

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement supérieur
Et de la Recherche Scientifique

Université ABDERRAHMANE MIRA - BEJAIA –
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

En vue de l'obtention d'un diplôme de Master en Génie Civil

Option : Structures

Thème

*Etude d'un hangar avec mezzanine en charpente
métallique- sis à Skikda*

Réalisé par :

 *AGGOUN NEVINE*

 *TADJENE FERJEL*

Encadreur :

Mr. Omar SADAOUI

Devant le jury :

 *Mme N. Ouari*

 *Mr A. LARABAT ZIANE*



Promotion : 2023/ 2024

REMERCIEMENTS

Nous remercions Dieu qui nous a donné la force et la patience nécessaires pour mener à bien ce travail.

Nous exprimons nos sincères remerciements :

À nos familles : qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toutes nos études.

*À notre encadreur, Mr. **Sadaoui**, pour sa disponibilité et sa précieuse collaboration.*

Aux membres du jury pour avoir accepté d'évaluer notre travail.

À tous les enseignants du département de Génie Civil pour tout le savoir qu'ils nous ont transmis durant notre formation.

Sans oublier toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail et celles qui nous ont honorés en évaluant ce mémoire.

Nevine & Ferial

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 grand -Père' Amar'

Aucune dédicace ne saurait exprimer l'amour et le respect que j'ai toujours eu pour toi mon cher grand – père. Aujourd'hui tu es plus entre nous ; mais toujours tu vas rester gravée dans ma mémoire ; merci pour tout l'amour que t'a nous donné dans notre enfance. Que Dieu ait ton âme dans sa sainte miséricorde.

À mes très chers parents

Rien au monde ne vaut les efforts qui vous avez fournis jour et nuit pour mon éducation et mon bien être. Ce travail est le fruit de vos sacrifices ; merci d'être toujours présente pour me soutenir, me conseiller, sacrifier pour moi et m'avoir permis d'arriver à ce stade d'éducation, et quelque soit ce que je fais ou ce que je dis je ne peux pas vous rendre ce que vous avez fait pour moi merci à vous, sans vous je ne serai rien. Puisse dieu, le tout puissant, vous préserver et vous accorder santé, longue vie et bonheur.....

À Mon cher frère 'AMIR' ET Ma petite sœur 'CHAIMA' pour leurs soutiens et leurs encouragements ; Je vous adresse ma profonde gratitude pour votre amour. Que dieu vous réalise vos rêves ; et que de réussites incllhi dans vos études.

À Ma chère grand- mère, Que dieu le garde pour nous et le donne de santé Sans oublier mes chers tantes, cousines, cousins qui ont me soutenu durant tout cette période ; qui ont me donné de la force ainsi de courage pour arriver au bout de mon objectif.

À Ma chère sœur et copine 'YOUSSRA' qui m'a supporté durant les mauvais moments ; qui a été toujours prête pour m'écouter sans aucun doute. Ton amitié me rendre très heureuse ; que dieu ne laisse toujours ensemble ma chérie.

À Mes chères amies et copines, durant toutes mes années d'études primaires ; Cem ; lycée ; université, la liste est très longue, je ne peux pas vous citez tous ; c'est pour ça je vous remercie.

À mon cher collègue de promotion **loucif** qui m'a idée beaucoup et encouragé durant tout ce travail et à tous mes ami(es) qui m'ont toujours me souhaiter plus de succès.

À ma binôme **FERJEL** qui était gentille, patiente et très sérieuse dans notre travail.

À tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la concrétisation de ce travail. **NEVINE**

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 mes très chers parents

Rien au monde ne vaut les efforts qui vous avez fournis jour et nuit pour mon éducation et mon bien être. Ce travail est le fruit de vos sacrifices ; merci d'être toujours présente pour me soutenir, me conseiller, sacrifier pour moi et m'avoir permis d'arriver à ce stade d'éducation, et quelque soit ce que je fais ou ce que je dis je ne peux pas vous rendre ce que vous avez fait pour moi merci à vous, sans vous je ne serai rien. Puisse dieu, le tout puissant, vous préserver et vous accorder santé, longue vie et bonheur.....

*À mon cher collègue de promotion **loucif** qui m'a idée beaucoup et encouragé durant tout ce travail et à tous mes ami(es) qui m'ont toujours me souhaiter plus de succès.*

*À ma binôme **NEVINE** qui était gentille, patiente et très sérieuse dans notre travail.*

À tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la concrétisation de ce travail.

FERIEL

Notation :

G : Chargement permanente, poids propre

Q : Charge d'exploitation, entretien

N : Charge de la neige

W : Charge de vent

T : Effet de température

E : Action sismique

A : Section brute d'une pièce

A_{net} : Section nette d'une pièce

I_t : Moment d'inertie de torsion

I_w : Facteur de gauchissement d'une section

I_y : Moment d'inertie de flexion maximal

I_z : Moment d'inertie de flexion minimal

W_{el} : Module de résistance élastique

W_{pl} : Module de résistance plastique

a : Gorge d'un cordon de soudure

d₀ : Diamètre nominal des tiges des boulons

N_R : Effort normal résistant

N_{pl} : Effort normal plastique

V_{pl} : Effort tranchant plastique

M_{pl} : Moment fléchissant de plastification

F_p : Force de serrage

f : Flèche d'un élément

f_u : Contrainte de rupture d'une pièce

f_{ub} : Contrainte de rupture d'un boulon

f_y : Contrainte limite d'élasticité d'un acier

E : Module de Young

σ : Contrainte normale

β_w : Facteur de corrélation

β_m : Facteur de de moment uniforme équivalent

ε : Coefficient de réduction élastique de l'acier

$\tilde{\lambda}$: Elancement réduit

$\tilde{\lambda}_{lt}$: Elancement réduit pour le déversement

λ_{cr} : Elancement Critique

u : Coefficient de frottement entre deux pièces en contact

χ : Coefficient de réduction de flambement

α : Angle d'inclinaison

α_{lt} : Facteur d'imperfection pour le déversement

γ : Coefficient de sécurité

Ψ_s : Coefficient de scellement relatif à une armature

i : Rayon de giration

l_k : Longueur de flambement d'un élément

t : Epaisseur d'une pièce

t_f : Epaisseur de la semelle d'un profilé

t_w : Epaisseur de l'âme d'un profilé

\emptyset : Diamètre d'une section

R : Coefficient de comportement de la structure

1	INTRODUCTION GENERALE	1
1	CHAPITRE I : GENERALITES	2
1.1	INTRODUCTION :	2
1.2	PRESENTATION DU PROJET :	2
1.3	DONNEES GEOMETRIQUES DU PROJET :	3
1.4	DONNEES GEOTECHNIQUES DU PROJET :	4
1.5	REGLEMENTS TECHNIQUES :	4
1.6	LE CHOIX DES MATERIAUX :	4
1.6.1	Acier :	4
1.6.2	Béton :	5
1.7	ELEMENT DE LA STRUCTURE :	6
1.7.1	Ossature de la structure :	6
1.7.2	La toiture :	6
1.7.3	Les pannes :	7
1.7.4	L'échantignolle :	8
1.7.5	Les liernes :	8
1.7.6	Les lisses de bardages :	9
1.7.7	Les potelets	9
1.8	L'ESCALIER :	10
1.9	LES CONTREVENTEMENTS :	10
1.9.1	Rôle des systèmes de contreventement.....	10
1.10	PLANCHER MIXTE :	11
1.10.1	Les constituants du plancher mixte :	11
1.11	LES ACTIONS PRISES EN COMPTE :	11
1.11.1	Actions Permanentes (G) :	11
1.11.2	Actions variables (Q) :	12
1.11.3	Actions Accidentelles :	12
1.12	COMBINAISONS D'ACTIONS :	12
2	CHAPITRE2 : ETUDE CLIMATIQUE	15
2.1	INTRODUCTION.....	15
2.2	DIRECTION DU VENT :	15
2.3	DETERMINATION DES DIFFERENTS PARAMETRES ET LES COEFFICIENTS DE CALCUL	16
2.3.1	Effet de la région :	16
2.3.2	Effet de site :	16
2.3.3	Coefficient topographique (Ct) :	17
2.3.4	Coefficient de rugosité Cr(z) :	17
2.3.5	Calcul L'intensité de la turbulence Iv(z) :	18
2.3.6	Coefficient d'exposition Ce :	18
2.3.7	Pression dynamique de pointe :	19
2.3.8	Détermination de la pression aérodynamique :	20
2.3.9	Calcul des différentes pressions aérodynamiques agissant sur la structure :	29
2.4	ACTION DE LA NEIGE :	31
2.5	EFFET DE LA VARIATION DE LA TEMPERATURE :	32

3	CHAPITRE 3 : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES	33
3.1	INTRODUCTION :	33
3.2	CALCUL DES PANNES :	33
3.2.1	Principe de dimensionnement :	34
3.2.2	Evaluation des charges et surcharges :	34
	L'état limite ultime (ELU) :	36
	L'état limite de servies (ELS) :	37
3.2.3	Pré dimensionnement :	37
	L'état limite ultime (ELU) :	38
	L'état limite de servies (ELS) :	38
	Vérification de la flèche.....	39
3.2.4	Vérification des contraintes.....	39
3.3	LES LIERNES :	43
3.3.1	Effort de traction dans les tronçons :	44
3.4	CALCUL DE L'ECHANTIGNOLE :	45
3.4.1	L'excentrement (t) :	45
3.4.2	Calcul des réactions :	45
3.4.3	Calcule du moment de renversement :	45
3.5	LES LISSES DE BARDAGE :	46
3.5.1	Les charges permanentes :	46
3.5.2	Les charges appliquées sur la lisse par mètre linéaire :	46
3.5.3	Poids des lisses :	46
3.5.4	Pré dimensionnement des liesses :	47
3.5.5	Vérification a la flexion bi axiale :	48
3.6	CALCUL DES POTELETS :	51
3.6.1	Evaluation des charges et surcharges :	51
3.6.2	Dimensionnement du potelet :	52
3.6.3	Vérification de la stabilité de potelet :	52
3.7	CALCUL ESCALIER :	55
3.7.1	Avantage des escaliers métalliques :	56
3.7.2	Choix des dimensions :	56
3.7.3	Évaluation des charges :	56
3.7.4	Pré dimensionnement de la Cornière :	57
3.7.5	Condition de flèche :	57
3.7.6	Dimensionnement du limon :	59
3.7.7	Evaluation de charges :	59
4	CHAPITRE 4 : ETUDE DU PLANCHER MIXTE.....	62
4.1	INTRODUCTION :	62
4.2	ETUDE DU PLANCHER COLLABORANT :	63
4.3	VERIFICATION DES SOLIVES :	63
4.3.1	Phase de réalisation :	64
4.3.2	Phase finale :	65
4.3.3	Calcul de l'axe neutre plastique (ANP) :	66
4.4	CALCUL DE LA POUTRE MAITRESSE :	70
5	CHAPITRE5 : MODELISATION ET ETUDE SISMIQUE.....	72
5.1	INTRODUCTION :	72
5.2	MODELISATION 3D DE LA STRUCTURE :	72
5.3	PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX :	73

Table des matières

5.3.1	Données de base.....	74
5.3.2	Pré dimensionnement des poteaux.....	76
5.4	VERIFICATION PAR RAPPORT AUX EXIGENCES DE RPA99/2003 :.....	76
5.4.1	Période de vibration :	76
5.4.2	Déformation de la structure	77
5.4.3	Vérification de l'effort sismique a la base :.....	79
5.4.4	Calcul du Facteur d'amplification dynamique moyen « D » :.....	79
➤	Résultats de force sismique :	81
6	CHAPITRE 6 : ETUDE DES ELEMENTS PRINCIPAUX.....	83
6.1	INTRODUCTION :	83
6.2	VERIFICATION DES DIAGONALES DE LA POUTRE AU VENT :.....	83
6.3	VERIFICATION DES DIAGONALES DE LA PALEE DE STABILITE :.....	85
6.4	VERIFICATION DES TRAVERSES :	89
6.4.1	Vérification de l'effort tranchant :	96
6.4.2	Vérification de moment fléchissant :.....	96
6.4.3	Vérification de l'effort normale :	97
6.4.4	Vérification de l'élément aux instabilités :.....	97
6.4.5	Vérification avec logiciel robot :.....	99
7	CHAPITRE 7 : ETUDE D'ASSEMBLAGE.....	101
7.1	INTRODUCTION :	101
7.2	CRITERES DE CHOIX DES ASSEMBLAGES :	101
7.3	ASSEMBLAGE POTEAU –TRAVERSE :.....	101
7.3.1	Efforts de calcul :.....	102
7.3.2	Détermination des efforts dans les boulons :.....	102
7.3.3	Distributions de l'effort tranchant :	102
7.3.4	pré dimensionnement des boulons :	103
7.3.5	Condition de résistance des boulons :	103
7.3.6	Vérification vis-à-vis de découlement de plaque :	103
7.3.7	Vérification l'interaction cisaillement-traction :	103
7.3.8	Vérification à la pression diamétrale	104
7.4	ASSEMBLAGE PLATINE -TRAVERSE :.....	104
7.4.1	Distribution des efforts sur les différents cordons :	104
7.5	ASSEMBLAGE PIEDS DE POTEAUX :	105
7.5.1	Calcul pied de poteaux articulé :.....	105
7.6	LES NOTES DE CALCUL DE L'ASSEMBLAGE QUI DONNER PAR ROBOT :	106
7.6.1	Assemblage pied de poteau :.....	106
7.6.2	Soudures entre le poteau et la plaque d'assise.....	110
7.6.3	Assemblage poteau-traverse :	111
7.6.4	Assemblage du Contreventement vertical	115
7.6.5	Assemblage poutre –poteau :.....	120
7.6.6	Assemblage Traverse –Traverse :	125
8	CHAPITRE 8 : ETUDE DE FONDATION.....	129
8.1	INTRODUCTION :	129
8.2	IMPORTANCE DES FONDATIONS :	129
8.3	CHOIX DE TYPE DE FONDATION	129
8.3.1	Choix de type des semelles :	130
8.3.2	Calcul de ferrailage :.....	131
8.4	CALCUL DES SEMELLE OU NIVEAU DE LA MEZZANINE :	134

Table des matières

8.4.1 DIMENSIONNEMENT DE LA SEMELLE :	134
CONCLUSION GENERALE	139

Table des figures

Figure 1. Vue du site d'implantation de l'ouvrage.....	2
Figure 2. vue en 3D	3
Figure 3 : Résistance de béton à la compression.....	6
Figure 4. panneaux sandwich	7
Figure 5: Disposition de la panne sur la toiture.....	8
Figure 6 . Exemple d'échantignole.....	8
Figure 7 : Présentation d'un lierne	8
Figure 8. Disposition d'une lisse de bardage sur un potelet	9
Figure 9 . Forme de l'escalier.....	10
Figure 10 : vue d'un plancher mixte	11
Figure 11. Présentation de directions du vent	16
Figure 12 . Paramètres pour la détermination du $C_t(z)$	17
Figure 13. Hauteurs de référence Z_e et profil correspondant de la pression dynamique.....	19
Figure 14 . Hauteurs de référence Z_e pour $h \leq B$	20
Figure 15 . Répartition des surfaces du vent sur pignon.....	21
Figure 16 : valeurs des C_{pe} pour les parois verticales.	22
Figure 17 : Répartition du coefficient de pression extérieur Sur la toiture (V_{y1})	23
Figure 18. valeur CPE sur paroi verticale.	24
Figure 19 . Répartition du coefficient de pression extérieur Sur la toiture (V_{y2})	24
Figure 20. Légende pour les parois verticales.....	26
Figure 21 . Valeurs des C_{pe} pour les parois verticales.....	26
Figure 22. Répartition du coefficient de pression extérieur Sur la toiture.	27
Figure 23 : Coefficient de pression intérieure C_{pi} (Figure 5.14 du RNVA 2013).....	28
Figure 24 : Charge de la neige sur le sol dans chaque zone.....	31
Figure 25 . Action de la neige	31
Figure 26 : Schéma statique des pannes suivant les axes Y et Z.....	33
Figure 27 . Moment dû à la charge d'entretien.....	34
Figure 28 . Schéma statique des charges Permanentes sur les pannes	35
Figure 29 . Schéma statique vent sur les pannes	35
Figure 30 : Schéma statique neige sur les pannes	36
Figure 31 : Schéma statique sur les deux plan YY et ZZ.....	39
Figure 32 . Panne de toiture en cisaillement sous les différents plans de chargement	41
Figure 33. Coupe transversale des liernes.....	43
Figure 34 : La disposition des liernes sur les pannes.....	44
Figure 35 . Disposition de l'échantignole	45
Figure 36 . Disposition de la lisse sur le poteau	47

Table des figures

Figure 37 : la disposition des liernes sur la lisse	50
Figure 38 : disposition des potelets.....	51
Figure 39 .schéma statique d'escalier.	56
Figure 40 .Coupe Transversal de l'escalier	57
Figure 41 : Schémas statique de la cornière.....	57
Figure 42 : schéma statique de limon.....	59
Figure 43 : Schéma des composants du plancher	62
Figure 44 .vue du plancher mixte en 2D.....	63
Figure 45 . Largeur participante d'une dalle mixte.	66
Figure 46 .position de l'axe neutre (Δ).....	67
Figure 47 .Diagrammes en flexion simple.....	68
Figure 48 . Vue en 3D de la structure.....	73
Figure 49 . : Boite de dialogue définition.....	73
Figure 50.....	74
Figure 51 . Boite de dialogue sélection des pièces	74
Figure 52 . Boite de dialogue sélection.....	75
Figure 53 . Boite de dialogue calculs	75
Figure 55 . Mode de déformation (1).....	78
Figure 56 . Mode de déformation (2).....	78
Figure 57 . Mode de déformation (3).....	79
Figure 58 . Schématisation du spectre de réponse selon X, Y.....	80
Figure 59 . La diagonale de la poutre au vent la plus sollicité	83
Figure 60 . Vérification de contreventement horizontale avec logiciel	84
Figure 61 . La diagonale de la palée de stabilité la plus sollicité.....	86
Figure 62 . Vérification contreventement verticale avec logiciel Robot.....	87
Figure 63 . La traverse la plus sollicitée	89
Figure 64 . Vérifications des traverses avec logiciel Robot.....	92
Figure 65 .Le poteaux le plus sollicité.....	95
Figure 66 . Représentation de l'assemblage poteau-traverse.....	102
Figure 67 : Assemblage pied de poteau articulé	105
Figure 68 .assemblage poteau-traverse vue 3D	111
Figure 69 .Représentation de l'assemblage de la palée de stabilité.....	115
Figure 70 . L'assemblage de la palée de stabilité vue en 3D	115
Figure 71 .assemblage poutre- poteau	121
Figure 72 . Assemblage poutre- poteau vue en 3D.....	121
Figure 73 . Assemblage traverse-traverse vue 3D.....	125
Figure 74 . Assemblage traverse-traverse	125
Figure 75 . Schéma de ferrailage des longrines.....	134
Figure 76 .Schéma ferrailage de semelle isolé.....	134
Figure 77 . Diagramme des moments de la poutre rigidité	136

Table des figures

Figure 78. Schéma ferrailage de la poutre rigide	137
Figure 79. Schéma ferrailage de semelle filante	137

Liste des tableaux

Tableau 1. Les valeurs du coefficient d'exposition.....	19
Tableau 2 : Valeur de la pression dynamique.....	20
Tableau 3 . Valeurs des surfaces de chaque zone.....	21
Tableau 4 : Les coefficients de CPE et les surfaces à chaque zone des parois verticale.....	22
Tableau 5 . : Les coefficients de CPE et les surfaces à chaque zone des parois verticales.....	23
Tableau 6. Les valeurs de surface chaque zone de toiture.....	24
Tableau 7 . Les valeurs de Cpe de chaque zone de toiture, cas de vent dans Le sens V_{y1} et V_{y2}	25
Tableau 8: valeurs des surfaces pour les parois verticales.....	26
Tableau 9 . Surfaces des zones chargées pour la toiture (S en m^2).....	27
Tableau 10 . Les valeurs de Cpe de chaque zone de toiture, cas de vent dans Le sens vx.....	28
Tableau 11 . Pression aérodynamique sur les parois sous V_{y1}	29
Tableau 12 . Pression aérodynamique sur la toiture sous V_{y1}	30
Tableau 13 . Pression aérodynamique sur les parois sous V_x	30
Tableau 14 . Pression aérodynamique sur la toiture sous V_x	30
Tableau 15 . Pression aérodynamique sur les parois sous V_{y2}	30
Tableau 16 . Pression aérodynamique sur la toiture sous V_{y2}	31
Tableau 17 . La variation de température.....	32
Tableau 18 : Tableau représentatif des forces selon les 2 directions.....	36
Tableau 19 : Tableau représentatif des forces selon les 2 directions.....	38
Tableau 20 . Récapitulatifs des sections adoptées après le pré.....	76
Tableau 21 : Résultats mode propre.....	77
Tableau 22. Les sollicitations sous les appuis.....	130
Tableau 23. Choix de différentes sections.....	132

INTRODUCTION GENERALE

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

Dans le cadre de l'obtention du diplôme de master en Génie civil option structure, nous sommes menés à réaliser un projet de fin d'étude, ce dernier consiste à calculer et à dimensionner une structure. Dans le respect du référentiel règlementaire (Guides et DTR) et normes de la construction Cette construction est un hangar, implanté dans la localité de la commune de Ham oudi Hamouche - wilaya de SKIKDA. Ce mémoire s'oriente exclusivement vers l'étude structurale d'un Hangar métallique tout en conciliant l'aspect du dimensionnement manuel et celui du dimensionnement à base de logiciel Robot structural Analysais. A cet effet pendant plusieurs mois on a concrétisé de nombreuses connaissances théoriques antérieurement acquises (parcours universitaires) ; Ceci vient à point nommé de renforcer nos capacités techniques indispensables à concrétiser un projet de fin d'étude en binôme.

Notre travail est présenté sous formes de 8 chapitres qui sont les suivants :

Chapitre 1 : Généralités sur les ouvrages de génie civil

Chapitre 2 : Etude climatique

Chapitre 3 : Etude des éléments secondaires.

Chapitre 4 : Etude du plancher mixte

Chapitre 5 : modélisation et étude sismique.

Chapitre 6 : vérification des éléments de la structure.

Chapitre 7 : calcul des assemblages.

Chapitre 8 : Conception et dimensionnement des fondations.

CHAPITRE I : GENERALITES

1.1 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. Dans ce chapitre, nous avons décrit l'ouvrage et toutes les données afférentes.

1.2 PRESENTATION DU PROJET :

Notre projet de fin d'étude consiste à étudier et dimensionner un hangar en charpente métallique une administration avec une mezzanine en plancher mixte,

L'ouvrage sera implanté au niveau de la zone de dépôt (Hamoudi Hamouche), située à 10m d'altitude, dans la wilaya de Skikda.

La région de Skikda est classée selon le règlement parasismique Algérien ([Rpa 99_version 2003](#)) comme zone de sismicité moyenne (IIa) ; et comme zone vent (II) ainsi zone de neige (B) ([RNV 2013](#)).

L'ossature est formée d'une structure en charpente métallique (poteaux, poutres) et de plancher mixte collaborant (béton – acier).

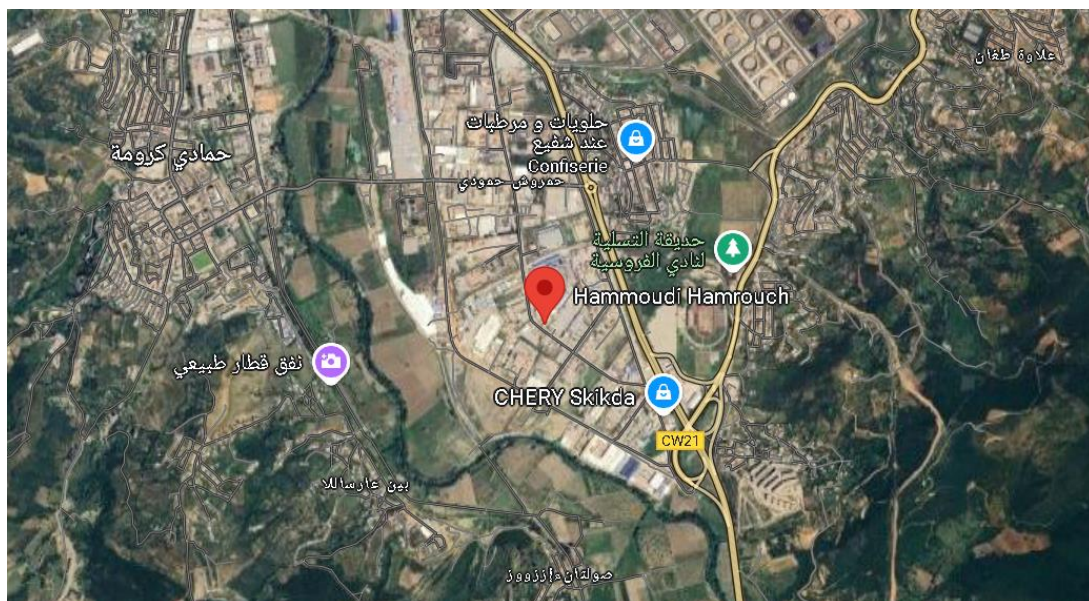


Figure 1. Vue du site d'implantation de l'ouvrage.

1.3 DONNEES GEOMETRIQUES DU PROJET :

L'ouvrage a une forme en plan rectangulaire de dimensions suivantes :

- La longueur de la structure (long pan)54.00 m
- La largeur de la structure (pignon) : 17.01 m
- La hauteur totale (au faitage) : 10 ,68m
- La hauteur des poteaux (à la poutre sablière) 8,76m
- La pente de versant..... $\alpha = 12,73^\circ$
- Entraxe des portiques :6m
- La surface totale de hangar :918.54m²

Ouvertures :

Pignon :

Façade principale :

Porte : 1(6 × 4,10) m
 Fenêtres $\left\{ \begin{array}{l} 2(3.16 \times 1.14) \text{m} \\ 2(1.14 \times 6.83) \text{m} \\ 1(1.44 \times 3.16) \text{m} \end{array} \right.$

Façade arrière :

Porte : 0
 Fenêtres $\left\{ \begin{array}{l} 2(1.14 \times 3.16) \text{m} \\ 2(1.14 \times 6.83) \text{m} \end{array} \right.$

Long-pan :

Façade principale :

Porte : 0
 Fenêtres : 4(1,44 × 4 ,20) m

Façade arrière :

Porte : 0
 Fenêtres : 4(1,44 × 4 ,20) m

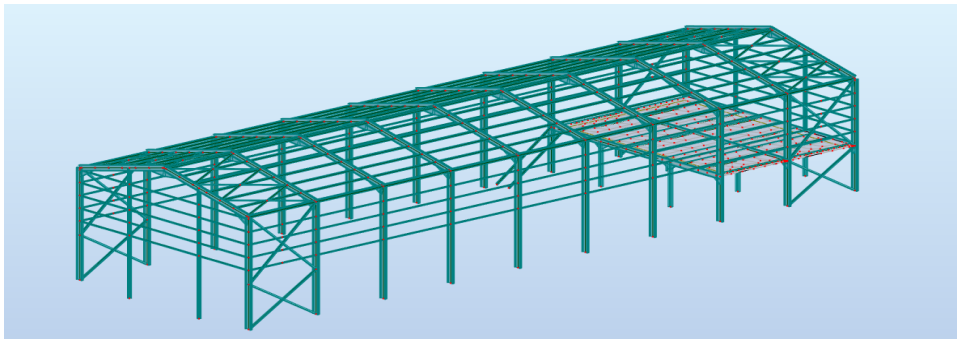


Figure 2.vue en 3D

1.4 DONNEES GEOTECHNIQUES DU PROJET :

- La contrainte admissible du sol est de $q_{adm}=1.00$ bars.
- Ancrage des fondations superficielles (D) est de 2 m de profondeur.
- D'après le rapport de sol, les tassements prévisionnels variables de 4 à 8 cm
- Le site est classé dans la zone de moyenne sismicité IIa, et d'usage 2
- Classification du site est : S3 (meuble).
- Zone de neige : zone B
- Zone du vent : zone II

1.5 REGLEMENTS TECHNIQUES :

Pour l'étude de ce projet les règlements techniques utilisés sont les suivants :

- Eurocode03 : Règle de calcul des constructions en acier
- RPA 99 version 2003 : Règlement parasismique Algérien version 2003
- RNV99 version 2013 : Règle définissant les efforts de la neige et du vent.
- DTR B.C.2.2 : Document technique réglementaire sur les charges permanentes et surcharges d'exploitations.
- B.A.E. L91 : Béton armé aux états limites.
- CBA 93 : Règles de conception et de calculs des structures en béton armé, DTR B-C 2.4

1.6 LE CHOIX DES MATERIAUX :

1.6.1 ACIER :

L'acier est un alliage métallique utilisé dans les domaines de la construction métallique

La plupart des profilés en acier tels que les poutres en I donnent une rigidité satisfaisante par rapport à leur section transversale et peuvent ainsi supporter une charge élevée sans affaissement excessif.

