1 / (3 * d_0) - 0.25, f_{ub} / f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié	
---------------------	---------------	---------	--

$F_{b,Rd1z} = 53,42$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la cornière

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 * (e_1 / d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1 / d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié	
----------------	---------------	---------	--

$\alpha_{bx} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2 / (3 * d_0), f_{ub} / f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié	
---------------------	---------------	---------	--

$F_{b,Rd2x} = 201,60$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 * (e_2 / d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié	
----------------	---------------	---------	--

$\alpha_{bz} = 0,78$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1 / (3 * d_0), p_1 / (3 * d_0) - 0.25, f_{ub} / f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$	$0,78 > 0,00$	vérifié	
---------------------	---------------	---------	--

$F_{b,Rd2z} = 156,80$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE CORNIERE - POUTRE

cisaillement des boulons

$e = 54$ [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme du poteau

$M_0 = 1,32$ [kN*m] Moment fléchissant réel $M_0 = V_{b1,Ed} * e$

$e =$	54 [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme du poteau	
$F_{Nx} =$	0,20 [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{Nx} = N_{w1,Ed} /n$
$F_{Vz} =$	12,3 [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant	$F_{Vz} = V_{b1,Ed} /n$
$F_{Mx} =$	22,0 [kN]	Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction x	$F_{Mx} = M_0 * z_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$
$F_{Mz} =$	0,00 [kN]	Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction z	$F_{Mz} = M_0 * x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$
$F_{x,Ed} =$	22,2 [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
$F_{z1,Ed} =$	12,3 [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z1,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{Ed} =$	25,4 [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{(F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2)}$
$F_{Rdx} =$	53,4 [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} =$	53,4 [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	22,23 < 53,42		vérifié (0,42 é)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	12,32 < 53,42		vérifié (0,23 é)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	25,42 < 118,22		vérifié (0,21 é)

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC (EFFORT AXIAL)

CORNIERE

$A_{nt} =$	4,50 [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} =$	8,50 [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} =$	244,93 [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous $V_{effRd} = f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$	
$ 0.5 * N_{b1,Ed} \leq V_{effRd}$	0,52 < 244,93		vérifié (0,00)

POUTRE

$A_{nt} =$	2,38 [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} =$	4,50 [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} =$	129,81 [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous $V_{effRd} = f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$	
$ N_{b1,Ed} \leq V_{effRd}$	1,04 < 129,81		vérifié (0,01)

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC (EFFORT TRANSVERSAL)

CORNIERE

$A_{nt} =$	4,25 [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	
$V_{effRd} =$	159,5 [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous $V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$	
$ 0.5 * V_{b1,Ed} \leq V_{effRd}$	12,32 < 159,57		vérifié (0,08)

POUTRE

$A_{nt} =$	2,25 [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} =$	4,90 [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} =$	98,95 [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous $V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$	
$ V_{b1,Ed} \leq V_{effRd}$	24,63 < 98,95		vérifié (0,25)

VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA CORNIERE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A_t =$	6,61	[cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute	
$A_{t,net} =$	5,11	[cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$0.9*(A_{t,net}/A_t) \geq (f_y*\gamma_{M2})/(f_u*\gamma_{M0})$	0,70	<	0,82	
$W_{net} =$	27,43	[cm ³]	Facteur élastique de la section	
$M_{c,Rdnet} =$	6,445	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	$M_{c,Rdnet} = W_{net}*f_{yp}/\gamma_{M0}$
$ M_0 \leq M_{c,Rdnet}$	0,661	<	6,445	vérifié (0,10)
$A_v =$	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	$A_{v,net} = A_v - n_v*d_0$
$V_{pl,Rd} =$	176,38	[kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	$V_{pl,Rd} = (A_v*f_y)/(\sqrt{3}*\gamma_{M0})$
$ 0.5*V_{b1,Ed} \leq V_{pl,Rd}$	12,32	<	176,38	vérifié (0,07)

VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A_t =$	4,88	[cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute	
$A_{t,net} =$	4,09	[cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$0.9*(A_{t,net}/A_t) \geq (f_y*\gamma_{M2})/(f_u*\gamma_{M0})$	0,75	<	0,82	
$W_{net} =$	27,20	[cm ³]	Facteur élastique de la section	
$M_{c,Rdnet} =$	6,392	[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}$	1,322	<	6,392	vérifié (0,21)
$A_v =$	9,54	[cm ²]	Aire de la section efficace en cisaillement	
$A_{v,net} =$	7,95	[cm ²]	Aire de la section efficace nette en cisaillement	$A_{v,net} = A_v - n_v*d_0$
$V_{pl,Rd} =$	129,44	[kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	$V_{pl,Rd} = (A_v*f_y)/(\sqrt{3}*\gamma_{M0})$
$ V_{b1,Ed} \leq V_{pl,Rd}$	24,63	<	129,44	vérifié (0,19)

RESISTANCE DES SOUDURES

SOUDURES D'ANGLE ENTRE L'APPAREIL D'APPUI SUPERIEUR ET LE POTEAU

$A_w =$	15,00	[cm ²]	Aire de la section des soudures	
$\sigma_{\perp} =$	49,17	[MPa]	Contrainte normale perpendiculaire dans la soudure	
$\tau_{\perp} =$	49,17	[MPa]	Contraintes dans la soudure verticale	$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp}$
$\tau_{\parallel} =$	0,00	[MPa]	Contrainte tangentielle	$\tau_{\parallel} = V_{b1,Ed}/A_w$
$ \sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u$	49,17	<	324,00	vérifié (0,00)
$\beta_w =$	0,80		Coefficient de résistance des soudures	
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\parallel}^2 + \tau_{\perp}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	98,34	<	360,00	vérifié (0,27)

SOUDURES D'ANGLE ENTRE L'APPAREIL D'APPUI SUPERIEUR ET LA POUTRE

$A_w =$	15,00	[cm ²]	Aire de la section des soudures	
$F_{w,Ed} =$	104,31	[kN]		$F_{w,Ed} = N_{fu1,Ed} - M_{b1,Ed}/h_b$
$\tau_{\parallel} =$	69,54	[MPa]	Contrainte tangentielle	$\tau_{\parallel} = F_{w,Ed}/A_w$
$\beta_w =$	0,80		Coefficient de corrélation	[Tableau 4.1]
$ \tau_{\parallel} \leq f_u/(\sqrt{3}*\beta_w*\gamma_{M2})$	69,54	<	135,68	vérifié (0,51)

SOUDURES D'ANGLE ENTRE L'APPAREIL D'APPUI INFÉRIEUR ET LE POTEAU

$A_w =$	16,50	[cm ²]	Aire de la section des soudures	
$\sigma_{\perp} =$	-44,43	[MPa]	Contrainte normale perpendiculaire dans la soudure	
$\tau_{\perp} =$	-44,43	[MPa]	Contraintes dans la soudure verticale	$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp}$
$\tau_{\parallel} =$	0,00	[MPa]	Contrainte tangentielle	$\tau_{\parallel} = V_{b1,Ed}/A_w$
$ \sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u$	-44,43	<	324,00	vérifié (0,00)
$\beta_w =$	0,80		Coefficient de résistance des soudures	
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\parallel}^2 + \tau_{\perp}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	88,86	<	360,00	vérifié (0,25)

SOUDURES D'ANGLE ENTRE L'APPAREIL D'APPUI INFÉRIEUR ET LA POUTRE

$A_w = 16,50$ [cm ²]	Aire de la section des soudures		
$F_{w,Ed} = -103,68$ [kN]		$F_{w,Ed} = N_{fu1,Ed} - M_{b1,Ed}/h_b$	
$\tau_{II} = -62,83$ [MPa]	Contrainte tangentielle	$\tau_{II} = F_{w,Ed}/A_w$	[Tableau 4.1]
$\beta_w = 0,80$	Coefficient de corrélation		
$ \tau_{II} \leq f_u/(\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2})$		$ -62,83 < 135,68$	vérifié (0,46)

VERIFICATION DU POTEAU

PRESSION DU BOULON SUR L'AME DU POTEAU



Direction x			
$k_x = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_x = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$	
$k_x > 0.0$		$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bx} = 1,00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$	
$\alpha_{bx} > 0.0$		$1,00 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rdx} = 75,60$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rdx} = k_x \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$	
Direction z			
$k_z = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_z = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$	
$k_z > 0.0$		$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bz} = 1,00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$	
$\alpha_{bz} > 0.0$		$1,00 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rdz} = 75,60$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rdz} = k_z \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$	

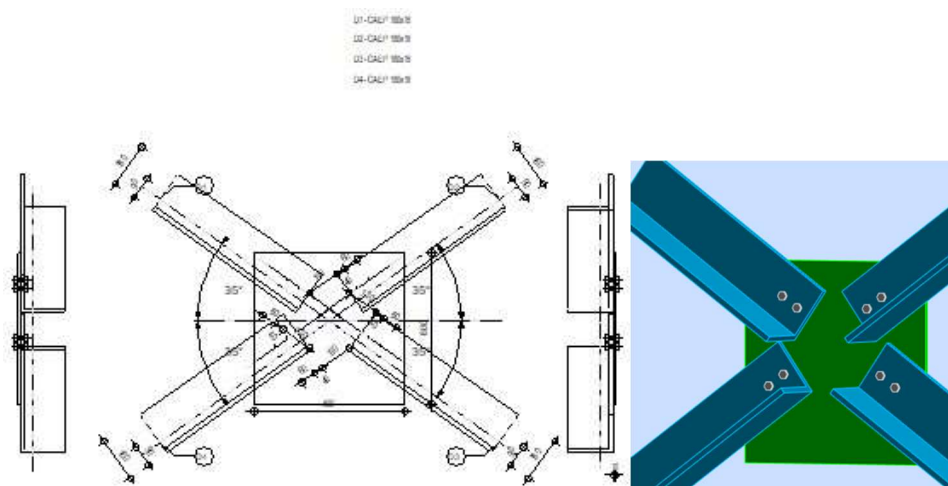
FORCE RESULTANTE AGISSANT SUR LE BOULON DE RIVE

$F_{x,Ed} = 21,67$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{x1,Ed} + F_{x2,Ed}$
$F_{z,Ed} = 12,35$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{z1,Ed} + F_{z2,Ed}$
$ F_{x,Ed} \leq F_{b,Rdx}$		$ 21,67 < 75,60$ vérifié (0,29)
$ F_{z,Ed} \leq F_{b,Rdz}$		$ 12,35 < 75,60$ vérifié (0,16)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio 0,42
--	------------

d) Assemblage des contreventements

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021 Calcul de l'assemblage au gousset NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	 Ratio 0,15
---	---	---



GENERAL

Assemblage N°: 5
 Nom de l'assemblage : Gousset - contreventement
 Noeud de la structure: 17
 Barres de la structure: 27, 18, 47, 26,

GEOMETRIE

BARRES

	Barre 1	Barre 2	Barre 3	Barre 4	
Barre N° :	27	18	47	26	
Profilé :	CAEP 180x18	CAEP 180x18	CAEP 180x18	CAEP 180x18	
h	180	180	180	180	mm
b _f	180	180	180	180	mm
t _w	18	18	18	18	mm
t _f	18	18	18	18	mm
r	18	18	18	18	mm
A	61,91	61,91	61,91	61,91	cm ²
Matériau :	S 235	S 235	S 235	S 235	
f _y	235,00	235,00	235,00	235,00	MPa
f _u	360,00	360,00	360,00	360,00	MPa
Angle	α	35,4	35,4	35,4	Deg
Longueur	l	0,000	0,000	0,000	m

BOULONS

Barre 1

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 6.8 Classe du boulon
 d = 14 [mm] Diamètre du boulon
 d₀ = 15 [mm] Diamètre du trou de boulon
 A_s = 1,15 [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 A_v = 1,54 [cm²] Aire de la section du boulon
 f_{yb} = 480,00 [MPa] Limite de plasticité
 f_{ub} = 600,00 [MPa] Résistance du boulon à la traction
 n = 2 Nombre de colonnes des boulons

Espacement des boulons 60 [mm]

e₁ = 40 [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
 e₂ = 90 [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre

Espacement des boulons

60 [mm]

$e_1 = 40$ [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
 $e_c = 130$ [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 2

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 6.8 Classe du boulon
 $d = 14$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 15$ [mm] Diamètre du trou de boulon
 $A_s = 1,15$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 1,54$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $f_{yb} = 480,00$ [MPa] Limite de plasticité
 $f_{ub} = 600,00$ [MPa] Résistance du boulon à la traction
 $n = 2$ Nombre de colonnes des boulons

Espacement des boulons 60 [mm]

$e_1 = 40$ [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
 $e_2 = 90$ [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
 $e_c = 130$ [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 = 6.8 Classe du boulon
 $d = 14$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 15$ [mm] Diamètre du trou de boulon
 $A_s = 1,15$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 1,54$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $f_{yb} = 480,00$ [MPa] Limite de plasticité
 $f_{ub} = 600,00$ [MPa] Résistance du boulon à la traction
 $n = 2$ Nombre de colonnes des boulons

Espacement des boulons

60 [mm]

$e_1 = 40$ [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
 $e_2 = 90$ [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
 $e_c = 130$ [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 4

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 6.8 Classe du boulon
 $d = 14$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 15$ [mm] Diamètre du trou de boulon
 $A_s = 1,15$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 1,54$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $f_{yb} = 480,00$ [MPa] Limite de plasticité
 $f_{ub} = 600,00$ [MPa] Résistance du boulon à la traction
 $n = 2$ Nombre de colonnes des boulons

Espacement des boulons 60 [mm]

$e_1 = 40$ [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
 $e_2 = 90$ [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
 $e_c = 130$ [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

GOUSSET

$l_p = 600$ [mm] Longueur de la platine
 $h_p = 600$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_p = 10$ [mm] Epaisseur de la platine

Paramètres

$h_1 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_1 = 0$ [mm] Grugeage
 $h_2 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_2 = 0$ [mm] Grugeage
 $h_3 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_3 = 0$ [mm] Grugeage

$h_1 = 0$ [mm] Grugeage
 $h_4 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_4 = 0$ [mm] Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres (0; -30)

$e_v = 330$ [mm] Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres
 $e_H = 300$ [mm] Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

Matériau: S 235

$f_y = 235,00$ [MPa] Résistance

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Cas: 45: COM Acc barr X 1*1.00+23*10.00

$N_{b1,Ed} = -3,77$ [kN] Effort axial
 $N_{b2,Ed} = -2,22$ [kN] Effort axial
 $N_{b3,Ed} = -5,21$ [kN] Effort axial
 $N_{b4,Ed} = -3,66$ [kN] Effort axial

RESULTATS

BARRE 1

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 44,33$ [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

$\alpha_{bx} = 0,89$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,89 > 0,00$ vérifié

$F_{b,Rd1x} = 161,2$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d^* \cdot t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ vérifié

$\alpha_{bz} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ vérifié

$F_{b,Rd1z} = 181,44$ [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

$\alpha_{bx} = 1,00$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ vérifié

$F_{b,Rd2x} = 100,8$ [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

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ vérifié

$\alpha_{bz} = 1,00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0,0$	$1,00 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2z} = 100,80$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d^2 * t / \gamma_{M2}$

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$e = 39$ [mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons	
$M_0 = -0,147$ [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = N_{b1,Ed} * e$
$F_{NSd} = -1,89$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{NSd} = N_{b1,Ed} / n$
$F_{MSd} = -2,45$ [kN]	Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment	$F_{MSd} = M_0 * x_{max} / \sum x_i^2$
$F_{x,Ed} = -1,89$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{NSd}$
$F_{z,Ed} = -2,45$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
$F_{Ed} = 3,09$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} = 100,80$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 100,80$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ -1,89 < 100,80$	vérifié (0,02)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ -2,45 < 100,80$	vérifié (0,02)
$F_{Ed} \leq F_{VRd}$	$3,09 < 44,33$	vérifié (0,07)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$\beta_2 = 0,58$	Coefficient de réduction	[Tableau 3.8]
$A_{net} = 59,21$ [cm ²]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - d_0 * t_{r1}$
$N_{u,Rd} = 989,01$ [kN]	Résistance de calcul de la section nette	$N_{u,Rd} = (\beta_2 * A_{net} * f_{u1}) / \gamma_{M2}$
$N_{pl,Rd} = 1309,35$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = (0,9 * A * f_{y1}) / \gamma_{M2}$
$ N_{b1,Ed} \leq N_{u,Rd}$	$ -3,77 < 989,01$	vérifié (0,00)
$ N_{b1,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ -3,77 < 1309,35$	vérifié (0,00)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} = 14,85$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} = 13,95$ [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} = 403,1$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0,5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ N_{b1,Ed} \leq V_{effRd}$	$ -3,77 < 403,11$	vérifié (0,01)

BARRE 2

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 44,33$ [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

$\alpha_{bx} = 0,89$	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0,25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0,0$	$0,89 > 0,00$	vérifié

$F_{b,Rd1x} = 161,2$ [kN]	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d^2 * t / \gamma_{M2}$
---------------------------	--	---

Direction z

$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2,8 * (e_1/d_0) - 1,7, 1,4 * (p_1/d_0) - 1,7, 2,5]$
$k_{1z} > 0,0$	$2,50 > 0,00$	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

