

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université A. MIRA-Bejaia
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Mémoire

Pour l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Option : Structures

Thème

Étude d'un hangar (R+1) pour matériels roulants de servitude

Présenté par :

AMARA Fatima

Soutenu le 15 octobre 2020 devant le jury composé de :

Mr	GUECHARI	Lounis	Président
Mme	OUARI	Nadia	Encadreur
Mr	BANOUNE	Brahim	Examineur

Remerciements

Ce travail est l'aboutissement d'un dur labeur et de beaucoup de sacrifices ; mes remerciements vont d'abord au créateur de l'univers qui nous a doté d'intelligence, et nous a maintenu en santé pour mener à bien cette année d'étude.

J'adresse les plus sincères remerciements à ma promotrice Madame OUARI NADIA qui m'a dirigés avec une grande rigueur scientifique, sa patience, son suivi et ses conseils. J'ai eu le grand plaisir de travailler sous votre direction.

Mes vifs remerciements vont également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à ma recherche en acceptant d'examiner mon travail et de l'enrichir par leurs propositions.

Je souhaite également remercier tous les professionnels et amis travaillant dans le domaine de génie civil, qui ont bien voulu répondre à mes différentes questions sur le domaine dans le but de permettre la facilité de l'élaboration de ce travail.

Un remerciement spécial à monsieur AHMIA NOUREDDINE qui m'a fait bénéficier d'une formation pluridisciplinaire de haut niveau et très adaptée aux réalités du génie civil et pour sa disponibilité tout au long de la réalisation de ce mémoire, ainsi pour le temps qu'il m'a consacré.

Dédicaces

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence. Je dédie ce mémoire :

À la mémoire de mon Père

Aucune dédicace ne saurait exprimer l'amour, l'estime, le dévouement et le respect que j'ai toujours eu pour toi papa. Rien au monde ne vaut les efforts fournis jour et nuit pour mon éducation et mon bien être. Ce travail est le fruit de tes sacrifices que tu as consentis pour mon éducation. Que Dieu ait ton âme dans sa sainte miséricorde.

À ma très chère mère

Ma mère qui a toujours été présente pour me soutenir, me conseiller, sacrifier pour moi et m'avoir permis d'arriver à ce stade d'éducation, et quelque soie ce que je fais ou ce que je dis je ne peux pas te rendre ce que te as fait pour moi merci à toi, sans toi je serai rien. Puisse dieu, le tout puissant, te préserver et t'accorder santé, longue vie et bonheur

À mes chers frères et ma sœur pour leurs précieux conseils et encouragement.

*Mes petits neveux et nièces qui font illuminer mes journées, Saïd
Mustapha, Anis, Dany, Amine, Danya ...*

*À tous mes Amis Aïcha, Ghania, Amira, Asma, Lounes et spécialement
Sonia pour sa patience et soutien, à tous ceux qui me sont chers.*

Veillez trouver dans ce travail l'expression de mon respect le plus profond et mon affection la plus sincère.

Fatima

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Valeur recommandées pour les flèches verticales.....	8
Tableau II.1 : Effet de site.....	10
Tableau II.2 : Valeur de Z , C_T , C_r , I_v , C_e , q_{ref} , $q_p(z_e)$	11
Tableau II.3 : Les coefficients de pression extérieure C_{pe} dans chaque zone de parois verticale.....	12
Tableau II.4 : Coefficients de pression extérieure C_{pe} dans chaque zone de la toiture.....	13
Tableau II.5 : Coefficients de pression extérieure C_{pe} et de surface dans chaque zone.....	15
Tableau II.7 : Coefficients de pression extérieure C_{pe} dans chaque zone.....	15
Tableau II.8 : Dimension des ouvertures du hangar.....	16
Tableau II.9 : Valeurs de la pression aérodynamique des parois verticales selon V1.....	17
Tableau II.10: Valeurs de la pression aérodynamique de la toiture selon V1.....	17
Tableau II.11 : Valeurs de la pression aérodynamique des parois verticales selon V2.....	18
Tableau II.12: Valeurs de la pression aérodynamique de la toiture selon V2.....	18
Tableau III.1 : Charge et surcharge appliquées.....	24
Tableau III.2 : les combinaisons les plus défavorables.....	24
Tableau III.3 : décomposition des charges et surcharge.....	24
Tableau III.4 : Les caractéristiques de profilé IPE160.....	25
Tableau III.5 : Coefficients de flambement correspondant à la section.....	39
Tableau III.6 : Caractéristique du profilé.....	40
Tableau III.7 : Les cahrges suivant l'axe z-z.....	41
Tableau III.8 : Charge avec les commbinaisons les plus défavorable.....	42
Tableau III.9 : Les cahrges suivant l'axe z-z.....	44
Tableau III.10 : Charge avec les commbinaisons les plus défavorable.....	45
Tableau III.11 Charge appliqué sur poteau de rive.....	48
Tableau III.12 Charge appliqué sur poteau de mezzanine.....	49
Tableau IV.1 : les valeurs des charges permanentes du limon.....	54
Tableau IV.2 : Les caractéristiques de UAP200.....	54
Tableau IV.3 Charge reprise par la poutre palière.....	56
Tableau IV.4 : Les caractéristiques de IPE 220.....	56
Tableau V.1 : Charge et surcharge du plancher.....	59
Tableau VI.1 : Valeurs des efforts F_i pour chaque surface.....	73
Tableau VII.1. Valeurs de pénalités P_q	82
Tableau VII.2 Pourcentage de participation massique.....	84

Liste des tableaux

Tableau VII.3. Vérification de l'effort tranchant à la base.....	86
Tableau VII.4 : Déplacement max en situation durable.....	86
Tableau VII.5 Déplacement relatif des niveaux.....	87
Tableau VII.6 Effet P- Δ suivant les deux sens X, Y.....	88
Tableau VIII.1. Sollicitations les plus défavorables tirés de logiciel.....	89
Tableau VIII.2. Sollicitations les plus défavorables tirés de logiciel.....	93

Liste des figures

Figure I.1 : Plan de situation du projet.....	3
Figure I.2 : Vue en 3D de l'hangar.....	4
Figure I.3 : Panneau sandwich.....	5
Figure I.4 : Plancher à dalle collaborant.....	5
Figure II.1 : Présentation de directions du vent.....	9
Figure II.2 : Légende des zones de pression sens V1.....	12
Figure II.3 : Répartition des C_{pe} sur les parois verticale.....	13
Figure II.4 : les zones de pression pour la toiture.....	14
Figure II.5 : répartition des surfaces sur le pignon.....	14
Figure II.6 : Valeur de C_{pe} pour les parois verticale.....	15
Figure II.7 : Les zones des pressions pour la toiture.....	15
Figure II.8 : Coefficients de pression intérieure applicables pour les ouvertures uniformément réparties.....	16
Figure III.1 Détail de panneau sandwich (couverture).....	20
Figure III.2 Poids propre de panneau correspondant à chaque épaisseur.....	20
Figure III.3 : Disposition des pannes.....	21
Figure III.4 : Schéma statique des pannes.....	21
Figure III.5 : Schéma statique des charges permanente G sur les pannes.....	22
Figure III.6 : schéma statique de la poutre équivalente.....	22
Figure III.7 : Schéma statique de panne sous surcharge de la neige.....	23
Figure III.8 : Schéma statique de la panne suivant axe Z et Y.....	25
Figure III.9 : Coupe transversale de l'échantignole.....	30
Figure III.10 : Réactions sous le vent.....	30
Figure III.11 : Dimensions de l'échantignole.....	31
Figure III.12 : Disposition des liernes.....	32
Figure III.13 : Disposition des potelets.....	37
Figure IV.1 : Vue en plan d'escaliers en T.....	50
Figure. IV.2 : Schéma statique de la 1 ^{ère} volée d'escalier type T.....	51
Figure. IV.3 : Schéma statique de la 2 ^{ème} volées d'escalier type 2.....	51
Figure IV.4 : Coupe transversale de l'escalier.....	52
Figure IV.5 : Schéma statique de la cornière.....	53

Liste des figures

Figure V.1 : Plancher collaborant.....	58
Figure V.2 : Schéma de disposition des solives.....	58
Figure V.3 : Schéma statique de la solive.....	61
Figure V.4 : Largeur participant d'une dalle mixte.....	61
Figure V.5 : Position de l'axe neutre (Δ).....	63
Figure V.6 : Effet de retrait / (1) contrainte due au retrait, (2) déformation due au retrait.....	64
Figure V.7 : diagramme des contraintes à la flexion simple en MPa.....	66
Figure V.8 : Schéma de position des connecteurs.....	66
Figure V.9 : Schéma statique de la poutre maîtresse sous chargement.....	68
Figure V.10 : Schéma statique de la poutre secondaire.....	69
Figure V.11 : Schéma de ferraillement en travée et en appuis.....	71
Figure V.12 : Schéma de ferraillement coupe B-B.....	71
Figure VI.1 : Schéma de la poutre au vent de pignon.....	72
Figure VI.2 : Surface d'application des efforts horizontaux.....	73
Figure VI.3. Isolation du nœud.....	74
Figure VI.4. Palée de stabilité verticale.....	78
Figure VII.1. Schématisation du spectre de réponse selon X, Y.....	83
Figure VII.2. Mode de déformation (1).....	84
Figure VII.3. Mode de déformation (2).....	85
Figure VII.4. Mode de déformation (3).....	85
Figure VIII.1. Illustration du poteau le plus sollicité.....	89
Figure VIII .2. Illustration de la traverse N°30.....	92

Table des matières

Introduction générale	1
Chapitre I Présentation de l'ouvrage	3
I.1 Introduction.....	3
I.2 Présentation de l'ouvrage.....	3
I.3 Dimension de l'ouvrage.....	4
I.4 Caractéristique du sol.....	4
I.5 Éléments de l'ouvrage.....	4
I.5.1 La toiture.....	5
I.5.2 le plancher de la mezzanine.....	5
I.5.3 les façades et cloisons.....	7
I.6 Matériaux utilisées.....	6
I.6.1 Acier.....	6
I.6.2 Béton.....	6
I.7 Règlements Utilisés.....	7
I.8 Les Actions agissant sur la structure.....	7
I.9 Les combinaisons d'action.....	7
I.9.1 : Situation durable.....	7
I.9.2 : Situations accidentelles « RPA 99 version 2003 article 5.2 ».....	8
I.9.3 : Limite des flèches.....	8
Chapitre II Etude climatique	9
II.1 Introduction.....	9
II.2. Action du vent.....	9
II.2.1 Détermination des différents paramètres ou coefficient de la région.....	9
II.3 Calcul des pressions.....	10
II.3.1 Pression dynamique de pointe.....	10
II.3.2 coefficient de pression extérieur C_{pe}	11
II.3.2.1 Vent perpendiculaire au long pan V1.....	12
II.3.2.2 Vent perpendiculaire au pignon V2.....	14
II.3.3 coefficient de pression intérieure C_{pi}	16
II.3.4 Détermination de la pression aérodynamique $W(z_j)$	17
II.4 Etude à la neige.....	18

Table des matières

II.5 Conclusion.....	19
Chapitre III Pré dimensionnement.....	20
III.1 Etude des pannes.....	20
III.1.1 Dimensionnement des panneaux de couverture.....	20
III.2 Calcul des pannes.....	21
III.2.1 Introduction.....	21
III.2.2 détermination des sollicitations.....	21
III.2.3 Combinaison de charge les plus défavorables.....	23
III.3 Pré dimensionnement.....	25
III.3.1 Condition de la flèche (ELS).....	25
III.3.2 Condition de la résistance (ELU).....	26
III.4 Calcul de l'échantignole.....	29
III.4.1 Introduction.....	29
III.4.2 Dimensionnement de l'échantignole.....	30
III.4.3 Détermination des sollicitations.....	30
III.5 Calcul des liernes.....	31
III.6 Calcul de lisses de bardage.....	32
III.6.1 Détermination des sollicitations.....	33
III.6.2 Condition de la résistance (ELU).....	34
III.7 Calcul de potelets.....	36
III.7.1 Détermination des sollicitations.....	37
III.7.2 Pré-dimensionnement des potelets.....	37
III.7.3 Vérification de la stabilité au flambement flexion sous N et M l'ELU.....	38
III.7.4 Vérification de la stabilité au déversement.....	39
III.8 Calcul des traverses.....	40
III.8.1 Evaluation des charges et surcharges.....	40
III.8.2 Pré-dimensionnement des traverses.....	41
III.8.3 Condition de la résistance (ELU).....	42
III.9 Pré-dimensionnement de l'auvent.....	44
III.9.1 Evaluation des charges et surcharges.....	44
III.9.2 Pré-dimensionnement des membrures.....	45

Table des matières

III.9.3 Condition de la résistance (ELU)	46
III.9.4 Pré-dimensionnement des poutres.....	46
III.10 Pré dimensionnement des poteaux.....	47
III.10.1.Définition.....	47
III.10.2. Poteaux de rive.....	47
III.10.3 Poteaux intermédiaire (poteaux de mezzanine)	49
Chapitre IV Etude des éléments secondaires	50
IV.1 : Introduction.....	50
IV.2 : Les escaliers.....	50
IV.3 : Pré-dimensionnements des escaliers.....	51
IV.4 : Pré dimensionnement de la cornière.....	52
IV.5 : Pré-dimensionnement du limon.....	53
IV.6 Dimensionnement de la poutre palière.....	56
Chapitre V Etude du plancher mixte	58
V.1 : Introduction.....	58
V.2 Méthode de calcul.....	58
V.3 : Etude du plancher collaborant.....	59
V.3.1 Evaluation des charges.....	59
V.3.2 Vérifications des solives.....	59
V.4 : Calcul des contraintes.....	64
V.5 : Calcul des goujons connecteur.....	66
V.6 : Calcul de la poutre maîtresse.....	68
V .6.1 Dimensionnement de la poutre maitresse.....	68
V .6.2 Dimensionnement de la poutre secondaire.....	69
V.7 : Ferrailage de la dalle de compression.....	70
Chapitre VI Contreventements	72
VI.1 Introduction	72
VI.2 Contreventements de toiture : (poutre au vent)	72
VI.2.1 Calcul de la poutre au vent en pignon.....	72
VI.2.2 Vérification de la panne intermédiaire.....	75
VI.2.3 Vérification au flambement flexion avec un risque de déversement	76

Table des matières

VI.3 Contreventement verticale (palée de stabilité).....	78
VI.3.1 Evaluation des charges	78
VI.3.2 Section diagonale	78
VI.3.3 Vérification à la résistance ultime de la section	79
Chapitre VII Etude sismique.....	80
VII.1 Introduction.....	80
VII.2. Méthode de calcul.....	80
VII.2.1 Méthode statique équivalente.....	80
VII.2.1.1 Analyse de la structure.....	80
VII.2.1.2 Évaluation de la force sismique totale.....	81
VII.2.2 Méthode spectrale.....	82
VII.2.2.1 Spectre de réponse de calcul.....	82
VII.2.2.2 Nombre de modes de vibrations à considérer.....	83
VII.2.2.3 Résultat de calcul.....	83
VII.2.2.4 Analyse des résultats.....	86
Chapitre VIII Vérification de l'ossature.....	89
VIII.1.Introduction.....	89
VIII.2. Vérification des poteaux.....	89
VIII.2.1 Verification a la resistance.....	90
VIII.2.2 Vérification de l'effort tranchant.....	90
VIII.2.3 Vérification de l'effort normal.....	90
VIII.2.4 Vérification au moment fléchissant.....	90
VIII.2.5 Vérification de l'élément aux instabilités.....	90
VIII.3. Vérification des traverses.....	92
VIII.3.1 Vérification de l'effort tranchant.....	93
VIII.3.2 Vérification de l'effort normal.....	93
VIII.3.3 Vérification de la résistance de la section transversale.....	93
VIII.3.4 vérification de l'élément aux instabilités.....	93



Introduction générale

Introduction générale

Le but des études en génie civil est de concevoir des bâtiments répondants aux besoins humains, capables de résister aux multiples phénomènes naturels (séismes, vent extrêmes...), ceci implique la création de systèmes structuraux combinant de manière optimale les propriétés qui les rendent aptes à encaisser les efforts auxquels ils seront soumis, et les transmettre aux fondations. Ces propriétés englobent la résistance, la raideur, la capacité d'absorption, et de dissipation de l'énergie.

L'acier utilisé en construction métallique a des caractéristiques garanties. C'est un matériau isotrope et homogène, ayant un comportement idéal vis-à-vis de la théorie de l'élasticité, base des lois de la résistance des matériaux, c'est un matériau qui offre l'avantage d'être léger favorisant une rapidité avérée dans le montage et offre l'avantage de franchir de longues portées et par sa nature, facilement modifiable et recyclable, en contrepartie, il présente certains inconvénients tels que son coût, la corrosion et sa faible résistance anti feu et les périodes de l'entretien. Ceci implique, pour y pallier, de prévoir une protection adéquate telles que les peintures anti rouille pour lutter contre la corrosion ainsi que les peintures intumescentes au titre de protection contre le feu. Le coût, quant à lui, est atténué par la rapidité d'exécution et de montage (réalisation hors site dans des ateliers de production de charpente suivant la forme conçue).

Les dures lois de la nature, et l'importance des études en génie civil, poussent l'ingénieur à chercher en permanence les moyens les plus précis et les plus fiables dans les calculs, c'est pour cela que l'ingénieur a recours aux logiciels de calcul numériques tel que ; ROBOT STRUCTURAL, SAP 2000, qui sont disposés de toutes les fonctionnalités nécessaires pour mener les calculs dans les meilleurs conditions.

Dans le présent mémoire nous allons essayer d'appliquer toutes les connaissances acquises durant notre cursus sur un projet réel. L'objectif principal sera de comprendre et de compléter les informations déjà acquises dans le cours de charpente métallique, ensuite viendra le second but qui est de présenter un travail satisfaisant en vue d'obtenir le diplôme de master

Ce projet a pour objectif de dimensionner les éléments d'un hangar en charpente métallique avec une toiture à deux versants, et une mezzanine (R+1) pour matériels roulants de servitude à Bejaia. Cette étude était élaborés selon les différents règlements technique de calcul et de

Introduction générale

conception, à s'avoir : (CCM97, D.T.R-B.C-2.44., RPA99/V2003, RNV/2013, D.T.R- C-2.47, DTR B.C.2.2, C. B. A 93 et B.A.E.L91, Eurocodes 03 et 04).

Ce projet est organisé en dix chapitres, de la présente introduction et d'une conclusion générale. Les chapitres sont organisés de la manière suivante, on a :

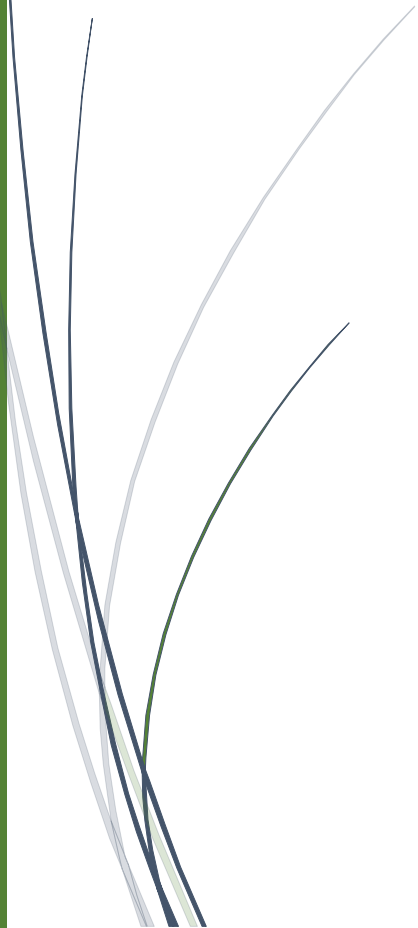
- La détermination des charges sur la structure (permanentes, exploitations, climatiques).
- L'analyse globale de la structure (détermination des sollicitations dans les éléments).
- Rendre les sollicitations pour leur traitement, est introduites les vérifications des sections et des éléments.
- La vérification des assemblages principaux de la structure encastrement par platine d'about et pied de poteau articulé.
- La stabilité latérale peut être obtenue soit par des systèmes de contreventement, soit par des liaisons rigides dans la structure.

On utilisera le logiciel Robot structural pour démontrer la valeur exacte des moments et le profil convenable de ce portique.



Chapitre I

Présentation de l'ouvrage



I.1 Introduction

Dans le cadre de notre formation, nous sommes amenés, à l'issue de notre cursus, à réaliser un projet de fin d'études dans le but d'être confronté à une situation professionnelle concrète. Notre projet consiste à dimensionner les éléments d'un hangar en charpente métallique avec une toiture à deux versants, et une mezzanine (R+1) pour matériels roulants à Bejaia. Dans ce chapitre, nous ferons une présentation générale l'ouvrage et toutes les données relatives au projet.

I.2 Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage à étudier est un **hangar métallique pour matériels roulants de servitude**, la structure est à deux versants, en (R+1), un rez-de-chaussée qui sert d'espace de travail et de vidange avec deux magasins : un pour la mécanique, l'autre pour la manutention et le service équipements. Le premier étage est fait avec une mezzanine sert de bureaux, salle de repos des manutentionnaires et sanitaires ...etc.

L'ouvrage sera implanté dans la commune de **Béjaia** reconnue comme un site plat, qui est classé selon le règlement parasismique Algérien (**RPA 99 version 2003**) comme étant une zone de moyenne sismicité **IIa**.



Figure I.1 : Plan de situation du projet.

I.3 Dimensions de l'ouvrage :

Le présent ouvrage a une forme rectangulaire comme illustré dans les plans architecturaux (voir annexe) caractérisée par les dimensions suivantes :

- Longueur total en plan: **40,10 m.**
- Largeur total en plan : **21 m.**
- Hauteur de l'ouvrage: **10,025 m.**
- Hauteur au sommet du faitage : **9,93 m.**
- Longueur de l'ouvrage (longpan) : **36 m**
- Largeur de l'ouvrage (pignon) : **18 m.**
- Hauteur de la toiture : **2,11 m.**
- Entre axe des portiques : **6 m.**

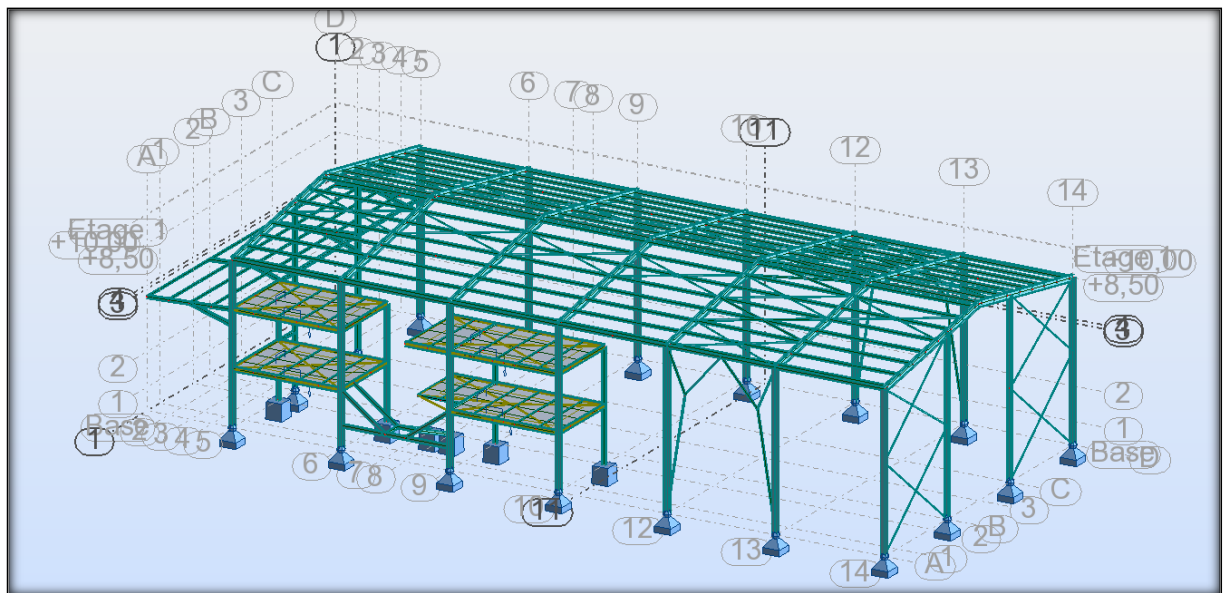


Figure I.2 : Vue en 3D de l'hangar.

I.4 Caractéristiques du sol :

Les études faites sur le sol (rapport préliminaire de sol) ou le projet sera implanté nous renseignent sur :

- La contrainte admissible du sol tirée de la portance est : $\sigma_{adm} = 0.8 \text{ bar}$.
- Le tassement totale obtenu, sous une fondation rigide, est de l'ordre de $S_f = 2.84 \text{ cm}$.

I.5 Éléments de l'ouvrage :

L'ossature de l'ouvrage sera constituée par des portiques métalliques et des contreventements qui assurent la stabilité verticale et horizontale.

I.5.1 La toiture :

La toiture est en charpente métallique à deux versants. Elle est constituée de panneaux sandwich reposants sur des pannes en IPE, ils sont constituées de :

- Le par vapeur.
- L'isolation et l'étanchéité.

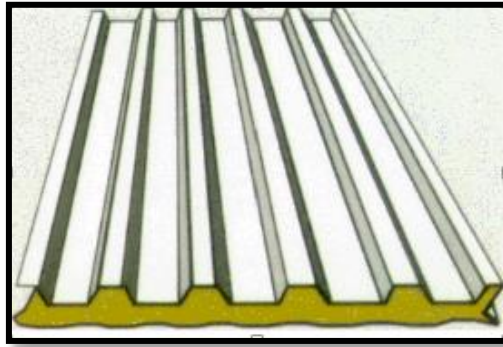


Figure I.3 : Panneau sandwich.

I.5.2 le plancher de la mezzanine :

La mezzanine est constitué d'un plancher collaborant de :

1. Des solives.
2. Une tôle nervurée.
3. Des goujons connecteur.
4. Armatures (treille d'armature).
5. Une dalle en béton armé.
6. Poutres et sommiers.

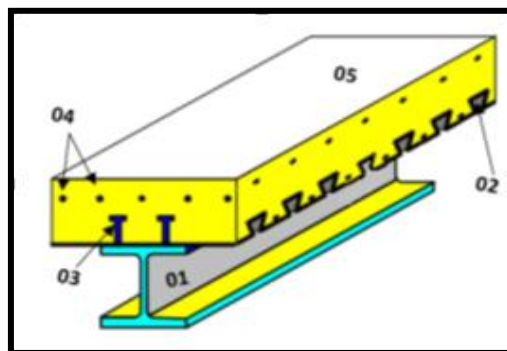


Figure I.4 : Plancher à dalle collaborant.

I.5.3 les façades et cloisons :

Les façades extérieures seront réalisées par des panneaux sandwichs fixés aux lisses de bardages pour l'isolation thermique, et pour la mezzanine sera réaliser par la maçonnerie.

I.6 Matériaux utilisés :

Les matériaux à représentés pour cette construction sont le béton et l'acier, leurs caractéristiques mécaniques doivent être conformes aux règlements techniques existant.

I.6.1 Acier :

✓ Résistance :

Les nuances d'aciers et leurs résistances limites sont données par Eurocodes (03 et 04) et le DTR CCM97 et ce conformément à la norme EN 10 025. Pour notre ouvrage notre choix c'est porté sur la nuance S235 qui présente de meilleurs propriétés de ductilité.

- Module d'élasticité longitudinale : $E=210000\text{MPa}$.
- Module d'élasticité transversale : $G=E/2(1+\nu) \approx 0.4E$.
- Coefficient de poisson : $\nu=0.3$.
- Coefficient de délitation thermique $\alpha=12.10^{-6} / ^\circ\text{C}$.
- Masse volumique $\rho=7850 \text{ kg / m}^3$

✓ Ductilité :

L'acier de construction choisie doit satisfaire les caractéristiques suivantes :

- Le rapport : $\frac{f_u}{f_y} > 1.2$
- La déformation ultime doit être supérieure à 20 fois la déformation élastique : $\geq 20\varepsilon_y$.
- L'allongement relatif ultime ε_u doit être supérieur ou égale à 15%.

I.6.2 Béton :

Le béton utilisé sera de classe C25 avec :

- Une résistance à la compression à 28jours : $F_{c28}=25\text{Mpa}$.
- La résistance à la traction à 28jours : $F_{t28}=2.1\text{Mpa}$.
- Le poids spécifique : $\rho=25\text{KN} / \text{m}^3$
- Coefficient de retrait : $\varepsilon=4.10^{-6}$
- Coefficient de dilatation thermique $e = 10^{-3} / ^\circ\text{C}$.

I.7 Règlements Utilisés :

Les règlements utilisés pour la réalisation de cette étude sont :

- Règles de conception et de calcul des structures en acier (**CCM97**) document technique réglementaire **D.T.R-B.C-2.44**.
- Règles parasismique Algériennes (**RPA99/V2003**).
- Règles neige et vent (**RNV/2013**) **D.T.R- C-2.47**.
- Document technique réglementaire pour les charges permanentes et surcharges d'exploitations **DTR B.C.2.2**.
- Règles de conception et de calculs des structures en béton armé, DTR B-C2.4, Ministère de l'habitat **C. B. A 93**.
- Béton armé aux états limites **B.A.E.L91**.
- **Eurocode 3, Eurocode 4**.

I.8 Les Actions agissant sur la structure :

Ce sont l'ensemble des forces et des couples dus aux charges auxquelles l'ouvrage sera soumis:

- Charges Permanentes : **G**
- Charges d'exploitations : **Q**
- Charges climatiques : le vent **V** et la neige **S**.
- Charges Sismiques : **E**.
- Charges thermiques.

I.9 Les combinaisons d'action :

I.9.1 : Situation durable :

a) Etat Limite Ultime :

Les états limites ultimes sont associés à la ruine de la structure, ils comprennent :

- ✓ La perte d'équilibre de la structure ou de l'une de ses parties
- ✓ La ruine de la structure ou de l'un de ses éléments

On utilise la plus défavorable des deux formules suivantes :

- Cas d'une seule action variable **Q** : **$1.35 G_{min} + G_{max} + 1.5 Q$**
- Cas de plusieurs actions variables **Qi** : **$1.35 G_{min} + G_{max} + 1.35 (\sum Qi)$**

Avec :

G_{min} : Le poids propre pour l'action permanente défavorable.

G_{max} : Le poids propre pour l'action permanente favorable.

Q : La surcharge d'exploitation.

b) Etat Limite de Service :

Les états limites de service correspondent aux dépassements des critères spécifiés d'exploitation, ils comprennent :

- ✓ Les déformations et les flèches affectant l'aspect ou l'exploitation de la construction, ou provoquant des dommages à des éléments non structuraux
- ✓ Les vibrations incommodant les occupants, endommageant le bâtiment ou son contenu

On utilise la plus défavorable des deux formules suivantes :

- Cas d'une seule action variable Q : $G + Q$
- Cas de plusieurs actions variables Q_i : $G + 0.9 (\sum Q_i)$

I.9.2 : Situations accidentelles « RPA 99 version 2003 article 5.2 » :

Parmi ces actions, on peut répertorier :

- l'action sismique notée E
- le choc, l'incendie, l'explosion, etc....

Pour la détermination des sollicitations de calcul en situation accidentelle, les combinaisons d'actions à considérer sont celles mentionnées dans le RPA 99 article 5.2 ; Elles sont comme suit :

- $G + Q + E$.
- $0.8 G \pm E$ (cette combinaison a été adoptée dans le cas où l'effet de G est favorable).

I.9.3 : Limite des flèches :

La valeur limite recommandées pour les flèches verticale est résumées dans le tableau 4.1 du CCM97 comme suit :

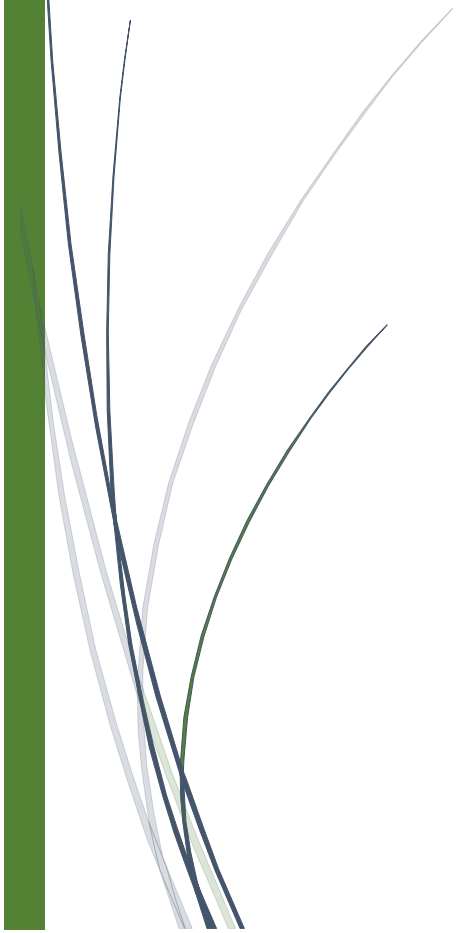
Tableau I.1 : Valeur recommandées pour les flèches verticales.

Condition	f (flèches dans l'état final)
- Toiture en générale.	$L/200$
- Toiture supportant fréquemment du personnel autre que celle d'entretien.	$L/250$
- Plancher générale.	$L/250$
- Plancher et toiture supportant des cloisons en plâtre ou en matériaux fragile ou rigide.	$L/250$



Chapitre II

Etude climatique



II.1 Introduction :

Les effets climatiques sur les structures métalliques sont souvent prépondérants, une étude approfondie et détaillée doit être menée minutieusement afin de déterminer les différentes actions et sollicitations pour les utiliser à la justification des différents éléments constitutifs du projet (pannes, assemblages, bardages...etc.). Les calculs seront menés conformément au règlement neige et vent RNVA2013.

II.2. Action du vent:

Il s'agit de déterminer les actions du vent s'exerçant sur les parois et la toiture pour un vent perpendiculaire :

- au long pan **V1**.
- au pignon **V2**.

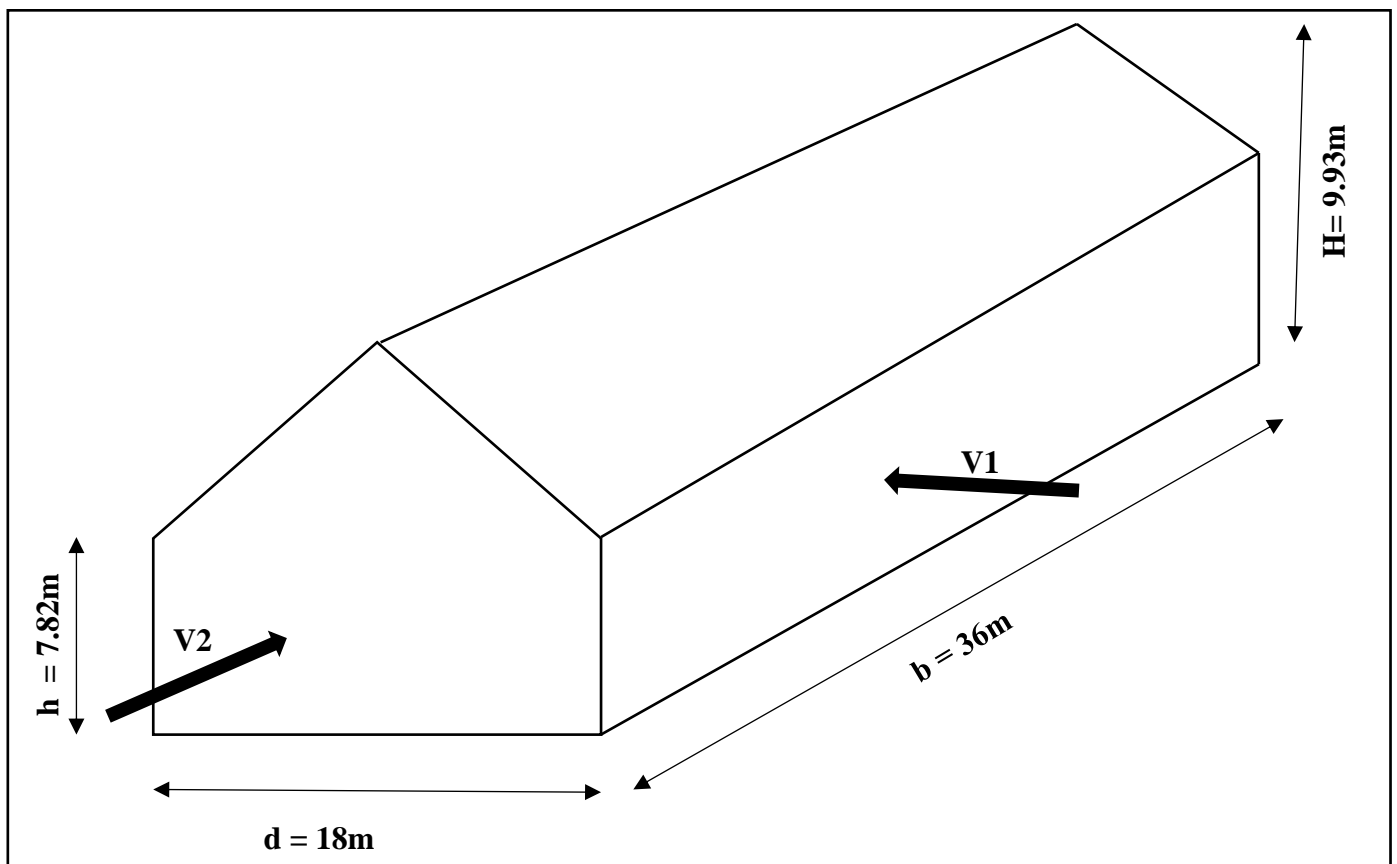


Figure II.1 : Présentation de directions du vent.

II.2.1 Détermination des différents paramètres ou coefficient de la région :

a) Effet de la région (q_{ref}) :

La structure sera implanté dans la commune de Béjaia qui est classé en zone I, selon RNV2013, dont la référence est $q_{\text{ref}} = 375 \text{ N/m}^2$ donnée par le tableau 2.2 chap. II RNV2013

b) Effet de site :

Le projet sera dans une zone II, zone a végétation basse telle que l’herbe, avec ou non quelques obstacles isolés (arbres, bâtiments)

Tableau II.1 : Effet de site.

Zone I	facteur du terrain K_T	Paramètre de rugosité Z₀	Hauteur minimale Z_{min}	Coefficient utilisé pour (le calcul de C _d) ε
q _{ref} = 375 N/m ²	0.190	0.05m	2m	0.52

c) Coefficient topographique C_T(z) :

Le coefficient de topographies C_t(z) prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent lorsque celui-ci souffle sur des obstacles que les collines, les dénivellations isolées .etc. Le site est plat, le coefficient de topographie C_t = 1. (Chapitre II RNVA2013).

d) Coefficient dynamique C_d :

Bâtiments, dont la hauteur est inférieure à 15m → C_d = 1.

Pour notre cas H=9.93m donc C_d = 1. [RNV2013, P : 62 : paragraphe 3.2]

II.3 Calcul des pressions :

II.3.1 Pression dynamique de pointe :

a) Formule de calcul :

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

$$q_p(z_e) = q_{ref} C_e(z_e) \text{ en N/m}^2 \text{ avec } q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$$

[RNV2013, P : 50 : paragraphe 2.3]

b) Coefficient d'exposition (C_e) :

Le coefficient d'exposition au vent C_e(z) tient compte des effets de la rugosité du terrain de la topographié du site et de la hauteur au-dessus du sol. En outre il tient compte de la nature turbulente du vent ; C_e(z) = C_T²(z) * C_T²(z) + [1+7I_v(z)]

Avec I_v(z) est l'intensité de la turbulence, z est la hauteur considérée en (m).

[RNV2013, P : 51 : paragraphe 2.4]

c) Coefficient de rugosité Cr :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} Cr(z) = K_T * \ln \frac{z}{z_0} \quad \text{pour } z_{min} \leq z \leq 200m \\ Cr(z) = K_T * \ln \frac{z_{min}}{z_0} \quad \text{pour } z < z_{min} \end{array} \right.$$

[RNV2013, P : 53 : paragraphe 2.4.4]

d) Intensité de turbulence Iv(z) :

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 l'équation suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} Iv(z) = \frac{1}{Ct(z) * \ln \frac{z}{z_0}} \quad \text{pour } z > z_{min} \\ Iv(z) = \frac{1}{Ct(z) * \ln \frac{z_{min}}{z_0}} \quad \text{pour } z \leq z_{min} \end{array} \right.$$

[RNV2013, P : 57 : paragraphe 2.4.6]

On résume les résultats dans le tableau suivant :

Tableau II.2 : Valeur de Z, CT, Cr, Iv, Ce, qref, qp(ze).

	Z (m)	CT (z)	Cr (z)	Iv(z)	Ce(z)	qref (N/m ²)	qp(ze) (N/m ²)
Parois verticale	7.82	1	0.959	0.198	3.305	375	1239.630
Toiture	9.93	1	1.005	0.189	3.333	375	1249,884

II.3.2 coefficient de pression extérieur Cpe :

Le coefficient de pression extérieur Cpe des constructions à base rectangulaire et de leurs éléments constitutifs individuels dépend de la dimension de la surface chargée.

Cpe s'obtient à partir des formules suivantes :

$$\begin{array}{ll} Cpe = Cpe,1 & \text{Si } S \leq 1m^2 \\ Cpe = Cpe,1 + (Cpe,10 + Cpe,1) * \log_{10}(S) & \text{Si } 1m^2 \leq S \leq 10m^2 \\ Cpe = Cpe,10 & \text{Si } S \geq 10m^2. \end{array}$$

Où S désigne la surface chargée de la paroi considérée en (m²).

On a une surface totale S > 10 m², donc Cpe = Cpe,10.

II.3.2.1 Vent perpendiculaire au long pan V1 :

✓ **Parois verticales :**

Pour cette direction du vent on a :

b=36m d=18m h= 7.82m>

Avec : b : dimension perpendiculaire à la direction du vent.

d : dimension parallèle à la direction du vent.

e=min (b, 2h)= min (36,19.86)=19.86.

Donc 18<19.86 : d < e

On divise les parois verticales en deux surfaces A' et B' :

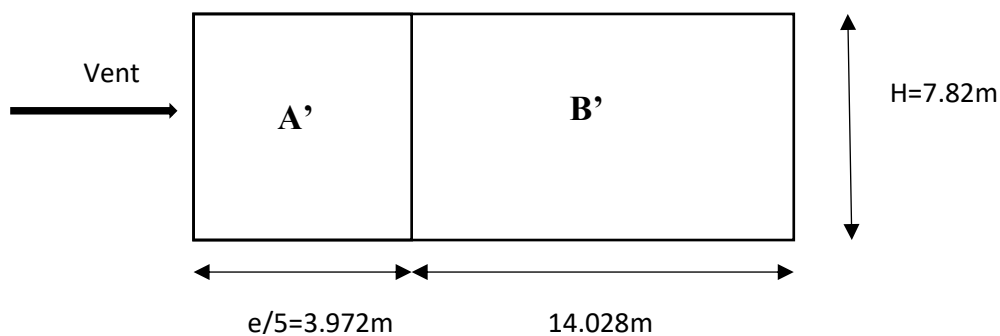


Figure II.2 : Légende des zones de pression sens V1.

[RNV2013, P : 80 ; Figure 5.1]

Tableau II. 3 : Coefficients de pression extérieure Cpe dans chaque zone de parois verticale.

	A'	B'	D	E
S (m²)	31.061	109.699	281.52	281.52
Cpe	-1	-0.8	+0.8	-0.3

La figure suivante illustre la répartition des C_{pe} pour les parois verticales

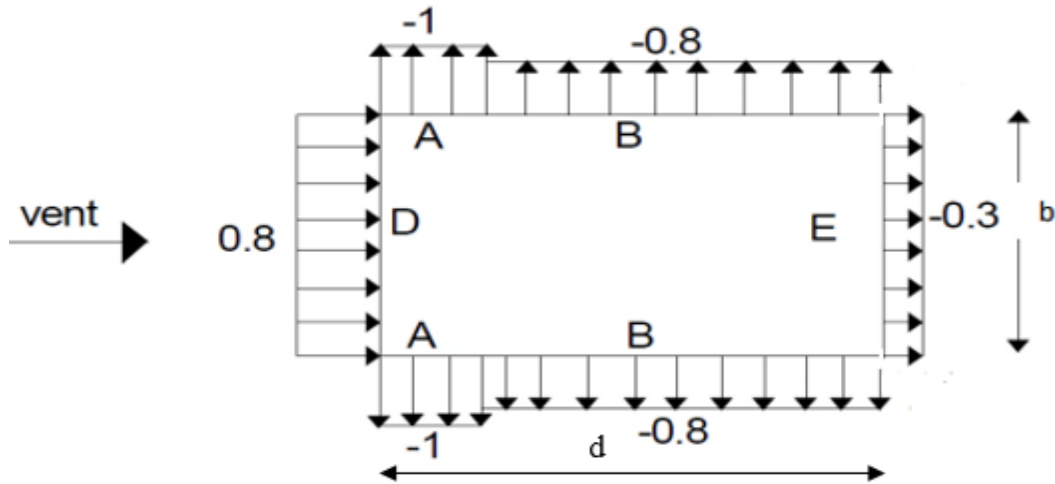


Figure II.3 : Répartition des C_{pe} sur les parois verticale.

✓ **Toiture :**

Pour notre cas la toiture à deux versant avec $\alpha=12.92^\circ$, le vent perpendiculaire à la génératrice, on prendra les valeurs de C_{pe} des toitures à deux versants pour $\Theta=0^\circ$

[RNV2013, P : 86 ; Figure 5.1.5]

Les valeurs de C_{pe} sont déterminées par une interpolation linéaire entre les deux valeurs de même signe pour $\alpha=5^\circ$ et $\alpha=15^\circ$ ($\Theta=0^\circ$)

$$f(x) = f(x_1) + \frac{f(x_2) - f(x_1)}{x_2 - x_1}(x - x_1)$$

Les résultats seront présentés dans le tableau suivant :

Tableau II. 4 : Coefficients de pression extérieure C_{pe} dans chaque zone de la toiture.

Zone	F	G	H	I	J
S (m ²)	9.86	51.78	252.5	71.5	252.5
C _{pe}	-1.07	-0.883	-0.362	-0.44	-0.750

Dans la figure suivante les indices H, I, J représentent les C_{pe} indiqués dans la figure [RNV2013, P:86 Figure 5.4] et leurs surfaces représentent la surface de chaque versant.

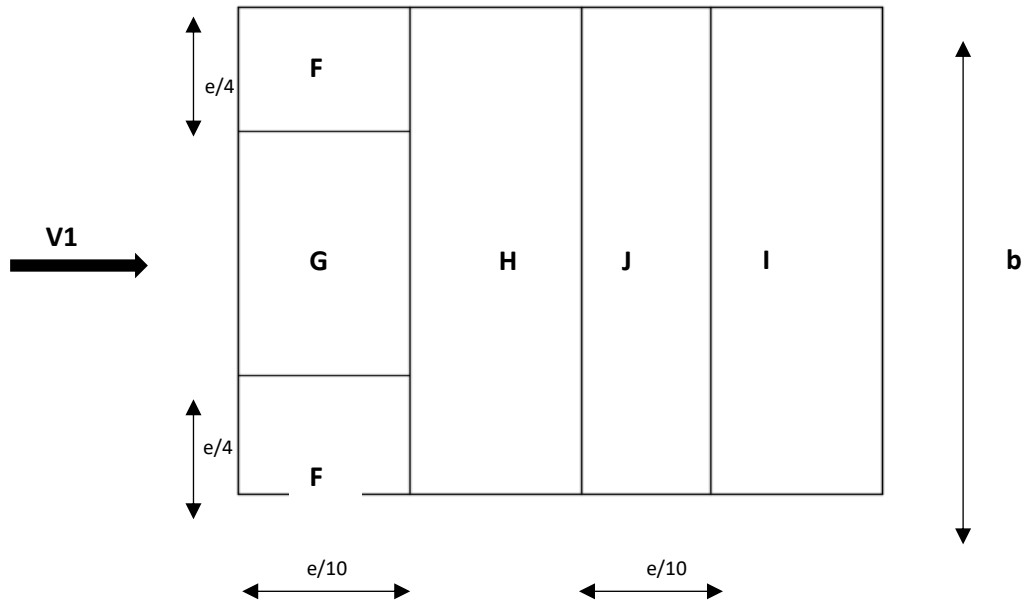


Figure II.4 : les zones de pression pour la toiture.

II.3.2.2 Vent perpendiculaire au pignon V2 :

✓ Parois verticales :

Pour cette direction de vent V2 on a :

$b=18m, \quad d=36m, \quad h=9.93m.$

Avec : b : dimension perpendiculaire à la direction du vent.

d : dimension parallèle à la direction du vent.

$e=\min(b, 2h)=\min(18, 19.86) = 18. \quad E=18m \quad \text{Donc } 36 > 18: \quad d > e$

[RNV2013, P : 80 ; Figure 5.1]

On utilise la légende suivante pour la répartition des parois verticales :

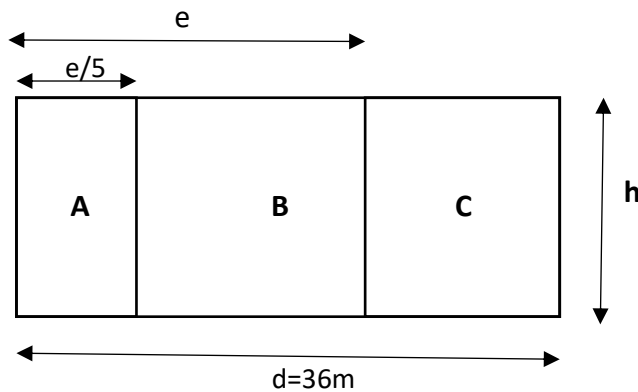


Figure II.5 : répartition des surfaces sur le pignon.