A) Les profils laminés à chaud :

L'acier laminé à chaud est un acier qui a été pressé à de très hautes températures (au-dessus de la température de cristallisation).

La fabrication commence d'abord avec une grande longueur de métal rectangulaire appelé billette.

La billette est chauffée et ensuite envoyée pour le prétraitement ou elle est aplatée dans un grand cylindre.

De là, elle est maintenue à une température élevée ou elle traverse une série de rouleau pour atteindre ses dimensions finales.

B) L'acier formé à froid :

L'acier laminé à froid passe par un procédé de mise en forme à température ambiante, permettant sa recristallisation. Étant donné que l'acier est fabriqué à une température beaucoup plus basse, il n'est pas nécessaire de s'inquiéter du changement de volume et de forme du matériau, comme c'est le cas de l'acier laminé à chaud, adapté aux utilisations où des formes précises ne sont pas requises et faibles tolérances. C'est la raison principale pour laquelle le laminage à froid est généralement plus cher que le laminage à chaud.

D'abord on commence la fabrication à partir d'un feuillard galvanisé qui est entraîné entre des galets qui vont plier la tôle à des températures ambiantes jusqu'à obtention de la section demandée, et les profilés à froid standard les plus courants sont du type $\sigma(\epsilon)$, CEE (c),

Valeurs de calcul de certaines propriétés de matériau utilisé :

- La résistance à la traction : $f_u = 360 \text{ MPa}$.
- La masse volumique de l'acier : $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$
- La limite élastique : $f_y = 235 \text{ MPa}$.
- Le module de Young : $E = 210\,000 \text{ MPa}$.
- Le coefficient de poisson : $\nu = 0,3$.
- Module de cisaillement : $G = E / 2(1+\nu) = 80769,23 \text{ MPa}$

1.6.2 BETON :

Le béton est un matériau artificiel fait de graviers et de sable ; réunis entre eux au moyen d'un liant généralement hydraulique. Il est défini dans le cas usuel par sa résistance à la compression à 28 jours.

Le béton utilisé dans la construction de l'ouvrage doit être conforme aux règles techniques d'étude et de conception des ouvrages en béton armé (BAEL). Il présente les avantages :

- Une bonne résistance à la compression
- Une souplesse d'utilisation

1.6.2.1 Les caractéristiques mécaniques de béton :

- Compression :

Le béton est caractérisé par la résistance à la compression à l'âge de 28 jours, cette résistance est donnée dans ce qui suit :

S'agissant d'un hangar en structure métallique légère, nous préconisons la résistance suivante :

Résistance caractéristique du béton est $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

N.B : dans Notre étude on opte pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

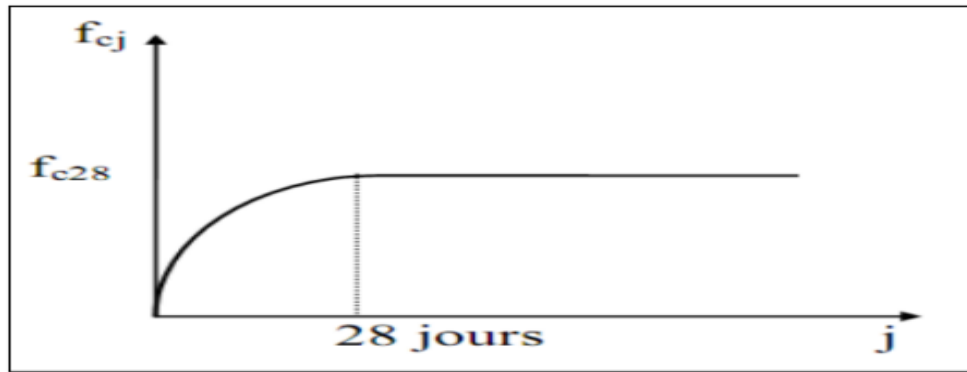


Figure 3 : Résistance de béton à la compression.

- Traction :

La résistance caractéristique du béton à la traction à l'âge de j jour noté (f_{tj}) est définie par :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} \text{ si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa donc } f_{t28} = 2.1 \text{ MPa pour notre étude}$$

Les caractéristiques physique et mécanique sont :

- La résistance à la compression $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.
- La résistance à la traction $f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$.
- La contrainte limite de compression à l'ELS $\sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.
- La contrainte limite de compression à l'ELU $f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$
- Le coefficient de poisson : l'ELU $\nu = 0$; l'ELS $\nu = 0.2$
- La masse volumique $\rho_b = 2500 \text{ Kg/m}^3$
- Le coefficient de sécurité pour les situations courante

1.7 ELEMENT DE LA STRUCTURE :

1.7.1 OSSATURE DE LA STRUCTURE :

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

1.7.2 LA TOITURE :

Généralement pour les Hangars industriels, le dégagement d'un espace à l'intérieure est une priorité pour le concepteur, ce qui nous conduit à l'utilisation d'une toiture en charpente métallique, qui nous offre plusieurs avantages, dont les plus importants sont :

Les poteaux intérieurs sont éliminés, permettant un usage plus souple et plus efficace de l'espace construit ;

La légèreté de la toiture en charpente métallique par rapport à la dalle en béton armé ou plancher mixte

La facilité et rapidité de montage.

La couverture :

La couverture sera réalisée par des panneaux sandwich, appelé aussi panneaux double peau monoblocs, ils sont constitués :

De deux tôles de parement intérieur et extérieur.

D'une âme en mousse isolante.

De profils latéraux destinés à protéger l'isolant et réaliser des assemblages aisés. Les panneaux sandwich nous offrent plusieurs avantages on site :

- Le pare-vapeur
- L'isolation et l'étanchéité
- Une bonne capacité portante
- Un gain de temps appréciable au montage.

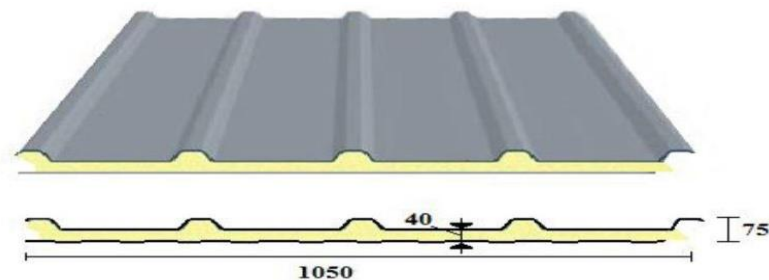


Figure 4.panneaux sandwich

1.7.3 LES PANNES :

Les pannes sont des barres ou des poutres horizontales utilisées principalement dans les structures de Toit pour supporter les éléments de couverture (comme les plaques de tôle, les tuiles, les panneaux sandwich, etc.) et transférer les charges (neige, vent, poids propre de la couverture) aux fermes ou aux poutres principales. Elles sont essentielles pour assurer la rigidité et la stabilité de la toiture, en répartissant les charges de manière uniforme et en empêchant la déformation excessive de la structure.

Il existe plusieurs types de pannes, chacune ayant une application spécifique en fonction de la conception du toit et des charges à supporter :

Pannes Faîtières : Situées au sommet de la charpente, elles courent le long du faîtage et soutiennent la partie supérieure des chevrons ou des fermes.

Pannes Intermédiaires : Placées entre les pannes faîtières et les sablières, elles sont disposées parallèlement à ces dernières et répartissent les charges sur les fermes intermédiaires.

Pannes Sablières : Installées à la base de la toiture, sur les murs porteurs ou sur les fermes, elles soutiennent les chevrons ou les éléments de couverture à la jonction avec les murs.

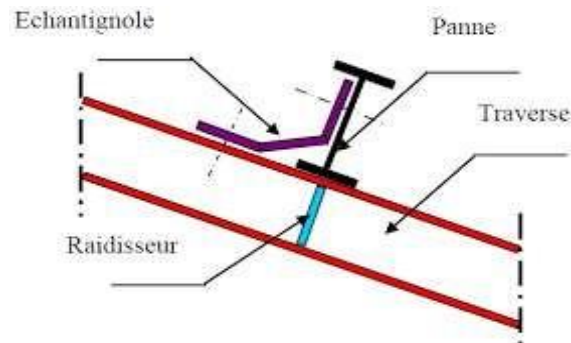


Figure 5: Disposition de la panne sur la toiture

1.7.4 L'ÉCHANTIGNOLLE :

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 due au chargement (surtout sous l'action de soulèvement du vent).

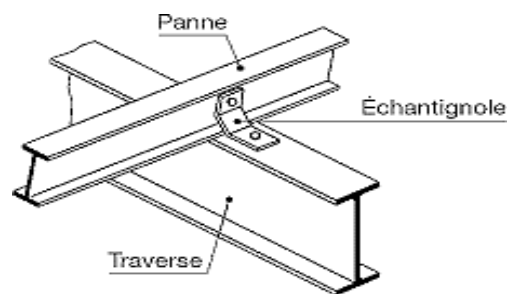


Figure 6 . Exemple d'échantignolle

1.7.5 LES LIERNES :

Les liernes sont des pièces de maintien de l'écartement de pannes ou de chevrons, plat métallique tendu reliant les pannes entre elles pour maintenir leur écartement et les soulager dans le sens du versant, Elles sont généralement formées des barres rondes ou de petites cornières. Leur rôle principal est d'éviter la déformation latérale des pannes.

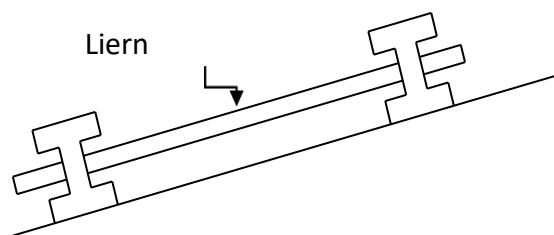


Figure 7 : Présentation d'un lierne

1.7.6 LES LISSES DE BARDAGES :

Les lisses de bardage, également connues sous le nom de traverses ou rails, sont des éléments structuraux horizontaux utilisés principalement dans les constructions métalliques pour supporter et fixer les panneaux de bardage extérieur. Elles jouent un rôle crucial dans l'enveloppe de la structure en assurant la stabilité des panneaux de bardage et en facilitant leur installation.

Les fonctions des lisses de bardage sont les suivantes :

a) Support des panneaux de bardage :

Les lisses fournissent un support continu pour les panneaux de bardage, garantissant qu'ils restent en place et maintiennent leur intégrité structurelle face aux forces du vent et aux autres charges extérieures.

b) Transmission des charges :

Elles transfèrent les charges appliquées sur les panneaux de bardage (vent, poids propre des panneaux, impacts éventuels) vers la structure principale du bâtiment, comme les montants verticaux ou les poteaux.

c) facilitation d'installation :

Les lisses de bardage offrent une surface sur laquelle les panneaux de bardage peuvent être fixés, simplifiant ainsi le processus d'installation et assurant une fixation sécurisée.

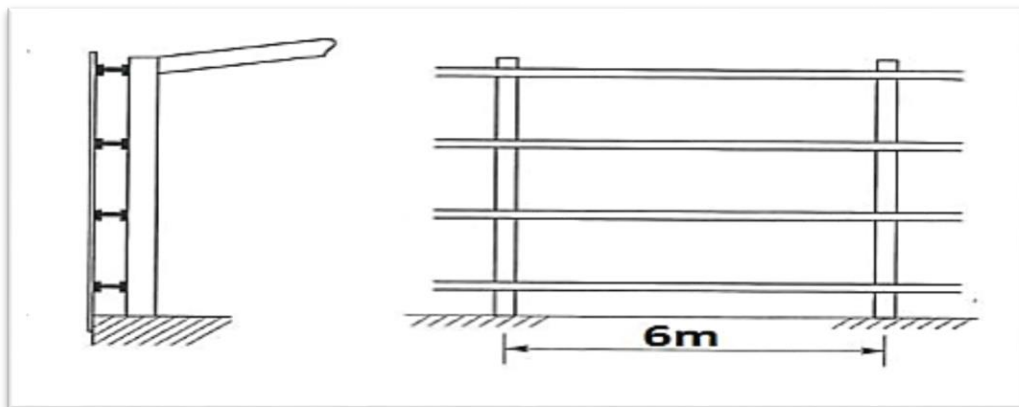


Figure 8. Disposition d'une lisse de bardage sur un potelet

1.7.7 LES POTELETS

Les potelets sont des éléments de l'ossature en I ou H qui sont articulés dans les deux extrémités qui sont destinés à rigidifier le bardage. Leurs caractéristiques varient en fonction de la nature de bardage et la hauteur de la construction, Le potelet travaille :

-A la flexion sous l'action de l'effort du vent provenant du bardage et lisse.

A la compression sous l'effet du poids propres, du poids du bardage et lisse. Par conséquent le potelet risque de :

- Subir une flèche importante sous les pressions q_w due au vent.
- Flamber lorsqu'il est très élancé.
- Déverser sous les dépressions du au vent.

1.8 L'ESCALIER :

L'escalier est un élément d'ouvrage permettant de passer à pied d'un étage de la structure à un autre. Est composé d'une succession régulière de plan horizontal consistant en des marches et des paliers.

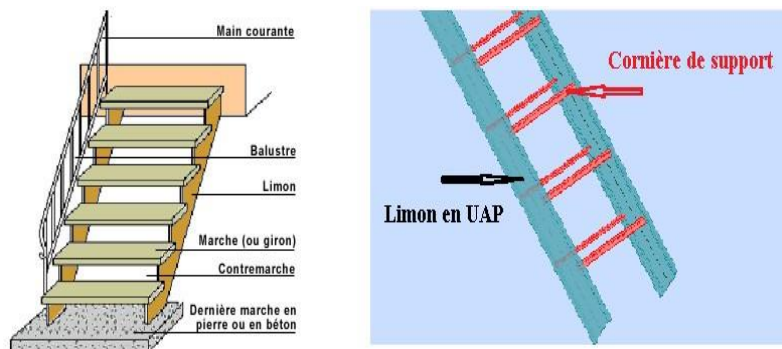


Figure 9 . Forme de l'escalier

1.9 LES CONTREVENTEMENTS :

Sont des dispositifs conçus pour reprendre les efforts dus au vent, séisme, et de les acheminer vers les fondations. Ils sont disposés en toiture, dans le plan des versants (poutres au vent), et en façade (palées de stabilité).

1.9.1 ROLE DES SYSTEMES DE CONTREVENTEMENT

Les contreventements ont pour fonctions principales de :

Reprendre et de transmettre jusqu'aux fondations les efforts dus aux actions latérales ou horizontales causés par : le vent, le séisme.

Empêcher de grandes déformations (ou de limiter les déplacements horizontaux) sous l'effet de ces actions.

Jouer un rôle important vis-à-vis des phénomènes d'instabilité en réduisant les risques de flambement et de déversement. En effet, ils diminuent les longueurs de flambement des poteaux, et ils constituent parfois des appuis latéraux intermédiaires pour les membrures comprimées de poutres et de portiques vis-à-vis du déversement.

Possèdent un rôle important dans les problèmes de vibration de la construction, dans son ensemble ou dans des éléments élancés de cette construction et ce, en modifiant la période fondamentale. Ce qui permet d'éviter le phénomène de résonance

1.10 PLANCHER MIXTE :

Le plancher collaborant encore appelé plancher mixte, est un plancher qui associe deux matériaux ; à savoir le béton et l'acier

1.10.1 LES CONSTITUANTS DU PLANCHER MIXTE :

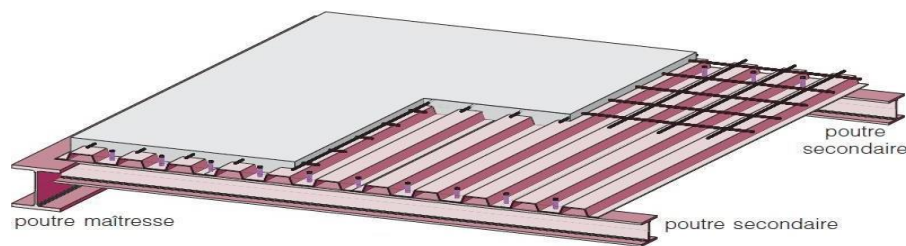


Figure 10 : vue d'un plancher mixte

- Dalle en béton armé
- Les solives
- Connecteurs de cisaillement de type goujons.

Les avantages du plancher mixte sont :

- Un plancher avec les connexions peut supporter 260% de poids.
- Réduction de poids des structures en acier.
- Une hauteur totale des structures inférieure.
- Plus grande rigidité.
- Une meilleure résistance au feu

1.11 LES ACTIONS PRISES EN COMPTE :

Une action est une force (charge) appliquée à la structure (action directe) ou une déformation imposée (Action indirecte), déplacements d'appuis, effets thermiques.

Les actions sont classées principalement en fonction de leur variation dans le temps :

1.11.1 ACTIONS PERMANENTES (G) :

Dont l'intensité est constante ou très peu variable

Dans le temps,

Ou varie dans le même sens en tendant vers une limite, tel que :

- Poids propre de la structure.
- Poussée des terres et des liquides.

1.11.2 ACTIONS VARIABLES (Q) :

Dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante

Dans le temps tel que :

- Charges d'exploitation(Q)
- Charges climatiques (neige S, vent W) ;
- Charges dues à l'effet de température (T)
- Charges appliquées en cours d'exécution.

1.11.3 ACTIONS ACCIDENTELLES :

Ce sont des actions qui ne surviennent que rarement durant la vie de l'ouvrage mais dont les conséquences

Peuvent être très néfastes, si des dispositions ne sont pas prises lors de la conception et de

La réalisation de l'ouvrage. Parmi ces actions, on peut répertorier :

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

1.12 COMBINAISONS D'ACTIONS :

Pour les bâtiments, les combinaisons à considérer peuvent s'écrire sous la forme simplifiée suivantes :
États limites ultimes :

Situations durables et transitoires

Les situations durables représentent la structure dans les conditions normales d'exploitation alors

Que les situations transitoires rendent compte de toutes les phases de construction ou de maintenance.

Combinaison avec prise en compte uniquement de l'action variable la plus défavorable :

$$\sum_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}$$

Combinaison avec prise en compte de toutes les actions variables défavorables :

$$\sum_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + 0.9 \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} Q_{k,i}$$

Situations accidentelles :

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie

D

de Calcul aux états limites(ELU). Selon le RPA, les combinaisons d'actions à considérer sont :

$$\sum_j G_{k,j} + Q_{k,1} + E$$

$$\sum_j 0.8 G_{k,j} \pm E$$

Pour Les poteaux dans les ossatures auto stables, la
Combinaison

$\sum_j G_{k,j} + Q_{k,1} + E$ est remplacée par la combinaison suivante :

$$\sum_j G_{k,j} + Q_{k,1} + 1.2E$$

E : action du séisme représentée par ses composantes horizontales.

États limites de service

Combinaison avec prise en compte uniquement de l'action variable la plus défavorable :

$$\sum_j G_{k,j} + Q_{k,1}$$

Combinaison avec prise en compte de toutes les actions variables défavorables :

$$\sum_j G_{k,j} + 0.9 \sum_{i \geq 1} Q_{k,i}$$

Inaction des sollicitations et des déformations de calcul sont :

Avec :

$G_{k,j}$: valeur caractéristique de l'action permanente j,

$Q_{k,1}$: valeur caractéristique de l'action variable de base,

$Q_{k,i}$: valeur caractéristique de l'action variable d'accompagnement j,

$\gamma_{G,j}$: coefficient partiel de sécurité appliqué à l'action permanente $G_{k,j}$,

$\gamma_{Q,i}$: coefficient partiel de sécurité appliqué à l'action variable $Q_{k,i}$,

Les valeurs des coefficients partiels de sécurité à appliquer aux actions suivant EC3

Action concernée	Symbole	Domaine d'application	Valeurs
Action permanente	$\gamma_{G,inf}$	si effet favorable	1
	$\gamma_{G,sup}$	si effet défavorable	1.35
Action variable (de base ou accompagnement)	$\gamma_{Q,inf}$	si effet favorable	0
	$\gamma_{Q,sup}$	si effet défavorable	1.5

Conclusion :

Au terme de ce chapitre, nous concluons que la conception d'un ouvrage de charpente métallique requiert la prise en compte de plusieurs facteurs pour garantir sa pérennité et sa stabilité sous l'effet des actions naturelles. La prise en compte des exigences prescrites par les règlements (DTR) de calculs tels que CCM 97, RNVA 99 et RPA permettra la satisfaction des exigences techniques de bonne conception et contribue également à l'optimisation des coûts économique

CHAPITRE2 : ETUDE CLIMATIQUE

2.1 INTRODUCTION

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

L'effet du vent sur les hangars métalliques est généralement prépondérant, une étude approfondie Doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes

Les Directions possibles dont le calcul est mené conformément au règlement neige et vent RNV A99-2013

Les valeurs de pression du vent dépendent d'un certain nombre de facteurs qui sont :

- k De la région d'implantation de l'ouvrage,
- k Du site d'implantation
- k De la hauteur de la construction
- k De la forme géométrique de la construction
- k De la rigidité de la construction

2.2 DIRECTION DU VENT :

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

Perpendiculaire :

- Au pignon V_{y1}
- Au long pan V_x
- Au pignon v_{y2}

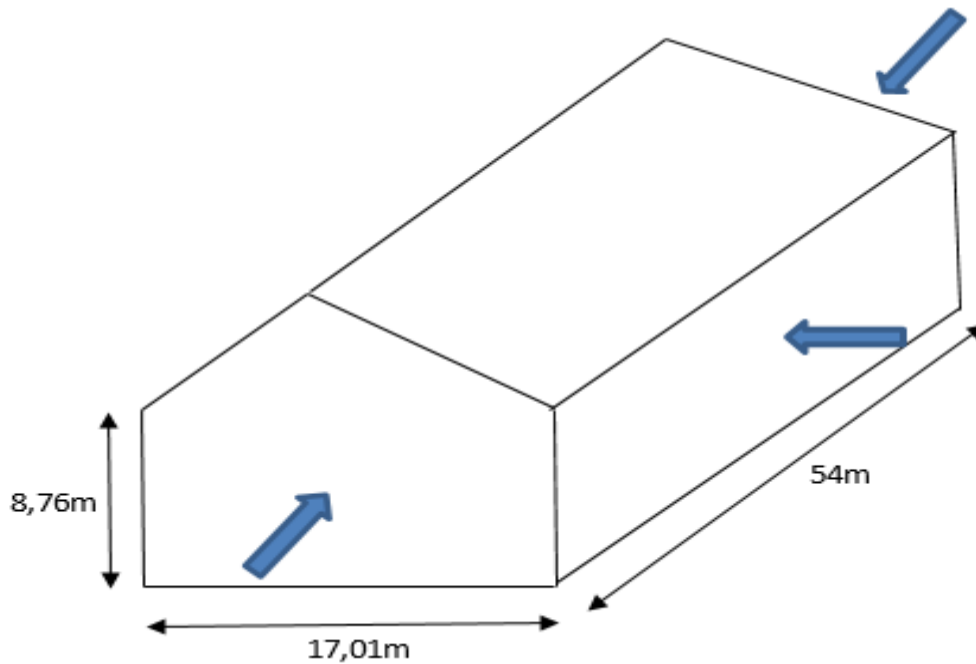


Figure 11. Présentation de directions du vent

2.3 DETERMINATION DES DIFFERENTS PARAMETRES ET LES COEFFICIENTS DE CALCUL

2.3.1 EFFET DE LA REGION :

Selon le RNV2013 notre projet est situé dans la commune de Hamoudi Hamouche wilaya de Skikda Qui est classé en zone du vent II. Selon le tableau 2-3[1] RNV, la pression dynamique de référence Est donnée comme suit :

qréf : La pression dynamique de référence Pour les constructions permanentes (dont la durée D'utilisation est supérieure à 5 ans).

2.3.2 Effet de site :

La structure sera implantée dans une zone plate à végétation négligeable et libre de tous obstacles **(Catégorie de terrain III)** donc d'après le tableau 2.4 (chapitre II) RNV2013 les valeurs des paramètres Sont les suivantes :

- Le facteur de terrain : $K_T = 0,215$
- Le paramètre de rugosité : $Z_0 = 0,3m$. (Tableau 2-4, chapitre II RNV2013).
- La hauteur minimale : $Z_{min} = 5m$
- $\varepsilon = 0,61$: coefficient utilisé pour le calcul de C_d (cf. chapitre III RNV2013)

2.3.3 COEFFICIENT TOPOGRAPHIQUE (C_t) :

Selon RNV2013 Chap2, formule (2.4) La structure est implantée dans un site plat

($\phi < 0.05$) donc : $C_t(z) = 1$

ϕ : est la pente du versant au vent $\phi = h/L_u = 0.05$ H : est la hauteur du versant

L_u : est la longueur du versant sous le vent

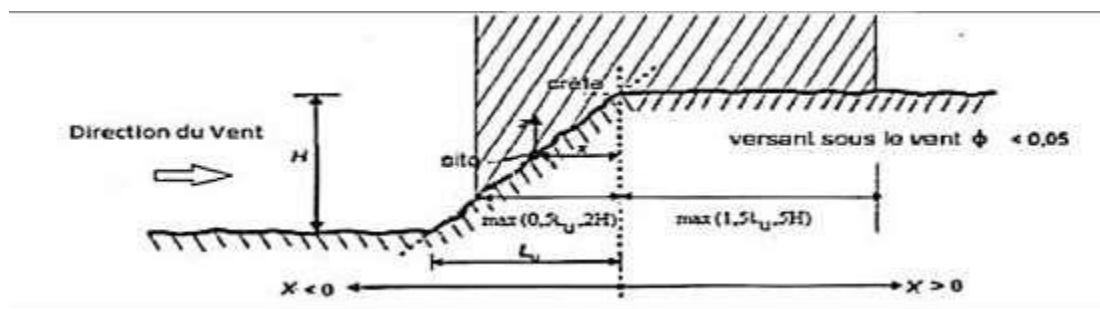


Figure 12 . Paramètres pour la détermination du $C_t(z)$.

Coefficient dynamique (C_d) :

Le coefficient dynamique C_d tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation de la pression

Exercée sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à la partie de turbulence ayant une fréquence

Proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure. La valeur du coefficient dynamique C_d

Pour les structures métalliques est donnée par le paragraphe valeur simplifiée. (Chapitre III : coefficient dynamique dans RNVA2013).

$C_d=1$. Bâtiment dont la hauteur est inférieur à 15m.