$F_{b,Rd1z} = 181,44$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d^2 * t / \gamma_{M2}$
----------------------------	---	---

Pression du boulon sur la platine

Direction x

$$k_{1x} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_1 = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bx} = 1,00 \quad \text{Coefficient dépendant de l'espacement des boulons} \quad \alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 1,00 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd2x} = 100,80 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou} \quad F_{b,Rd2x} = k_1 \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$$

Direction z

$$k_{1z} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bz} = 1,00 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 1,00 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd2z} = 100,80 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$$

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$$e = 39 \text{ [mm]} \quad \text{Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons}$$

$$M_0 = -0,086 \text{ [kN} \cdot \text{m]} \quad \text{Moment fléchissant réel} \quad M_0 = N_{b2,Ed} \cdot e$$

$$F_{NSd} = -1,11 \text{ [kN]} \quad \text{Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial} \quad F_{NSd} = N_{b2,Ed} / n$$

$$F_{MSd} = -1,44 \text{ [kN]} \quad \text{Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment} \quad F_{MSd} = M_0 \cdot x_{max} / \sum x_i^2$$

$$F_{x,Ed} = -1,11 \text{ [kN]} \quad \text{Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x} \quad F_{x,Ed} = F_{NSd}$$

$$F_{z,Ed} = -1,44 \text{ [kN]} \quad \text{Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z} \quad F_{z,Ed} = F_{MSd}$$

$$F_{Ed} = 1,82 \text{ [kN]} \quad \text{Effort tranchant résultant dans le boulon} \quad F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$$

$$F_{Rdx} = 100,80 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x} \quad F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$$

$$F_{Rdz} = 100,80 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z} \quad F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$$

$$|F_{x,Ed}| \leq F_{Rdx} \quad |-1,11| < 100,80 \quad \text{vérifié} \quad (0,01)$$

$$|F_{z,Ed}| \leq F_{Rdz} \quad |-1,44| < 100,80 \quad \text{vérifié} \quad (0,01)$$

$$F_{Ed} \leq F_{vRd} \quad 1,82 < 44,33 \quad \text{vérifié} \quad (0,04)$$

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$$\beta_2 = 0,58 \quad \text{Coefficient de réduction} \quad [\text{Tableau 3.8}]$$

$$A_{net} = 59,21 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section nette} \quad A_{net} = A - d_0 \cdot t_{f2}$$

$$N_{u,Rd} = 989,01 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de calcul de la section nette} \quad N_{u,Rd} = (\beta_2 \cdot A_{net} \cdot f_{t2}) / \gamma_{M2}$$

$$N_{pl,Rd} = 1309,35 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de calcul plastique de la section brute} \quad N_{pl,Rd} = (0.9 \cdot A \cdot f_y) / \gamma_{M2}$$

$$|N_{b2,Ed}| \leq N_{u,Rd} \quad |-2,22| < 989,01 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

$$|N_{b2,Ed}| \leq N_{pl,Rd} \quad |-2,22| < 1309,35 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$$A_{nt} = 14,85 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire nette de la zone de la section en traction}$$

$$A_{nv} = 13,95 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la zone de la section en traction}$$

$$V_{effRd} = 403,11 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous} \quad V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$$

$$|N_{b2,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |-2,22| < 403,11 \quad \text{vérifié} \quad (0,01)$$

BARRE 3

RESISTANCE DES BOULONS

$$F_{v,Rd} = 27,60 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement} \quad F_{v,Rd} = 0.5 \cdot f_{ub} \cdot A_s \cdot m / \gamma_{M2}$$

Pression du boulon sur la barre

Direction x

$$k_{1x} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bx} = 0,89 \quad \text{Coefficient dépendant de l'espacement des boulons} \quad \alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0,89 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd1x} = 161,2 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou} \quad F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$$

Direction z

$$k_{1z} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bz} = 1,00 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 1,00 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd1z} = 181,44 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$$

Pression du boulon sur la platine

Direction x

$$k_{1x} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bx} = 1,00 \quad \text{Coefficient dépendant de l'espacement des boulons} \quad \alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 1,00 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd2x} = 100,8 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou} \quad F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$$

Direction z

$$k_{1z} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bz} = 1,00 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 1,00 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd2z} = 100,80 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$$

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$$e = 39 \text{ [mm]} \quad \text{Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons}$$

$$M_0 = -0,203 \text{ [kN*m]} \quad \text{Moment fléchissant réel}$$

$$M_0 = N_{b3,Ed} * e$$

$$F_{NSd} = -2,61 \text{ [kN]} \quad \text{Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial}$$

$$F_{NSd} = N_{b3,Ed} / n$$

$$F_{MSd} = -3,39 \text{ [kN]} \quad \text{Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment}$$

$$F_{MSd} = M_0 * X_{max} / \sum X_i^2$$

$$F_{x,Ed} = -2,61 \text{ [kN]} \quad \text{Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x}$$

$$F_{x,Ed} = F_{NSd}$$

$$F_{z,Ed} = -3,39 \text{ [kN]} \quad \text{Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z}$$

$$F_{z,Ed} = F_{MSd}$$

$$F_{Ed} = 4,27 \text{ [kN]} \quad \text{Effort tranchant résultant dans le boulon}$$

$$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$$

$$F_{Rdx} = 100,80 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x}$$

$$F_{Rdx} = \min(F_{b,Rd1x}, F_{b,Rd2x})$$

$$F_{Rdz} = 100,80 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z}$$

$$F_{Rdz} = \min(F_{b,Rd1z}, F_{b,Rd2z})$$

$$|F_{x,Ed}| \leq F_{Rdx} \quad |-2,61| < 100,80 \quad \text{vérifié} \quad (0,03)$$

$$|F_{z,Ed}| \leq F_{Rdz} \quad |-3,39| < 100,80 \quad \text{vérifié} \quad (0,03)$$

$$F_{Ed} \leq F_{vRd} \quad 4,27 < 27,60 \quad \text{vérifié} \quad (0,15)$$

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$$\beta_2 = 0,58 \quad \text{Coefficient de réduction}$$

[Tableau 3.8]

$$A_{net} = 59,21 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section nette}$$

$$A_{net} = A - d_0 * t_{r3}$$

$$N_{u,Rd} = 989,01 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de calcul de la section nette}$$

$$N_{u,Rd} = (\beta_2 * A_{net} * f_{u3}) / \gamma_{M2}$$

$$N_{pl,Rd} = 1309,35 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de calcul plastique de la section brute}$$

$$N_{pl,Rd} = (0.9 * A * f_{y3}) / \gamma_{M2}$$

$$|N_{b3,Ed}| \leq N_{u,Rd} \quad |-5,21| < 989,01 \quad \text{vérifié} \quad (0,01)$$

$$|N_{b3,Ed}| \leq N_{pl,Rd} \quad |-5,21| < 1309,35 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} = 14,85$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} = 13,95$ [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} = 403,1$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ N_{b3,Ed} \leq V_{effRd}$	$ -5,21 < 403,11$	vérifié (0,01)

BARRE 4

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 44,33$ [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**

$\alpha_{bx} = 0,89$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,89 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 161,2$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **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**

$F_{b,Rd1z} = 181,44$ [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**

$\alpha_{bx} = 1,00$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 100,80$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd2x} = k_1 * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2z} = 100,80$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$e = 39$ [mm] Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons

$M_0 = 0,142$ [kN*m] Moment fléchissant réel $M_0 = N_{b4,Ed} * e$

$F_{NSd} = -1,83$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial $F_{NSd} = N_{b4,Ed} / n$

$F_{MSd} = -2,37$ [kN] Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment $F_{MSd} = M_0 * X_{max} / \sum X_i^2$

$F_{x,Ed} = -1,83$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x $F_{x,Ed} = F_{NSd}$

$F_{z,Ed} = -2,37$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z $F_{z,Ed} = F_{MSd}$

$F_{Ed} = 3,00$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon $F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$

$F_{Rdx} = 100,80$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x $F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$

$e =$	39 [mm] Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons	
$F_{Rdz} =$	100,80 [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ -1,83 < 100,80$	vérifié (0,02)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ -2,37 < 100,80$	vérifié (0,02)
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$	$3,00 < 44,33$	vérifié (0,07)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$\beta_2 =$	0,58 Coefficient de réduction	[Tableau 3.8]
$A_{net} =$	59,21 [cm ²] Aire de la section nette	$A_{net} = A - d_0 \cdot t_{f4}$
$N_{u,Rd} =$	989,01 [kN] Résistance de calcul de la section nette	$N_{u,Rd} = (\beta_2 \cdot A_{net} \cdot f_{u4}) / \gamma_{M2}$
$N_{pl,Rd} =$	1309,35 [kN] Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = (0,9 \cdot A \cdot f_{y4}) / \gamma_{M2}$
$ N_{b4,Ed} \leq N_{u,Rd}$	$ -3,66 < 989,01$	vérifié (0,00)
$ N_{b4,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ -3,66 < 1309,35$	vérifié (0,00)


VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

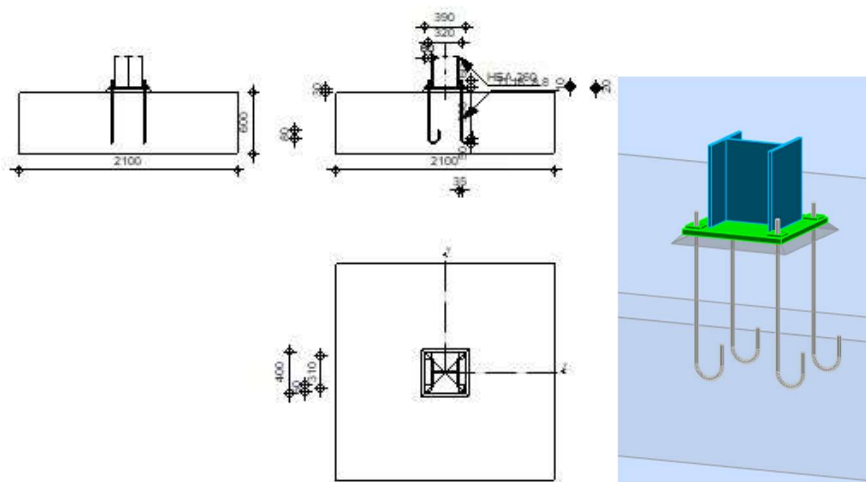
$A_{nt} =$	14,85 [cm ²] Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} =$	13,95 [cm ²] Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} =$	403,11 [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0,5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ N_{b4,Ed} \leq V_{effRd}$	$ -3,66 < 403,11$	vérifié (0,01)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio 0,15
--	------------

e) Assemblages poteau –fondation

Ces Assemblages généralement désignés par les termes « pieds de poteaux » ont pour fonction essentielle de transmettre aux fondations toutes les charges verticales et horizontales exercés sur le bâtiment. Par ailleurs, selon la rigidité que le concepteur leur donne, ces assemblages participent à la stabilité et à la souplesse de l'ouvrage.

	<p style="font-size: small;">Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021</p> <h3 style="margin: 0;">Calcul du Pied de Poteau encasté</h3> <p style="font-size: small;">Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete</p>	<div style="background-color: #00ff00; border-radius: 50%; width: 40px; height: 40px; display: flex; align-items: center; justify-content: center; margin: 0 auto;">OK</div> <p style="font-size: small;">Ratio 0,53</p>
---	--	---



GENERAL

Assemblage N°: 4
 Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré
 Noeud de la structure: 55
 Barres de la structure: 28

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 260
 Barre N°: 28
 $L_c = 3,060$ [m] Longueur du poteau
 $\alpha = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 250$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 260$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 8$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 13$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 24$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 86,82$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{yc} = 10455,00$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
 Matériau: S235
 $f_{yc} = 235,00$ [MPa] Résistance
 $f_{uc} = 360,00$ [MPa] Résistance ultime du matériau

PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pd} = 390$ [mm] Longueur
 $b_{pd} = 400$ [mm] Largeur
 $t_{pd} = 20$ [mm] Epaisseur
 Matériau: S 235
 $f_{ypd} = 235,00$ [MPa] Résistance
 $f_{upd} = 360,00$ [MPa] Résistance ultime du matériau

ANCRAGE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon
 Classe = 8.8 Classe de tiges d'ancrage
 $f_{yb} = 640,00$ [MPa] Limite de plasticité du matériau du boulon
 $f_{ub} = 800,00$ [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction
 $d = 16$ [mm] Diamètre du boulon

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	8.8	Classe de tiges d'ancrage
$A_s =$	1,57 [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	2,01 [cm ²]	Aire de la section du boulon
$n_H =$	2	Nombre de colonnes des boulons
$n_V =$	2	Nombre de rangées des boulons
Ecartement $e_{Hi} =$	320 [mm]	
Entraxe $e_{Vi} =$	310 [mm]	

Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 =$	60 [mm]
$L_2 =$	500 [mm]
$L_3 =$	100 [mm]
$L_4 =$	80 [mm]

Platine

$l_{wd} =$	60 [mm]	Longueur
$b_{wd} =$	60 [mm]	Largeur
$t_{wd} =$	10 [mm]	Epaisseur

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

$L =$	2100 [mm]	Longueur de la semelle
$B =$	2100 [mm]	Largeur de la semelle
$H =$	600 [mm]	Hauteur de la semelle

Béton

Classe		C20/25
$f_{ck} =$	20,00 [MPa]	Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

$t_g =$	30 [mm]	Epaisseur du mortier de calage
$f_{ck,g} =$	12,00 [MPa]	Résistance caractéristique à la compression
$C_{f,d} =$	0,30	Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

SOUDURES

$a_p =$	5 [mm]	Plaque principale du pied de poteau
---------	--------	-------------------------------------

EFFORTS

Cas: 43: com Acc 1 poteau (1+2+3+4+8+6+7+18+23) * 1.00 + (9+10+11+12+13+14+15+24) * 0.30

$N_{j,Ed} =$	-353,73 [kN]	Effort axial
$V_{j,Ed,y} =$	-0,21 [kN]	Effort tranchant
$V_{j,Ed,z} =$	-0,10 [kN]	Effort tranchant
$M_{j,Ed,y} =$	-0,110 [kN*m]	Moment fléchissant
$M_{j,Ed,z} =$	-0,299 [kN*m]	Moment fléchissant

RESULTATS

ZONE COMPRIMEE

COMPRESSION DU BETON

$f_{cd} =$	13,33 [MPa]	Résistance de calcul à la compression	EN 1992-1:[3.1.6.(1)]
$f_j =$	22,39 [MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise	[6.2.5.(7)]
$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$			

$c =$	37	[mm]	Largeur de l'appui additionnelle	[6.2.5.(4)]
$b_{eff} =$	87	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	335	[mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$A_{c0} =$	292,34	[cm ²]	Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$A_{c1} =$	2448,67	[cm ²]	Aire de calcul maximale de la répartition de la charge	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$F_{rd,u} = A_{c0} * f_{cd} * \sqrt{A_{c1}/A_{c0}} \leq 3 * A_{c0} * f_{cd}$				
$F_{rd,u} =$	1128,10	[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)]
$f_{jd} = \beta_j * F_{rd,u} / (b_{eff} * l_{eff})$				
$f_{jd} =$	25,73	[MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint	[6.2.5.(7)]
$A_{c,n} =$	708,30	[cm ²]	Aire de compression efficace	[6.2.8.2.(1)]
$A_{c,y} =$	292,34	[cm ²]	Aire de flexion My	[6.2.8.3.(1)]
$A_{c,z} =$	292,34	[cm ²]	Aire de flexion Mz	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,i} = A_{c,i} * f_{jd}$				
$F_{c,Rd,n} =$	1822,16	[kN]	Résistance du béton à la compression	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} =$	752,07	[kN]	Résistance du béton à la flexion My	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,z} =$	752,07	[kN]	Résistance du béton à la flexion Mz	[6.2.8.3.(1)]

AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

$CL =$	2,00		Classe de la section	EN 1993-1-1:[5.5.2]
$W_{pl,y} =$	919,86	[cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,y} =$	216,166	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,y} =$	238	[mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$				
$F_{c,fc,Rd,y} =$	910,17	[kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]
$W_{pl,z} =$	430,18	[cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,z} =$	101,092	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,z} =$	167	[mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$				
$F_{c,fc,Rd,z} =$	603,87	[kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$				
$N_{j,Rd} =$	1822,16	[kN]	Résistance de la semelle à l'effort axial	[6.2.8.2.(1)]
$F_{C,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$				
$F_{C,Rd,y} =$	752,07	[kN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]
$F_{C,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$				
$F_{C,Rd,z} =$	603,87	[kN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]

CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	0,19 < 1,00	vérifié	(0,19)
$e_y =$	0	[mm]	Excentricité de l'effort axial [6.2.8.3]
$Z_{c,y} =$	119	[mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,y}$ [6.2.8.1.(2)]
$Z_{t,y} =$	160	[mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,y}$ [6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,y} =$	0,466	[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)	0,24 < 1,00	vérifié	(0,24)
$e_z =$	1	[mm]	Excentricité de l'effort axial [6.2.8.3]
$Z_{c,z} =$	84	[mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,z}$ [6.2.8.1.(2)]
$Z_{t,z} =$	155	[mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,z}$ [6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,z} =$	1,011	[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)	0,30 < 1,00	vérifié	(0,30)
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,53 < 1,00	vérifié	(0,53)