Tableau II.5 : Coefficients de pression extérieure Cpe et de surface dans chaque zone.

zone	A	B	C	D	E
S (m ²)	28.152	112.608	140.76	140.76	140.76
Cpe	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

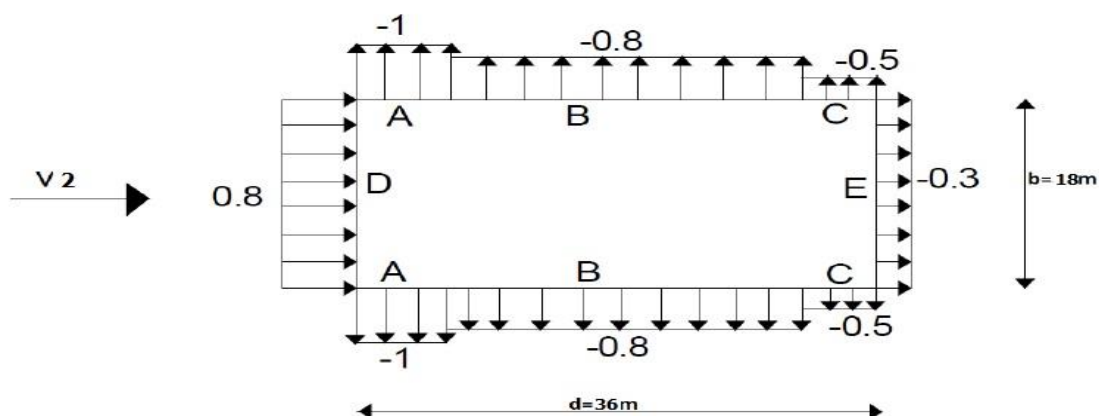


Figure II.6 : Valeur de Cpe pour les parois verticale.

✓ **Toiture :**

Tableau II.7 : Coefficients de pression extérieure Cpe dans chaque zone.

Zone	F	G	H	I
S (m ²)	8.1	16.2	129.6	486
Cpe	-1.42	-1.3	-0.62	-0.52

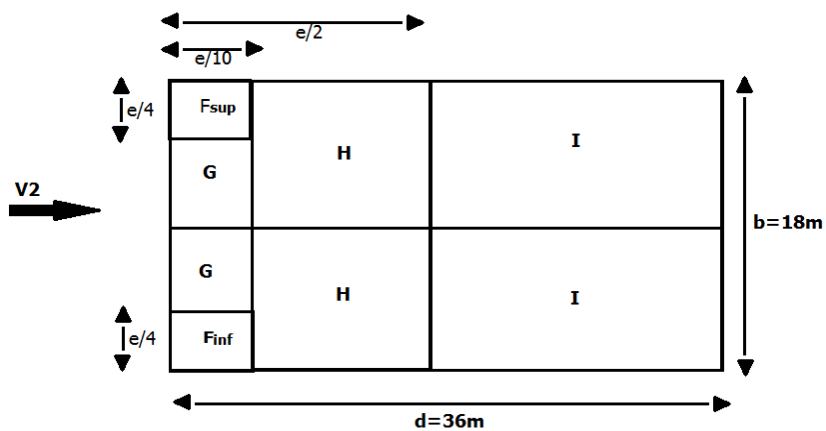


Figure II.7 : Les zones des pressions pour la toiture.

II.3.3 coefficient de pression intérieure Cpi :

Pour les bâtiments sans face dominante, le coefficient de pression intérieure Cpi est déterminé en fonction de (h) la hauteur du bâtiment, (d) sa profondeur et μ_p l'indice de perméabilité donné

$$\text{Par : } \mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures ou } C_{pe} \leq 0}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

[RNV2013, P : 96 ; Paragraphe 2.2.2]

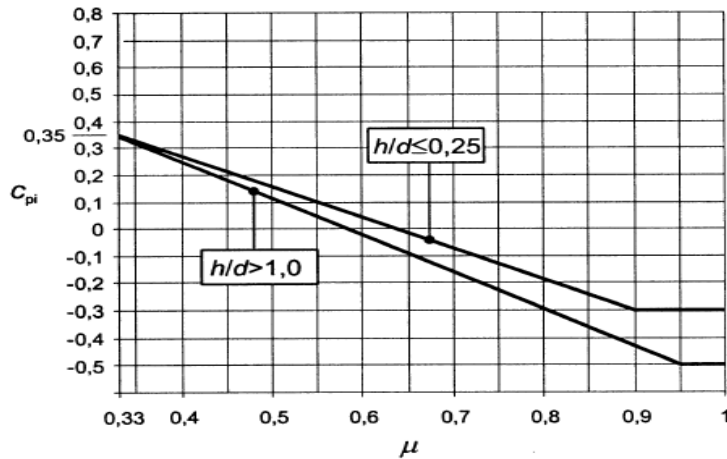


Figure II.8 : Coefficients de pression intérieure applicables pour les ouvertures uniformément réparties.

Le hangar possède les ouvertures suivantes :

Tableau II.8 : Dimension des ouvertures du hangar.

Façade du nord	Fenêtres « 4*(1.2*4.6)m + (0.6*0.6)m + (1.85*1.2)m + (2.10*1.2)m + (1.2*2.1)m » Porte « (0.8*2.1)m. »
Façade du sud	Fenêtres « 6*(1.2*4.6)m »
Façade principale	Fenêtres « 3*(5.10*1.33)m » Portes « 2*(5.10*5.00)m »
Façade arrière	Porte « (5.60*5.00) »

1. Cpi du côté de longpan (Vent perpendiculaire au long pan V1) :

On a $h = 9,93$ m et $d = 18$ m donc $h/d = \frac{9,93}{18} = 0,55$

$\mu_p = 0,808$, le rapport $(h/d) \leq 0,25 \rightarrow C_{pi} = -0,2$ et $(h/d) \geq 1 \rightarrow C_{pi} = -0,32$,

Par interpolation linéaire, on trouve : **Cpi= -0.248.**

2. Cpi du côté de pignon (Vent perpendiculaire au pignon V2) :

$\mu_p = 0.564$, le rapport $(h/d) \leq 0.25 \rightarrow C_{pi} = 0.05$ et $(h/d) \geq 1 \rightarrow C_{pi} = 0$,

Par interpolation linéaire, on trouve : **Cpi= 0.03.**

[RNV2013, P : 97 ; Figure 5.14]

II.3.4 Détermination de la pression aérodynamique W(zj) :

La pression aérodynamique W(zj) agissant sur une paroi est obtenue à l'aide de la formule

suivante : $W(z_j) = q_p(z_e) [C_{pe} - C_{pi}]$. [RNV2013, P : 58 ; Paragraphe 2.5.2]

1. Du coté de long pan V1 :

✓ **Paroi verticales :**

Tableau II.9 : Valeurs de la pression aérodynamique des parois verticales selon V1.

Zone	A'	B'	D	E
$q_p(z_e)$ (N/m ²)	1239,63	1239,63	1239,63	1239,63
Cpe	-1	-0.8	+0.8	-0.3
Cpi	-0.248	-0.248	-0.248	-0.248
[Cpe- Cpi]	-0.752	-0.552	1.048	-0.052
$W(z_j)$ (N/m ²)	-932,201	-684,275	1299,132	-64,460
Le vent	Dépression	Dépression	Suppression	Dépression

✓ **Toiture :**

Tableau II.10: Valeurs de la pression aérodynamique de la toiture selon V1.

Zone	F	G	H	I	J
$q_p(z_e)$ (N/m ²)	1249,884	1249,884	1249,884	1249,884	1249,884
Cpe	-1.07	-0.883	-0.362	-0.44	-0.75
Cpi	-0.248	-0.248	-0.248	-0.248	-0.248
[Cpe- Cpi]	-0.822	-0.635	-0.114	-0.192	-0.502
$W(z_j)$ (N/m ²)	-1027,405	-793,6763	-142,4868	-239,9777	-627,4418
Le vent	Dépression	Dépression	Dépression	Dépression	Dépression

2. Du coté de pignon V2 :

✓ **Paroi vertical :**

Tableau II.11 : Valeurs de la pression aérodynamique des parois verticales selon V2.

zone	A	B	C	D	E
$q_p(z_e)(N/m^2)$	1239,63	1239,63	1239,63	1239,63	1239,63
Cpe	-1	-0.8	-0.5	0.8	-0.3
Cpi	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03
[Cpe- Cpi]	-1.03	-0.83	-0.53	0.77	-0.33
$W(z_j)(N/m^2)$	-1276,818	-1028,893	-657,003	954,515	-409,0779
Le vent	Dépression	Dépression	Dépression	Suppression	Dépression

✓ **Toiture :**

Tableau II.12: Valeurs de la pression aérodynamique de la toiture selon V2.

Zone	F	G	H	I
$q_p(z_e) (N/m^2)$	1249,884	1249,884	1249,884	1249,884
Cpe	-1.42	-1.3	-0.62	-0.52
Cpi	0.03	0.03	0.03	0.03
[Cpe- Cpi]	-1.45	-1.33	-0.65	-0.55
$W(z_j) (N/m^2)$	-1843,313	-1662,346	-812,4246	-687,4362
Le vent	Dépression	Dépression	Dépression	Dépression

II.4 Etude à la neige :

✓ **Calcul des charges de neige :**

La charge caractéristique de neige **S** par unité de surface en projection horizontale de toiture s’obtient par la formule suivante

$$S = \mu * S_k \text{ KN/m}^2$$

[RNV2013, P: 18; Paragraphe 3.1.1]

Avec:

S_k : charge de neige sur le sol, elle est en fonction de l’altitude et de la zone de neige.

μ : coefficient d’ajustement des charges, il est en fonction de la forme de la toiture.

✓ Charge de la neige sur le sol :

Le projet sera implanté à Béjaïa qui est classé en zone A, avec une altitude d'environ 220m.

Donc S_k est donnée par la formule suivante : $S_k = \frac{0.07H+15}{100}$

$$S_k = \frac{0.07 \cdot 220 + 15}{100} = 0.304 \text{ KN/m}^2 \quad [\text{RNV2013, P: 21; Paragraphe 4}]$$

✓ Coefficient de forme de la toiture :

La toiture est à deux versants, le coefficient de forme est donné en fonction de l'angle α , pour une pente comprise entre 0° et 30° : $0 \leq \alpha = 12,92^\circ \leq 30$ donc $\mu = 0,8$

[RNV2013, P: 25; Tableau 2]

$$S = \mu * S_k = 0.8 * 0.304 = 0.243$$

$$S = 0.243 \text{ KN/m}^2$$

II.5 Conclusion:

Les résultats obtenus dans ce chapitre nous permettront de faire le pré dimensionnement des éléments dans le chapitre III.

III.1 Etude des pannes:

III.1.1 Dimensionnement des panneaux de couverture :

1. Panneaux couverture

Pour choisir le panneau couverture qui convient à notre structure, on doit savoir la charge du vent maximale sollicité la toiture, et nombre d'appuis de séquelle le panneau de couverture sera appuyé ainsi que l'épaisseur de la couverture.

Dans notre cas, la charge maximale du vent est égale à $W = -1.843 \text{KN/m}^2$. Suivant une fiche technique on va choisi l'épaisseur de panneau couverture pour déterminer leur entraxe maximal et le poids propre m^2 :

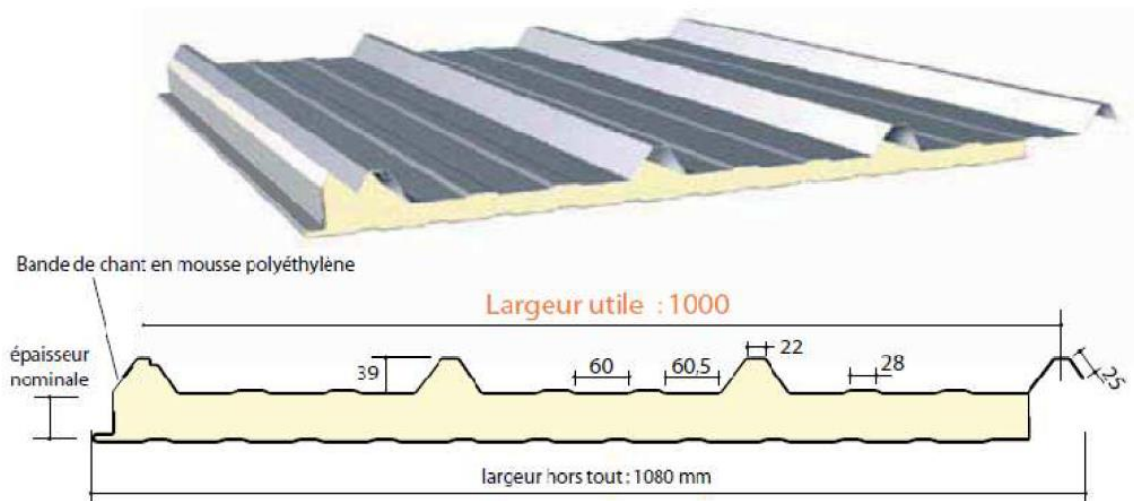


Figure III .1 Détail de panneau sandwich (couverture).

2. Détermination de poids propre de la couverture

D'après ce tableau ci-dessous on choisit un panneau de couverture de 40mm d'épaisseur ce qui donne un poids de 12.9kg/m^2 .

CARACTERISTIQUES DU PANNEAU		Epaisseurs nominales de l'âme (mm)						
		30	40	50	60	80	100	120
DIMENSIONNELLES	Epaisseur parement extérieur (mm)	0,50 - 0,63 - 0,75						
	Epaisseur parement intérieur (mm)	0,50 - 0,63						
	Largeur utile	1000 mm						
	Largeur hors tout	1080 mm						
	Longueur maximale hors tout	16000 mm						
	Débord en extrémité	50 - 100 - 150 - 200 - 300 mm						
PONDERALES (kg/m ²)	Ex. en épaisseurs 0,63 et 0,63 mm	12,5	12,9	13,3	13,7	14,5	15,3	16,1

Figure III.2 Poids propre de panneau correspondant à chaque épaisseur.

L'espacement entre pannes est déterminé en fonction de la portée admissible de la couverture.

Dans notre cas la charge du vent maximale sur la toiture $w = -1.843 \text{KN/m}^2$ (dépression)

On choisit un panneau de 40mm d'épaisseur, d'un poids de $12,9\text{kg/m}^2$ et entraxe de 1,8m entre les pannes.

⇒ On prend l'entraxe entre des pannes $e=1.8\text{m}$.

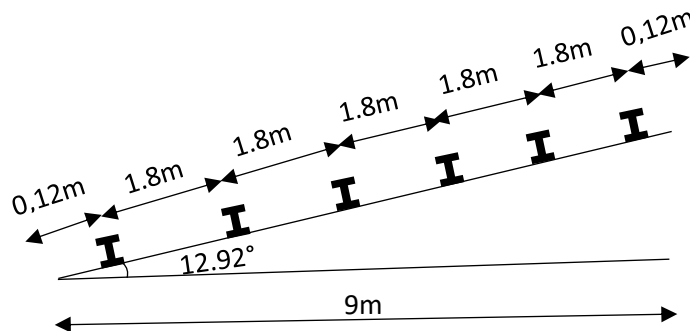


Figure III.3 : Disposition des pannes.

III.2 Calcul des pannes :

III.2.1 Introduction :

Les pannes sont des poutres destinées à transmettre les charges et surcharges s'appliquant sur la couverture à la traverse ou bien à la ferme. Elles sont disposées parallèlement à la ligne de faitage, elles sont calculées en flexion déviée, sous l'effet des charges permanentes, d'exploitation et climatiques. Elles peuvent agir comme éléments comprimés en tant que partie du système de contreventement et participent à la stabilisation vis-à-vis du déversement de la traverse. Dans les bâtiments industriels, on utilise soit des profilés en I ainsi que des éléments formés à froid en Z, C, U, soit des treillis pour les portées supérieures à 6 m.

Dans notre structure on utilisera des IPE.

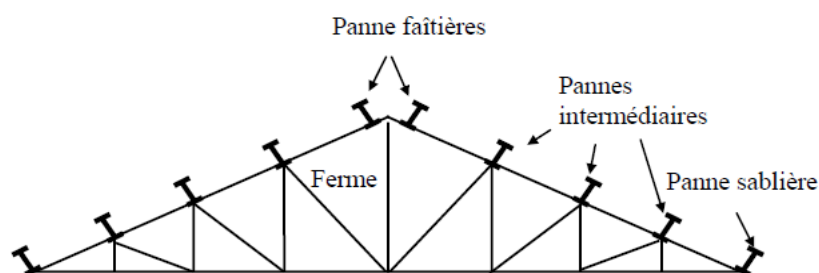


Figure III.4 : Schéma statique des pannes.

III.2.2 détermination des sollicitations :

1. Evaluation des charges et surcharges :

a) Les charges permanentes :

- Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs)..... 12.9kg/m^2 .

- Poids propre d'accessoires d'attache3 kg / m².
- Poids propre des pannes estimée (IPE120)10.4kg / m.

$$G = [(P_{couverture} + P_{accessoire}) \times e] + P_{panne}$$

$$G = [(12.9+3) \times 1.8] + 10.4 = 39.02 \text{ Kg/m}$$

$$G = 0.390 \text{ KN/m}$$

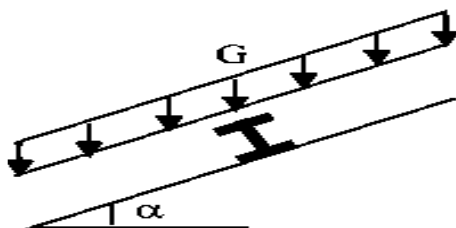


Figure III.5 : Schéma statique des charges permanente G sur les pannes.

b) Surcharge d'entretien (P) :

Dans le cas des toitures inaccessible on considère uniquement dans les calculs une charge d'entretien qui est égale au poids d'un ouvrier et de son assistant et qui est équivalente a deux charges concentrées de 100 kg chacune située à 1/3 et 2/3 de la portée de la panne.

[DTR BC 2.2]

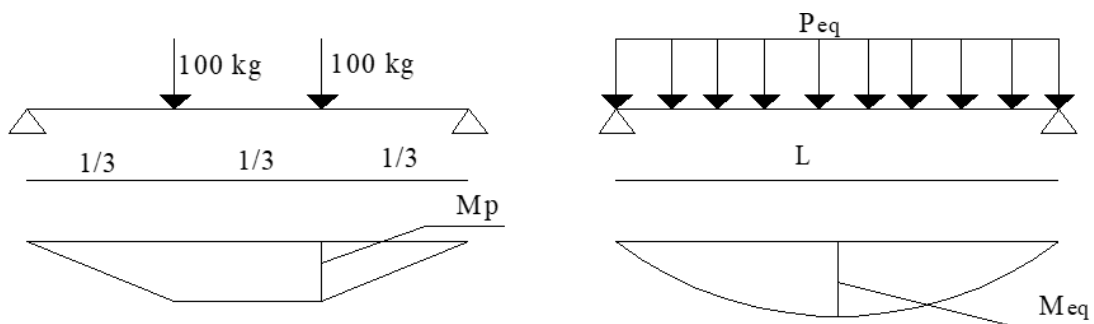


Figure III.6 : schéma statique de la poutre équivalente

$$M_p = \frac{PL}{3}$$

$$M_{eq} = \frac{qL^2}{8}$$

La charge uniformément répartie (P) due à la surcharge d'entretien est obtenue en égalisant les deux moments max due à P aux charges ponctuelles Peq

$$M_{\max} = P \times \frac{l}{3} = P_{eq} \times \frac{l^2}{8}$$

$$P_{eq} = \frac{8}{3} \times \frac{P}{l} = \frac{8}{3} \times \frac{100}{6}$$

$$P_{eq} = 44,44 \text{ kg / ml}$$

$$Q = P_{eq} = 0.444 \text{ KN / m.}$$

c) **Surcharge climatique due au vent (W) :**

La panne la plus sollicitée exposée au vent de dépression défavorable dont $C_{pi} = 0.03$ zone F et G tel que la charge considérée est : $W = -1.843 \text{ KN/m}^2$.

[Chapitre II, tableau II.12]

D'où $W = (-1.843 * 1.8) = -3.318 \text{ KN/m.}$

$$W = -3.318 \text{ KN/m.}$$

d) **Surcharge climatique de la neige :**

La charge maximale de la neige est $S = 0.243 \text{ KN/m}^2$.

Par projection $S = 0.243 * \cos 12.92 = 0.237 \text{ KN/m.}$

D'où $S = 0.237 * 1.8 = 0.427 \text{ KN/m}$

$$S = 0.427 \text{ KN/m.}$$

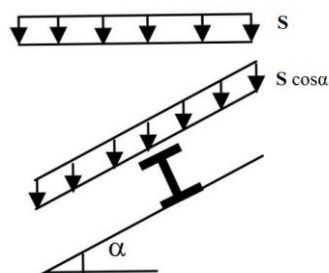


Figure III.7 : Schéma statique de panne sous surcharge de la neige.

III.2.3 Combinaison de charge les plus défavorables :

a) **Les charges et surcharges appliquées :**

Tableau III.1 : Charge et surcharge appliquées.

Charge	En KN/m
G	0.390
Q	0.444
W	-3.318
S	0.427

b) Les différentes combinaisons les plus défavorables :

Tableau III.2 : les combinaisons les plus défavorables.

Combinaisons		
N° :	ELU	ELS
1	1.35G+1.5Q	G+Q
2	G+1.5W	G+W
3	1.35G+1.5S	G+S
4	1.35G+1.35 (W+S)	G+0.9 (W+S)

c) Calcul des charges à l'ELU et ELS :

Tableau III.3 : décomposition des charges et surcharge.

		G(KN/m)	Q(KN/m)	W(KN/m)	S(KN/m)
Décomposition de charge	Selon yy	0.087	0.099	0	0.095
	Selon zz	0.380	0.433	-3.318	0.416
Combinaison		1	2	3	4
ELU	Selon yy	0.266	0.117	0.260	0.246
	selon zz	1.163	-4.464	1.138	-3.404
ELS	Selon yy	0.186	0.087	0.182	0.173
	selon zz	0.813	-2.938	0.797	-2.231

D'après ce tableau on peut extraire les sollicitations maximales :

$$\begin{array}{l}
 \underline{\text{ELU}} : \left\{ \begin{array}{l} q_u^y = 1.35G+1.5Q = 0.266 \text{ KN/m.} \\ q_u^z = G+1.5W = -5.367 \text{ KN/m.} \end{array} \right. \quad \underline{\text{ELS}} : \left\{ \begin{array}{l} q_s^y = G+Q = 0.186 \text{ KN/m.} \\ q_s^z = G+W = -2.938 \text{ KN/m.} \end{array} \right.
 \end{array}$$

III.3 Pré dimensionnement

Les pannes sont sollicitées à la flexion déviée (flexion bi axiale) dimensionnées pour satisfaire les conditions suivantes :

- Condition de la flèche (ELS).
- Condition de résistance (ELU).

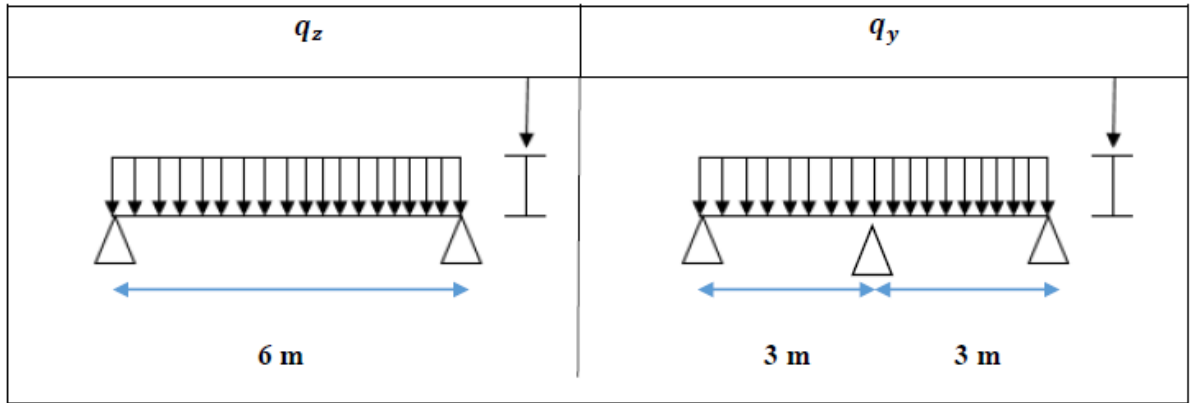


Figure III.8 : Schéma statique de la panne suivant axe Z et Y.

III.3.1 Condition de la flèche (ELS) :

La flèche se vérifiée a l'état ultime de service (ELS) avec les charges et surcharges de service (pondérée) :

Calcul suivant l'axe ZZ :

$$f_z \leq f_{adm} \rightarrow \frac{5Q_z l^4}{384EI_y} \leq \frac{l}{200}$$

$$f_z = \frac{5 \times 2.938 \times 600^4 \times 10^{-1}}{384 \times 2.1 \times 10^5 I_y} \leq f_{adm} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

D'où
$$I_y \geq \frac{5 \times 2.938 \times 600^4 \times 10^{-1}}{3 \times 384 \times 2.1 \times 10^5} \rightarrow I_y \geq 786.96 \text{ cm}^4$$

On opte pour un **IPE 160**. Dont possède les caractéristiques suivantes :

Tableau III.4 : Les caractéristiques de profilé IPE160.

h (mm)	b (mm)	A (cm ²)	t _w (mm)	t _f (mm)	G (Kg/m)	I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)
160	82	20.1	5	7.4	15.8	869	68.3

Vérification de la flèche $\rightarrow fz = 2.716\text{cm} \leq f_{adm} = 3\text{cm} \rightarrow$ vérifiée.

NB : le poids propre de la panne est supérieure au poids propre estimé, on recalcule les charges avec le nouveau poids propre et refaire la vérification.

$$G = [(P_{couverture} + P_{accessoire}) \times e] + P_{panne}$$

$$G = [(12.9 + 3) \times 1.8] + 15.8 = 44.42\text{Kg/m}$$

$$G = 0.444\text{KN/m.}$$

$$G_y = 0.099\text{KN/m.}$$

$$G_z = 0.433\text{KN/m.}$$

Les combinaisons les plus défavorables pour le nouveau poids propre de l'IPE 160 :

$$\text{ELU : } \begin{cases} q_u^y = 1.35G + 1.5Q = 0.282 \text{ KN/m.} \\ q_u^z = 1.35G + 1.5W = -4.392 \text{ KN/m.} \end{cases} \quad \text{ELS: } \begin{cases} q_s^y = G + Q = 0.198 \text{ KN/m.} \\ q_s^z = G + W = -2.885 \text{ KN/m.} \end{cases}$$

✓ **Dimensionnement de pannes :**

. **Vérification de la flèche (ELS):**

Selon zz : $fz = \frac{5 \times 2.885 \times 600^4 \times 10^{-2}}{384 \times 21000 \times 869} = 2.668\text{cm} \leq f_{adm} = \frac{600}{200} = 3\text{cm}$

$$fz = 2.668\text{cm} \leq f_{adm} = 3\text{cm} \rightarrow \text{vérifiée.}$$

Selon yy : $fy = \frac{5 \times 0.198 \times 600^4 \times 10^{-2}}{384 \times 21000 \times 68,3} = 2.33\text{m} \leq f_{adm} = \frac{600}{200} = 3\text{cm}$

$$fy = 2.33\text{cm} \leq f_{adm} = 3\text{cm} \rightarrow \text{vérifiée}$$

III.3.2 Condition de la résistance (ELU) :

Dans la condition de résistance à l'ELU il faut faire les vérifications suivantes :

a) Flexion bi-axial (flexion déviée) :

Pour vérifier alors la résistance d'une section sollicitée en flexion composée déviée, on doit satisfaire la relation suivante (selon la classe de la section) :

$$\left(\frac{My, st}{Mply}\right)^\alpha + \left(\frac{Mz, st}{Mplz}\right)^\beta \leq 1$$

Avec α et β sont des paramètres dépendant de la forme de la section donnée.

✓ **Classe de profilé :**

Classe de la semelle (laminée) :

$$\frac{c}{tf} \leq 10\varepsilon \quad \text{avec :} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{fy}} \quad \text{on a :} \quad fy = 235 \quad \text{donc :} \quad \varepsilon = 1.$$

$$\frac{c}{tf} = \frac{b/2}{tf} = \frac{41}{7.4} = 5.54 \leq 10\varepsilon = 10 \quad \rightarrow \text{Donc la semelle dans la classe 1.}$$

Classe de l'âme (fléchée):

$$\frac{d}{tw} \leq 72\varepsilon \quad \text{avec :} \quad \frac{d}{tw} = \frac{h-2tf}{tw} = \frac{160-2 \times 7.4}{5} = \frac{145.2}{5} = 24.04 \leq 72\varepsilon = 72 \quad \rightarrow \varepsilon = 1.$$

Donc l'âme est de la classe 1.

Pour notre cas le profilé (section en I) est de classe 1.

$$\text{D'où : } \alpha = 2; \quad \beta = 5n; \quad n = \frac{Nst}{Npl} = 0 \rightarrow \beta = 1.$$

Calcul de $M_{y, st}$ $M_{z, st}$:

$$M_{y, st} = \frac{qzL^2}{8} = \frac{4,392 \times 6^2}{8} = 19.764 \text{ KN.m}$$

$$M_{z, st} = \frac{qy(l/2)^2}{8} = \frac{0,282 \times 3^2}{8} = 0.317 \text{ KN.m}$$

Calcul de M_{ply} M_{plz} :

$$M_{ply} = W_{ply} \cdot \frac{fy}{\gamma_{m0}} = 124 \times \frac{235 \times 10^{-3}}{1} = 29.14 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz} = W_{plz} \cdot \frac{fy}{\gamma_{m0}} = 26,1 \times \frac{235 \times 10^{-3}}{1} = 6.136 \text{ KN.m}$$

$$\left(\frac{19.764}{29.14}\right)^2 + \left(\frac{0.317}{6.136}\right)^1 = 0.51 \leq 1$$

Donc la condition est vérifiée.

$$\left(\frac{M_{y, st}}{M_{ply}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{z, st}}{M_{plz}}\right)^\beta \leq 1$$

b) Vérification au cisaillement (effort tranchant) flexion sous V :

Pour la vérification au cisaillement on utilise la condition suivante (selon Eurocode3 p158) :

$$\begin{cases} Vz, sd \leq V_{plz, rd} \\ Vy, sd \leq V_{ply, rd} \end{cases}$$

$$V_{z, sd} = \frac{qzL}{2} = \frac{4.392 \times 6}{2} = 13.176 \text{ KN}$$

$$V_{y, sd} = \frac{qyL}{2} = \frac{0.282 \times 6}{2} = 0.846 \text{ KN}$$

$$V_{pl, rd} = A_{vz} \frac{1}{\gamma_{m0}\sqrt{3}} f_y$$

Avec : A_{vz} la surface ou l'air de cisaillement

$$A_{vz} = 9.66 \times 10^2 \text{ mm}^2 = 9.66 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl, rd} = 9.66 \frac{1}{1\sqrt{3}} 23.5 = 131.064 \text{ KN}$$

$$13,176 \text{ KN} < 131.064 \text{ KN}$$

Donc $V_{z, sd} < V_{pl, rd} \rightarrow$ pas de cisaillement

Et
$$\begin{cases} V_{z, sd} \leq V_{pl, rd} \\ V_{z, sd} \leq 0.5V_{pl, rd} \end{cases}$$

D'où
$$V_{pl, rd} = A_{vy} \frac{1}{\gamma_{m0}\sqrt{3}} f_y = 10.44 \frac{1}{1\sqrt{3}} 23.5 = 141.647 \text{ KN}$$

Avec :
$$A_{vy} = A - A_{vz} = 20.1 - 9.66 = 10.44 \text{ cm}^2$$

$$0.846 \text{ KN} < 141.647 \text{ KN} \rightarrow V_{y, sd} \leq V_{pl, rd}$$
 (pas de cisaillement)

Et
$$0.846 \text{ KN} < 70.82 \text{ KN} \rightarrow V_{y, sd} \leq 0.5V_{pl, rd}$$
 (pas d'interaction M-V)

Donc : * la résistance des pannes au cisaillement est vérifiée.

*Et pas d'interaction avec le moment résistant M et l'effort tranchant V.

\rightarrow la résistance au cisaillement est vérifiée.

c) Vérification au déversement :

Le déversement est un phénomène d'instabilité qui se manifeste par une déformation latérale de la partie comprimée de la section sous l'action de vent de soulèvement.

$$M_{y, sd} \leq M_{brd} = \chi_{LT} * \beta_W * M_{pl, y} * f_y / \gamma_{m1}$$

Avec : $\gamma_{m1} = 1.1$ est le coefficient partiel de sécurité pour la résistance des éléments aux instabilités.

$\beta_W = 1$ En fonction de la section pour notre cas classe 1.

χ_{LT} : Coefficient de réduction pour diversement.

$M_{b,rd}$ = moment résistant au déversement.

Calcul sous le vent :
$$M_{y, sd} = \frac{qz l^2}{8} = \frac{4.392 \times 6^2}{8} = 19.764 \text{ KN.m}$$

$\bar{\lambda}_{LT}$: C'est l'élanement de diversement.

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{Lt}}{\lambda_1} \sqrt{\beta W}$$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9\varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1 \quad \rightarrow \quad \lambda_1 = 93.9$$

Pour les poutres à section constante et doublement symétrique on peut utiliser la formule approximative ci-après qui place en sécurité.

$$\lambda_{Lt} = \frac{l/i_z}{\sqrt{c_1 \left[\left(1 + \frac{1}{20} \left(\frac{l/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right)^{0.25} \right]}}$$

l : longueur de maintien latéral

[Annexe F EC03 partie 1-1]

$$\lambda_{Lt} = 109.42 \quad \rightarrow \quad \bar{\lambda}_{LT} = 1.165 > 0.4 \quad \rightarrow \text{Ya risque de déversement.}$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{lt} + [\phi_{lt}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{1/2}} \quad \text{avec} \quad \phi_{lt} = 0.5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$$\phi_{lt} = 1.035 \quad \chi_{LT} = 0.38$$

D'où $M_{y, sd} = 19.764 \text{ KN.m} > M_{brd} = 10.07 \text{ KN.m}$

La condition n'est pas vérifiée donc la stabilité au déversement de la panne n'est pas vérifiée.

On augmente la section de profile a un IPE 180.

On aura : $M_{y, sd} = 19.58 \text{ KN.m} \quad \lambda_{Lt} = 103.56 \quad \bar{\lambda}_{LT} = 1.102$

$$\chi_{LT} = 0.518$$

D'où $M_{y, sd} = 19.58 \text{ KN.m} < M_{brd} = 20.20 \text{ KN.m}$

Donc la condition est vérifiée. On opte pour **IPE180**.

III.4 Calcul de l'échantignole :

III.4.1 Introduction :

L'échantignolle est un dispositif de fixation permettant d'attacher les pannes aux fermes, le principal effort de résistance de l'échantignolle est le moment de renversement dû au chargement (surtout sous l'action de soulèvement du vent).

III.4.2 Dimensionnement de l'échantignolle :

Le principe de dimensionnement est de déterminer le moment de renversement du au chargement surtout avec l'effort de vent de soulèvement.

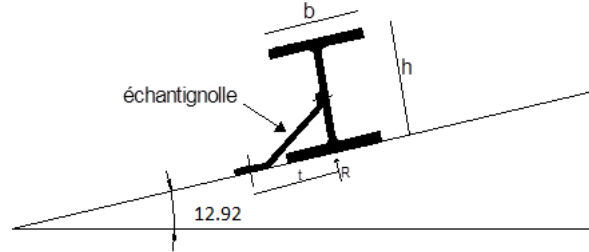


Figure III.9 : Coupe transversale de l'échantignolle.

L'excentrement (t) est limité par la condition suivante :

$$2\left(\frac{b}{2}\right) \leq t \leq 3\left(\frac{b}{2}\right)$$

Pour un IPE180 $\Rightarrow \begin{cases} b = 9,1cm \\ h = 18cm \end{cases}$

$$9,1 \leq t \leq 13,65cm$$

Soit t = 12cm.

III.4.3 Détermination des sollicitations :

Calcul des réactions et moment de renversement :

- l'échantignolle reprend 02 pannes (le plus sollicité) :

$$G = 0.474KN/m$$

$$G_z = 0.462 KN/m \quad G_y = 0.106 KN/m$$

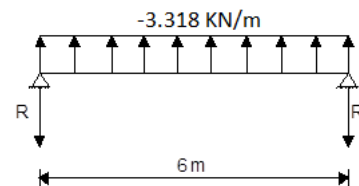


Figure III.10 : Réactions sous le vent.

La combinaison la plus défavorable :

$$\checkmark \quad q_z^u = G_z - 1.5W_z$$

$$q_z^u = -4.515 KN/m \quad q_y^u = 0.106 KN/m$$

L'effort R revenant à l'échantignolle n'est rien que la réaction d'appui des pannes. On prendra l'effort maximal correspondant à l'échantignolle intermédiaire (et non l'échantignolle de rive).

$$P_y = 2. R_y = 0.375 \times \frac{q_y^u \cdot l}{2} = 0.238 \text{ KN}$$

$$P_z = 2. R_z = 2 \times \frac{q_y^u \cdot l}{2} = 26.49 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = P_y \times \frac{h}{2} + P_z \times t = 3.39 \text{ KN.m}$$

a) **Module de résistance de l'échantignole :**

$$W_{el} = \frac{I}{y} \quad \text{et} \quad y = \frac{e}{2} \quad \text{avec} \quad I = \frac{b_{ech} \times e^3}{12} \quad \rightarrow \quad W_{el} = \frac{b_{ech} \times e^2}{6}$$

On prend $b_{ech} = 30 \text{ cm}$

b) **Epaisseur de l'échantignole (e) :**

$$M_{sd} \leq M_{el} \quad \text{avec} \quad M_{el} = \frac{W_{el} \times f_y}{\gamma_{m_0}} \quad \rightarrow \quad f_y = 235 \quad \gamma_{m_0} = 1$$

$$\text{D'où} \quad M_{sd} \leq \frac{b_{ech} \times e^2}{6} \times \frac{f_y}{\gamma_{m_0}} \quad \rightarrow \quad e \geq \sqrt{\frac{6 \times M_{sd}}{b_{ech} \times f_y}} = \sqrt{\frac{6 \times 3.39 \times 10^6}{300 \times 235}} = 16.98 \text{ mm}$$

Soit $e = 1.8 \text{ cm} = 18 \text{ mm}$.

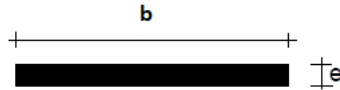


Figure III.11 : Dimensions de l'échantignole.

III.5 Calcul des liernes :

Les liernes sont des tiges qui servent à maintenir les pannes dans le sens faible d'inertie pour éviter la déformation latérale des lisses. Sont généralement formées par des tiges ou cornières. Les liernes sont dimensionnés avec un effort normal croissant au fur à mesure qu'on se rapproche du faitage.

a) **Calcul d'effort de traction dans les liernes :**

$$q_y^{u \max} = 0.266 \text{ KN/m}$$

$$R = 1.25 q_y^{u \max} \frac{l}{2} = 1.25 \times 0.266 \times \frac{6}{2} = 0.998 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad \text{traction.}$$

$$T_1 = R/2 = 0.499 \text{ KN.}$$

$$T_2 = T_1 + R = 1.497 \text{ KN.}$$

$$T_3 = T_2 + R = 2.495 \text{ KN.}$$

$$T_4 = T_3 + R = 3.493 \text{ KN.}$$

$$T_4 + R = 2T_5 \times \sin \theta \rightarrow T_5 = N_{sd} = \frac{T_4 + R}{2 \sin \theta} = 4.403 \text{ KN.} \quad \text{avec} \quad \theta = \text{Arct} \left(\frac{1.8}{3} \right) = 30.96^\circ$$

b) Dimensionnement des liernes :

$$N_{sd} \leq N_{pld} = \frac{A_s \cdot f_y}{\gamma_{m1}} \rightarrow A_s \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{m1}}{f_y} \geq 20.60 \text{ mm}^2$$

$$\rightarrow A_s = \pi \frac{d^2}{4} \rightarrow d = \sqrt{\frac{4A_s}{\pi}} = 5,12 \text{ mm.} \rightarrow d = 6 \text{ mm.}$$

Pour des raisons pratique on opte pour une bare ronde de diametre \varnothing_8 .

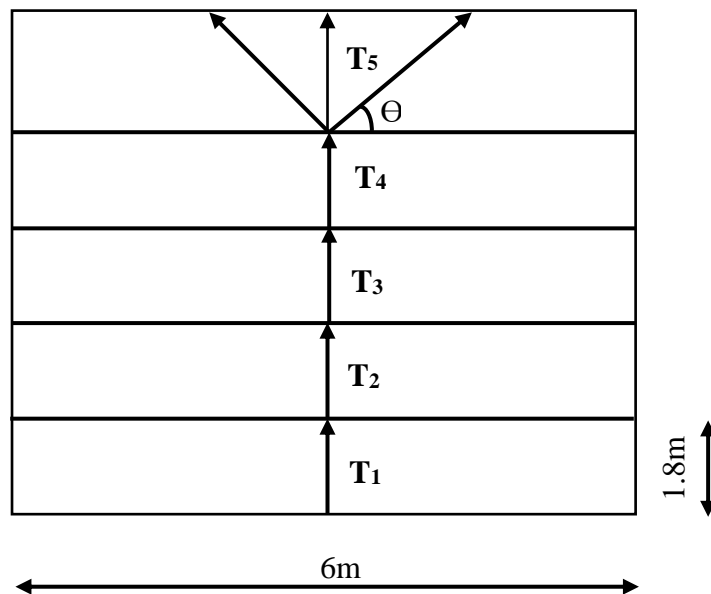


Figure III.12 : Disposition des liernes.

III.6 Calcul de lisses de bardage :

Les lisses de bardages sont constituées de poutrelles (IPE, UAP, UPE) ou de profils minces pliés. Etant disposées horizontalement, elles sont portées soit par les poteaux de portiques, soit par les potelets intermédiaires. L'entre axe des lisse est déterminé par la portée admissible des bacs de bardage.

III.6.1 Détermination des sollicitations :

a) Espacement des lisses de bardage (e) :

$e \in [1.2, 2m] \rightarrow$ on opte pour un $e = 1.5m$. d'où l'hangar a une hauteur de 7.82m.

Nombre de lisses de bardage $n=5$.

b) Evaluation des charges et surcharges :

Poids propre de bardage (panneau sandwich $e_p = 40$ mm)12,9 KG/m²

Poids propre d'accessoire d'attaches 3 KG/ m²

Poids propre de la lisse UAP130 13,7 KG/m.

$$G = (P_{couv} + P_{access}) \times e + P_{UAP}.$$

$$G = (12.9 + 3) \times 1.5 + 13.7 = 37.5 \text{ Kg/m} = 0.375 \text{ KN/m}.$$

c) La surcharge climatique du au vent :

On calcul les lisses de bardages avec la valeur obtenue :

$W^{max} = 1309.083 \text{ N/m}^2 = 1,309 \text{ Kn/m}^2$, valeur obtenue dans le chapitre II selon panneau D (parois vertical – long pan (V_1) – surpression).

D'où $W = 1,309 \times 1.5 = 1.964 \text{ Kn/m}.$

❖ Les combinaison a l'ELU :

$$q_y^u = 1.35G = 0.506 \text{ KN/m}.$$

$$q_z^u = 1.5W = 2.919 \text{ KN/m}.$$

❖ Les combinaison a l'ELS :

$$q_y^s = G = 0.375 \text{ KN/m}.$$

$$q_z^s = W = 1.964 \text{ KN/m}.$$

d) Pre-dimensionnement des lisses :

Le pre-dimensionnement se calcul a la condition de la fleche comme suit :

$$f_z \leq f_{adm} \rightarrow \frac{5Qz l^4}{384EI_y} \leq \frac{l}{200}$$

$$f_z = \frac{5 \times 1.964 \times 600^4 \times 10^{-1}}{384 \times 2.1 \times 10^5 I_y} \leq f_{adm} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$\text{D'où} \quad I_y \geq \frac{5 \times 1.964 \times 600^4 \times 10^{-1}}{3 \times 384 \times 2.1 \times 10^5} \rightarrow I_y \geq 526.07 \text{ cm}^4$$

Donc on opte pour un UPE 150.

On recalcul la charge permanente G avec :

$$G = (12.9 + 3) \times 1.5 + 17.9 = 41.75 \text{ Kg/m} = 0.4175 \text{ Kn/m}$$

$$q_y^u = 1.35G = 0.563 \text{ KN/m.}$$

$$q_y^s = G = 0.417 \text{ KN/m.}$$

e) Vérification de la flèche (ELS):

$$\text{Selon zz :} \quad f_z = \frac{5 \times 1.964 \times 600^4 \times 10^{-2}}{384 \times 21000 \times 797} = 1.98 \text{ cm} \leq f_{adm} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$f_z = 1.98 \text{ cm} \leq f_{adm} = 3 \text{ cm} \rightarrow \text{vérifiée.}$$

$$\text{Selon yy :} \quad f_y = \frac{5 \times 0.417 \times 600^4 \times 10^{-2}}{384 \times 21000 \times 93.3} = 3.59 \text{ m} > f_{adm} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$f_y = 3.59 \text{ cm} > f_{adm} = 3 \text{ cm} \rightarrow \text{Non vérifiée.}$$

La flèche dans le sens y-y n'est pas vérifiée donc on introduit des liernes puis on recalcule la flèche comme suit :

$$\text{Selon y-y :} \quad f_y = \frac{2.05 q_y \frac{l^4}{2}}{384 E I_z} = \frac{2.05 \times 0.417 \times 300^4 \times 10^{-2}}{384 \times 21000 \times 93.3} = 0.092 \text{ cm} \leq f_{adm} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$f_y = 0.092 \text{ cm} < f_{adm} = 3 \text{ cm} \rightarrow \text{vérifiée.}$$

III.6.2 Condition de la résistance (ELU) :

Dans la condition de résistance à l'ELU il faut faire les vérifications suivantes :

a) Flexion bi-axial (flexion déviée) :

On doit satisfaire la relation suivante (selon la classe de la section) :

$$\left(\frac{M_y, st}{M_{ply}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_z, st}{M_{plz}} \right)^\beta \leq 1$$

✓ **Classe de profilé :**

Classe de la semelle (laminée) :

$$\frac{c}{t_f} \leq 10\varepsilon \quad \text{avec :} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad \text{on a :} \quad f_y = 235 \quad \text{donc :} \quad \varepsilon = 1.$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{32.5}{10.3} = 3.15 \leq 10\varepsilon = 10 \quad \rightarrow \text{Donc la semelle dans la classe 1.}$$

Classe de l'âme (fléchie):

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad \text{avec :} \quad \frac{d}{t_w} = \frac{109}{7} = 15.57 \leq 72\varepsilon = 72 \quad \rightarrow \varepsilon = 1.$$

Donc l'âme est de la classe 1. D'où : $\alpha = 2$; $\beta = 1$.

Calcul de $M_{y, st}$ $M_{z, st}$:

$$M_{y, st} = \frac{qzL^2}{8} = \frac{2.919 \times 6^2}{8} = 13.13 \text{ KN.m}$$

$$M_{z, st} = \frac{qy(l/2)^2}{8} = \frac{0.564 \times 3^2}{8} = 0.634 \text{ KN.m}$$

Calcul de M_{ply} M_{plz} :

$$M_{ply} = W_{ply} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 125.27 \times \frac{235 \times 10^{-3}}{1} = 29.44 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz} = W_{plz} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 38.91 \times \frac{235 \times 10^{-3}}{1} = 9.143 \text{ KN.m}$$

$$\left(\frac{13.13}{29.44}\right)^2 + \left(\frac{0.634}{9.143}\right)^1 = 0.268 \leq 1 \quad \text{Donc la condition est vérifiée.}$$

b) Vérification au cisaillement (effort tranchant) flexion sous V :

$$\begin{cases} V_{z, sd} \leq V_{plz, rd} \\ V_{y, sd} \leq V_{ply, rd} \end{cases}$$

$$V_{z, sd} = \frac{qzL}{2} = \frac{2.919 \times 6}{2} = 8.75 \text{ KN}$$

$$V_{y, sd} = \frac{qyL}{2} = \frac{0.564 \times 6}{2} = 1.692 \text{ KN}$$

$$V_{pl, rd} = A_{vz} \frac{1}{\gamma_{m0}\sqrt{3}} f_y = 11.28 \frac{1}{1\sqrt{3}} 23.5 = 153.044 \text{ KN}$$

$$\text{Avec :} \quad A_{vz} = 11.28 \times 10^2 \text{ mm}^2 = 11.28 \text{ cm}^2$$

$$8.75 \text{ KN} < 153.044 \text{ KN}$$

Donc $V_{z, sd} < V_{pl, rd} \rightarrow$ la résistance au cisaillement est vérifiée.

c) Vérification au déversement :

$$M_{y, sd} \leq M_{brd} = \chi_{LT} * \beta_W * M_{pl, y} * f_y / \gamma_{m1}$$

Avec : $\gamma_{m1} = 1.1$ est le coefficient partiel de sécurité pour la résistance des éléments aux instabilités.

$\beta_W = 1$ En fonction de la section pour notre cas classe 1.

χ_{LT} : Coefficient de réduction pour divergence.

$M_{b, rd}$ = moment résistant au déversement.

Calcul sous le vent :
$$M_{y, sd} = \frac{qz l^2}{8} = \frac{2.919 \times 6^2}{8} = 13.13 \text{ KN.m}$$

$\bar{\lambda}_{LT}$: C'est l'élanement de divergence.

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{Lt}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_W}$$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9\varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1 \quad \rightarrow \quad \lambda_1 = 93.9$$

Pour les poutres à section constante et doublement symétrique on peut utiliser la formule approximative ci-après qui place en sécurité.

$$\lambda_{Lt} = \frac{1/i_z}{\sqrt{c1 \left[\left(1 + \frac{1}{20} \left(\frac{l/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right)^{0.25} \right]}}$$

l : longueur de maintien latéral

[Annexe F EC03 partie 1-1]

$$\lambda_{Lt} = 29.48 \rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = 0.314 < 0.4 \rightarrow \text{Ya pas risque de déversement.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc on opte pour UAP 150

III.7 Calcul de potelets :

Les potelets sont souvent des profilés en I ou H permettant de rigidifier les façades (pignon ou long-pan) vis à vis des efforts horizontaux de vent. Ils constituent des appuis pour les lisses, tout comme les poteaux.

Ils sont considérés articulés en leurs extrémités. Ils travaillent à la flexion sous l'action du vent s'exerçant sur le bardage, transitant par les lisses, et également à la compression sous l'effet de leur poids propre, de celui du bardage et des lisses. En revanche, ils ne supportent pas la toiture. Par la présence du bardage sur toute la longueur du potelet, le déversement n'est pas considéré.