Pour notre cas :

$H = 10.68\text{m}$; $C_d = 1 < 1.2$ donc la construction est peu sensible aux excitations dynamiques (§ 2. 3 Chapitre II RNVA2013)

2.3.4 Coefficient de rugosité Cr(z) :

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

$$\begin{cases} C_r(z) = kt \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) & \text{pour } z_{min} \leq z \leq 200 \\ C_r(z) = kt \times \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right) & \text{pour } z \leq z_{min} \end{cases}$$

-**KT** est le facteur de terrain.

-**Z0** est le paramètre de rugosité (en m).

-**Zmin** est la hauteur minimale (en m).

-**Z** est la hauteur considérée (en m).

➤ **Toiture :**

$$Z=10.68 \text{ m}$$

$$Cr(z)=0.215 \times \ln\left(\frac{10.68}{0.3}\right)=0.768$$

➤ **Paroi verticale :**

$$Z=8,76\text{m}$$

$$Cr(z)=0.215 \times \ln\left(\frac{8.76}{0.3}\right)=0,725$$

2.3.5 CALCUL L'INTENSITE DE LA 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 de (RNV 2013 Chap2, formule 2.5)

$$\begin{cases} Iv = \frac{1}{ct \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} & \text{pour } z > z_{min} \\ Iv = \frac{1}{ct \times \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right)} & \text{pour } z < z_{min} \end{cases}$$

➤ Calcul de Iv(z) pour les parois verticales (Z=8.76m)

$$Iv(z) = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{8.76}{0.3}\right)} = 0.296$$

➤ Calcul de Iv(z) pour la toiture (Z=10.68m)

$$Iv(z) = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{10.68}{0.3}\right)} = 0.280$$

2.3.6 COEFFICIENT D'EXPOSITION CE :

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

$$Ce = Ct(z) \times Cr(z) \times [1 + 7 \times Iv(z)]; \quad \dots \quad (\text{RNV 2013 Chap2, formule 2.2})$$

- k **Ct** est le coefficient de topographie.
- k **Cr** est le coefficient de rugosité.
- k **Iv(z)** est l'intense de la turbulence.
- k **Z(m)** est la hauteur considérée

Tableau 1. Les valeurs du coefficient d'exposition.

	Ct(z)	Cr(z)	Iv(z)	Ce(z)
Toiture	1	0.768	0.280	1.746
Parois	1	0.725	0.296	1.615

2.3.7 PRESSION DYNAMIQUE DE POINTE :

La pression dynamique de pointe q_{dyn} , à la hauteur de référence z est donnée par :

(Chap. 2 RNV2013 Formule 2.1)

$$q_{dyn} = q_{réf} \times C_e(z) \text{ [N/m}^2\text{]}$$

Q_{ref} (en N/m^2) du tableau 2.2 de RNVA2013 en fonction de la zone de vent.

$C_e(z)$ est le coefficient d'exposition au vent.

Z_e (en m) est la hauteur de référence.

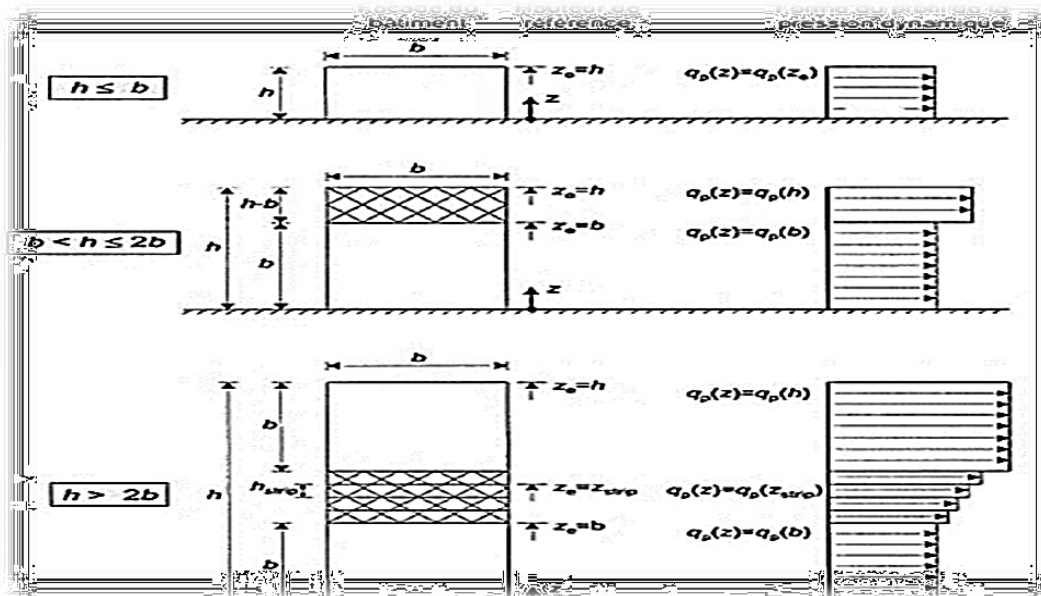


Figure 13. Hauteurs de référence Z_e et profil correspondant de la pression dynamique

❖ **Hauteur de référence :**

Pour les murs au vent des bâtiments à parois verticales, Z_e est déterminée comme indiqué par la figure 2.1 du RNVA 2013.

$\Rightarrow h \leq b ; Z_e = h = 8.76m$

Pour les toitures, et selon RNVA 2013 (Chap. 2 article 2.3.2) ; Z_e est pris égal à la hauteur maximale des bâtiments : $Z_e = H = 10.68$

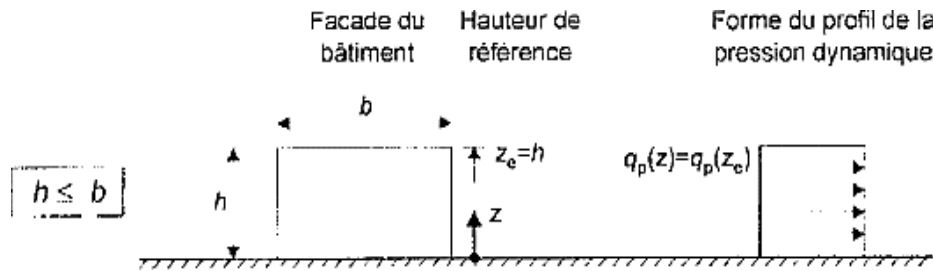


Figure 14 . Hauteurs de référence Z_e pour $h \leq B$

Tableau 2 : Valeur de la pression dynamique

	$q_{réf} [N/m^2]$	$C_e(z)$	$q_{dy} (z_e) [N/m^2]$
Toitures	435	1,746	759,51
Parois	435	1,615	702,52

2.3.8 DETERMINATION DE LA PRESSION AERODYNAMIQUE :

La pression aérodynamique $W(Z_j)$ agissant sur une paroi est obtenue à l'aide de la formule suivant :

Si une face de la paroi est intérieure à la construction, l'autre extérieure :

$W (z_j) = C_d * (z_e) * [C_{pe} - C_{pi}] [N/m^2]$

✚ **Qdyn (ze) :** la pression dynamique de pointe calculée à la hauteur (ze) relative à l'élément de surface J.

✚ **Cpe :** Coefficient de pression extérieur.

✚ **Cpi :** Coefficient de pression intérieur.

2.3.8.1 DETERMINATION DES COEFFICIENTS DE PRESSION EXTERIEURE CPE :

Les coefficients de pression extérieure C_{pe} des constructions de type rectangulaire et leurs éléments constitutifs individuels dépendent de la dimension de la surface chargée. Ils sont définis pour des

surfaces chargées de 1 m² et 10 m², auxquelles correspondent les coefficients de pression notés respectivement Cpe1 et Cpe10.

Cpe s'obtient à partir des formules suivantes :

$$Cpe = Cpe,1 \text{ si } S \leq 1m^2$$

$$Cpe = Cpe1 + (Cpe10 - Cpe1) * \log_{10}(S) \text{ si } 1m^2 < S < 10m^2$$

$$Cpe = Cpe,10 \text{ si } \geq 10 m^2$$

b : la dimension perpendiculaire à la direction du vent.

d : la dimension parallèle à la direction du vent.

Où : S (en m²) désigne la surface chargée de la paroi considérée (Selon RNv2013 chap5)

2.3.8.1.1 Vent perpendiculaire au Pignon (sens vent vy1) :

➤ **Paroi verticale :**

Il convient de diviser les parois comme l'indique la figure en dessous
 b = 17.01m, d = 54 m, h = 8.76m, e = min [17.01 ; 2 x 8.76] = 17.01m

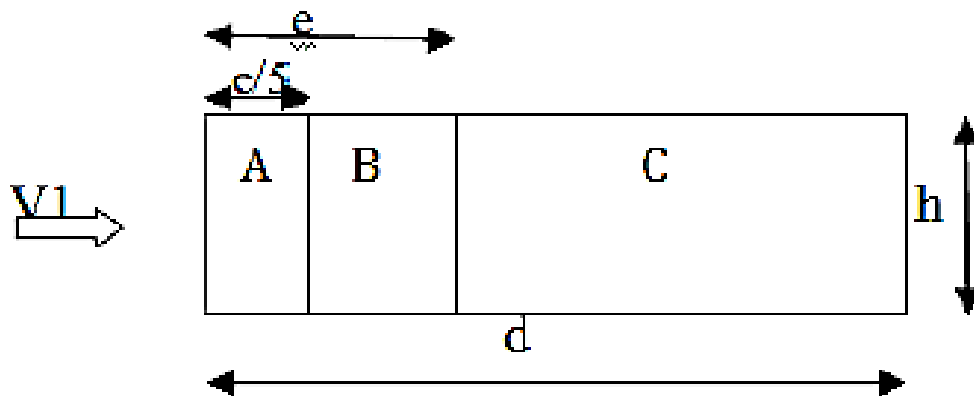


Figure 15 .Répartition des surfaces du vent sur pignon

Pour la détermination des valeurs de coefficients de pression extérieure Cpe on se réfère au tableau (5-1 du RNVA99) :

Tableau 3 . Valeurs des surfaces de chaque zone

A		B, B'		C		D		E	
C _{pe,10}	C _{pe,1}	C _{pe,10}	C _{pe,1}	C _{pe,10}	C _{pe,1}	C _{pe,10}	C _{pe,1}	C _{pe,10}	C _{pe,1}
- 1,0	- 1,3	- 0,8	- 1,0	- 0,5		+ 0,8	1,0	- 0,3	

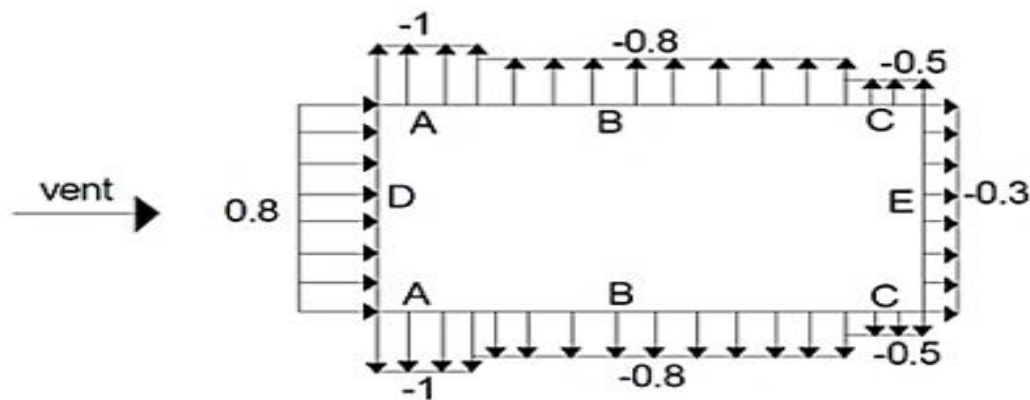
On remarque que toutes les surfaces sont supérieures à 10m² Donc : **Cpe= Cpe10**

Pour chaque zone. (Selon RNVA 2013 chap5, article 5.1.1.2).

Avec les zones de pression : d > e.

Tableau 4 : Les coefficients de CPE et les surfaces à chaque zone des parois verticale

Zones	A	B	C	D	E
S (m ²)	29.80	119.21	324.03	149.008	149.008
CPE	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

**Figure 16** : valeurs des C_{pe} pour les parois verticales.

➤ **Toiture :**

Direction du vent est définie par l'angle θ , et dans notre cas :

Le vent est perpendiculaire au pignon (sens V1) et parallèle aux génératrices donc :

$\theta = 90^\circ$ (Selon RNVA 2013 Chap5, article 5.1.5.1).

La toiture est à deux versants avec un angle de $\alpha = 12.73^\circ$ (figure 5.4 RNVA2013).

Pour $\theta=90^\circ$, on va définir les différentes zones de pression **F**, **G**, **H** et **I** qui sont représentées sur la figure suivante :

Pour cette direction du vent : $e = \min(b, 2h) = 17.01\text{m}$

$d=54\text{m}$, $b=17.01\text{m}$, $h=10.68\text{m}$

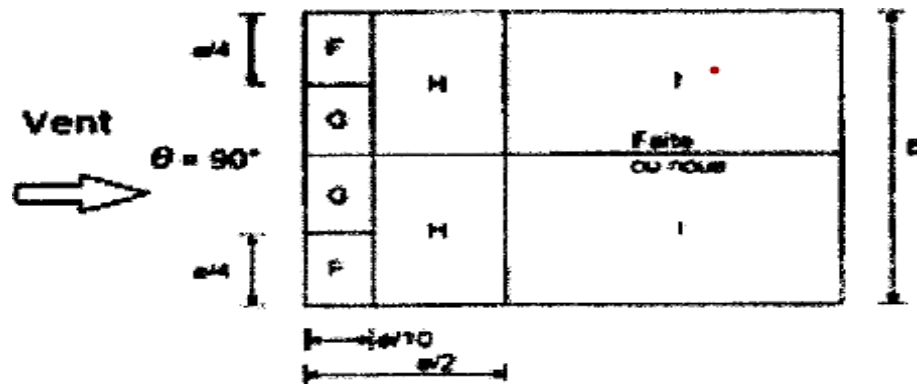


Figure 17 : Répartition du coefficient de pression extérieure Sur la toiture (Vy1)

2.3.8.1.2 Vent perpendiculaire au Pignon (sens vent vy2) :

➤ Paroi verticale :

Il convient de subdiviser les parois comme l'indique la figure en dessous

$b = 17.01\text{m}$, $d = 54\text{ m}$, $h = 8.76\text{m}$, $e = \min [17.01 ; 2 \times 8.76] = 17.01\text{m}$

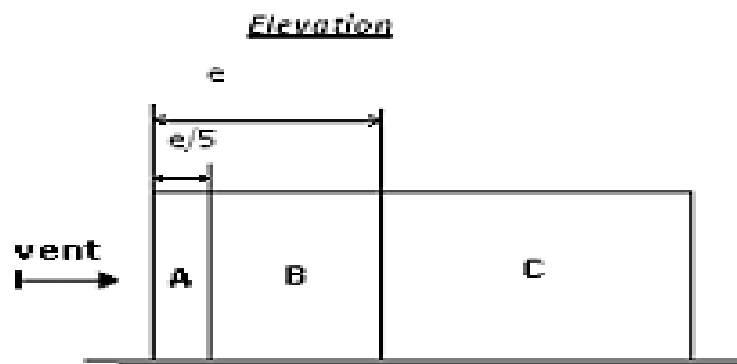


Figure 13. Répartition des surfaces du vent sur pignon

Tableau 5. : Les coefficients de CPE et les surfaces à chaque zone des parois verticales

Zones	A	B	C	D	E
S (m ²)	29.80	119.21	324.03	149.008	149.008
CPE	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

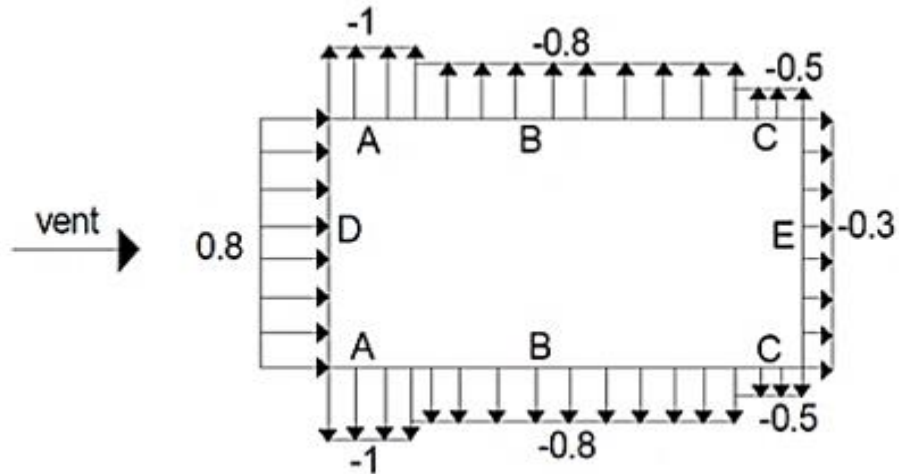


Figure 18.valeur CPE sur paroi verticale.

➤ Toiture

Pour cette direction du vent : $e = \min(b, 2h) = 17.01m$
 $d = 54m, b = 17.01m, h = 10.68m$

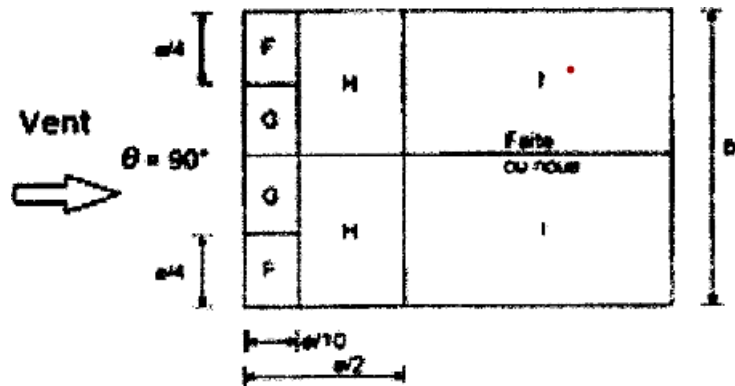


Figure 19 . Répartition du coefficient de pression extérieure Sur la toiture (Vy2)

2.3.8.2 CALCUL DES SURFACES POUR CHAQUE ZONE :

On remarque que :

La surface des zones de pression F de la toiture est entre $1m^2$ et $10m^2$ ($1m^2 < S < 10m^2$)

Donc ; $CPE = Cpe1 + (Cpe10 - Cpe1) \times \log_{10}(S)$.

Et les surfaces de Les valeurs des coefficients d'expositions Cpe sont déterminées par une interpolation linéaire entre les deux valeurs de même signe pour $\alpha = 5^\circ$ et $\alpha = 15^\circ$

Zones	F	G	H	I
Surfaces (m2)	7.233	7.233	57.868	386.934

Tableau 6. Les valeurs de surface chaque zone de toiture

$$f_{(x_0)} = f_{(x_0)} + \frac{f_{(x)} - f_{(x_0)}}{x - x_0} (x - x_0) \dots \text{formule d'interpolation}$$

Les valeurs des coefficients d'expositions C_{pe} sont déterminées par une interpolation linéaire entre les deux valeurs de même signe pour $\alpha=5^\circ$ et $\alpha=15^\circ$ tirées du **tableau 5.4, chapitre2, RNVA2013**).

- **Exemple de calcul :**

Zone F: $S = 7.233\text{m}^2$ ($1\text{m}^2 < S < 10\text{m}^2$)

$$C_{pe10} = -1.6 + \frac{-1.3 + 1.6}{15 - 5} \times (12.73 - 5) = -1.36$$

$$C_{pe1} = -2.2 + \frac{-2 + 2.2}{15 - 5} \times (12.73 - 5) = -2.045$$

$$C_{pe} = -2.045 + (-1.36 + 2.045) \times \log_{10}(7.233).$$

$$C_{pe} = -1.463$$

Les zones de pression H et I sont supérieures à 10m^2 , ($S \geq 10\text{m}^2$). Donc

Zone H : $S = 29.268 \text{ m}^2$ ($S \geq 10\text{m}^2$)

$$C_{pe} = C_{pe10} = -0.7 + \frac{-0.6 + 0.7}{15 - 5} \times (12.73 - 5) = -0.623$$

La même procédure pour calculer les coefficients d'autres zones, les résultats sont donnés Comme suite :

Tableau 7 . Les valeurs de C_{pe} de chaque zone de toiture, cas de vent dans Le sens Vyletvy 2

Zone	F	G	H	I
C _{pe}	-1.463	-1.39	-0.623	-0.523

2.3.8.2.1 Vent perpendiculaire au long pan (sens vent vx) :

➤ **Paroi verticale :**

Il convient de diviser les parois comme l'indique la figure en dessous :

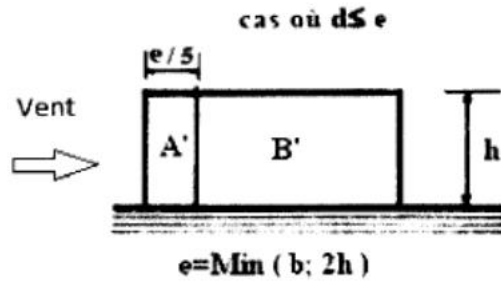


Figure 20. Légende pour les parois verticales.

Les données :

$b = 54\text{m}$, $d = 17.01\text{ m}$, et $h = 8.76\text{ m}$; $\theta = 0^\circ$,

$$e = \min(b; 2h) = 17.52\text{m}$$

⇒ On remarque que toutes les surfaces sont supérieures à 10m^2 Donc : **C_{pe} = C_{pe10}** pour chaque zone. (Selon RNVA 2013 chap5, article 5.1.1.2)

Tableau 8: valeurs des surfaces pour les parois verticales.

Zone	A'	B'	D	E
Surface (m ²)	30.695	118.312	473.04	473.04
C _{pe}	-1	-0.8	0.8	-0.3

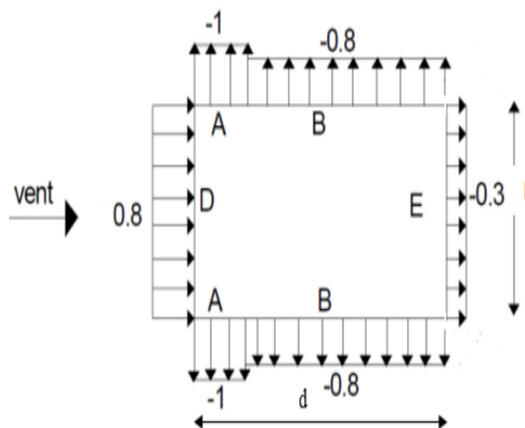


Figure 21 . Valeurs des C_{pe} pour les parois verticales.

➤ **La toiture :**

Il convient de diviser la toiture comme l'indique la figure ci-dessous :

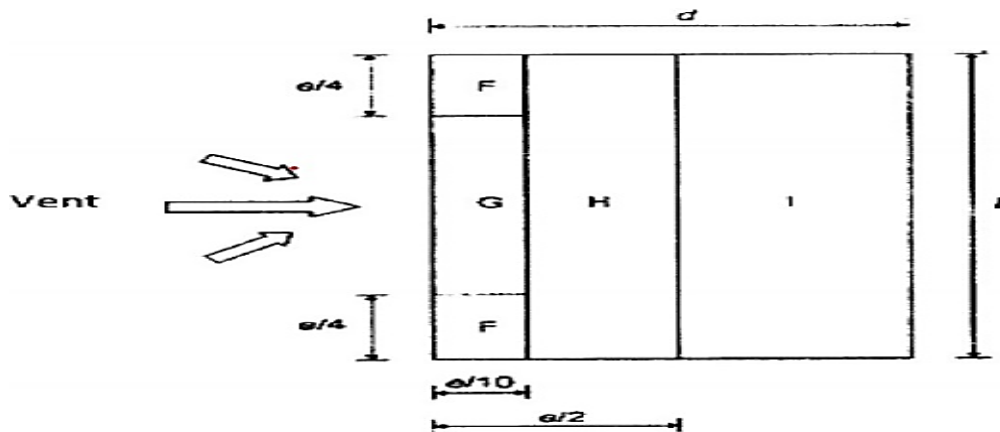


Figure 22. Répartition du coefficient de pression extérieure Sur la toiture.

On a : $\theta = 0^\circ$; $\alpha = 12.73^\circ$; $b = 54 \text{ m}$; $d = 17.01 \text{ m}$; $H = 10.68$

$$e = \min(b; 2h) = \min(54; 2 \times 10.68) = 21.36 \text{ m}$$

Tableau 9 . Surfaces des zones chargées pour la toiture (S en m²).

Zone	F	G	H	I	J
Surface (m ²)	11.40	92.53	343.93	343.93	115.34

On remarque que :

Les surfaces des zones de pression sont supérieures à 10m², ($S \geq 10\text{m}^2$).