CISAILLEMENT

PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$\alpha_{d,y} = 0,83$	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$\alpha_{b,y} = 0,83$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$	[Tableau 3.4]
$k_{1,y} = 2,50$	Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} \cdot \alpha_{b,y} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$		
$F_{1,vb,Rd,y} = 192,00$ [kN]	Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise	[6.2.2.(7)]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$\alpha_{d,z} = 0,65$	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$\alpha_{b,z} = 0,65$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$	[Tableau 3.4]
$k_{1,z} = 2,50$	Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \cdot \alpha_{b,z} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$		
$F_{1,vb,Rd,z} = 149,33$ [kN]	Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise	[6.2.2.(7)]

CISAILEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$\alpha_b = 0,25$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$	[6.2.2.(7)]
$A_{vb} = 2,01$ [cm ²]	Aire de la section du boulon	[6.2.2.(7)]
$f_{ub} = 800,00$ [MPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction	[6.2.2.(7)]
$\gamma_{M2} = 1,25$	Coefficient de sécurité partiel	[6.2.2.(7)]
$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_{vb} / \gamma_{M2}$		
$F_{2,vb,Rd} = 31,91$ [kN]	Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier	[6.2.2.(7)]
$\alpha_M = 2,00$	Coef. dépendant de l'ancrage du boulon dans la fondation	CEB [9.3.2.2]
$M_{Rk,s} = 0,386$ [kN*m]	Résistance caractéristique de l'ancrage à la flexion	CEB [9.3.2.2]
$l_{sm} = 48$ [mm]	Longueur du bras de levier	CEB [9.3.2.2]
$\gamma_{Ms} = 1,20$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.2]
$F_{v,Rd,sm} = \alpha_M \cdot M_{Rk,s} / (l_{sm} \cdot \gamma_{Ms})$		
$F_{v,Rd,sm} = 13,40$ [kN]	Résistance du boulon au cisaillement - avec bras de levier	CEB [9.3.1]

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$N_{Rk,c} = 209,66$ [kN]	Résistance de calcul. pour le soulèvement	CEB [9.2.4]
$k_3 = 2,00$	Coef. dépendant de la longueur de l'ancrage	CEB [9.3.3]
$\gamma_{Mc} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,cp} = k_3 \cdot N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$		
$F_{v,Rd,cp} = 194,13$ [kN]	Résistance du béton à l'effet de levier	CEB [9.3.1]

ECRASEMENT DU BORD DU BETON

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$V_{Rk,c,y} = 540,8$ [kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$\psi_{A,V,y} = 0,30$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
$\psi_{h,V,y} = 1,31$	Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
$\psi_{s,V,y} = 0,90$	Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB [9.3.4.(d)]
$\psi_{ec,V,y} = 1,00$	Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(e)]
$\psi_{\alpha,V,y} = 1,00$	Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB [9.3.4.(f)]
$\psi_{ucr,V,y} = 1,00$	Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation	CEB [9.3.4.(g)]
$\gamma_{Mc} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y} \cdot \psi_{A,V,y} \cdot \psi_{h,V,y} \cdot \psi_{s,V,y} \cdot \psi_{ec,V,y} \cdot \psi_{\alpha,V,y} \cdot \psi_{ucr,V,y} / \gamma_{Mc}$		
$F_{v,Rd,c,y} = 87,22$ [kN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$V_{Rk,c,z} = 536,3$ [kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$\psi_{A,V,z} = 0,30$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
$\psi_{h,V,z} = 1,31$	Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
$\psi_{s,V,z} = 0,90$	Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB [9.3.4.(d)]
$\psi_{ec,V,z} = 1,00$	Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(e)]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$V_{Rk,c,z} = 536,3$ [kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$\psi_{\alpha,V,z} = 1,00$	Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB [9.3.4.(f)]
$\psi_{ucr,V,z} = 1,00$	Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation	CEB [9.3.4.(g)]
$\gamma_{Mc} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z} \cdot \psi_{\alpha,V,z} \cdot \psi_{h,V,z} \cdot \psi_{s,V,z} \cdot \psi_{ec,V,z} \cdot \psi_{\alpha,V,z} \cdot \psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$		
$F_{v,Rd,c,z} = 88,01$ [kN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$C_{f,d} = 0,30$	Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton	[6.2.2.(6)]
$N_{c,Ed} = 353,73$ [kN]	Effort de compression	[6.2.2.(6)]
$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Ed}$		
$F_{f,Rd} = 106,12$ [kN]	Résistance au glissement	[6.2.2.(6)]

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$		
$V_{j,Rd,y} = 159,74$ [kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	$0,00 < 1,00$	vérifié (0,00)
$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$		
$V_{j,Rd,z} = 159,74$ [kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,00 < 1,00$	vérifié (0,00)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,00 < 1,00$	vérifié (0,00)

SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

$\sigma_{\perp} = 26,53$ [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 26,53$ [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{y } = -0,04$ [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\tau_{z } = -0,05$ [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
$\beta_w = 0,80$	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	$0,10 < 1,00$	vérifié (0,10)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{y }^2 + \tau_{z }^2))} / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0,15 < 1,00$	vérifié (0,15)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{z }^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0,14 < 1,00$	vérifié (0,14)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$b_{eff} = 87$ [mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} = 335$ [mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$k_{13,y} = E_c \cdot \sqrt{(b_{eff} \cdot l_{eff})} / (1.275 \cdot E)$		
$k_{13,y} = 19$ [mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} = 153$ [mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m = 41$ [mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,y} = 0.425 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3 / (m^3)$		
$k_{15,y} = 7$ [mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b = 196$ [mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,y} = 1.6 \cdot A_b / L_b$		
$k_{16,y} = 1$ [mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,y} = 0,30$	Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} = 113462,285$ [kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[Tableau 6.12]
$S_{j,rig,y} = 215250,000$ [kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$	SEMI-RIGIDE	[5.2.2.5.(2)]

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$k_{13,z} = E_c \cdot \sqrt{(A_{c,z})} / (1.275 \cdot E)$		
$k_{13,z} = 19$ [mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} = 153$ [mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m = 41$ [mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]

$l_{eff} =$	153 [mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$k_{15,z} = 0.425 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3 / (m^3)$			
$k_{15,z} =$	7 [mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	196 [mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,z} = 1.6 \cdot A_b / L_b$			
$k_{16,z} =$	1 [mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,z} =$	0,50	Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,z} =$	56372,993 [kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]
$S_{j,rig,z} =$	75508,588 [kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,z} < S_{j,rig,z}$		SEMI-RIGIDE	[5.2.2.5.(2)]

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

AILE DU POTEAU EN COMPRESSION

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio 0,53
--	------------

CHAPITRE XI
DIMENSIONNEMENT DES
FONDATIONS

1 Introduction

Les fondations constituent l'élément fondamental de toute structure, assurant la transmission des charges de l'ouvrage vers le sol de manière stable et sécurisée. Leur conception doit prendre en compte la nature du sol, les charges appliquées, ainsi que les conditions environnementales et géotechniques du site.

On distingue généralement deux grandes catégories de fondations :

- **Fondations superficielles** : Utilisées lorsque le sol porteur est proche de la surface.
- **Fondations profondes** : Nécessaires lorsque le sol résistant est situé à grande profondeur ou lorsque les charges sont importantes.

2 Choix de type de fondation

Le choix du type de fondation dépend principalement de :

- La nature du sol
- Les charges de la structure
- La profondeur du bon sol
- La présence d'eau
- Le contexte sismique ou réglementaire
- Les contraintes de chantier

3 Types de semelles (fondations superficielles)

- **Semelle isolée** : placée sous un poteau, généralement de forme carrée ou rectangulaire.
- **Semelle filante** : s'étend sous un mur porteur ou une rangée de poteaux.
- **Semelle combinée** : relie deux poteaux rapprochés, souvent utilisée près des limites de propriété.
- **Radier général** : dalle couvrant toute l'emprise du bâtiment, adaptée aux sols peu porteurs.
- **Semelle sur pieux** : utilisée lorsque le sol de surface est faible, combinée à des pieux pour un ancrage profond

4 Dimensionnements des fondations

Pour le dimensionnement des fondations, on choisit une semelle qui se trouve sous le poteau (A), les autres poteaux doivent être calculés de la même manière.

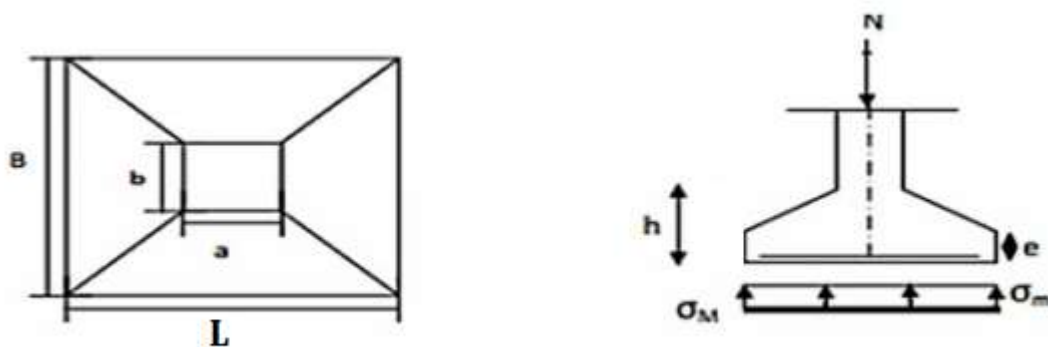


Figure XI .1. Diagramme des contraintes agissant sur les fondations.

4.1 Charge à prend en considération

Les charges à prendre en compte sont les charges maximales : verticales, horizontales ou inclinées (DTRB).

Les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'action :

D'après (RPA 2024) :

- $G + \psi Q + E_1$
- $G + \psi Q + E_2$

Avec :

- $E_1 = \pm E_x \pm 0,3 E_y$
- $E_2 = \pm 0,3 E_x \pm E_y$

5 Calcul de la fondation centrée en béton armée

Sous un chargement "N" et "M", l'excentricité e est définie par la relation suivante :

$$e = M/N$$

La platine est soumise aux sollicitations les plus défavorables qui sont (poteau HEA 260)

$$N_{sd} = 651 \text{ KN} \downarrow$$

$$M_{sd} = 15,70 \text{ KN.m}$$

$$f_{cK} = 25 \text{ Mpa} \quad \text{et} \quad F_{yK} = 400 \text{ Mpa}$$

$$\text{La Contrainte admissible du sol : } \bar{\sigma}_s = 2 \text{ dan/cm}^2 = 0,02 \text{ KN/cm}^2$$

Charge axiale de service de compression :

$$N = \frac{N_{sd}}{\gamma_{moy}} \rightarrow \gamma_{moy} = (\gamma_G + \gamma_Q) / 2 = (1,35 + 1,5) / 2 = 1,425$$

$$\frac{N_{sd}}{\gamma_{moy}} = \frac{651}{1,425} = 456,84 \text{ KN}$$

Moment fléchissant de service :

$$\frac{M_{sd}}{1,425} = \frac{15,70}{1,425} = 11,02 \text{ KN}$$

On admit 10 % de N_{sd} comme poids propre de bloc de béton :

$$P_p = 0,10 \times 456,84 = 45,68 \text{ KN}$$

$$N = 456,84 + 45,68 = 502,52 \text{ KN}$$

5.1 L'aire de la fondation en béton

$$A = \frac{N}{\sigma_s} = \frac{502,52}{200} = 2,51 \text{ m}^2$$

On admet 25% additionnel du au moment :

$$A = 1,25 \times 2,51 = 3,14 \text{ m}^2$$

6 Calcul des dimensions de la semelle

Dimensions de la fondation : L × B

Les dimensions de la plaque d'assise :

$$a = h + 2 \times c = 260 + 2 \times 70 = 400 \text{ m}$$

$$b = h + 2 \times c = 250 + 2 \times 70 = 390 \text{ m}$$

Les dimensions de la semelle sont choisies de manière qu'elles soient homothétiques avec celle de la platine.

$$k = \frac{a}{b} = \frac{L}{B} = \frac{400}{390} = 1,03$$

$$P = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{2} \leq \bar{\sigma}_s = 0,020 \text{ KN/cm}^2$$

Avec :

$$L = 1,03B \rightarrow B = 0,97L$$

$$S = L \times 0,97L = 0,97L^2$$

$$V = \frac{L}{2} ; I = \frac{B \cdot L^3}{12} = \frac{0,97L^4}{12}$$

$$\sigma_s = \frac{502,52}{0,97L^2} + \frac{11,02 \times 10^2 \times \frac{L}{2}}{\frac{0,97 \times L^4}{12}} \leq 0,02$$

On obtient une inéquation 3^{eme} degré :

$$L^3 - 25903L - 340965 \geq 0$$

$$L \geq 167,1 \text{ cm}$$

On prend pour plus de sécurité les valeurs suivantes :

$$L = 210 \text{ cm} ; B = 0,97L = 203,7 \text{ cm} \text{ On opte une section carrée (L x B) = (210 x 210) cm,}$$

Hauteur de la semelle :

$$h \geq \left\{ \max \left(\frac{L-a}{4} = \frac{210-40}{4} = 42,5 \text{ cm} ; \frac{B-b}{4} = \frac{210-39}{4} = 42,75 \text{ cm} \right) \right\}$$

Soit h = 45 on prend h = 60 cm : valeur plus pratique de sécurité et pour éviter le poinçonnement.

On admet un enrobage de 60 mm et des armatures de type HA16.

$$d = 60 - 5 - 1,6/2 = 54,2 \text{ cm}$$

Effort normal a la base de la semelle :

P_p Le poids propre de la semelle :

$$p_p = 2400 \times 2,1 \times 2,1 \times 0,6 = 6350 \text{ Kg} = 63,50 \text{ KN}$$

$$N = 502,52 + 63,50 = 566,02 \text{ KN}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{11,02 \times 10^2}{566,02} = 1,95 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{6} = \frac{210}{6} = 35 \text{ cm}$$

$$e < \frac{L}{6}$$

→ La répartition du diagramme est trapézoïdale.

- Calcul des armatures à L'ELU

$$N_{sd} = 651 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 15,70 \text{ KN.m}$$

$$N_{sd} = 651 + 1,35P_p = 651 + 1,35 \times 63,50 = 736,73 \text{ KN}$$

$$P_{1,2} = \frac{N_{sd}}{A} \pm \frac{M_{sd}.y}{I} = \frac{N_{sd}}{BL} \pm \frac{6M_{sd}}{BL^2}$$

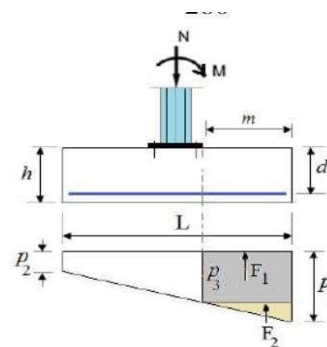
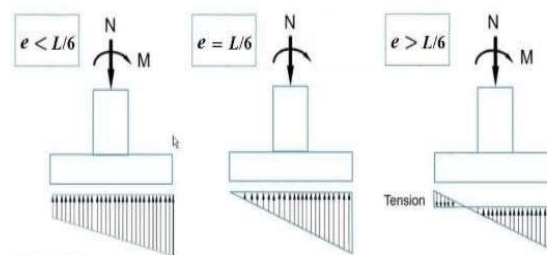
$$P_{1,2} = \frac{736,73}{210 \times 210} \pm \frac{6 \times 15,70 \times 10^2}{210 \times 210^2} = 0,0167 \pm 1,072 \times 10^{-3}$$

$$P_1 = 0,0167 + 1,072 \times 10^{-3} = 0,0177 \text{ KN/cm}^2 < 0,02 \text{ KN/cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$P_2 = 0,0167 - 1,072 \times 10^{-3} = 0,0156 \text{ KN/cm}^2 < 0,02 \text{ KN/cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$P_3 = P_2 + (P_1 - P_2) \frac{m+a}{L} = 0,0156 + (0,0177 - 0,0156) \frac{(85+40)}{210} = 0,0159 \text{ KN/cm}^2$$

$$m = \frac{210-40}{2} = 85 \text{ cm}$$



- Calcul des armatures dans la direction du moment

Calcul du moment fléchissant au niveau de la section dangereuse (au nu de la plaque d'assise ou bien du poteau en béton s'il existe) :

$$L = 210 \text{ cm}, b = 210 \text{ cm}, m = 85 \text{ cm},$$

$$F_1 = P_3 \times m \times B = 0,0159 \times 85 \times 210 = 283,81 \text{ KN}$$

$$F_2 = 0,5(P_1 - P_3) \times m \times B = 0,5(0,0177 - 0,0159) \times 85 \times 210 = 16,06 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = F_1 \times (m/2) + F_2 \times (2m/3)$$

$$M_{sd} = 283,81 \times \left(\frac{85}{2}\right) + 16,06 \times \left(2 \times \frac{85}{3}\right) = 12972 \text{ KN.cm}$$

$$M_{sd} = 12972 \text{ KN.cm} = 129,72 \text{ KN.m}$$

On assume des armatures de 16mm et l'enrobage de 50 mm

$$k = \frac{M_{sd}}{f_{ck}bd^2} = \frac{129,72 \times 10^6}{25 \times 2100 \times 542^2} = 8,41 \times 10^{-3}$$

$$k = 8,41 \times 10^{-3} < 0,0156 \text{ (pas d'armatures comprimées)}$$

$$Z = d(0,5 + \sqrt{0,25 - k/1,134}) = 542 (0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{8,41 \times 10^{-3}}{1,134}}) = 537,95 \text{ mm} > 0,95d$$

$$Z = 0,95d = 0,95 \times 542 = 514,9 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_{sd}}{f_{yd}Z} = \frac{129,72 \times 10^6}{347,8 \times 514,9} = 724,36 \text{ mm}^2$$

Avec :

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPa (Acier Fe400)}$$

- **Section minimale des armatures principales**

$$A_{min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d = 0,26 \times \frac{2,6}{400} \times 2100 \times 542 = 1923,56 \text{ mm}^2$$

$$f_{ctm} = 0,30 f_{ck}^{2/3} = 0,30 \times (25)^{2/3} = 2,6 \text{ N/mm}$$

$$\frac{1923,56}{201} = 9,57 \rightarrow (\text{diamètre d'un HA16} = 201 \text{ mm}^2)$$

On opte pour **10 HA16** qui donne une section d'armature $A=2011 \text{ mm}^2$

La section à adopter sera 10 HA16 avec espacement de 21 cm.