III.7.1 Détermination des sollicitations :

a) Charge et surcharge :

✓ **Charge permanente (G) :**

Poids propre de bardage (panneau sandwich ep = 40 mm)	12.9 KG/m ²
Poids propre d'accessoire d'attaches	3 KG/ m ²
Poids propre de la lisse UAP150	17,9KG/m
L'entraxe des potelets est de (e).....	5.60 m
Hauteur de potelets (H).....	8.80m

✓ **Surcharge climatique (W) :**

W= -1.2866 KN/m² (dépression) → la charge du vent la plus défavorables sur pignon.

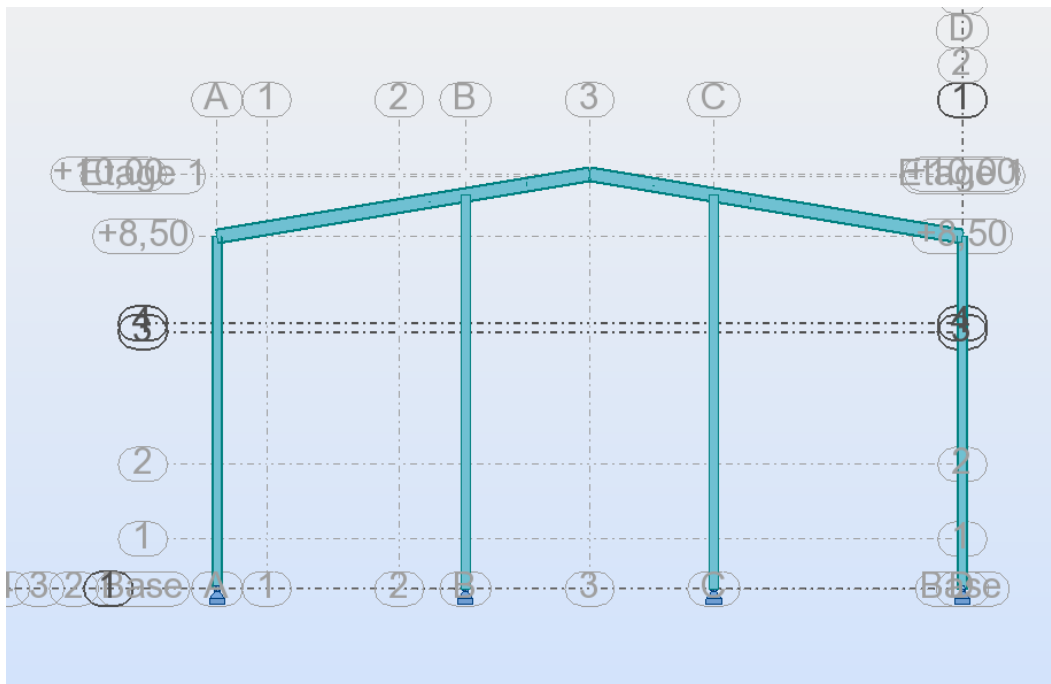


Figure III.13 : Disposition des potelets.

III.7.2 Pré-dimensionnement des potelets:

Le Pré-dimensionnement se fait par la condition de la flèche :

$$q_w^s = w \times e = -1.286 \times 5.60 = -7.20KN/m \text{ (Dépression)}$$

Les potelets étant articulées en tête et en pied, la flèche max est calculée comme suit :

$$f_z \leq f_{adm} \rightarrow \frac{5Q_z H^4}{384EI_y} \leq \frac{H}{200}$$

$$f_z = \frac{5 \times 7.2 \times 880^4 \times 10^{-1}}{384 \times 2.1 \times 10^5 I_y} \leq f_{adm} = \frac{880}{200} = 4.4 \text{ cm}$$

D'où $\rightarrow I_y \geq 6084.57 \text{ cm}^4$

Donc on opte pour un IPE300.

$G = \text{poids propre du potelet} + \text{poids propre des lisses} + \text{poids propre du bardage}$

$$G = (42.2 \times 8.8) + (17.9 \times 5.6) + (12.9 \times 5.6 \times 9.93) = 1188.9 \text{ Kg} = 11.9 \text{ KN}$$

III.7.3 Vérification de la stabilité au flambement flexion sous N et M a l'ELU:

Pour vérifier la stabilité on utilise la condition suivante selon Eurocode3 :

$$\frac{N_{sd}}{\alpha_{min} \left(\frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m1}} \right)} + K_y \frac{M_{y,sd}}{\frac{M_{y,pl}}{\gamma_{m1}}} + K_z \frac{M_{z,sd}}{\frac{M_{z,pl}}{\gamma_{m1}}} \leq 1$$

$$N_{y,sd} = 1.35 G = 16.07 \text{ KN}$$

$$M_{y,sd} = 1.5 \frac{q_w H^2}{8} = 16.07 \text{ KN.m}$$

$$M_{z,sd} = 0 \text{ KN.m}$$

a) Longueur de flambement :

Autour de l'axe faible y-y (dans le plan de l'âme) : le potelet risque de flamber sur toute sa hauteur \rightarrow Donc la longueur de flambement $l_{ky} = 8.80 \text{ m}$

Autour de l'axe faible z-z (dans le plan \perp de l'âme), le poteau est empêché de flamber sur toute sa hauteur par les lisses de bardage

\rightarrow Donc la longueur de flambement $l_{kz} = 1.50 \text{ m}$.

Avec les rayons de giration : $i_y = 12.5 \text{ cm}$, $i_z = 3.35 \text{ cm}$ pour un IPE300.

b) Calcul des élancements :

$$\lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{880}{12.5} = 70.4$$

$$\lambda_z = \frac{l_{kz}}{i_z} = \frac{150}{3.35} = 44.78$$

c) Calcul de l'élanement critique :

$$\lambda_{cr} = 93.9\varepsilon \rightarrow \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1 \rightarrow \lambda_{cr} = 93.9, \quad \beta = 1$$

d) Calcul de l'élanement réduit :

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr}} \sqrt{\beta} = \frac{70.4}{93.9} = 0.75 > 0.2 \rightarrow \text{Il y a risque de flambement}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_{cr}} \sqrt{\beta} = \frac{44.78}{93.9} = 0.48 > 0.2 \rightarrow \text{Il y a risque de flambement}$$

e) Calcul du coefficient de réduction :

$$\chi_{min} = \min(\chi_y, \chi_z)$$

Pour un IPE300 : h=300mm , b=150mm , t_f= 7.1mm

D'après le tableau 5.5.2 de courbe de flambement selon Eurocode3 :

On a : $\frac{h}{b} = 2 > 1.2$ et $t_f = 7.1\text{mm} < 40$ Donc :

Tableau III.5 : Coefficients de flambement correspondant à la section.

Axe de flambement	Courbe de flambement	Facteur d'imperfection α
y-y	a	0.21
z-z	b	0.34

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad \text{avec } \chi \leq 1, \quad \phi = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$$

$$\phi_y = 0.5[1 + 0.21(0.75 - 0.2) + 0.75^2] = 0.84 \rightarrow \chi_y = 0.82$$

$$\phi_z = 0.5[1 + 0.34(0.48 - 0.2) + 0.48^2] = 0.66 \rightarrow \chi_z = 0.89$$

$$\chi_{min} = \min(\chi_y, \chi_z) = \min(0.82, 0.89) = 0.82 \rightarrow \chi_{min} = 0.82$$

f) Calcul de facteur d'amplification :

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} \rightarrow \mu_y = \bar{\lambda}_y(2\beta_{my} - 4) + \frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}}$$

Avec $\beta_{my} = \beta_{mq} = 1.3$ (charge de vent uniformément répartie)

$$\mu_y = -0.92 < 0.90 \rightarrow k_y = 1.014 < 1.5 \rightarrow \text{vérifiée.}$$

$$\frac{N_{sd}}{\gamma_{m1} \cdot A \cdot f_y} + K_y \frac{M_{y,sd}}{\gamma_{m1} \cdot M_{y,pl}} \leq 1 \rightarrow \frac{16.07}{0.82 \times \left(\frac{53.8 \times 23.5}{1.1}\right)} + 1.014 \times \frac{104.54}{\frac{147.58}{1.1}} = 0.807 \leq 1$$

Donc la stabilité de ce potelet au flambement est vérifiée.

III.7.4 Vérification de la stabilité au déversement:

a) Calcul de l'élanement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$:

$$\beta_w = 1 \rightarrow \text{Section de classe 1}$$

χ_{LT} Coefficient de réduction en fonction de $\bar{\lambda}_{LT}$ avec : $\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}}}$

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

D’après le tableau F.1.2 de L’EC3 : notre potelet considéré comme bi-articulés à ses extrémités. On a : C1, C2 facteurs dépendant des conditions de charge et d’encastrement.

C1 = 1.13, C2 = 0.46.

K_z et K_w : les facteurs de longueur effective avec : $K_z=1$ et $K_w=1$

$Z_a = -h/2 = -30/2 = -15$ sous le vent(-) puisque l’orientation de repère est vers la semelle comprimé $Z_s=0$ section doublement symétrique EC3 figure F.1.1

$$Z_g = Z_a - Z_s = -15 \text{ cm}$$

Tableau III.6 : Caractéristique du profilé.

$I_t(\text{cm}^4)$	$I_w(\text{cm}^6)$	$I_z(\text{cm}^4)$	$L(\text{m})$	G
20.1	126	604	8.80	0.4E

D’où $M_{cr} = 1511.017 \text{ KN.m}$

Donc $\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times \left(\frac{628 \times 23.5}{1.1} \right)}{151101.7}} = 0.298 < 0.4 \rightarrow \text{pas de risque de deversement}$

Déversement est vérifié, donc on opte pour les potelets un profilé **d’IPE300**.

III.8 Calcul des traverses :

Les traverses sont des poutres maitresses d’une toiture à deux versants ; elles sont constitués généralement en profilé IPE, HEA.

III.8.1 Evaluation des charges et surcharges :

a) Charge permanentes :

Poids propre de bardage (toiture) (panneau sandwich $e_p = 40 \text{ mm}$)12,9 KG/m²

Poids propre d’accessoire d’attaches 3 KG/ m²

Poids propre des pannes IPE180 18.8 KG/m.

$$G = (P_{couv} + P_{access}) \times e + P_{IPE}.$$

$$G = (12.9 + 3) \times 6.91 + 18.8 = 128.67 \text{ Kg/m} = 1.29 \text{ KN/m}.$$

b) Surcharge d'entretien :

$$Q = \frac{8 \times p}{3 \times l} = \frac{8 \times 100}{3 \times 6} = 0.44 \text{ KN/m}$$

c) La surcharge climatique du au vent :

On calcul avec la valeur obtenue dans le chapitre II selon panneau F : $W^{\max} = 1,843 \text{ KN/m}^2$
 D'où $W = -1,843 \times 6.91 = -12.74 \text{ KN/m}$.

d) La surcharge climatique du a la neige :

$$S = 0.243 \text{ KN/m}^2 \rightarrow S = 0.243 \times 6.91 = 1.679 \text{ KN/m}$$

e) Décomposition de charge suivant l'axe z-z ($\alpha = 12.92^\circ$) :

Les charges sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.7 : Les cahrges suivant l'axe z-z.

G_z (KN/m)	Q_z (KN/m)	W_z (KN/m)	S_z (KN/m)
1.25	0.43	-12.36	1.629

f) Les combainson des charges les plus defavorables :

$$G+Q = 1.25 + 0.43 = 1.68 \text{ KN/m}$$

$$G+ S = 1.25 + 1.629 = 2.879 \text{ KN/m}$$

$$G+ W = 1.25 - 12.36 = -11.11 \text{ KN/m}$$

$$\text{Donc : } Q_{\max} = -11.11 \text{ KN/m}$$

III.8.2 Pré-dimensionnement des traverses :

Le pre-dimensionnemnt se calcul a la condition de la fleche comme suit :

$$f_z \leq f_{adm} \rightarrow \frac{5Q_z l^4}{384EI_y} \leq \frac{l}{200}$$

$$f_z = \frac{5 \times 11.11 \times 691^4 \times 10^{-1}}{384 \times 2.1 \times 10^5 I_y} \leq f_{adm} = \frac{691}{200} = 3.455 \text{ cm}$$

$$\text{D'où } I_y \geq \frac{5 \times 11.11 \times 691^4 \times 10^{-1}}{3.455 \times 384 \times 2.1 \times 10^5} \rightarrow I_y \geq 4545.67 \text{ cm}^4$$

Donc on opte pour un **IPE 270**.

On recalcule la charge permanente G avec :

$$G = (12.9 + 3) \times 6.91 + 18.8 + 36.1 = 164.769 \text{ Kg/m} = 1.65 \text{ Kn/m}$$

$$G_z = \cos(12.92) \times G = 1.6 \text{ KN/m}_z$$

On recalcule les combinaisons les plus défavorables :

Tableau III.8 : Charge avec les combinaisons les plus défavorable.

ELU(KN/m)	ELS (KN/m)
$q_z^u = 1.35G_z + 1.5W_z = -16.38$	$q_z^s = G_z + W_z = -10.76$

f) Vérification de la flèche (ELS):

Selon zz : $f_z = \frac{5 \times 10.76 \times 691^4 \times 10^{-2}}{384 \times 21000 \times 5790} = 2.63 \text{ cm} \leq f_{adm} = \frac{691}{200} = 3.455 \text{ cm}$

$$f_z = 2.63 \text{ cm} \leq f_{adm} = 3.455 \text{ cm} \rightarrow \text{vérifiée.}$$

III.8.3 Condition de la résistance (ELU) :

Dans la condition de résistance à l'ELU il faut faire les vérifications suivantes :

d) Flexion bi-axial (flexion déviée) :

On doit satisfaire la relation suivante (selon la classe de la section) :

$$\left(\frac{M_y, st}{M_{ply}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_z, st}{M_{plz}}\right)^\beta \leq 1$$

Classe de profilé :

Classe de la semelle (laminée) :

$$\frac{c}{t_f} \leq 10\varepsilon \quad \text{avec :} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad \text{on a :} \quad f_y = 235 \quad \text{donc :} \quad \varepsilon = 1.$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{67.5}{10.1} = 6.61 \leq 10\varepsilon = 10 \rightarrow \text{Donc la semelle dans la classe 1.}$$

Classe de l'âme (fléchie):

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad \text{avec :} \quad \frac{d}{t_w} = \frac{219.6}{6.6} = 33.27 \leq 72\varepsilon = 72 \rightarrow \varepsilon = 1.$$

Donc l'âme est de la classe 1. D'où : $\alpha = 2$; $\beta = 1$.

Calcul de $M_{y, st}$ $M_{z, st}$:

$$M_{y, st} = \frac{qzL^2}{8} = \frac{16.38 \times 6.91^2}{8} = 97.76 \text{ KN.m}$$

$$M_{z, st} = \frac{qy(l/2)^2}{8} = \frac{0,65 \times 3.455^2}{8} = 0.97 \text{ KN.m}$$

Calcul de M_{ply} M_{plz} :

$$M_{ply} = W_{ply} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 484 \times \frac{235 \times 10^{-3}}{1} = 113.74 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz} = W_{plz} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 97 \times \frac{235 \times 10^{-3}}{1} = 22.80 \text{ KN.m}$$

$$\left(\frac{97.76}{113.74}\right)^2 + \left(\frac{0.97}{22.80}\right)^1 = 0.781 \leq 1$$

Donc la condition est vérifiée.

e) Vérification au cisaillement (effort tranchant) flexion sous V :

$$\begin{cases} V_{z, sd} \leq V_{plz, rd} \\ V_{y, sd} \leq V_{ply, rd} \end{cases}$$

$$V_{z, sd} = \frac{qzL}{2} = \frac{16.38 \times 6.91}{2} = 56.59 \text{ KN}$$

$$V_{plz, rd} = A_{vz} \frac{1}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} f_y = 22.1 \frac{1}{1\sqrt{3}} 23.5 = 299.85 \text{ KN} \rightarrow 2.24 \text{ KN} < 322.91 \text{ KN}$$

Avec : $A_{vz} = 23.8 \times 10^2 \text{ mm}^2 = 23.8 \text{ cm}^2$

$$V_{ply, rd} = A_{vy} \frac{1}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} f_y = 23.8 \frac{1}{1\sqrt{3}} 23.5 = 322.91 \text{ KN} \rightarrow 2.24 \text{ KN} < 322.91 \text{ KN}$$

Donc la résistance au cisaillement est vérifiée (**pas d'interaction sous M-V**).

f) Vérification au déversement :

La semelle supérieure de la traverse ne peut pas déversée sous moment positif car elle est immobilisée latéralement bloqué par les panne. En rivant de la semelle inférieure peut déversée sous moment négatif due au vent (soulèvement de la toiture).

Donc pour les traverses on opte pour un **IPE270**.

III.9 Pré-dimensionnement de l’auvent :

Un auvent est un abri métallique permet un gain de surface à l’extérieur du bâtiment, désigne aussi un petit toit en saillie, qui se trouve au-dessus d’une porte ou d’une fenêtre pour garantir celle-ci de la pluie et de soleil.

Dans notre bâtiment on a un auvent dans la façade principale au-dessus de la porte d’entrée qui sera fixé à 6m de hauteur avec 18m de longueur et 4.70m de largeur.

III.9.1 Evaluation des charges et surcharges :

a) Charge permanentes :

- Poids propre de bardage (panneau sandwich ep = 40 mm)12.9 KG/m²
- Poids propre d’accessoire d’attaches 3 KG/ m²
- Poids propre des pannes IPE120..... 10.4 KG/m.

$$G = (P_{couv} + P_{access}) \times l + P_{IPE}.$$

$$G = (12.9 + 3) \times 1.2 + 10.4 = 29.48Kg/m = 0.29 KN/m.$$

b) Surcharge d’entretien :

$$Q = \frac{8 \times p}{3 \times l} = \frac{8 \times 100}{3 \times 6} = 0.44KN/m.$$

c) La surcharge climatique du au vent :

On calcul avec la valeur obtenue dans le chapitre II selon panneau F : $W^{max} = 1,843Kn/m^2$
 D’où $W = -1,843 \times 4.7 = -8.66 Kn/m.$

d) La surcharge climatique du a la neige :

$$S = 0.243KN/m^2 \rightarrow S = 0.243 \times 4.7 = 1.14KN/m$$

e) Décomposition de charge suivant l’axe z-z ($\alpha = 12.92^\circ$) :

Les charges sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.9 : Les cahrges suivant l’axe z-z.

$G_z(KN/m)$	$Q_z(KN/m)$	$W_z(KN/m)$	$S_z(KN/m)$
0.28	0.43	-8.44	1.14

f) Les combinaison des charges les plus defavorables :

$$G+Q=0.28+0.43 = 0.71 \text{ KN/m}$$

$$G+ S =0.28+1.14 = 1.42 \text{ KN/m}$$

$$G+ W =0.28- 8.44 = -8.16 \text{ KN/m}$$

Donc : $Q_{\max} = -8.16 \text{ KN/m}$

III.9.2 Pré-dimensionnement des membrures :

Le pre-dimensionnement se calcul a la condition de la fleche comme suit :

$$f_z \leq f_{adm} \rightarrow \frac{5Q_z l^4}{384EI_y} \leq \frac{l}{200}$$

$$f_z = \frac{5 \times 8.16 \times 470^4 \times 10^{-1}}{384 \times 2.1 \times 10^5 I_y} \leq f_{adm} = \frac{470}{300} = 1.56m$$

D'où $I_y \geq \frac{5 \times 8.16 \times 470^3 \times 300 \times 10^{-1}}{384 \times 2.1 \times 10^5} \rightarrow I_y \geq 1675.88 \text{ cm}^4$

Donc on opte pour un **HEA 180**.

On recalcule la charge permanente G avec :

$$G = 0.29 + 0.355 = 0.645 \text{ Kn/m}$$

$$G_y = \sin(12.92) \times G = 0.144 \text{ KN/m.}$$

$$G_z = \cos(12.92) \times G = 0,628 \text{ KN/m.}$$

On recalcule les combinaisons les plus défavorables :

Tableau III.10 : Charge avec les commbinaisons les plus défavorable.

ELU(KN/m)	ELS (KN/m)
$q_y^u = 1.35G_y + 1.5Q_y = 0.84$	$q_y^s = G_y + Q_y = 0.574$
$q_z^u = 1.35G_z + 1.5W_z = -13.51$	$q_z^s = G_z + W_z = -7.81$

➤ **Vérification de la flèche (ELS):**

Selon zz : $f_z = \frac{5 \times 7.81 \times 470^4 \times 10^{-2}}{384 \times 21000 \times 2510.3} = 0.94 \text{ cm} \leq f_{adm} = \frac{470}{300} = 1.56 \text{ cm}$

$f_z = 0.94 \text{ cm} \leq f_{adm} = 1.56 \text{ cm} \rightarrow \text{vérifiée.}$

III.9.3 Condition de la résistance (ELU) :

Dans la condition de résistance à l'ELU il faut faire les vérifications suivantes :

➤ **Flexion bi-axial (flexion déviée) :**

On doit satisfaire la relation suivante (selon la classe de la section) :

$$\left(\frac{M_{y, st}}{M_{ply}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{z, st}}{M_{plz}}\right)^\beta \leq 1$$

Le profilé est de la classe 1. D'où : $\alpha = 2$; $\beta = 1$.

Calcul de $M_{y, st}$ $M_{z, st}$:

$$M_{y, st} = \frac{qzL^2}{8} = \frac{13.51 \times 4,7^2}{8} = 37.30 \text{ KN.m}$$

$$M_{z, st} = \frac{qy(l/2)^2}{8} = \frac{0,84 \times 2.35^2}{8} = 0.58 \text{ KN.m}$$

Calcul de M_{ply} M_{plz} :

$$M_{ply} = W_{ply} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 324.9 \times \frac{235 \times 10^{-3}}{1} = 76.35 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz} = W_{plz} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 156.5 \times \frac{235 \times 10^{-3}}{1} = 36.77 \text{ KN.m}$$

$$\left(\frac{37.30}{76.35}\right)^2 + \left(\frac{0.58}{36.77}\right)^1 = 0.25 \leq 1 \quad \text{Donc la condition est vérifiée.}$$

Donc la résistance au cisaillement est vérifiée (**pas d'interaction sous M-V**).

Donc pour les traverses on opte pour un **HEA180**.

III.9.4 Pré-dimensionnement des poutres :

Le pré-dimensionnement se calcule à la condition de la flèche comme suit :

$$f_z \leq f_{adm} \rightarrow \frac{5QzL^4}{384EI_y} \leq \frac{l}{200}$$

$$\text{D'où} \quad I_y \geq \frac{5 \times 0.71 \times 600^3 \times 300 \times 10^{-1}}{384 \times 2.1 \times 10^5} \rightarrow I_y \geq 285.26 \text{ cm}^4$$

Donc on opte pour un **IPE120**.

➤ **Vérification de la flèche (ELS):**

Selon zz :
$$f_z = \frac{5 \times 0.71 \times 600^4 \times 10^{-2}}{384 \times 21000 \times 318} = 1.79 \text{ cm} \leq f_{adm} = \frac{600}{300} = 2 \text{ cm}$$

$f_z = 1.79 \text{ cm} \leq f_{adm} = 2 \text{ cm} \rightarrow$ vérifiée.

Conclusion :

Pour notre élément auvent sera dimensionné avec des profilés comme suit :

- Pour les membrures avec des **HEA180**
- Et des poutres en **IPE120**

III.10 Pré dimensionnement des poteaux :

III.10.1. Définition :

Les poteaux sont des éléments verticaux de l'ossature, ils sont soumis à la compression et éventuellement à la flexion selon le système statique adopté.

-Un effort de compression dû aux charges climatique (neige, vent, température).

-Un effort de flexion dû aux posée horizontalement du vent pour cela et pour les raisons de sécurité on privant un **HEA** qui principe peut supporter toutes les charges qui lui sont transmise.

Notre structure comporte deux types de poteaux :

➤ **Poteaux de rives :**

De hauteur H=8.50m, les charges qui lui sont appliquées sont :

Poids de la couverture de toiture et ses accessoires, poids des pannes

Poids de la dalle mixte (solive, poutre principale, béton et tôle)

Poids propre du poteau.

➤ **Poteaux intermédiaire (poteaux de mezzanine):**

De hauteur H=3m, les charges qui lui sont appliquées sont :

Poids de la dalle mixte (solive, poutre principale, béton et tôle)

Poids propre du poteau.

III.10.2. Poteaux de rive

1. Evaluation des charges et surcharge :

a)- charge permanente

Surface d'influence : $S = 2.1 \times 1.175 + 2.9 \times 2.1 = 8.55 \text{ m}^2$

Tableau III.11 Charge appliqué sur poteau de rive.

charge	Poids (KN/m ²)
• Poids de la toiture	4.74
• Poids du plancher	52,68
• La poutre maitresse IPE 270	3.05
• La poutre secondaire IPE 240	1.35
• Poids de poteaux HEA 260 (estimée)	5.8
• Poids des solives IPE 360	5.2

Les surcharges climatiques :

La neige : $S = 0.241 \times 8.55 \times \cos 12.92 = 2 \text{ KN}$

Charge d'entretien : $Q = 0.44 \times 8.55 \times \cos 12.92 = 3.66 \text{ KN}$

Charge de toiture : $G_{toit} = 4.74 \times \cos 12.92 = 4.61 \text{ KN}$

2. Détermination de l'effort N_{max}^1 par la décents de charges :

✓ Calcul N_{max}^1 :

A l'ELU : $N_{max}^1 = \max (N_{u1}, N_{u2}, N_{u3})$

$N_{u1} = 1.35(G_{toit} + Q + S) = 1.35(4.61 + 2 + 3.66) = 13.82 \text{ KN}$

$N_{u2} = 1.35(G_{toit}) + 1.5Q = 1.35(4.61) + 1.5 \times 3.66 = 11.65 \text{ KN}$

$N_{u3} = 1.35G_{toit} + 1.5S = 1.35 \times 4.62 + 1.5 \times 2 = 9.22 \text{ KN}$

$N_{max}^1 = \max (N_{u1}, N_{u2}, N_{u3}) = 13.82 \text{ KN}$

$N_{max} = \frac{A \cdot f_y}{y_{m0}} \rightarrow A = \frac{N_{max} \times y_{m0}}{f_y} = \frac{13.82 \times 10 \times 1}{23.5} = 5.88 \text{ cm}^2$

Donc on choisit le profile **HEA260**

3. Vérification aux flambements :

On doit vérifier la condition suivante : $N_{max} \leq \frac{A \times f_y \times \chi_{min} \times \beta_A}{y_{m0}}$

$l_{Ky} = l_{Kz} = 0.7 \times 8.5 = 5.95 \text{ m}$

$\lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{595}{10.97} = 54.23 \rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93.9} = \frac{54.23}{93.9} \times 1 = 0.57 \rightarrow$ autour de YY \rightarrow courbe (a) $\chi_y = 0.89$

$\lambda_z = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{595}{6.5} = 91.53 \rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93.9} = \frac{91.53}{93.9} \times 1 = 0.97 \rightarrow$ autour de ZZ \rightarrow courbe (b) $\chi_z = 0.597$

$\chi_{min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0.597 \rightarrow N_{max} = \frac{86.8 \times 23.5 \times 0.597 \times 1}{1.1} = 1107.05 \text{ KN} > N_{max}^1 = 13.82 \text{ KN}$

Poteau **HEA260** vérifié au flambement

Conclusion: On choisit pour les poteaux de rive un **HEA260**

III.10.3 Poteaux intermédiaire (poteaux de mezzanine):

1. Evaluation des charges et surcharge :

a)- charge permanente

Surface d'influence : $S = 2.1 \times 1.175 + 2.9 \times 2.1 = 8.55 \text{ m}^2$

Tableau III.12 Charge appliqué sur poteau de mezzanine.

charge	Poids (KN/m ²)
• Poids du plancher	52,68
• La poutre maitresse IPE 270	3.05
• La poutre secondaire IPE 240	1.35
• Poids de poteaux HEA 200 (estimée)	3.6

Les surcharges climatiques :

Charge d'entretien : $Q = 0.44 \times 8.55 \times \cos 12.92 = 3.66 \text{ KN}$

Charge de toiture : $G_{plancher} = 5.714 \times \cos 12.92 = 5.56 \text{ KN}$

2. Détermination de l'effort N_u par la décents de charges :

✓ **Calcul N_u :**

A l'ELU :

$$N_u = 1.35(G_{plancher}) + 1.5Q = 1.35(5.56) + 1.5 \times 3.66 = 12.99 \text{ KN}$$

$$N_{max} = \frac{A \cdot f_y}{y_{m0}} \rightarrow A = \frac{N_{max} \times y_{m0}}{f_y} = \frac{12.99 \times 10 \times 1}{23.5} = 5.02 \text{ cm}^2$$

Donc on choisit le profile **HEA200**

3. Vérification aux flambements :

On doit vérifier la condition suivante : $N_{max} \leq \frac{A \times f_y \times \chi_{min} \times \beta_A}{y_{m0}}$

$$l_{Ky} = l_{Kz} = 0.7 \times 3 = 2.1 \text{ m}$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{210}{8.28} = 25.36 \rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93.9} = \frac{25.36}{93.9} \times 1 = 0.27 \rightarrow \text{autour de YY} \rightarrow \text{courbe (a)} \chi_y = 0.9775$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{210}{4.98} = 42.16 \rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93.9} = \frac{42.16}{93.9} \times 1 = 0.45 \rightarrow \text{autour de ZZ} \rightarrow \text{courbe (b)} \chi_z = 0.8842$$

$$\chi_{min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0.8842$$

$$N_{max} = \frac{53.8 \times 23.5 \times 0.8842 \times 1}{1.1} = 1016.27 \text{ KN} > N_{max}^1 = 13.82 \text{ KN}$$

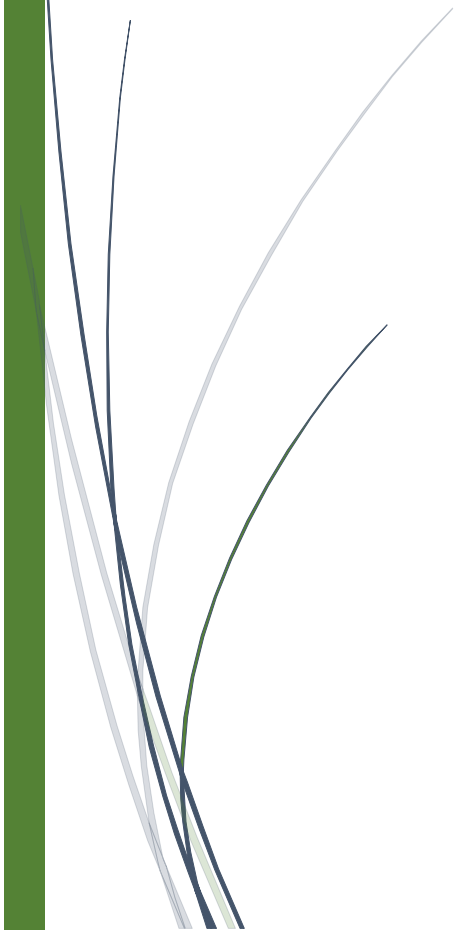
Poteau **HEA200** vérifié au flambement

Conclusion: On choisit pour les poteaux de mezzanine un **HEA200**



Chapitre IV

Etude des éléments secondaire



IV.1 : Introduction :

Les éléments secondaires mis dans une structure a un rôle d'assurer la sécurité et le confort de cette dernière. Et ne sont-ils pas parties de système de contreventement ni du système porteur.

IV.2 : Les escaliers :

L'escalier est un ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (marches et paliers) permettant, dans une construction, de passer à pied d'un étage à un autre dont la largeur s'appelle l'embranchement, largeur des marches s'appellent giron (g) et la hauteur contre marche (h).

Un palier : plate-forme en béton, en bois ou en métal située en extrémité d'une volée qui marque un étage après une série de marche, dont la fonction est de permettre un repos pendant la montée.

La volée: ensemble des marches d'un escalier, compris entre deux paliers consécutifs.

Le Giron : distance horizontale mesurée entre les nez de deux marches consécutives.

Un limon : élément incliné supportant les marches, on emploie des profilés ou de la tôle, le dispositif le plus simple consiste à utiliser un profilé en U sur l'âme verticale.

Le garde-corps appelé aussi **garde-fou** ou **rambarde** : ouvrage horizontal de protection contre les risques de chute fortuite dans le vide.

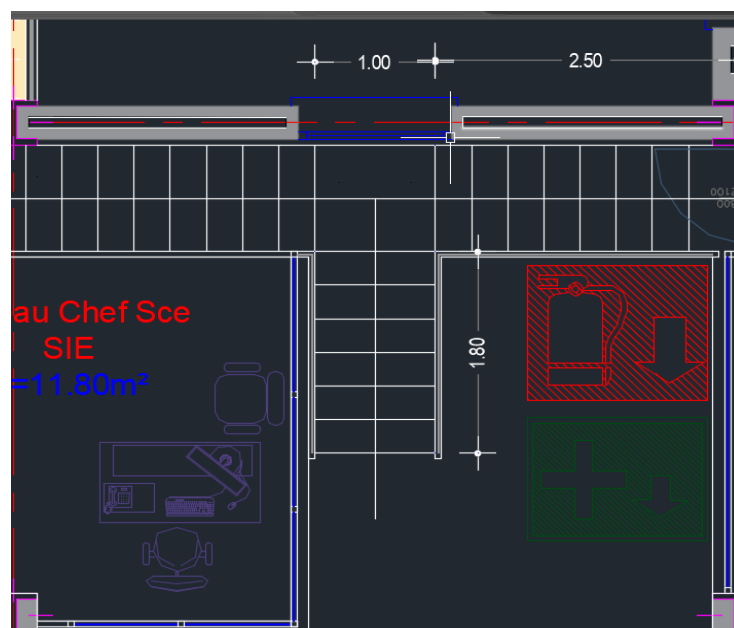


Figure IV.1 : Vue en plan d'escaliers en T.

IV.3 : Pré-dimensionnements des escaliers :

Le choix de dimension se fait selon la formule de BLONDEL suivante :

$$60\text{cm} \leq g + 2h \leq 64\text{cm} \text{ avec } h = H/n \text{ avec :}$$

h : hauteur de la contre marche donne par : $16\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$.

g : largeur de la marche donne par : $25\text{cm} \leq g \leq 32\text{cm}$.

n : nombre de contre marche.

H : hauteur à franchir avec une volée.

La condition assurant le confort de l'escalier est donne par la formule de BLONDEL

$$60\text{cm} \leq g+2*h \leq 64\text{cm}$$

Pour notre cas on a l'escalier sous forme de T qu'on partage en deux volées:

- 1^{ère} volée :

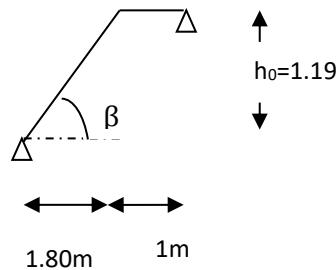


Figure. IV.2 : Schéma statique de la 1^{ère} volée d'escalier type T.

Avec :

Si on prend **h= 17cm** $n = 119/17 = 7$ **contremarches** pour la première volée

Donc on prend : **7 contremarches.** $n-1 = 7-1 = 6$ (marche).

Application de la règle de BLONDEL pour le calcul de la largeur de la marche g :

$$60\text{cm} \leq g+2*h \leq 64\text{cm} \rightarrow 60-2*17 \leq g \leq 64-2*17$$

$26 \text{ cm} \leq g \leq 30 \text{ cm} \rightarrow$ On prend : **g = 30cm** \rightarrow **condition vérifiée.**

Angle d'inclinaison : $\beta = \text{arc tg} = 119/180 = 0,661$ $\beta = 33,47^\circ$

- 2^{ème} volée :

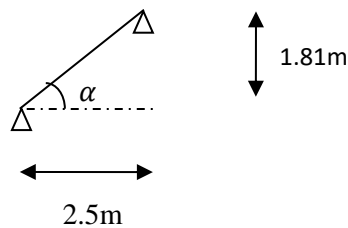


Figure. IV.3 : Schéma statique de la 2^{ème} volées d'escalier type2.

Avec :

Si on prend $h = 17\text{cm}$ $n = 181/17 = 10.64 \approx 11$ **contremarches** pour la deuxième volée

Donc on prend : **11 contremarches.** $n-1 = 11-1 = 10$ (marche).

Application de la règle de BLONDEL pour le calcul de la largeur de la marche g :

$$60\text{cm} \leq g + 2 * h \leq 64\text{cm} \rightarrow 60 - 2 * 17 \leq g \leq 64 - 2 * 17$$

$$26 \text{ cm} \leq g \leq 30 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend : } g = 30\text{cm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\text{Angle d'inclinaison : } \alpha = \text{arc tg} = 181/250 = 0,724 \alpha = 35,9^\circ$$

❖ **Evaluation des charges :**

1. Charge permanentes :

Garde-corps : 1,57 KN/ m²

Tôle striée ép.= 5mm :0,45 KN/m²

$$G = 2.02 \text{ KN/m}^2$$

2. Charge d'exploitation :

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

IV.4 : Pré dimensionnement de la cornière :

Les cornières sont sollicitées par : $G = 2.02 \text{ KN/m}^2$

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

Chaque cornière reprendre la moitié de la charge.

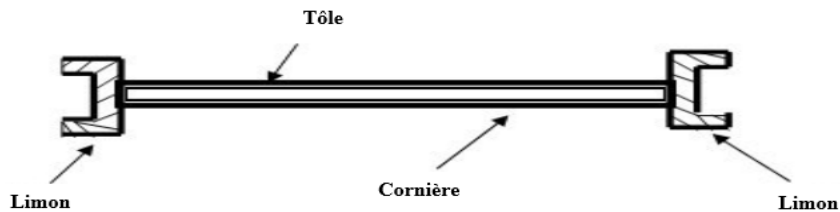


Figure IV.4 : Coupe transversale de l'escalier.

1. Combinaison de charge :

$$G = 0.3 * 2.02 = 0.606 \text{ KN/m}, \quad Q = 0.3 * 2.5 = 0.75 \text{ KN/m.}$$

$$\text{ELU : } q_u = (1.35G + 1.5Q) \frac{g}{2} = 0.97 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS : } q_s = (G + Q) \frac{g}{2} = 0.678 \text{ KN/m}$$

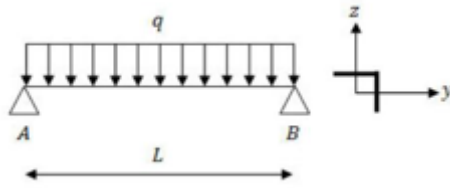


Figure IV.5 : Schéma statique de la cornière.

2. Condition de la flèche :

$$f_{cal} \leq f_{adm} \rightarrow \frac{5Qsrl^4}{384EIy} \leq \frac{l}{300}$$

D'où $Iy \geq \frac{5 \times 0.678 \times 300 \times 100^3 \times 10^{-2}}{384 \times 2.1 \times 10^5} \quad Iy \geq 1.261 \text{ cm}^4$

Donc on opte pour une cornière a ailes égale **L30*30*4** avec les caractéristiques suivante :

$G_{Cornière} = 1.78 \text{ kg/m} \quad Iy = Iz = 1.80 \text{ cm}^4 \quad W_{ely} = W_{elz} = 0.85 \text{ cm}^3.$

3. Vérification en tenant compte du poids de cornière :

❖ La flèche :

$f_{cal} \leq f_{adm} \rightarrow q' = q + G_{Cornière} = 0.678 + 0.0178 = 0.696 \text{ KN/m}.$

$f_{cal} = 0,24 \text{ cm} \leq f_{adm} = 0.33 \text{ cm} \rightarrow$ vérifiée pour la cornière **L30*30*4**

❖ La résistance :

$M_{sd} \leq M_{rd} \rightarrow \frac{q_u l^2}{8} = \frac{0.994 \times 1^2}{8} \leq \frac{W_{ely} f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{0.85 \times 235 \times 10^{-3}}{1} \rightarrow 0.124 < 0.199$ Verifie.

Tous les conditions sont vérifier, alors on choisit **L30*30*4** comme cornière de support.

IV.5 : Pré-dimensionnement du limon :

Le limon est l'élément qui supporte le poids total de l'escalier et qui permet aux marches de prendre appui.

❖ **Evaluations des charges :**

a) **Charge permanente :**

Les valeurs des charges permanentes sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau IV.1 : les valeurs des charges permanentes du limon.

Volée	Poids
- Poids estime de 02 limons en (UPN160)	2*0.188=0.376 Kn/m
- Cornier (30 x 30 x 4)	2*0.0178=0.0356 Kn/m
- Tôle striée (ep= 5mm)	0.005*78.5=0.40 Kn/m ²
- Garde de corps	0.02*78.5=1.57 Kn/m ²
- Charge totale	Gv = 2.382 Kn/ml
Palier	Poids
- Revêtements en carrelage (e=2cm)	0.2*2=0.4 Kn/m ²
- Mortier de pose (e=1.5cm)	0.2*1.5=0.34 Kn/m ²
- Tôle type TN40	0.15 Kn/m ²
- Dalle en béton arme (e=10cm)	0.1*25= 2,5 Kn/m ²
- Charge totale	Gp = 3.39 Kn/m²

Charge d'exploitation : $Q_p = 2.5 \text{ KN/m}^2$ $Q_v = 2.5 * 1/2 = 1.25 \text{ KN/m}$.

- La charge revenant au limon et palier :

$$q_v = \frac{G_v + Q_v}{2} = 1.816 \text{ KN/m} \quad q_p = \frac{(G_p + Q_p) * L_m}{2} = 2.945 \text{ KN/m}$$

$$q = \max(q_v, q_p) = 2.945 \text{ KN/m}$$

❖ Condition de la flèche :

$$f_{cal} \leq f_{adm} \rightarrow \frac{5Q_s e l^4}{384 E I_y} \leq \frac{l}{300}$$

D'où $I_y \geq \frac{5 \times 2.945 \times 300 \times 315^3 \times 10^{-1}}{384 \times 2.1 \times 10^5} \quad I_y \geq 1712.1 \text{ cm}^4$

On opte pour **UAP 200** avec les caractéristiques suivantes :

Tableau IV.2 : Les caractéristiques de UAP200.

$I_y \text{ (cm}^4\text{)}$	$W_{ply} \text{ (cm}^3\text{)}$	$G_{profile} \text{ KN/m}$	$A_{vz} \text{ (cm}^2\text{)}$
1945.85	230.12	0.251	16.97

❖ La flèche :

$$f_{cal} \leq f_{adm} \rightarrow q' = q + G_{\text{profilé}} = 2.945 + 0.251 = 3.196 \text{ KN/m.}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \times 3.196 \times 3.15^4}{384 \times 21000 \times 1945.72} = 1.01 \text{ cm} \leq f_{adm} = \frac{315}{300} = 1.05 \text{ cm}$$

$$f_{cal} = 1.01 \text{ cm} \leq f_{adm} = 1.05 \text{ cm} \rightarrow \text{vérifié}$$

❖ La résistance :

$$G_v = (0.4) + 1.57 + 0.0356 + 0.502 = \mathbf{2.508 \text{ KN/m}}$$

$$q_v = \frac{1.35G_v + 1.5Q_v}{2} = \frac{1.35 \times 2.508 + 1.5 \times 1.25}{2} = 2.630 \text{ N/m}$$

$$q_p = \frac{1.35G_p + 1.5Q_p}{2} = \frac{1.35 \times 3.39 + 1.5 \times 2.5}{2} = 4.16 \text{ KN/m}$$

On considère le limon comme une poutre isostatique, alors on utilise la méthode de RDM pour calculer les réactions et les moments max.

$$\Sigma F_v = 0 \rightarrow R_A + R_B = 9.815 \text{ KN.}$$

$$\Sigma M/A \text{ et } B = 0 \rightarrow R_A = 4.518 \text{ KN} ; R_B = 5, 297 \text{ KN.}$$

Calcul des efforts internes :

$$0 \leq x \leq 1 \text{ m}$$

$$M_z = 5.297x - 4.16 \frac{x^2}{2} \rightarrow x = 0 \text{ m} \rightarrow M_z = 0 \text{ KN.m} \rightarrow T_z = -5.297 \text{ KN.}$$

$$T_z = 4.16x - 5.297 \rightarrow x = 1 \text{ m} \rightarrow M_z = 3.217 \text{ KN.m} \rightarrow T_z = -1.137 \text{ KN}$$

$$\text{Le moment est max pour } x = \frac{5.297}{4.16} = 1.27 \text{ m} > 1 \text{ m.}$$

$$0 \leq x \leq 2.15 \text{ m}$$

$$M_z = 4.518x - 2.630 \frac{x^2}{2} \rightarrow x = 0 \text{ m} \rightarrow M_z = 0 \text{ KN.m} \rightarrow T_z = 4.518 \text{ KN.}$$

$$T_z = -2.630x + 4.518 \rightarrow x = 2.15 \text{ m} \rightarrow M_z = 6.88 \text{ KN.m} \rightarrow T_z = -1.137 \text{ KN}$$

$$\text{Le moment est max pour } x = \frac{4.518}{2.630} = 1.72 \text{ m} < 2.15 \text{ m.}$$

Donc les efforts max sollicitant sont : $M_{\text{max}} = 6.88 \text{ KN.m}$, $V_{\text{sd}} = R_B = 5, 297 \text{ KN.}$

$$M_{\text{max}} \leq M_{\text{rd}} \rightarrow 6.88 \leq \frac{W_{\text{ely}} f_y}{\gamma_{\text{mo}}} = \frac{49 \times 23.5 \times 10^{-3}}{1} = 11.515 \rightarrow 3.426 < 11.515 \text{ Vérifiée}$$

❖ Cisaillement :

$$V_{\text{pl,rd}} = \frac{A_{\text{vz}} (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{\text{mo}}} = \frac{16.97 \times 23.5 \times \sqrt{3}}{1} = 690.73 \text{ KN} > 5.506 \text{ KN} \rightarrow \text{Vérifiées}$$

Conclusion : On choisit pour la volée et le limon **UAP200.**

IV.6 Dimensionnement de la poutre palière :

La poutre palière supporte la moitié du limon :

Tableau IV. 3 Charge reprise par la poutre palière.

Composantes	Poids (KN/m ²)
- Revêtements en carrelage (e=2cm)	0.4
- Mortier de pose (e=1.5cm)	0.34
- Tôle type TN40	0.15
- Dalle en béton arme (e=10cm)	2,5
- 2 UAP200	0.251 × 2 = 0.502
- Charge permanente totale	Gp = 3.89
- Charge d'exploitation	Q=2.5

Combinaisons de charge :

$$ELU : q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.89 + 1.5 \times 2.5 = 9.00 \text{ KN/m}$$

$$ELS : q_s = G + Q = 3.89 + 2.5 = 6.39 \text{ KN/m}$$

❖ Condition de la flèche :

$$f_{cal} \leq f_{adm} \rightarrow \frac{5Qsrl^4}{384EI_y} \leq \frac{l}{250}$$

$$D'où \quad I_y \geq \frac{5 \times 6.39 \times 250 \times 600^3 \times 10^{-1}}{384 \times 2.1 \times 10^5} \quad I_y \geq 2139.50 \text{ cm}^4$$

On opte pour **IPE 220** avec les caractéristiques suivantes :

Tableau IV.4 : Les caractéristiques de IPE 220.