Donc : **Cpe= Cpe10**

Les valeurs des coefficients d'expositions Cpe sont déterminées par une Interpolation linéaire entre les deux valeurs de même signe pour $\alpha=5^\circ$ et $\alpha=15^\circ$ tirées du **tableau 5.4, chapitre2, (RNVA2013)**.

$$F(x) = F(X_0) + \frac{f(X_1) - f(X_0)}{X_1 - X_0} (X - X_0) \dots\dots\dots \text{La formule d'interpolation}$$

Exemple de calcul :

- **Zone F** : $S = 11.40 \text{ m}^2$

$$Cpe10 = -0 + \frac{0.2+0}{15-5} \times (12.73 - 5) = -1.08 \quad \text{(Dépression)}$$

$$Cpe10 = -0 + \frac{0.2+0}{15-5} \times (12.73 - 5) = 0.1546 \quad \text{(suppression)}$$

La même procédure pour calculer les coefficients d'autres zones, les résultats

Sont donnés Comme suit :

Tableau 10 . Les valeurs de Cpe de chaque zone de toiture, cas de vent dans Le sens vx

Zone	F	G	H	I	j
Cpe(dépression)	-1.08	-0.8908	-0.3681	-0,4454	-0.7276
Cpe(suppression)	0.1546	0.1546	-0.1546	-0.1362	-0.1362

2.3.8.3 LE COEFFICIENT DE PRESSION A L'INTERIEUR (CPI) :

2.3.8.3.1 Vents perpendiculaires au long pan (sens vents vx) :

Le Cpi dépend de la dimension et de la réparation des ouvertures de notre structure et en fonction de l'indice de perméabilité μ_p qui est définie par :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures ou } C_{pe} \leq 0}{\sum \text{aires des ouvertures}} \quad [\text{Articles 5.2.2.2 RNV 2013 page96}]$$

Dans ce cas le vent perpendiculaire au long pan le rapport $\frac{n}{d} = \frac{8.76}{17.01} = 0.51$

$\Rightarrow 0.25 < \frac{n}{d} < 1$ on utilise les valeurs de Cpi correspondant par interpolation

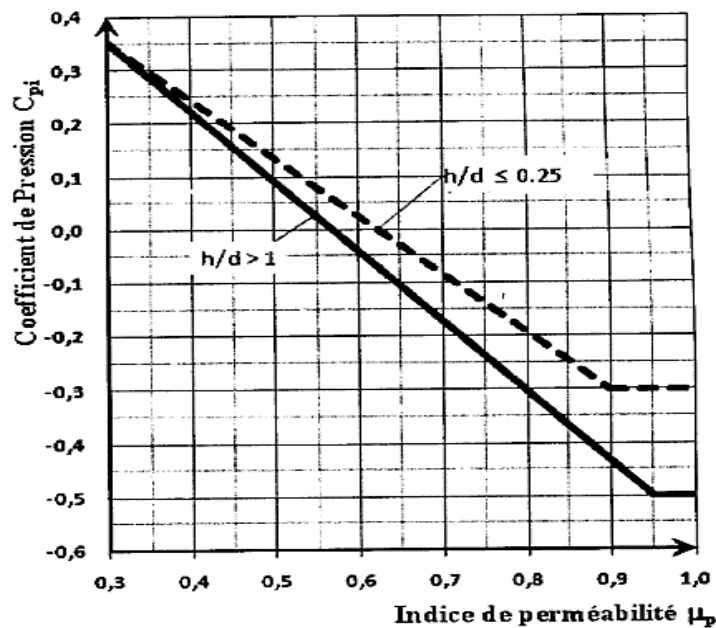


Figure 23 : Coefficient de pression intérieure Cpi (Figure 5.14 du RNVA 2013).

$$\mu_p = \frac{24.192 + 51.927 + 22.77}{2 \times 24.192 + 51.927 + 22.77} = 0.80$$

Par interpolation on obtient : **CPI=-0.23**

2.3.8.3.2 Vents perpendiculaires au pignon (sens vent vy1) :

Dans ce cas le vent perpendiculaire au pignon le rapport $\frac{h}{d} = \frac{8.76}{54} = 0.16$

$$\mu_p = \frac{4 \times 2(1.44 \times 4.20) + 2(1.14 \times 3.16) + 2(1.14 \times 6.83)}{8(1.44 \times 4.20) + 4(1.14 \times 3.16) + 4(1.14 \times 6.83) + (1.44 \times 3.16) + (6 \times 4.10)} = 0.578$$

Par interpolation on obtient : **Cpi=0.05**

2.3.8.3.3 Vents perpendiculaires au pignon 2 (sens vent vy2) :

$$\mu_p = \frac{4 \times 2(1.44 \times 4.20) + 2(3.16 \times 1.14) + (1.44 \times 3.16) + 2(1.14 \times 6.83) + (6 \times 4.10)}{8(1.44 \times 4.20) + 4(1.14 \times 3.16) + 4(1.14 \times 6.83) + (1.44 \times 3.16) + (6 \times 4.10)} = 0.814$$

Par interpolation on obtient : **Cpi=-0.21**

2.3.9 CALCUL DES DIFFERENTES PRESSIONS AERODYNAMIQUES AGISSANT SUR LA STRUCTURE :

Les pressions sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$w(z_j) = qp(z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}]$$

2.3.9.1 SOUS PIGNON (VY1) :

Tableau 11 . Pression aérodynamique sur les parois sous Vy1

Zones	Cd	qdyn	Cpe	Cpi	Cpe-Cpi	W(ze)[N/m2]
A	1	702.52	-1	0.05	-1.05	-737.646
B	1	702.52	-0.8	0.05	-0.85	-597.142
C	1	702.52	-0.5	0.05	-0.55	-386.386
D	1	702.52	0.8	0.05	0.75	526.89
E	1	702.52	-0.3	0.05	-0.35	-245.882

Tableau 12 . Pression aérodynamique sur la toiture sous Vy1

Zones	Cd	qdyn	Cpe	Cpi	Cpe-Cpi	W(ze)[N/m2]
F	1	759.51	-1.463	0.05	-1.513	-1149.139
G	1	759.51	-1.39	0.05	-1.44	-1093.694
H	1	759.51	-0.623	0.05	-0.673	-511.150
I	1	759.51	-0.523	0.05	-0.573	-435.199

2.3.9.2 SOUS LONG PAN (VX) :**Tableau 13** . Pression aérodynamique sur les parois sous Vx

Zones	Cd	qdyn	Cpe	Cpi	Cpe-Cpi	w(ze) [N/m2]
A	1	702.52	-1	-0.23	-0.77	-540.940
B	1	702.52	-0.8	-0.23	-0.57	-400.436
D	1	702.52	+0.8	-0.23	1.03	723.596
E	1	702.52	-0.3	-0.23	-0.07	-49.176

Tableau 14 . Pression aérodynamique sur la toiture sous Vx

Zones	Cd	qdyn	Cpe		Cpi	Cpe-Cpi		w(ze) [N/m2]	
			depression	suppression		depression	suppression	Depression	suppression
F	1	759.51	-1.08	0.154	-0.23	-0.85	0.134	-645.583	291.652
G	1	759.51	-0.890	0.154	-0.23	-0.66	0.134	-501.277	291.652
H	1	759.51	-0.368	0.154	-0.23	-0.138	0.134	-104.812	291.652
I	1	759.51	-0.445	-0.136	-0.23	-0.215	-0.215	-163.295	71.394
J	1	759.51	-0.787	-0.136	-0.23	-0.497	-0.156	-377.476	71.394

2.3.9.3 SOUS PIGNON (VY2)**Tableau 15** . Pression aérodynamique sur les parois sous Vy2

Zones	Cd	qdyn	Cpe	Cpi	Cpe-Cpi	W(ze)[N/m2]
A	1	702.52	-1	-0.21	-0.79	-554.991
B	1	702.52	-0.8	-0.21	-0.59	-414.487
C	1	702.52	-0.5	-0.21	-0.29	-203.731
D	1	702.52	0.8	-0.21	1.01	709.545
E	1	702.52	-0.3	-0.21	-0.09	-63.227

Tableau 16 . Pression aérodynamique sur la toiture sous Vy2

Zones	Cd	qdyn	Cpe	Cpi	Cpe-Cpi	W(ze)[N/m2]
F	1	759.51	-1.463	-0.21	-1.253	-951.666
G	1	759.51	-1.3	-0.21	-1.18	-896.222
H	1	759.51	-0.623	-0.21	-0.413	-313.678
I	1	759.51	-0.523	-0.21	-0.313	-237.727

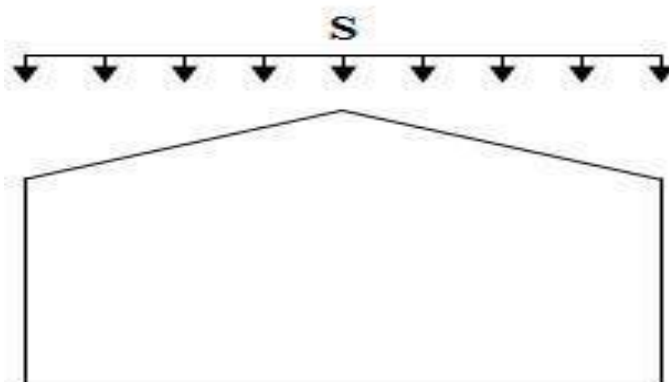
2.4 ACTION DE LA NEIGE :

La charge caractéristique de neige S par unité de surface en projection horizontale de toiture est donnée selon le RNV99 par la formule suivante :

$S = \mu \cdot S_K$ Où :

S_K : Valeur de la charge sur le sol donnée par le règlement RNV99 dans le paragraphe 4 en fonction de la zone de neige et l'altitude comme suit :

Zone	A	B	C	D
S_K	$\frac{0.07 \cdot H + 15}{100}$	$\frac{0.04 \cdot H + 10}{100}$	$\frac{0.0325 \cdot H}{100}$	Pas de charge de neige

Figure 24 : Charge de la neige sur le sol dans chaque zone**Figure 25** . Action de la neige

Pour la zone B :

$$S_k = \frac{0.04H+10}{100} \text{ (kN / m}^2\text{)}$$

μ : coefficient tenant compte de la forme de toiture donnée par

Le paragraphe 6 du RNVA 99. Comme le bâtiment est implanté à Hamouche Ham oudi wilaya de Skikda qui appartient à la zone B, au niveau de la mer $H=10m$.

$$S_K = 0,104 \text{KN}/m^2$$

Le coefficient de forme est donné par le **tableau 6.3 du RNVA99** pour une pente comprise entre 0° et 30° :

$$\mu = 0,8$$

$$S = 0,083 \text{KN}/m^2.$$

2.5 EFFET DE LA VARIATION DE LA TEMPERATURE :

Les variations de température ont des effets significatifs sur les structures métalliques, influençant leur performance, leur durabilité et leur stabilité. Voici une analyse détaillée de ces effets :

Dilatation est contraction thermique

Les métaux se dilatent lorsqu'ils sont chauffés et se contractent lorsqu'ils sont refroidis. Ce phénomène de dilatation et contraction thermique peut avoir plusieurs implications :

Expansion Linéaire : La plupart des métaux utilisés dans les constructions, comme l'acier, ont un coefficient de dilatation thermique linéaire. Cela signifie qu'une augmentation de la température entraîne une expansion proportionnelle de la longueur de l'élément métallique.

$$\Delta L = \alpha L \Delta T$$

Où ΔL est la variation de longueur, α est le coefficient de dilatation thermique, L est la longueur initiale, et ΔT est la variation de température.

Pour la vérification de la sécurité structurale, la valeur représentative ΔT de la variation uniforme de température dépend de la zone climatique. Les valeurs proposées **dans la norme DTR-BC.2.44** sont données ci-après :

Tableau 17 . La variation de température.

La zone	La variation de température
L'Algérie du nord	+35°C et -15°C
Le proche et moyen sud	45°C et -20°C
L'extrême sud	50°C et -30°C

Le hangar est situé à Skikda (Nord) donc si on prend une température dans la journée est **35°C**

Et on prend par moyenne la température du soir à **20°C**, d'où

$$\Delta T = t - t_0 = 35 - 20 = 15^\circ \text{C} \text{ donc on prend une variation de température } \Delta T = 15^\circ \text{C}$$

CHAPITRE 3 : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

3.1 INTRODUCTION :

Dans ce chapitre, nous traiterons les éléments résistants (les pannes, les potelets, les lisses de bardage) qui constituent le hangar et qui seront soumis aux différents chargements. Ce calcul nous fournira les profilés pouvant assurer à la fois la résistance et la stabilité de la structure SECONDAIRES

3.2 CALCUL DES PANNES :

On étudie la panne la plus sollicitée qui est la panne intermédiaire de portée $L=6\text{m}$, On dispose des 6 lignes de pannes sur chaque versant de toiture, ce qui donne un espacement entre chaque panne : $e = 1.40\text{ m}$

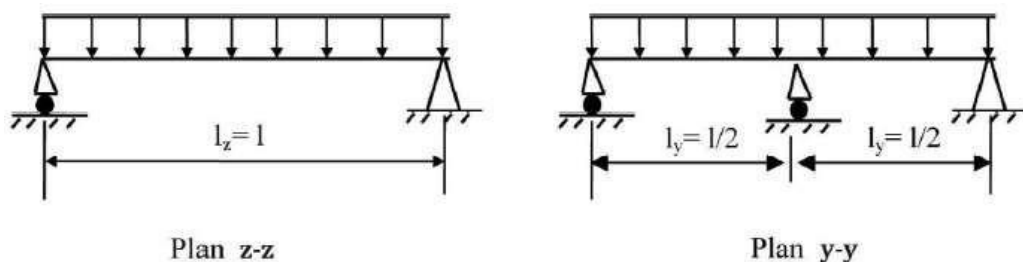


Figure 26 : Schéma statique des pannes suivant les axes Y et Z.

Les données :

- La pente de chaque versant est $\alpha = 12.73^\circ$
- Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs) ...9.65 kg/m²
- Poids propre d'accessoires de pose 3 kg/m²
- Poids propre de la panne (estimé IPE120) 10.4kg/ml
- Les pannes sont en acier S235.
- $F_y = 235\text{ N/mm}^2$ (la limite d'élasticité de l'acier)

3.2.1 PRINCIPE DE DIMENSIONNEMENT :

Les pannes sont sollicitées à la flexion déviée car elles sont posées inclinées d'un angle α , qui est égale à la pente des versants de la toiture. Elles sont en effet soumises à :

Une charge verticale : le poids propre de la panne et de la couverture appliqué à son centre de gravité suivant la verticale, cette charge est décomposée en une composante f parallèle à l'âme de la panne et une autre composante t parallèle aux semelles.

Une charge oblique : due au vent parallèle à l'âme de la panne.

Les pannes sont dimensionnées par le calcul pour satisfaire simultanément :

- Aux conditions de résistance (ELU : flexion + cisaillement) ;
- Aux conditions de déversement (ELU : déversement) ;
- Aux conditions de la flèche (ELS).

3.2.2 EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES :

3.2.2.1 CHARGES EXPLOITATION (Q) :

On considère dans les calculs une charge d'entretien qui est égale au poids de deux ouvriers qui est équivalente à deux charges concentrées portées. (Toiture inaccessible).

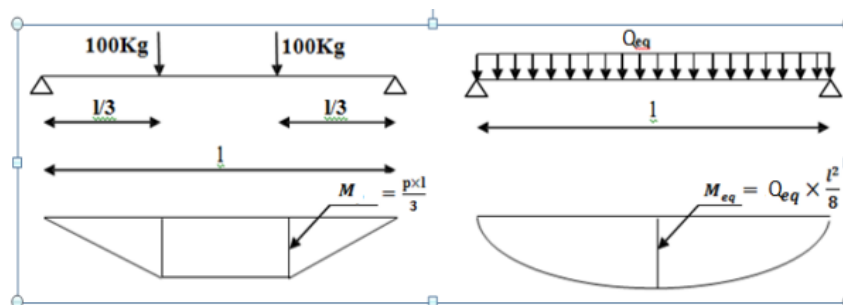


Figure 27 . Moment dû à la charge d'entretien

La charge (p) uniformément répartie due à la surcharge d'entretien est obtenue en égalisant les deux moments max due à (p) aux charges ponctuelles (P_{eq})

$$P_{eq} = \frac{8p}{3l} = \frac{8 \times 100}{3 \times 6} = 44,44 \text{ Kg/m}$$

3.2.2.2 LES CHARGES PERMANENTES (G) :

Elles comprennent le poids propre de la couverture et accessoires de pose, ainsi que le poids propre des pannes estimé.

$$G = (P_{\text{Couverture}} + P_{\text{Accessoires}}) \times e + P_{\text{Panne}}$$

$$G = (9.65 + 3) \times 1.4 + 10.4$$

$$G = 28.11 \text{ kg/ml} = 0.2811 \text{ kN/ml}$$

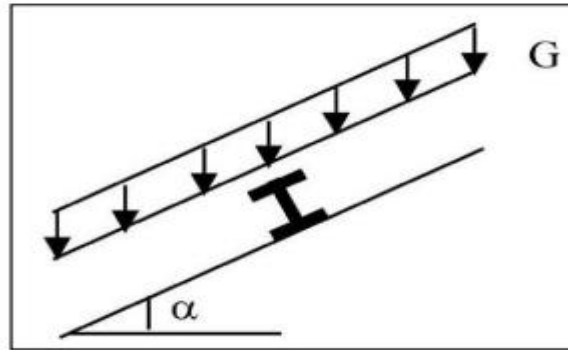


Figure 28 . Schéma statique des charges Permanentes sur les pannes

3.2.2.3 SURCHARGES DU VENT (V) :

Pour la charge du vent, on prend le cas le plus défavorable qui est le vent perpendiculaire au pignon sur la toiture, mais pour l'économie on va calculer une charge équivalente avec les trois zones les plus défavorables à savoir :F,G

$$Weq^- = \frac{1.149 \times 1.7 + 1.093 \times 4.3}{6} = -1.108 \text{ kN/m}^2$$

$$W^- = Weq^- \times e = -1.108 \times 1.4 = -1.551 \text{ kN/m}$$

$$W^+ = W_{max} \times e = 0.291 \times 1.4 = 0.407 \text{ kN/m}$$

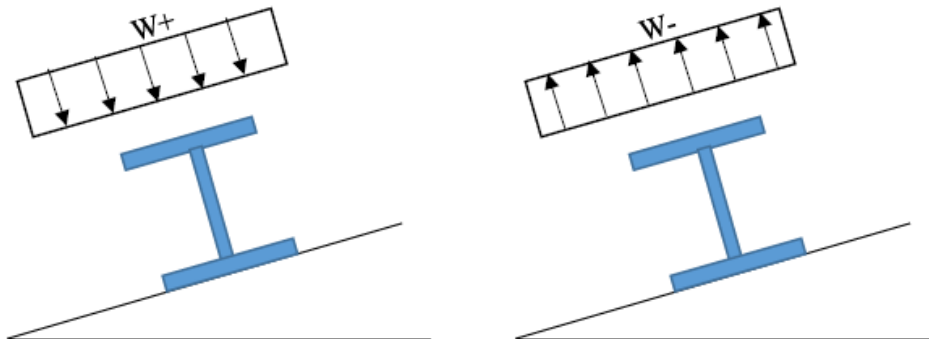


Figure 29 .Schéma statique vent sur les pannes

3.2.2.4 SURCHARGE DE NEIGE :

Est en fonction de site D'implantation de la construction (région, altitude) et de la forme de toiture

$$S = 0.083 \cdot \cos(12.73) = 8.09 \text{ kg/ml}$$

$$S' = S \times e$$

$$S' = 8.09 \times 1.40 = 11.04 \text{ kg/m}$$

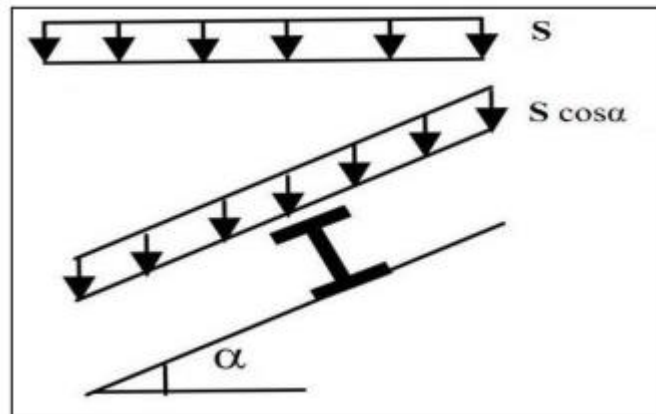


Figure 30 : Schéma statique neige sur les pannes

Tableau 18 : Tableau représentatif des forces selon les 2 directions

Suivant l'axe Z-Z:	Suivant l'axe Y-Y:
$G_z=27.41\text{kg/m}$	$G_y=6.19\text{kg/m}$
$Q_z=43.29\text{kg/m}$	$Q_y=9.78\text{kg/m}$
$w_z^- = 151.28\text{kg/m}$	$W_y^- = 0 \text{ kg/m}$
$w_z^+ = 39.69\text{kg}$	$w_y^+ = 0\text{kg/m}$
$S_z= 11.04 \text{ kg/m}$	$S_y=2.49\text{kg/m}$

3.2.2.5 LES COMBINAISONS D'ACTIONS :

L'ETAT LIMITE ULTIME (ELU) :

➤ L'axe Z-Z :

$$1.35G_z + 1.5Q_z = 101.93\text{kg/m}$$

$$1.35G_z + 1.5W^+ = 96.53\text{kg/m}$$

$$1.35G_z + 1.5S_z = 53.56\text{kg/m}$$

$$1.35G_z + 1.35(S_z + W_z^+) = 105.48\text{kg/m}$$

$$G_z - 1.5W_z^- = 254.33\text{kg/m}$$

➤ L'axe Y-Y :

$$1.35G_y + 1.5Q_y = 23.03\text{kg/m}$$

$$1.35G_y + 1.5 W_y^+ = 8.35\text{kg/m}$$

$$1,35 Gy + 1.5Sy = 12.09 \text{ kg/m}$$

$$1.35Gy + 1.35(Sy + Wy^+) = 11.72 \text{ kg/m}$$

$$Gy - 1.5Wy^- = 6.19 \text{ kg/m}$$

L'ETAT LIMITE DE SERVICES (ELS) :

➤ L'axe Z-Z

$$Gz + Qz = 70.7 \text{ kg/m}$$

$$Gz + Wz^+ = 67.1 \text{ kg/m}$$

$$Gz + Sz = 38.45 \text{ kg/m}$$

$$Gz + 0.9(Sz + Wz^+) = 73.07 \text{ kg/m}$$

$$Gz - Wz^- = 178.69 \text{ kg/m}$$

➤ L'axe Y-Y :

$$Gy + Qy = 15.97 \text{ kg/m}$$

$$Gy + Wy^+ = 6.19 \text{ kg/m}$$

$$Gy + Sy = 8.68 \text{ kg/m}$$

$$Gy + 0.9(Sy + Wy^+) = 8.43 \text{ kg/m}$$

$$Gy - Wy^- = 6.19 \text{ kg/m}$$

3.2.3 PRE DIMENSIONNEMENT :

Le pré dimensionnement se fait par la condition de la flèche à l'ELS : $f \leq f_{adm}$

On remarque que Le cas le plus défavorable est le cas où le vent agit seul.

$$qz_s = 178.69 \text{ kg/ml} , \quad qy_s = 15.97 \text{ kg/ml} \quad (\text{ELS})$$

Pour une poutre sur deux appuis uniformément chargée (axe Z-Z)

f_{adm} : est la flèche admissible

l : est la portée de la panne

$$f_z \leq f_{adm} = \frac{l}{200}$$

$$f_z = \frac{5 \times qz \times l^4}{384 \times E \times I_y} < \frac{l}{200}$$

$$I_y \geq \frac{1000 \times 1.78 \times 10^{-2} \times 600^3}{384 \times 21000}$$

$I_y \geq 476.78 \text{ cm}^4$ donc on opte pour un **IPE140**

On recalcul le **G** on prenant compte du poids propre d'**IPE140**

$$G = (PCouverture+PAccesoires) \times e + PPanne$$

$$G = (9.65 + 3) \times 1.4 + 12.9$$

$$G = 30.61 \text{kg/ml} = 0.3061 \text{kN/ml}$$

Tableau 19 : Tableau représentatif des forces selon les 2 directions

Suivant l'axe Z-Z:	Suivant l'axe Y-Y:
$G_z = 29.85 \text{kg/m}$	$G_y = 6.74 \text{kg/m}$
$Q_z = 43.29 \text{kg/m}$	$Q_y = 9.78 \text{kg/m}$
$wz^- = 151.28 \text{kg/m}$	$Wy^- = 0 \text{kg/m}$
$wz^+ = 39.69 \text{kg}$	$wy^+ = 0 \text{kg/m}$
$S_z = 11.04 \text{kg/m}$	$S_y = 2.49 \text{kg/m}$

L'ETAT LIMITE ULTIME (ELU) :

➤ L'axe Z-Z :

$$1.35G_z + 1.5Q_z = 105.23 \text{Kg/m}$$

$$1.35G_z + 1.5W^+ = 99.83 \text{kg/m}$$

$$1.35G_z + 1.5S_z = 56.86 \text{kg/m}$$

$$1.35G_z + 1.35(S_z + W_z^+) = 108.78 \text{kg/m}$$

$$G_z - 1.5W_z^- = 256.77 \text{kg/m}$$

➤ L'axe Y-Y :

$$1.35G_y + 1.5Q_y = 23.76 \text{kg/m}$$

$$1.35G_y + 1.5W_y^+ = 9.09 \text{kg/m}$$

$$1.35G_y + 1.5S_y = 12.83 \text{kg/m}$$

$$1.35G_y + 1.35(S_y + W_y^+) = 12.46 \text{kg/m}$$

$$G_y - 1.5W_y^- = 6.74 \text{kg/m}$$

L'ETAT LIMITE DE SERVICES (ELS) :

➤ L'axe Z-Z

$$G_z + Q_z = 73.14 \text{ kg/m}$$

$$G_z + W_{z^+} = 69.54 \text{ kg/m}$$

$$G_z + S_z = 40.89 \text{ kg/m}$$

$$G_z + 0.9(S_z + W_{z^+}) = 75.51 \text{ kg/m}$$

$$G_z - W_{z^-} = 181.13 \text{ kg/m}$$

➤ **L'axe Y-Y :**

$$G_y + Q_y = 16.92 \text{ kg/m}$$

$$G_y + W_{y^+} = 6.74 \text{ kg/m}$$

$$G_y + S_y = 9.23 \text{ kg/m}$$

$$G_y + 0.9(S_y + W_{y^+}) = 8.98 \text{ kg/m}$$

$$G_y - W_{y^-} = 6.74 \text{ kg/m}$$

VERIFICATION DE LA FLECHE

➤ **Suivant l'axe Z_Z :**

$$F_z = \frac{5 \times 1.81 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 21000 \times 541.2} = 268.74 \text{ cm} < 300 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{c'est vérifié}$$

➤ **Suivant l'axe Y_Y :**

$$F_y = \frac{5 \times 0.169 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 21000 \times 44.5} = 305.17 \text{ cm} > 300 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Ce n'est pas vérifié}$$

La flèche suivant l'axe y n'est pas vérifiée, donc on adopte les liernes.

3.2.4 VERIFICATION DES CONTRAINTES

3.2.4.1 VERIFICATION A LA FLEXION DEVIEE :

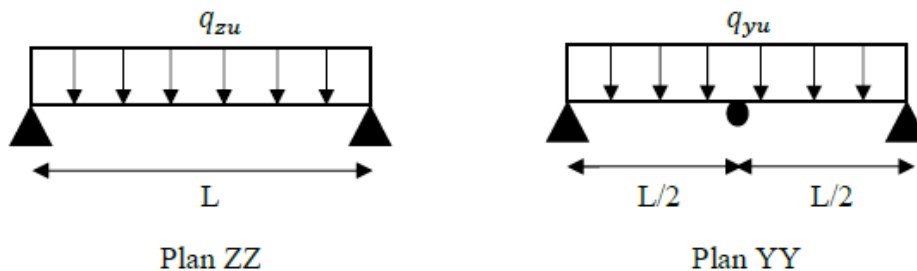


Figure 31 : Schéma statique sur les deux plan YY et ZZ

Les pannes travaillent à la flexion déviée, il faut donc vérifier que :

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

Pour un profilé laminé en classes I donc :

$$\alpha = 2 ; \beta = 1$$

Avec :

My, sd : Moment fléchissant de calcul autour de l'axe y-y causé par la charge

Mz, sd : Moment fléchissant de calcul autour de l'axe z-z causé par la charge Qy, sd.

Mply,Rd: Moment fléchissant de résistance plastique suivant l'axe y-y.

Mplz, Rd : Moment fléchissant de résistance plastique suivant l'axe z-z.

Qy,: Charge appliquée dans le plan perpendiculaire à l'âme

Wpl, y: Module de résistance plastique de la section suivant l'axe y-y.

Wpl, z : Module de résistance plastique de la section suivant l'axe z-z.

On calcul :

$$\bullet M_{y, sd} = \frac{qz \times L^2}{8} = 11.52 \text{ kN.m}$$

$$\bullet M_{z, sd} = \frac{qy \times L^2}{8} = 1.03 \text{ kN.m}$$

$$\bullet M_{pl y, Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = 18 \text{ kN.m}$$

$$\bullet M_{pl z, Rd} = \frac{W_{pl,z} \times f_y}{\gamma_{M0}} = 4.10 \text{ kN.m}$$

$$\left(\frac{11.52}{18} \right)^2 + \left(\frac{1.03}{4.10} \right)^1 = 0.66 \leq 1 \text{ (condition est vérifiée)}$$

3.2.4.2 VERIFICATION AU CISAILEMENT :

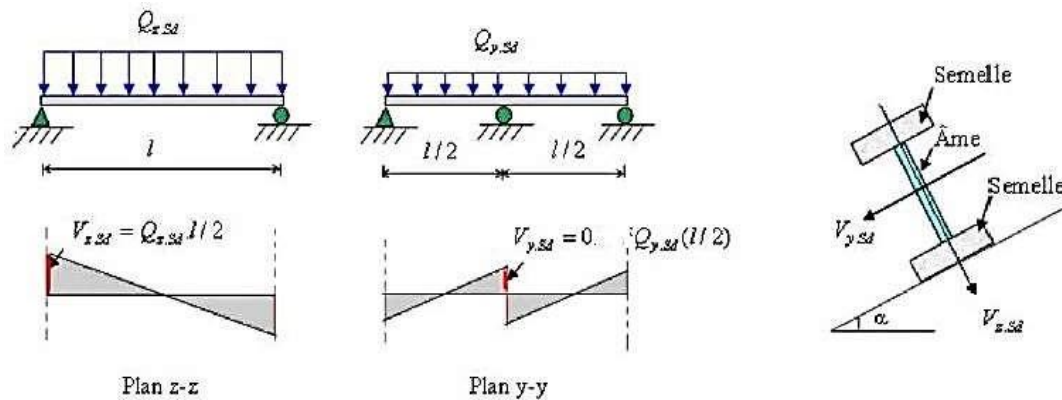


Figure 32 . Panne de toiture en cisaillement sous les différents plans de chargement

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes (Euro code 03) :

$$V_{z, sd} \leq 0.5 V_{plz, rd}$$

$$V_{y, sd} \leq 0.5 V_{ply, rd}$$

$$V_{z, sd} = \frac{q_{zu} \times L}{2} = 14.74 \text{ kN}$$

$$V_{y, sd} = 1.25 \frac{q_{yu} \times L/2}{2} = 0.43 \text{ kN}$$

$$V_{plz, Rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = 96.20 \text{ kN}$$

$$V_{ply, Rd} = \frac{A_{vy} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = 133.21 \text{ kN}$$

$$\{ V_{z, sd} = 4.788 \text{ kN} \leq 0.5 V_{plz, Rd} = 48.10 \text{ kN} \Rightarrow \text{vérifier}$$

$$\{ V_{y, sd} = 0.715 \text{ kN} \leq 0.5 V_{ply, Rd} = 66.60 \text{ kN} \Rightarrow \text{vérifier}$$

Avec :

$V_{y, sd}$: Effort tranchant dans le plan des semelles.