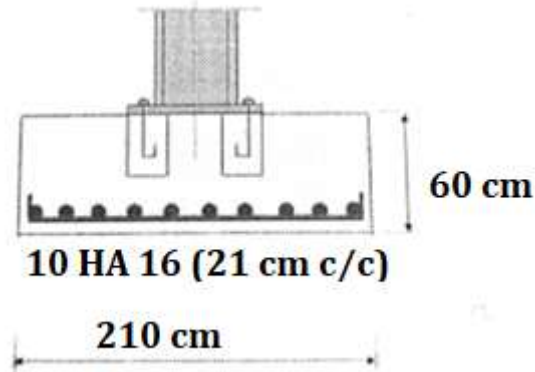


Figure XI.2 : le ferrailage et armature principale des semelles

- **Calcul de la section transversale**

$$p = \frac{N_{sd}}{B \times L} = \frac{736,73}{210 \times 210} = 0,0167 \text{ KN/cm}^2$$

$$m = 80 \text{ cm}$$

$$F = p \times m \times L = 0,0167 \times 85 \times 210 = 298,09 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = F \times \left(\frac{m}{2}\right) = 298,09 \times \left(\frac{85}{2}\right) = 12668,83 \text{ KN.cm}$$

$$M_{sd} = 126,68 \text{ KN.m}$$

$$K = \frac{M_{sd}}{f_{ck} \cdot b \cdot d^2} = \frac{126,68 \times 10^6}{25 \times 210 \times 542^2} = 0,082 < 0,156$$

$$Z = d \left(0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{k}{1,134}} \right)$$

$$Z = 542 \left(0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{0,082}{1,134}} \right) = 499,47 \text{ mm} < 0,95 d = 514,9 \text{ mm}$$

$$Z = 499,47 \text{ mm}$$

$$A_s = M_{sd} / f_{yd} Z$$

Avec :

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa} = 348 \text{ N/mm}^2 \text{ (Acier Fe 400)}$$

$$A_s = \frac{126,68 \times 10^6}{348 \times 499,47} = 728,82 \text{ mm}^2$$

• **Section nominale des armatures principales**

$$A_{min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d$$

Avec :

f_{ctm} : Valeur moyenne de la résistance du béton à la traction.

$$f_{ctm} = 0,30 \times f_{ck}^{2/3} = 0,30 \times 25^{2/3} = 2,6 \text{ N/mm}^2$$

$$A_{x \min} = 0,26 \frac{2,6}{400} \times 2100 \times 542 = 1923,56 \text{ mm}^2$$

Diamètre d'une armature HA16 = 201 mm²

Donc : 1923,56/201 = 9,56

On prend **10 HA14** → A= 2011 mm²

La section à adopter sera 10 HA16 avec espacement de 21 cm.

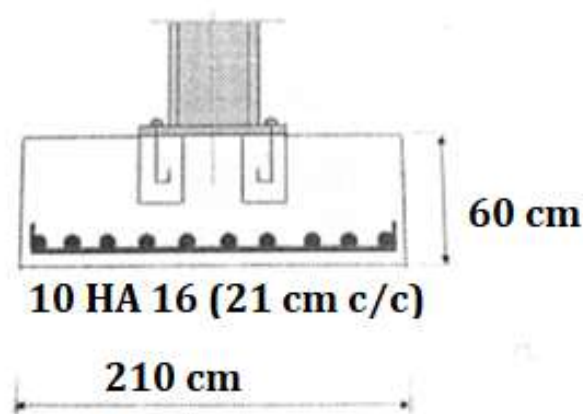


Figure XI.3 : le ferrailage et armature principale des semelles transversales

7 Vérification au cisaillement

La section dangereuse vis-à-vis du cisaillement est située à la distance d la plaque d'assise

$$V_{sd} = \frac{(P_1 + P_3)}{2} \times (m - d) \times B = \frac{(0,0177 + 0,0159)}{2} \times (85 - 54,2) \times 210 = 108,66 \text{ KN}$$

La contrainte de cisaillement correspondante :

$$V_{sd} = \frac{V_{sd}}{B \times d} = \frac{108,66 \times 10^3}{2100 \times 542} = 0,095 \text{ N/mm}^2$$

La contrainte de cisaillement résistante :

$$V_{Rd,c} = [0,12k \times (100 \times \rho \times f_{ck})^{1/3}]$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{542}} = 1,61$$

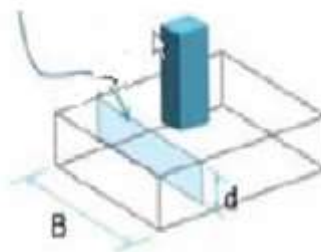
Le pourcentage d'armature dans la section :

$$\rho = \frac{A_s}{Bd} = \frac{2011}{2100 \times 542} = 1,84 \times 10^{-3}$$

$$V_{Rd,c} = [0,12 \times 1,61 \times (100 \times 1,84 \times 10^{-3} \times 25)^{1/3}] = 0,32 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{sd} = 0,095 \text{ N/mm}^2 < V_{Rd,c} = 0,32 \text{ N/mm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$v = V/(B.d) \quad (\text{N/mm}^2)$$



8 Vérification au poinçonnement

La fondation peut être poinçonnée par la plaque d'assise.

La section critique de poinçonnement est située à **1,5d** de la plaque d'assise.

$$p = \frac{N_{sd}}{B \times L} = \frac{651}{2,1 \times 2,1} = 147,62 \text{ KN/m}^2 \approx 0,0148 \text{ KN/cm}^2$$

La surface hachurée :

$$S = [210 \times 210 - (3 \times 54,2 + 39)(3 \times 54,2 + 40)] = 3255,84 \text{ cm}^2$$

$$V_{\text{poinçonnement}} = p \times S = 0,0148 \times 3255,84 = 48,19 \text{ KN}$$

La surface cisailée :

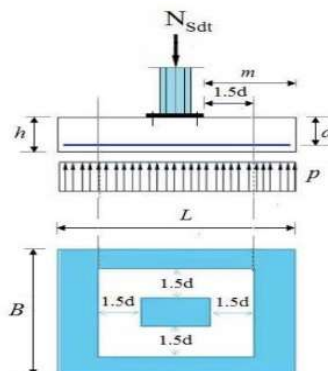
$$S' = [d \times 2(3d + a + 3d + b)]$$

$$S'' = \text{périmètre} \times d = 0,542 \times 2(3 \times 0,542 + 0,40)(3 \times 0,542 + 0,39) = 4,42 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{V_{\text{poinçonnement}}}{S'} = \frac{48,19}{4,42} = 10,90 \text{ KN/m}^2 = 10,90 \times 10^3 \times 10^{-6} \text{ N/mm}^2$$

$$V = 10,90 \times 10^{-3} \text{ N/mm}^2$$

$$V = 0,011 \text{ N/mm}^2 < V_{Rd,c} = 0,32 \text{ N/mm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$



9 Calcul des longrines

Les longrines ont pour rôle de relier les semelles entre elles, elles sont soumises à un effort de traction. Une longrine est posée directement sur un béton de propreté pour empêcher la pollution du béton frais de la longrine par le sol support lors du coulage béton.

Le béton de propreté offre également un support uniforme à la longrine.

9.1 Dimensionnement des longrines

Selon RPA 2024, pour un sol de type S3 Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

- 25 cm x 30 cm : sites de catégorie S2 et S3

9.2 Calcul du ferrailage

Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à une force axiale égale à :

$$(F = \pm \alpha \cdot (A.I.S) \cdot N) \geq 20kN$$

Avec :

N : valeur moyenne des charges verticales apportées par les points d'appui solidarises en situation sismique (N=502,52 KN).

α : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée. Il est donne par

$$\alpha = \begin{cases} 0,3 \text{ pour } S_2 \\ 0,4 \text{ pour } S_3 \\ 0,6 \text{ pour } S_4 \end{cases}$$

Donc $\alpha=0,4$

$$F = 0,4 \times 0,2 \times 1 \times 1,3 \times 502,52 = 52,26 \text{ KN} > 20 \text{ KN}$$

Le ferrailage minimum doit être de 0.6% de la section avec des cadres dont l'espacement est inferieur a (min (20 cm ; 15 Φ t)) selon (l'RPA 2024).

$$A_{min} = 0,6\%(b \times h) = \frac{0,6}{100} \times (25 \times 30) = 4,5 \text{ cm}$$

- **Vérification de condition de non fragilité**

$$A_{st} \geq h \times b \times \frac{f_{tj}}{f_e} = (25 \times 30 \times \frac{2,1}{400}) = 3,94 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifier}$$

9.3 Calcul les armatures transversales

$$\phi_t \leq \min (h/35; \phi_{min} ; b/10) \rightarrow \phi_t \leq \min (8,5; 10 ; 25) \leq 10 \text{ mm}$$

$\phi_t = 10 \text{ mm}$ dans ce cas, on considère des armatures de diamètre T10 comme armature transversale

9.4 Calcul d'espacement des cadres

Le RPA 2024 exige des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser :

$$S_t \leq (20 ; 15\varphi_t) \rightarrow S_t \leq (20 \text{ cm} ; 15 \times 1) \rightarrow S_t \leq (20 \text{ cm} ; 15 \text{ cm})$$

Alors on adopte un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$.

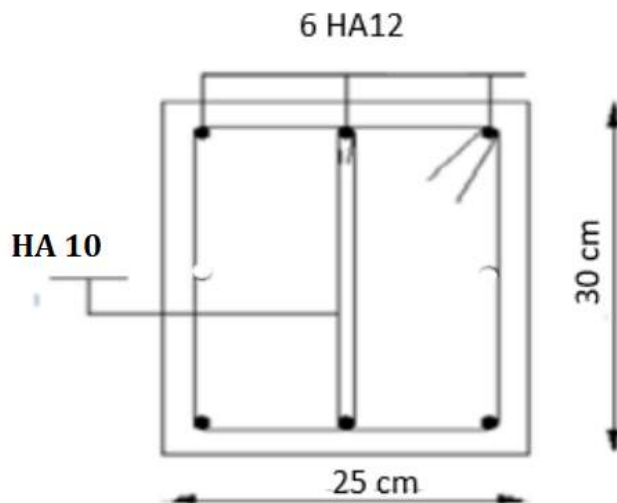


Figure XI.4 : Schéma de ferrailage des longrines.

Conclusion générale

Ce travail de fin d'études a débuté à partir d'un plan architectural, ce qui m'a amené à analyser et à proposer des solutions techniques adaptées à un bâtiment en charpente métallique **R+2** à usage de bureaux, situé en zone sismique IV selon le **RPA 2024**.

J'ai conçu, dimensionné et modélisé l'ensemble des éléments de la structure, en conformité avec les exigences du **RPA 2024**, des **DTR** et **RNV 2013** et des **Eurocodes**.

L'étude a porté sur les solives, poutres, poteaux, contreventements, ainsi que le plancher collaborant, les assemblages métalliques et les fondations.

La structure a été entièrement modélisée sous **ROBOT Structural Analysis**, ce qui m'a permis d'effectuer les vérifications aux états limites et d'évaluer le comportement global de l'ouvrage.

Les profils adoptés à l'issue du dimensionnement sont les suivants : **IPE 180** pour les solives, **IPE 270** et **IPE 300** pour les poutres principales, et **HEA 260** pour les poteaux.

À l'issue de cette étude, je retiens les points suivants :

- ❖ L'effort sismique est l'action la plus défavorable, ce qui a justifié l'adoption de contreventements **CAEP 180×18**.
- ❖ Le plancher collaborant, constitué d'une dalle en béton d'épaisseur **12 cm**, et des connecteurs de diamètre **16 mm**, assure une bonne rigidité horizontale.
- ❖ Les assemblages ont été vérifiés pour garantir la transmission correcte des efforts entre éléments.
- ❖ Les fondations, de forme carrée **2,10 m × 2,10 m** et de **60 cm** de hauteur, ont été dimensionnées à partir des descentes de charges issues du modèle global.
- ❖ La légèreté et la performance de l'acier m'ont permis de concevoir une structure stable et efficace sur de grandes portées.
- ❖ Le logiciel **ROBOT** m'a permis d'obtenir des résultats fiables dans un délai maîtrisé.

Ce projet m'a permis de mettre en pratique les compétences acquises durant ma formation, tout en me préparant aux exigences du métier d'ingénieur dans un contexte sismique réel.

❖ Règlements :

- DTR B.C 2.2 : « Charges permanentes et charges d'exploitations » Centre National de Recherche Appliquée en Génie-Parasismique CGS ;
- DTR C 2-4.7 : « Règlement Neige et Vent version 2013 (RNV2013) » Centre National d'Etude et de Recherche Intégrés du Bâtiment ;
- EUROCODE 3 : « Calcul des structures métalliques et document d'application nationale » Éditée et diffusée par l'Association Française de Normalisation (AFNOR)
- EUROCODE 4 : « Calcul des structures mixtes acier-béton et document d'application nationale » Éditée et diffusée par l'Association Française de Normalisation (AFNOR)
- DTR B.C 2.44 : « Règles de Conception et de Calcul des Structures en Acier (CCM97) » Centre National de Recherche Appliquée en Génie-Parasismique CGS ;
- DTR B.C 2.48 : « Règlement Parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) » Centre National de Recherche Appliquée en Génie-Parasismique CGS ;
- BAEL 91/99 : « Règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en constructions en Béton Armé suivant la méthode des Etats Limites - BAEL 91 révisé 99 » Avril 99.

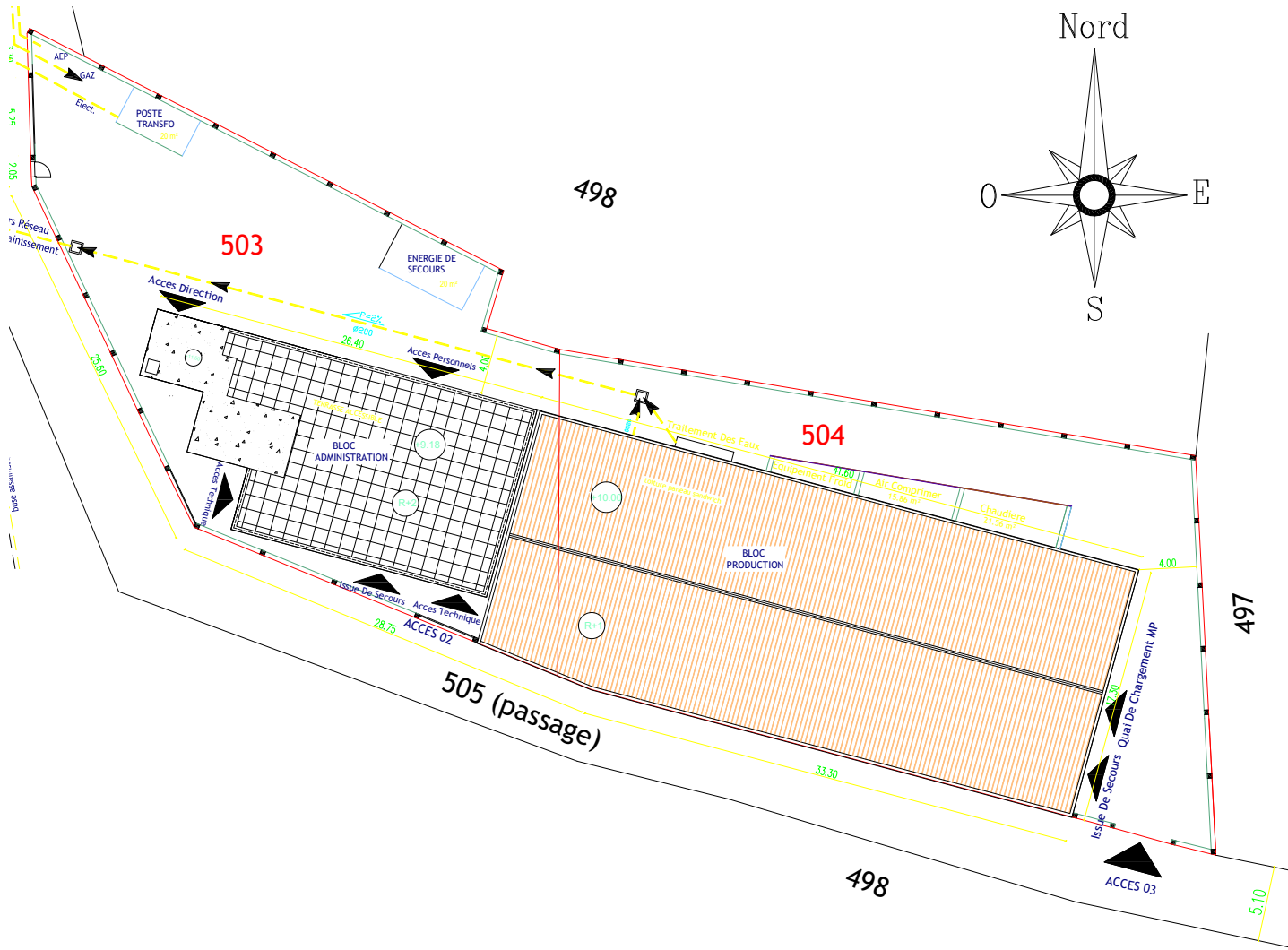
❖ Ouvrage :

Calcul des Eléments de construction Métallique selon l'Eurocode 03, livre de **Mr: DAHMANI Lahlou** (professeur au Département de génie civil à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou) pour l'étude de pré-dimensionnement des éléments (portique, contreventement et assemblages) .