I _y (cm ⁴)	W _{ply} (cm ³)	G _{profile} KN/m	A _{vz} (cm ²)
2772	285	0.262	15.9

❖ La flèche :

$$f_{cal} \leq f_{adm} \rightarrow q' = q + G_{\text{profile}} = 3.89 + 0.262 = 4.152 \text{ KN/m.}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \times 6.65 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 21000 \times 2772} = 1,93 \text{ cm} \leq f_{adm} = \frac{600}{250} = 2.4 \text{ cm}$$

$$f_{cal} = 1.93 \text{ cm} \leq f_{adm} = 2.4 \text{ cm} \rightarrow \text{vérifié}$$

❖ La résistance :

$$\text{ELU} : q_u = (9 + 1.35 \times 0.262) = 9.35 \text{ KN/m}$$

$$\text{❖ ELS} : q_s = (6.39 + 0.262) = 6.652 \text{ KN/m}$$

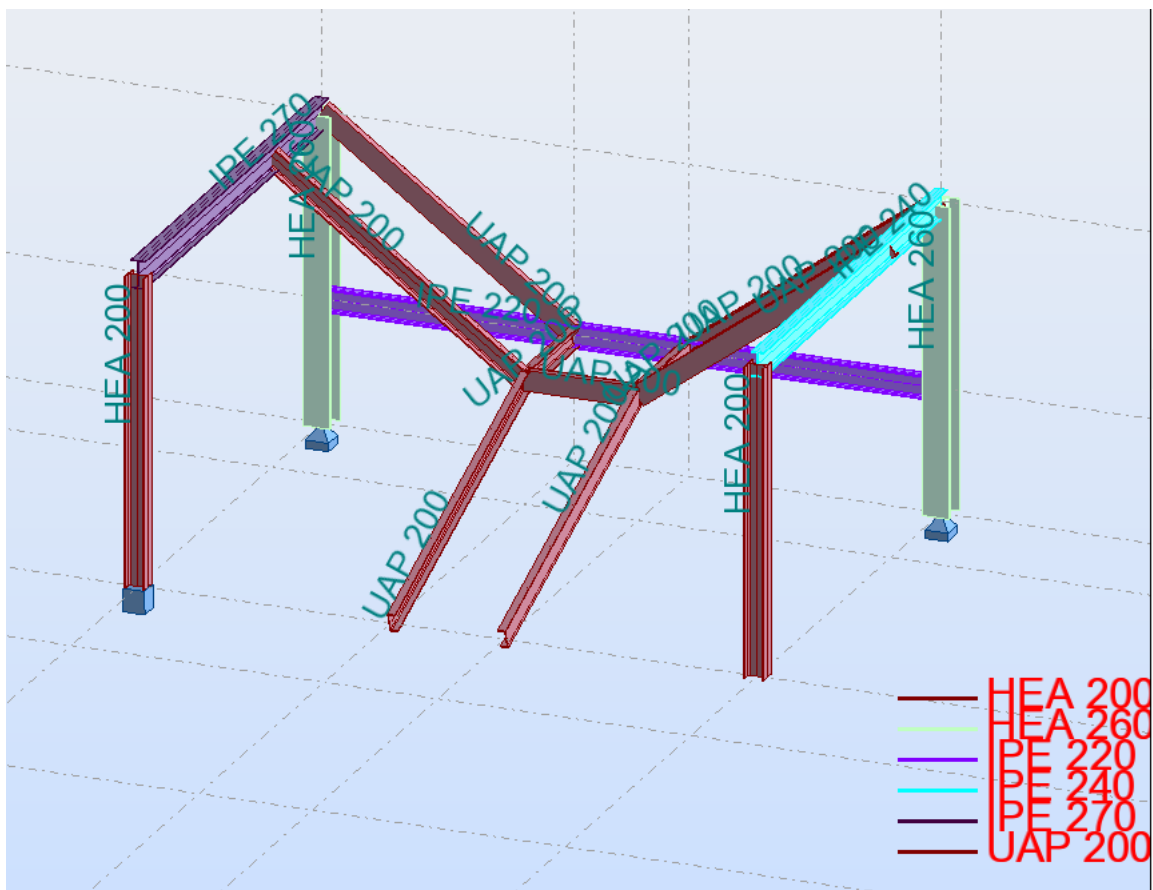
$$M_{sd} \leq M_{rd} \rightarrow \frac{q_u l^2}{8} = \frac{9.35 \times 6^2}{8} \leq \frac{W_{ely} f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{285 \times 235 \times 10^{-3}}{1}$$

$$\rightarrow 42.07 \text{ KN.m} < 66.97 \text{ KN.m} \rightarrow \text{Verifie.}$$

Conclusion :

D'après le pré-dimensionnement des escaliers on opte pour les profilées suivants :

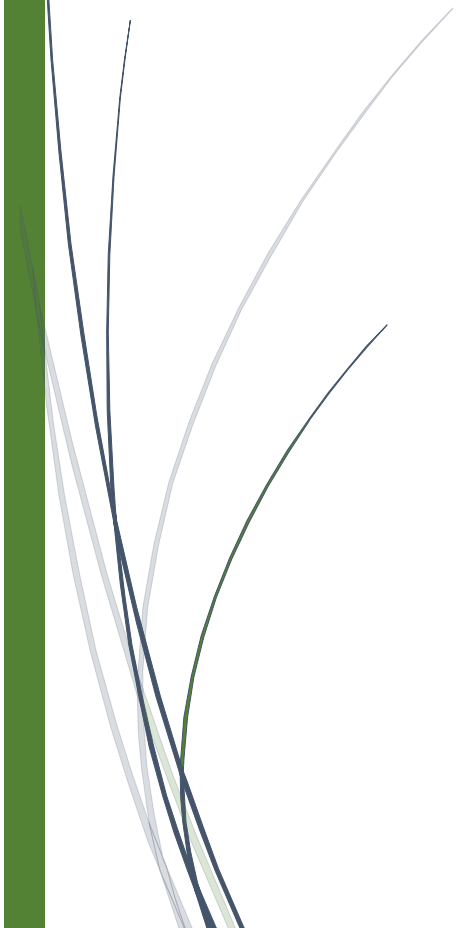
- Limon et la volée : **UAP200**
- Poutre palière : **IPE220**





Chapitre V

Etude du plancher mixte



V.1 : Introduction :

Le plancher collaborant est un plancher mixte béton-acier. Il est constitué de bacs acier en tôle mince nervurés utilisés en guise de coffrage, une dalle mixte (composée d'un treille d'armatures, une couche de béton), et des solives qui reposent sur des poutres principales et ces dernières sont connecter à la dalle par des goujons connecteurs de différent type.

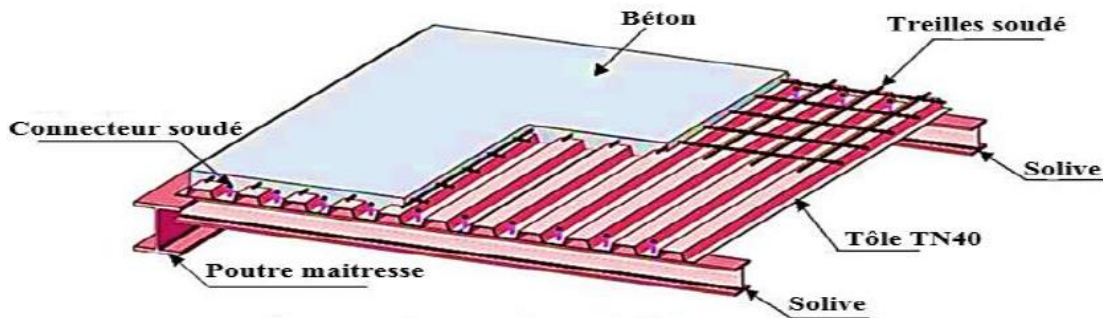


Figure V.1 : Plancher collaborant.

V.2 Méthode de calcul :

Le calcul du plancher mixte se fait en deux phases :

- ✓ Phase de réalisation.
- ✓ Phase finale (d'exploitation).

a) **Phase de réalisation** : le profile en acier travail seul et supporte les charges suivantes :

*Poids de profilé *Poids propre du béton frais *surcharge des ouvriers *la surcharge de la t tôle.

b) **Phase finale**: les deux matériaux travaillant ensemble et supportant les charges suivantes :

*Poids de profilé *Poids propre du béton sec *surcharge d'exploitation *charge de finition.

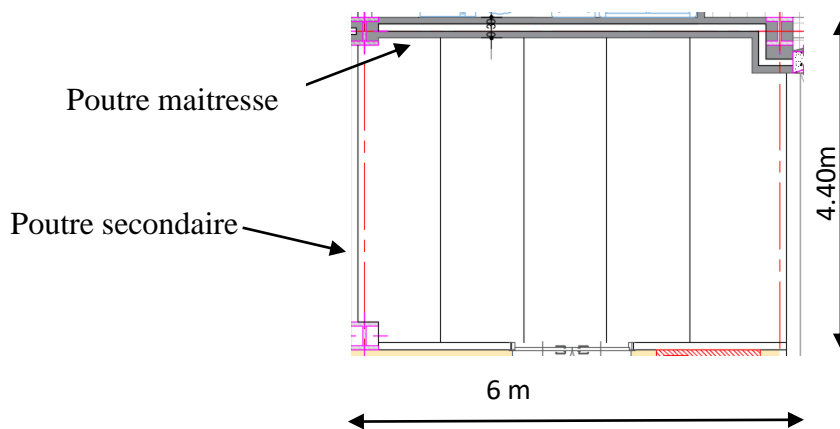


Figure V.2 : Schéma de disposition des solives.

V.3 : Etude du plancher collaborant :

- ✓ Dalle en béton arme d'épaisseur : $t = 10\text{cm}$.
- ✓ Coefficient d'équivalence (Acier/Béton) : $n = \frac{Ea}{Ecm} = \frac{210000}{30500} = 6.88$
- ✓ Coefficient de retrait du béton : $\varepsilon = 2*10$.
- ✓ contrainte admissible des matériaux :
 - Pour l'acier s235 : $f_y = 235\text{Mpa}$.
 - Pour le béton : $f_{c28} = 25\text{Mpa}$.
- ✓ Entraxe des solives : 1.2m .
- ✓ L'épaisseur de la tôle Cofraolus60 = 4cm .

V.3.1 Evaluation des charges :

Le règlement DTR-BC 2.2 (charge et surcharge) détermine les charges et surcharges a prendre dans le calcul selon les actions mobilier des et personnes.

Tableau V.1 : Charge et surcharge du plancher.

Nature d'élément	matériaux	Epaisseur (cm)	Poids surfacique (KN/m ²)	Valeur de la charge totale (KN/m ²)
Plancher	Revêtement en carrelage	2	0.5	3.825
	Mortier de pose	2	0.2	
	Tôle cofraplus60	4	0.085	
	Lit de sable	3	0.54	
	Dalle en BA	8	2.5	
Charge d'exploitation	/////			2.5

V.3.2 Vérifications des solives :

a) Phase de réalisation :

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

- Poids propre du béton frais..... $G_b = 2.5 \text{ KN/m}^2$
- Poids propre de la tôle $G_t = 0.085\text{KN/m}^2$
- Surcharge de construction (ouvrier)..... $Q_c = 1.00 \text{ KN/m}^2$

Combinaison de charge :

ELU : $q_u = (1.35G+1.5Q)*e_{solive} = [1.35 (2.5+0.085) + 1.5*1]*1.2 = 5.99 \text{ KN/m}$.

ELS : $q_s = (G+Q) \cdot e_{solive} = (2.5+0.085+1) \cdot 1.2 = 4.30 \text{ KN/m}$.

Le pré dimensionnements se fait par la condition de la flèche :

❖ **Condition de la flèche :**

$$f_{cal} \leq f_{adm} \rightarrow \frac{5Q_s e l^4}{384 E I_y} \leq \frac{l}{200}$$

D'où $I_y \geq \frac{5 \times 4.30 \times 200 \times 440^3 \times 10^{-2}}{384 \times 2.1 \times 10^5} \quad I_y \geq 454.23 \text{ cm}^4$

On opte pour un **IPE140** avec $I_y \geq 541 \text{ cm}^4$.

❖ **La résistance :**

Classe de profilé :

Classe de la semelle (laminée) :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{36.5}{6.9} = 5.28 \leq 10 \varepsilon = 10 \rightarrow \text{Donc la semelle dans la classe 1.}$$

Classe de l'âme (fléchie):

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \varepsilon \quad \text{avec :} \quad \frac{d}{t_w} = \frac{h-2t_f}{t_w} = \frac{140-2 \times 6.9}{4.7} = \frac{126.2}{4.7} = 26.85 \leq 72 \varepsilon = 72 \rightarrow \varepsilon = 1.$$

Donc l'âme est de la classe 1. \rightarrow Pour notre cas le profilé (section en I) est de classe 1.

On prenant compte du poids du profilé :

ELU : $q_u = (5.99 + 1.35 \times 0.129) = 6.16 \text{ KN/m}$

ELS : $q_s = (4.30 + 0.129) = 4.429 \text{ KN/m}$

$$M_{sd} \leq M_{rd} \rightarrow \frac{q_u l^2}{8} = \frac{6.16 \times 4.4^2}{8} \leq \frac{W_{ely} f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{88.3 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1}$$

$\rightarrow 14.9 \text{ KN.m} < 18.86 \text{ KN.m} \rightarrow \text{Verifie.}$

❖ **L'effort tranchant :**

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd} \rightarrow \frac{q_u l}{2} = \frac{6.16 \times 4.4}{2} \leq \frac{A_{vz} f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{m1}} = \frac{7.64 \times 235 \times 10^{-3} / \sqrt{3}}{1.1}$$

$\rightarrow 13.5 \text{ KN.m} < 94.23 \text{ KN.m} \rightarrow \text{Verifie.}$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Donc le moment résistant ne sera pas réduit.

Enfin, toutes les conditions sont vérifiées sans l'utilisation de soutenir avec des étais.

Phase finale :

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

Poids propre du béton (sec)..... $G_b= 3.5 \text{ KN/m}^2$.

Poids propre de la tôle $G_t=0.085\text{KN/m}^2$.

Poids propre de profilé (IPE140)..... $G_p = 0.129 \text{ KN/m}^2$.

Revêtement en carrelage et Mortier de pose +accessoire. $G_r = 2 \text{ KN/m}^2$.

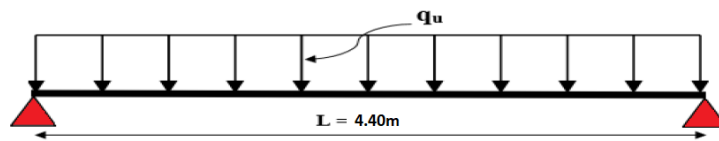


Figure V.3 : Schéma statique de la solive.

Charge totale : $G=5.714 \text{ KN/m}^2$, $Q= 2.5 \text{ KN/m}^2$.

a) Combinaison de charge :

ELU : $q_u = (1.35G+1.5Q)*e_{solive} = [1.35 * 5.714 + 1.5*2.5]*1.2 = 13.76 \text{ KN/m}$.

ELS : $q_s = (G+Q)*e_{solive} = (5.714+2.5)*1.2= 9.86 \text{ KN/m}$.

b) vérification de la résistance à l'ELU :

On vérifiera la condition suivant : $M_{sd} \leq M_{pl,rd}^+$

Avec : $M_{sd} = \frac{q_u * L^2}{8} = \frac{13.76 * 4.4^2}{8} = 33.9 \text{ KN.m}$.

c) calcul de la position de l'axe neutre plastique (ANP) :

1) Calcule de la largeur participant de la dalle :

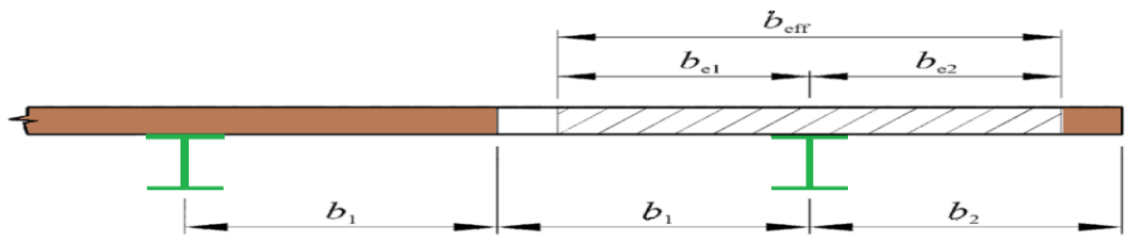


Figure V.4 : Largeur participant d'une dalle mixte.

$$b_{eff}^+ = b_{e1} + b_{e2}$$

$$b_{e1} = \min \left[\frac{l_0}{8}, \frac{b}{2} \right] = \min \left[\frac{4.4}{8}, \frac{1.2}{2} \right] = \min[0.55, 0.6] = 0.55m$$

$b_{e2} = b_{e1} = 0.55m$, avec : l_0 : Largeur de la solive ; b : l'entraxe des solives.

$$b_{eff}^+ = b_{e1} + b_{e2} = 0.55 + 0.55 = \mathbf{1.1m}$$

2) Calcule les résistances plastiques du profilé en traction F_a et de la dalle de compression F_c :

$$F_a = A_a \cdot \frac{f_y}{\gamma_a} = 16.4 \times \frac{23.5}{1.1} = 350.36KN$$

$$F_c = h_c \cdot b_{eff}^+ \cdot 0.85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 8 \times 110 \times 0.85 \times \frac{2.5}{1.5} = 1246.67 KN$$

$F_a = 350.36KN \leq F_c = 1246.67 KN \rightarrow$ Donc L'ANP situe dans l'épaisseur de la dalle.

3) Calcule de la distance entre l'ANP et la face supérieure de la dalle de compression Z :

$$Z = \frac{F_a}{b_{eff}^+ * \frac{0.85 \times f_{ck}}{\gamma_c}} \leq h_c$$

$$Z = \frac{350.36}{110 * \frac{0.85 \times 2.5}{1.5}} = 2.45cm \leq h_c = 8cm \rightarrow$$
 l'ANP passe par la dalle de compression.

4) Calcule du moment plastique résistant $M_{pl,rd}^+$:

$$M_{pl,rd}^+ = F_a * \left(\frac{h_a}{2} + h_p + h_c - \frac{Z}{2} \right) = 350.36 \times \left(\frac{14}{2} + 8 + 4 - \frac{2.25}{2} \right) \times 10^{-2} = 62.62 KN.m$$

$M_{sd} = 33.9 KN.m \leq M_{pl,rd}^+ = 62.62 KN.m \rightarrow$ la résistance de la section est vérifié à ELU.

d) vérification de la flèche a l'ELS :

$$f_{cal} \leq f_{adm} \rightarrow \frac{5Q_s e l^4}{384 E I_y} \leq \frac{l}{250} \quad \text{avec : } q_s = 9.86 KN/m.$$

1) Calcule du moment d'inertie de la section mixte par rapporte à l'ANP (I_m) :

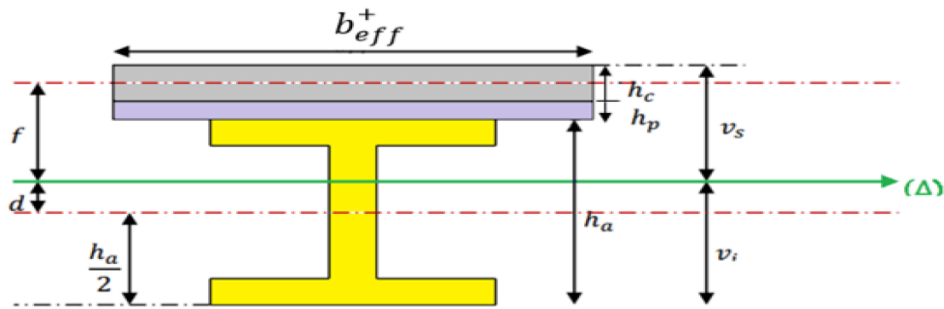


Figure V.5 : Position de l'axe neutre (Δ).

v_i : Position de la fibre la plus tendue de l'acier par rapport à l'axe neutre (Δ)

v_s : Position de la fibre la plus comprimé du béton par rapport à l'axe neutre (Δ)

$$I_m = I_a + A_a * d^2 + \frac{b_{eff}^+(h_c+h_p)^3}{12*n} + \frac{b_{eff}^+(h_c+h_p)}{n} * f^2 \quad n=6.88$$

$$S = A_a + \frac{b_{eff}^+(h_c+h_p)}{2n} = 16.4 + \frac{110*(8+4)}{13.76} = 112.33cm^2 \rightarrow \text{surface de ka section mixte.}$$

$$d = h - 2t_f = 12.62 \text{ cm}$$

$$f = \frac{(h_c + h_p) + h_a}{2} - d = \frac{14 + 8 + 4}{2} - 12.62 = 0.37cm$$

$$I_m = 541 + 16.4 * (12.62)^2 + \frac{110(8 + 4)^3}{12 * 6.88} + \frac{110(8 + 4)}{6.88} * 0.37^2 = 3174.84cm^4$$

$$f_{cal} = \frac{5 * q_s * l^4}{384 * E_a * I_m} = \frac{5 * 9.86 * 440^2 * 10^{-2}}{384 * 3174.84 * 21000} = 0.74cm \leq f_{adm} = \frac{440}{250} = 1.76cm$$

→Donc La flèche est vérifiée.

e) Vérification au cisaillement :

$$q_u = 13.76KN \quad V_{sd} = \frac{q_u * l}{2} = \frac{13.76 * 4.4}{2} = 30.27 \text{ KN/m}$$

$$V_{plrd} = \frac{Avz(f_y/\sqrt{3})}{\gamma m_1} = \frac{7.64 * (\frac{23.5}{\sqrt{3}})}{1.1} = 94.23 \text{ KN}$$

$V_{sd} = 30.27KN \leq V_{plrd} = 94.23KN \rightarrow$ condition de cisaillement est vérifié.

V.4 : Calcul des contraintes :

$$v_s = \frac{h_a}{2} + (h_c + h_p) - d = \frac{14}{2} + (8 + 4) - 12.62 = 6.38 \text{ cm.}$$

$$v_i = \frac{h_a}{2} + d = \frac{14}{2} + 12.62 = 19.62 \text{ cm}$$

Contrainte due au moment fléchissant :

a) Contrainte dans la poutre en acier δa :

- Contrainte de traction de la fibre inferieure:

$$\delta ai = \frac{Msd}{I_m} * v_i = \frac{-33.9}{3174.84} * 19.62 * 10^3 = -209.49 \text{ MPa}$$

- Contrainte de traction de la fibre supérieure :

$$\delta as = \frac{Msd}{I_m} * [v_s - (h_c + h_p)] = \frac{33.9}{3174.84} * [6.38 - (8 + 4)]10^{-3} = +60.00 \text{ MPa}$$

b) contrainte dans la dalle de compression δb :

- compression dans la fibre inferieure :

$$\delta bi = \frac{Msd}{n \cdot I_m} * [v_s - (h_c + h_p)] = \frac{33.9}{6.88 \times 3174.84} * [6.38 - (8 + 4)]10^{-3} = -8.72 \text{ MPa}$$

- compression dans la fibre supérieure:

$$\delta bi = \frac{Msd}{n \cdot I_m} * [v_s] = \frac{33.9}{6.88 \times 3174.84} * [6.38]10^{-3} = 10.67 \text{ MPa.}$$

c) Contrainte de retrait :

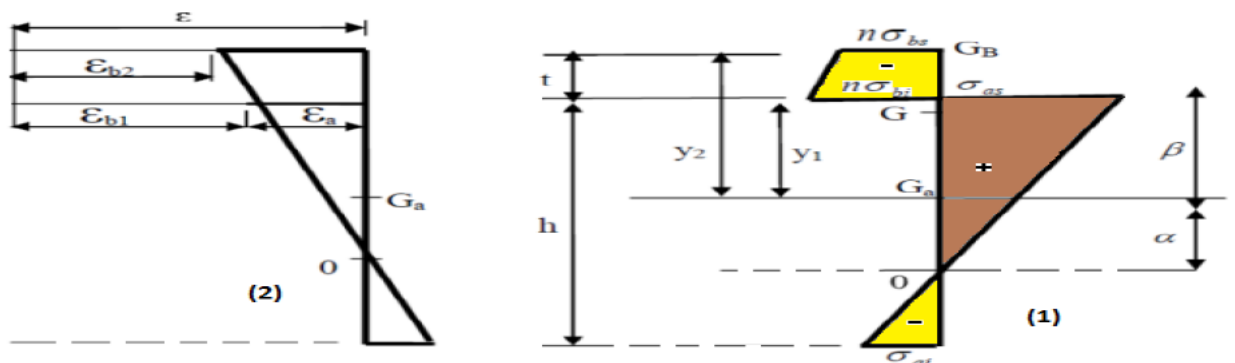


Figure V.6 : Effet de retrait / (1) contrainte due au retrait, (2) déformation due au retrait.

- calcul de β (distance entre le CDG de l'acier et le CDG du béton) :

$$\beta = \frac{(h_c + h_p) + h_a}{2} = \frac{8 + 4 + 14}{2} = 13 \text{ cm.}$$

- calcul de α (distance entre le CDG de l'acier et l'AN de la section homogène) :

$$\alpha = \frac{I_y}{A_a \times \beta} = \frac{541.1}{16.4 \times 13} = 2.54 \text{ cm.}$$

$$B = b_{eff}^+ \times (h_c + h_p) = 110 \times (8 + 4) = 1320 \text{ cm.}$$

$$K = \frac{B \times E_a \times \varepsilon \times \beta \times A_a}{(n \times I_y \times A_a) + (B \times I_y) + (B \times A_a \times \beta^2)}$$

$$= \frac{1320 \times 21000 \times 2 \times 10^{-4} \times 16.4 \times 13}{(6.88 \times 16.4 \times 541) + (1320 \times 541) + (1320 \times 16.4 \times 13^2)}$$

$$= 0.266 = 0.27 \text{ KN/cm}^3$$

- calcul de Y_1 (distance entre l'interface et l'AN de la section homogène) :

$$Y_1 = \frac{h_a}{2} + \alpha = \frac{14}{2} + 2.54 = 9.54 \text{ cm}$$

- calcul de Y_2 (distance entre la fibre supérieure du béton et l'AN de la section homogène) :

$$Y_2 = Y_1 + h_c + h_p = 9.54 + 8 + 4 = 21.54 \text{ cm.}$$

Alors les valeurs des contraintes sont :

$$\delta_{as} = K \times Y_1 = 0.27 \times 9.54 \times 10 = 25.76 \text{ MPa}$$

$$\delta_{ai} = K \times (h_a - Y_1) = 0.27 \times (14 - 9.54) \times 10 = 12.04 \text{ MPa}$$

$$\delta_{bi} = \frac{E_a \times \varepsilon - K \times Y_1}{n} = \frac{-(2.1 \times 10^5 \times 2 \times 10^{-4} - 0.27 \times 9.54 \times 10)}{6.88} = -2.36 \text{ MPa}$$

$$\delta_{bs} = \frac{E_a \times \varepsilon - K \times Y_2}{n} = \frac{-(2.1 \times 10^5 \times 2 \times 10^{-4} - 0.27 \times 21.54 \times 10)}{6.88} = -2.34 \text{ MPa}$$

- Donc les contraintes finales sont :

$$\delta_{as} = 60 + 25.76 = 85.76 \text{ MPa} < f_y = 235 \text{ MPa} \rightarrow \text{vérifié}$$

$$\delta_{ai} = 12.04 - 209.49 = -197.45 < f_y = 235 \text{ MPa} \rightarrow \text{vérifié}$$

$$\delta_{bi} = -2.36 - 8.72 = -11.08 \text{ MPa} < f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ MPa} \rightarrow \text{vérifié}$$

$$\delta_{bs} = -2.34 + 10.67 = 8.34 < f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ MPa} \rightarrow \text{vérifié}$$

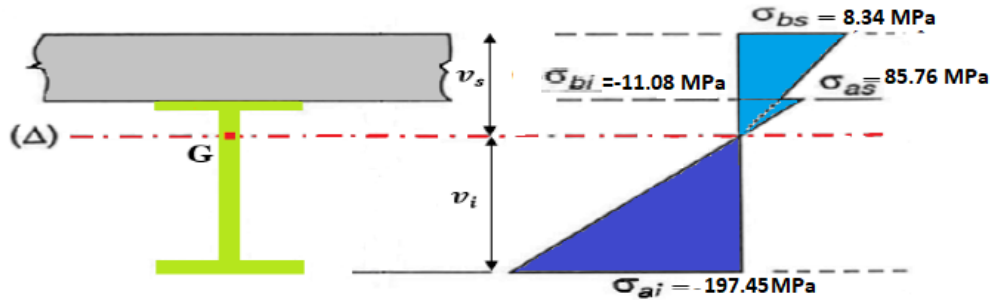


Figure V.7 : diagramme des contraintes à la flexion simple en MPa.

V.5 : Calcul des goujons connecteur :

Ce sont des éléments métalliques soudés sur la semelle supérieure de la solive IPE180 ils ont pour rôle d'assurer la liaison et l'adhérence entre la solive et la dalle de compression.

Soit on choisit des connecteurs de diamètre $\phi 16$. Avec : $f_u = 400 \text{ MPa}$.

$$\frac{h}{d} > 4 \rightarrow h > 4 * d = 64 \text{ mm} \text{ donc on prend } h = 70 \text{ mm.}$$

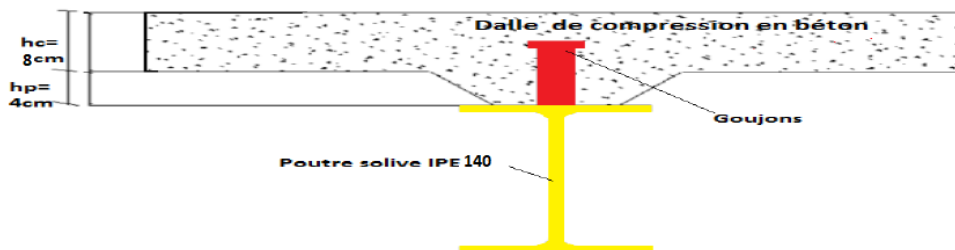


Figure V.8 : Schéma de position des connecteurs.

D'après le facteur correctif donne par :

$$\frac{h}{d} = \frac{70}{16} = 4.37 > 4 \rightarrow \alpha = 1$$

Béton classe C25/30 $\rightarrow f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad f_{ck} = 25 \text{ MPa} \quad E_{cm} = 30500 \text{ MPa}$

1) La résistance de calcul au cisaillement d'un connecteur vaut :

$$P_{rd} = \min \left\{ 0.8 \frac{f_u}{\gamma_v} \left(\frac{\pi d^2}{4} \right) \quad \left| \quad 0.29 \frac{\alpha d^2}{\gamma_v} \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} \right. \right\}$$

Avec γ_v : coefficient de sécurité partiel $\gamma_v = 1.25$

$$P_{rd} = \min \left\{ 0.8 \frac{400}{1.25} \left(\frac{\pi 16^2}{4} \right) \times 10^{-3} \quad \left| \quad 0.29 \frac{1 \times 16^2}{1.25} \sqrt{25 \times 30500} \times 10^{-3} \right. \right\}$$

$$P_{rd} = \min \{ 51.44 \text{ KN} \quad | \quad 51.86 \text{ KN} \} = 51.44 \text{ KN} \text{ (Résistance d'un goujon).}$$

$$\begin{cases} d = 16 \text{ mm} \leq 20 \text{ mm} \\ h_p = 40 \leq 85 \text{ mm} \end{cases} \rightarrow P'_{rd} = r \times P_{rd} = 1 \times 51.44 = 51.44 \text{ KN}$$

Avec $r = 1 \rightarrow$: facteur de réduction pour justifier l'enrobage.

2) Effort de cisaillement longitudinal V_{lf} :

$$V_{lf} = \min \left\{ A_a \cdot \frac{f_y}{\gamma_a} \quad \left| \quad 0.85 b_{eff} h_c \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \right. \right\} = \min \left\{ 16.4 \times \frac{23.5}{1.1} \quad \left| \quad 0.85 \times 1.1 \times 8 \times \frac{25}{1.5} \times 10 \right. \right\}$$

$$V_{lf} = \min \{ 350.36 \quad | \quad 1246.6 \} = 350.36 \text{ KN} \quad \text{[EC 4 : article 6.2.1.1]}$$

3) Nombre de goujons N :

$$N_f = \frac{V_{lf}}{P'_{rd}} = \frac{350.36}{51.44} = 6.81 \approx 7,$$

On prend $N_f = 7$ goujons sur une longueur $L_{cr} = \frac{L_T}{2} = \frac{4.40}{2} = 2.20 \text{ m}$ donc 14 goujons sur 4.40m.

$$\text{Espacement : } e = \frac{L_T}{N_T} = \frac{440}{14} = 31.43 \text{ cm.}$$

4) Vérification des soudures :

- La gorge : $\alpha = \min(d, t_f) = \min(16, 6.9) = 6.9 \approx 7 \text{ mm.}$
- Longueur du cordon de soudure : $l = \pi \cdot d = 3.14 \times 16 = 50.24 \text{ mm.}$

$$S235 \begin{cases} \beta_w = 0.8 \\ \gamma_{Mw} = 1.25 \\ f_u = 400 \text{ MPa} \end{cases}$$

- Effort résistant de cisaillement :

$$F_{wrd} = \alpha \cdot l \times \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{Mw} \sqrt{3}} = 7 \times 50.24 \times \frac{400 \times 10^{-3}}{0.8 \times 1.25 \times \sqrt{3}} = 81.21 \text{ KN.}$$

- Effort sollicitant :

$$F_{sd} = \frac{V_{lf}}{N_f} = \frac{350.36}{7} = 50.05 \text{ KN}$$

$$F_{sd} = 50.05 \text{ KN} \leq F_{wrd} = 50.05 \text{ KN}$$

Tous les conditions sont vérifiés, alors on adopte IPE140 pour tous les solives.

V.6 : Calcul de la poutre maîtresse:

Les poutres porteuses (sommiers) sont des éléments structuraux qui permettent de supporter les charges du plancher et les transmettent aux poteaux. Elles sont sollicitées principalement par un moment de flexion.

- **Caractéristique du plancher :**

- Portée du sommier (la poutre maitresse) : $L=6m$.
- Entre axe des sommiers : $e_{sommier}=4.40m$.
- Entre axe des solives : $e_{solive}=1.2m$.
- Charges permanentes du plancher : $G = 5.714 \text{ KN/m}^2$.
- Surcharges d'exploitation : $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$.
- Poids de la solive : $G_{solive} = G_{IPE140} = 0,129 \text{ KN/m}$.
- Nombre de solive sur le sommier $\rightarrow N = 4 \text{ solive (IPE140)}$.

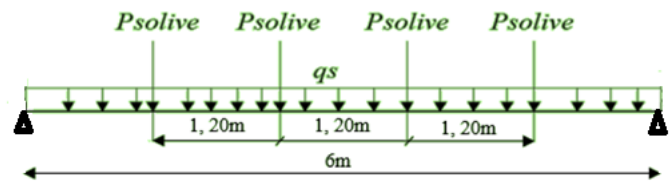


Figure V.9 : Schéma statique de la poutre maitresse sous chargement.

$$P_{solive} = 0.129 \times 4.4 = 0.568 \text{ KN/m}$$

$$q_s = (G_p + Q) \cdot e_{solive} + N \cdot \frac{P_{solive}}{e_{solive}} = 38.03 \text{ KN/m}$$

V .6.1 Dimensionnement de la poutre maitresse :

- La flèche :

$$f_{cal} \leq f_{adm} \rightarrow \frac{Q_{ser}l^4}{384EI_y} \leq \frac{l}{250} \quad \text{D'où} \quad I_y \geq 5021.62 \text{ cm}^4$$

On opte pour un IPE270 avec $I_y = 5790 \text{ cm}^4$.

Vérification de la flèche en tenant compte du poids de IPE270 :

$$G = 0.361 \text{ KN/m} \quad q_s = 38.03 + 0.361 = 38.39 \text{ KN/m}$$

$$f_{cal} = \frac{Q_{ser}l^4}{384EI_y} = 1.3 \text{ cm} \leq f_{adm} = \frac{l}{250} = 2.4 \text{ cm} \rightarrow \text{vérifié}$$

- Résistance au cisaillement :

$$q_u = 1.35(G \cdot l + G_{profile}) + 1.5Q \cdot e_{sommier} = 63.27 \text{ KN/m}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \cdot l}{2} = 189.8 \text{ KN} \quad V_{plrd} = A_{vz} \left(\frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{m1}} \right) = 272.58 \text{ KN.}$$

$$V_{sd} = 189.8 \text{ KN} \leq V_{plrd} = 272.58 \text{ KN.} \rightarrow \text{Condition vérifié.}$$

- La résistance :

On a des profilés en I \rightarrow section de classe 1.

$$M_{sd} \leq M_{plrd} \rightarrow M_{sd} = \frac{q_u \cdot l^2}{12} = 189,81 \text{ KN.m} \rightarrow M_{plrd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{m1}} = 1034.01 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 189,81 \text{ KN.m} \leq M_{plrd} = 1034.01 \text{ KN.m} \rightarrow \text{Condition vérifié.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc on opte pour un **IPE270** pour les poutres maitresses.

V .6.2 Dimensionnement de la poutre secondaire :

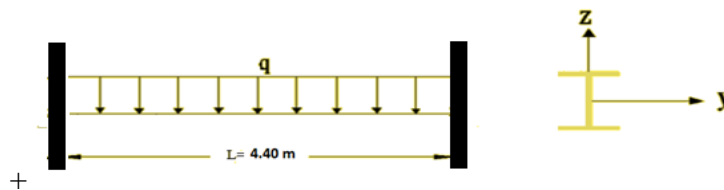


Figure V.10 : Schéma statique de la poutre secondaire.

$$q_s = (G + Q) = 28.14 \text{ KN/m}$$

- La flèche :

$$f_{cal} \leq f_{adm} \rightarrow \frac{5Q_s e r l^4}{384 E I_y} \leq \frac{l}{250} \quad \text{D'où} \quad I_y \geq 3715.70 \text{ cm}^4$$

On opte pour un IPE240 avec $I_y = 3892 \text{ cm}^4$.

Vérification de la flèche en tenant compte du poids de IPE 240 :

$$G = 0.307 \text{ KN/m} \quad q_s = 28.14 + 0.307 = 28.447 \text{ KN/m}$$

$$f_{cal} = \frac{5Q_s e r l^4}{384 E I_y} = 1.69 \text{ cm} \leq f_{adm} = \frac{l}{250} = 1.76 \text{ cm} \rightarrow \text{vérifié.}$$

- Résistance au cisaillement :

$$q_u = 1.35(G.l + G_{profile}) + 1.5Q.e_{sommier} = 14.16 \text{ KN/m}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u.l}{2} = 31.17 \text{ KN} \quad V_{plrd} = A_{vz} \left(\frac{f_y/\sqrt{3}}{\gamma_{m1}} \right) = 245.45 \text{ KN.}$$

$$V_{sd} = 31.17 \text{ KN} \leq V_{plrd} = 245.45 \text{ KN.}$$

$$V_{sd} = 31.17 \text{ KN} \leq 0.5V_{plrd} = 122.7 \text{ KN.} \rightarrow \text{Condition vérifié.}$$

- La résistance :

On a des profilés en I \rightarrow section de classe 1.

$$M_{sd} \leq M_{plrd} \rightarrow M_{sd} = \frac{q_u.l^2}{8} = 34.27 \text{ KN.m} \rightarrow M_{plrd} = \frac{W_{ply}.f_y}{\gamma_{m1}} = 78.40 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 34.27 \text{ KN.m} \leq M_{plrd} = 78.40 \text{ KN.m} \rightarrow \text{Condition vérifié.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc on opte pour un **IPE240** pour les poutres secondaires.

V.7 : Ferrailage de la dalle de compression :

1) Combinaison d'action :

$$\text{ELU} : q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.714 + 1.5 \times 2.5 = 11.46 \text{ KN/m.}$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q = 5.714 + 2.5 = 8.214 \text{ KN/m.}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.2}{6} = 0.2 < 0.4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens } l_x.$$

$$M_0 = \frac{q_u.l_x^2}{8} = \frac{11.46 \times 1.2^2}{8} = 2.06 \text{ KN.m}$$

2) Calcul des moments :

$$\text{-En travée : } M_t = 0.85M_0 = 1.75 \text{ KN.m}$$

$$\text{-En appuis : } M_a = -0.15M_0 = -0.309 \text{ KN.m}$$

3) Calcul des armatures en travée :

$$b=1.10\text{m,} \quad h=120-40=80\text{mm}=0.08\text{m,} \quad d=0.9h=0.072\text{m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b*d^2*f_{bu}} = \frac{1.75 \times 10^{-3}}{1.1 \times 0.08^2 \times 14.2} = 0.0175 < 0.186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.022 \quad z = d(1 - 0.4\alpha) = 7.13\text{cm}$$

$$A = \frac{M_t}{z \cdot f_{st}} = \frac{1.75 \times 10^{-3}}{0.0713 \times 348} = 0.699 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Donc on ferraille avec } 5\text{HA8} = 2.51 \text{ cm}^2$$

4) Armature de répartition :

$$A_r = \frac{2.51}{4} = 0.627 \text{ cm}^2 \text{ Donc on ferraille avec } 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$$

5) condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 0.956 < 2.01 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{vérifié.}$$

6) Espacement des barres :

$$St/x = \min[(3 * h), 33] = 18\text{cm} \text{ On prendre } = 20\text{cm} < 30\text{cm} \rightarrow \text{vérifié.}$$

$$St/y = h/4 = 100/4 = 25\text{cm} < 40\text{cm} \rightarrow \text{vérifié.}$$

7) vérification de l'effort tranchant :

$$V_x = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{11.46 \times 1.1}{2} = 6.30 \text{ KN.}, \quad \tau = \frac{V_x}{b \cdot d} = \frac{6.3 \times 10^{-3}}{1.2 \times 0.072} = 0.0729 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} > \tau = 0.0729 \text{ MPa} \rightarrow \text{vérifié.}$$

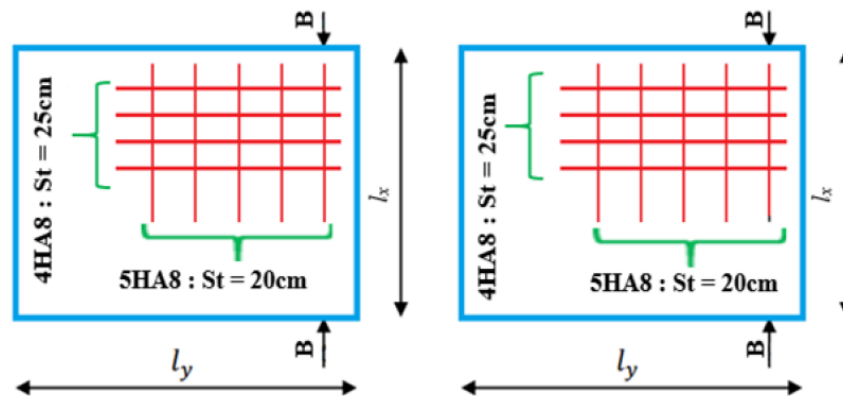


Figure V.11 : Schéma de ferrailage en travée et en appuis.

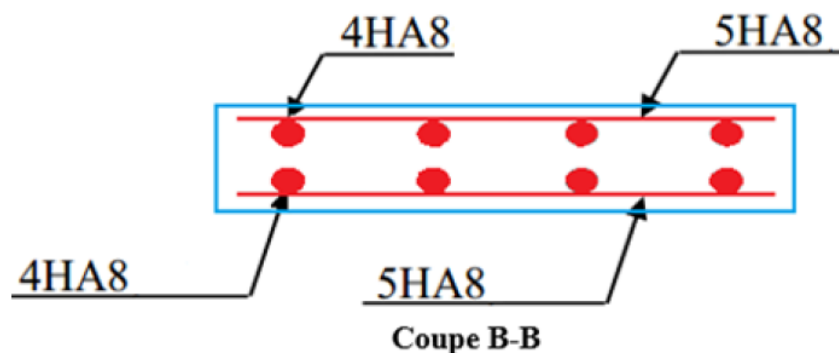
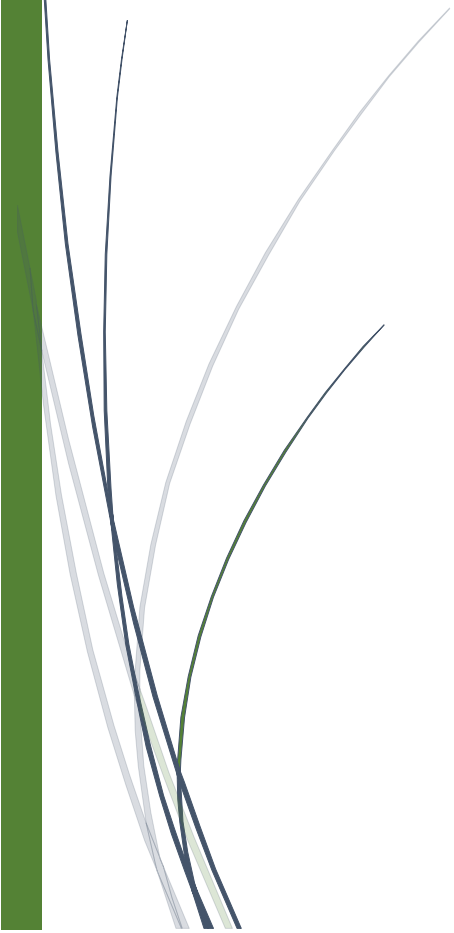


Figure V.12 : Schéma de ferrailage coupe B-B.



Chapitre VI

Contreventements



VI.1 Introduction :

Un contreventement est un système destiné à assurer la stabilité globale d'un ouvrage vis-à-vis des efforts horizontaux sur celui-ci (actions du vent, sismiques, efforts de freinage ou d'accélération ponts roulants, et de vibrations de machines vibrantes,...etc.). Il sert également à stabiliser localement certaines parties de l'ouvrage relativement aux phénomènes d'instabilité (flambement ou déversement).

VI.2 Contreventements de toiture : (poutre au vent)

Les contreventements sont disposés généralement suivant les versants de la toiture. Ils sont placés le plus souvent dans les travées de rive. Leurs diagonales sont généralement des cornières doubles qui sont fixées sur la ferme. Leur rôle principal est de transmettre les efforts du vent du pignon aux fondations.

VI.2.1 Calcul de la poutre au vent en pignon :

Elle sera calculée comme une poutre à treillis reposant sur deux appuis chargée par des forces horizontales dues aux vents.

1. Evaluation des efforts horizontaux :

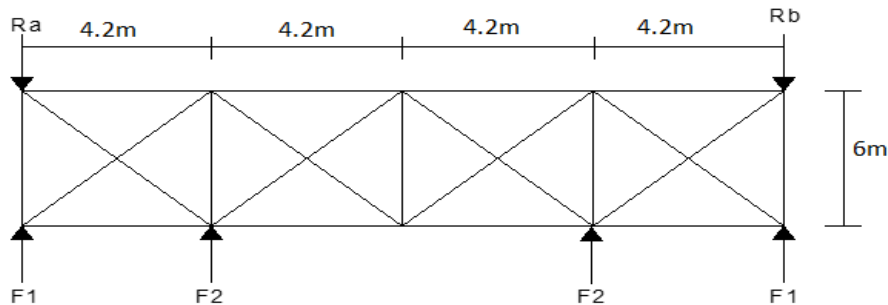


Figure VI. 1 : Schéma de la poutre au vent de pignon.

$$F_{rive} = 1.5[(W_{max} \times S_i) + \frac{F_r}{n}]F_{rive} = 1.25\{1.5 [(W_{max} \times S_i) + \frac{F_r}{n}]\}$$

$S_i = h_i \cdot \frac{l_i}{2}$. Avec :

S_i : La surface afférente de chaque force.

n : le nombre de nœuds au niveau de la toiture.

F_r : Force de frottement sur la toiture. Dans notre cas on néglige la force de frottement $F_r = 0$

W_{max} : la charge maximale due au vent sur le pignon avec $W_{max} = -1.286 \text{ KN/m}^2$ (zone A chapitre II).

2. Surfaces de reprises pour chaque panne, montant de la poutre au vent :

Le pignon, est composé de deux poteaux et de deux potelets, pour chacun de ces éléments, la moitié des efforts est transmise en tête et l'autre moitié en pied.

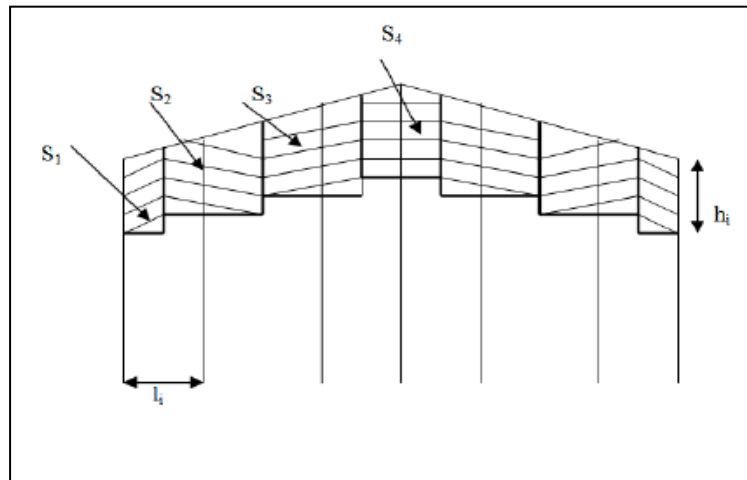


Figure VI.2 : Surface d’application des efforts horizontaux.

Pour déterminer les efforts dans les barres, on peut utiliser la méthode des sections de RITTER, dont l’avantage est déterminé l’effort dans une barre quelconque.

Tableau VI. 1 : Valeurs des efforts Fi pour chaque surface.

I	1	2	3	4	5
Hi (m)	8.14	8.79	9.93	8.79	8.14
Li (m)	1.4	2.8	2.8	2.8	1.4
Si (m2)	5.70	12.31	13.90	12.31	5.70
Fi (KN)	11.00	29.68	33.51	29.68	11.00

3. Calcul des réactions d’appuis :

Par symétrie : $R_a = R_b = \frac{F_1 + F_2 + F_3 + F_4 + F_5}{2} = 57.43KN$

➤ **Calcul des efforts de traction dans les diagonales :**

Par la méthode des coupures on établit que l’effort f_d dans les diagonales d’extrémités est donné comme suit :

$\tan^{-1} \alpha = \tan^{-1} \left(\frac{4.2}{6} \right) = \tan^{-1}(0.6) \rightarrow \alpha = 34.99^\circ$

$\sum F_y = 0 \quad -R_a + F_1 + F_d \cos \alpha = 0$

$$f_d = \frac{R_a - F_1}{\cos \alpha} = 56.67 \text{ KN}$$

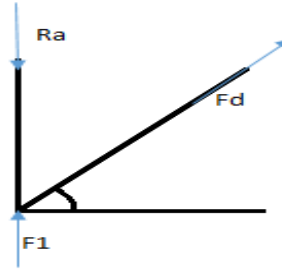


Figure VI.3. Isolation du nœud.

4. Calcul de la section brute A :

$$N_{sd} \leq N_{Pl,rd} = A * f_y / \gamma_{m0} \quad A \geq N_{sd} \gamma_{m0} / f_y \geq 56.67 \times 1 / 23.5 \geq 2.41 \text{ cm}^2$$

Soit une cornière L40*40*4 → (A = 3.08cm²)

5. Vérification à la résistance ultime de la section :

La condition à vérifier : $N_{sd} \leq N_u = 0,9 * A_{nette} * f_u / \gamma_{m2}$

Soit une cornière L*40 *40 *4 avec un boulon de 12mm

$$A_{net} = A_1 + \zeta A_2 \quad \text{Avec} \quad \zeta = \frac{3A_1}{3A_1 + A_1} = \frac{3 \times 1.12}{3 \times 1.12 + 1.44} = 0.7 < 1$$

$$A_{nette} = 1.12 + 0.7 \times 1.44 = 2.128 \text{ cm}^2$$

$$N_u = 0,9 \times 2.128 \times 36 / 1.25 = 55.15 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 1.5 \times f_d = 1.5 \times 56.67 = 84.93 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 84.93 \text{ KN} > N_u = 55.15 \text{ KN} \rightarrow \text{Non vérifié}$$

On doit augmenter la section des cornières, on choisit des cornières L60*60*4 avec $A_{corniere} = 4.57 \text{ cm}^2$ et diamètre de trous $\phi = 12 \text{ mm}$

$$A_{net} = A_1 + \zeta A_2 \quad \text{Avec} \quad \zeta = \frac{3A_1}{3A_1 + A_1} = \frac{3 \times 1.92}{3 \times 1.92 + 2.24} = 0.72 < 1$$

$$A_{nette} = 1.92 + 0.72 \times 2.24 = 3.53 \text{ cm}^2$$

$$N_u = 0,9 \times 3.53 \times 36 / 1.25 = 91.49 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 84.93 \text{ KN} < N_u = 91.49 \text{ KN} \rightarrow \text{Vérifié}$$

Afin d'augmenter la marge sécuritaire, on adoptera des cornières **L60*60*6** pour les diagonales de la poutre au vent de pignon.

➤ **Vérification de la section à la résistance :**

$$\text{La vérification à faire : } \left[\frac{M_{y,sd}}{M_{N,y,rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,sd}}{M_{N,z,rd}} \right]^\beta \leq 1$$

VI.2.2 Vérification de la panne intermédiaire :

Flexion déviée : (d'après le chapitre III on a $G=0.474$ KN/m $S=0.427$ KN/m pour IPE180).