$V_{z, sd}$: Effort tranchant dans le plan de l'âme.

$V_{ply, Rd}$: Résistance plastique de la section à l'effort tranchant.

$V_{plz, Rd}$: Résistance plastique de la section à l'effort tranchant.

A_{vz} et A_{vy} : Aire de cisaillement (profilé IPE140) en cm^2 .

γ_{M0} : facteur de résistance en section ($\gamma_{M0} = 1.1$).

f_y : limite d'élasticité d'acier ($f_y = 2350 \text{ daN/cm}^2$).

3.2.4.3 VERIFICATION DU DEVERSEMENT :

Le déversement est un phénomène d'instabilité qui se manifeste par un flambement Latéral et une rotation de la section transversale.

$$q_z = 2.56 \text{ KN/m Sous } G-1,5W-$$

La vérification se fait par la condition suivante :

$$M_y \cdot s_d \leq M_{brd} = \frac{\chi_{lt} \times \beta_w \times W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}} \dots \dots \dots \text{(EC3 art 5.5.2)}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{l/i_z}{\sqrt{C_1} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{l/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

Avec :

Mbrd : moment résistant au diversement

β_w : 1 (section de classe 1).

χ_{lt} : coefficient de réduction pour le déversement en fonction de λ_{lt}

λ_{lt} : élancement réduit vis-à-vis du déversement

$$\varepsilon = \sqrt{235 f_y} \text{ d'au } \lambda_1 = 93.9$$

Pour les poutres à section transversale constante ou doublement symétrique, notamment les série de profils laminés I et H, l'élancement λ_{lt} peut être déterminé par la formule approximative ci-après qui place en sécurité.

$$\lambda_{lt} = \frac{\frac{300}{1.65}}{\sqrt{1.132} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{300}{1.65}}{\frac{14}{6.9}} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

$$\lambda_{lt} = 114.17$$

D'où :

$$\lambda_{lt} = \frac{114.17}{93.9} = 1.21 \quad , \lambda_{lt} > 0,4 \text{ Donc il y'a un risque de déversement.}$$

La valeur de χ_{lt} peut être obtenue à partir du (tableau 5.5.2 de l'Eurocode3) des coefficients de réduction de flambement. Courbe « a » pour les profils laminés.

$$\Phi_{lt} = 0.5 (1 + \alpha_L \times (l_t - 0.2) + \lambda_{lt}^2), \alpha_L = 0.21$$

$$\Phi_{lt} = 1.33 ; \chi_{lt} = 0.53$$

$$M_{brd} = \frac{\chi_{lt} \times \beta_w \times W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$M_{brd} = \frac{0.53 \times 1 \times 88.3 \times 23.5 \times 10^{-2}}{1} = 10.99 \text{ kn.m}$$

$$M_y \cdot s_d = 11.52 \text{ KN.m} > M_{brd} = 10.99 \text{ KN.m} \dots \dots \text{n'est pas vérifiée}$$

La stabilité au déversement est non vérifiée, donc on adopte pour un IPE160.

La condition n'est pas vérifiée, comme solution on augmente la section du profilé à **IPE160**, et on revérifie la condition :

$$\lambda l t = \frac{\frac{300}{1.84}}{\sqrt{1.132} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{300}{1.84}}{\frac{16}{7.4}} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

$$\lambda l t = 109.44$$

D'où :

$$\lambda l t^- = \frac{109.44}{93.9} = 1.16 \quad , \quad \lambda l t > 0,4 \text{ Donc il y'a un risque de déversement.}$$

La valeur de $\chi l t$ peut être obtenue à partir du (tableau 5.5.2 de l'Eurocode3) des coefficients de réduction de flambement. Courbe « a » pour les profils laminés.

$$\Phi l t = 0.5 (1 + \alpha L \times (\lambda l t^- - 0.2) + \lambda l t^{\bar{2}}), \alpha L = 0.21$$

$$\Phi l t = 1.27 ; \chi l t = 0.55$$

$$M_{brd} = \frac{\chi l t \times \beta_w \times W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$M_{brd} = \frac{0.55 \times 1 \times 123.9 \times 23.5 \times 10^{-2}}{1} = 16.01 \text{ KN.m}$$

$$M_{y. sd} = 11.52 \text{ KN.m} < M_{brd} = 16.01 \text{ KN.m}$$

La condition est vérifiée, donc on adopte des pannes d'**IPE160** pour notre structure.

3.3 LES LIERNES :

Les liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction. Elles sont généralement formées des barres rondes ou de petites cornières. Leur rôle principal est d'éviter la déformation latérale des pannes

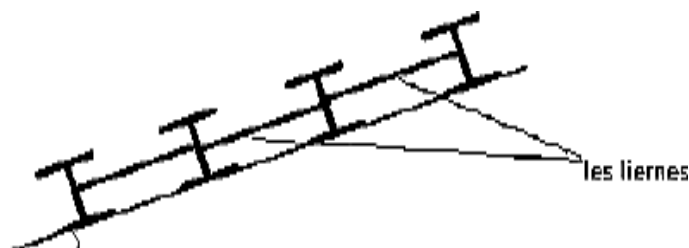


Figure 33. Coupe transversale des liernes

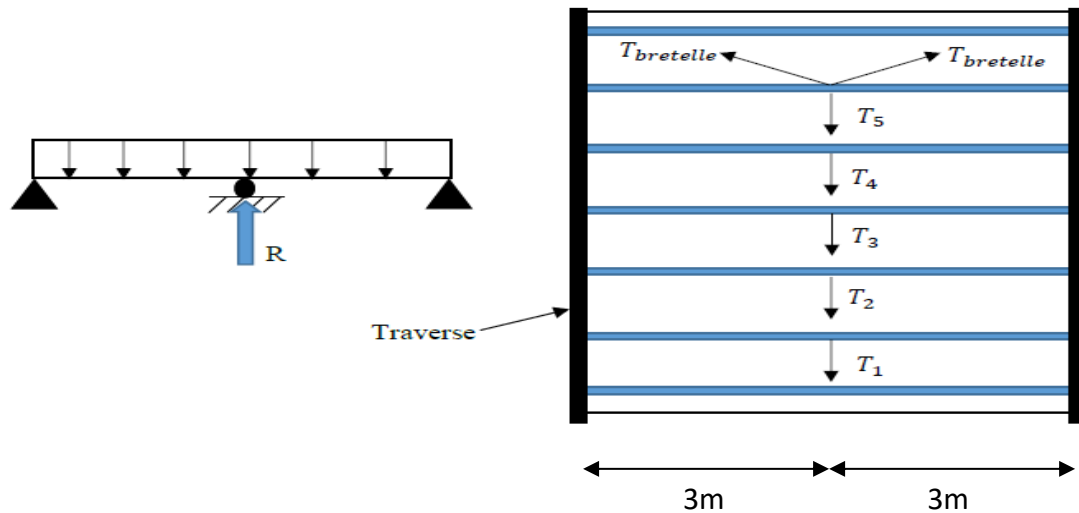


Figure 34 : La disposition des liernes sur les pannes

3.3.1 EFFORT DE TRACTION DANS LES TRONÇONS :

La combinaison de charge la plus défavorable est :

$$Q_y = 1.35G_y + 1.5Q_y = 0.24 \text{ kN/m}$$

$$R = 1.25 \times q_y \times \frac{l}{2} = 1.25 \times 0.24 \times 3 = 0.9 \text{ kN}$$

$$T_1 = \frac{R}{2} = 0.45 \text{ kN}$$

$$T_n = (2n - 1) \times \frac{R}{2}, T_5 = (2 \times 5 - 1) \times \frac{0.9}{2}$$

$$T_5 = 4.05 \text{ kN}$$

$$T_{bretelle} = \frac{T_5 + R}{2 \sin \theta} \longrightarrow \text{tg}(\theta) = \frac{e}{l/2} = \frac{1.4}{3} = 25.01^\circ$$

$$T_{bretelle} = 5.85 \text{ kN}$$

3.3.1.1 LA RESISTANCE PLASTIQUE :

$$N_{sd} \leq \frac{A \cdot F_y}{\gamma_{m1}} \quad N_{sd} = T_b$$

$$A \geq \frac{T_b \cdot \gamma_{m1}}{F_y}, \quad A \geq \frac{5.85 \cdot 1.1 \cdot 10^3}{235}; \quad A \geq 27.38 \text{ mm}^2$$

$$A = \frac{\pi \cdot D^2}{4} = 27.38 \text{ mm}^2 \quad \mapsto \quad D \geq \sqrt{\frac{4 \cdot 27.38}{\pi}} = 6 \text{ mm}$$

On utilise donc des liernes de diamètre $\phi = 8 \text{ mm}$.

3.4 CALCUL DE L'ÉCHANTIGNOLE :

L'échantignole est un dispositif de fixation permettant d'attacher les pannes aux traverses. Elle est réalisée au moyen d'un plat plié ; elle est dimensionnée en flexion sous l'effet de l'effort de soulèvement du vent et de l'effort suivant versant.

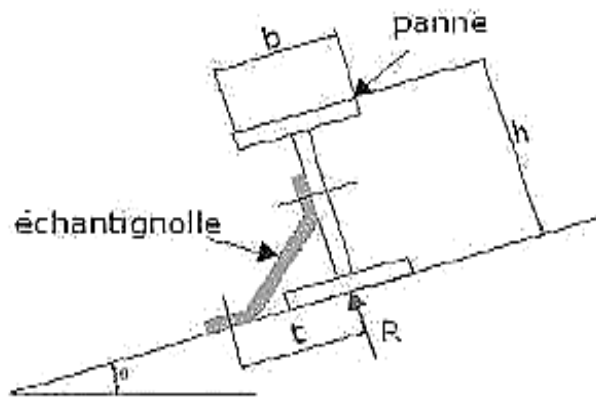


Figure 35 . Disposition de l'échantignole

3.4.1 L'EXCENTREMENT (T) :

On a adopté un IPE 140 : $b = 7.3 \text{ cm}$ et $h = 14 \text{ cm}$ $7.3 \text{ cm} \leq t \leq 10$
 $t = 8 \text{ cm}$

3.4.2 CALCUL DES REACTIONS :

$q_z = 2.56 \text{ KN/m}$ Sous : $G - 1,5W$

$q_y = 0,0674 \text{ kN/m}$ Sous : $G - 1,5W$

➤ **Échantignole de rive :**

$$R_z = \frac{Q_{uz}.L}{2} = 7.68 \text{ kN}$$

$$R_y = 0.375 \left(\frac{Q_{uy}.L}{2} \right) = 0.07 \text{ kN}$$

➤ **Échantignole intermédiaire :**

$$R'_z = 2R_z = 15.36 \text{ kN}$$

$$R'_y = 2R_y = 0.15 \text{ kN}$$

3.4.3 CALCULE DU MOMENT DE RENVERSEMENT :

L'effort R risque de provoquer le pliage de l'échantignole. Pour prévenir ce risque, il faut vérifier que le moment de renversement M_r ne dépasse pas le moment de pliage.

$$\begin{cases} Msd \leq MelRd \\ Msd = Mr \leq MelRd = \frac{wely \times fy}{\gamma m_0} ; wely \geq \frac{Mr \times \gamma m_0}{fy} \end{cases}$$

$$Msd = (Rz.t) + \left(\frac{Ry \times h}{2} \right)$$

$$Msd = 1.24 \text{ kN.m}$$

• **Calcul l'épaisseur :**

$$Wely \geq \frac{1.24 \times 10^3 \times 1.1}{235} \mapsto Wely \geq 5804.25 \text{ mm}^3$$

La largeur de l'échantignolle « b » est calculée après avoir dimensionné la traverse.

On prend : b=19cm pour IPE 450

$$Wely = \frac{b \times e^2}{6} \mapsto e \geq \sqrt{\frac{6 \times 5804.25}{190}} \mapsto e \geq 13.53 \text{ mm}$$

On adopte un échantignolle d'épaisseur **e = 8mm**. Avec raidisseur de 10mm.

3.5 LES LISSES DE BARDAGE :

Les lisses de bardage sont constituées de poutrelles (IPE, UAP, UPN) ou des profils minces

Plient elles sont portées par les poteaux de portique ou par les potelets intermédiaires

3.5.1 LES CHARGES PERMANENTES :

Poids propre de bardage (panneaux sandwichs)9.65 kg /m

Poids propre d'accessoires d'attache3 kg / m²

Poids propre de la lisse UPN100.....10.6kg/ m²

3.5.2 LES CHARGES APPLIQUEES SUR LA LISSE PAR METRE LINEAIRE :

G = 9.65Kg/m² Poids propre de panneau sandwich.

Charge du vent : W=-0.724 kN/m²

Espacement entres les lisses : e= 1m

D'où : W =-0.724kN/m

3.5.3 POIDS DES LISSES :

G = (P panneau + P accessoires) × e + Plisses

$$G = (9.65+3) \times 1 + 10.6$$

$$G = 23.25 \text{ kg /m, } G = 0.232 \text{ kN/m}$$

➤ **Elu**

$$Q_y = 1.35G = 1.35 \times 0,232 = 0,314 \text{ kN/m}$$

$$Q_z = 1.5 w = 1.5 \times 0.724 = 1.089 \text{ kN/m}$$

➤ ELS

$$Q_y = G = 0,232 \text{ kN/m}$$

$$Q_z = w = -0.724 \text{ KN /m}$$

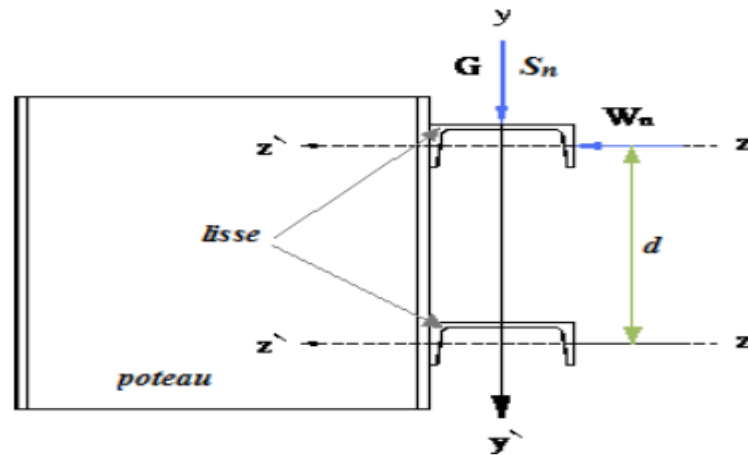


Figure 36 . Disposition de la lisse sur le poteau

3.5.4 PRE DIMENSIONNEMENT DES LIESSES :

3.5.4.1 LE PRE DIMENSIONNEMENT SE FAIT PAR LA CONDITION DE LA FLECHE :

$$f_z \leq f_{adm} = \frac{l}{200}$$

$$F_z = \frac{5 \times q_z \times l^4}{384 \times E \times i_y} < \frac{l}{200}$$

$$F_z = \frac{5 \times 0.724 \times 6000^4}{384 \times 210000 \times 206} = 28.24 \text{ mm} < 30 \text{ mm} \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$F_y = \frac{5 \times 0.232 \times 6000^4}{384 \times 210000 \times 29.3 \times 10^4} = 63.76 \text{ mm} > 30 \text{ mm}$$

$f_y > f_{adm}$ Condition non vérifiée.

Dans ce cas on introduit des liernes à mi-travée :

$$F_y = \frac{2.05 \times q_y \times l/2^4}{384 \times EY \times IZ} < \frac{l/2}{200}$$

$$F_y = \frac{2.05 \times 0.232 \times 3000^4}{384 \times 210000 \times 29.3 \times 10^4} = 1.63 \text{ mm} < 15 \text{ mm} \dots \text{cv}$$

3.5.5 VERIFICATION A LA FLEXION BI AXIALE :

On doit vérifier la condition de la flexion bi-axiale avec un calcul

$$\left[\frac{M_{y,sd}}{M_{pl,y,rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,sd}}{M_{pl,z,rd}} \right]^\beta \quad \text{Avec } \alpha = 2 \text{ et } \beta = 1 \text{ pour les sections de classe 1}$$

plastique

3.5.5.1 CALCUL DES MOMENTS RESISTANTS PLASTIQUES POUR LES DEUX AXES Z-Z ET Y-Y

$$M_{y,sd} = \frac{q_z \times l^2}{8} = \frac{1.089 \times 6^2}{8} = 4.9 \text{ kN.m}$$

$$M_{z,sd} = \frac{q_y \times l^2}{8} = \frac{0.314 \times 6^2}{8} = 1.413 \text{ kN.m}$$

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \times F_y}{Y_{m0}} = \frac{49 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1} = 10.46 \text{ kN.m}$$

$$M_{plz} = \frac{W_{plz} \times F_y}{Y_{m0}} = \frac{16.2 \times 235 \times 10^{-3}}{1} = 3.46 \text{ kN.m}$$

$$\left(\frac{4.9}{10.46} \right)^1 + \left(\frac{1.413}{3.46} \right)^1 = 0.876 < 1 \quad \text{Donc la section d'UPN100 est vérifiée}$$

3.5.5.2 VERIFICATION AU CISAILLEMENT :

Pour la vérification au cisaillement on utilise la condition suivante :

$$V_{sd, z} \leq 0.5 V_{pl, z} \quad \text{Et} \quad V_{sd, y} \leq 0.5 V_{pl, y}$$

$$\text{D'où : } V_{sdz} = \frac{q_z \times l}{2} = \frac{1.089 \times 6}{2} = 3.27 \text{ kN}$$

$$V_{sdy} = \frac{q_y \times l}{2} = 1.25 \times \frac{0.413 \times 3}{2} = 0.58 \text{ kN}$$

$$V_{sd,z} \leq V_{plz,rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} = \frac{6.46 \times 23.5}{1.1 \times \sqrt{3}} = 87.64 \text{ kN}$$

$$A_{vy} = h \times t_w = 10 \times 0.6 = 6 \text{ cm}^2$$

$$V_{sd, Y} \leq V_{ply,rd} = \frac{A_{vy} \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} = \frac{6 \times 23.5}{1.1 \times \sqrt{3}} = 81.40 \text{ kN}$$

$$V_{sd, y} < 0.5 V_{pl, y} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$V_{sd}, z < 0,5 V_{pl}, z \rightarrow$ Condition vérifié

La résistance des lisses au cisaillement est vérifiée.

3.5.5.3 VERIFICATION AU DEVERSEMENT :

$$\lambda_{LT} = \frac{1/i_z}{\sqrt{C_1 \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{1/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}}}$$

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$M_{y, sd} \leq M_{brd} = \frac{\chi_{lt} \times \beta_w \times W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

$\beta_w = 1$ pour la classe I

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1 \quad \text{D'où : } \lambda_1 = 93.9$$

Pour des sections mono symétriques comme les UPN ont calcul l'élanement réduit comme suit :

$$\lambda_{lt} = \sqrt{\frac{W_{ply} \times f_y}{M_{cr}}} \quad [\text{Annexe F a EC3}]$$

L'équation du moment critique est donné dans l'annexe F de EC3 comme suit :

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{(k_z L)^2} \left[\sqrt{\left(\frac{k_z}{k_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k_z L)^2 G I_t}{\pi^2 E I_z} + (C_2 z_g - C_3 z_j)^2} - (C_2 z_g - C_3 z_j) \right]$$

On tire direct la valeur du moment critique dans le Logiciel ROBOT :

$$M_{cr} = 8.59 \text{ kN.m}$$

$$\lambda_{lt} = \sqrt{\frac{49 \times 10^3 \times 235}{8.59 \times 10^6}} = 1.21$$

D'où : $\chi_{lt} = 0,51$ (Courbe **a** Car c'est un Profilé laminé) On aura :

D'où :

$$M_{brd} = \frac{\chi_{lt} \times \beta_w \times W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$M_{brd} = 6.87 \text{ kN.m}$$

$M_{y, sd} = 4.9 \text{ kN.m} < M_{brd} = 6.87 \text{ kN.m}$, On adopte **UPN 100**

3.5.5.4 CALCUL LA REACTION R AU NIVEAU DE LA LIERNE :

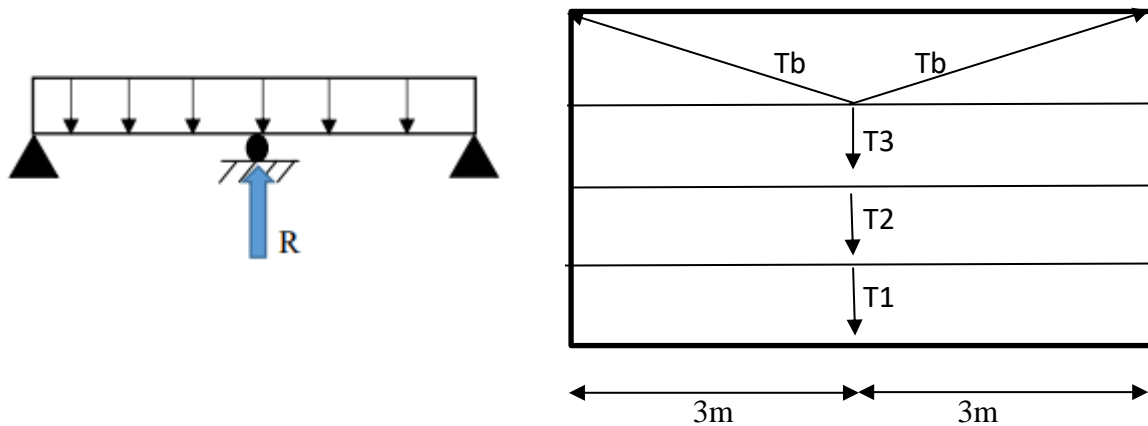


Figure 37 : la disposition des liernes sur la lisse

$$R = 1.25 \times qy \times \frac{l}{2} = 1.25 \times 0.31 \times 3 = 1.16 \text{ kN}$$

$$T1 = \frac{R}{2} = 0.58 \text{ kN}$$

$$Tn = (2n - 1) \times \frac{R}{2}, T3 = (2 \times 3 - 1) \times \frac{1.16}{2}$$

$$T_3 = 2.9 \text{ kN}$$

$$T_{bretelle} = \frac{T3 + R}{2 \sin \theta} \longrightarrow \text{tg}(\theta) = \frac{e}{l/2} = \frac{1}{3} = 18.43^\circ$$

$$T_{bretelle} = 6.42 \text{ kN}$$

❖ LA RESISTANCE PLASTIQUE :

$$Nsd \leq \frac{A \cdot Fy}{\gamma m1} \quad Nsd = Tb$$

$$A \geq \frac{Tb \cdot \gamma m1}{Fy}, \quad A \geq \frac{6.42 \cdot 1.1 \cdot 10^3}{235} ; A \geq 30.05 \text{ mm}^2$$

$$A = \frac{\pi \cdot D^2}{4} = 30.05 \text{ mm}^2 \quad \mapsto D \geq \sqrt{\frac{4 \cdot 30.05}{\pi}} = 6.18 \text{ mm}$$

On utilise donc des liernes de diamètre $\varnothing = 8 \text{ mm}$

3.6 CALCUL DES POTELETS :

Les potelets sont des éléments en profile laminé, qui ont pour rôle de transmettre les différents efforts horizontaux à la poutre au vent et les efforts verticaux vers le sol.

Sous l'action du vent, le potelet travaille à la flexion composée.

En effet, la flexion est provoquée par les efforts dus au vent transmis par les bardages et lisses. Cette flexion peut aussi bien se produire soit vers l'intérieur de la construction sous l'effet des surpressions, soit vers l'extérieur de la construction sous l'effet des dépressions.

Quant à la compression, celle-ci est due à son poids propre, au poids du bardage et à celui des lisses qui lui sont attachée.

3.6.1 EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES :

- k Nombre de lisses supporté par le potelet (n=4)
- k La hauteur du potelet (le plus sollicité) L=10.18m
- k Entre axe du potelet e =7m
- k Poids propre de panneau sandwich9.65Kg /m²
- k Poids propre d'accessoires d'attaches 5Kg/m²
- k Poids propre de la lisse estimé (UPN100)10.6Kg/m²

3.6.1.1 CHARGES PERMANENTS G :

$$G = (G \text{ panneau sandwich} + G_{acc}) \times S + G \text{ lisses} \times l \times n$$

$$G = (0.0965 + 0.03) * (6 \times 10.18) + 0.106 \times 7 \times 4$$

$$G = 10.69 \text{ kN}$$

3.6.1.2 SURCHARGES DU VENT W :

$$W = -737.646 \text{ N/m}^2$$

$$W = 0.737 \times 7 = 5.159 \text{ Kn/m}$$

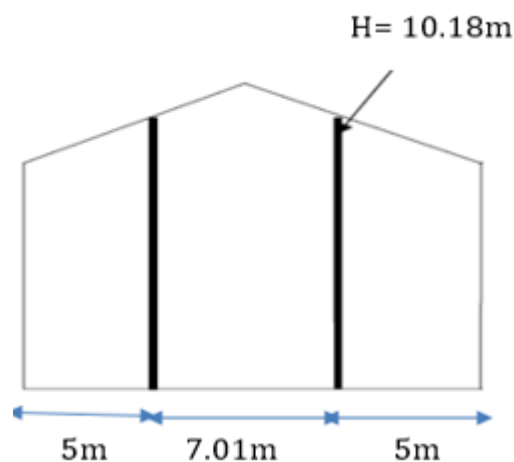


Figure 38 : disposition des potelets

3.6.2 DIMENSIONNEMENT DU POTELET :

Sous la condition de la flèche :

La vérification de la flèche se fait sous charges non pondérées : $V = 5.159\text{kN/m}$

$$f_y = \frac{5 \times w \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{2}$$

$$I_y \geq \frac{1000 \times 5 \times 5.159 \times 1018 \times 10^{-2}}{384 \times 21000}$$

$$I_y \geq 6877.50\text{cm}^4 ; \text{ donc } I_y = 7763\text{cm}^4$$

3.6.3 VERIFICATION DE LA STABILITE DE POTELET :

Vérification de l'effort axial Les potelets sont sollicités à la flexion due au Vent et à la compression due au poids des potelets et de bardage et des lisses Ils sont assujettis au portique par appuis glissants. Alors les potelets sont Comprimés et fléchis.