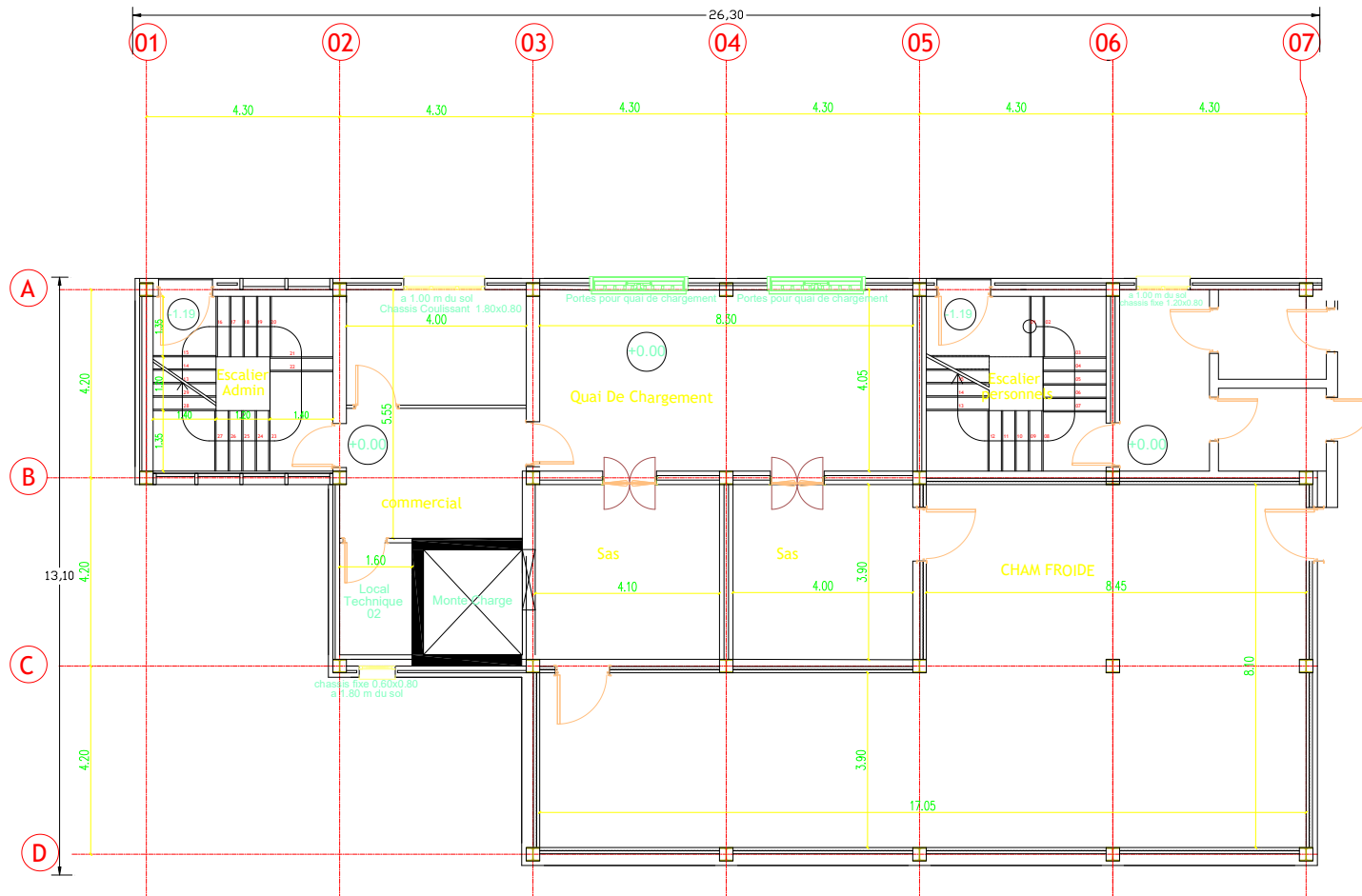
❖ Logiciels :

ROBOT : « Autodesk Robot Structural Analyses Professional version 2021 ».