Compression : $V= F_2 = 29.68$ KN

a) Combinaison de charge :

$$q_{sd} = 1,34 G + 1,5 S = 1,35 \times 0,474 + 1,5 \times 0,427 = 1,28 \text{ KN/m}$$

$$q_{z,sd} = 1,28 \times \cos 12,92 = 1,25 \text{ KN/m} \quad ; \quad q_{y,sd} = 1,28 \sin 12,92 = 0,29 \text{ KN/m}$$

$$M_{y,sd} = q_{z,sd} * L^2 / 8 = 5,76 \text{ KN.m} \quad M_{z,sd} = q_{y,sd} * (L/2)^2 / 8 = 0,32 \text{ KN.m}$$

$$N_{sd} = 1,35 V = 40,06 \text{ KN}$$

$$M_{ply,rd} = w_{ply} * f_y / \gamma_{m0} = 39,01 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz,rd} = w_{plz} * f_y / \gamma_{m0} = 8,131 \text{ KN.m}$$

$$N_{pl,rd} = A * f_y / \gamma_{m0} = 23,9 * 23,5 / 1 = 561,65 \text{ KN}$$

b) Incidence d'effort normal :

Si $N_{sd} \leq \min(0,25N_{pl,rd} ; 0,5 * A_w * f_y / \gamma_{m0})$ il n'y a pas d'interaction entre M-N

$$0,25N_{pl,rd} = 140,412 \text{ KN}$$

$$A_w = A - 2 * b * t_f = 23,9 - 2 * 9,1 * 8 = 8,86 \text{ cm}^2$$

$$0,5 * A_w * \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 104,105 \text{ KN}$$

$N_{sd} = 40,06 \leq \min(140,412 ; 104,105) = 104,105 \text{ KN}$ Pas d'interaction entre M-V.

$$\left[\frac{5,76}{39,01} \right]^2 + \left[\frac{0,32}{8,131} \right]^1 = 0,06 \leq 1 \quad (\text{Vérfié})$$

c) Incidence d'effort tranchant :

Si $V_{sd} \leq 0,5 V_{Pl,rd} \rightarrow$ il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort tranchant. A mi- travée la valeur du moment fléchissant est maximale et la valeur de l'effort tranchant est nulle, donc il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant.

d) Vérification de l'élément aux instabilités (déversement) :

Semelle supérieure : la semelle supérieure qui est comprimée sous des charges verticales descendantes est susceptible de déverse, vu qu'elle est fixée à la toiture il n'y a pas risque de déversement.

Semelle inférieure : la semelle inférieure qui est comprimée sous l'action du soulèvement est susceptible de déverser de moment quelle est libre tout au long de sa portée.

➤ Combinaison à l'ELU :

Charge de flexion :

$$q_{u,z,sd} = G * \cos \alpha + 1,5 w_z = -4.387 \text{ KN/m}$$

$$q_{u,y,sd} = 1,35G * \sin \alpha = 0.143 \text{ KN/m}$$

$$V = F_2 = 29.68 \text{ KN}$$

$$M_{y,sd} = q_{u,z,sd} * L^2 / 8 = 19.74 \text{ KN.m}$$

$$M_{z,sd} = q_{u,y,sd} * (L/2)^2 / 8 = 0.160 \text{ KN.m}$$

Charge de compression :

$$N_{sd} = 1.5F_2 = 44.52 \text{ KN}$$

VI.2.3 Vérification au flambement flexion avec un risque de déversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} N_{Pl,rd}} + \frac{K_{LT} M_{y,sd}}{\chi_{LT} M_{Pl,y,rd}} + \frac{K_z M_{z,sd}}{M_{Pl,z,rd}} < 1 \quad [\text{EC03: 5.52Art.5.5.4}]$$

Avec $K_{yz} = 1 - \frac{\mu_{yz} * N_{sd}}{\chi_{yz} * f_y * A}$ mais $K_{yz} \leq 1,5$

$$\mu_{yz} = \overline{\lambda}_{y,z} * (2\beta_{M,y,z} - 4) + \left(\frac{W_{ply,z} - W_{ely,z}}{W_{ely,z}} \right) \text{ mais } \mu_{yz} \leq 0,9$$

$\beta_{M,y,z}$ Sont les facteurs de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion

Calcul de coefficient de réduction χ_{min} : $\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z)$

a) Flambement par rapport à l'axe fort y-y :

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad \text{avec } \chi \leq 1, \quad \phi = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \sqrt{\beta}$$

Avec : $\beta_A=1$ pour les sections de classe 1 et 2

$\alpha = 0.21$: Facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée, donné par le tableau 5.5.2 de l'EC3.

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{600}{7.42} = 80.86$$

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi \left[\frac{2.1 \times 10^6}{2350} \right]^{0.5} = 93.9 \quad \rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \sqrt{\beta} = \frac{80.86}{93.9} = 0.86$$

$$\frac{h}{b} = \frac{180}{91} = 1.978 > 1.2 \text{ avec } t_f = 8\text{mm} < 40\text{mm} \quad \rightarrow \text{courbe (a).}$$

$$\phi_y = 0.5[1 + 0.21(0.86 - 0.2) + 0.86^2] = 0.93$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{0.93 + \sqrt{0.93^2 - 0.86^2}} = 0.737$$

$\beta_{M,y} = 1,3$ (une poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie).

$$\mu_y = -1.067 < 0.9 \quad K_y = 0.885 \leq 1,5$$

b) Flambement par rapport à l'axe faible z-z :

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{200}{2.05} = 97.56 \quad \rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \sqrt{\beta} = \frac{97.56}{93.9} = 1.039$$

$$\frac{h}{b} = \frac{180}{91} = 1.978 > 1.2 \text{ avec } t_f = 8\text{mm} < 40\text{mm} \quad \rightarrow \text{courbe (b).}$$

$$\phi_z = 0.5[1 + 0.34(1.039 - 0.2) + 1.039^2] = 1.182$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{1.182 + \sqrt{1.182^2 - 1.039^2}} = 0.66 \quad \rightarrow \mu_z = -0.896 < 0.9 \quad \rightarrow K_z = 1.107 \leq 1,5$$

Avec

$$\phi_{lt} = 0.5[1 + \alpha_{lt}(\bar{\lambda}_{lt} - 0.2) + \bar{\lambda}_{lt}^2] = 0.5[1 + 0.21(0.867 - 0.2) + 0.867^2] = 0.945$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{lt} + \sqrt{\phi_{lt}^2 - \bar{\lambda}_{lt}^2}} = \frac{1}{0.945 + \sqrt{0.945^2 - 0.867^2}} = 0.757$$

$$u_{lt} = 0.15 \bar{\lambda}_z \beta_{m,lt} - 0.15 = 0.15 \times 0.867 \times 1.3 - 0.15 = 0.019 < 0.9$$

$$K_{lt} = 1 - \frac{\mu_{lt} \times N_{sd}}{\chi_{yz} \times f_y \times A} = 1 - \frac{0.19 \times 44.52}{0.66 \times 23.5 \times 23.9} = 0.997 < 1 \quad \rightarrow \text{donc } K_{lt} \leq 1$$

$$\frac{N_{sd}}{\frac{\chi_{min} N_{Pl,rd}}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_{LT} M_{y,sd}}{\frac{\chi_{LT} M_{Pl,y,rd}}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_Z M_{z,sd}}{\frac{M_{Pl,z,rd}}{\gamma_{m1}}} = \frac{44.52}{\frac{0.66 \times 561.65}{1.1}} + \frac{0.997 \times 19.74}{\frac{0.757 \times 39.01}{1.1}} + \frac{1.107 \times 0.160}{\frac{8.131}{1.1}} = 0.888 < 1$$

VI.3 Contreventement verticale (palée de stabilité) :

Les palées de stabilités devant reprendre les efforts du vent sur le pignon transmis par le contreventement des versants (poutre au vent). Il est imprudent d'estimer que les bardages ou couvertures en tôles puissent faire office de contreventement.

Un contreventement doit être prévu pour assurer la stabilité de la construction avant l'exécution des maçonneries.

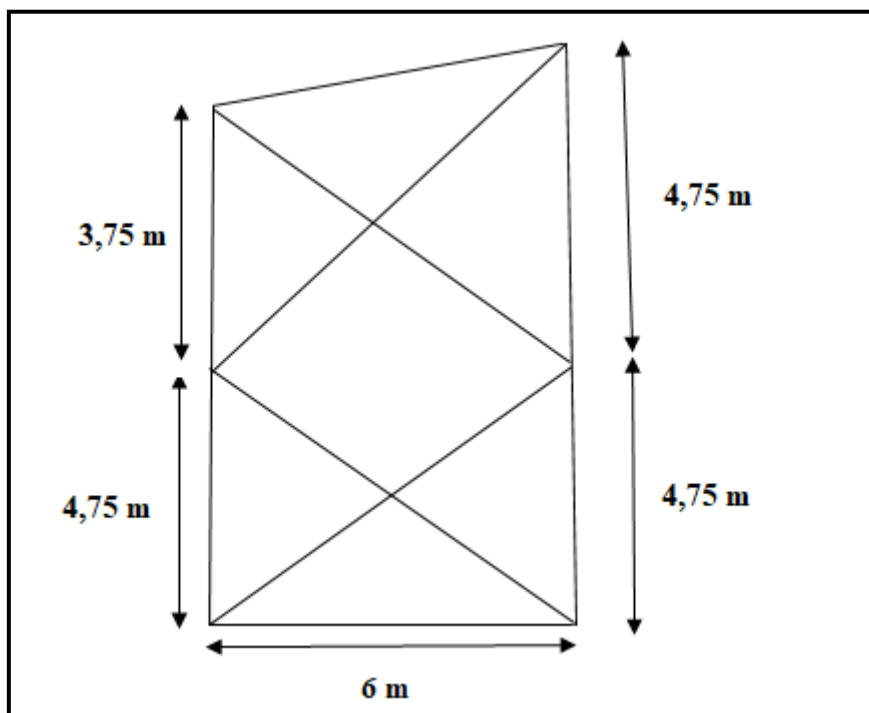


Figure VI.4. Palée de stabilité verticale.

VI.3.1 Evaluation des charges :

Comme pour le calcul de la poutre au vent, on ne prendra en compte que les diagonales tendues.

$$N = \frac{R}{\cos \alpha} \text{ Avec : } \tan(\alpha) = \frac{4.75}{6} = 0.791 \rightarrow \alpha = 38.36 \rightarrow N = \frac{57.43}{\cos 38.36} = 73.24 \text{ KN}$$

VI.3.2 Section diagonale :

a) Calcul de la section brute :

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{m0}}{f_y} \geq \frac{73.24 \times 1}{23.5} \geq 3.11 \text{ cm}^2 \quad \text{donc } A \geq 3.11 \text{ cm}^2$$

On opte pour des cornières (L60*60*4) Avec $A_{corniere} = 4.57 \text{ cm}^2$

VI.3.3 Vérification à la résistance ultime de la section :

$$N_{sd} \leq N_u = 0,9 * A_{nette} * f_u / \gamma_{m2}$$

Avec des cornières (L60*60*4), $A_{corniere} = 4.57 \text{ cm}^2$ et diamètre de trous $\phi = 12 \text{ mm}$

$$A_{net} = A_1 + \zeta A_2 \quad \text{Avec} \quad \zeta = \frac{3A_1}{3A_1 + A_2} = \frac{3 \times 1.92}{3 \times 1.92 + 2.24} = 0.72 < 1$$

$$A_{nette} = 1.92 + 0.72 \times 2.24 = 3.53 \text{ cm}^2$$

$$N_u = 0,9 \times 3.53 \times 36 / 1.25 = 91.49 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 73.24 \text{ KN} < N_u = 91.49 \text{ KN} \quad \rightarrow \text{Vérifié}$$

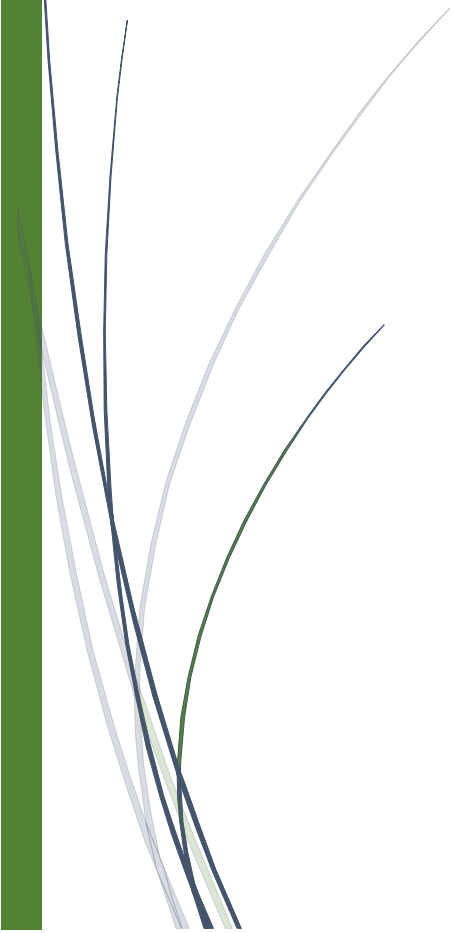
Afin d'augmenter la marge sécuritaire, on adoptera des cornières **L60*60*6** pour les diagonales.

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le profile IPE180 est adéquat comme panne de toiture.

A decorative graphic on the left side of the page, consisting of a thick, dark green vertical bar. A lighter green arrow points horizontally to the right, overlapping the vertical bar.

Chapitre VII

Etude sismique



VII.1 Introduction :

Parmi les actions qui peuvent agir sur une structure, le séisme reste de loin le plus dangereux. Notre site est classé en zone IIa, et notre structure présente des planchers mixte, cela nous conduit à respecter certaines dispositions constructive et à faire une estimation de l'action sismique en se basant sur les recommandations des règles parasismiques algériennes.

Dans le but de limiter les endommagements causés aux constructions, ce que nécessite une bonne conception des structures à fin qu'elles résistent aux séismes. Pour cela, l'analyse de notre structure, est réalisée à l'aide du logiciel ROBOT structure qui est basé sur la méthode des éléments finis.

VII.2. Méthode de calcul :

En Algérie, la réglementation parasismique en vigueur qui est basée sur trois méthodes de calcul dont les conditions d'application diffèrent et cela selon le type de la structure à étudier, le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure doivent avoir pour objectif de s'approcher au mieux le comportement réel de l'ouvrage. Ces méthodes sont les suivantes :

- ❖ Méthode statique équivalente.
- ❖ Méthode d'analyse modale spectrale.
- ❖ Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

VII.2.1 Méthode statique équivalente :

Dans cette méthode le RPA propose de remplacer les forces réelles dynamiques engendrées par le séisme, par un système de forces statique fictives dont les effets seront identique et considérées appliquées séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

VII.2.1.1 Analyse de la structure :

1) Type d'analyse

L'analyse élastique globale, peut être statique ou dynamique, selon la satisfaction des conditions posées par les règlements en vigueur, sur les cas de chargement.

2) Les chargements statiques :

- ❖ Poids propre de la structure
- ❖ Les charges d'exploitation
- ❖ Les effets dus aux actions climatiques.

3) Les chargements dynamiques :

- ❖ Les effets sismiques

VII.2.1.2 Évaluation de la force sismique totale :

D'après l'art 4.2. La force sismique totale V appliqué à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule suivante :

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

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) de RPA99/version2003) en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment.

[RPA 99/V2003, P 38, tableau 4.1]

Dans notre cas, on est dans la Zone IIa et un groupe d'usage 2 ($H=10.025m < 17m$)

Nous trouverons : $A = 0.15$

D : facteur d'amplification dynamique, il est en fonction de la catégorie de site, facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T) :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \rightarrow 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (T_2/T)^{2/3} & \rightarrow T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta (T_2/3)^{2/3} (3/T)^{5/3} & \rightarrow T \geq 3s \end{cases}$$

T_2 : période caractéristique associée à la catégorie de site

(site très meuble : S4) $\rightarrow (T_1 = 0,15), (T_2 = 0,7)$

[RPA 99/V2003, P 49, tableau 4.7]

Le facteur de correction d'amortissement est donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7 \quad \text{[RPA 99/V2003, P 38, Paragraphe 4.2.3]}$$

ξ : Le pourcentage d'amortissement critique, il est en fonction de du matériau constructif, de type de structure et de l'importance de remplissage.

[RPA 99/V2003, P 38, tableau 4.2]

Dans notre cas : portique en acier de remplissage léger, $\xi = 4\%$ $\eta = 1.08 > 0.7$

$$T = C_T \cdot h_N^{3/4} \quad \text{[RPA 99/V2003, P 45, Paragraphe 4.2.4]}$$

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

C_T : Coefficient, il est en fonction du système de contreventement et du type de remplissage,

$$C_T = 0.085 \quad \text{[RPA 99/V2003, P 45, tableau 4.6]}$$

$$T = C_T \cdot h_N^{3/4} = 0.085 \times (10.025)^{3/4} = 0.48$$

$$0 < T = 0.48 < T_2 = 0.7 \quad \rightarrow \quad D = 2.5\eta = 2.5 \times 1.08 = 2.7$$

[RPA 99/V2003, P38, équation 4.2]

R : coefficient de comportement global de la structure

[RPA 99/V2003, P 41, tableau 4.3]

Ossature contreventée par palées triangulées en X, $R=4$

Q : facteur de qualité, il est donné par l'expression : $Q = 1 + \sum_1^5 Pq$

[RPA 99/V2003, P44, équation 4.4]

Tableau VII.1. Valeurs de pénalités P_q .

Critère q	Sens x	Sens-y
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0.05
2. Redondance en plan	0	0.05
3. Régularité en plan	0	0
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0
Q	1.05	1.15

W_t : Poids total de la structure :

D'après le dimensionnement de la structure sur le robot on trouve $W_t = 1379.8345 \text{KN}$

Calcul de la force sismique totale :

$$V_x = \frac{ADQ_x}{R} W_t = \frac{0.15 \times 2.7 \times 1.05}{4} \times 1379.8345 = 146.694 \text{KN}$$

$$V_y = \frac{ADQ_y}{R} W_t = \frac{0.15 \times 2.7 \times 1.15}{4} \times 1379.8345 = 160,664 \text{KN}$$

VII.2.2 Méthode spectrale :

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

VII.2.2.1 Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul **RPA 99 v 2003** :

$$S_{a/g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

Avec les coefficients A, η, R, T₁, T₂, Q : sont déjà déterminés.

❖ schématisation du spectre de réponse suivant x, y :

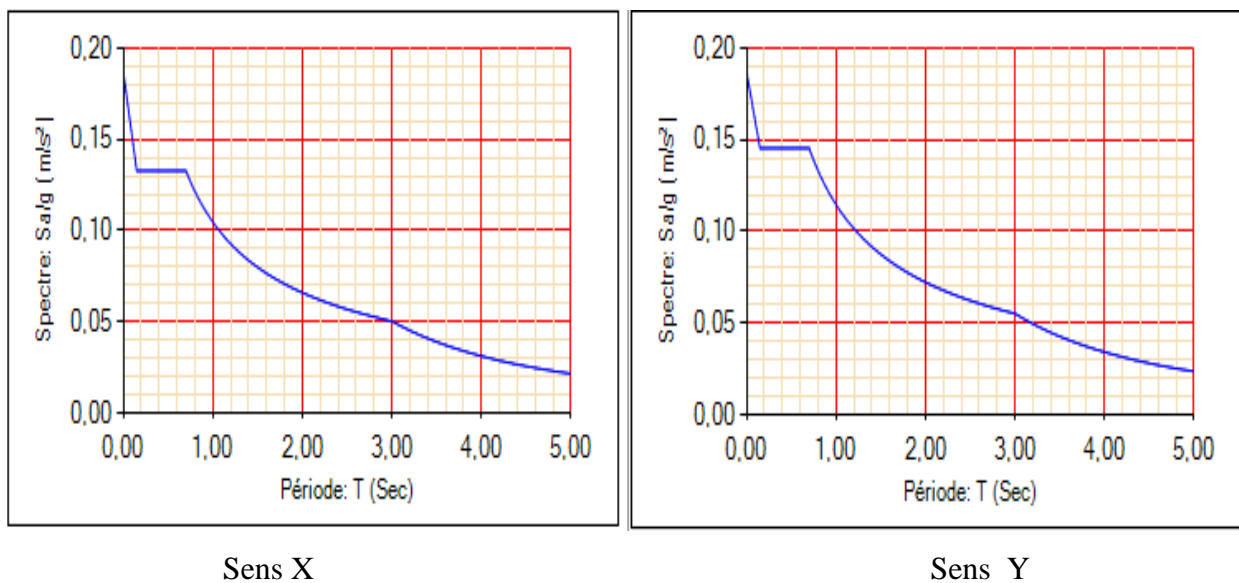


Figure VII.1. Schématisation du spectre de réponse selon X, Y.

VII.2.2.2 Nombre de modes de vibrations à considérer :

Le nombre de modes de vibration à retenir doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5 % de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

VII.2.2.3 Résultat de calcul :

1. Pourcentage de la participation massique:

Tableau VII.2 Pourcentage de participation massique.

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
9/ 1	0,82	4,51	69,32	4,51	69,32	137983,45	137983,45
9/ 2	0,71	65,98	75,24	61,46	5,91	137983,45	137983,45
9/ 3	0,53	67,37	83,97	1,39	8,74	137983,45	137983,45
9/ 4	0,44	76,31	83,98	8,94	0,00	137983,45	137983,45
9/ 5	0,41	88,20	84,96	11,89	0,98	137983,45	137983,45
9/ 6	0,33	93,64	86,12	5,44	1,16	137983,45	137983,45
9/ 7	0,32	94,11	86,28	0,47	0,16	137983,45	137983,45
9/ 8	0,29	94,11	86,30	0,00	0,02	137983,45	137983,45
9/ 9	0,29	94,11	86,30	0,00	0,00	137983,45	137983,45
9/ 10	0,29	94,12	86,65	0,01	0,35	137983,45	137983,45

2. Les réponses modales de la structure :

Déformation modale :

La déformation de la structure suivant les modes de vibration les plus prépondérants :

Mode 1 : translation suivant y-y, période T= 0,82 s

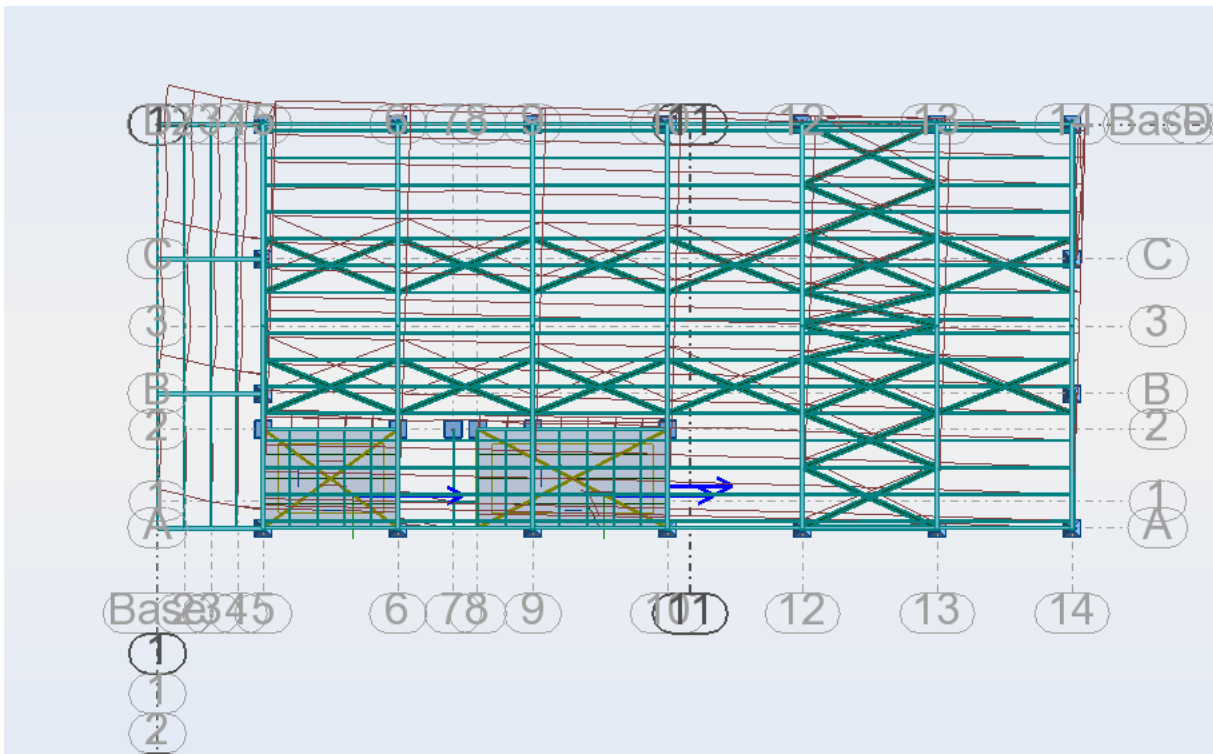


Figure VII.2. Mode de déformation (1).

Mode 2 : translation suivant x-x, période $T= 0,71$ s

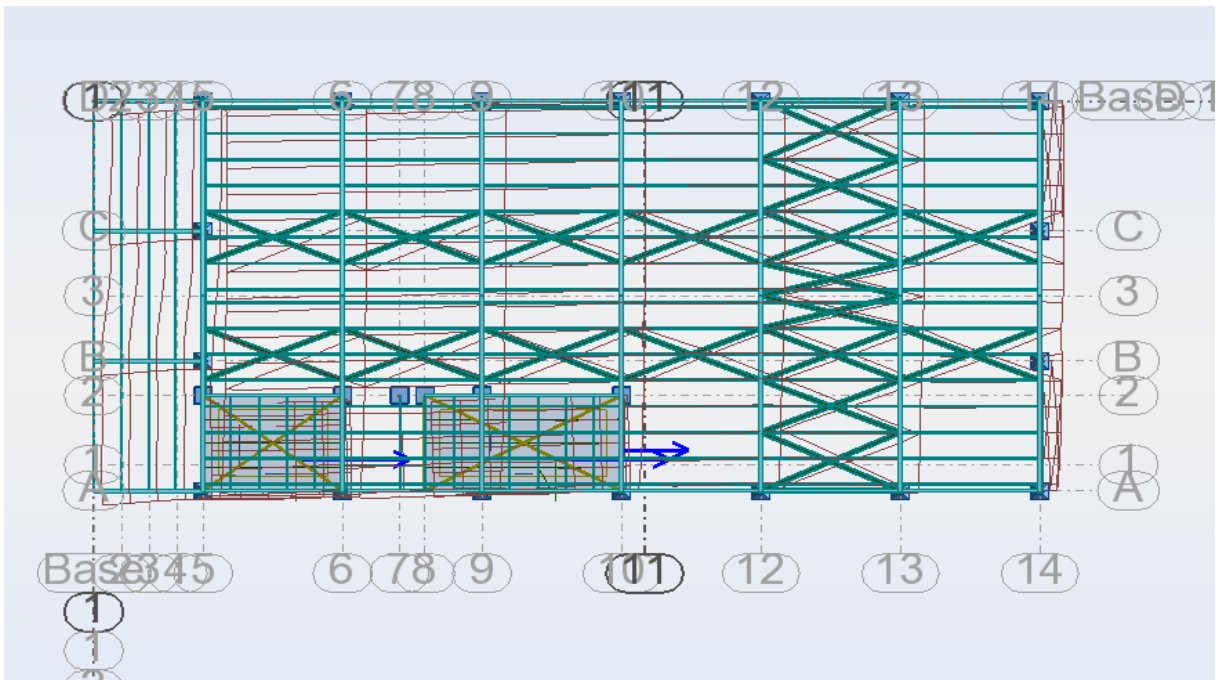


Figure VII.3. Mode de déformation (2).

Mode 3 : rotation suivant z-z, période $T= 0,53$ s

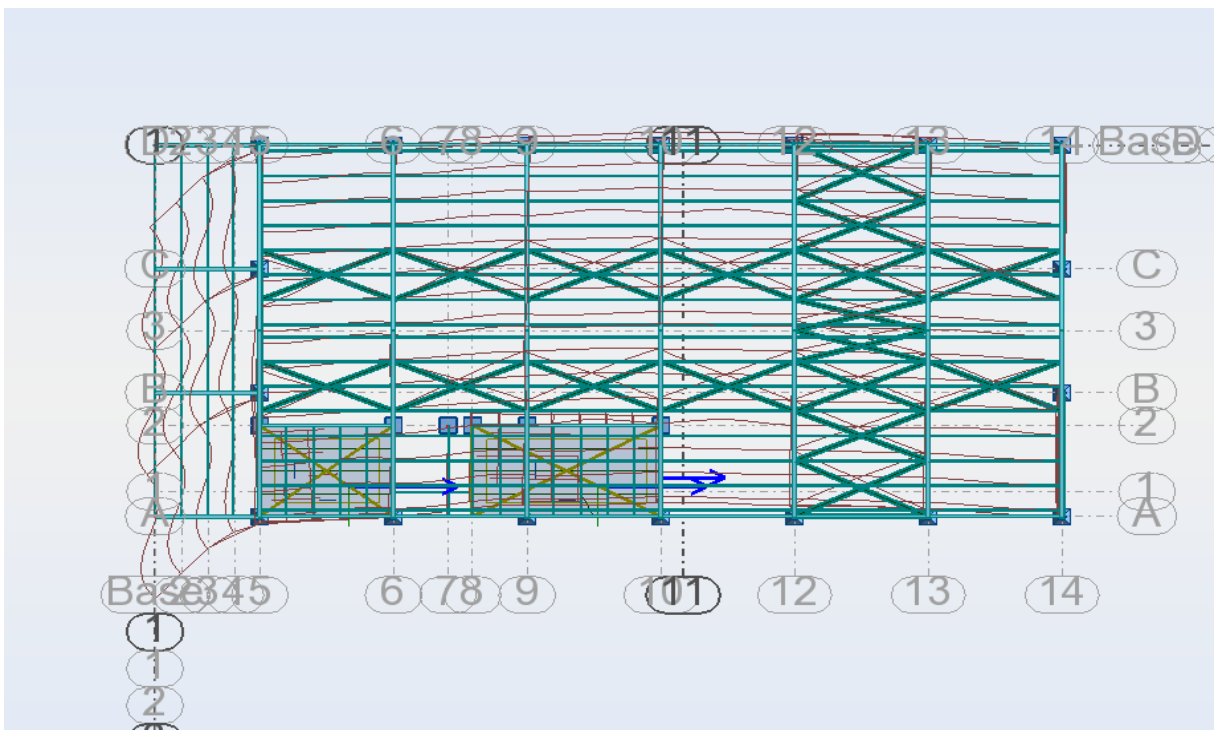


Figure VII.4. Mode de déformation (3).

VII.2.2.4 Analyse des résultats :

Résultantes des forces sismiques de calcul :

Selon l'article 4.3.6 du RPA 99, la résultante des forces sismiques à la base obtenue par la combinaison des valeurs modales doit être supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

Tableau VII.3. Vérification de l'effort tranchant à la base.

Force sismique	$V_{statique}(KN)$	$0.8 V_{statique}(KN)$	$V_{dynamique}(KN)$	observation
Sens XX	146.694	117.355	101.53	CNV
Sens YY	160,664	128.531	99,58	CNV

CNV : condition non vérifiée

Dans ce cas il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0.8 \frac{V_{stati}}{V_{dyn}}$

$$\text{Sens X} = \frac{117.355}{101.53} = 1.155$$

$$\text{Sens Y} = \frac{128.531}{99.58} = 1.290$$

❖ **Vérification des déplacements :**

1. situation durable :

Les déplacements sont limités à :

✓ **Déplacement horizontale :**

$$\begin{cases} \frac{h}{150} & \text{sans charge de vent} \\ \frac{h}{125} & \text{avec charge de vent} \end{cases}$$

EC3 Art4.2.2 (1) I

Ou h : hauteur du poteau

✓ **Déplacement vertical :**

$$\left\{ \frac{L}{200} \right. \quad \text{Avec L : la longueur de la travée}$$

EC3 Tab 4.1

Tableau VII.4 : Déplacement max en situation durable.

Sens	Combinaison		Déplacements max (cm)	
	Avec le vent	Sans le vent	Avec le vent	Sans le vent
Suivant X	1.35 (G+Q+V ₂)	1.35 (G+Q+N)	1.7	1.5
Suivant Y	1.35 (G+Q+V ₂)	1.35 (G+Q+N)	6.1	5

Suivant Z	1.35 (G+Q+V ₂)	1.35 (G+Q+N)	0.1	0.1
------------------	----------------------------	--------------	------------	------------

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{150} = \frac{850}{150} = 5.67 \text{ cm} \\ \frac{h}{125} = \frac{850}{125} = 6.8 \text{ cm} \\ \frac{L}{200} = \frac{912}{200} = 4.56 \text{ cm} \end{array} \right.$$

On constate que les déplacements maximaux suivant les trois directions sont inférieurs aux déplacements admissibles donc les déplacements sont vérifiés.

2. Situation accidentelle :

Le D.T.R RPA 99 V2003 précise que le déplacement horizontal est calculé sous les forces sismiques seules (Art 4.4.3) et préconise de limiter les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents à 1 % de la hauteur d'étage (Art 5.10).

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

$$\delta_K = R * \delta_{eK} \text{ avec: } \delta_{eK} : \text{déplacement du aux forces sismique}$$

R=4 : coefficient de comportement

Il s'agit de vérifier le point le plus haut de la toiture par rapport au sol

Tableau VII.5 Déplacement relatif des niveaux.

	Déplacement (cm)		Déplacement relatif (cm)	
	Suivant (X)	Suivant (Y)	Suivant (X)	Suivant (Y)
Toiture (h=10 m)	2	1.3	8	5.2

$$\frac{h}{100} = \frac{1000}{100} = 10.00 \text{ cm}$$

Tous les déplacements sont inférieurs à 10cm, donc ils sont vérifiés.

✓ **Effet de deuxième ordre :**

Les effets de seconde ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_K}{V_k h_k} \leq 0.1 \quad \text{Avec } P_k = \sum_{i=0}^n W_{Gi} + \beta Q_i$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau « k »

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k »

Δ_K : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

h_k : Hauteur de l'étage « k »

- Si $0.1 < \theta_k < 0.2$ les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur : $\frac{1}{1 - \theta_k}$
- Si $\theta_k > 0.2$ la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau VII.6 Effet P- Δ suivant les deux sens X, Y.

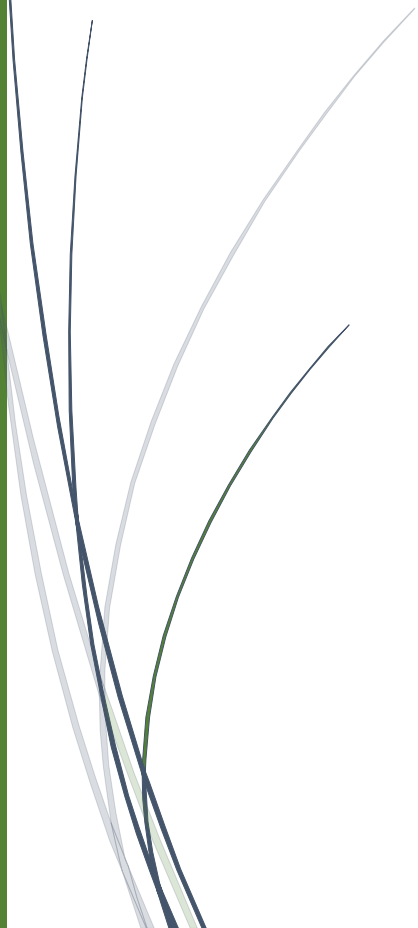
Sens	Niveau (m)	Δ_K (cm)	P_k (KN)	V_k (KN)	h_k (m)	$\frac{\Delta_K}{h_k}$ (%)	θ_k
X-X	10	8	1379.8345	271,82	10	0.8	0.04
Y-Y	10	5.2	1379.8345	84.54	10	0.52	0.08

$\left\{ \begin{array}{l} \theta_k = 0.04 < 0.1 \rightarrow \text{sens } XX \\ \theta_k = 0.08 < 0.1 \rightarrow \text{sens } YY \end{array} \right.$
 Donc les effets P- Δ peuvent être négligés.



Chapitre VIII

Vérification de l'ossature



VIII.1.Introduction :

Après un pré dimensionnement des éléments et la modélisation de la structure en 3D par robot, on se rapproche ainsi du cas réel avec les vraies sollicitations, on passe alors aux différentes vérifications (traction, flambement) des différentes éléments dans le cas les plus défavorables tirés directement du logiciel robot.

VIII.2. Vérification des poteaux :

Les éléments poteaux de la structure sont soumis à une compression et une flexion suivant les deux axes (y-y) et (z-z).

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité et dans notre cas : le poteau le plus sollicité est le N°8 de hauteur **H=8.50m** ; comme illustré en rouge sur la figure suivante :

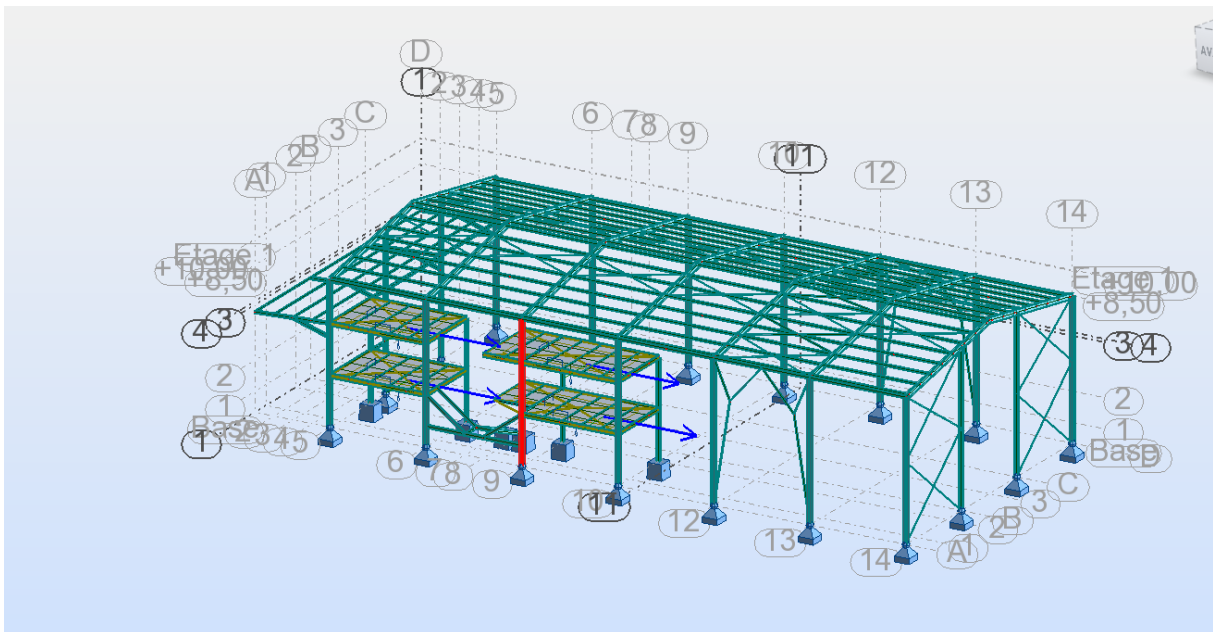


Figure VIII.1. Illustration du poteau le plus sollicité.

Les sollicitations les plus défavorables tirés à partir du logiciel ROBOT sont donnés par le tableau suivant :

Tableau VIII.1. Sollicitations les plus défavorables tirés de logiciel.

Combinaison	H(m)	N(KN)	Vz (KN)	My (KN)	Mz (KN)
1.35 (G+Q+V1)	8.50	211.63	41.74	58.84	47.85

VIII.2.1 Vérification à la résistance :

Classe de la section :

$$\text{Classe de la section : } \frac{c}{t_f} = \frac{b}{t_f} \leq 10 \varepsilon ; \text{ avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\frac{\frac{260}{2}}{12.5} = 5.2 \leq 10 \varepsilon \leq 10 \rightarrow \text{classe 1}$$

Classe de l'âme : (fléchie)

$$\frac{d}{t_w} = \frac{177}{7.5} = 23.6 < 72\varepsilon \rightarrow \text{Classe 1} \rightarrow \text{la section HEA260 est de classe 1.}$$

VIII.2.2 Vérification de l'effort tranchant :

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

$V_{sd} = 41.74$ KN (Note de calcul sur la pièce **240** du Robot sous la combinaison 1.35 (G+Q+V1))

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \gamma_{m0}} = \frac{28.8 \times 23.5}{\sqrt{3} \times 1} = 390.07 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 41.74 < V_{pl,rd} = 390.07 \text{ KN} \rightarrow \text{vérifier}$$

$$V_{sd} = 41.74 < 0.5V_{pl,rd} = 195.03 \text{ KN} \rightarrow \text{vérifier}$$

Alors, l'incidence de l'effort tranchant sur le moment résistant peut être négligée.

VIII.2.3 Vérification de l'effort normal :

Si $N_{sd} < \min(0.25 N_{pl,rd} ; \frac{0.5A_w \times f_y}{\gamma_{m0}})$; il y a pas d'interaction entre le moment résistant

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{86.8 \times 23.5}{1} = 2039.8 \rightarrow 0.25 N_{pl,rd} = 509.95 \text{ KN}$$

$$A_w = A - 2 \times b \times t_f = 86.8 - 2 \times 26 \times 1.25 = 21.8 \text{ cm}^2 \rightarrow \frac{0.5A_w \times f_y}{\gamma_{m0}} = 256.15 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 211.63 \text{ KN} < \min(509.95 ; 256.15) = 256.15 \text{ KN} \rightarrow \text{vérifier}$$

Alors, l'incidence de l'effort normal sur le moment résistant peut être négligée

VIII.2.4 Vérification au moment fléchissant :

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{919.8 \times 235 \times 10^{-3}}{1} = 216.15 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 58.84 \text{ KN.m} < M_{pl,rd} = 216.15 \text{ KN.m} \rightarrow \text{vérifier}$$

VIII.2.5 Vérification de l'élément aux instabilités :

❖ **Flexion composé avec un risque de flambement :**

$$\text{On doit vérifier que : } \frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \times N_{pl,rd}} + \frac{K_y \times M_{y,sd}}{M_{ply,rd}} + \frac{K_z \times M_{z,sd}}{M_{plz,rd}} \leq 1$$

Calcul du coefficient de réduction pour le flambement : $\chi_{\min} = \min(\chi_y ; \chi_z)$

✓ **Suivant l'axe fort y-y :**

La longueur de flambement : $L_y = 0.5 \times 850 = 425 \text{ cm}$

✓ L'élanement : $\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{425}{10.97} = 38.74$

✓ L'élanement réduit : $\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_A} = \frac{38.74}{93.9} = 0.412 > 0.2 \rightarrow$ il y a de risque de flambement

Avec : $\beta_A=1$ pour les sections de classe 1,2 et 3.

Le choix de la courbe de flambement : $\frac{h}{b} = \frac{250}{260} = 0.96 < 1.2$ et $t_f 12,5\text{mm} < 100\text{mm}$

Axe de flambement y-y \rightarrow courbe de flambement (b) $\rightarrow \alpha_y=0,34$

$\varphi_y = 0.5 \times [1 + \alpha \times (\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2] = 0.619$ $\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + \sqrt{\varphi_y^2 + \bar{\lambda}_y^{-2}}} = 0.734$ $\chi_y = \mathbf{0.734}$

✓ Suivant l'axe faible z-z :

La longueur de flambement : $L_z = 0.5 \times 850 = 425\text{cm}$

✓ L'élanement : $\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{425}{6.5} = 65.38$

✓ L'élanement réduit : $\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_A} = 0.69 > 0.2$ (risque de flambement)

Le choix de la courbe de flambement : $\frac{h}{b} = \frac{250}{260} = 0.96 < 1.2$ et $t_f 12,5\text{mm} < 100\text{mm}$

Axe de flambement z-z \rightarrow courbe de flambement (c) $\rightarrow \alpha_z=0,49$

$\chi_z = 0.858$

Donc : $\chi_{\min} = \min(\chi_y; \chi_z) = \min(0.734, 0.858) = 0.734$

✓ L'élanement réduit pour le déversement :

$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_A}$

$\bar{\lambda}_{LT}$: Élanement de l'élément vis-à-vis du déversement

$$\lambda_{LT} = \frac{l/i_z}{\sqrt{c1 \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{l/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}}} = 92.3$$

$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{92.3}{93.9} \times \sqrt{1} = 0.98 > 0.4 \rightarrow$ y a risque de Deversement.

✓ Calcul des coefficients K_y et K_z :

$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \times \beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} = 0.412 (2 \times 1.3 - 4) + \frac{919.8 - 836.4}{836.4} = -0.47$

$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y}$ et $K_y \leq 1.5 \rightarrow$ app $K_y = 1 - \frac{-0.47 \times 211.63}{0.734 \times 86.8 \times 23.5} = 1.062 < 1.5$

$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2 \times \beta_{Mz} - 4) + \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}} = 0.69 (2 \times 1.3 - 4) + \frac{430.2 - 282.2}{282.2} = -0.44$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \text{ et } K_z \leq 1.5 \quad \rightarrow \text{app } K_z = 1 - \frac{-0.44 \times 211.63}{0.858 \times 86.8 \times 23.5} = 1.05 < 1.5$$

✓ Vérification au flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times N_{pl,rd}} + \frac{K_y \times M_{y,sd}}{M_{pl,rd}} \leq 1$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times N_{pl,rd}} + \frac{K_y \times M_{y,sd}}{M_{pl,rd}} + \frac{K_z \times M_{z,sd}}{M_{plz,rd}} \leq 1$$

$$\frac{211.63}{0.734 \times 2039.8} + \frac{1.062 \times 58.84}{216.15} + \frac{1.05 \times 47.85}{101.097} = 0.92 \leq 1$$

❖ Vérification avec logiciel robot :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 5 POTEAUX						
8 Poteau_8	HEA 260	ACIER E24	54.22	130.78	0.74	20 COMB9
Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 9 POT MEZ						
193 Poteau_193	HEA 200	ACIER E24	18.11	30.12	0.98	33 COMB22

Conclusion :

Le profilé choisi **HEA 260** est adéquat comme poteau de rive.

Le profilé choisi **HEA 200** est adéquat comme poteau de mezzanine.

VIII.3. Vérification des traverses :

La vérification se fait pour la traverse la plus sollicitée, la traverse la plus sollicitée est la traverse N°20 de longueur 9.12m comme illustré en rouge sur les figures suivantes :

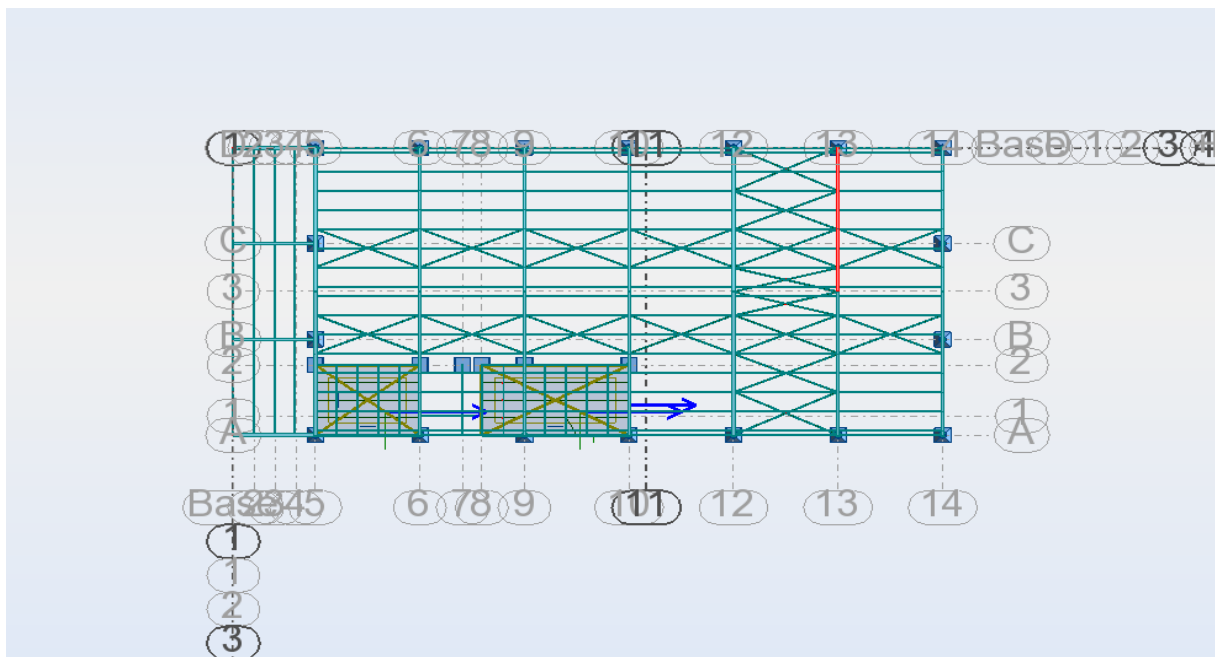


Figure VIII .2. Illustration de la traverse N°30.

Les sollicitations les plus défavorables tirés à partir du logiciel ROBOT sont donnés par le tableau suivant :

Tableau VIII.2. Sollicitations les plus défavorables tirés de logiciel.

Combinaison	H(m)	N(KN)	Vz(KN)	My (KN)	Mz (KN)
1.35 (G+Q+S)	9.12	66.57	10.23	120.37	1.29

Classe de la semelle :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b}{t_f} \leq 10 \varepsilon ; \text{ avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\frac{170}{12.7} = 6.69 \leq 10 \varepsilon \leq 10 \rightarrow \text{classe 1}$$

Classe de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{298.6}{8} = 37.32 < 72\varepsilon \rightarrow \text{Classe 1} \rightarrow \text{la section IPE360 est de classe 1.}$$

VIII.3.1 Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq 0.5V_{pl,rd}$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \gamma_{m0}} = \frac{35.1 \times 23.5}{\sqrt{3} \times 1} = 476.22 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 10.23 \text{ KN} \leq 0.5V_{pl,rd} = 238.11 \text{ KN}$$

Alors, l'incidence de l'effort tranchant sur le moment résistant peut être négligée.