➤ On vérifie la formule suivante :

$$N_{sd} \leq \min \left(0.25 N_{pl}, R_d ; \frac{0.5 \cdot A_w \times f_y}{\gamma_{M0}} \right)$$

$$N_{sd} = 1.35G = 1.35 \times 10.69 = 14.43\text{KN}$$

$$N_{pl}, R_d = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{76.8 \times 23.5}{1} = 1804.8\text{KN}$$

$$A_w = A - 2btf$$

$$N_{sd} = \frac{0.5 \times A_w \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0.5 \times (76.8 - 2 \times 24 \times 1.2) \times 23.5}{1} = 225.6 \text{ kN}$$

$$N_{sd} \leq \min (451.2; 225.6) \Rightarrow N_{sd} = 16.95 \text{ kN} \leq 225.6 \text{ kN} \Rightarrow \text{conditions vérifier}$$

3.6.3.1 VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT :

On utilise la condition suivante :

$$V_{sd, \max} \leq V_{plrd}$$

$$V_{sd} = \frac{qz \cdot l}{2} = \frac{1.5 \times w \times l}{2} = \frac{1.5 \times 5.159 \times 10.18}{2} = 40.14\text{kN}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_{vy} \cdot f_y}{\gamma_{m0} \cdot \sqrt{3}} = \frac{51.62 \times 23.5}{1 \times \sqrt{3}} = 700.36\text{kN}$$

$V_{sd} < V_{plrd} \Rightarrow$ la condition au cisaillement est vérifié

3.6.3.2 VERIFICATION DE LA STABILITE AU FLAMBEMENT FLEXION :

Pour cette vérification on utilise la formule suivante :

$$\frac{Nsd}{x_{min} \times \frac{A \times f_Y}{\gamma_{m1}}} + \frac{k_y \times Mysd}{W_{ply} \times \frac{f_Y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_z \times mzs_d}{w_{plz} \times \frac{f_Y}{\gamma_{m1}}} \leq 1$$

$$Mysd = \frac{1.5 \times W \times l^2}{8} = \frac{1.5 \times 5.257 \times 10.18^2}{8} = 102.15 \text{ kN.m}$$

$$Mzs_d = 0$$

➤ **La longueur de flambement :**

Autour de l'axe y-y' (dans le plan de l'âme), le potelet risque de flamber sur sa hauteur donc la longueur Flambement $l_{ky} = 10.18\text{m}$ autour de l'axe faible z-z' (dans le plan perpendiculaire à l'âme), on suppose que le potelet est empêché de flamber sur toute sa hauteur par les lisses de bardage. Il ne pourra flamber que le long des tronçons séparés par les lisses de bardages, donc la longueur de flambement est l'espacement entre les lisses $l_{kz} = 1\text{m}$

Pour HEA240, les rayons de giration sont : $i_y = 10.05\text{cm}$; $i_z = 6\text{cm}$

Calcul Des élancements :

$$\lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{1018}{10.05} = 101.29$$

$$\lambda_z = \frac{l_{kz}}{i_z} = \frac{100}{6} = 16.66$$

➤ **Calcul des élancements critiques**

Acier S235 $\varepsilon = (235 / f_Y) 0.5 = 1$ Donc $\lambda_{cr} = 93.9\varepsilon = 93.9$

❖ **Comprimée :**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b}{2} \leq 10\varepsilon \Rightarrow \frac{24}{1.2} = 10 \leq 10 \rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

Classe de l'âme :

❖ **Flexion composée :**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \Rightarrow \frac{164}{7.5} = 21.86 \leq 72 \rightarrow \text{ame de classe 1}$$

➤ **Calcul des élancements réduits :**

IPE270 est de classe 1 $\mapsto \beta_w = 1$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr} * \sqrt{\beta_w}} = 1.08 > 0.2 \rightarrow \text{il y a un risque de flambement y - y}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_{cr} * \sqrt{\beta_w}} = 0.177 > 0.2 \rightarrow \text{il y a un risque de flambement z - z}$$

➤ **Calcul le coefficient de réduction x_{min}**

$$\frac{h}{b} = 230/240 = 0.95 < 1.2$$

$$tf = 12 < 100\text{mm}$$

Flambement / y'y : courbe (b) ;

Flambement / z'z : courbe (c) ;

Axe de flambement	Courbe de flambement	Facture d'implification
y-y	B	0,34
z-z	C	0,49

On utilise la formule suivante :

$$\frac{Nsd}{x_{min} \times \frac{A \cdot fy}{\gamma_{m1}}} + \frac{klt \times Mysd}{w_{ply} \times \frac{fy}{\gamma_{m1}}} \leq 1$$

➤ **Calcul le coefficient de réduction Xmin**

$$\phi_z = 0,5[1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0.66$$

$$\phi_y = 0,5[1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2] = 1.15$$

$$X_y = \frac{1}{\phi_y + (\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2)^{0.5}} \longrightarrow X_y = \frac{1}{1.15 + (1.15^2 - 1.08^2)^{0.5}} = 0.647$$

$$X_z = \frac{1}{\phi_z + (\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2)^{0.5}} \longrightarrow X_z = \frac{1}{0.66 + (0.66^2 + 0.177^2)^{0.5}} = 0.771$$

$\chi_{min} = \min(\chi_y ; \chi_z)$ choix de la courbe de flambement d'après tableau 5.5.3 Euro code 3 partie 1-1

$$\mathbf{X_{min} = 0.647}$$

➤ **Calcul de Ky**

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2\beta M_y - 4) + \frac{w_{ply}}{w_{ely}} - 1 < 0.9$$

$$\mu_y = -1.409 < 0.9$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot Nsd}{X_y \cdot A \cdot fy} = 1.02 < 1.5$$

$$\frac{N_{sd}}{\gamma_{M1} \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_y \cdot M_{y, sd}}{W_{ply} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} = 0.23 < 1$$

→ Donc la stabilité de ce potelet au flambement Flexion est vérifiée.

3.6.3.3 VERIFICATION DE LA STABILITE AU DEVERSEMENT :

Calcul de λ_{LT}

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{1}{i_z}}{\sqrt{c_1} \times \left(1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{1}{\frac{i_z}{h}} \right)^2 \right)^{0.25}}$$

$$\lambda_{LT} = 35.85$$

$$\lambda_{lt} = 130.66 / 93.9 = 1.39 > 0.4 \Rightarrow (\text{il y a risque de déversement})$$

$$\Phi_{lt} = 0.59, \alpha_{LT} = 0.21, \chi_{lt} = 0.96, k_{lt} = 1.001$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{lt} \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_{lt} \cdot M_{y, sd}}{W_{ply} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} = 0.25 \leq 1 \text{ donc condition vérifiée. En valider HEA240}$$

3.7 CALCUL ESCALIER :

L'escalier :

Un escalier est une succession des marches et contre marches permettant de passer d'un niveau a une autre dont la largeur s'appelle l'emmarchement, largeur des marches s'appellent giron(g), et la hauteur contre marche (h), et il est constitué généralement de :

Volée :

Est une partie droite ou courbée d'escalier comprise entre deux paliers successifs.

Limon :

Est un élément incliné supportant les marches, et aussi appelé crémaillère, pour les limons on emploie des profilés ou de la tôle, le dispositif le plus simple consiste à utiliser un fer à u sur l'âme verticale.

Giron :

C'est la largeur d'une marche d'escalier, mesurée entre l'aplomb de deux contremarches successives.

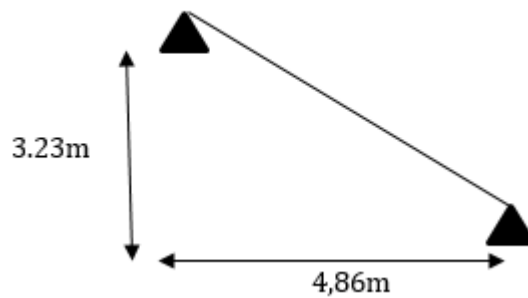


Figure 39. schéma statique d'escalier.

3.7.1 AVANTAGE DES ESCALIERS METALLIQUES :

L'escalier en métal est un escalier pré-usiné, La structure d'acier vient en deux ou trois morceaux qui sont assemblés, par boulons, sur place et elle est ensuite recouverte de marches, de contremarches et de limons. La préfabrication sur mesure et le calcul informatisé des dimensions assurent aussi une grande précision et une qualité uniforme du travail. Economie de mains d'œuvres et temps de travail.

3.7.2 CHOIX DES DIMENSIONS :

Le choix des dimensions se fait selon la formule de BLANDEL

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

h : Hauteur de la contre marche donné par : $16\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$

g : Largeur de la marche (giron) donné par : $25\text{cm} \leq g \leq 32\text{cm}$

n : Nombre de contre marches.

H : Hauteur à franchir avec une volée $H = 3.23\text{m}$

Si on prend $h=17\text{cm} \rightarrow h = 323/17 = \underline{19}$ contre marches

$$n - 1 = 18 \text{ marches}$$

➤ Application de la règle de BLONDEL :

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

$$60 - 2 \times h \leq g \leq 64 - 2 \times h$$

$$60 - 2 \times 17 \leq g \leq 64 - 2 \times 17$$

$$26 \text{ cm} \leq g \leq 30 \text{ cm} \text{ On prend : } g = 27 \text{ cm}$$

Angle d'inclinaison $\alpha = \text{arc tg} = 3.23 / 4.86, \alpha = 33.60^\circ$.

3.7.3 ÉVALUATION DES CHARGES :

➤ CHARGES PERMANENTES :

Garde-corps $0.02 \times 78.5 = 1.57 \text{ KN/m}^2$.

Tôle striée (5 mm) $0.005 \times 78.5 = 0.40 \text{ kN/m}^2$.

$$G = 1.97 \text{ kN/m}^2$$

➤ **CHARGES D'EXPLOITATION :**

La charge d'exploitation est :

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

3.7.4 PRE DIMENSIONNEMENT DE LA CORNIERE :

Les cornières sont sollicitées par : $G = 1.97 \text{ kN/m}^2$.

$Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$. Chaque cornière reprend la moitié de la charge.

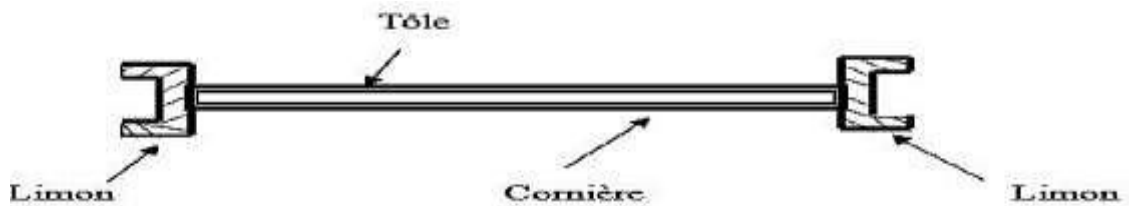


Figure 40 .Coupe Transversal de l'escalier

3.7.4.1 COMBINAISON DE CHARGE :

➤ **ELU :**

$$q_u = (1.35 G + 1.5 Q) \times \frac{g}{2}$$

$$q_u = (1.35 \times 1.97 + 1.5 \times 2.5) \times \frac{0.27}{2} = 0.865 \text{ kN/m}.$$

➤ **ELS :**

$$q_s = (G + Q) \times \frac{g}{2}$$

$$q_s = (1.97 + 2.5) \times \frac{0.27}{2} = 0.603 \text{ kN/m}$$

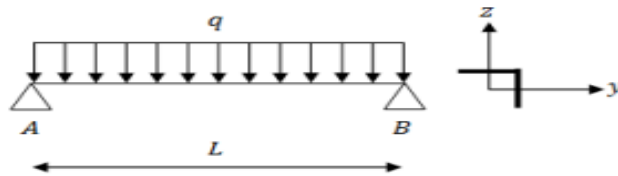


Figure 41 : Schémas statique de la cornière

3.7.5 CONDITION DE FLECHE :

Il faut vérifier :

$$f_{cal} \leq f_{adm}$$

Avec :

$$f_{cal} = \frac{5 \times q_{ser} \times l^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{300}$$

$$L = 1.2 \text{ m}$$

$$I_y > \frac{300 \times 5 \times q_{ser} \times l^3}{384 \times E} = \frac{300 \times 5 \times 0.603 \times 10^{-2} \times 120^3}{384 \times 21000} = 1.94 \text{ cm}^4$$

Soit une cornière à ailes égale L30x30x5 avec les caractéristiques suivantes

$$I_y = I_z = 2.16 \text{ cm}^4$$

$$W_{ely} = W_{elz} = 1.04 \text{ cm}^3$$

$$G_{corniere} = 0.0218 \text{ kn/m.}$$

3.7.5.1 VERIFICATION EN TENANT COMPTE DU POIDS DU PROFILE :

➤ **La flèche :**

$$f_{cal} \leq f_{adm}$$

$$q' = q_s + G = 0.603 + 0.0297 = 0.632 \text{ kN/m}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \times 0.632 \times 10^{-2} \times 120^4}{384 \times 21000 \times 2.16} = 0.376 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{120}{300} = 0.4 \text{ cm} \dots\dots \text{c'est vérifié}$$

• La résistance :

Il faut vérifier que : $M_{sd} < M_{rd}$

$$M_{sd} = \frac{q l^2}{8}$$

$$q_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times \frac{g}{2} + 1.35 \times (G_{corniere})$$

$$q_u = (1.35 \times 1.97 + 1.5 \times 2.5) \times \frac{0.27}{2} + 1.35 \times (0.0218) = 0.895 \text{ kN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{0.895 \times 1.20^2}{8} = 0.16 \text{ KN/m}$$

$$M_{rd} = \frac{W_{ely} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1.04 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^{-2}}{1} = 0.24 \text{ kN/m} > 0.16 \text{ kN/m, condition vérifier}$$

3.7.5.2 VERIFICATION AU CISAILLEMENT :

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

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{0.895 \times 1.2}{2} = 0.54 \text{ kN}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_{vy} \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} = \frac{1.56 \times 23.5}{1 \times \sqrt{3}} = 21.16 \text{ kN} > 0.54 \text{ kN; condition vérifier.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors L30x30x5 convient comme cornière de support

Conclusion : on choisit pour la cornière de support une cornière L30x30x5

3.7.6 DIMENSIONNEMENT DU LIMON :

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

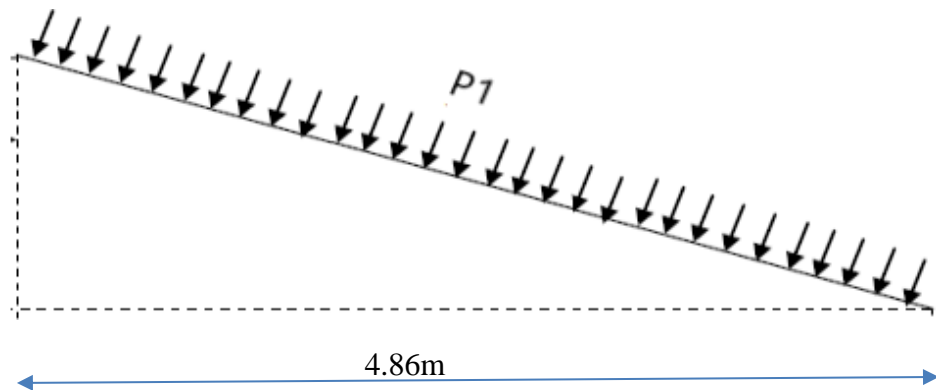


Figure 42 : schéma statique de limon.

3.7.7 EVALUATION DE CHARGES :

➤ Volée :

3.7.7.1 CHARGES PERMANENTES :

Poids estimé de 2 limons (UPN180) : $0.189 \times 2 = 0.219 \text{ kN/m}$.

Cornière (30 30 5) : $2 \times 0.0218 = 0.0436 \text{ kN/m}$.

Tôle striée d'épaisseur ($e = 5 \text{ mm}$) : $0.005 \times 78.5 = 0.40 \text{ kN/m}^2$

Garde-corps : $0.02 \times 78.5 = 1.57 \text{ KN/m}^2$.

Charge totale : $G_v = (0.40 \times 1.20) + (1.57 \times 1) + 0.0436 + 0.219 = 2.31 \text{ kN/m}^2$

3.7.7.2 CHARGES D'EXPLOITATION :

La charge revenant au limon est :

E_m : La longueur de la marche.

$$E_m = 1.2 \text{ m}$$

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

$$Q = 2.5 \times \frac{1.2}{2} = 1.5 \text{ kN/m}$$

3.7.7.3 CONDITION DE FLECHE :

Il faut vérifier : $f_{cal} \leq f_{adm}$

$$Q_{ser} = G + Q = 2.31 + 1.5 = 3.81 \text{ kN/m}$$

$$\text{Avec : } f_{cal} = \frac{5 \times q_{ser} \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{1}{250}$$

$$I_y = \frac{250 \times 5 \times q_{ser} \times l^3}{384 \times E} = \frac{250 \times 5 \times 3.81 \times 10^{-2} \times 600^3}{384 \times 21000} = 1275.66 \text{ cm}^4$$

Soit l'UPN 180 est vérifié $I_y = 1350 \text{ cm}^4$

$$f_{cal} = \frac{5 \times 3.81 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 21000 \times 1350} = 2.26 \text{ cm} < \frac{600}{250} = 2.4 \text{ cm}$$

3.7.7.4 LA VERIFICATION A LA RESISTANCE :

$G = 2,31 \text{ kN}$. $Q = 1,5 \text{ kN}$.

$$Pu = (1.35 \times G) + (1.5 \times Q) = (1.35 \times 2.31) + (1.5 \times 1.5)$$

$$Pu = 5.37 \text{ kN/m}.$$

Le limon est considéré comme une poutre isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux pour calculer les réactions aux appuis et le moment maximal.

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow RA + RB = 26.1 \text{ kN}.$$

$$\sum M/(A, B) = 0 \Rightarrow RA = RB = 13.05 \text{ kN}$$

➤ Calcul des efforts internes :

$$0 \leq x \leq 5 \text{ m}$$

$$M_z = 13.05x - 2,685x^2.$$

$$T_y = 5.37x - 13.05$$

$$\text{Pour } x = 0 \text{ m} \Rightarrow T_y = 13.05 \text{ kN} \quad ,$$

$$M_z = 0 \text{ kN.m}$$

$$\text{Pour } x = 5 \text{ m} \Rightarrow T_y = 5.24 \times 5 - 13.1 = 13.05 \text{ kN}.$$

$$M_z = 13.05 \times 5 - 2,685 \times 5^2 = -1.86 \text{ kN.m}$$

$$T_y = 0 \Rightarrow x = \frac{13.05}{5.37} = 2.43 \text{ m} < 4.86 \text{ m}$$

Le moment est maximum est pour $x = 2,43 \text{ m} < 4.86 \text{ m}$

$$\Rightarrow M_z = 13.05 \times 2,43 - 2,685 \times 2,43^2$$

$$M(2.43) = 15.85 \text{ kN.m}$$

$$MR_d = W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{m_0}} = 179 \times 10^{-3} \times \frac{235}{1} = 42.06 \text{ kN.m}$$

$MR_d = 42.06 \text{ kN.m} > MS_d = 15.85 \text{ kN.m} \Rightarrow$ condition vérifiée

Stance sont vérifiées, on adopte des limons UPN 180.

CHAPITRE 4 : ETUDE DU PLANCHER MIXTE

4.1 INTRODUCTION :

Dans le monde de la construction, l'association de l'acier et du béton est la combinaison la plus fréquemment utilisée. Bien que de nature différente, ces deux matériaux peuvent être complémentaires :

Le béton résiste en compression et l'acier en traction.

Les éléments métalliques sont relativement élancés et sujets au voilement.

Le béton peut empêcher ce voilement.

Le béton assure à l'acier une protection contre la corrosion et une isolation thermique aux températures élevées (augmentation de la résistance au feu).

Sous réserve d'une disposition appropriée, l'acier permet de rendre la structure ductile.

Pour que l'ensemble travaille de façon monolithique, il faut s'assurer que les efforts sont bien transmis entre la poutre et le béton de la dalle. C'est le rôle des connecteurs.

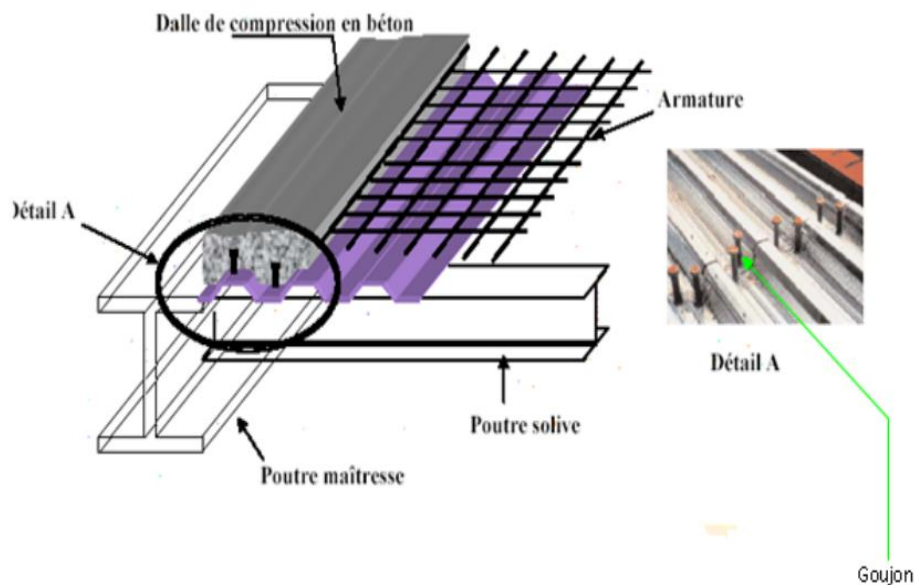


Figure 43: Schéma des composants du plancher

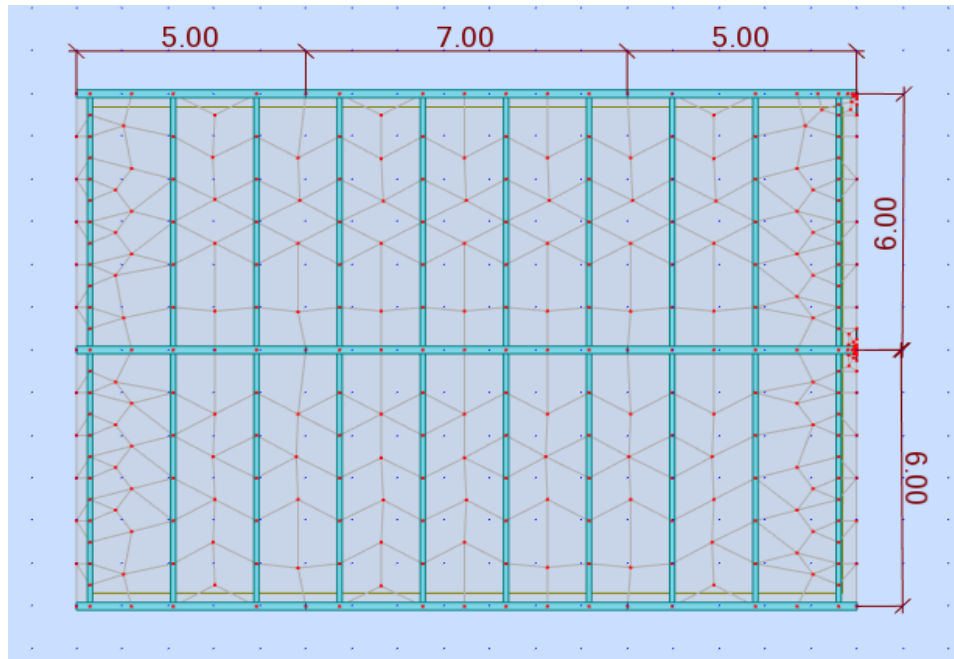


Figure 44.vue du plancher mixte en 2D

4.2 ETUDE DU PLANCHER COLLABORANT :

Notre projet dispose de 1 plancher collaborant à usage de stockage avec les caractéristiques suivantes :

- Dalle en béton armé d'épaisseur $t=12\text{cm}$
- Coefficient d'équivalence (acier/béton) : $n= 210000/30500=6,88$
- Coefficient de retrait du béton : $\varepsilon=2\times 10^{-2}$
- Contrainte admissible des matériaux :
 - k Pour l'acier S235 : $f_y=235\text{ MPa}$
 - k Pour le béton : $f_{c28}=25\text{ MPa}$

4.3 VERIFICATION DES SOLIVES :

La vérification se fait en considérant toutes les phases des travaux (phase provisoire) et d'exploitation (ouvrage en phase définitive). Le plancher mixte en phase de coulage (béton frais) est vérifié en tant que structure métallique non encore mixte.

4.3.1 PHASE DE REALISATION :

Le profilé en acier travaille seul et les charges de la phase de construction :

- k Le poids propre de la tôle : $G_{\text{tôle}}=0,15\text{KN/m}^2$
- k Le poids propre du béton frais : $G_{\text{béton}}=2,5\text{KN/m}^2$
- k La surcharge construction (ouvrier) : $Q_{\text{ouvrier}}=1\text{KN/m}^2$

➤ **Combinaison des charges :**

D'après notre disposition des solives on a un entre axe : $e_{\text{solive}} = 1,8\text{m}$

$$\begin{aligned} ELU : q_u &= (1.35G + 1.5Q) \times e = [1.35(2.5 + 0.15) + 1.5 \times 1] \times 1.8 \\ &= 9.1395\text{KN/m} \end{aligned}$$

$$ELS : q_s = (G + Q) \times e = [(2.5 + 0.15) + 1] \times 1.8 = 6.57 \text{ KN/m}$$

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

On adopte un étaieement à mi travée, donc $l=6/2=3\text{m}$

$$f_{cal} \leq f_{adm}$$

$$\frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq \frac{l}{250}$$

$$I_y \geq \frac{250 \times 5 \times 6,57 \times 10^{-2} \times 300^3}{384 \times 21000} = 274,972 \text{ cm}^4$$

Soit : on adopte un IPE120 avec : $I_y = 318 \text{ cm}^4$

Vérification de la condition de résistance :

Il faut vérifier que :

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

En prenant compte du poids propre du profilé :

$$q_u = 9.1395 + 0.262 \times 1.35 = 9.4932\text{KN/m}$$

$$q_s = 6.57 + 0.262 = 6.832 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{9.4932 \times 3^2}{8} = 10.680 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{60.7 \times 23.5 \times 10^{-2}}{1.1} = 12.968 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} = 10,680 \text{ KN.m} < M_{plrd} = 12,968 \text{ KN.m} \rightarrow$ la condition de résistance est vérifiée.