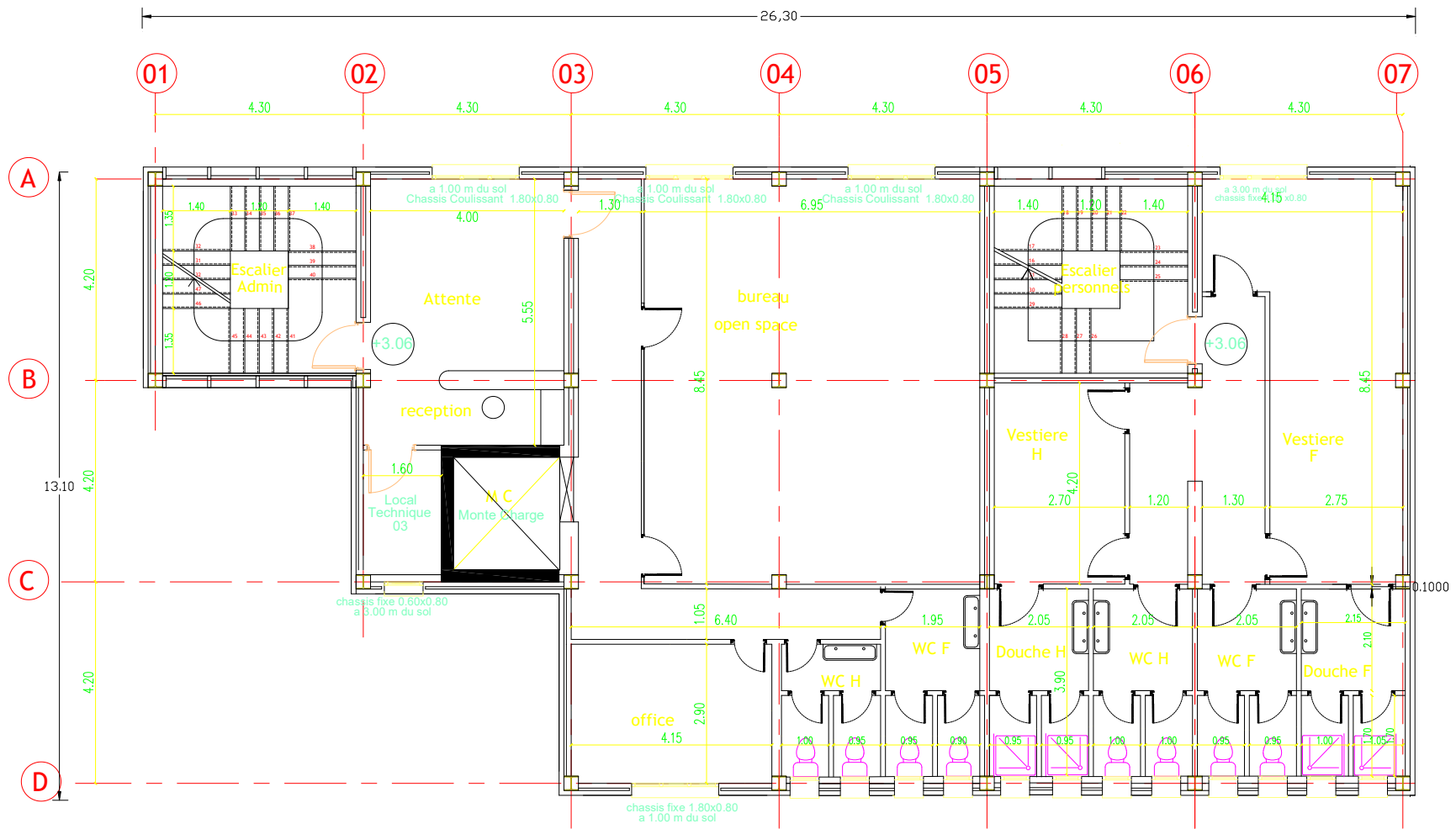
PLANS



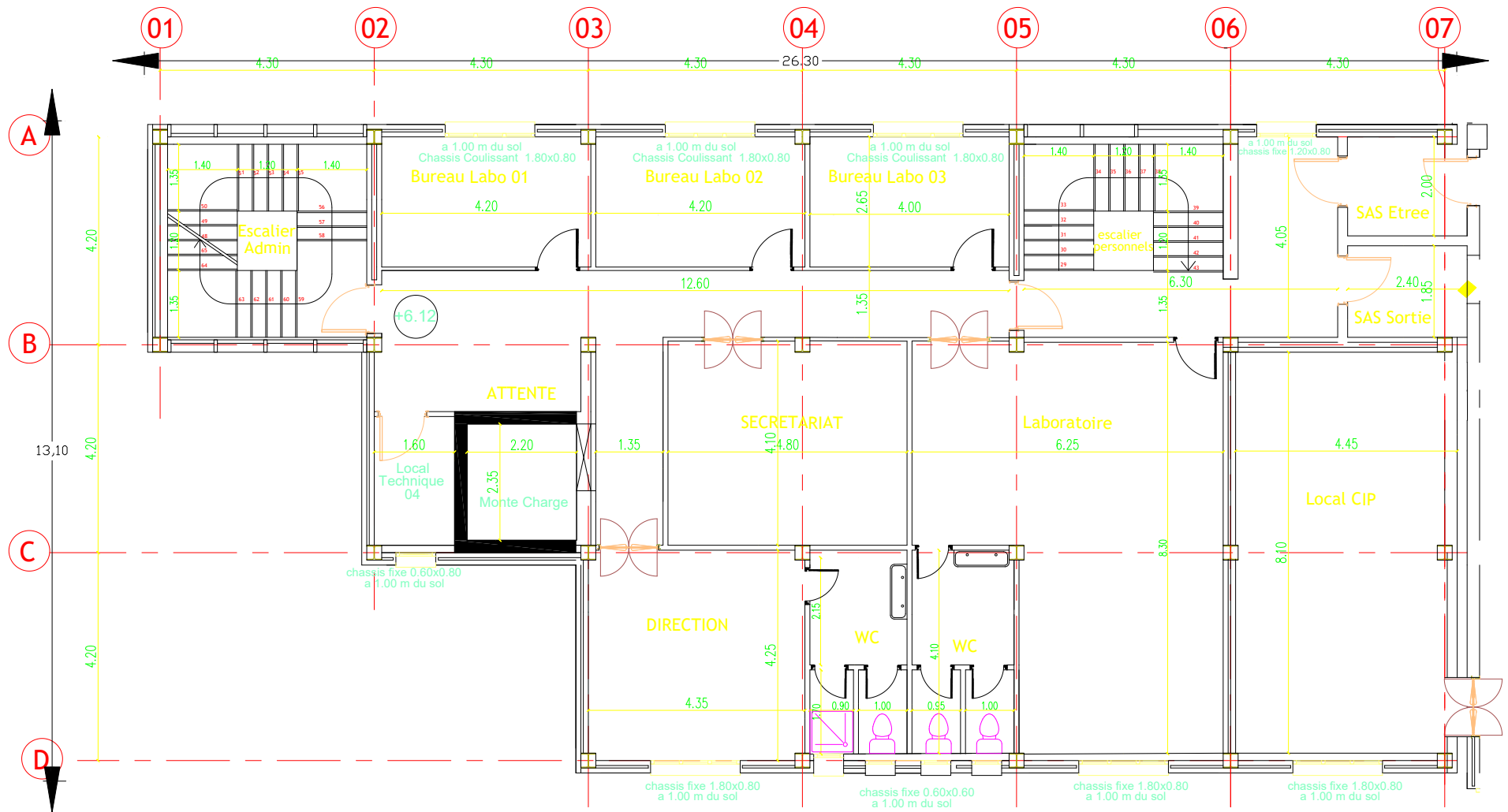
PLAN MASSE 1/200



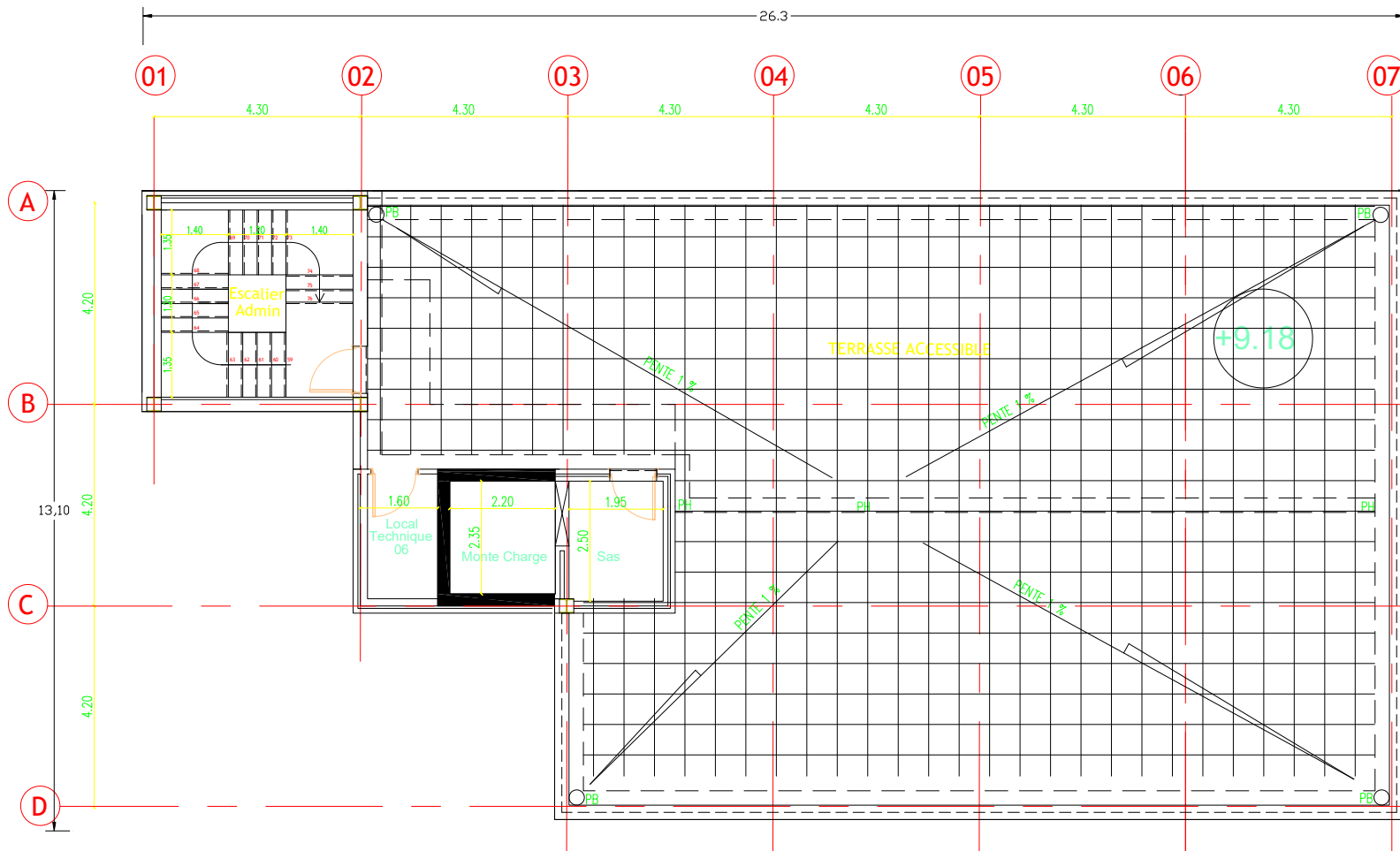
PLAN NIVEAU 01 +0.00 1/100 em



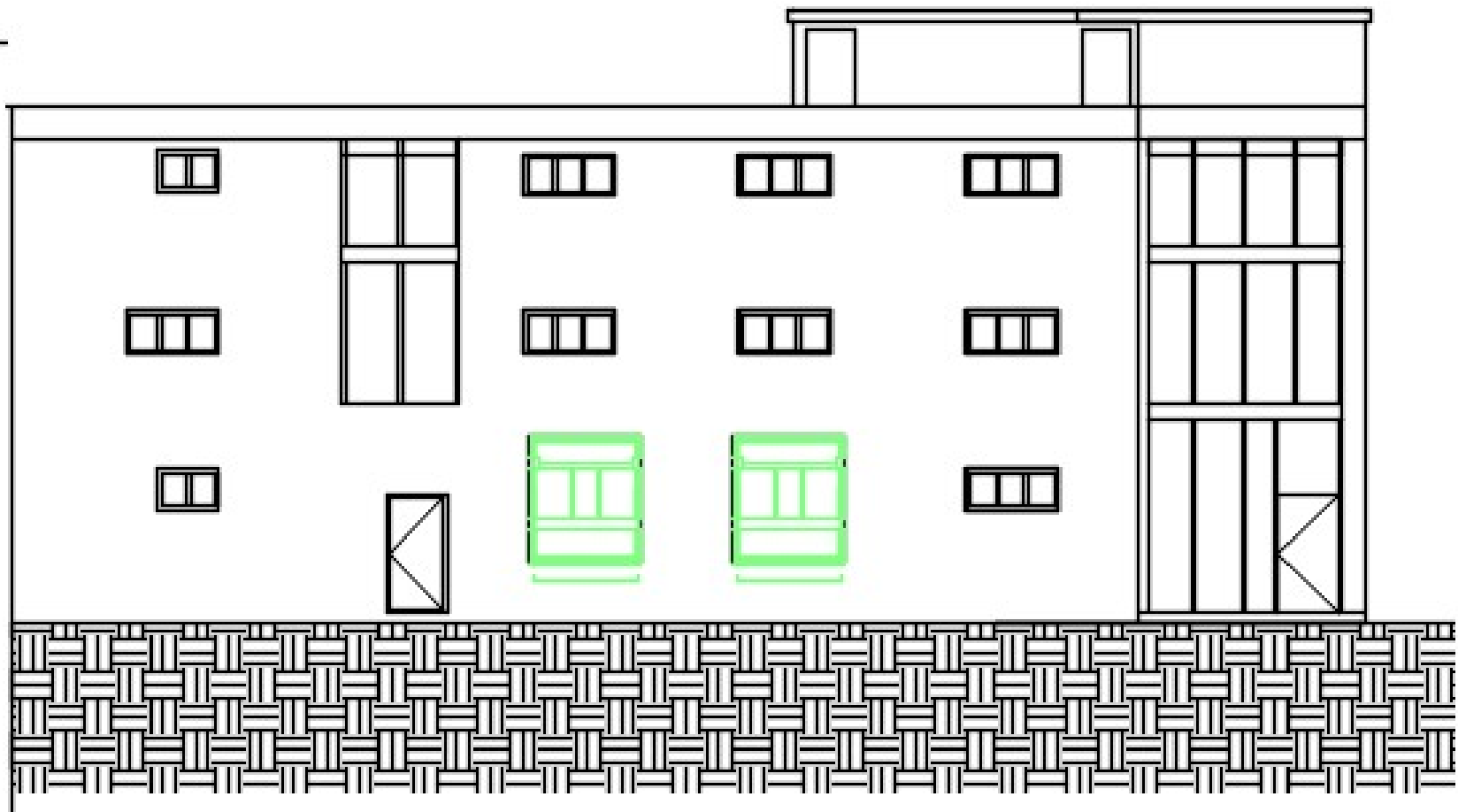
PLAN NIVEAU 01 MEZZANINE +3.06



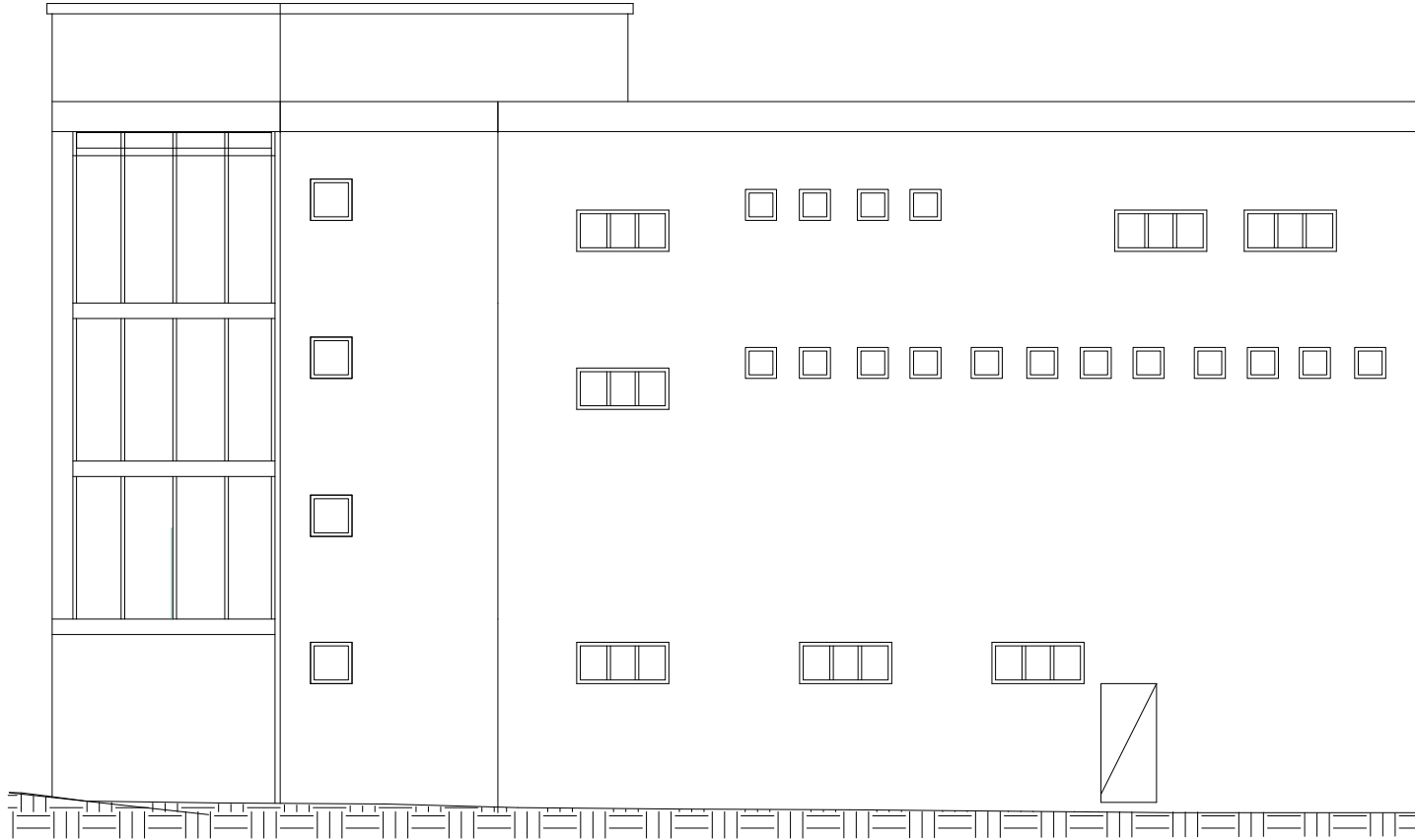
PLAN NIVEAU 02 +6.12



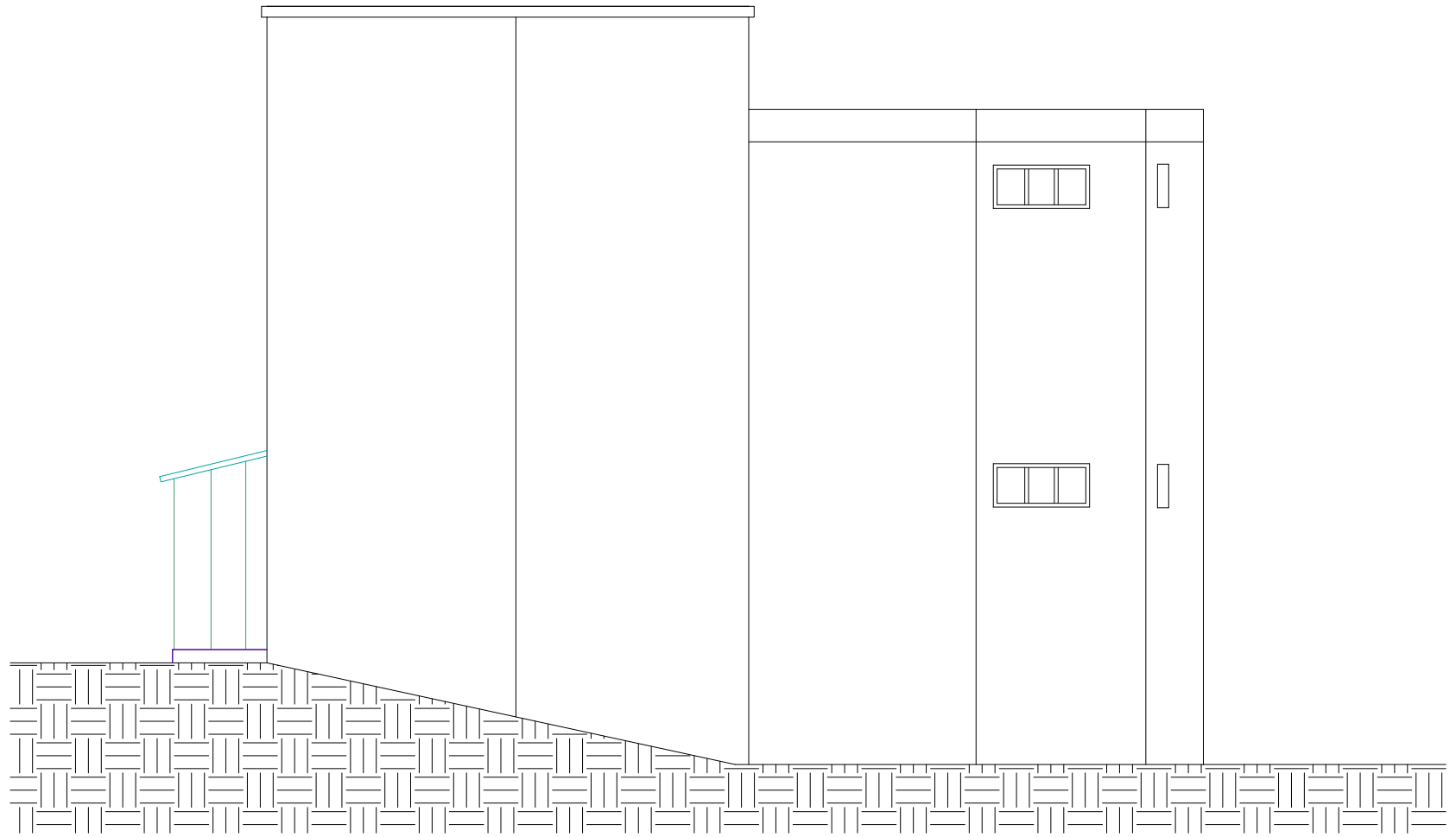
PLAN TOITURE ET TERRASSE



PLAN DE FACADE SUD



PLAN DE FACADE NORD



PLAN DE FACADE OUEST

ANNEXE

Annexe A : Fiche technique de la tôle TN (40)

PROFILS NERVURES

APPLICATIONS

Les profils nervurés sont utilisés en couverture sèche ou en bardage pour :

- les ateliers de production,
- les bâtiments tertiaires,
- les centres commerciaux,
- les bâtiments industriels,
- les entrepôts agricoles,
- les habitations.

DEFINITIONS / NORMES:

Identification de l'acier: Nuance S250, S280, S320
 - Acier galvanisé en continu Z 275 NF P 34310 et NF EN 10147
 - Acier galvanisé prélaqué en continu NF P 34301
 - Caractéristique dimensionnelles NF P 34401
 - Informations techniques établies conformes à la norme NF P 34-205-1 et ou DTU 40-35

REVETEMENT:

Sans spécifications particulières les profils nervurés sont livrés en qualité standard.
 - Galvanisé seul, qualité Z 275
 - Galvanisé prélaqué, face extérieure finition laquée polyester ép. 25µ - teintes standard: voir nuancier. envers de bande finition primaire d'accrochage époxy ép. 7µ.
 Classement de réaction au feu: M0.

MISE EN OEUVRE:

Manutention:
 Les profils ne doivent pas être choqués ou griffés pour éviter toute mise à nu du métal.

Mise en oeuvre:

- Se référer au DTU 40-35
 - Eliminer soigneusement et au fur et à mesure de la pose, les limailles de perçage, par un nettoyage à la brosse.

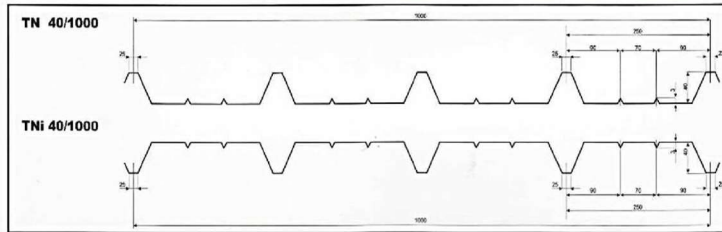
Stockage:

- Empilés les profils galvanisés sont sensibles à l'humidité et à la condensation, mis en oeuvre, les profils galvanisés ne craignent pas le contact de l'eau.

- Le stockage des profils doit être fait sous abri ventilé (magasin ouvert, bache), les colis étant inclinés par rapport à l'horizontal et séparés du sol pour permettre une bonne ventilation, en évitant toute déformation permanente des profils.

CARACTERISTIQUE DU PROFIL

	EPAISSEUR mm				
	0,5	0,6	0,7	0,8	1,0
Poids (kg/m ²)	4,9	5,89	6,87	7,85	9,81
J (cm ² /m)	12,3	16,05	18,72	21,40	28,75
W (cm ³ /m)	3,92	5,30	6,18	7,07	8,83



CHARGE ADMISSIBLE UNIFORMEMENT DISTRIBUEE Kg/m²

EPAISSEUR mm	TN 40/1000													TNi 40/1000															
	PORTEE m													PORTEE m															
	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	2,75	3,00	3,25	3,5	3,75	4	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	2,75	3,00	3,25	3,5	3,75	4			
0,5	439	281	185	143	109	86	70	58	48	40	34	29	25	360	230	152	114	84	59	37	27	20	16	13	11	9			
0,6	614	393	273	200	153	115	84	63	48	38	31	26	22	504	322	224	164	126	99	80	66	54	45	38	32	27			
0,7	718	458	318	234	179	135	98	73	57	47	39	32	27	603	388	268	195	150	115	96	79	65	54	45	38	32			
0,8	820	524	364	267	205	154	112	84	65	51	41	33	28	701	449	311	214	143	100	73	55	42	33	27	22	18			
1,0	1024	655	455	334	256	193	140	105	81	64	51	41	34	803	578	401	279	194	136	99	74	57	45	36	29	24			
						202	163	135	113	97	83	72	64				265	226	178	144	119	100	85	73	64	58			
							67	51	40	33	28	24	20				467	300	207	147	115	91	73	60	51	43			
							73	62	53	45	38	32	27				630	403	280	205	157	113	83	62	48	39			
							81	64	51	41	33	27	22				754	482	335	246	188	140	102	78	59	46	37		
							85	72	60	50	42	35	29				877	561	389	286	219	166	122	92	71	55	44	36	
							95	74	59	48	39	32	27				1025	656	455	334	256	193	140	105	81	64	51	41	34
							99	84	73	63	53	45	38				1129	722	502	368	282	223	173	140	118	97	83	73	64
							108	85	68	55	45	37	30				1280	819	569	418	320	253	204	169	142	121	104	91	80
							113	97	83	72	64	54	45																
							135	106	85	69	57	47	39																
							142	121	104	91	80	70	60																

N.B: Les valeurs en rouge ne prévoient pas de limitation de flèche

4 **Isoler et protéger**

TYPES	LARGEUR mm	LONGUEUR mm	EPAISSEUR DE TÔLE mm	POIDS DE TÔLE EN Kg/M ²
TN40 - 0.45	1000	1000 à 16000	0.45	4.41
TN40 - 0.50	1000	1000 à 16000	0.50	4.91
TN40 - 0.70	1000	1000 à 16000	0.70	6.87
TN40 - 1.00	1000	1000 à 16000	1.00	9.81

Annexe B : catégorie de terrain

Catégorie de terrain	K_T	$z_0(m)$	$z_{\min}(m)$	ε
0 mer, ou zone côtière exposée aux vents de mer.	0.156	0.003	1	0.38
I Lacs ou zone plate et horizontale à végétation négligeable et libre de tout obstacle.	0.170	0.01	1	0.44
II Zone à végétation basse telle que l'herbe, avec ou non quelques obstacles isolés (arbres, bâtiments) séparés les uns des autres d'au moins de 20 fois leur hauteur.	0.190	0.05	2	0.52
III Zones à couverture végétale régulière ou des bâtiments, ou avec des obstacles isolés séparés d'au plus de 20 fois leur hauteur (par exemple des villages, des zones suburbaines, des forêts permanentes).	0.215	0.3	5	0.61
IV Zones urbaines dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m.	0.234	1	10	0.67

Annexe C : Cette annexe traite de la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie (RPA 2024).