VIII.3.2 Vérification de l'effort normal :

Si $N_{sd} < \min(0.25 N_{pl,rd} ; \frac{0.5A_w \times f_y}{\gamma_{m0}})$; il y a pas d'interaction entre le moment résistant

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{72.7 \times 23.5}{1} = 1708.45 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad 0.25 N_{pl,rd} = 427.11 \text{ KN}$$

$$A_w = A - 2 \times b \times t_f = 72.7 - 2 \times 17 \times 1.27 = 29.52 \quad \rightarrow \quad \frac{0.5 \times 29.52 \times 23.5}{1} = 346.86 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 66.57 \text{ KN} < \min(427.11 ; 346.86) = 346.86 \text{ KN} \rightarrow \text{vérifier}$$

Alors, l'incidence de l'effort normal sur le moment résistant peut être négligée

VIII.3.3 Vérification de la résistance de la section transversale :

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1019 \times 23.5}{1} = 23946.5$$

$$M_{sd} = 120.37 \text{ KN} < M_{pl,rd} = 23946.5 \text{ KN} \rightarrow \text{vérifier}$$

VIII.3.4 vérification de l'élément aux instabilités :

❖ **Flexion composé avec un risque de flambement :**

$$\text{On doit vérifier que : } \frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \times N_{pl,rd}} + \frac{K_y \times M_{y,sd}}{M_{pl,rd}} \leq 1$$

✓ **Flexion composé avec un risque de déversement :**

On doit vérifier que :
$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times N_{pl,rd}} + \frac{K_{LT} \times M_{y,sd}}{\chi_{LT} \times M_{pl,rd}} \leq 1$$

✓ **Calcul du coefficient de réduction pour le flambement :** $\chi_{\min} = \min(\chi_y; \chi_z)$

✓ **Flambement par rapport à l'axe fort y-y :**

La longueur de flambement : $L_y = 9.12$ m

✓ **L'élanement :** $\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{912}{15} = 60.8$

✓ **L'élanement réduit :** $\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_A} = \frac{60.8}{93.9} \times \sqrt{1} = 0.65$

Avec : $\beta_A = 1$ pour les sections de classe 1,2 et 3

$\bar{\lambda}_y = 0.65 > 0.2 \rightarrow$ il y a de risque de flambement

Courbe de flambement : $\frac{h}{b} = \frac{360}{170} = 2.11 > 1,2$ et $12,7 < 40$

Axe de flambement y-y \rightarrow courbe de flambement (a) $\rightarrow \alpha_y = 0,21$

$\varphi_y = 0.5 \times [1 + \alpha \times (\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2] = 0.758$

$\chi_y = 0.606$

✓ **Flambement par rapport à l'axe faible z-z :**

Autour de l'axe faible z-z (dans le plan perpendiculaire de l'âme), la traverse est empêchée de flamber sur toute sa longueur par les pannes $L_{kz} = 1,8$ m

✓ **L'élanement :** $\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{180}{3.79} = 47.49$

✓ **L'élanement réduit :** $\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_A} = \frac{47.49}{93.9} = 0.505$

$\bar{\lambda}_z = 0.505 > 0.2 \rightarrow$ il y a de risque de flambement

Courbe de flambement : $\frac{h}{b} = \frac{360}{170} = 2.11 > 1,2$ et $12,7 < 40$

Axe de flambement z-z \rightarrow courbe de flambement (b) $\rightarrow \alpha_z = 0.34$

$\varphi_z = 0.5 \times [1 + \alpha \times (\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0.679$

$\chi_z = 0.740$

Donc : $\chi_{\min} = \min(\chi_y; \chi_z) = \min(0.606, 0.740) = 0.606$

Calcul du coefficient de réduction pour le déversement χ_{LT} :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + \sqrt{\varphi_{LT}^2 + \bar{\lambda}_{LT}^2}}; \quad \varphi_{LT} = 0.5 \times [1 + \alpha_{LT} \times (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

Avec : α_{LT} = facteur d'imperfection pour le déversement.

$\alpha_{LT} = 0.21$ pour les sections laminées ; $\alpha_{LT} = 0.49$ pour les sections soudées.

✓ **L'élancement réduit pour le déversement :**

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_A}$$

$\bar{\lambda}_{LT}$: Élancement de l'élément vis-à-vis du déversement

$$\lambda_{Lt} = \frac{l_{iz}}{\sqrt{c1 \left[\left(1 + \frac{1}{20} \left(\frac{l_{iz}}{h/tf} \right)^2 \right)^{0.25} \right]}} = 43.19$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_A} = \frac{44.27}{93.9} \times \sqrt{1} = 0.46 > 0.4$$

✓ **Calcul de facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion suivant y-y :**

D'après la figure 5.5.3 du CCM.97 : $\beta_M = \beta_{M\psi} + \frac{MQ}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M\psi})$

$$\beta_{M\psi} = 1.8 - 0.7 \Psi \quad \text{avec : } \Psi = \frac{120.37}{121.33} = 0.99$$

$$MQ = |\max M| = 120.37$$

$$\Delta M = |\max M| + |\min M| = 241.7$$

$\beta_{M,Q} = 1,3$ cas d'une charge uniformément répartie

$$\beta_{M\psi} = 1.8 - 0.7 \Psi = 1.107$$

$$\beta_{My} = 1.107 + \frac{120.37}{241.7} (1.3 - 1.107) = 1.203$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \times \beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} = 0.46(2 \times 1.203 - 4) + \frac{1019 - 904}{904} = -0.61 < 0.9$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} \quad \text{et } K_y \leq 1.5 \quad \rightarrow \quad K_y = 1 - \frac{-0.61 \times 66.57}{0.606 \times 72.7 \times 23.57} = 1.04 < 1.5$$

✓ **Vérification au flambement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times N_{pl,rd}} + \frac{K_y \times M_{y,sd}}{M_{pl,rd}} \leq 1$$

$$\frac{66.57}{0.606 \times 1708.45} + \frac{1.04 \times 120.37}{23946.5} = 0.587 < 1$$

✓ **Vérification avec logiciel robot :**

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 4 TRAVERSESES						
20 Poutre_20	<input checked="" type="checkbox"/> IPE 360	ACIER E24	61.01	240.89	0.93	26 COMB15

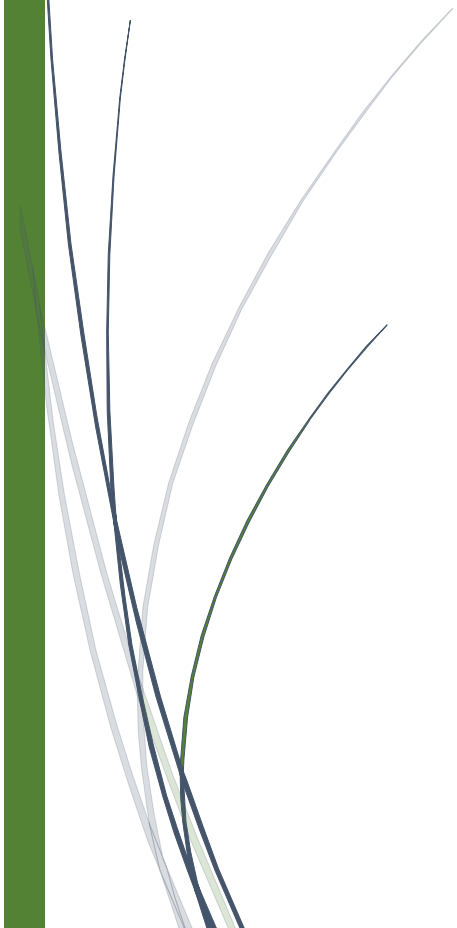
Conclusion :

Après les vérifications nécessaires on a choisi le profilé **IPE360** le plus adéquat comme traverse.



Chapitre IX

Calcul des assemblages



IX.1 Introduction :

La construction métalliques sont un ensemble d'éléments barres (poteaux et poutres) qui sont assembles d'éléments entre eux pour former une ossature. De ce fait les assemblages jouent un rôle très important dans ce type de construction.

Un assemblage est un dispositif (moyen) de liaison qui permet de réunir et solidariser éléments métalliques entre eux, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations (N_{sd}, M_{sd}, V_{sd}) entre les éléments assembles sans générer de sollicitations parasites.

IX.2 Les principes de l'assemblage :

- ❖ L'assemblage le plus simple est à la fois le plus économique et le plus efficace.
- ❖ Respecter la convergence des axes de barre.
- ❖ Respecter pour la réalisation de l'assemblage les hypothèses de calcul (articulation, encastrement).
- ❖ Assurer l'étanchéité da l'assemblage lorsqu'une possibilité d'évacuation.
- ❖ Réduire le plus possible l'assemblage des éléments de charpente sur le chantier (difficulté de la mise en œuvre, intempéries).
- ❖ Il est recommandé d'exécuter en atelier le plus d'éléments de charpente finis, en tenant compte toutefois des impératifs de transport et mise en œuvre.

IX.3 : Fonctionnement des assemblages :

Les principaux modes d'assemblages sont :

a) Le boulonnage :

Le boulonnage est le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il offre sur site.

Tableau IX.1. Caractéristique mécanique des boulons selon leur classe d'acier.

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.9
$f_{yb}(N/mm^2)$	240	320	300	400	360	480	640	900
$f_{Ub}(N/mm^2)$	400	400	500	500	600	600	800	1000

b) Le soudage :

Le principe de soudage consiste à créer une continuité de la matière entre deux pièces différentes. Dans le domaine de la construction métallique, la continuité est obtenue par la création d'un cordon de soudure provenant de la fusion d'une partie des pièces à assembler et d'un métal d'apport sous forme d'électrode.

Il existe trois types des cordons de soudure qui reliant les pièces qui sont :

- cordons latéraux : cordons sont parallèle à la direction de l'effort.
- Cordons frontaux : cordons sont perpendiculaire à la direction de l'effort.
- Cordons obliques : cordons faisant un angle α avec la direction de l'effort.

c) Fonctionnement par adhérence :

Dans ce cas, la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact. Cela concerne le soudage, le collage et le boulonnage par boulons HR. il Comprend une vis à tige filetée, une tête hexagonale ou carrée et un écrou en acier à très haute Résistance

Tableau IX.2 : Principe caractéristique géométrique.

Désignation	M8	M10	M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24
d(mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	24
d₀(mm)	9	11	13	15	18	20	22	24	26
A(mm²)	50.3	78.5	113	154	201	254	314	380	452
A_s (mm²)	36.6	58	84.3	115	157	192	245	303	353
Ørondelle(mm)	16	20	24	27	30	34	36	40	44
Ø clé (mm)	21	27	31	51	51	51	58	58	58
d_m (mm)	14	18.3	20.5	23.7	24.58	29.1	32.4	34.5	38.8

d : diamètre de la partie non filetée de la vis.

d₀ : diamètre nominal du trou.

A : section nominale du boulon.

A_s : section résistante de la partie filetée

❖ Coefficients partiels de sécurité :

- Résistance des boulons au cisaillement : $\gamma_{Mb} = 1.25$ [chap.6.1.2 -eurocode3]

- Résistance des boulons à traction : $\gamma_{Mb} = 1.25$

❖ Coefficient de frottement :

[EC03 Chap6 Art.6.5.8.3]

Un bon assemblage par boulons HR exige que des précautions élémentaires soient prises, notamment :

- Le coefficient de frottement μ doit correspondre à sa valeur de calcul. Cela nécessite une préparation des surfaces, par brossage ou grenailage, pour éliminer toute trace de rouille ou de calamine ; de graissage, etc.

Tableau IX.3. Valeur du coefficient de frottement μ selon la surface.

Surface de classe A	$\mu = 0.5$	Pour surfaces grenillées ou sablées
Surface de classe B	$\mu = 0.4$	Pour surfaces grenillées, sablées et peintes
Surface de classe C	$\mu = 0.3$	Pour surfaces brossées
Surface de classe D	$\mu = 0.2$	Pour surfaces non traitées

IX.4. Calcul d'assemblages :

IX.4.1. Assemblage traverse – traverse :

L'assemblage **traverse – traverse** est réalisé par l'intermédiaire d'une platine boulonnée, il est sollicité par des efforts de combinaison la plus défavorable.

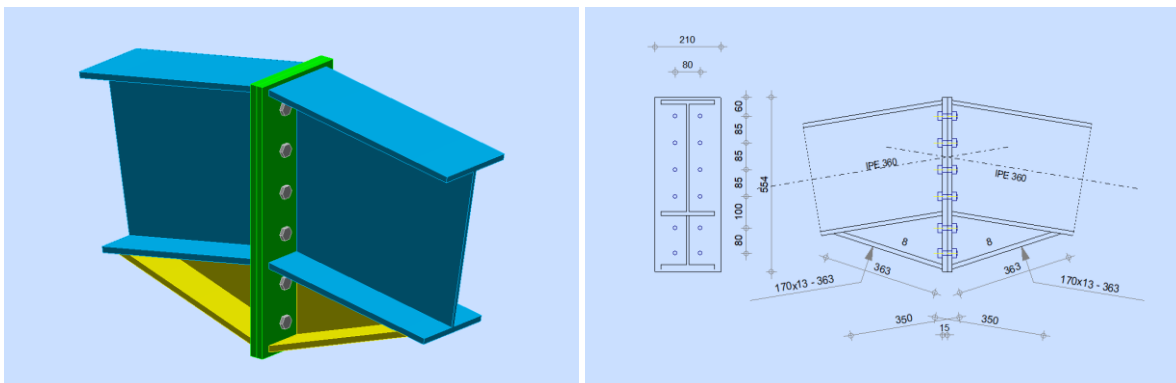


Figure IX.1 : Représentation de l'assemblage traverse – traverse.

01) Efforts de calcul :

$$M_{\max} = -153.08 \text{ KN.m.}$$

$$N_{\text{cor}} = -33.01 \text{ KN.}$$

$$V_{\text{cor}} = -12.53 \text{ KN.}$$

a. Dimensionnements des boulons :

02) Choix des diamètres des boulons :

Le choix se fait suivant l'épaisseur des pièces assemblées et selon le type de profilés, on choisit des boulons de diamètre **M16** de classe **8.8**

03) **Disposition des boulons :**

Les pièces ne sont pas soumises aux intempéries et ne sont pas situées dans des conditions favorisant l'oxydation.

04) **Entre axe des boulons :**

$$P1 \geq 2,2d_0 ; P2 \geq 3d_0$$

Avec : $d_0 = 18 \text{ mm}$ (**Tableau 6.1 Euro code 3**)

$$P1 \geq 2,2 \times 18 = 40 \text{ mm} \text{ On prend : } P1 = 80 \text{ mm}$$

$$P2 \geq 3 \times 18 = 54 \text{ mm} \text{ On prend : } P2 = 85 \text{ mm}$$

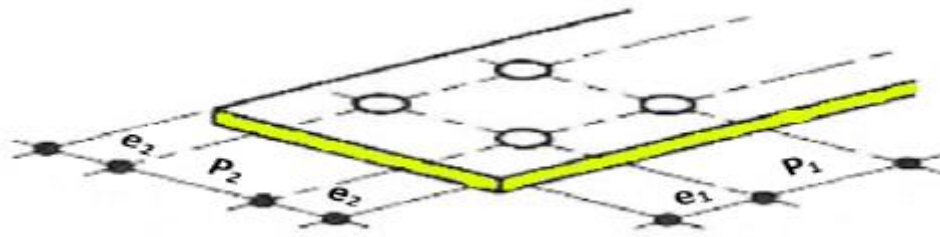


Figure IX.2. Désignation des entraxes et des pincés.

05) **Pince longitudinale :**

$$e1 \geq 1.2d_0 \rightarrow e1 \geq 1.2 \times 18 = 21.6 \text{ mm} \quad \text{On prend : } e1 = 59 \text{ mm}$$

06) **Pince transversale :**

$$e2 \geq 1.5d_0 \rightarrow e2 \geq 1.5 \times 18 = 27 \text{ mm} \quad \text{On prend : } e2 = 65 \text{ mm}$$

Détermination des efforts dans les boulons :

$$d1 = 435 \text{ mm} ; d2 = 350 \text{ mm} ; d3 = 265 \text{ mm} ; d4 = 180 \text{ mm} ; d5 = 80 \text{ mm}$$

$$\sum d_i^2 = 435^2 + 350^2 + 265^2 + 180^2 + 80^2 = 0,42 \text{ m}^2.$$

$$N_i = \frac{M \times d_i}{\sum d_i^2} \rightarrow N_1 = \frac{M \times d_1}{\sum d_i^2} = \frac{-153,08 \times 0,435}{0,42} = 158,54 \text{ KN} \quad ; \quad N_2 = \frac{M \times d_2}{\sum d_i^2} = \frac{-153,08 \times 0,35}{0,42} = 127,56 \text{ KN}$$

$$N_3 = \frac{M \times d_3}{\sum d_i^2} = \frac{-153,08 \times 0,265}{0,42} = 96,58 \text{ KN} \quad ; \quad N_4 = \frac{M \times d_4}{\sum d_i^2} = \frac{-153,08 \times 0,18}{0,42} = 65,60 \text{ KN}$$

$$N_5 = \frac{M \times d_5}{\sum d_i^2} = \frac{-153,08 \times 0,08}{0,42} = 29,16 \text{ KN}$$

IX.4.1.1 Vérification de la résistance de l'assemblage des boulons a l'ELU :

1) **Vérification au moment résistant :**

$$M_R = \frac{F_p \times \sum d_i^2}{d_1^3}$$

$$F_p = 0,7 \times f_{ub} \times A_s \quad (\text{Euro code 3 chap. 6.5.8.3})$$

F_p : force de précontrainte dans les boulons.

f_{ub} : 800 MPa.

n: nombre de boulon par rangé (n=2).

$$F_p = 0.7 \times 800 \times 10^{-3} \times 157 = 87.92 \text{ KN par boulon.}$$

$$\text{Soit : } F_p = n \cdot F_p = 2 \times 87.92 = 175.84 \text{ KN par rangée}$$

$$M_R = \frac{F_p \times \sum d_i^2}{d_i^4} = 169.78 \text{ kn.m}$$

$$M_{sd} = -153.08 \text{ Kn.m} < M_R = 169.78 \text{ KN.m} \rightarrow \text{Vérifier}$$

2) Vérification à effort tranchant :

$$F_{vsd} = \frac{v_{sdmax}}{n} = \frac{12.53}{12} = 1.04 \text{ KN} \rightarrow \text{Il faut vérifier que :}$$

$$F_{tsd} = \frac{12.53}{2} = 6.26 \text{ KN}$$

$$F_{vsd} < F_{Rd} = \frac{K_s \times m \times \mu \times F_p}{\gamma_{ms}} = \frac{1 \times 1 \times 0.3 \times 87.92}{1.25} = 21.1 \text{ KN}$$

Avec :

$K_s = 1$: Facteur de forme, trous nominaux. (Euro code 3 chap. 6.5.8.1)

$\mu = 0.3$: Coefficient de frottement, surface brossée (Eurocode3 chap. 6.5.8.3)

$m = 1$: Plan de contact

$$F_{vsd} = 1.04 \text{ KN} < F_{Rd} = 21.1 \text{ KN} \rightarrow \text{Vérifier}$$

3) Résistance au poinçonnement :

Il faut vérifier que :

$$F_{t,sd} \leq B_{p,RD} = \frac{0.6 \times \pi \times d_m \times t_p \times f_u}{\gamma_{MB}} = \frac{0.6 \times 3.14 \times 2.458 \times 2 \times 36}{1.25} = 266.73 \text{ KN}$$

Avec : $t_p = 15 \text{ mm}$: Epaisseur de la plaque sous la tête du vice

d_m : diamètre moyen entre le cercle circonscrit et le cercle à tête du boulon

$$F_{t,sd} = 6.26 \text{ KN} \leq B_{p,RD} = 266.73 \text{ KN} \rightarrow \text{Vérifier}$$

4) Vérification à la pression diamétrale :

Il faut vérifier que :

$$F_{t,sd} \leq F_{brd} = 2.5 \times \alpha \times d \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{mb}} \rightarrow \alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{bu}}{f_u}; 1\right) = 1.09$$

$$F_{brd} = 2.5 \times \alpha \times d \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{mb}} = 2.5 \times 1.09 \times 16 \times 15 \times \frac{36}{1.25} = 188.35 \text{ KN}$$

$$F_{t,sd} = 6.26 \text{ kn} \leq F_{brd} = 188.35 \text{ KN} \rightarrow \text{Vérifier}$$

Il n'y a pas risque de rupture par pression diamétral.

Conclusion : L'assemblage calculé est satisfait.

IX.4.2. Assemblage poteau - traverse :

L'assemblage poteau – traverse est réalisé à l'aide d'une platine boulonnée à la traverse et au poteau.

L'assemblage est sollicité par un moment fléchissant, effort tranchant et un effort normal.

Efforts de calcul :

$$M_{\max} = -149.61 \text{ KN.m} \quad N^{\text{cor}} = 58.67 \text{ KN}; \quad V^{\text{cor}} = 76.71 \text{ KN}$$

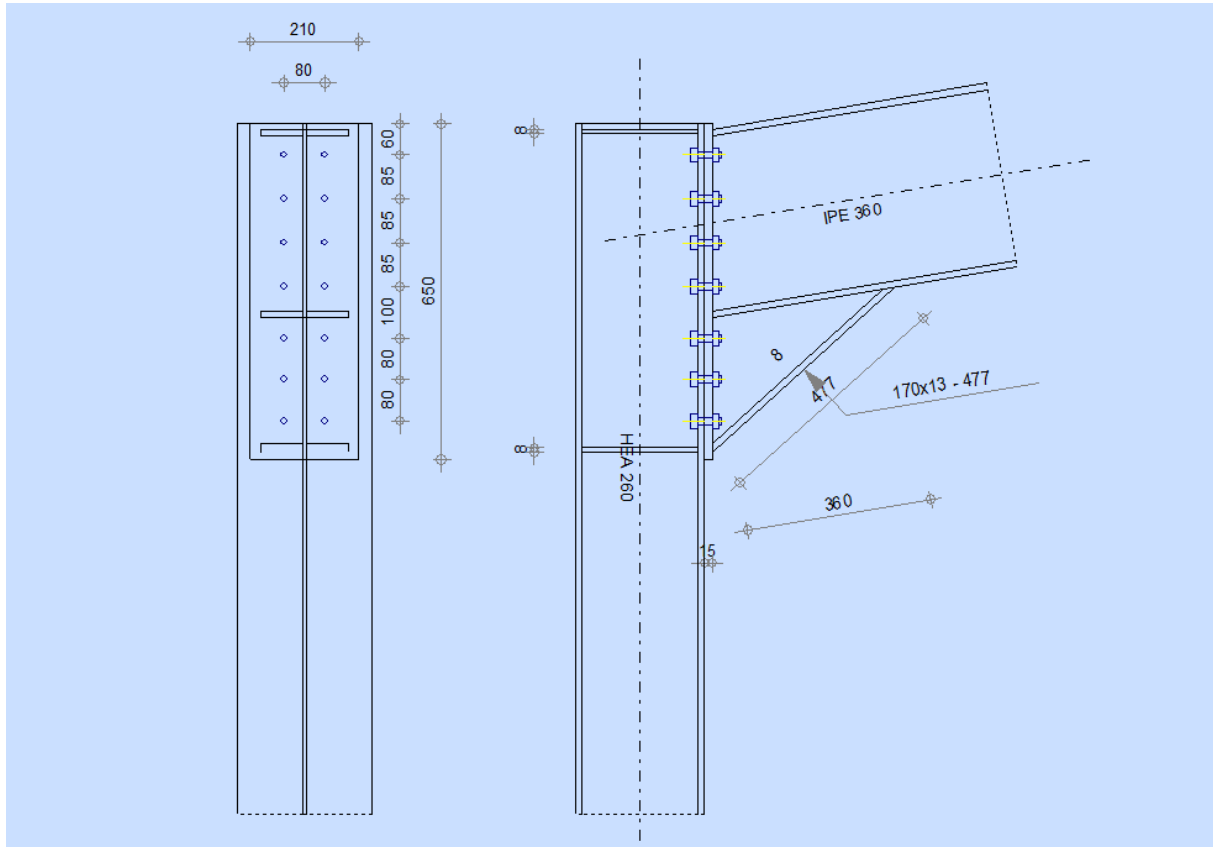


Figure IX.3 Représentation de l'assemblage Poteau –traverse.

1. Assemblage poteau platine :

a. Dimensionnements des boulons :

- Choix des diamètres des boulons :

On choisit des boulons M16 de diamètre ϕ 16 de classe 10.9

- Disposition des boulons :

$$P_1 \geq 2.2d_0; \quad P_2 \geq \gamma d_0$$

Avec : $d_0 = 18 \text{ mm}$ (tableau 6.1 Euro code 3)

$$P_1 \geq 2.2 \times 18 = 39.6 \text{ mm} \quad \text{On prend : } P_1 = 85 \text{ mm}$$

$$P_2 \geq 3 \times 18 = 54 \text{ mm} \quad \text{On prend : } P_2 = 80 \text{ mm}$$

- Pince longitudinale:

$$e_1 \geq 1.2d_0$$

$$e_1 \geq 1.2 \times 18 = 21.6 \text{ mm} \quad \text{On prend : } e_1 = 80 \text{ mm}$$

- Pince transversale :

$$e_2 \geq 1.5 d_0$$

$$e_2 \geq 1.5 \times 18 = 27 \text{ mm} \quad \text{On prend : } e_2 = 65 \text{ mm}$$

$$d_1 = 515 \text{ mm} ; \quad d_2 = 430 \text{ mm} ; \quad d_3 = 345 \text{ mm} ; \quad d_4 = 260 \text{ mm} ; \quad d_5 = 160 \text{ mm} ; \quad d_6 = 80 \text{ mm} ;$$

$$\sum d_i^2 = 515^2 + 430^2 + 345^2 + 260^2 + 160^2 + 80^2 = 0.67 \text{ m}^2.$$

- Vérification de la résistance de l'assemblage des boulons a l'ELU :

1) calcul du moment résistant :

$$M_R = \frac{N_i \times \sum d_i^2}{d_1} \quad \text{avec : } N_i = \frac{M \times d_i}{\sum d_i^2}$$

- L'effort de calcul de précontrainte autorisé dans les boulons vaut :

$$F_p = 0.7 \times f_{ub} \times A_s \dots \dots \dots \text{ (Euro code 3 chap. 6.5.8.3)}$$

$$F = 0.7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 157 = 109.9 \text{ KN par boulon.}$$

F_p : Force de précontrainte.

$$\text{Soit } 109.9 \times 2 = 219.8 \text{ KN par rangée.}$$

- Le moment résistant de l'assemblage : $M_{sd} \leq M_{Rd}$

$$\sum d_i^2 = 515^2 + 430^2 + 345^2 + 260^2 + 160^2 + 80^2 = 0.67 \text{ m}^2.$$

$$M_R = \frac{n \times F_p \times \sum d_i^2}{d_1} = \frac{2 \times 109.9 \times 0.67}{0.515} = 285.95 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 149.61 \text{ KN.m} \leq M_{Rd} = 285.95 \text{ KN.m} \quad \rightarrow \text{ Condition vérifiée.}$$

2) Vérification sous l'effort tranchant :

Il faut vérifier la condition suivante :

Par boulons :

$$\frac{v_{sd}}{n} = \frac{76.71}{14} = 5.48 \text{ KN}$$

Il faut vérifier que :

$$V = 5.48 \text{ KN} \leq V_{rd} = \frac{k_s \times m \times \mu \times F_p}{\gamma M^2} = \frac{1 \times 1 \times 0.3 \times 109.9}{1.255} = 26.38 \text{ KN}$$

$$k_s = 1 ; \quad m = 1 ; \quad \gamma_{m2} = 1.25 ; \quad \mu = 0.3$$

$$V = 5.48 \text{ KN} \leq V_{rd} = 26.38 \text{ KN} \quad \rightarrow \text{ Condition vérifiée.}$$

• Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue :

$$FV < F_{t,Rd} \text{ avec : } F_{t,Rd} = \frac{t_{wc} \times b_{eff} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

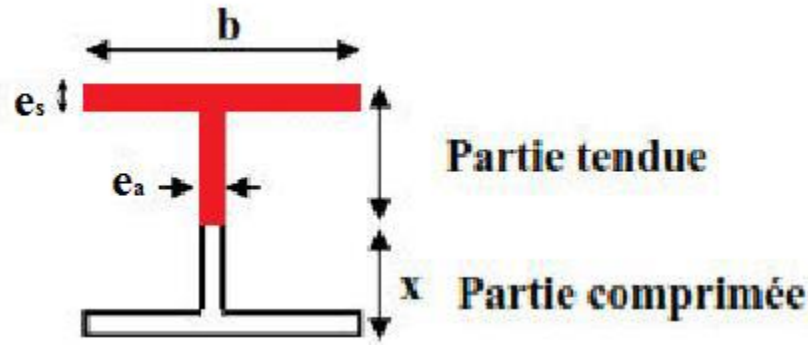


Figure IX.4 : Schéma représente la zone tendue et la zone comprimée.

$F_{t.Rd}$: Résistance de l'âme du poteau à la traction.

t_w : épaisseur de l'âme du poteau = 7.5 mm.

$B_{eff} = P$: entraxe des rangées de boulons. ($P = 140\text{mm}$).

$$\text{Donc : } F_{t.Rd} = \frac{t_w \times b_{eff} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{0.75 \times 14 \times 23.5}{1} = 246.75 \text{ KN}$$

L'effort de cisaillement vaut :

$$F_V = \frac{M_{5d}}{h - t_f} = \frac{149.61}{0.28 - 0.0125} = 559.28 \text{ KN}$$

$F_V = 559.28 \text{ KN} > F_{t.Rd} = 246.75 \text{ KN} \rightarrow$ Condition non vérifiée.

D'où la nécessité d'un raidissage : (raidisseur d'épaisseur 15mm)

- Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée :

$$\text{On doit vérifier que : } F_{vrd} < F_{c.Rd} = \frac{f_y \times t_w \times b_{eff}}{\gamma_{m0}}$$

$$b_{eff} = t_f + 2t + 5(t_p + r)$$

Avec:

$t_w = 7.5 \text{ mm}$ épaisseur de l'âme du poteau

$t_f = 12.7 \text{ mm}$ épaisseur de la traverse

$t = 15 \text{ mm}$ épaisseur de la platine

$t_p = 12.5 \text{ mm}$ épaisseur de la semelle du poteau

$r = 24$

$$b_{eff} = 225.2 \text{ mm}$$

$$F_{c.Rd} = \frac{f_y \times t_w \times b_{eff}}{\gamma_{m0}} = \frac{900 \times 7.5 \times 225.2}{1} = 1520.1 \text{ KN}$$

$F_{vrd} = 559.28 \text{ KN} < F_{c.Rd} = 1520.1 \text{ KN} \rightarrow$ Condition vérifiée.

IX.2.1 Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée :

On doit vérifier que : $F_v \leq F_{vrd}$

$$F_{vrd} = 0.58 \times h \times f_y \times \frac{t_w}{\gamma_{m0}} = 0.58 \times 23.5 \times 25 \times \frac{0.75}{1} = 255.56 \text{ KN}$$

L'effort de cisaillement vaut :

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h-t_f} = \frac{-149.61}{0.25-0.0125} = -629.93 \text{ KN}$$

$$F_v = -629.93 \text{ KN} < F_{vrd} = 255.56 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

IX.4.3. Assemblage platine traverse :

Cette liaison se fera au moyen de cordon de soudure

- **Epaisseur de la platine :**

Soit $e = 15 \text{ mm}$

- **Gorge reliant l'âme :**

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0,5 t_w \quad \rightarrow \quad 3 \text{ mm} \leq a \leq 0,5 \times 7.5 \text{ mm} \quad \rightarrow a = 3.5 \text{ mm}$$

- **Gorge reliant la semelle :**

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5 t_r \quad \rightarrow \quad 3 \text{ mm} \leq a \leq 0,5 \times 12.5 \text{ mm} \quad \rightarrow a = 6 \text{ mm}$$

Distribution des efforts sur les différents cordons :

- **Cordon âme platine :**



$$\text{Chaque cordon reprend : } \frac{V}{2} = \frac{76.71}{2} = 38.35 \text{ KN}$$

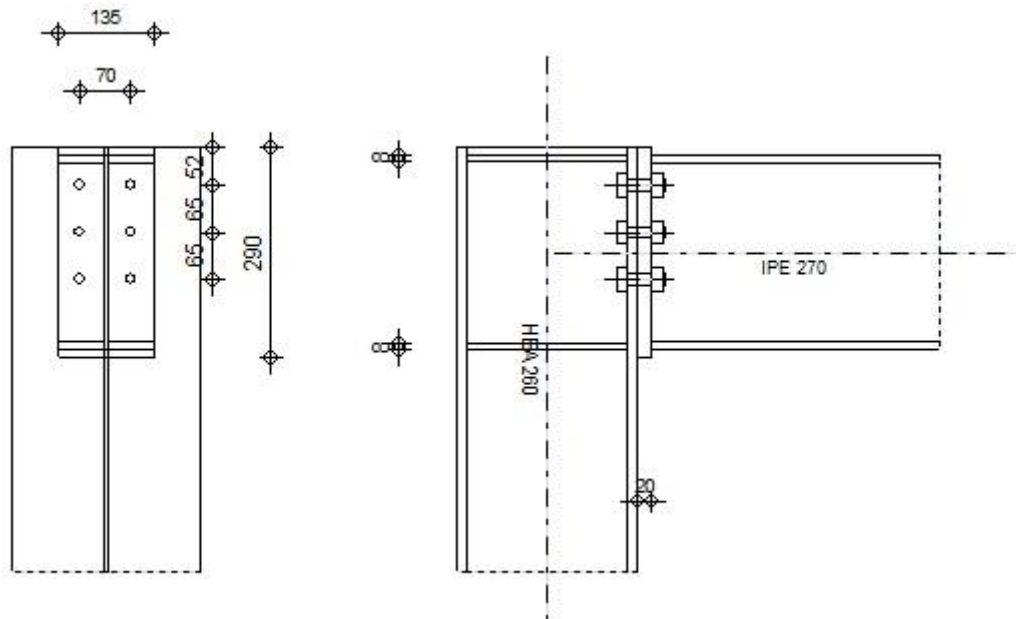
- **Cordon semelle :**

$$L = 2b - t_w = 520 - 7.5 = 512.5 \text{ mm}$$

$$N = \frac{M_{sd}}{L} = \frac{-149.61}{0.5125} = 291.92 \text{ KN}$$

IX.4.3 Assemblage traverse poteau :

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018 Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	
		Ratio 0,58



GENERAL

Assemblage N°: 22

Nom de l'assemblage : Angle de portique

Noeud de la structure: 169

Barres de la structure: 12, 149

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 260

Barre N°: 12

$\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: ACIER E24

$f_{yc} = 235,00$ [MPa] Résistance

POUTRE

Profilé: IPE 270

Barre N°: 149

$\alpha = -0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: ACIER E24

$f_{yb} = 235,00$ [MPa] Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d = 16$ [mm] Diamètre du boulon

Classe = 10.9 Classe du boulon

$F_{tRd} = 113,04$ [kN] Résistance du boulon à la traction

$n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons

$n_v = 3$ Nombre de rangées des boulons

$h_1 = 52$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about

Ecartement e_i
= 70 [mm]

Entraxe $p_i = 65; 65$ [mm]

PLATINE

$h_p = 290$ [mm] Hauteur de la platine

$b_p = 135$ [mm] Largeur de la platine

$t_p = 20$ [mm] Epaisseur de la platine

Matériau: ACIER

$f_{yp} = 235,00$ [MPa] Résistance

RAIDISSEUR POTEAU

Supérieur

$h_{su} = 225$ [mm] Hauteur du raidisseur

$b_{su} = 126$ [mm] Largeur du raidisseur

$t_{hu} = 8$ [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER

$f_{ysu} = 235,00$ [MPa] Résistance

Inférieur

$h_{sd} = 225$ [mm] Hauteur du raidisseur

$b_{sd} = 126$ [mm] Largeur du raidisseur

$t_{hd} = 8$ [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER

$f_{ysu} = 235,00$ [MPa] Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w =$	5	[mm]	Soudure âme
$a_f =$	8	[mm]	Soudure semelle
$a_s =$	5	[mm]	Soudure du raidisseur

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS

Etat limite: ultime

Cas:	43: COMB32	(1+2+3+10) * 1.00
$M_{b1,Ed} =$	22,63	[kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed} =$	26,98	[kN] Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed} =$	-69,91	[kN] Effort axial dans la poutre droite

RESULTATS

RESISTANCES DE LA POUTRE

$N_{cb,Rd} = 1079,71$	[kN]	Résistance de calcul de la section à la compression	EN1993-1-1:[6.2.4]
$V_{cb,Rd} = 300,37$	[kN]	Résistance de calcul de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$		$0,09 < 1,00$	vérifié (0,09)
$M_{b,pl,Rd} = 113,75$	[kN*m]	Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts)	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{cb,Rd} = 113,75$	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$F_{c,fb,Rd} = 437,83$	[kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

RESISTANCES DU POTEAU

$V_{wp,Ed} = 120,10$	[kN]	Panneau d'âme en cisaillement	[5.3.(3)]
$V_{wp,Rd} = 376,83$	[kN]	Résistance du panneau d'âme au cisaillement	[6.2.6.1]
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$		$0,32 < 1,00$	vérifié (0,32)
$F_{c,wc,Rd} = 746,49$	[kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]
$F_{c,wc,Rd,upp} = 746,49$	[kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA COMPRESSION

$N_{j,Rd} = 1079,71$	[kN]	Résistance de l'assemblage à la compression	[6.2]
$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$		$0,06 < 1,00$	vérifié (0,06)

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

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	223	130,18	190,88	130,18	226,08	253,80	226,08	330,24
2	158	54,73	226,08	130,18	226,08	224,58	226,08	330,24
3	93	64,31	190,88	130,18	226,08	224,58	226,08	330,24

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 43,58 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,52 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,52)$$

VERIFICATION DE L'INTERACTION M+N

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} + N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \quad 0,58 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,58)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$$V_{j,Rd} = 542,79 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,05 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,05)$$

RESISTANCE DES SOUDURES

$$\sqrt{[\sigma_{\perp \max}^2 + 3^*(\tau_{\perp \max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 77,14 < 365,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,21)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3^*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 67,86 < 365,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,19)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0,9 * f_u / \gamma_{M2} \quad 38,57 < 262,80 \quad \text{vérifié} \quad (0,15)$$

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

$$S_{j,ini} = 11311,40 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 11311,40 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,rig} = 16211,38 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 1013,21 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$



$$S_{j,pin} \leq S_{j,ini} < S_{j,rig} \quad \text{SEMI-RIGIDE}$$

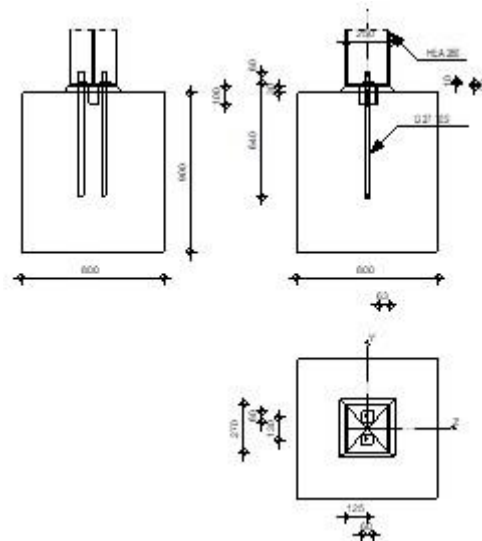
COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

AME DU POTEAU EN TRACTION

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,58
------------------------------------------------------	-------	------

IX.4.4 Assemblage pied de poteau de rive :

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018	
	Calcul du Pied de Poteau articulé Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete	



GENERAL

Assemblage N°: 15
 Nom de l'assemblage : Pied de poteau articulé
 Noeud de la structure: 11
 Barres de la structure: 6

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 260
 Barre N°: 6
 $L_c = 3,00$ [m] Longueur du poteau
 Matériau: ACIER E24

PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pd} = 250$ [mm] Longueur
 $b_{pd} = 270$ [mm] Largeur
 $t_{pd} = 20$ [mm] Epaisseur
 Matériau: ACIER E24

Cas: 32: COMB21 (1+2) * 1.35 + 4 * 1.50 + (6+8) * 1.00

$N_{j,Ed} = 65,08$ [kN] Effort axial

$V_{j,Ed,y} = 0,04$ [kN] Effort tranchant

$V_{j,Ed,z} = -22,34$ [kN] Effort tranchant

RESULTATS

ZONE TENDUE

RUPTURE DU BOULON D'ANCRAGE

$F_{t,Rd,s1} = 280,91$ [kN] Résistance du boulon à la rupture [Tableau 3.4]

$F_{t,Rd,s2} = 256,27$ [kN] Résistance du boulon à la rupture CEB [9.2.2]

$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$

$F_{t,Rd,s} = 256,27$ [kN] Résistance du boulon à la rupture

ARRACHEMENT DU BOULON D'ANCRAGE DU BETON

$F_{t,Rd,p} = 146,21$ [kN] Résistance de calc. pour le soulèvement EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

ARRACHEMENT DU CONE DE BETON

$N_{Rk,c}^0 = 126,5$ [kN] Résistance de calc. pour le soulèvement CEB [9.2.4]
 $= 6$]

$F_{t,Rd,c} = 58,10$ [kN] Résistance de calcul du boulon d'ancrage à l'arrachement du cône de béton EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

FENDAGE DU BETON

$N_{Rk,c}^0 = 607,16$ [kN] Résistance de calc. pour le soulèvement CEB [9.2.5]

$F_{t,Rd,sp} = 61,54$ [kN] Résistance de calcul du boulon d'ancrage au fendage du béton CEB [9.2.5]

RESISTANCE DU BOULON D'ANCRAGE A LA TRACTION

$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$

$F_{t,Rd} = 58,10$ [kN] Résistance du boulon d'ancrage à traction

FLEXION DE LA PLAQUE DE BASE

$F_{t,pl,Rd} = 116,20$ [kN] Résistance de la dalle pour le mode à la traction [6.2.4]

RESISTANCE DE L'AME DU POTEAU A LA TRACTION

$F_{t,wc,Rd} = 397,20$ [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.3.(1)]

RESISTANCES DE SEMELLE DANS LA ZONE TENDUE

$N_{j,Rd} = 116,20$ [kN] Résistance de la semelle à la traction axiale [6.2.8.3]

CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24) $0,56 < 1,00$ **vérifié** (0,56)

CISAILLEMENT

PRESSIION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

$F_{1,vb,Rd,y} = 317,17$ [kN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

$F_{1,vb,Rd,z} = 354,55$ [kN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$F_{2,vb,Rd} = 113,59$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier [6.2.2.(7)]

$F_{v,Rd,sm} = 52,82$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement - avec bras de levier CEB [9.3.1]

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$F_{v,Rd,cp} = 116,20$ [kN] Résistance du béton à l'effet de levier CEB [9.3.1]

ECRASEMENT DU BORD DU BETON

$F_{v,Rd,c,y} = 169,61$ [kN] Résistance du béton pour l'écrasement du bord CEB [9.3.1]

$F_{v,Rd,c,z} = 168,42$ [kN] Résistance du béton pour l'écrasement du bord CEB [9.3.1]

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$F_{f,Rd} = 0,00$ [kN] Résistance au glissement [6.2.2.(6)]

CONTACT DE LA CALE D'ARRET AVEC BETON

$F_{v,Rd,wg,y} = 233,33$ [kN] Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton

$F_{v,Rd,wg,z} = 128,33$ [kN] Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{v,Rd,wg,y} + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,y} = 338,97$ [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)

$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{v,Rd,wg,z} + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,z} = 233,97$ [kN] Résistance de l'assemblage au cisaillement CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$ $0,10 < 1,00$ **vérifié** (0,10)

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$ $0,10 < 1,00$ **vérifié** (0,10)

SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

$\sigma_{\perp} = 6,24$ [MPa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.(7)]

$\tau_{\perp} = 6,24$ [MPa] Contrainte tangentielle perpendiculaire [4.5.3.(7)]

$\tau_{yII} = 0,01$ [MPa] Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$ [4.5.3.(7)]

$\tau_{zII} = -9,93$ [MPa] Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$ [4.5.3.(7)]

$\beta_w = 0,85$ Coefficient dépendant de la résistance [4.5.3.(7)]

$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1) $0,02 < 1,00$ **vérifié** (0,02)

$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2))} / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) $0,04 < 1,00$ **vérifié** (0,04)

$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	0,02 < 1,00	vérifié	(0,02)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{z11}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,06 < 1,00	vérifié	(0,06)

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

FONDATION A L'ARRACHEMENT DU CONE DE BETON

REMARQUES

Rayon de courbure de l'ancrage trop faible.

0 [mm] < 81 [mm]

Segment L4 du boulon d'ancrage à crosse trop court.