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq V_{plrd}$

$$V_{sd} = \frac{qu \times l}{2} = \frac{9.4932 \times 3}{2} = 14.240 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_{vz} \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{m1}} = \frac{6.31 \times \left(\frac{23.5}{\sqrt{3}}\right)}{1.1} = 77.829 \text{ KN}$$

$V_{sd} = 14,240 \text{ KN} < V_{plrd} = 77,829 \text{ KN} \rightarrow$ **condition vérifier.**

$V_{sd} = 14,240 \text{ KN} < 0,5 \times V_{plrd} = 38,914 \text{ KN}$

(condition vérifier)

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

4.3.2 Phase finale :

Le béton ayant durci en cette phase, donc le profilé et la dalle (la section mixte) travaillent ensemble, ce qui nous donne les charges suivantes :

- Revêtement en carrelage +mortier de pose +accessoires : 1.7 KN/m²
- Poids propre du béton sec : 2.5 KN/m²
- Poids de la tôle (TN40) : 0.15 KN/m²
- Poids propre du profile (IPE120) : 0.104 KN/m
- Surcharge d'exploitation : 2.5 KN/m²

4.3.2.1 COMBINAISON DE CHARGES :

ELU : $qu = 1,35 \times 0.104 + (1,35 \times 4.35 + 1,5 \times 2,5) \times 1,8 = 17.573 \text{ KN/m.}$

ELS : $qs = 0,104 + (4.35 + 2,5) \times 1,8 = 12.434 \text{ KN/m.}$

4.3.2.2 VERIFICATION DE LA RESISTANCE A L'ELU :

On vérifiera la condition suivante : $M_{sd} \leq M_{plrd}$

$$M_{sd} = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{17.573 \times 3^2}{8} = 19.770 \text{ KN.m}$$

4.3.3 CALCUL DE L'AXE NEUTRE PLASTIQUE (ANP) :

➤ Calcul de la largeur efficace :

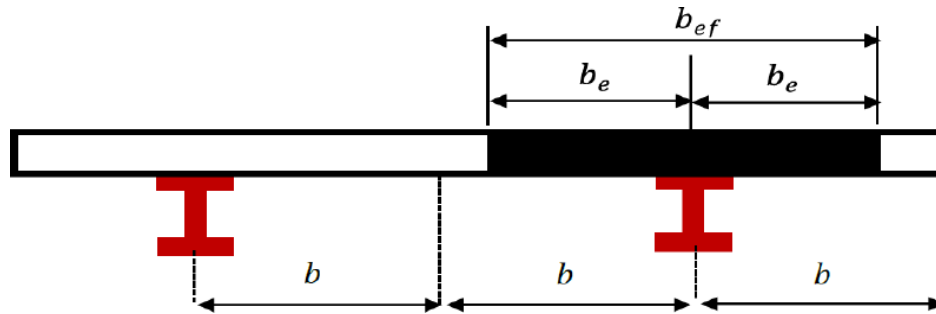


Figure 45. Largeur participante d'une dalle mixte.

$$b_e = \min \left[\frac{l_0}{8} ; \frac{b}{2} \right] = \min [0,75 ; 0,9] = 0,75m$$

$$b_{eff} = 2b_e = 1.8m$$

Avec :

l_0 : largeur de la solive.

b : l'entraxe des solives

A) Calcul des résistances plastiques du profilé en traction F_a et F_c de la dalle en compression :

$$F_a = \frac{A}{\gamma_{ma}} \times f_y = \frac{13.2}{1.1} \times 23.5 = 282 \text{ KN.m}$$

$$F_c = b_{eff} \times h_c \times \frac{0.85 \times F_{c28}}{\gamma_b} = 180 \times 8 \times \frac{0.85 \times 2.5}{1.5} = 2040 \text{ KN.m}$$

$F_a < F_c \Rightarrow$ L'axe neutre plastique (ANP) est situé dans la dalle de compression.

B) Calcul de la distance entre l'ANP et la face supérieure de la dalle de compression :

$$Z = \frac{F_a}{b_{eff} \times \left(\frac{0.85 \times F_{c28}}{\gamma_b} \right)} = \frac{282}{180 \times \left(\frac{0.85 \times 2.5}{1.5} \right)} = 1.106 \text{ cm} < 8 \text{ cm}$$

\Rightarrow l'ANP passe par la dalle.

$$M_{plrd} = F_a \times \left(\frac{h_a}{2} + h_p + h_c - \frac{z}{2} \right)$$

$$M_{plrd} = 282 \left(\frac{12}{2} + 4 + 8 - \frac{1.106}{2} \right) \times 10^{-2}$$

$$M_{plrd} = 49.200 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} = 19,770 \text{ KN.m} < M_{plrd} = 49.200 \text{ KN.m} \Rightarrow$ La condition de la résistance est vérifiée

➤ **Vérification de la flèche :**

$$f_{cal} \leq f_{adm}$$

$$\frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E_a \times I_m} \leq \frac{1}{250}$$

(La flèche est donc vérifiée)

4.3.3.1 CALCUL DU MOMENT D'INERTIE DE LA SECTION MIXTE I_m :

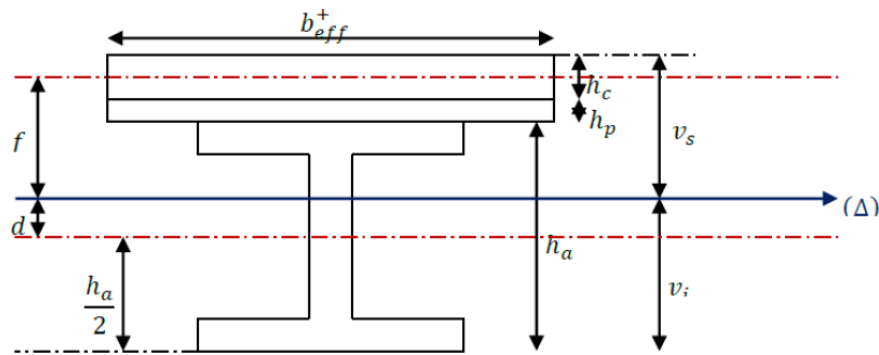


Figure 46 .position de l'axe neutre (Δ)

v_i : position de la fibre la plus tendue de l'acier par rapport à l'axe neutre.

v_s : position de la fibre la plus tendue du béton par rapport à l'axe neutre.

$$I_m = I_a + A_a \times d^2 + \frac{b_{eff}(hc+hp)^3}{12\eta} + \frac{b_{eff}(hc+hp)}{\eta} \times f^2$$

$$\eta = 2n = 2 \times 6,88 = 13,76$$

$$S = A_a + \frac{b_{eff}(hc+hp)}{\eta} = 13.2 + \frac{180(hc+hp)}{13.76} = 170.177 \text{ cm}^2$$

$$d = \frac{b_{eff}(hc+hp)}{\eta} \times \frac{(hc+hp+ha)}{2S} = \frac{180(8+4)}{13.76} \times \frac{(8+4+12)}{2 \times 170.177} = 11.07 \text{ cm}$$

$$v_s = \frac{ha}{2} + (hc + hp) - d = \frac{12}{2} + 8 + 4 - 11.07 = 6.93 \text{ cm}$$

$$v_i = \frac{ha}{2} + d = \frac{12}{2} + 11.07 = 17.07 \text{ cm}$$

$$f = \frac{(hc+hp+ha)}{2} - d = \frac{8+4+12}{2} - 11.07 = 0.93 \text{ cm}$$

$$I_m = 3955.083 \text{ cm}^4$$

➤ **VERIFICATION DU CISAILLEMENT :**

$$V_{sd} \leq V_{plrd}$$

$$qu = 17.674 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd} = \frac{qu \times l}{2} = \frac{17.674 \times 6}{2} = 53.022 \text{ Kn}$$

$$V_{plrd} = Av_z \times \frac{\left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{m1}} = \frac{15.9 \times \left(\frac{23.5}{\sqrt{3}}\right)}{1.1} = 196.115 \text{ Kn}$$

$$V_{sd} = 53.022 \text{ Kn} \leq V_{plrd} = 196.115 \text{ Kn} \text{ (La condition au cisaillement est vérifiée)}$$

➤ **Calcul des contraintes :**

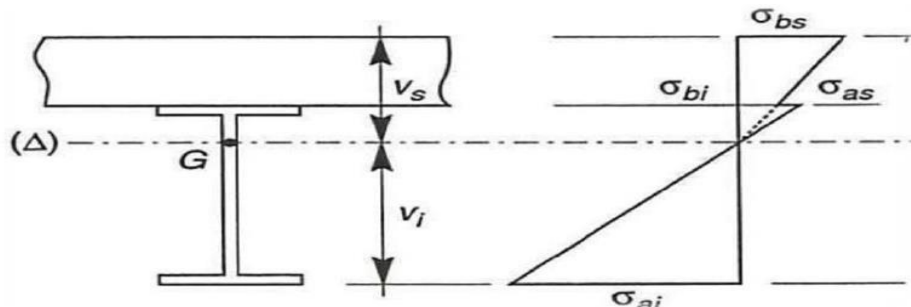


Figure 47. Diagrammes en flexion simple

4.3.3.2 CONTRAINTES DUES AU MOMENT FLECHISSANT :

A) CONTRAINTES DANS LA POUTRE EN ACIER :

-Traction dans la fibre inférieure :

$$\delta_{ai} = \frac{M_{sd}}{I_m} \times \vartheta_i = \frac{79.533}{12688.62724} \times 25.64 \times 10^3 = -160.713 \text{ Mpa}$$

-Compression dans la fibre supérieure :

$$\delta_{as} = \frac{M_{sd}}{I_m} \times | [V_s - (hC + hP)] | = \frac{79.533}{12688.62724} \times | [8.38 - (8 + 4)] | \times 10^3$$

$$\delta_{as} = 22.690 \text{ Mpa}$$

B) Contrainte dans la dalle de compression :

- Compression dans la fibre inférieure :

$$\delta_{bi} = \frac{M_{sd}}{\eta \times I_m} \times | [V_s - (h_p + h_c)] | = \frac{79.533}{13.76 \times 12688.62724} \times | [8.38 - (8 + 4)] | \times 10^3 = 1.649$$

$$\text{Mpa}$$

$$\delta bs = \frac{Msd}{\eta \times I_m} \times V_s = \frac{79.533}{13.76 \times 12688.62724} \times 8.38 \times 10^3 = 3.817 \text{ Mpa}$$

C) Contrainte due au retrait :

- Calcul de β :

$$\beta = \frac{hc + hp + ha}{2} = \frac{8+4+22}{2} = 17 \text{ cm}$$

- Calcul de α :

$$\alpha = \frac{I_y}{Aa \times \beta} = \frac{2772}{33.4 \times 17} = 4.882 \text{ cm}$$

$$B = beff \times (hp + hc) = 180(8 + 4) = 2160 \text{ cm}^2$$

$$K = \frac{B \times Ea \times \varepsilon \times \beta \times Aa}{(\eta \times I_y \times Aa) + (B \times I_y) + (B \times Aa \times \beta^2)}$$

$$K = \frac{2160 \times 21000 \times 2 \times 10^{-4} \times 17 \times 33.4}{(13.76 \times 2772 \times 33.4) + (2160 \times 2772) + (2160 \times 33.4 \times 17^2)} = 0.183 \text{ Kn.m}$$

➤ Calcul de $Y1$:

$$Y1 = \frac{ha}{2} + \alpha = \frac{22}{2} + 4.882 = 15.882 \text{ cm}$$

➤ Calcul de $Y2$:

$$Y2 = Y1 + hc + hp = 15.882 + 8 + 4 = 27.882 \text{ cm}$$

Alors les valeurs des contraintes sont :

$$\delta as = K \times Y1 = 0.183 \times 15.882 \times 10 = 29.064$$

$$\delta ai = K \times (ha - Y1) = 0.183 \times (22 - 15.882) \times 10 = 11.196$$

$$\delta bi = \frac{-(Ea \times \varepsilon - K Y1)}{\eta} = \frac{(21000 \times 2 \times 10^{-4} - 0.183 \times 15.882)}{13.76} = -0.094 \text{ Mpa}$$

$$\delta bs = \frac{(Ea \times \varepsilon - K \times Y2)}{\eta} = \frac{(21000 \times 2 \times 10^{-4}) - 0.183 \times 27.882}{13.76} = -0.066 \text{ Mpa}$$

Donc les contraintes finales sont :

$$\sigma as = 29.839 + 22.690 = 51.754 \text{ Mpa} < fy = 235 \text{ Mpa} \text{ Vérifiée}$$

$$\sigma ai = 11.196 - 160.713 = -182.714 \text{ Mpa} < fy = 235 \text{ Mpa} \text{ Vérifiée}$$

$$\sigma bi = -0.094 + 1.649 = 1.555 \text{ Mpa} < \frac{0.85fc28}{\gamma_b} = 14.2 \text{ Mpa} \text{ Vérifiée}$$

$$\sigma bs = -0.066 + 3.817 = 3.751 \text{ Mpa} < \frac{0.85fc28}{\gamma_b} = 14.2 \text{ Mpa} \text{ Vérifiée}$$

4.4 Calcul de la poutre maitresse :

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

4.4.1.1 CARACTERISTIQUES DU PLANCHER :

- Portée du sommier : $L = 7\text{m}$
- Entre axe des sommiers : $e_{\text{sommier}} = 6\text{ m}$
- Entre axe des solives : $e_{\text{solive}} = 1.8\text{m}$
- Charges permanentes du plancher : $G = 4.35\text{KN/m}^2$
- Surcharges d'exploitation : $Q = 2.5\text{KN/m}^2$
- Poids de la solive : $G_{\text{solive}} = 0.104\text{KN/m}$
- Les solives exercent des charges concentrées sur le sommier avec :

$$P_{\text{solive}} = G_{\text{solive}} \times e_{\text{sommier}} = 0.104 \times 6 = 0.624\text{KN}$$

4.4.1.2 COMBINAISONS DE CHARGES :

$$P_s = (G + Q) \times e_{\text{sommier}} = (4,35 + 2.5) \times 6 = 41,1 \text{ KN/m}$$

Il faut vérifier que :

$$f_{cal} = \frac{5 \times P_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq f = \frac{L}{250}$$

$$I_y = 250 \times \frac{5 \times P_s \times l^3}{384 \times E} = 250 \times \frac{5 \times 41.1 \times 10^{-2} \times 700^3}{384 \times 21000} = 21852.214 \text{ cm}^4$$

Soit un IPE400 avec $I_y = 23130 \text{ cm}^4$

➤ Vérification de la résistance :

$$P_u = 1,35(G \times e_{\text{sommier}} + G_{\text{profile}}) + 1,5Q \times e_{\text{sommier}}$$

$$P_u = 1,35 (4.35 \times 6 + 0.663) + 1,5 \times 2.5 \times 6$$

$$P_u = 58.630 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{P_u \times L^2}{12} = \frac{58.630 \times 7^2}{12} = 239.406 \text{ KN.m}$$

$$M_{prld} = W_{ply} \times \frac{F_y}{\gamma_m} = 1307 \times 23.5 / 1.1 = 279.223 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} < M_{prld}$ (la condition est vérifiée)

➤ Vérification de la flèche :

$$f_{cal} = \frac{5 \times P_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq f = \frac{L}{250}$$

$2.64 \text{ m} \leq 2.8\text{m} \Rightarrow$ La flèche est vérifiée.

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$V_{sd} \leq V_{plrd}$$

$$V_{sd} = \frac{qu \times l}{2} = \frac{58.630 \times 7}{2} = 205.205 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = Avz \times \frac{\left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{m1}} = \frac{42.7 \times \left(\frac{23.5}{\sqrt{3}}\right)}{1.1} = 526.675 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 205.205 \text{ KN} \leq V_{plrd} = 526.675 \text{ KN} \Rightarrow \text{pas de risque de cisaillement.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, **alors on adopte IPE400** comme sommier pour le plancher.

CHAPITRE 5 : MODELISATION ET ETUDE SISMIQUE

5.1 INTRODUCTION :

Les actions sismiques sur un bâtiment sont des actions dynamiques complexes. Elles se manifestent par des mouvements essentiellement horizontaux imposés aux fondations. Les constructions résistent à ces mouvements par des forces d'inertie dues à leur masse qui s'opposent aux mouvements. Ce qui entraîne bien entendu des efforts dans la structure. L'objectif visé dans ce chapitre est la détermination des efforts sismiques susceptibles à solliciter la structure. Le calcul sismique se fait selon le Règlement parasismique Algérien RPA 99 Version 2003, qui met à notre disposition trois types d'analyse :

- *Méthode statique équivalente.
- * Méthode d'analyse spectrale.
- * Méthode d'analyse dynamique par accélérographe

5.2 Modélisation 3D de la structure :

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre infini de degré de liberté (DDL) par un modèle ayant un nombre fini de DDL, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement. En d'autres termes, La modélisation d'une structure consiste à établir un modèle à partir des plans architecturaux (Modèle réel) de la construction, et d'y ajouter les modifications nécessaires pour une approche du meilleur comportement possible et d'une résistance optimale de la structure sous l'action des différentes charges.

Dans notre modélisation on a utilisé le logiciel des éléments finis Robot version 2018.

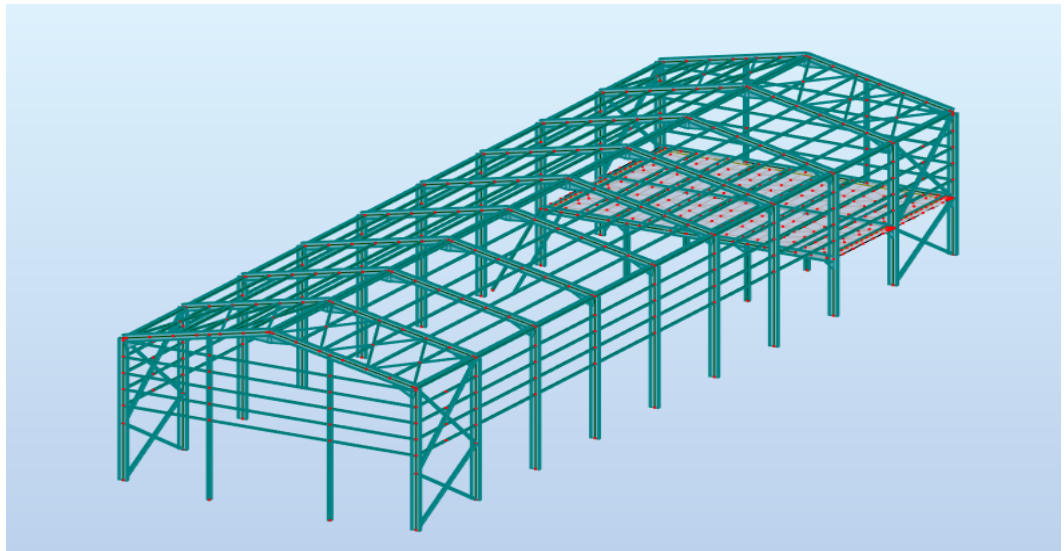


Figure 48. Vue en 3D de la structure

5.3 PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX :

Le pré dimensionnement des sections des éléments sera effectué automatiquement par le logiciel robot.

Avant de commencer le processus de pré dimensionnement, il est nécessaire de définir des barres ou des groupes (familles). La vérification de ces barres peut ensuite être effectuée via la boîte de dialogue Calculs.

La procédure de base est la suivante :

- Cliquez sur le menu **Dimensionnement** ensuite sur **Dimensionnement des barres en acier**.
- Une boîte de dialogue similaire à celle de dessous (**Définitions**) apparaît, nous permettant de définir des groupes ou des familles.

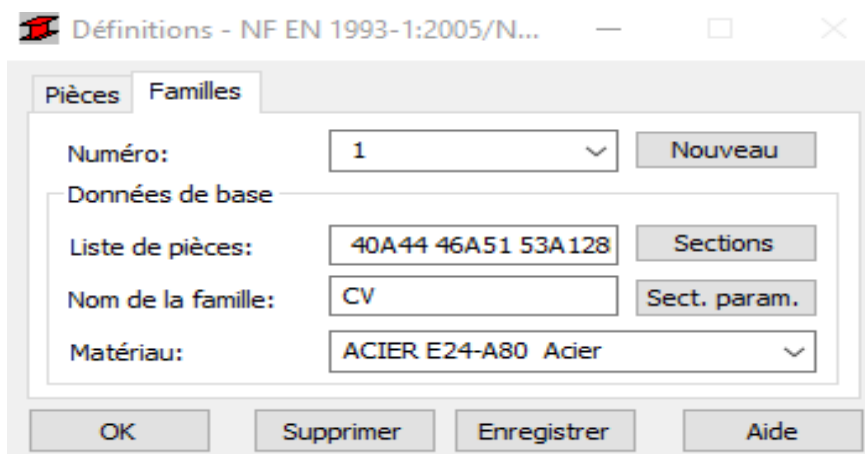


Figure 49. : Boîte de dialogue définition

Onglet famille : Cet onglet permet de définir des groupes de barres.

Numéro : Sélectionnez un numéro de groupe ou cliquez sur **Nouveau** pour en créer un qui Permet d'ajouter un groupe (famille) à la liste existante.

5.3.1 DONNEES DE BASE

Liste de pièces : Spécifiez la liste des barres qui appartiennent à un groupe défini.

Nom : Saisissez le nom du groupe. (Poteau ; poutre ; poutres ; ...).

Matériau : Sélectionnez un matériau pour le groupe de barres (dans notre cas on met acier).

Sections : Ouvre la boîte de dialogue Sélection des sections qui vous permet de sélectionner les types de sections qui seront utilisés lors des processus de vérification et de dimensionnement.

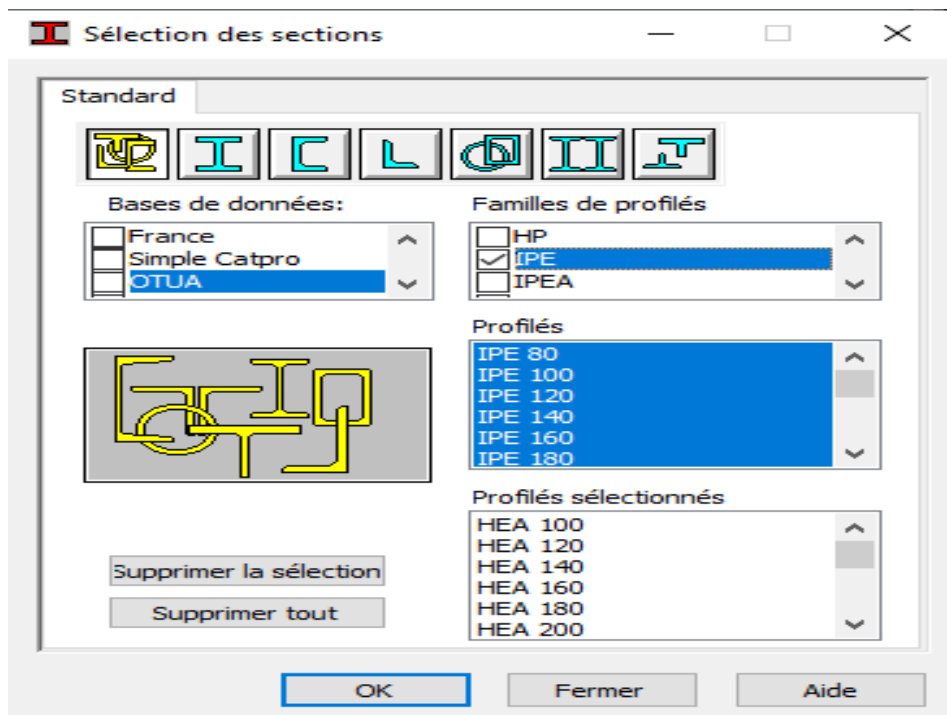



Figure 51. Boîte de dialogue sélection des pièces

- Dans Barre d'outils cliquez sur  une boîte de dialogue apparait, cliquez sur l'onglet **Groupe** choisir liste des groupes nécessaires.

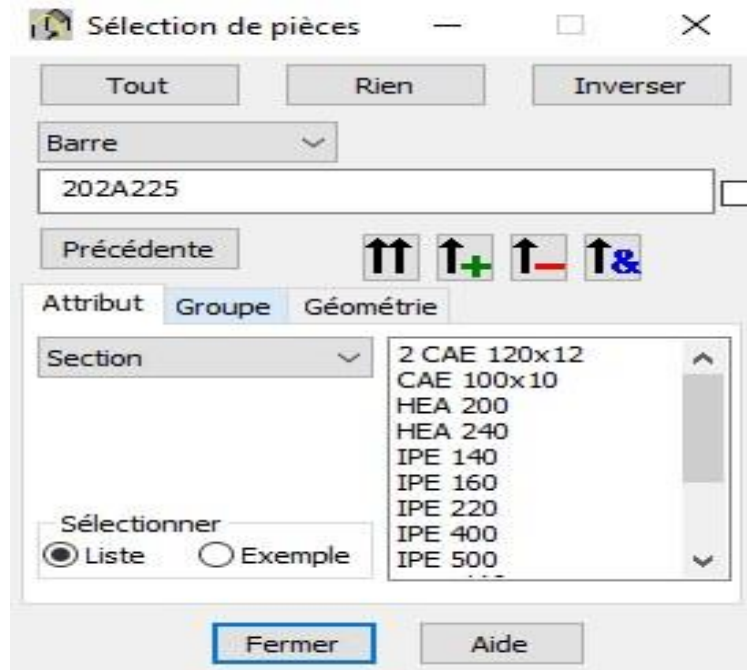


Figure 52. Boite de dialogue sélection

- Utilisez la boîte de dialogue **Calculs** pour spécifier les options de vérification et les états limites, puis cliquez sur **Calculs**.

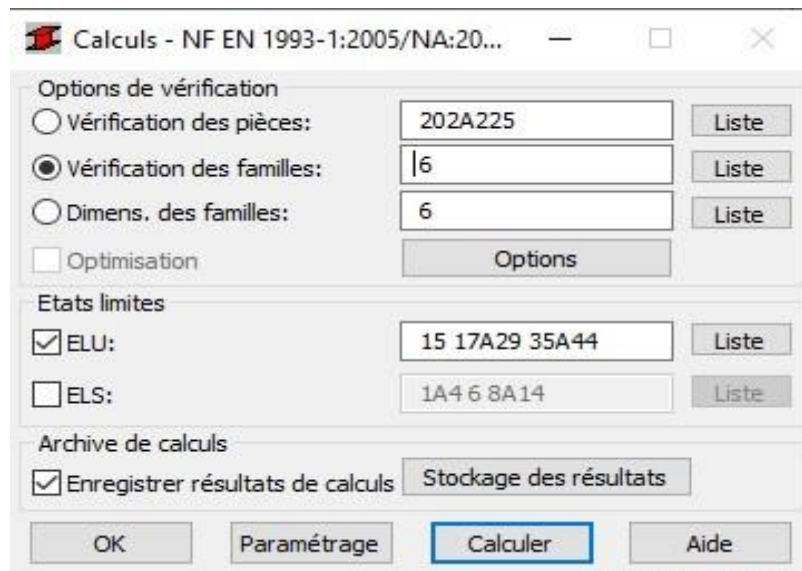


Figure 53 . Boite de dialogue calculs

- Une fois le calcul terminé, un tableau apparaît, choisir la section de profilé la plus optimale.

5.3.2 PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX

Les poteaux sont des éléments verticaux qui transmettent les efforts provenant des charges permanentes et des surcharges d'exploitations aux fondations. Les moyens de transmettre ces charges verticales sont liés au système structural particulier utilisé pour la conception de l'ossature

Famille 1 → poteaux

Du point de vue de la mécanique des structures, les poteaux sont des éléments verticaux soumis principalement à de la compression. Leur résistance est notamment limitée par le risque de flambage.

En suivant les étapes mentionnées ci-dessus, nous saisissons le numéro de famille correspondant aux types de barres poteau (1) dans la rubrique de dimensionnement des familles, et de cocher sur type d'état limite comme indiqué sur la figure ci-dessous, puis nous cliquons sur **Calculer**.

Après avoir lancé le calcul, le logiciel nous fournit une liste des Profilés, les résultats sont donnés sous forme d'un tableau.

Le pré dimensionnement des traverses, et contreventement est basé sur le même principe que les poteaux.