185

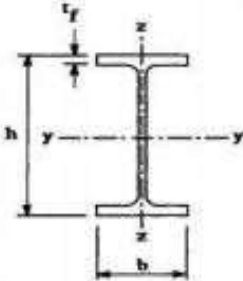
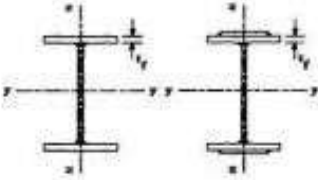
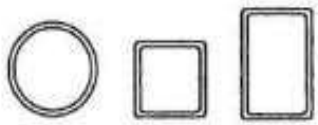
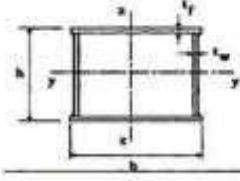

Code	WILAYAS OU COMMUNES	ZONE SISMIQUE
11	TAMANRASSET	0
12	TEBESSA Groupe de communes A Bir El Ater, Ferkane, Negrine, Stah Guentis, Tlidjene, El Meridj, Ouenza, El Aouinet, Boukhadra Groupe de communes B Toutes les communes autres que celles figurant au groupe de communes A	III II
13	TLEMCEN Groupe de communes A Toutes les communes autres que celles figurant aux groupes de communes B et C Groupe de communes B Tlemcen, Mansourah, Aïn Fezza, Aïn Ghoraba, Terny Beni Hediel, Sabra, Bouhlou, Beni Mester, Aïn Nahala, Sidi Abdelli, Hennaya, Chetouane, Amieur, Sidi Medjahed, Beni Bahdel, Azails, Beni Boussaid, Beni Snous Groupe de communes C Aïn Tallout, Beni Semiel, Oued Lakhdar, Sebdo, Sidi Djillali, El Bouihi, El Gor, El Aricha, Ouled Mimoun	IV III II
14	TIARET Groupe de communes A Sebt, Tidda, Sidi Ali Mellal, Rahouia, Meghila Groupe de communes B Aïn Zarit, Aïn Bouchekif, Aïn El Hadid, Bougara, Dahmouni, Frenda, Hamadia, Mahdia, Mechraa Safa, Medroussa, Mellakou, Sebaïne, Sidi Bakhti, Tagdemt, Takhemaret, Tiaret, Rechaiga, Si Abdelghani, Nadorah, Sidi Hosni, Djillali Ben Amar, Oued Lilli, Guertoufa Groupe de communes C Toutes les communes autres que celles figurant aux groupes de communes A et B	III II I
15	TIZI OUZOU Groupe de communes A Illilten, Iloula Oumalou, Iferhounene, Imsouhal, Bouzguen, Beni Ziki, Idjer, Abi Youcef, Akbil, Yatafene, Iboudraren, Ouacif, Aït Boumahdi, Boghni, Bounouh, Frikat, Draâ El Mizan, Tizi Ghenif, Mkira, Ait Yahia, Ifigha, Soumaâ, Tadmaït, Aïn El ammam, Beni Yenni, Aït Toudert, Agouni Gueghrane, Ouadhia, Aït Bouadou, Tizi N'Tleta, Assi Youcef, Ait Yahia Moussa, Aïn Zaouia, Mechtras Groupe de communes B Toutes les communes autres que celles figurant au groupe de communes A	V IV

Table A.3: CLASSIFICATION SISMIQUE DES WILAYAS ET COMMUNES D'ALGERIE

Annexe d : Section en cm² de N armatures de diamètre Φ (mm)

Φ (mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,7
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,72	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,38	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

Annexe E : Choix de la courbe de flambement correspondant à une section

Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
Sections en I laminées 	$h / b > 1,2$: $t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$h / b \leq 1,2$: $t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z	d d
Sections en I soudées 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$t_f > 40 \text{ mm}$	y - y z - z	c d
Sections creuses 	laminées à chaud	quel qu'il soit	a
	formées à froid - en utilisant f_{yb} *)	quel qu'il soit	b
	formées à froid - en utilisant f_{ya} *)	quel qu'il soit	c
Caissons soudés 	d'une manière générale (sauf ci-dessous)	quel qu'il soit	b
	Soudures épaisses et $b / t_f < 30$ $h / t_w < 30$	y - y z - z	c c
Sections en U, L, T et sections pleines 		quel qu'il soit	c

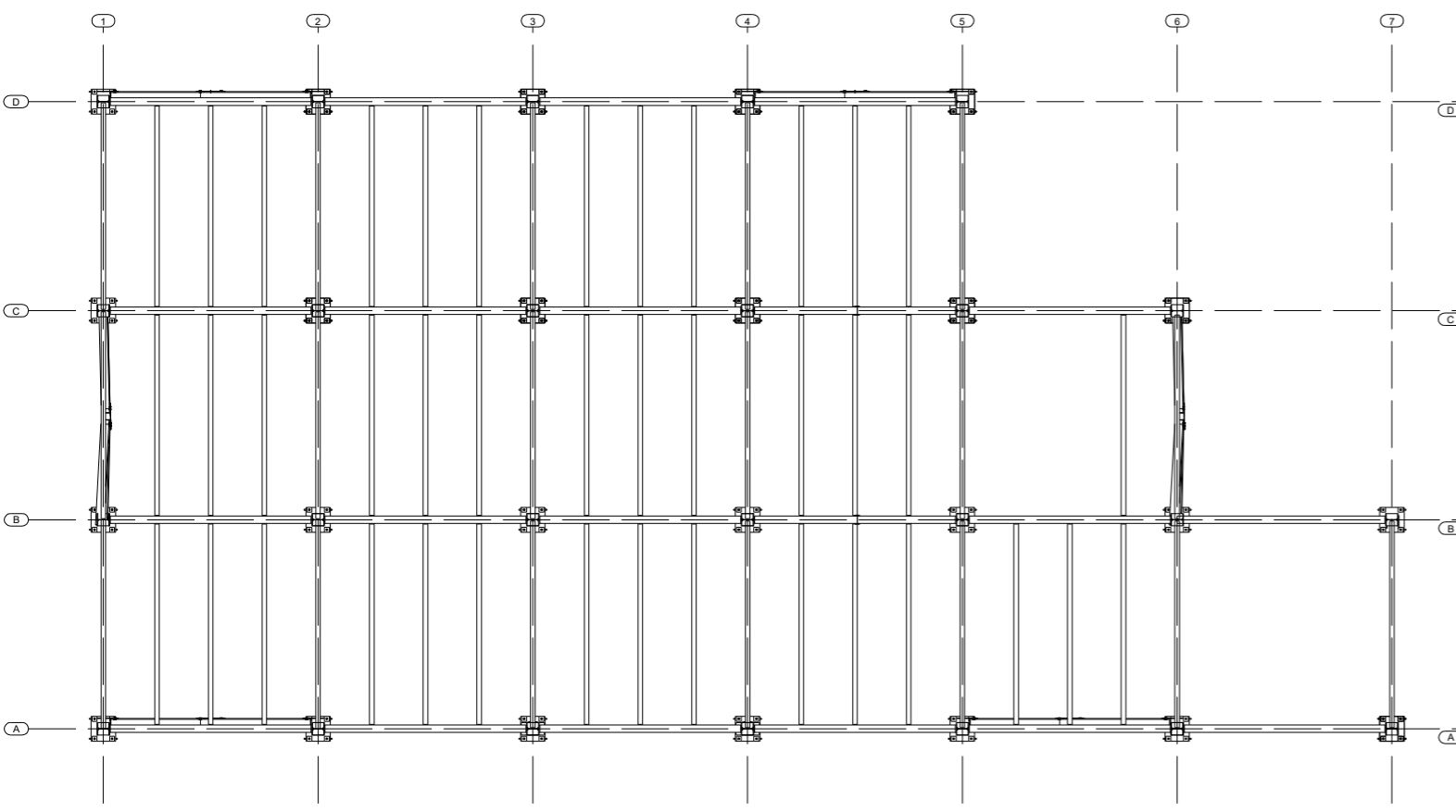
*) Voir 5.5.1.4 (4) et figure 5.5.2

ANNEXE F : Valeur du coefficient de flambement $\bar{\lambda}$ de la courbe b

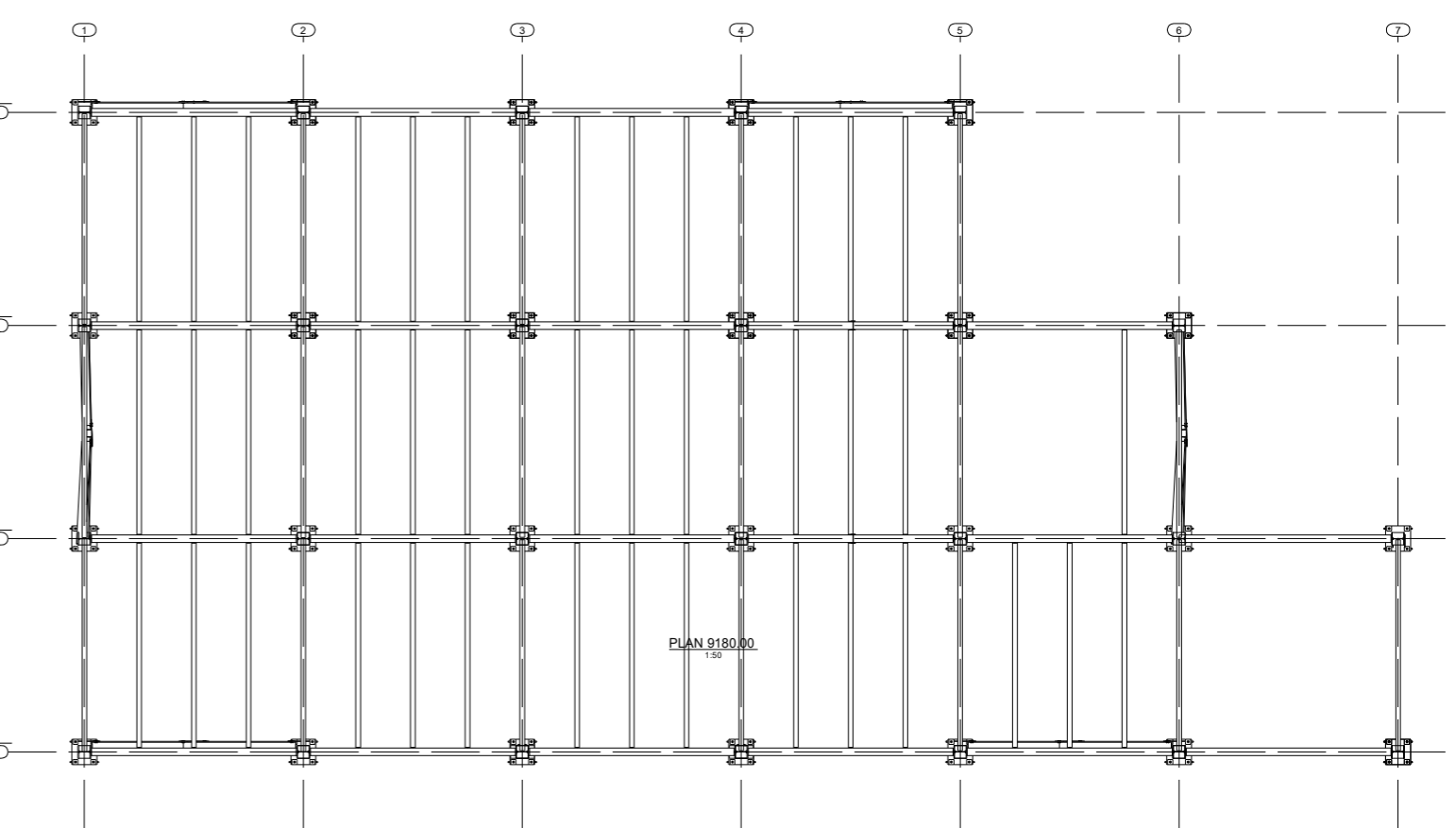
$\bar{\lambda}$	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,1	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,2	1,0000	0,9965	0,9929	0,9894	0,9858	0,9822	0,9786	0,9750	0,9714	0,9678
0,3	0,9641	0,9604	0,9567	0,9530	0,9492	0,9455	0,9417	0,9378	0,9339	0,9300
0,4	0,9261	0,9221	0,9181	0,9140	0,9099	0,9057	0,9015	0,8973	0,8930	0,8886
0,5	0,8842	0,8798	0,8752	0,8707	0,8661	0,8614	0,8566	0,8518	0,8470	0,8420
0,6	0,8371	0,8320	0,8269	0,8217	0,8165	0,8112	0,8058	0,8004	0,7949	0,7893
0,7	0,7837	0,7780	0,7723	0,7665	0,7606	0,7547	0,7488	0,7428	0,7367	0,7306
0,8	0,7245	0,7183	0,7120	0,7058	0,6995	0,6931	0,6868	0,6804	0,6740	0,6676
0,9	0,6612	0,6547	0,6483	0,6419	0,6354	0,6290	0,6226	0,6162	0,6098	0,6034
1,0	0,5970	0,5907	0,5844	0,5781	0,5719	0,5657	0,5595	0,5534	0,5473	0,5412
1,1	0,5352	0,5293	0,5234	0,5175	0,5117	0,5060	0,5003	0,4947	0,4891	0,4836
1,2	0,4781	0,4727	0,4674	0,4621	0,4569	0,4517	0,4466	0,4416	0,4366	0,4317
1,3	0,4269	0,4221	0,4174	0,4127	0,4081	0,4035	0,3991	0,3946	0,3903	0,3860
1,4	0,3817	0,3775	0,3734	0,3693	0,3653	0,3613	0,3574	0,3535	0,3497	0,3459
1,5	0,3422	0,3386	0,3350	0,3314	0,3279	0,3245	0,3211	0,3177	0,3144	0,3111
1,6	0,3079	0,3047	0,3016	0,2985	0,2955	0,2925	0,2895	0,2866	0,2837	0,2809
1,7	0,2781	0,2753	0,2726	0,2699	0,2672	0,2646	0,2620	0,2595	0,2570	0,2545
1,8	0,2521	0,2496	0,2473	0,2449	0,2426	0,2403	0,2381	0,2359	0,2337	0,2315
1,9	0,2294	0,2272	0,2252	0,2231	0,2211	0,2191	0,2171	0,2152	0,2132	0,2113
2,0	0,2095	0,2076	0,2058	0,2040	0,2022	0,2004	0,1987	0,1970	0,1953	0,1936
2,1	0,1920	0,1903	0,1887	0,1871	0,1855	0,1840	0,1825	0,1809	0,1794	0,1780
2,2	0,1765	0,1751	0,1736	0,1722	0,1708	0,1694	0,1681	0,1667	0,1654	0,1641
2,3	0,1628	0,1615	0,1602	0,1590	0,1577	0,1565	0,1553	0,1541	0,1529	0,1517
2,4	0,1506	0,1494	0,1483	0,1472	0,1461	0,1450	0,1439	0,1428	0,1418	0,1407
2,5	0,1397	0,1387	0,1376	0,1366	0,1356	0,1347	0,1337	0,1327	0,1318	0,1308
2,6	0,1299	0,1290	0,1281	0,1272	0,1263	0,1254	0,1245	0,1237	0,1228	0,1219
2,7	0,1211	0,1203	0,1195	0,1186	0,1178	0,1170	0,1162	0,1155	0,1147	0,1139
2,8	0,1132	0,1124	0,1117	0,1109	0,1102	0,1095	0,1088	0,1081	0,1074	0,1067
2,9	0,1060	0,1053	0,1046	0,1039	0,1033	0,1026	0,1020	0,1013	0,1007	0,1001
3,0	0,0994	0,0988	0,0982	0,0976	0,0970	0,0964	0,0958	0,0952	0,0946	0,0940