0 [mm] < 135 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,56
------------------------------------------------------	-------	------

IX.4.5 Assemblage pied de poteau de la mezzanine :



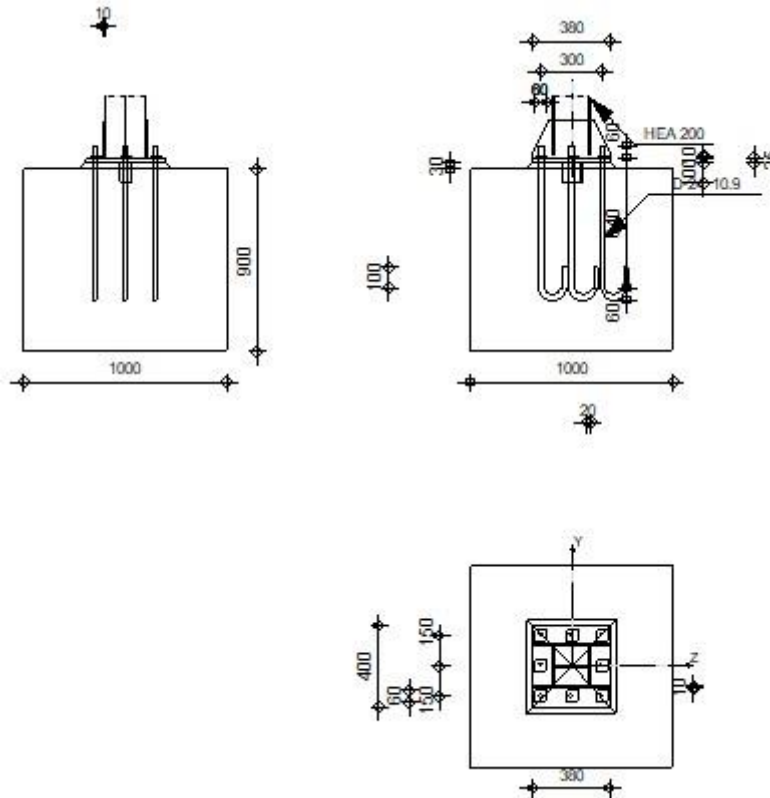
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018

Calcul du Pied de Poteau encastré

Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009 + CEB
Design Guide: Design of fastenings in concrete



Ratio
0,79



GENERAL

Assemblage N°: 16

Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré

Noeud de la structure: 228

Barres de la structure: 193

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 200

Barre N°: 193

$L_c = 3,00$ [m] Longueur du poteau

$\alpha = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison

$h_c = 190$ [mm] Hauteur de la section du poteau

$b_{fc} = 200$ [mm] Largeur de la section du poteau

$t_{wc} = 7$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau

$L_c =$	3,00	[m]	Longueur du poteau
$t_{fc} =$	10	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	18	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	53,83	[cm ²]	Aire de la section du poteau
$I_{yc} =$	3692,15	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: ACIER E24

$f_{yc} =$	235,00	[MPa]	Résistance
$f_{uc} =$	365,00	[MPa]	Résistance ultime du matériau

PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pd} =$	380	[mm]	Longueur
$b_{pd} =$	400	[mm]	Largeur
$t_{pd} =$	25	[mm]	Epaisseur

Matériau: ACIER E24

$f_{ypd} =$	235,00	[MPa]	Résistance
$f_{upd} =$	365,00	[MPa]	Résistance ultime du matériau

ANCRAGE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	10.9	Classe de tiges d'ancrage
$f_{yb} =$	670,00	[MPa] Limite de plasticité du matériau du boulon
$f_{ub} =$	1000,00	[MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction
$d =$	24	[mm] Diamètre du boulon
$A_s =$	3,53	[cm ²] Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	4,52	[cm ²] Aire de la section du boulon
$n_H =$	3	Nombre de colonnes des boulons
$n_V =$	3	Nombre de rangées des boulons

Ecartement $e_{Hi} = 150$ [mm]

Entraxe $e_{Vi} = 150$ [mm]

Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 =$	60	[mm]
$L_2 =$	640	[mm]
$L_3 =$	120	[mm]
$L_4 =$	100	[mm]

Platine

$l_{wd} = 60$ [mm] Longueur

$b_{wd} = 60$ [mm] Largeur

$t_{wd} = 10$ [mm] Epaisseur

BECHE

Profilé: IPE 100

$l_w = 100$ [mm] Longueur

Matériau: ACIER

$f_{yw} = 235,00$ [MPa] Résistance

RAIDISSEUR

$l_s = 380$ [mm] Longueur

$h_s = 190$ [mm] Hauteur

$t_s = 10$ [mm] Epaisseur

$d_1 = 20$ [mm] Grugeage

$d_2 = 20$ [mm] Grugeage

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel

$\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel

$\gamma_c = 1,50$ Coefficient de sécurité partiel

SEMELLE ISOLEE

$L = 1000$ [mm] Longueur de la semelle

$B = 1000$ [mm] Largeur de la semelle

$H = 900$ [mm] Hauteur de la semelle

Béton

Classe BETON25

$f_{ck} = 25,00$ [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

$a_p = 4$ [mm] Plaque principale du pied de poteau

$a_w = 4$ [mm] Bêche

$a_s = 4$ [mm] Raidisseurs

EFFORTS

Cas: 33: COMB22 $(1+2) * 1.35 + 5 * 1.50 + (6+8) * 1.00$

$N_{j,Ed} = -134,64$ [kN] Effort axial
 $V_{j,Ed,y} = 31,97$ [kN] Effort tranchant
 $V_{j,Ed,z} = 2,50$ [kN] Effort tranchant
 $M_{j,Ed,y} = -2,33$ [kN*m] Moment fléchissant
 $M_{j,Ed,z} = 48,64$ [kN*m] Moment fléchissant

RESULTATS

ZONE COMPRIMEE

COMPRESSION DU BETON

$f_{cd} = 16,67$ [MPa] Résistance de calcul à la compression EN 1992-1:[3.1.6.(1)]

$f_j = 28,50$ [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise [6.2.5.(7)]

$$c = t_p \sqrt{(f_{yp} / (3 * f_j * \gamma_{M0}))}$$

$c = 41$ [mm] Largeur de l'appui additionnelle [6.2.5.(4)]

$b_{eff} = 93$ [mm] Largeur efficace de la semelle de tronçon T [6.2.5.(3)]

$l_{eff} = 283$ [mm] Longueur efficace de la semelle de tronçon en T [6.2.5.(3)]

$A_{c0} = 262,79$ [cm²] Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation EN 1992-1:[6.7.(3)]

$A_{c1} = 2365,14$ [cm²] Aire de calcul maximale de la répartition de la charge EN 1992-1:[6.7.(3)]

$$F_{rd,u} = A_{c0} * f_{cd} * \sqrt{(A_{c1} / A_{c0})} \leq 3 * A_{c0} * f_{cd}$$

$F_{rd,u} = 1313,97$ [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)]

$$f_{jd} = \beta_j * F_{rd,u} / (b_{eff} * l_{eff})$$

$f_{jd} = 33,33$ [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint [6.2.5.(7)]

$A_{c,n} = 1001,43$ [cm²] Aire de compression efficace [6.2.8.2.(1)]

$A_{c,y} = 380,87$ [cm²] Aire de flexion My [6.2.8.3.(1)]

$A_{c,z} = 353,00$ [cm²] Aire de flexion Mz [6.2.8.3.(1)]

$$F_{c,Rd,i} = A_{c,i} * f_{jd}$$

$F_{c,Rd,n} = 3338,11$ [kN] Résistance du béton à la compression [6.2.8.2.(1)]

$F_{c,Rd,y} = 1269,56$ [kN] Résistance du béton à la flexion My [6.2.8.3.(1)]

$F_{c,Rd,z} = 1176,66$ [kN] Résistance du béton à la flexion Mz [6.2.8.3.(1)]

AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

$CL = 1,00$ Classe de la section EN 1993-1-1:[5.5.2]

$W_{pl,y} = 1151,52$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{c,Rd,y} = 270,61$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

CL = 1,00 Classe de la section EN 1993-1-1:[5.5.2]

$h_{f,y}$ = 218 [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$$

$F_{c,fc,Rd,y}$ = 1239,86 [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

$W_{pl,z}$ = 1001,82 [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{c,Rd,z}$ = 235,43 [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_{f,z}$ = 210 [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$$F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$$

$F_{c,fc,Rd,z}$ = 1121,09 [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$$

$N_{j,Rd}$ = 3338,11 [kN] Résistance de la semelle à l'effort axial [6.2.8.2.(1)]

$$F_{C,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$$

$F_{C,Rd,y}$ = 1239,86 [kN] Résistance de la semelle dans la zone comprimée [6.2.8.3]

$$F_{C,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$$

$F_{C,Rd,z}$ = 1121,09 [kN] Résistance de la semelle dans la zone comprimée [6.2.8.3]

ZONE TENDUE

RUPTURE DU BOULON D'ANCRAGE

A_b = 3,53 [cm²] Aire de section efficace du boulon [Tableau 3.4]

f_{ub} = 1000,00 [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction [Tableau 3.4]

Beta = 0,85 Coefficient de réduction de la résistance du boulon [3.6.1.(3)]

$$F_{t,Rd,s1} = \beta \cdot 0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_b / \gamma_{M2}$$

$F_{t,Rd,s1}$ = 216,04 [kN] Résistance du boulon à la rupture [Tableau 3.4]

γ_{Ms} = 1,20 Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.2]

f_{yb} = 670,00 [MPa] Limite de plasticité du matériau du boulon CEB [9.2.2]

$$F_{t,Rd,s2} = f_{yb} \cdot A_b / \gamma_{Ms}$$

$F_{t,Rd,s2}$ = 197,09 [kN] Résistance du boulon à la rupture CEB [9.2.2]

$$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$$

$F_{t,Rd,s}$ = 197,09 [kN] Résistance du boulon à la rupture

ARRACHEMENT DU BOULON D'ANCRAGE DU BETON

f_{ck} = 25,00 [MPa] Résistance caractéristique du béton à la compression EN 1992-1:[3.1.2]

$$f_{ctd} = 0,7 \cdot 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} / \gamma_c$$

$f_{ctd} = 1,20$	[MPa]	Résistance de calcul à la traction	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$\eta_1 = 1,00$		Coef. dépendant des conditions du bétonnage et de l'adhérence	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$\eta_2 = 1,00$		Coef. dépendant du diamètre du boulon d'ancrage	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$f_{bd} = 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$			
$f_{bd} = 2,69$	[MPa]	Adhérence de calcul admissible	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$h_{ef} = 640$	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$F_{t,Rd,p} = \pi \cdot d \cdot h_{ef} \cdot f_{bd}$			
$F_{t,Rd,p} = 129,96$	[kN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

ARRACHEMENT DU CONE DE BETON

$h_{ef} = 233$	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	CEB [9.2.4]
$N_{Rk,c}^0 = 7.5 [N^{0.5}/mm^{0.5}] \cdot f_{ck} \cdot h_{ef}^{1.5}$			
$N_{Rk,c}^0 = 133,66$	[kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.2.4]
$s_{cr,N} = 700$	[mm]	Largeur critique du cône de béton	CEB [9.2.4]
$c_{cr,N} = 350$	[mm]	Distance critique du bord de la fondation	CEB [9.2.4]
$A_{c,N0} = 10000,00$	[cm ²]	Aire de surface maximale du cône	CEB [9.2.4]
$A_{c,N} = 10000,00$	[cm ²]	Aire de surface réelle du cône	CEB [9.2.4]
$\psi_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$			
$\psi_{A,N} = 1,00$		Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.2.4]
$c = 350$	[mm]	Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité	CEB [9.2.4]
$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot c/c_{cr,N} \leq 1.0$			
$\psi_{s,N} = 1,00$		Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation	CEB [9.2.4]
$\psi_{ec,N} = 1,00$		Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage	CEB [9.2.4]
$\psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$			
$\psi_{re,N} = 1,00$		Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation	CEB [9.2.4]
$\psi_{ucr,N} = 1,00$		Coef. dépendant du degré de fissuration du béton	CEB [9.2.4]
$\gamma_{Mc} = 2,16$		Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{t,Rd,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \psi_{A,N} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ucr,N} / \gamma_{Mc}$			
$F_{t,Rd,c} = 61,8$	[kN]	Résistance de calcul du boulon d'ancrage à l'arrachement du cône de béton	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

FENDAGE DU BETON

$h_{ef} = 640$	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	CEB [9.2.5]
$N_{Rk,c}^0 = 7.5 [N^{0.5}/mm^{0.5}] \cdot f_{ck} \cdot h_{ef}^{1.5}$			

$N_{Rk,c}^0 =$	607,16	[kN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	CEB [9.2.5]
$s_{cr,N} =$	1280	[mm]	Largeur critique du cône de béton	CEB [9.2.5]
$c_{cr,N} =$	640	[mm]	Distance critique du bord de la fondation	CEB [9.2.5]
$A_{c,N0} =$	24964,00	[cm ²]	Aire de surface maximale du cône	CEB [9.2.5]
$A_{c,N} =$	10000,00	[cm ²]	Aire de surface réelle du cône	CEB [9.2.5]
$\psi_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$				
$\psi_{A,N} =$	0,40		Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.2.5]
$c =$	350	[mm]	Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité	CEB [9.2.5]
$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3*c/c_{cr,N} \leq 1.0$				
$\psi_{s,N} =$	0,86		Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation	CEB [9.2.5]
$\psi_{ec,N} =$	1,00		Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage	CEB [9.2.5]
$\psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$				
$\psi_{re,N} =$	1,00		Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation	CEB [9.2.5]
$\psi_{ucr,N} =$	1,00		Coef. dépendant du degré de fissuration du béton	CEB [9.2.5]
$\psi_{h,N} = (h/(2*h_{ef}))^{2/3} \leq 1.2$				
$\psi_{h,N} =$	0,79		Coef. dépendant de la hauteur de la fondation	CEB [9.2.5]
$\gamma_{M,sp} =$	2,16		Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{t,Rd,sp} = N_{Rk,c}^0 * \psi_{A,N} * \psi_{s,N} * \psi_{ec,N} * \psi_{re,N} * \psi_{ucr,N} * \psi_{h,N} / \gamma_{M,sp}$				
$F_{t,Rd,sp} =$	76,93	[kN]	Résistance de calcul du boulon d'ancrage au fendage du béton	CEB [9.2.5]

RESISTANCE DU BOULON D'ANCRAGE A LA TRACTION

$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$

$F_{t,Rd} = 61,88$ [kN] Résistance du boulon d'ancrage à traction

FLEXION DE LA PLAQUE DE BASE

Moment fléchissant $M_{i,Ed,y}$

$l_{eff,1} =$	382	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1	[6.2.6.5]
$l_{eff,2} =$	382	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	95	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$M_{pl,1,Rd} =$	14,02	[kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$M_{pl,2,Rd} =$	14,02	[kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,1,Rd} =$	587,50	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$F_{T,2,Rd} =$	233,69	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,3,Rd} =$	185,64	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 3	[6.2.4]
$F_{t,pl,Rd,y} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$				

$$F_{t,pl,Rd,y} = 185,64 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de la dalle pour le mode à la traction} \quad [6.2.4]$$

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$$l_{eff,1} = 177 \text{ [mm]} \quad \text{Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1} \quad [6.2.6.5]$$

$$l_{eff,2} = 177 \text{ [mm]} \quad \text{Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2} \quad [6.2.6.5]$$

$$m = 35 \text{ [mm]} \quad \text{Pince boulon-bord de renforcement} \quad [6.2.6.5]$$

$$M_{pl,1,Rd} = 6,51 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance plastique de la dalle pour le mode 1} \quad [6.2.4]$$

$$M_{pl,2,Rd} = 6,51 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance plastique de la dalle pour le mode 2} \quad [6.2.4]$$

$$F_{T,1,Rd} = 733,66 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de la dalle pour le mode 1} \quad [6.2.4]$$

$$F_{T,2,Rd} = 266,17 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de la dalle pour le mode 2} \quad [6.2.4]$$

$$F_{T,3,Rd} = 185,64 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de la dalle pour le mode 3} \quad [6.2.4]$$

$$F_{t,pl,Rd,z} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$$

$$F_{t,pl,Rd,z} = 185,64 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de la dalle pour le mode à la traction} \quad [6.2.4]$$

RESISTANCES DE SEMELLE DANS LA ZONE TENDUE

$$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$$

$$F_{T,Rd,y} = 185,64 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de la semelle dans la zone tendue} \quad [6.2.8.3]$$

$$F_{T,Rd,z} = F_{t,pl,Rd,z}$$

$$F_{T,Rd,z} = 185,64 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de la semelle dans la zone tendue} \quad [6.2.8.3]$$

CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE

$$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \text{ (6.24)} \quad 0,04 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,04)$$

$$e_y = 17 \text{ [mm]} \quad \text{Excentricité de l'effort axial} \quad [6.2.8.3]$$

$$z_{c,y} = 109 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier } F_{C,Rd,y} \quad [6.2.8.1.(2)]$$

$$z_{t,y} = 150 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier } F_{T,Rd,y} \quad [6.2.8.1.(3)]$$

$$M_{j,Rd,y} = 37,11 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2.8.3]$$

$$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0 \text{ (6.23)} \quad 0,06 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,06)$$

$$e_z = 361 \text{ [mm]} \quad \text{Excentricité de l'effort axial} \quad [6.2.8.3]$$

$$z_{c,z} = 105 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier } F_{C,Rd,z} \quad [6.2.8.1.(2)]$$

$$z_{t,z} = 150 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier } F_{T,Rd,z} \quad [6.2.8.1.(3)]$$

$$M_{j,Rd,z} = 66,74 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2.8.3]$$

$$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0 \text{ (6.23)} \quad 0,73 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,73)$$

$$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,79 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,79)$$

CISAILLEMENT

PRESSIION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$\alpha_{d,y} = 0,64$ Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$\alpha_{b,y} = 0,64$ 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]

$$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} \cdot \alpha_{b,y} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$F_{1,vb,Rd,y} = 280,77$ [kN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$\alpha_{d,z} = 0,51$ Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$\alpha_{b,z} = 0,51$ 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]

$$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \cdot \alpha_{b,z} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$F_{1,vb,Rd,z} = 224,62$ [kN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$\alpha_b = 0,25$ Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$ [6.2.2.(7)]

$A_{vb} = 4,52$ [cm²] Aire de la section du boulon [6.2.2.(7)]

$f_{ub} = 1000,00$ [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction [6.2.2.(7)]

$\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [6.2.2.(7)]

$$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_{vb} / \gamma_{M2}$$

$F_{2,vb,Rd} = 89,75$ [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]

$M_{Rk,s} = 1,17$ [kN*m] Résistance caractéristique de l'ancrage à la flexion CEB [9.3.2.2]

$l_{sm} = 55$ [mm] Longueur du bras de levier CEB [9.3.2.2]

$\gamma_{Ms} = 1,20$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.2]

$$F_{v,Rd,sm} = \alpha_M \cdot M_{Rk,s} / (l_{sm} \cdot \gamma_{Ms})$$

$F_{v,Rd,sm} = 35,73$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement - avec bras de levier CEB [9.3.1]

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$N_{Rk,c} = 133,66$ [kN] Résistance de calc. pour le soulèvement CEB [9.2.4]

$k_3 = 2,00$ Coef. dépendant de la longueur de l'ancrage CEB [9.3.3]

$\gamma_{Mc} = 2,16$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]

$$F_{v,Rd,cp} = k_3 \cdot N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$$

$F_{v,Rd,cp} = 123,76$ [kN] Résistance du béton à l'effet de levier CEB [9.3.1]

ECRASEMENT DU BORD DU BETON

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$V_{Rk,c,y}^0$	$609,2$ [kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$=$	1		
$\psi_{A,V,y}$	$0,67$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
$\psi_{h,V,y}$	$1,00$	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)]
γ_{Mc}	$2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]

$$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y}^0 * \psi_{A,V,y} * \psi_{h,V,y} * \psi_{s,V,y} * \psi_{ec,V,y} * \psi_{\alpha,V,y} * \psi_{ucr,V,y} / \gamma_{Mc}$$

$F_{v,Rd,c,y}$	$169,22$ [kN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]
----------------	---------------	-----------------------------------------------	-------------

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$V_{Rk,c,z}^0$	$609,2$ [kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$=$	1		
$\psi_{A,V,z}$	$0,67$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
$\psi_{h,V,z}$	$1,00$	Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
$\psi_{s,V,z}$	$0,90$	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)]
$\psi_{\alpha,V,z}$	$1,00$	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)]
γ_{Mc}	$2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]

$$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z}^0 * \psi_{A,V,z} * \psi_{h,V,z} * \psi_{s,V,z} * \psi_{ec,V,z} * \psi_{\alpha,V,z} * \psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$$

$F_{v,Rd,c,z}$	$169,22$ [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)]
$N_{c,Ed}$	$134,64$ [kN]	Effort de compression	[6.2.2.(6)]
$F_{f,Rd} = C_{f,d} * N_{c,Ed}$			
$F_{f,Rd}$	$40,39$ [kN]	Résistance au glissement	[6.2.2.(6)]

CONTACT DE LA CALE D'ARRET AVEC BETON

$$F_{v,Rd,wg,y} = 1.4 * l_w * b_{wy} * f_{ck} / \gamma_c$$

$F_{v,Rd,wg,y} = 233,33$ [kN] Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton

$$F_{v,Rd,wg,z} = 1.4 \cdot l_w \cdot b_{wz} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

$F_{v,Rd,wg,z} = 128,33$ [kN] Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{v,Rd,wg,y} + F_{f,Rd}$$

$V_{j,Rd,y} = 559,56$ [kN] Résistance de l'assemblage au cisaillement CEB [9.3.1]

$$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0 \quad 0,06 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,06)$$

$$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{v,Rd,wg,z} + F_{f,Rd}$$

$V_{j,Rd,z} = 454,56$ [kN] Résistance de l'assemblage au cisaillement CEB [9.3.1]

$$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,01 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,01)$$

$$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,06 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,06)$$

CONTROLE DES RAIDISSEURS

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$M_1 = 3,50$ [kN*m] Moment fléchissant du raidisseur

$Q_1 = 73,69$ [kN] Effort tranchant du raidisseur

$z_s = 41$ [mm] Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)

$I_s = 2211,15$ [cm⁴] Moment d'inertie du raidisseur

$\sigma_d = 2,54$ [MPa] Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\sigma_g = 27,54$ [MPa] Contrainte normale dans les fibres supérieures EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\tau = 38,79$ [MPa] Contrainte tangentielle dans le raidisseur EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\sigma_z = 67,23$ [MPa] Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp} / \gamma_{M0}) \leq 1.0 \quad (6.1) \quad 0,29 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,29)$$

SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

$\sigma_{\perp} = 56,70$ [MPa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.(7)]

$\tau_{\perp} = 56,70$ [MPa] Contrainte tangentielle perpendiculaire [4.5.3.(7)]

$\tau_{yII} = 10,16$ [MPa] Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$ [4.5.3.(7)]

$\tau_{zII} = 0,34$ [MPa] Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$ [4.5.3.(7)]

$\beta_w = 0,85$ Coefficient dépendant de la résistance [4.5.3.(7)]

$$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,22 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,22)$$

$$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2))} / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,33 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,33)$$

$$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,05 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,05)$$

SOUDURES VERTICALES DES RAIDISSEURS

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$\sigma_{\perp} =$	0,00	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	0,00	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	96,97	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	0,00	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]

$$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,49 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,49)$$

SOUDURES HORIZONTALES DES RAIDISSEURS

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$\sigma_{\perp} =$	68,57	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	68,57	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	72,64	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	186,10	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]

$$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,54 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,54)$$

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$b_{eff} =$	93	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	283	[mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$k_{13,y} = E_c * \sqrt{(b_{eff} * l_{eff})} / (1.275 * E)$				
$k_{13,y} =$	19	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} =$	382	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	95	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,y} = 0.425 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$				
$k_{15,y} =$	6	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	269	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,y} = 1.6 * A_b / L_b$				
$k_{16,y} =$	2	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,y} =$	0,39		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} =$	96906,45	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[Tableau 6.12]
$S_{j,rig,y} =$	77535,15	[kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,y} \geq S_{j,rig,y}$ RIGIDE				[5.2.2.5.(2)]

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$$k_{13,z} = E_c \cdot \sqrt{A_{c,z}} / (1.275 \cdot E)$$

$k_{13,z} = 22$ [mm] Coef. de rigidité du béton comprimé [Tableau 6.11]

$l_{eff} = 177$ [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2 [6.2.6.5]

$m = 35$ [mm] Pince boulon-bord de renforcement [6.2.6.5]

$$k_{15,z} = 0.425 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3 / (m^3)$$

$k_{15,z} = 26$ [mm] Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction [Tableau 6.11]

$L_b = 269$ [mm] Longueur efficace du boulon d'ancrage [Tableau 6.11]

$$k_{16,z} = 1.6 \cdot A_b / L_b$$

$k_{16,z} = 2$ [mm] Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction [Tableau 6.11]

$\lambda_{0,z} = 0,64$ Elancement du poteau [5.2.2.5.(2)]

$S_{j,ini,z} = 25096,61$ [kN*m] Rigidité en rotation initiale [6.3.1.(4)]

$S_{j,rig,z} = 28045,71$ [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:

FONDATION A L'ARRACHEMENT DU CONE DE BETON

REMARQUES

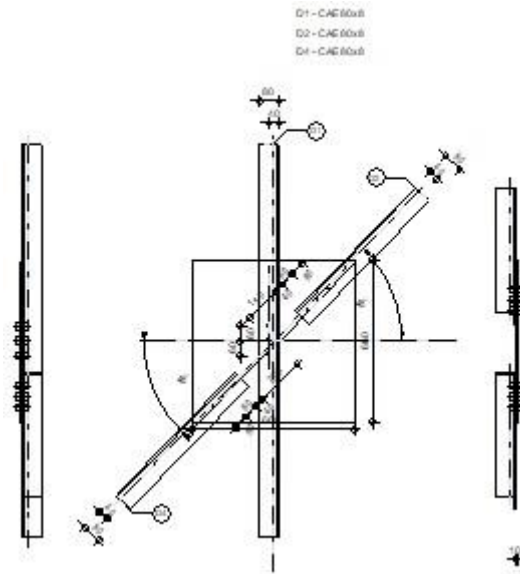
Rayon de courbure de l'ancrage trop faible. 60 [mm] < 72 [mm]

Segment L4 du boulon d'ancrage à crosse trop court. 100 [mm] < 120 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,79
------------------------------------------------------	-------	------

IX.4.6 Assemblage au gousset (Contreventements) :

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018 Calcul de l'assemblage au gousset NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	
		Ratio 0,67



GENERAL

Assemblage N°: 18
 Nom de l'assemblage : Gousset - contreventement
 Noeud de la structure: 531
 Barres de la structure: 472, 474, 473, 475,

GEOMETRIE BARRES

		Barre 1-3	Barre 2		Barre 4		
Barre N° :		472	474		475		
Profilé :		CAE 80x8	CAE 80x8		CAE 80x8		
Matériau :		ACIER E24	ACIER E24		ACIER E24		
	f_y	235,00	235,00		235,00		MPa
	f_u	365,00	365,00		365,00		MPa
Angle	α	90,0	45,9		45,9		Deg
Longueur	l	0,00	0,00		0,00		m

BOULONS

Barre 1-3

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 10.9 Classe du boulon
 $d = 14$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 15$ [mm] Diamètre du trou de boulon
 $f_{yb} = 670,00$ [MPa] Limite de plasticité

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 10.9 Classe du boulon

$f_{ub} = 1000,00$ [MPa] Résistance du boulon à la traction

$n = 3$ Nombre de colonnes des boulons

Espacement des boulons 60; 60 [mm]

$e_2 = 40$ [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre

Barre 2

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 10.9 Classe du boulon

$d = 14$ [mm] Diamètre du boulon

$d_0 = 15$ [mm] Diamètre du trou de boulon

$f_{yb} = 670,00$ [MPa] Limite de plasticité

$f_{ub} = 1000,00$ [MPa] Résistance du boulon à la traction

$n = 3$ Nombre de colonnes des boulons

Espacement des boulons 60; 60 [mm]

$e_1 = 40$ [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre

$e_2 = 40$ [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre

$e_c = 150$ [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 = 10.9 Classe du boulon

$d = 14$ [mm] Diamètre du boulon

$d_0 = 15$ [mm] Diamètre du trou de boulon

$f_{yb} = 670,00$ [MPa] Limite de plasticité

$f_{ub} = 1000,00$ [MPa] Résistance du boulon à la traction

$n = 3$ Nombre de colonnes des boulons

Espacement des boulons 60; 60 [mm]

$e_1 = 40$ [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre

$e_2 = 40$ [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre

$e_c = 200$ [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

GOUSSET

$l_p = 660$ [mm] Longueur de la platine

$h_p = 660$ [mm] Hauteur de la platine

GOUSSET

$l_p = 660$ [mm] Longueur 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

$h_4 = 0$ [mm] Grugeage

$v_4 = 0$ [mm] Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres (0;0)

$e_v = 330$ [mm] Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

$e_h = 330$ [mm] Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

Matériau: ACIER

$f_y = 235,00$ [MPa] Résistance

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Cas: 27: COMB16 (1+2) *1.35+ (5+3) *1.00+7*1.50

$N_{b1,Ed} = 56,80$ [kN] Effort axial

$N_{b2,Ed} = -114,06$ [kN] Effort axial

$N_{b3,Ed} = 72,15$ [kN] Effort axial

$N_{b4,Ed} = -100,52$ [kN] Effort axial

RESULTATS

BARRE 1-3

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

$F_{x,Ed} = -5,12$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial

$F_{z,Ed} = -2,23$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant

$F_{Ed} = 5,58$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon

$F_{Rdx} = 72,68$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon

[Tableau 3.4]

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

$F_{x,Ed} = -5,12$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial

$F_{Rdz} = 72,68$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon [Tableau 3.4]

$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$-5,12 < 72,68$	vérifié	(0,07)
$F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$-2,23 < 72,68$	vérifié	(0,03)
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$	$5,58 < 73,89$	vérifié	(0,08)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$N_{u,Rd} = 200,36$ [kN] Résistance de calcul de la section nette [3.10.3]

$N_{pl,Rd} = 259,45$ [kN] Résistance de calcul plastique de la section brute [3.10.3]

$ N_{b1,Ed} \leq N_{u,Rd}$	$-15,36 < 200,36$	vérifié	(0,08)
$ N_{b1,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$-15,36 < 259,45$	vérifié	(0,06)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$V_{effRd} = 170,92$ [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous [3.10.2 (3)]

$ N_{b1,Ed} \leq V_{effRd}$	$ -15,36 < 170,92$	vérifié	(0,09)
------------------------------	---------------------	---------	--------

BARRE 2

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

$F_{x,Ed} = -38,02$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial

$F_{z,Ed} = -16,59$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant

$F_{Ed} = 41,48$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon

$F_{Rdx} = 72,68$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon [Tableau 3.4]

$F_{Rdz} = 72,68$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon [Tableau 3.4]

$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$-38,02 < 72,68$	vérifié	(0,52)
$F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$-16,59 < 72,68$	vérifié	(0,23)
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$	$41,48 < 73,89$	vérifié	(0,56)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$N_{u,Rd} = 200,36$ [kN] Résistance de calcul de la section nette [3.10.3]

$N_{pl,Rd} = 259,45$ [kN] Résistance de calcul plastique de la section brute [3.10.3]

$ N_{b2,Ed} \leq N_{u,Rd}$	$-114,06 < 200,36$	vérifié	(0,57)
$ N_{b2,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$-114,06 < 259,45$	vérifié	(0,44)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$V_{effRd} = 170,92$ [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous [3.10.2 (3)]

$ N_{b2,Ed} \leq V_{effRd}$	$ -114,06 < 170,92$	vérifié	(0,67)
------------------------------	----------------------	----------------	--------

BARRE 4

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

$F_{x,Ed} = -33,51$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial

$F_{z,Ed} = -14,62$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant

$F_{Ed} = 36,56$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon

$F_{Rdx} = 72,68$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon [Tableau 3.4]

$F_{Rdz} = 72,68$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon [Tableau 3.4]

$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$-33,51 < 72,68$	vérifié	(0,46)
-------------------------	------------------	----------------	--------

$F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$-14,62 < 72,68$	vérifié	(0,20)
-------------------------	------------------	----------------	--------

$F_{Ed} \leq F_{vRd}$	$36,56 < 73,89$	vérifié	(0,49)
-----------------------	-----------------	----------------	--------

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$N_{u,Rd} = 200,36$ [kN] Résistance de calcul de la section nette [3.10.3]

$N_{pl,Rd} = 259,45$ [kN] Résistance de calcul plastique de la section brute [3.10.3]

$ N_{b4,Ed} \leq N_{u,Rd}$	$-100,52 < 200,36$	vérifié	(0,50)
-----------------------------	--------------------	----------------	--------

$ N_{b4,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$-100,52 < 259,45$	vérifié	(0,39)
------------------------------	--------------------	----------------	--------

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$V_{effRd} = 170,92$ [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous [3.10.2 (3)]

$ N_{b4,Ed} \leq V_{effRd}$	$ -100,52 < 170,92$	vérifié	(0,59)
------------------------------	----------------------	----------------	--------

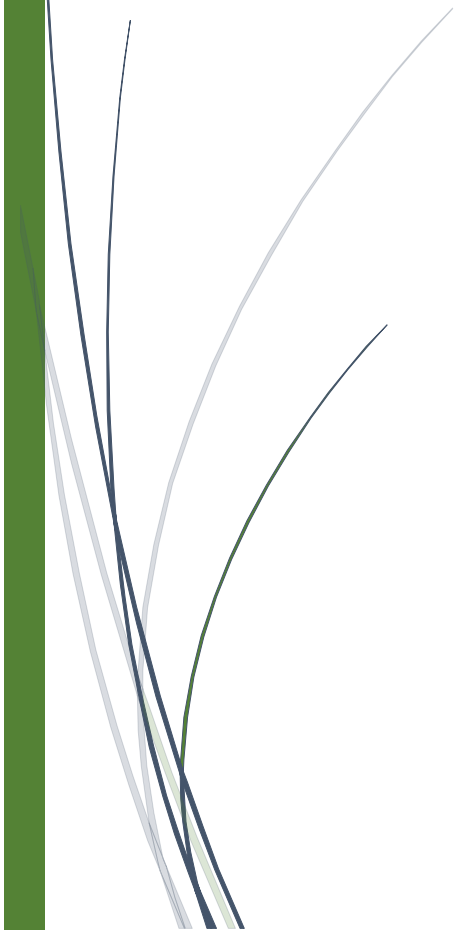
Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio	0,67
-------	------



Chapitre X

Etude de l'infrastructure



X.1 Introduction :

Les fondations ont pour objet de transmettre au sol les efforts transmis par les éléments de la structure.

Cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou assurée par l'intermédiaire d'autres éléments (semelles sur pieux, puits).

1. Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend essentiellement de :

- La capacité portante du sol.
- L'importance de l'ouvrage.
- La profondeur de la couche d'assise.
- La distance entre axes des poteaux.

Vu l'importance du projet et la faible capacité du sol. Qu'est renforcer par des colonnes ballastées on opte pour un radier générale.

La contrainte admissible de notre sol site S_2 est $\sigma_{sol} = 0.8$ bars

La profondeur d'ancrage : $D = 4$ m

2. Détermination des sollicitations :

Les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'action qui d'écrite au RPA 99V2003

- 1) $G+Q+E$
- 2) $0.8 G\bar{+}E$

X.2 Etude d'un radier :

La radier sera calculé comme une dalle pleine renversé, appuyé sur les nervures vers le haut en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

X.2.1 Dimensionnement d'un radier :

a) Condition de coffrage :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{10}$$

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{600}{10} = 60 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } h_t = 80 \text{ cm}$$

b) Condition de la rigidité :

On doit vérifier que :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi \times I_e}{2}$$

Avec :

$$\text{Soit } I_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

I_e : Longueur élastique

E : Module d'élasticité du béton

I : Moment d'inertie de la section

b : La largeur de la section

K : Coefficient du radier (pour sol très meubles $K = 0.4 \text{ kg/m}^2$)

Avec :

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{100 \times 80^3}{12} = 4266666.7 \text{ cm}^4$$

$$E = 210000 \text{ MPa}$$

$$I_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 210000 \times 4266666.7}{0.4 \times 100}} = 547.11 \text{ cm} = 5.47 \text{ m}$$

$$L_{\max} \leq \frac{\pi \times 5.47}{2} = 8.59 \text{ m}$$

$$L_{\max} = 6 \text{ m} \leq \frac{\pi \times I_e}{2} = 8.59 \text{ m} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

X.2.2 Vérification du radier au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28}$$

$$V_u = \frac{q_u \times L}{2} \qquad q_u = \frac{N}{S_r} \qquad N = N_1 + N_2 \qquad q_u = \frac{N}{S_r}$$

N : Poids total.

N_1 : Poids de la supère structure.

N_2 : Poids du radier.

S_r : Surface du radier

$$d = 0.9 \times h, \quad b = 1m$$

D'ou : $N = 1379.8345 + 14400 = 15779.83 \text{ KN}$

$$S_r = 720 \text{ m}^2$$

$$q_u = \frac{15779.83}{720} = 21.91 \text{ KN/m}^2$$

$$V_u = \frac{21.91 \times 6}{2} = 65.73 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{65.73 \times 10^{-3}}{1 \times 0.9 \times 0.8} = 0.1 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.05 \times 25 = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.1 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 1.25 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

X.2.3 Vérification au poinçonnement :

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité.

La condition est la suivante :

$$P_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times f_{cJ} \times \frac{1}{\gamma_b} = Q_U$$

BAEL91

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité.

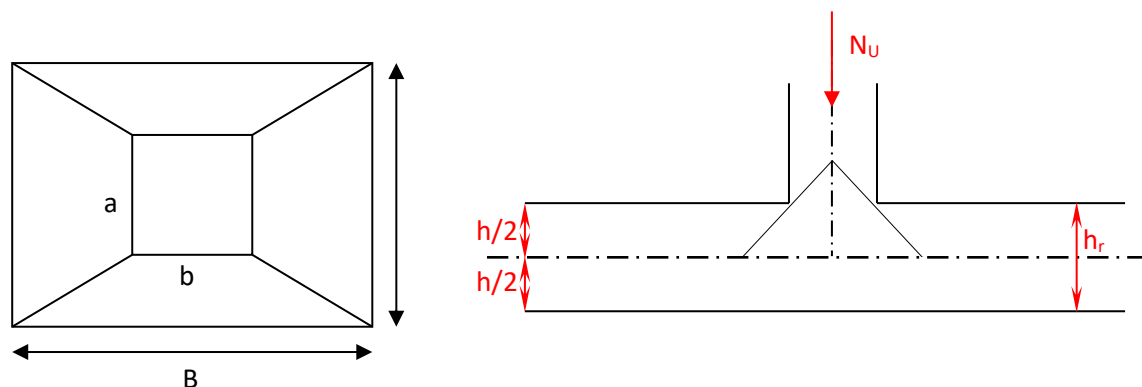


Figure X. 1 :Présentation de zone d'impact de la charge compactée

P_u : L'effort normal ultime transmis par le poteau le plus sollicité.

μ_c : Périmètre du contour cisaille projeté sur le plan moyen du radier.

$$\mu_c = 2 \times (a' + b')$$

$$a' = a + h, \quad b' = b + h$$

D'où : $\mu_c = 2 \times (a + b + 2 \times h) = 2 \times (0.45 + 0.50 + 2 \times 0.8) = 5.1m$

$$Q_u = \frac{0.045 \times 5.1 \times 0.8 \times 25 \times 1}{1.15} = 3.99 MN = 3991.3 KN$$

$P_U = 275,02 KN < Q_u = 3991.3 KN \rightarrow$ Condition vérifiée.

VII.3.Ferrailage du radier :

$G_0 = \rho \times e = 25 \times 0.8 = 20 KN/m^2$ (G_0 : le poids propre du radier)

a)Calcul des sollicitations :

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1.35G_0 = \frac{275.02}{720} + 1.35 \times 20 = 27.38 KN/m^2$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} + G_0 = \frac{189.73}{720} + 20 = 20.26 KN/m^2$$

N_u : Effort ultime

N_s : Effort normal de service

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{18}{40} = 0.45$$

\rightarrow La dalle travaille dans les deux sens.

$$\rho = 0.45 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.1036 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases}$$

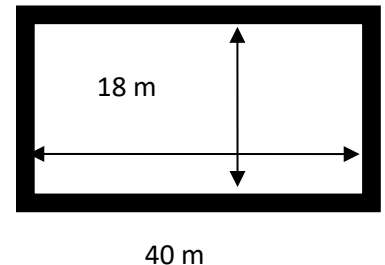
Sens x-x' : $M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 919.04 KN.m$

Sens y-y' : $M_0^y = \mu_y \times q_u \times l_y^2 = 229.76 KN.m$

➤ **En travée :**

Sens x-x' : $M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 781.18 KN.m$

Sens y-y' : $M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 195.29 KN.m$



➤ *En appui*

$$M_a^x = 0.4 \times M_0^x = 367.61 \text{ KN.m}$$

$$M_a^y = 0.4 \times M_0^y = 91.904 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fera pour une section $b \times h = 1 \times 0.8 = 0.8\text{m}^2$

Les résultats du ferrailage sont résumé dans le tableau suivant:

Tableau X.1. Résumé des résultats de calcul.

Sens		M (KN.m)	A _{calc} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ² /ml)	S _i (cm)
Sens x-x	Travée	781.18	33.05	8.69	6HA25+2HA20=35.71	20
	Appui	367.61	15.09	8.69	6HA20=18.85	20
Sens y-y	Travée	195.29	7.9	8.69	2HA20+2HA16=10.3	25
	Appui	91.904	3.6	8.69	2HA20+2HA16=10.3	25

X.2.4 Vérification à l'ELU:

a) Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa.}$$

$$V_x = \frac{q_u \times l_x \times l_y^4}{2 \times (l_x^4 + l_y^4)} = \frac{27.38 \times 18 \times 40^4}{2 \times (18^4 + 40^4)} = 236.71 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{q_u \times l_y \times l_x^4}{2 \times (l_x^4 + l_y^4)} = \frac{27.38 \times 40 \times 18^4}{2 \times (18^4 + 40^4)} = 21.57 \text{ KN}$$

$$\tau_{ux} = \frac{236.71 \times 10^{-3}}{1 \times 0.72} = 0.328 \text{ MPa}$$

$$\tau_{uy} = \frac{21.57 \times 10^{-3}}{1 \times 0.72} = 0.029 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ux} = 0.328 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 1.25 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\tau_{uy} = 0.029 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 1.25 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

X.2.5 Vérification à l'ELS :

a) Etat limite de compression du beton

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

b) Les contraintes dans l'acier : La fissuration est préjudiciable donc la contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) = 201.6 \text{ MPa.}$$

N_s : Effort normal de service + le poids du radier

$$\rho = 0.45 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.1063 \\ \mu_y = 0.3234 \end{cases}$$

Sens x-x' : $M_0^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 697.77 \text{ KN.m}$

Sens y-y' : $M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 225.65 \text{ KN.m}$

➤ En travée :

Sens x-x' : $M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 593,1 \text{ KN.m}$

Sens y-y' : $M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 191.8 \text{ KN.m}$

➤ En appui :

$M_a^x = 0.4 \times M_0^x = 279.1 \text{ KN.m}$

$M_a^y = 0.4 \times M_0^y = 90.26 \text{ KN.m}$

Calcul de y : La résolution de cette équation donne y : $\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$

Calcul de I : $I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau X.2 Résumé des résultats de calcul.

Sens		$M_{ser}(KN.m)$	$A (cm^2)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\sigma_s(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_s(MPa)$
Sens x-x	Travée	593.1	24.7	8.73	19.02	15	201.6
	Appui	279.1	11.45	6.94	14.93	15	201.6
Sens y-y	Travée	191.8	7.76	4.39	13.28	15	201.6
	Appui	90.26	36.53	7.71	12.56	15	201.6

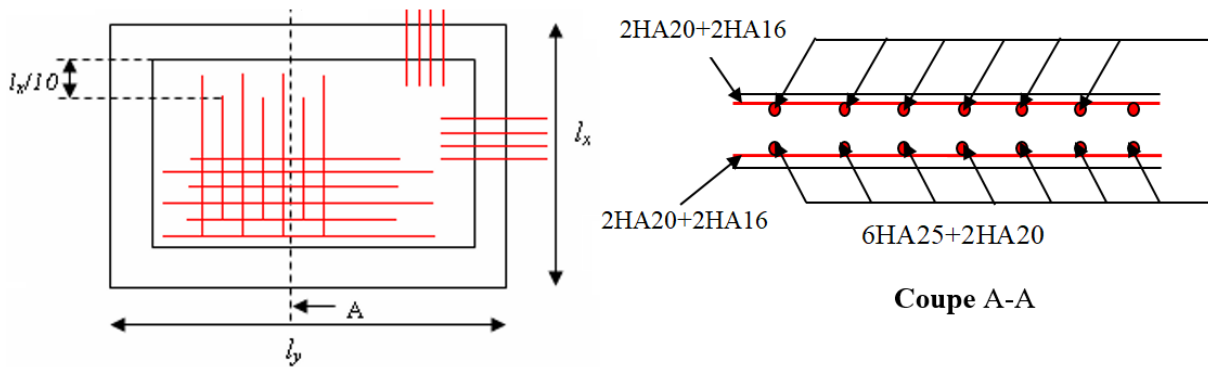


Figure X.2 : Schéma de ferrailage du radier



Conclusion générale

Conclusion générale

L'ingénieur en génie civil est censé concevoir des édifices et garantir leur bon fonctionnement, tout en respectant les règles parasismiques en vigueur, il doit tenir en compte de plusieurs critères dont la sécurité, l'économie et l'aspect architectural.

Dans ce contexte, notre mémoire de fin d'études nous a permis d'avoir un aperçu sur la construction métallique et surtout de mettre en pratique les connaissances acquises durant notre cursus et de les approfondir, et de nous familiariser avec les règlements en vigueur.

La complexité des calculs en génie civil font inévitablement appel aux services d'outils numériques, et nous avons pu constater que le logiciel ROBOT était d'une efficacité irréprochable, en nous faisant gagner en temps, en précision, et en fiabilité

Par ailleurs, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions :

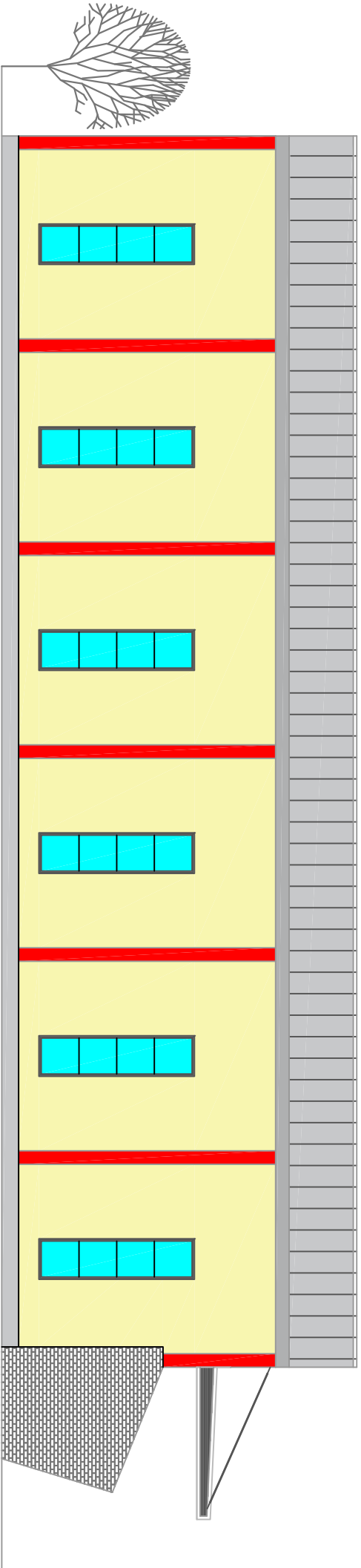
- ✓ Dans les structures métalliques les actions du vent sont les plus défavorables.
- ✓ L'agression sismique constitue un vrai test qui met le bâtiment à l'épreuve, pour cela tout ouvrage doit être réalisé conformément aux
- ✓ normes et règles parasismiques.
- ✓ La hauteur de la structure joue un rôle défavorable sur les actions du vent.
- ✓ La modélisation doit être aussi proche que possible de la réalité, pour avoir les meilleurs résultats possibles. L'utilisation du **logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSES** dans notre étude nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique, dans le but de faciliter les calculs, d'avoir une meilleure approche de la réalité.
- ✓ La disposition de contreventement joue un rôle très important dans le comportement global de la structure.

Enfin, notre objectif final lors de cette étude est l'obtention d'un ouvrage résistant et garantissant la sécurité des vies humaines et de leurs biens, nous souhaitons que ce travail serve comme support nos futurs étudiants qui seront intéressés par cette voie.

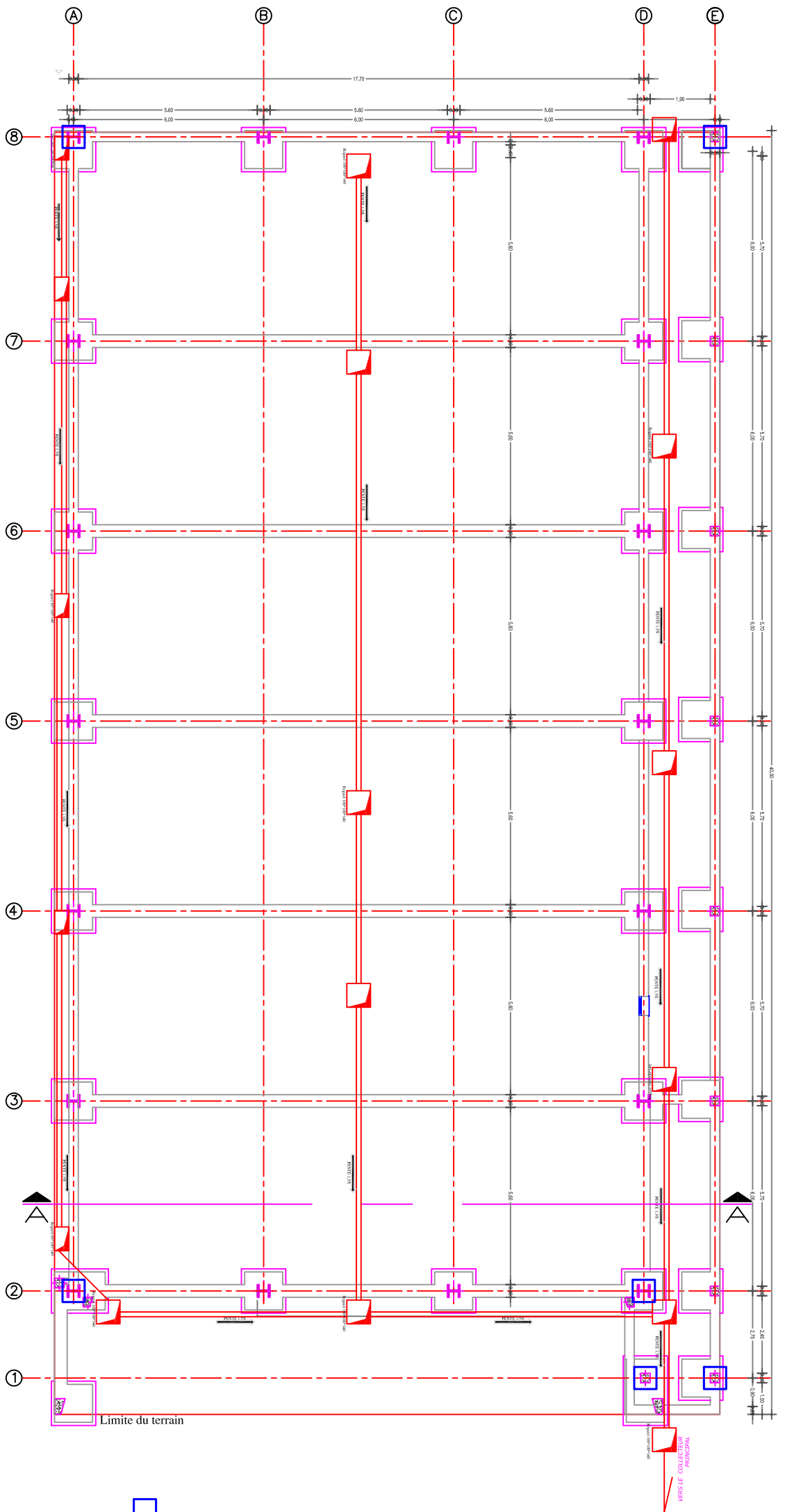
Références bibliographiques

- Règles de conception et de calcul des structure en acier (**CCM97**) document technique réglementaire **D.T.R-B.C-2.44**.
 - Règles parasismique Algériennes (**RPA99/V2003**).
 - Règles neige et vent (**RNV/2013**)**D.T.R- C-2.47**.
 - Document technique réglementaire pour les charges permanentes et surcharges d'exploitations **DTR B.C.2.2**.
 - Règles de conception et de calculs des structures en béton armé, DTR B-C2.4, Ministère de l'habitat **C. B. A 93**.
 - Béton armé aux états limites **B.A.E.L91**.
 - **Eurocode 3** Calcul des éléments résistants d'une construction métallique.
- Autres documents consultés :
- Cahiers de cours de cursus.
 - Anciens mémoires de fin d'études.