ANNEXE G : Valeur du coefficient de flambement $\bar{\lambda}$ de la courbe c

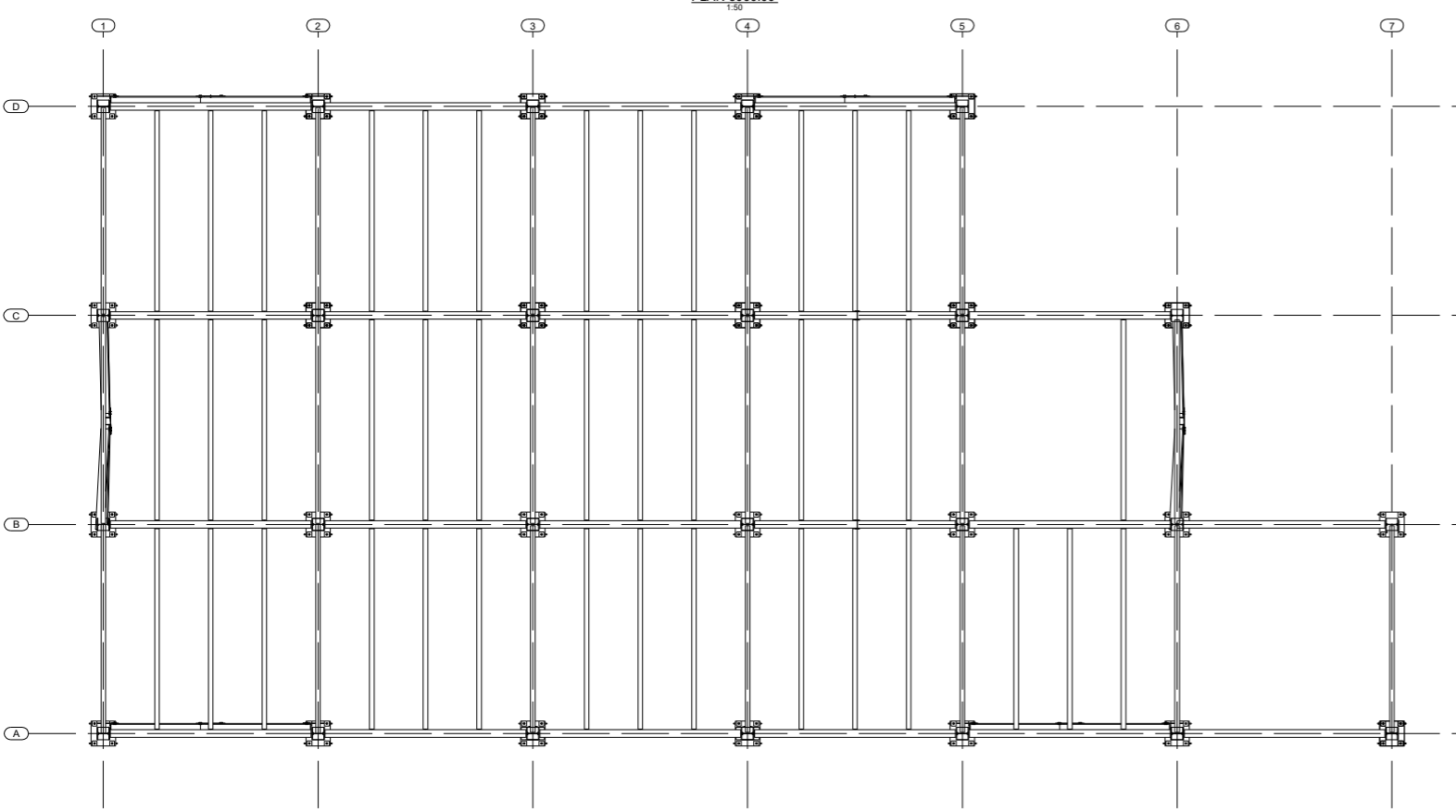
$\bar{\lambda}$	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,1	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,2	1,0000	0,9949	0,9898	0,9847	0,9797	0,9746	0,9695	0,9644	0,9593	0,9542
0,3	0,9491	0,9440	0,9389	0,9338	0,9286	0,9235	0,9183	0,9131	0,9078	0,9026
0,4	0,8973	0,8920	0,8867	0,8813	0,8760	0,8705	0,8651	0,8596	0,8541	0,8486
0,5	0,8430	0,8374	0,8317	0,8261	0,8204	0,8146	0,8088	0,8030	0,7972	0,7913
0,6	0,7854	0,7794	0,7735	0,7675	0,7614	0,7554	0,7493	0,7432	0,7370	0,7309
0,7	0,7247	0,7185	0,7123	0,7060	0,6998	0,6935	0,6873	0,6810	0,6747	0,6684
0,8	0,6622	0,6559	0,6496	0,6433	0,6371	0,6308	0,6246	0,6184	0,6122	0,6060
0,9	0,5998	0,5937	0,5876	0,5815	0,5755	0,5695	0,5635	0,5575	0,5516	0,5458
1,0	0,5399	0,5342	0,5284	0,5227	0,5171	0,5115	0,5059	0,5004	0,4950	0,4896
1,1	0,4842	0,4790	0,4737	0,4685	0,4634	0,4583	0,4533	0,4483	0,4434	0,4386
1,2	0,4338	0,4290	0,4243	0,4197	0,4151	0,4106	0,4061	0,4017	0,3974	0,3931
1,3	0,3888	0,3846	0,3805	0,3764	0,3724	0,3684	0,3644	0,3606	0,3567	0,3529
1,4	0,3492	0,3455	0,3419	0,3383	0,3348	0,3313	0,3279	0,3245	0,3211	0,3178
1,5	0,3145	0,3113	0,3081	0,3050	0,3019	0,2989	0,2959	0,2929	0,2900	0,2871
1,6	0,2842	0,2814	0,2786	0,2759	0,2732	0,2705	0,2679	0,2653	0,2627	0,2602
1,7	0,2577	0,2553	0,2528	0,2504	0,2481	0,2457	0,2434	0,2412	0,2389	0,2367
1,8	0,2345	0,2324	0,2302	0,2281	0,2260	0,2240	0,2220	0,2200	0,2180	0,2161
1,9	0,2141	0,2122	0,2104	0,2085	0,2067	0,2049	0,2031	0,2013	0,1996	0,1979
2,0	0,1962	0,1945	0,1929	0,1912	0,1896	0,1880	0,1864	0,1849	0,1833	0,1818
2,1	0,1803	0,1788	0,1774	0,1759	0,1745	0,1731	0,1717	0,1703	0,1689	0,1676
2,2	0,1662	0,1649	0,1636	0,1623	0,1611	0,1598	0,1585	0,1573	0,1561	0,1549
2,3	0,1537	0,1525	0,1514	0,1502	0,1491	0,1480	0,1468	0,1457	0,1446	0,1436
2,4	0,1425	0,1415	0,1404	0,1394	0,1384	0,1374	0,1364	0,1354	0,1344	0,1334
2,5	0,1325	0,1315	0,1306	0,1297	0,1287	0,1278	0,1269	0,1260	0,1252	0,1243
2,6	0,1234	0,1226	0,1217	0,1209	0,1201	0,1193	0,1184	0,1176	0,1168	0,1161
2,7	0,1153	0,1145	0,1137	0,1130	0,1122	0,1115	0,1108	0,1100	0,1093	0,1086
2,8	0,1079	0,1072	0,1065	0,1058	0,1051	0,1045	0,1038	0,1031	0,1025	0,1018
2,9	0,1012	0,1006	0,0999	0,0993	0,0987	0,0981	0,0975	0,0969	0,0963	0,0957
3,0	0,0951	0,0945	0,0939	0,0934	0,0928	0,0922	0,0917	0,0911	0,0906	0,0901




PLAN 3060.00
1:50

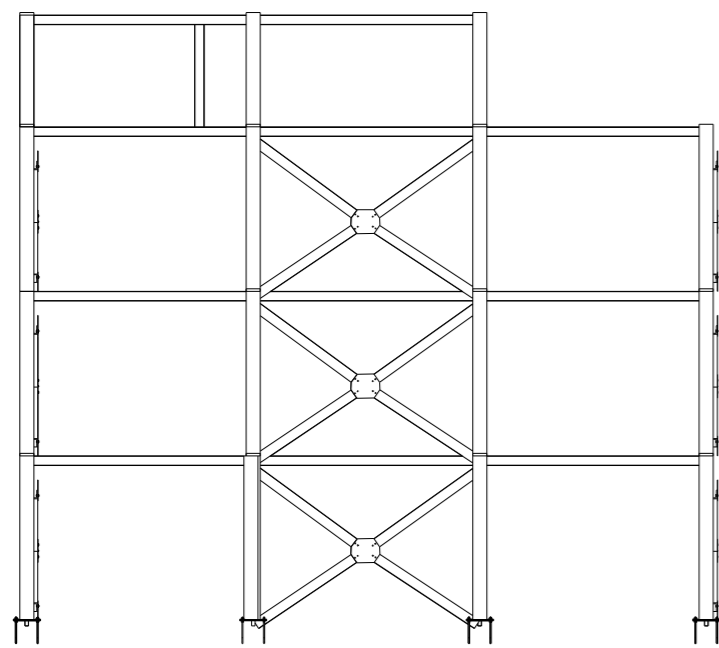


PLAN 9180.00
1:50

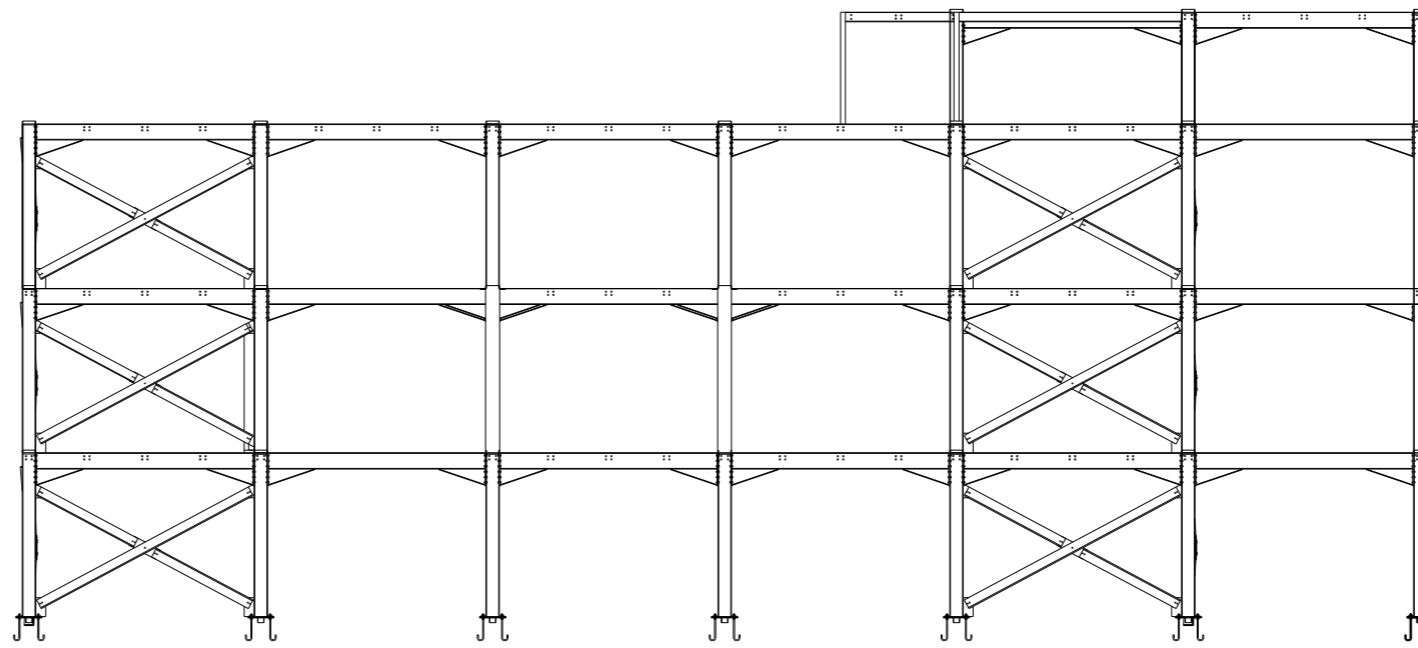


PLAN 6120.00
1:50

Indice	Description	Date de révision
	2025-001	
Numéro d'affaire: 2025-001		 www.tekla.com
Nom d'affaire: batiment R+2 Info 1		
Numéro de plan: [5]	Dessinateur: KHATTAOUI ANIS	Echelles: 1:50
Indice :	Date: 30.06.2025	Format: A0
Standard_A0		
TEKLA s.a.r.l		
<small> Directeur Technique 42, Chemin Albert EINSTEIN Zone du Parc 01000 ALBI (FRANCE) Tel: 05 63 48 11 60 Fax: 05 63 48 11 61 </small>		<small> Directeur Commerciale 5 Rue de la Cordière Centre A05 - Bureau 066 94674 RUNGUIS CEDEX Tel: 01 46 87 62 75 Fax: 01 46 87 80 68 </small>
<small>support-teklastructures@fr.tekla.com</small>		

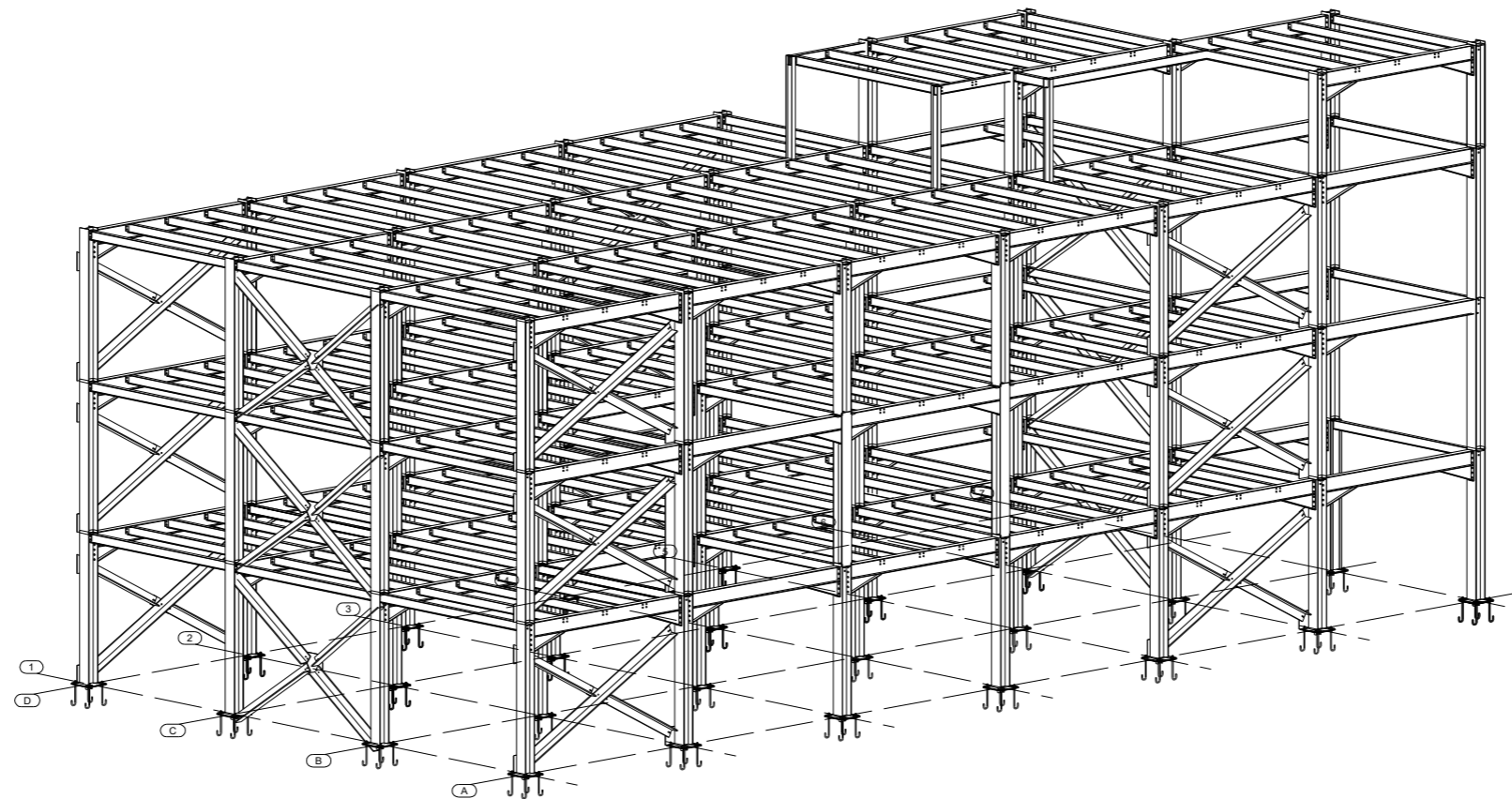


PIGNON1
1:50



LONG PANA
1:50

Indice	Description	Date de révision
	2025-001	 www.tekla.com
	Nom d'affaire: batiment R+2 Info 1 Dessinateur: KHATTAOUI ANIS Echelles: 1:50	
	Numéro de plan: [5] Date: 30.06.2025 Format: A0	
Standard_A0		
TEKLA s.a.r.l Direction Technique: 42, Chemin Albert EINSTEIN, 01000 ALBI (FRANCE) Direction Commerciale: 5 Rue de la Cordière, Centre A05 - Bureau 066, 04670 RUNGIS CEDEX Tel: 05 63 48 11 60 Fax: 05 63 48 11 61 Tel: 01 46 87 62 75 Fax: 01 46 87 80 68 support-teklastructures@fr.tekla.com		



3D
1:50

Indice	Description	Date de révision
Numéro d'affaire: <h1>2025-001</h1>		 www.tekla.com
Nom d'affaire: batiment R+2 Info 1		
Numéro de plan: [2]	Dessinateur: KHATTAOUI ANIS	Echelles: 1:50
Indice :	Date: 30.06.2025	Format: A0
Standard_A0		
TEKLA s.a.r.l		
<small> Direction Technique 42, Chemin Albert EINSTEIN Zone du Parc 67000 ALBER (FRANCE) </small>		<small> Direction Commerciale 5 Rue de la Cordière Centre A05 - Bureau 066 64674 RUMUSO (CEDEX) </small>
<small> Tel: 05 63 48 11 60 Fax: 05 63 48 11 61 </small>		<small> Tel: 01 46 87 62 75 Fax: 01 46 87 80 68 </small>
<small>support.teklastructures@fr.tekla.com</small>		