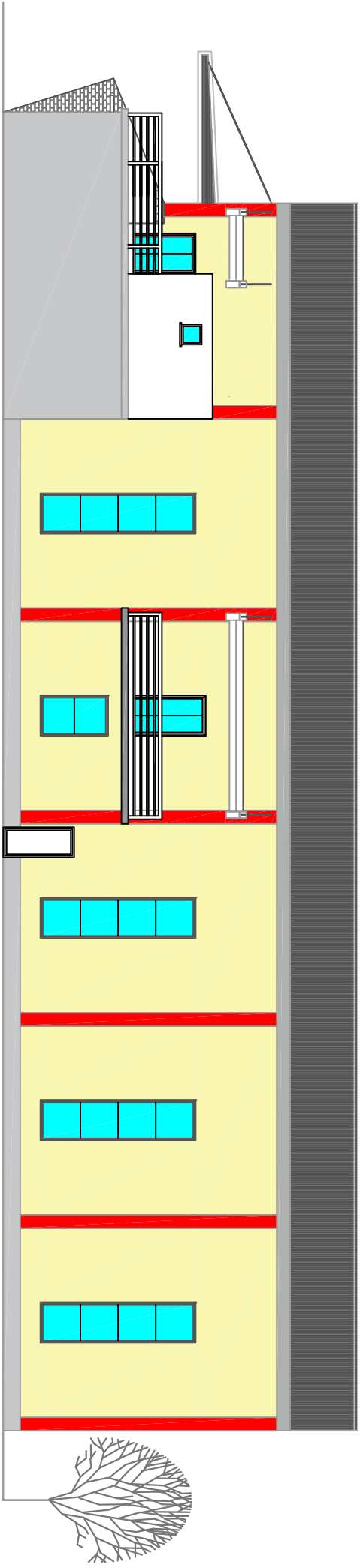
FAÇADE LATÉRALE SUD



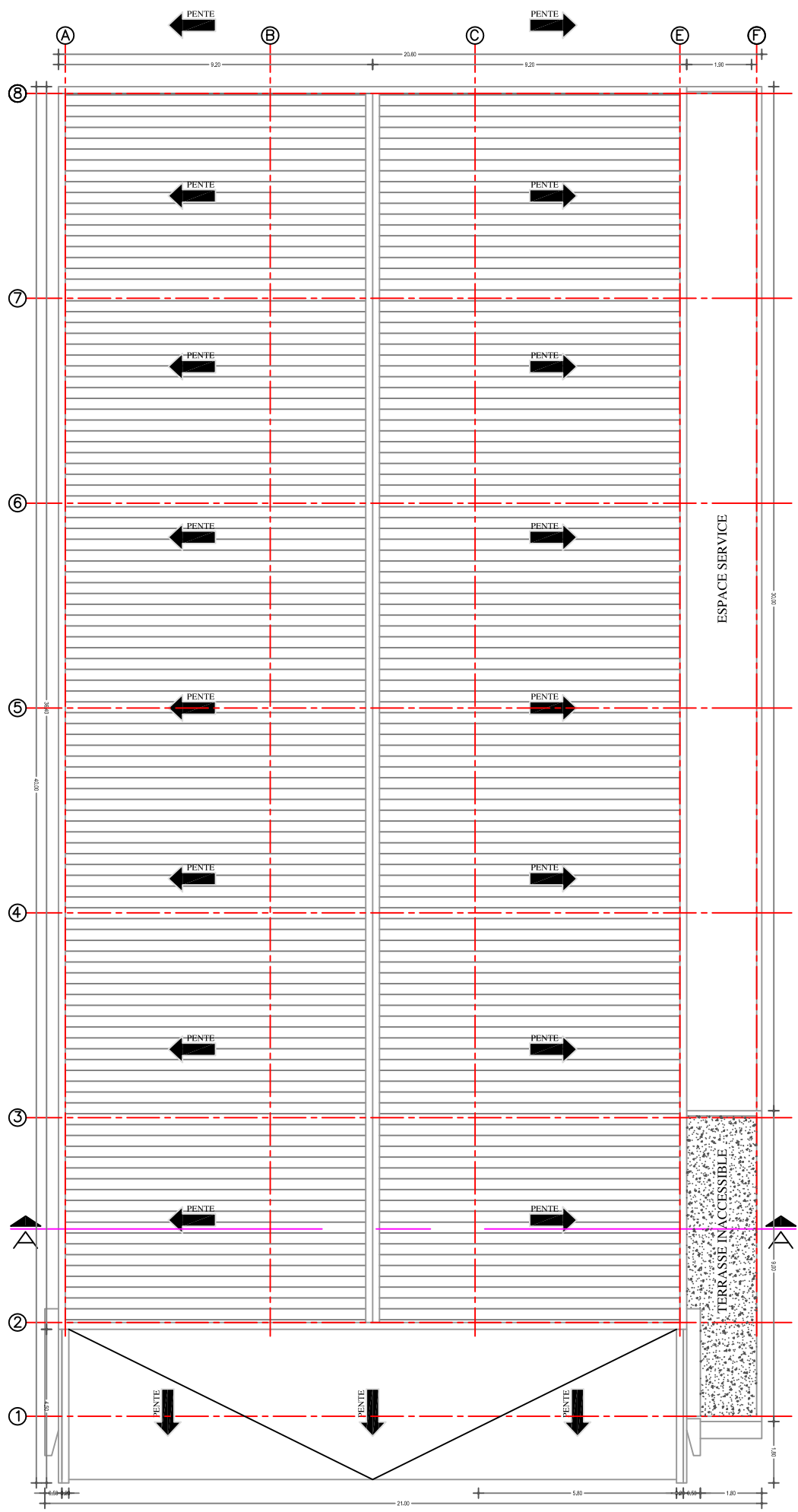
PLAN FONDATIONS ET REGARDS

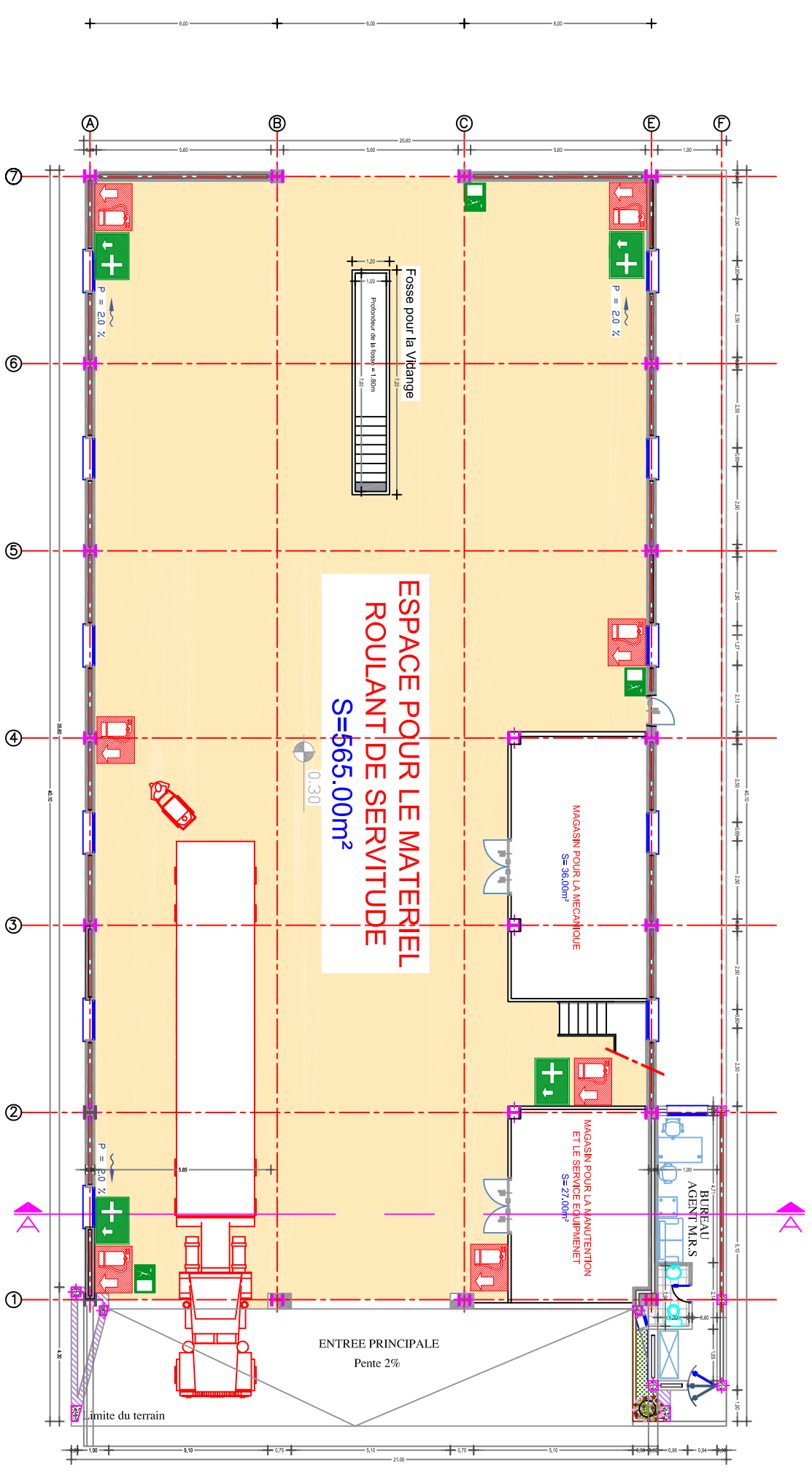


FACADE NORD

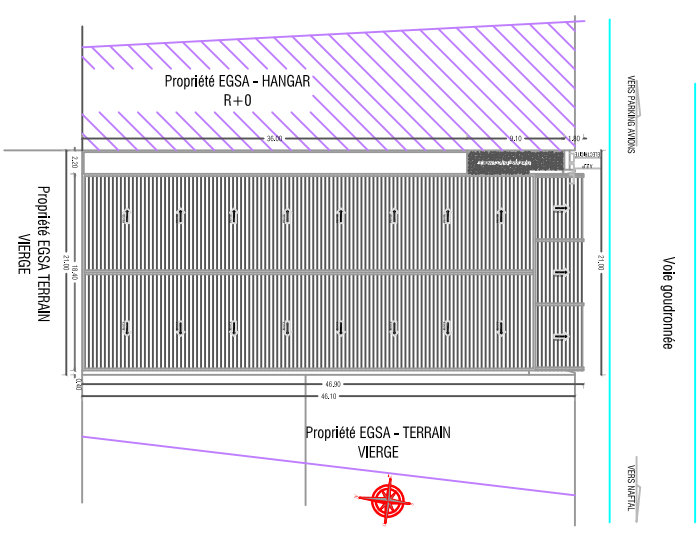


PLAN DE LA TOITURE

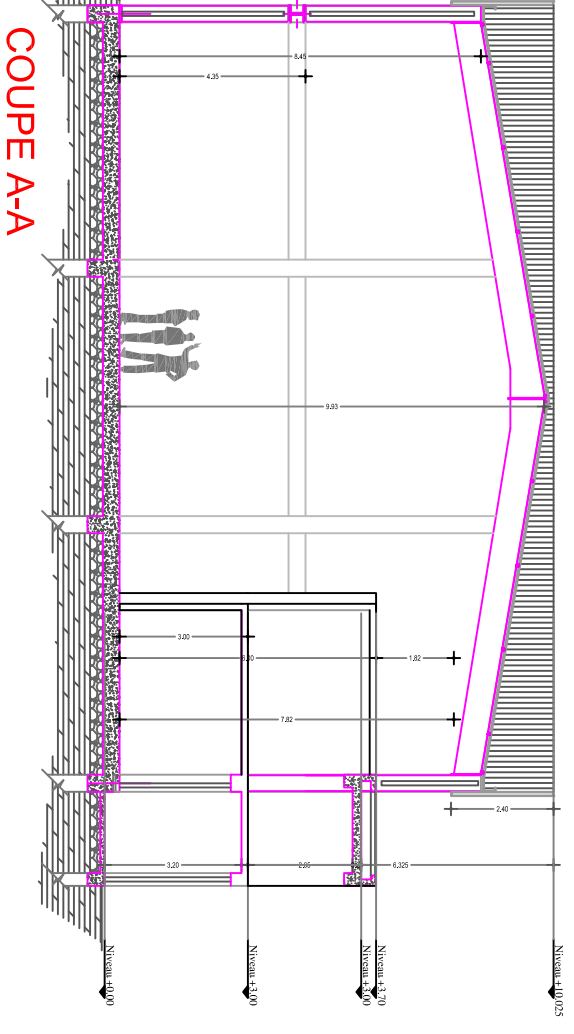




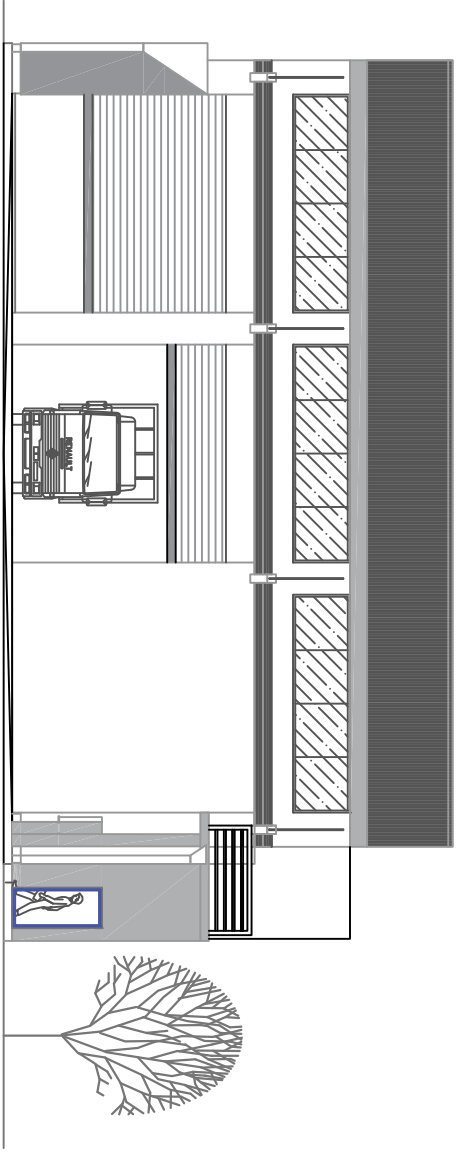
PLAN DU PLAN DU REZ DE CHAUSSEE



PLAN DE MASSE

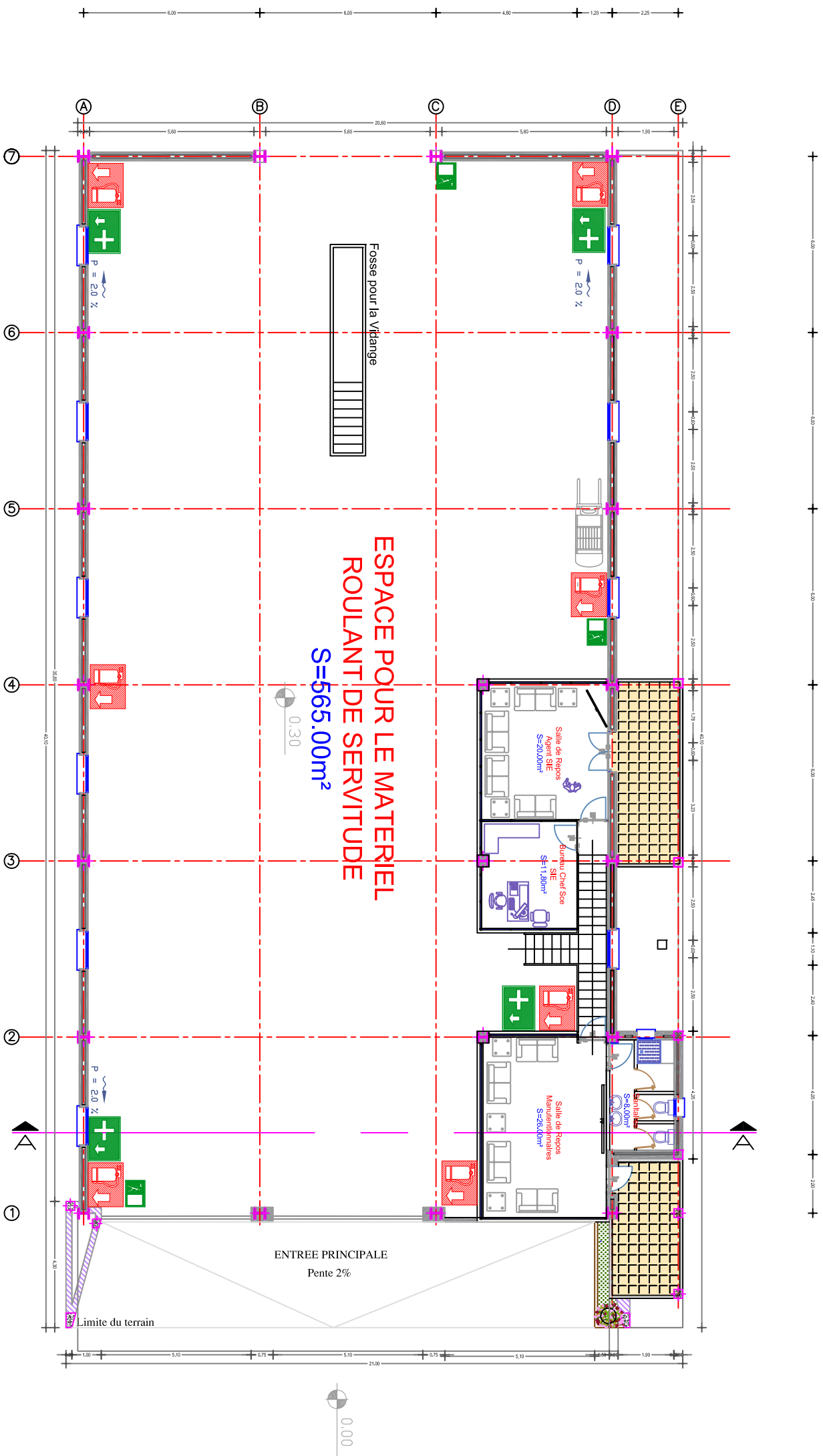


COUPE A-A



FACADE PRINCIPALE

PLAN DU 1er ETAGE



0.00

ENTREE PRINCIPALE
Pente 2%

ESPACE POUR LE MATERIEL
ROULANT DE SERVICE
 $S=565.00m^2$
0.30

Fosse pour la Vitrerie

Limite du terrain

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

Tableau des armatures (1)

Section en cm^2 de N armatures de diamètre Φ (mm)

7.4 LAMINÉES MARCHANDS USUELS d'après doc. OTUA

MATIÈRE Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275, et S 355 d'après la norme NF EN 10025.

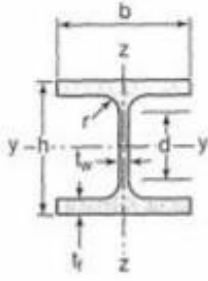
		Dimensions					Masse par mètre P	Aire de la section A	Caractéristiques de calcul			
		a	a	e	r	r ₁			Axe yy = Axe zz			
									d	I _x = I _y	I _x /d _x = I _y /d _y	i _x = i _y
a	a	t	r	r ₁	P	A	d	I _y = I _z	W _{el,y} = W _{el,z}	i _y = i _z		
		mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	cm	cm ⁴	cm ³	cm
L 20 x 20 x 3	20	20	3	4	2	0,88	1,13	0,60	0,39	0,28	0,59	
L 25 x 25 x 3	25	25	3	4	2	1,12	1,43	0,72	0,80	0,45	0,75	
L 25 x 25 x 4	25	25	4	4	2	1,46	1,86	0,76	1,01	0,58	0,74	
L 25 x 25 x 5	25	25	5	5	2,5	1,79	2,28	0,79	1,19	0,70	0,72	
L 30 x 30 x 3	30	30	3	5	2,5	1,36	1,74	0,84	1,40	0,65	0,90	
L 30 x 30 x 3,5	30	30	3,5	5	2,5	1,57	2,00	0,86	1,61	0,75	0,90	
L 30 x 30 x 4	30	30	4	5	2,5	1,78	2,27	0,88	1,80	0,85	0,89	
L 30 x 30 x 5	30	30	5	5	2,5	2,18	2,78	0,92	2,16	1,04	0,88	
L 35 x 35 x 3,5	35	35	3,5	4	2	1,84	2,34	0,99	2,66	1,06	1,06	
L 35 x 35 x 4	35	35	4	5	2,5	2,09	2,67	1,00	2,95	1,18	1,05	
L 35 x 35 x 5	35	35	5	5	2,5	2,57	3,28	1,04	3,56	1,45	1,04	
L 40 x 40 x 3	40	40	3	5	2,5	1,83	2,34	1,08	3,49	1,20	1,22	
L 40 x 40 x 4	40	40	4	6	3	2,42	3,08	1,12	4,47	1,55	1,21	
L 40 x 40 x 5	40	40	5	6	3	2,97	3,79	1,16	5,43	1,91	1,20	
L 40 x 40 x 6	40	40	6	6	3	3,52	4,48	1,20	6,31	2,26	1,19	
L 45 x 45 x 3	45	45	3	5	2,5	2,07	2,64	1,21	5,05	1,53	1,38	
L 45 x 45 x 4	45	45	4	5	2,5	2,72	3,47	1,25	6,55	2,02	1,37	
L 45 x 45 x 4,5	45	45	4,5	7	3,5	3,06	3,90	1,26	7,15	2,20	1,35	
L 45 x 45 x 5	45	45	5	7	3,5	3,38	4,30	1,28	7,84	2,43	1,35	
L 45 x 45 x 6	45	45	6	7	3,5	4,00	5,09	1,32	9,16	2,88	1,34	
L 50 x 50 x 3	50	50	3	5	2,5	2,31	2,94	1,33	7,01	1,91	1,54	
L 50 x 50 x 4	50	50	4	5	2,5	3,04	3,87	1,38	9,12	2,52	1,54	
L 50 x 50 x 5	50	50	5	7	3,5	3,77	4,80	1,40	10,96	3,05	1,51	
L 50 x 50 x 6	50	50	6	7	3,5	4,47	5,69	1,45	12,84	3,61	1,50	
L 50 x 50 x 7	50	50	7	7	3,5	5,15	6,56	1,49	14,61	4,16	1,49	
L 50 x 50 x 8	50	50	8	7	3,5	5,82	7,41	1,52	16,28	4,68	1,48	
L 55 x 55 x 6	55	55	6	7	3,5	4,94	6,29	1,57	17,40	4,43	1,66	

**CORNIÈRES
À AILES
ÉGALES**

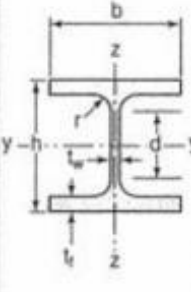
ANNEXE

Laminées marchands usuels												
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275, et S 355 d'après la norme NF EN 10025.											
	Dimensions					Masse par mètre	Aire de la section	Caractéristiques de calcul				
	a	a	e	r	r ₁	P	A	d	I _x = I _y	I _x /d _x = I _y /d _y	I _x = I _y	
	a	a	t	r	r ₁	P	A	d	I _y = I _z	W _{el,y} = W _{el,z}	I _y = I _z	
	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	cm	cm ⁴	cm ³	cm	
L 60 x 60 x 4	60	60	4	5	2,5	3,66	4,67	1,63	16,11	3,68	1,86	
L 60 x 60 x 5	60	60	5	6	3	4,54	5,79	1,66	19,61	4,52	1,84	
L 60 x 60 x 6	60	60	6	8	4	5,42	6,91	1,69	22,79	5,29	1,82	
L 60 x 60 x 7	60	60	7	8	4	6,26	7,98	1,73	26,05	6,10	1,81	
L 60 x 60 x 8	60	60	8	8	4	7,09	9,03	1,77	29,15	6,89	1,80	
L x 60 x 10	60	60	10	12	6	8,76	11,15	1,83	34,26	8,21	1,75	
L 65 x 65 x 5	65	65	5	7	3,5	4,95	6,30	1,78	25,07	5,31	1,99	
L 65 x 65 x 6	65	65	6	8	4	5,89	7,51	1,81	29,36	6,26	1,98	
L 65 x 65 x 7	65	65	7	8	4	6,81	8,68	1,85	33,60	7,23	1,97	
L 65 x 65 x 8	65	65	8	8	4	7,72	9,83	1,89	37,66	8,18	1,96	
L 65 x 65 x 9	65	65	9	9	4,5	8,62	10,98	1,93	41,37	9,05	1,94	
L 70 x 70 x 5	70	70	5	6	3	5,33	6,79	1,91	31,76	6,24	2,16	
L 70 x 70 x 6	70	70	6	9	4,5	6,38	8,13	1,93	36,88	7,27	2,13	
L 70 x 70 x 7	70	70	7	9	4,5	7,38	9,40	1,97	42,30	8,41	2,12	
L 70 x 70 x 9	70	70	9	9	4,5	9,32	11,88	2,05	52,47	10,60	2,10	
L 75 x 75 x 5	75	75	5	6	3	5,72	7,29	2,04	39,37	7,20	2,32	
L 75 x 75 x 6	75	75	6	9	4,5	6,85	8,73	2,05	45,83	8,41	2,29	
L 75 x 75 x 7	75	75	7	9	4,5	7,93	10,10	2,10	52,61	9,74	2,28	
L 75 x 75 x 8	75	75	8	9	4,5	8,99	11,45	2,14	59,13	11,03	2,27	
L 75 x 75 x 10	75	75	10	10	5	11,07	14,11	2,21	71,17	13,46	2,25	
L 80 x 80 x 5	80	80	5	6	3	6,11	7,79	2,16	48,11	8,24	2,49	
L 80 x 80 x 5,5	80	80	5,5	10	5	6,75	8,60	2,14	51,52	8,80	2,45	
L 80 x 80 x 6	80	80	6	10	5	7,34	9,35	2,17	55,82	9,57	2,44	
L 80 x 80 x 6,5	80	80	6,5	10	5	7,92	10,08	2,19	60,04	10,34	2,44	
L 80 x 80 x 8	80	80	8	10	5	9,63	12,27	2,26	72,25	12,58	2,43	
L 80 x 80 x 10	80	80	10	10	5	11,86	15,11	2,34	87,50	15,45	2,41	
L 90 x 90 x 6	90	90	6	11	5,5	8,30	10,57	2,41	80,31	12,18	2,76	
L 90 x 90 x 7	90	90	7	11	5,5	9,61	12,24	2,45	92,55	14,13	2,75	
L 90 x 90 x 8	90	90	8	11	5,5	10,90	13,89	2,50	104,38	16,05	2,74	
L 90 x 90 x 9	90	90	9	11	5,5	12,18	15,52	2,54	115,83	17,93	2,73	
L 90 x 90 x 10	90	90	10	11	5,5	13,45	17,13	2,58	126,91	19,77	2,72	
L 90 x 90 x 11	90	90	11	11	5,5	14,70	18,72	2,62	137,64	21,57	2,71	
L 90 x 90 x 12	90	90	12	11	5,5	15,93	20,29	2,66	148,03	23,34	2,70	

**CORNIÈRES
À AILES
ÉGALES
(suite)**

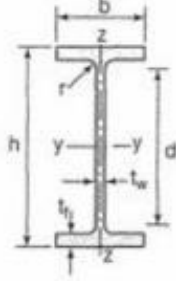
Poutrelles									
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.								
HEA		Dimensions						Masse par mètre	Aire de la section
		h	b	a	e	r	h ₁	P	A
		h	b	t _w	t _f	r	d	P	A
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²
	HEA 100	96	100	5,0	8	12	56	16,7	21,2
	HEA 120	114	120	5,0	8	12	74	19,9	25,3
	HEA 140	133	140	5,5	8,5	12	92	24,7	31,4
	HEA 160	152	160	6,0	9	15	104	30,4	38,8
	HEA 180	171	180	6,0	9,5	15	122	35,5	45,3
	HEA 200	190	200	6,5	10	18	134	42,3	53,8
	HEA 220	210	220	7,0	11	18	152	50,5	64,3
	HEA 240	230	240	7,5	12	21	164	60,3	76,8
	HEA 260	250	260	7,5	12,5	24	177	68,2	86,8
	HEA 280	270	280	8,0	13	24	196	76,4	97,3
	HEA 300	290	300	8,5	14	27	208	88,3	112,5
	HEA 320	310	300	9,0	15,5	27	225	97,6	124,4
	HEA 340	330	300	9,5	16,5	27	243	104,8	133,5
	HEA 360	350	300	10,0	17,5	27	261	112,1	142,8
	HEA 400	390	300	11,0	19	27	298	124,8	159,0
	HEA 450	440	300	11,5	21	27	344	139,8	178,0
	HEA 500	490	300	12,0	23	27	390	155,1	197,5
	HEA 550	540	300	12,5	24	27	438	166,2	211,8
	HEA 600	590	300	13,0	25	27	486	177,8	226,5
	HEA 650	640	300	13,5	26	27	534	189,7	241,6
HEA 700	690	300	14,5	27	27	582	204,5	260,5	
HEA 800	790	300	15,0	28	30	674	224,4	285,8	
HEA 900	890	300	16	30	30	770	251,6	320,5	
HEA 1000	990	300	16,5	31	30	868	272,3	346,8	

Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques

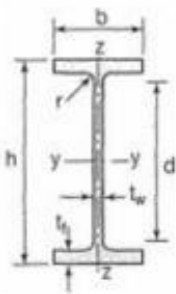
NORMES DE RÉFÉRENCE	Dimensions : NF A 45-201 Tolérances : NF EN 10034											
		Caractéristiques de calcul										Moment d'inertie de torsion J
I_x		I_x/V_x	i_x	-	-	I_y	I_y/V_y	i_y	-	-	J	
I_y		$W_{el,y}$	i_y	$W_{pl,y}$	A_{vz}	I_z	$W_{el,z}$	i_z	$W_{pl,z}$	A_{vy}	I_t	
	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	
HEA 100	349,2	72,8	4,06	83,0	7,6	133,8	26,8	2,51	41,1	16,9	5,24	
HEA 120	606,2	106,3	4,89	119,5	8,5	230,9	38,5	3,02	58,9	20,1	5,99	
HEA 140	1033,1	155,4	5,73	173,5	10,1	389,3	55,6	3,52	84,8	24,8	8,13	
HEA 160	1673,0	220,1	6,57	245,1	13,2	615,5	76,9	3,98	117,6	30,1	12,19	
HEA 180	2510,3	293,6	7,45	324,9	14,5	924,6	102,7	4,52	156,5	35,5	14,80	
HEA 200	3692,2	388,6	8,28	429,5	18,1	1335,6	133,6	4,98	203,8	41,6	20,98	
HEA 220	5409,7	515,2	9,17	568,5	20,7	1954,5	177,7	5,51	270,6	50,2	28,46	
HEA 240	7763,2	675,1	10,05	744,6	25,2	2768,9	230,7	6,00	351,7	59,7	41,55	
HEA 260	10455,0	836,4	10,97	919,8	28,8	3668,2	282,2	6,50	430,2	67,4	52,37	
HEA 280	13673,3	1012,8	11,86	1112,2	31,7	4763,0	340,2	7,00	518,1	75,4	62,10	
HEA 300	18263,5	1259,63	12,74	1383,3	37,3	6310,5	420,7	7,49	641,2	87,0	85,17	
HEA 320	22928,6	1479,3	13,58	1628,1	41,1	6985,8	465,7	7,49	709,7	96,2	107,97	
HEA 340	27693,1	1678,4	14,40	1850,5	45,0	7436,3	495,8	7,46	755,9	102,5	127,20	
HEA 360	33089,8	1890,8	15,22	2088,5	49,0	7886,8	525,8	7,43	802,3	108,7	148,82	
HEA 400	45069,4	2311,3	16,84	2561,8	57,3	8563,1	570,9	7,34	872,9	118,2	189,04	
HEA 450	63721,6	2896,4	18,92	3215,9	65,8	9464,2	630,9	7,29	965,5	130,4	243,76	
HEA 500	86974,8	3550,0	20,98	3948,9	74,7	10365,6	691,0	7,24	1058,5	142,7	309,27	
HEA 550	111932,2	4145,6	22,99	4621,8	83,7	10817,2	721,1	7,15	1106,9	148,9	351,54	
HEA 600	141208,1	4786,7	24,97	5350,4	93,2	11269,1	751,3	7,05	1155,7	155,2	397,81	
HEA 650	175178,2	5474,3	26,93	6136,3	103,2	11721,3	781,4	6,96	1204,8	161,5	448,30	
HEA 700	215301,4	6240,6	28,75	7031,8	117,0	12175,5	811,7	6,84	1256,7	168,0	513,89	
HEA 800	303442,6	7682,1	32,58	8699,5	138,8	12634,7	842,3	6,65	1312,3	174,8	596,87	
HEA 900	422075,0	9484,8	36,29	10811,0	163,3	13542,4	902,8	6,50	1414,5	187,4	736,77	
HEA 1000	553846,2	11188,8	39,96	12824,4	184,6	13998,9	933,3	6,35	1469,7	193,7	822,41	

HEA
(suite)

ANNEXE

Poutrelles									
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.								
IPE		Dimensions						Masse par mètre	Aire de la section
		h	b	a	e	r	h ₁	P	A
		h	b	t _w	t _f	r	d	P	A
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²
	IPE 80	80,0	46	3,8	5,2	5	59,6	6,0	7,6
	IPE 100	100,0	55	4,1	5,7	7	74,6	8,1	10,3
	IPE 120	120,0	64	4,4	6,3	7	93,4	10,4	13,2
	IPE 140	140,0	73	4,7	6,9	7	112,2	12,9	16,4
	IPE 160	160,0	82	5,0	7,4	9	127,2	15,8	20,1
	IPE 180	180,0	91	5,3	8,0	9	146,0	18,8	23,9
	IPE 200	200,0	100	5,6	8,5	12	159,0	22,4	28,5
	IPE 220	220,0	110	5,9	9,2	12	177,6	26,2	33,4
	IPE 240	240,0	120	6,2	9,8	15	190,4	30,7	39,1
	IPE 270	270,0	135	6,6	10,2	15	219,6	36,1	45,9
	IPE 300	300,0	150	7,1	10,7	15	248,6	42,2	53,8
	IPE 330	330,0	160	7,5	11,5	18	271,0	49,1	62,6
	IPE 360	360,0	170	8,0	12,7	18	298,6	57,1	72,7
IPE 400	400	180	8,6	13,5	21	331,0	66,3	84,5	
IPE 450	450,0	190	9,4	14,6	21	378,8	77,6	98,8	
IPE 500	500,0	200	10,2	16,0	21	426,0	90,7	115,5	
IPE 550	550,0	210	11,1	17,2	24	467,6	105,5	134,4	
IPE 600	600,0	220	12,0	19,0	24	514,0	122,4	156,0	

Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques

NORMES DE RÉFÉRENCE	Dimensions : NF A 45-205 Tolérances : NF EN 10034										
		Caractéristiques de calcul									
I_x		I_x/V_x	i_x	-	-	I_y	I_y/V_y	i_y	-	-	J
	I_y	$W_{el,y}$	i_y	$W_{pl,y}$	A_{vz}	I_z	$W_{el,z}$	i_z	$W_{pl,z}$	A_{vy}	I_t
	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴
IPE 80	80,1	20,0	3,24	23,2	3,6	8,48	3,69	1,05	5,8	5,1	0,70
IPE 100	171,0	34,2	4,07	39,4	5,1	15,91	5,78	1,24	9,1	6,7	1,20
IPE 120	317,8	53,0	4,90	60,7	6,3	27,65	8,64	1,45	13,6	8,6	1,74
IPE 140	541,2	77,3	5,74	88,3	7,6	44,90	12,30	1,65	19,2	10,6	2,45
IPE 160	869,3	108,7	6,58	123,9	9,7	68,28	16,65	1,84	26,1	12,8	3,60
IPE 180	1317,0	146,3	7,42	166,4	11,3	100,81	22,16	2,05	34,6	15,3	4,79
IPE 200	1943,2	194,3	8,26	220,6	14,0	142,31	28,46	2,24	44,6	18,0	6,98
IPE 220	2771,8	252,0	9,11	285,4	15,9	204,81	37,24	2,48	58,1	21,3	9,07
IPE 240	3891,6	324,3	9,97	366,6	19,1	283,58	47,26	2,69	73,9	24,8	12,88
IPE 270	5789,8	428,9	11,23	484,0	22,1	419,77	62,19	3,02	97,0	29,0	15,94
IPE 300	8356,1	557,1	12,46	628,4	25,7	603,62	80,48	3,35	125,2	33,7	20,12
IPE 330	11766,9	713,1	13,71	804,3	30,8	788,00	98,50	3,55	153,7	38,7	28,15
IPE 360	16265,6	903,6	14,95	1019,1	35,1	1043,20	122,73	3,79	191,1	45,3	37,32
IPE 400	23128,4	1156,4	16,55	1307,1	42,7	1317,58	146,40	3,95	229,0	51,1	51,08
IPE 450	33742,9	1499,7	18,48	1701,8	50,8	1675,35	176,35	4,12	276,4	58,3	66,87
IPE 500	48198,5	1927,9	20,43	2194,1	59,9	2140,90	214,09	4,30	335,9	67,2	89,29
IPE 550	67116,5	2440,6	22,35	2787,0	72,3	2666,49	253,95	4,45	400,5	76,1	123,24
IPE 600	92083,5	3069,4	24,30	3512,4	83,8	3385,78	307,80	4,66	485,6	87,9	165,42

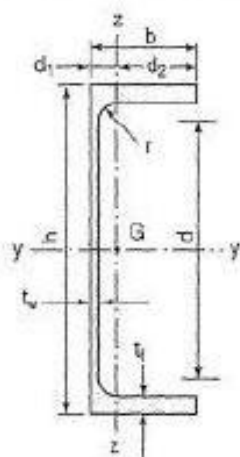
IPE
(suite)

Poutrelles											
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.										
UAP											
	Profils	Dimensions					Masse par mètre	Aire de la section	Position du centre de gravité		
		h	b	a	e	r	h ₁	P	A	d ₁	d ₂ = v _y
		h	b	t _w	t _f	r	d	P	A	d ₁	d ₂ = v _z
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	cm	cm	
	UAP 80	80	45	5,0	8,0	8,0	48	8,38	10,67	1,61	2,89
	UAP 100	100	50	5,5	8,5	8,5	66	10,50	13,38	1,70	3,30
	UAP 130	130	55	6,0	9,5	9,5	92	13,74	17,50	1,77	3,73
	UAP 150	150	65	7,0	10,3	10,3	109	17,93	22,64	2,05	4,45
	UAP 175	175	70	7,5	10,8	10,8	132	21,24	27,06	2,12	4,88
UAP 200	200	75	8,0	11,5	11,5	154	25,10	31,98	2,22	5,28	
UAP 220	220	80	8,0	12,5	12,5	170	28,47	36,27	2,40	5,60	
UAP 250	250	85	9,0	13,5	13,5	196	34,38	43,80	2,45	6,05	
UAP 300	300	100	9,5	16,0	16,0	236	45,97	58,56	2,96	7,04	

Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques

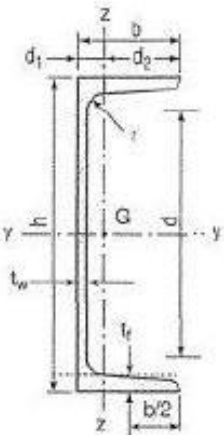
NORMES DE RÉFÉRENCE

Dimensions : NF A 45-255
Tolérances : NF A 45-255



UAP (suite)

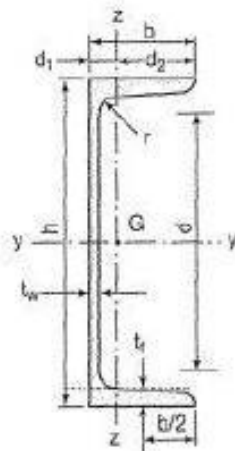
Profils	Caractéristiques de calcul										Moment d'inertie de torsion J	
	I_x	I_y/V_x	I_x	-	-	I_y	I_y/V_y	I_y	-	-		J
	I_y	W_{ply}	I_y	W_{ply}	A_{ve}	I_x	W_{olx}	I_x	W_{olz}	A_{vy}		I_t
cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴		
UAP 80	107,13	26,78	3,17	31,87	4,51	21,33	7,38	1,41	13,70	7,20	1,90	
UAP 100	209,50	41,90	3,96	49,59	6,07	32,83	9,95	1,57	18,54	8,60	2,65	
UAP 130	469,56	70,70	5,12	83,61	8,52	51,34	13,78	1,71	25,64	10,45	4,15	
UAP 150	796,06	106,14	5,90	125,27	11,28	93,25	20,97	2,02	38,91	13,33	6,51	
UAP 175	1269,99	145,14	6,85	171,47	13,97	126,36	25,92	2,16	47,62	15,05	8,43	
UAP 200	1945,85	194,59	7,80	230,12	16,97	169,69	32,13	2,30	58,49	17,25	11,24	
UAP 220	2709,93	246,36	8,64	289,90	18,83	222,31	39,68	2,48	72,78	20,00	14,40	
UAP 250	4136,42	330,91	9,72	391,76	23,89	295,44	48,67	2,80	87,94	22,95	20,38	
UAP 300	8170,18	544,68	11,61	639,31	30,64	562,07	79,88	3,10	146,23	32,00	36,30	

Poutrelles												
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.											
UPN	 <p>Inclinaison des ailes : $h \leq 300$: 8 % $h > 300$: 5 %</p>											
	Profils	Dimensions							Masse par mètre	Aire de la section	Position du centre de gravité	
		h	b	a	e	r	r ₁	h ₁	P	A	d ₁	d ₂ = v _y
		h	b	t _w	t _f	r	r ₁	d	P	A	d ₁	d ₂ = v _z
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	cm	cm
	UPN 80	80	45	6,0	8,0	8,0	4,00	47	8,7	11,0	1,45	3,05
	UPN 100	100	50	6,0	8,5	8,5	4,50	64	10,6	13,5	1,55	3,45
	UPN 120	120	55	7,0	9,0	9,0	4,50	82	13,3	17,0	1,61	3,89
	UPN 140	140	60	7,0	10,0	10,0	5,00	98	16,0	20,4	1,76	4,24
	UPN 160	160	65	7,5	10,5	10,5	5,50	116	18,9	24,0	1,84	4,66
	UPN 180	180	70	8,0	11,0	11,0	6,00	133	21,9	27,9	1,92	5,08
	UPN 200	200	75	8,5	11,5	11,5	6,50	151	25,2	32,2	2,01	5,49
	UPN 220	220	80	9,0	12,5	12,5	6,50	167	29,4	37,4	2,14	5,86
UPN 240	240	85	9,5	13,0	13,0	7,00	185	33,2	42,3	2,23	6,27	
UPN 260	260	90	10,0	14,0	14,0	7,50	201	37,9	48,3	2,36	6,64	
UPN 280	280	95	10,0	15,0	15,0	8,00	216	41,9	53,4	2,53	6,97	
UPN 300	300	100	10,0	16,0	16,0	8,00	231	46,1	58,8	2,70	7,30	

Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques

NORMES DE RÉFÉRENCE

Dimensions : NF A 45-202
Tolérances : NF A 45-210

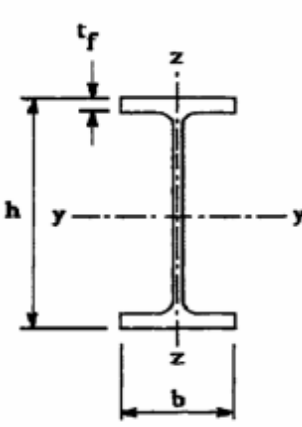
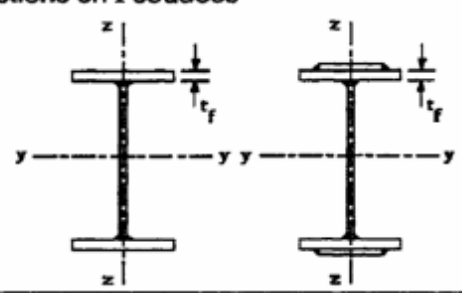
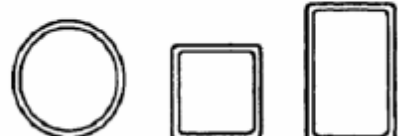
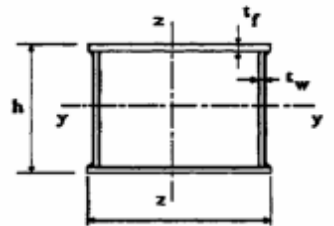
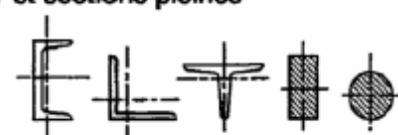


Inclinaison des ailes :
h ≤ 300 : 8 %
h > 300 : 5 %

UPN
(suite)

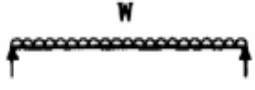

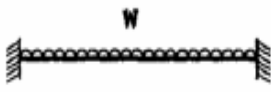

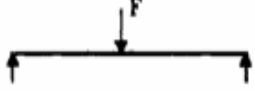

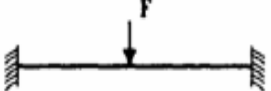

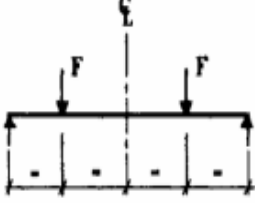
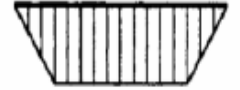
Profils	Caractéristiques de calcul									Moment d'inertie de torsion
	I_x	I_x/v_x	i_x	-	-	I_y	I_y/v_y	i_y	-	J
	I_y	W_{ely}	i_y	W_{ply}	A_{vz}	I_z	W_{elz}	i_z	$W_{pl,z}$	I_t
	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ⁴
UPN 80	106	26,5	3,1	31,8	5,10	19,4	6,4	1,33	12,1	2,16
UPN 100	206	41,2	3,9	49,0	6,46	29,3	8,5	1,47	16,2	2,81
UPN 120	354	60,7	4,6	72,6	8,80	43,2	11,1	1,59	21,2	4,15
UPN 140	605	86,4	5,5	103,0	10,41	62,7	14,8	1,75	28,3	5,68
UPN 160	925	116,0	6,2	138,0	12,60	85,3	18,3	1,89	35,2	7,39
UPN 180	1350	150,0	7,0	179,0	15,09	114,0	22,4	2,02	42,9	9,55
UPN 200	1910	191,0	7,7	228,0	17,71	148,0	27,0	2,14	51,8	11,90
UPN 220	2690	245,0	8,5	292,0	20,62	197,0	33,8	2,30	64,1	16,00
UPN 240	3600	300,0	9,2	358,0	23,71	248,0	39,5	2,42	75,7	19,70
UPN 260	4820	371,0	10,0	442,0	27,12	317,0	47,7	2,56	91,6	25,50
UPN 280	6280	448,0	10,9	532,0	29,28	399,0	57,2	2,74	109,0	31,00
UPN 300	8030	535,0	11,7	632,0	31,77	495,0	67,8	2,90	130,0	37,40

Tableau 5.5.3 Choix de la courbe de flambement correspondant à une section

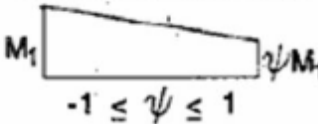
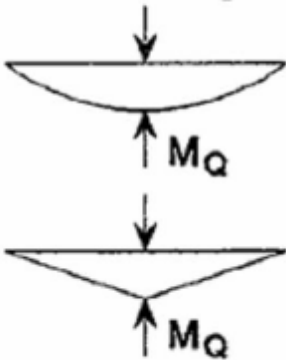
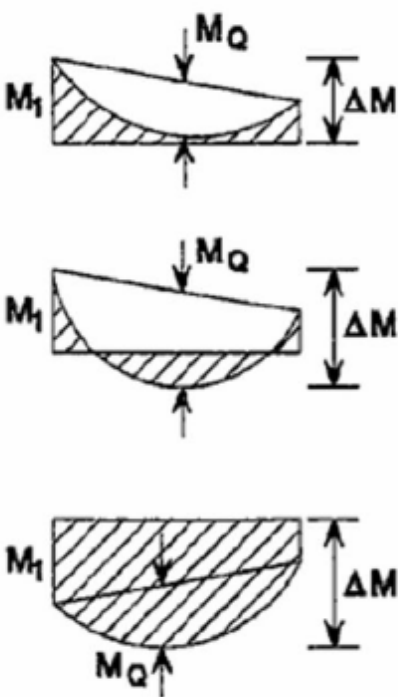
Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
Sections en I laminées 	$h / b > 1,2 :$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$h / b \leq 1,2 :$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$ $t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z y - y z - z	b c d 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

Tableau F.1.2 Coefficients C_1 , C_2 et C_3 , pour différentes valeurs de k , dans le cas de charges transversales

Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	Valeur de k	Coefficients		
			C_1	C_2	C_3
		1,0	1,132	0,459	0,525
		0,5	0,972	0,304	0,980
		1,0	1,285	1,562	0,753
		0,5	0,712	0,652	1,070
		1,0	1,365	0,553	1,730
		0,5	1,070	0,432	3,050
		1,0	1,565	1,267	2,640
		0,5	0,938	0,715	4,800
		1,0	1,046	0,430	1,120
		0,5	1,010	0,410	1,890

Facteurs de moment uniforme équivalent β_M

Diagramme des moments	Facteur de moment uniforme équivalent β_M
<p>Moments d'extrémité</p>  <p>M_1 ψM_1 $-1 \leq \psi \leq 1$</p>	$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7\psi$
<p>Moment créé par des forces latérales dans le plan</p> 	$\beta_{M,Q} = 1,3$ $\beta_{M,Q} = 1,4$
<p>Moment créé par des forces latérales dans le plan et des moments d'extrémité</p> 	$\beta_M = \beta_{m,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ $M_Q = \text{Max}M \quad \text{dû aux charges transversales seulement}$ $\Delta M = \begin{cases} \max M & \text{pour diagrammes de moment sans changement de signe} \\ \max M + \min M & \text{pour diagrammes de moment avec changement de signe} \end{cases}$

Valeur de χ en fonction de $\bar{\lambda}$

Coefficients de réduction				
$\bar{\lambda}$	Valeurs de χ pour la courbe de flambement			
	a	B	c	d
0,2	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9775	0,9641	0,9491	0,9235
0,4	0,9528	0,9261	0,8973	0,8504
0,5	0,9243	0,8842	0,8430	0,7793
0,6	0,8900	0,8371	0,7854	0,7100
0,7	0,8477	0,7837	0,7247	0,6431
0,8	0,7957	0,7245	0,6622	0,5797
0,9	0,7339	0,6612	0,5998	0,5208
1,0	0,6656	0,5970	0,5399	0,4671
1,1	0,5960	0,5352	0,4842	0,4189
1,2	0,5300	0,4781	0,4338	0,3762
1,3	0,4703	0,4269	0,3888	0,3385
1,4	0,4179	0,3817	0,3492	0,3055
1,5	0,3724	0,3422	0,3145	0,2766
1,6	0,3332	0,3079	0,2842	0,2512
1,7	0,2994	0,2781	0,2577	0,2289
1,8	0,2702	0,2521	0,2345	0,2093
1,9	0,2449	0,2294	0,2141	0,1920
2,0	0,2229	0,2095	0,1962	0,1766
2,1	0,2036	0,1920	0,1803	0,1630
			0,1662	
			0,1537	
			0,1425	
			0,1325	
			0,1234	
			0,1153	
			0,1079	
2,2	0,1867	0,1765	0,1012	0,1508
2,3	0,1717	0,1628	0,0951	0,1399
2,4	0,1585	0,1506		0,1302
2,5	0,1467	0,1397		0,1214
2,6	0,1362	0,1299		0,1134
2,7	0,1267	0,1211		0,1062
2,8	0,1182	0,1132		0,0997
2,9	0,1105	0,1060		0,0937
3,0	0,1036	0,0994		0,0882

Résumé :

Ce projet consiste à étudier et dimensionner les éléments d'un hangar en charpente métallique avec une toiture à deux versants, et une mezzanine (R+1) pour matériels roulants à Bejaia. Mon travail s'inscrit en premier lieu dans l'évaluation des charges et surcharges et des actions climatiques selon le règlement RNV. En suite la descente de charge, pour le dimensionnement des différents éléments et assemblages de la structure manuellement, et avec l'aide du logiciel ROBOT. Le mémoire a été achevé par une conclusion générale.

Mots clés :

Construction métallique, neige et vent, hangar

Abstract:

This project concerns the study and design of a metal frame shed with a gable roof and mezzanine for rolling stock in bejaia. My work fits, first, in the evaluation of loads and overloads and climate actions according to the Regulation RNV. Next the descent of loads, for the design of the different elements of the structure and connections manually and with the use of ROBOT software. The thesis was completed with a general conclusion.

Keywords :

Metal construction, snow and wind, frame.