Puis On lance le calcul, et nous obtenons les résultats listés dans le tableau ci-dessous :

- **Récapitulation des sections adoptées aux différents éléments :**

Tableau 20 . Récapitulatifs des sections adoptées après le pré Dimensionnement

Element	Section
Poteau	IPE500
Traverses	IPE450
Contreventement vertical	2CAE 120*12
Contreventement horizontal	CAE 100*10

5.4 VERIFICATION PAR RAPPORT AUX EXIGENCES DE RPA99/2003 :

5.4.1 PERIODE DE VIBRATION :

Le tableau suivant montre les 10 premières périodes de vibration de la structure étudiée :

Tableau 21 : Résultats mode propre

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
12/ 1	1,34	0,75	18,07	0,00
12/ 2	1,38	0,73	18,42	0,00
12/ 3	1,44	0,69	27,54	0,00
12/ 4	1,51	0,66	27,79	0,00
12/ 5	1,67	0,60	28,39	0,00
12/ 6	1,85	0,54	28,45	0,00
12/ 7	1,92	0,52	28,45	0,12
12/ 8	2,11	0,47	28,45	0,22
12/ 9	2,16	0,46	28,45	0,23
12/ 10	2,18	0,46	28,45	0,23
12/ 11	2,21	0,45	28,45	0,23
12/ 12	2,22	0,45	28,45	0,23
12/ 13	2,26	0,44	28,45	0,23
12/ 14	2,26	0,44	28,45	0,23
12/ 15	2,29	0,44	28,45	0,23
12/ 16	2,29	0,44	28,45	0,24
12/ 17	2,55	0,39	28,45	17,75
12/ 18	2,73	0,37	28,45	17,75
12/ 19	2,73	0,37	28,45	17,75
12/ 20	2,73	0,37	28,45	17,75
12/ 21	2,73	0,37	28,45	17,75
12/ 22	2,73	0,37	28,45	17,75
12/ 23	3,19	0,31	90,34	17,76
12/ 24	3,60	0,28	90,35	17,76
12/ 25	3,69	0,27	90,35	17,76
12/ 26	3,70	0,27	90,35	17,76
12/ 27	3,70	0,27	90,35	17,76
12/ 28	3,70	0,27	90,35	17,76

5.4.2 DEFORMATION DE LA STRUCTURE

La déformation de la structure suivant les modes sur chaque direction (X, Y et Z) sont présentés sur les figures ces dessus

- **1 ère mode : $T= 0.73s$ Translation suivant X-X**

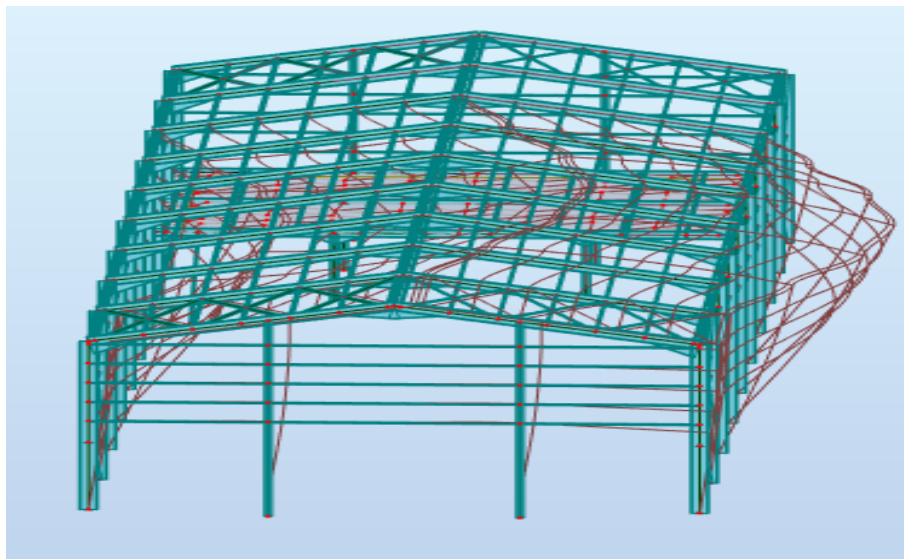


Figure 54 . Mode de déformation (1)

- **2 ème mode : $T= 0.70s$ Translation suivant Y-Y**

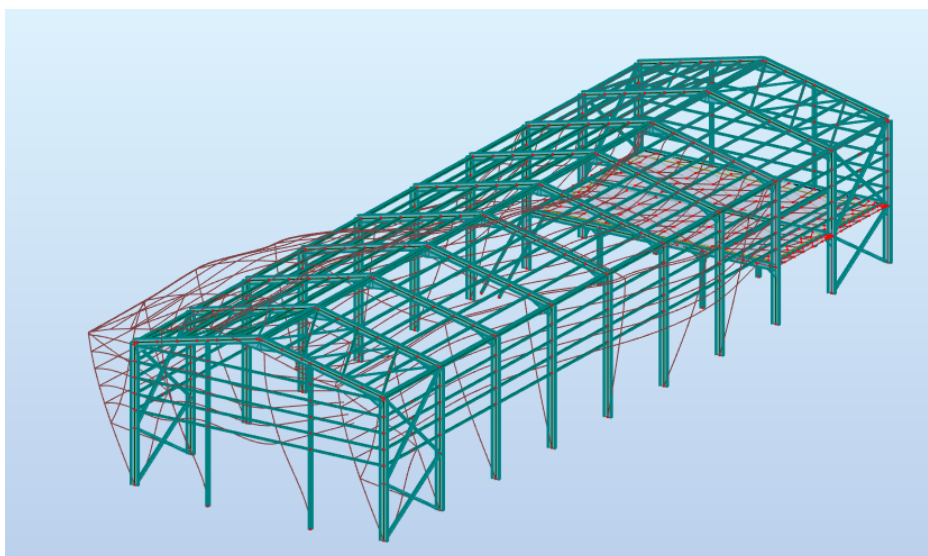


Figure 55. Mode de déformation (2).

- 3^{ème} mode : T= 0.67s Translation suivant Z-Z

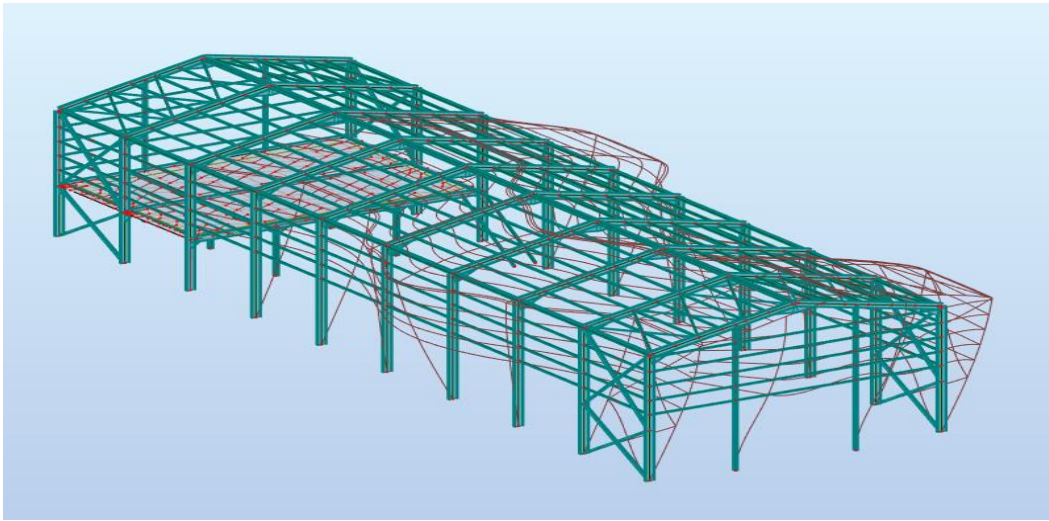


Figure 56. Mode de déformation (3)

5.4.3 VERIFICATION DE L'EFFORT SISMIQUE A LA BASE :

La force sismique totale à la base de la structure est alors donnée par :

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

5.4.4 CALCUL DU FACTEUR D'AMPLIFICATION DYNAMIQUE MOYEN « D » :

Donné par la formule 4.2 du RPA en fonction de la catégorie du site d'implantation de l'ouvrage du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T)

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

✚ Schématisation du spectre de réponse suivant x, y :

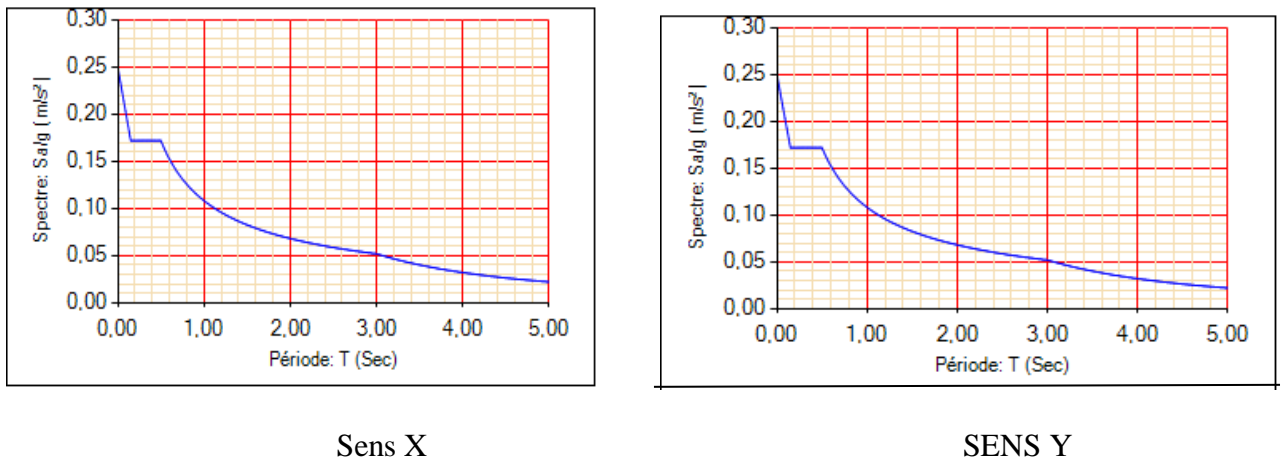


Figure 57. Schématisation du spectre de réponse selon X, Y.

T : Période fondamentale du bâtiment donné par la formule 4.6 du RPA99

CT : Coefficient qui dépend du système de contreventement et du type de remplissage (Portiques auto stables en acier avec remplissage en maçonnerie) donné par le Tableau 4.6 du RPA

$$\Rightarrow Ct = 0,05$$

$$A = 0.15 \Rightarrow \text{groupe usage 2} \Rightarrow \text{zone IIa}$$

$$T = CT \times hN^{\frac{3}{4}} \Rightarrow T = 0.05 \times (10.68)^{\frac{3}{4}} \Rightarrow T = 0.295$$

$$T = 0.09 \times \frac{hN}{\sqrt{DX}} \begin{cases} \Rightarrow Tx = 0.09 \times \frac{10.68}{\sqrt{17.01}} = 0.23s \\ Ty = 0.09 \times \frac{10.68}{\sqrt{54}} = 0.13s \end{cases}$$

$$T = \min(Tx, Ty) \Rightarrow T = 0.13s$$

$$T2 = 0.5s \quad \text{donc} \quad 0 < T < T2$$

- **Facteur de correction d'amortissement (η) :**

Donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7 / ((2 + \xi))} \geq 0.7 \Rightarrow \xi = 5\% \text{ acier dense}$$

$$\eta = 1 > 0.7 ; D_x = D_y = 2.5$$

R : coefficient de comportement global de la structure, donné en fonction du système de contreventement. Notre construction est en acier et contreventée par palées triangulées en X ce qui nous donne $R_x = R_y = 4$ (**Tableau 4.3 RPA 99**).

Q : facteur de qualité La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 pq \Rightarrow \begin{cases} Q_x = 1.15 \\ Q_y = 1.15 \end{cases}$$

Poids total de la structure « W » Poids total de la structure donné par la formule 4-5 du RPA.

Avec :

$$W = WGi + \beta WQi$$

- k **WGi** : Poids du aux charges permanentes et à celle des équipements éventuels.
- k **WQi** : Poids du aux charges d'exploitations.
- k **β** : Fonction de pondération selon la nature et la durée de la charge.
- k $\beta = 0, 2$ **Tableau 4.5 RPA 99/2003**

$$W = 1636.05 + 0.2 \times (510.15)$$

$$W = 1738.08 \text{ KN.m}$$

D'après le **RPA 99/version 2003 article 4.2.3**, la force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions orthogonales selon la formule :

$$V_{stx} = V_{sty} = \frac{0.15 \times 2.5 \times 1.15}{4} \times 1738.08 = 187.39 \text{ kN}$$

➤ RESULTATS DE FORCE SISMIQUE :

Selon l'article 4.3.6 du RPA99/2003, la résultante des forces sismique à la base **V_{dyn}** obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente **VST**.

Si **V_{dyn} < 0.8 V_{st}**, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments) dans le rapport :

$$R = \frac{0.8 \times v_{st}}{v_{dyn}}$$

➤ **Vérification des efforts tranchant :**

D'après le fichier des résultats du Robot nous avons un effort tranchant dynamique à la base donne par les deux spectres suivant X et Y :

$$V_{dyn} \Rightarrow \begin{cases} v_{dyn}^x = 251.45 \text{ kN} > 149.91 \text{ kN} \text{ (c'est vérfier)} \\ v_{dyn}^y = 212.86 \text{ kN} > 149.91 \text{ kN} \text{ (c'est vérfier)} \end{cases}$$

On remarque que la condition de RPA est vérifiée dans les deux sens (x ; y)

CHAPITRE 6 : ETUDE DES ELEMENTS PRINCIPAUX

6.1 INTRODUCTION :

Pour satisfaire aux exigences de résistance et d'utilisation d'une structure, CCM 97 s'appuie sur les vérifications aux états limites. Les états limites ultimes (ELU) sont associés à la ruine de la structure tandis que les états limites de service (ELS) correspondent à des états au-delà desquels les critères d'exploitation normale ne sont plus satisfaits.

En ce qui concerne les vérifications aux ELU, CCM 97 fait une large place au calcul plastique. La résistance de la structure mixte peut être déterminée par un calcul plastique pour les sections soumises à la traction, à la compression ou à la flexion chaque fois que ces sections sont de classe 1 ou 2. Le calcul plastique est également utilisé pour déterminer la résistance à l'effort tranchant. Toutefois, la résistance élastique peut être utilisée dans tous les cas sans restriction.

La vérification des éléments principaux se fera à l'aide du logiciel robot.

6.2 VERIFICATION DES DIAGONALES DE LA POUTRE AU VENT :

La diagonale la plus sollicitée ($1.35G+Q+1.35T$) est illustrée dans la figure suivante :

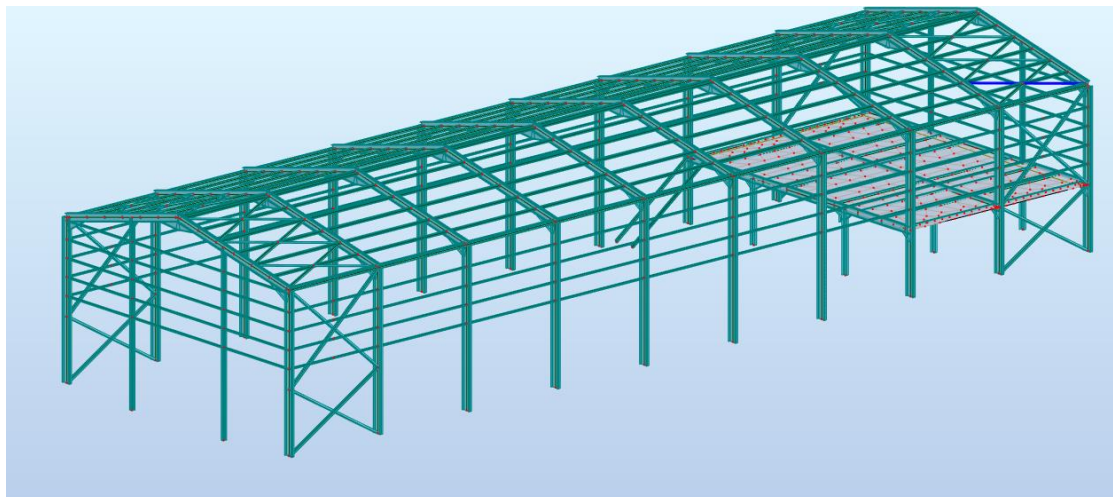


Figure 58. La diagonale de la poutre au vent la plus sollicitée

L'effort normal sollicitant le plus défavorable calculé par le logiciel robot est :

$$N = 47.26 \text{ KN}$$

6.2.1 Vérification à la traction

La vérification à faire est comme suite :

$$N_{sd} \leq N_{rd} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \text{ Avec : } A = 19.15 \text{ cm}^2$$

Donc : $N_{sd} = 47.26 \text{ KN} \leq N_{rd} = 409.11 \text{ KN}$ **condition vérifiée**

6.2.2 Vérification avec logiciel robot :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
202	OK CAE 100x10	ACIER E24	217.79	217.79	0.27	46 1.35G+Q+1.35T
203	OK CAE 100x10	ACIER E24	217.79	217.79	0.10	27 G+1.5VX+
204	OK CAE 100x10	ACIER E24	217.79	217.79	0.26	46 1.35G+Q+1.35T
205	OK CAE 100x10	ACIER E24	217.79	217.79	0.17	26 G+1.5VY2
206	OK CAE 100x10	ACIER E24	217.79	217.79	0.71	46 1.35G+Q+1.35T
207	OK CAE 100x10	ACIER E24	217.79	217.79	0.08	46 1.35G+Q+1.35T
208	OK CAE 100x10	ACIER E24	217.79	217.79	0.27	46 1.35G+Q+1.35T
209	OK CAE 100x10	ACIER E24	217.79	217.79	0.08	27 G+1.5VX+
210	OK CAE 100x10	ACIER E24	217.79	217.79	0.26	46 1.35G+Q+1.35T
211	OK CAE 100x10	ACIER E24	217.79	217.79	0.15	26 G+1.5VY2
212	OK CAE 100x10	ACIER E24	217.79	217.79	0.72	46 1.35G+Q+1.35T
213	OK CAE 100x10	ACIER E24	217.79	217.79	0.08	46 1.35G+Q+1.35T
214	OK CAE 100x10	ACIER E24	217.79	217.79	0.16	27 G+1.5VX+
215	OK CAE 100x10	ACIER E24	217.79	217.79	0.26	46 1.35G+Q+1.35T
216	OK CAE 100x10	ACIER E24	217.79	217.79	0.28	25 G+1.5Vy1
217	OK CAE 100x10	ACIER E24	217.79	217.79	0.29	46 1.35G+Q+1.35T
218	OK CAE 100x10	ACIER E24	217.79	217.79	0.09	46 1.35G+Q+1.35T
219	OK CAE 100x10	ACIER E24	217.79	217.79	0.70	46 1.35G+Q+1.35T
220	OK CAE 100x10	ACIER E24	217.79	217.79	0.04	27 G+1.5VX+
221	OK CAE 100x10	ACIER E24	217.79	217.79	0.25	46 1.35G+Q+1.35T
222	OK CAE 100x10	ACIER E24	217.79	217.79	0.36	25 G+1.5Vy1
223	OK CAE 100x10	ACIER E24	217.79	217.79	0.28	46 1.35G+Q+1.35T
224	OK CAE 100x10	ACIER E24	217.79	217.79	0.09	46 1.35G+Q+1.35T
225	OK CAE 100x10	ACIER E24	217.79	217.79	0.69	46 1.35G+Q+1.35T

Figure 59. Vérification de contreventement horizontale avec logiciel

➡ **Note de calcul Robot :**

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: *Vérification des pièces*

FAMILLE:

PIECE: 212
6.62 m

POINT: 7

COORDONNEE: $x = 1.00$ L =

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 46 1.35G+Q+1.35T (1+3)*1.35+2*1.00

MATERIAU:

ACIER E24 $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: CAE 100x10

h=10.0 cm

gM0=1.10

gM1=1.10

b=10.0 cm

Ay=10.00 cm²

Az=10.00 cm²

Ax=19.15 cm²

tw=1.0 cm

Iy=176.68 cm⁴

Iz=176.68 cm⁴

Ix=6.33 cm⁴

tf=1.0 cm

Wely=24.61 cm³

Welz=24.61 cm³

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 47.26 kN

Nc,Rd = 409.11 kN

Nb,Rd = 65.60 kN

Classe de la section = 3



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

L_y = 6.62 m

Lam_y = 2.32

L_{cr,y} = 6.62 m

X_y = 0.16

Lam_y = 217.79



en z:

L_z = 6.62 m

Lam_z = 2.32

L_{cr,z} = 6.62 m

X_z = 0.16

Lam_z = 217.79

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

N,Ed/Nc,Rd = 0.12 < 1.00 (6.2.4.(1))

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

Lambda_y = 217.79 > Lambda_{max} = 210.00

Lambda_z = 217.79 > Lambda_{max} = 210.00 **INSTABLE**

N,Ed/Nb,Rd = 0.72 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Profil correct !!!

6.3 VERIFICATION DES DIAGONALES DE LA PALEE DE STABILITE :

La diagonale la plus sollicitée (1.35G+Q +1.35T) est illustrée dans la figure suivante

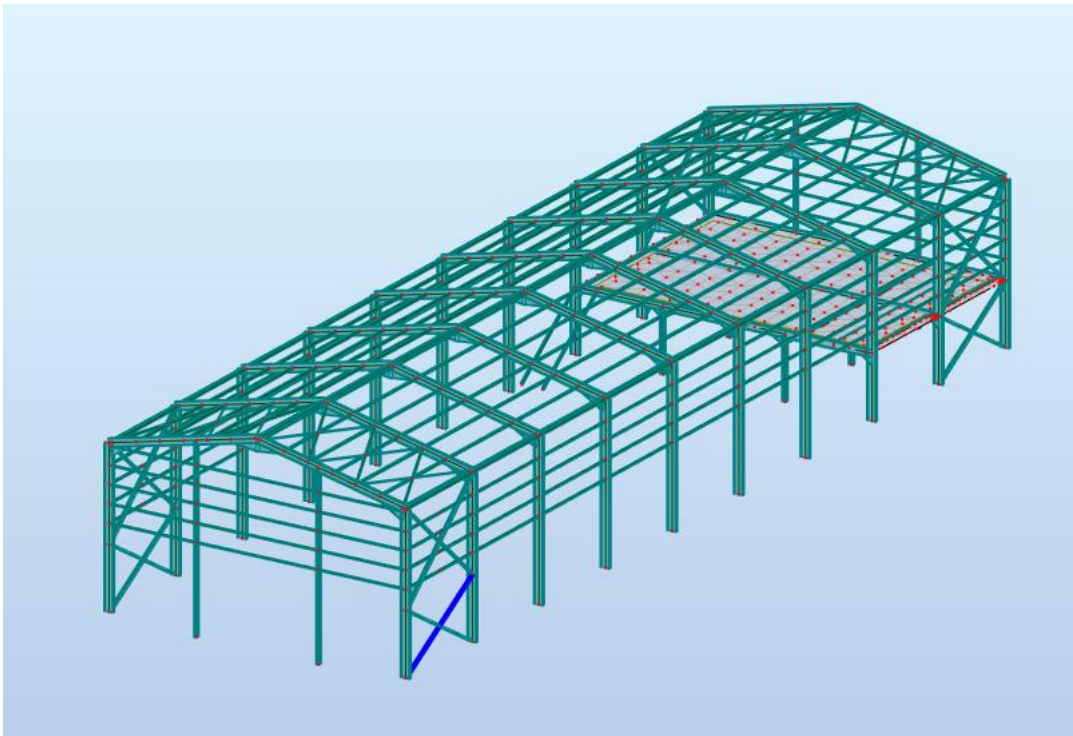


Figure 60 . La diagonale de la palée de stabilité la plus sollicité

L'effort normal sollicitant le plus défavorable calculé par le logiciel robot est :

$$N = 143.84 \text{ KN}$$

6.3.1 Vérification à la traction

La vérification à faire est comme suite :

$$N_{sd} \leq N_{rd} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

Avec : $A = 55.08 \text{ cm}^2$

Donc : $N_{sd} = 143.84 \text{ KN} \leq N_{rd} = 1175.09 \text{ KN}$ **condition vérifiée**

6.3.2 Vérification avec logiciel robot

Pièce		Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
1234 Barre_1234	OK	2 CAE 120x12	ACIER E24	190.11	125.63	0.31	18 G+Q+EY
1235 Barre_1235	OK	2 CAE 120x12	ACIER E24	190.11	125.63	0.50	46 1.35G+Q+1.35T
1236 Barre_1236	OK	2 CAE 120x12	ACIER E24	218.38	144.31	0.21	50 1.35G+Q+1.35V
1237 Barre_1237	OK	2 CAE 120x12	ACIER E24	218.38	144.31	0.28	29 1.35G+1.5N
1238 Barre_1238	OK	2 CAE 120x12	ACIER E24	190.11	125.63	0.27	50 1.35G+Q+1.35V
1239 Barre_1239	OK	2 CAE 120x12	ACIER E24	190.11	125.63	0.52	46 1.35G+Q+1.35T
1240 Barre_1240	OK	2 CAE 120x12	ACIER E24	218.38	144.31	0.22	50 1.35G+Q+1.35V
1241 Barre_1241	OK	2 CAE 120x12	ACIER E24	218.38	144.31	0.28	29 1.35G+1.5N
1242 Barre_1242	OK	2 CAE 120x12	ACIER E24	190.11	125.63	0.77	46 1.35G+Q+1.35T
1243 Barre_1243	OK	2 CAE 120x12	ACIER E24	190.11	125.63	0.25	49 1.35G+Q+1.35V
1244 Barre_1244	OK	2 CAE 120x12	ACIER E24	218.38	144.31	0.46	46 1.35G+Q+1.35T
1245 Barre_1245	OK	2 CAE 120x12	ACIER E24	218.38	144.31	0.26	49 1.35G+Q+1.35V
1246 Barre_1246	OK	2 CAE 120x12	ACIER E24	190.11	125.63	0.78	46 1.35G+Q+1.35T
1247 Barre_1247	OK	2 CAE 120x12	ACIER E24	190.11	125.63	0.22	49 1.35G+Q+1.35V
1248 Barre_1248	OK	2 CAE 120x12	ACIER E24	218.38	144.31	0.47	46 1.35G+Q+1.35T
1249 Barre_1249	OK	2 CAE 120x12	ACIER E24	218.38	144.31	0.25	49 1.35G+Q+1.35V

Figure 61. Vérification contreventement verticale avec logiciel Robot

 **Note de calcul robot :**

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 1246 Barre_1246

POINT: 2

COORDONNEE: x = 0.17 L

m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 46 1.35G+Q+1.35T (1+3)*1.35+2*1.00

MATERIAU:

ACIER E24 $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: 2 CAE 120x12

h=12.0 cm

gM0=1.10

gM1=1.10

b=25.5 cm

Ay=28.80 cm²

Az=25.92 cm²

Ax=55.08 cm²

tw=1.2 cm

Iy=735.34 cm⁴

Iz=1683.96 cm⁴

Ix=26.27 cm⁴

tf=1.2 cm

Wely=85.50 cm³

Welz=132.07 cm³

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N_{Ed} = 143.84 kN

M_{y,Ed} = 1.66 kN*m

N_{c,Rd} = 1176.71 kN

M_{y,Ed,max} = 2.98 kN*m

N_{b,Rd} = 241.23 kN

M_{y,c,Rd} = 18.27 kN*m

V_{z,Ed} = 1.15 kN

V_{z,c,Rd} = 319.71 kN

Classe de la section = 3



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

L_y = 6.95 m

Lam_y = 2.02

L_{cr,y} = 6.95 m

X_y = 0.21

Lam_y = 190.11

k_{yy} = 1.12



en z:

L_z = 6.95 m

Lam_z = 1.34

L_{cr,z} = 6.95 m

X_z = 0.41

Lam_z = 125.63

k_{zy} = 1.62

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.09 < 1.00$ (6.2.5.(1))

$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.21 < 1.00$ (6.2.1(7))

$\sqrt{(\text{Sig}_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\text{Tau}_{z,Ed})^2} / (f_y/gM0) = 0.20 < 1.00$ (6.2.1.(5))

$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6.(1))

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\lambda_{y} = 190.11 < \lambda_{y,max} = 210.00$ $\lambda_{z} = 125.63 < \lambda_{z,max} = 210.00$ STABLE

$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) = 0.78 < 1.00$ (6.3.3.(4))

$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) = 0.56 < 1.00$ (6.3.3.(4))

Profil correct !!!

6.4 Vérification des traverses :

La Traverse la plus sollicitée (N°28 ; G+1.5Vx-) est illustrée dans la figure suivante :

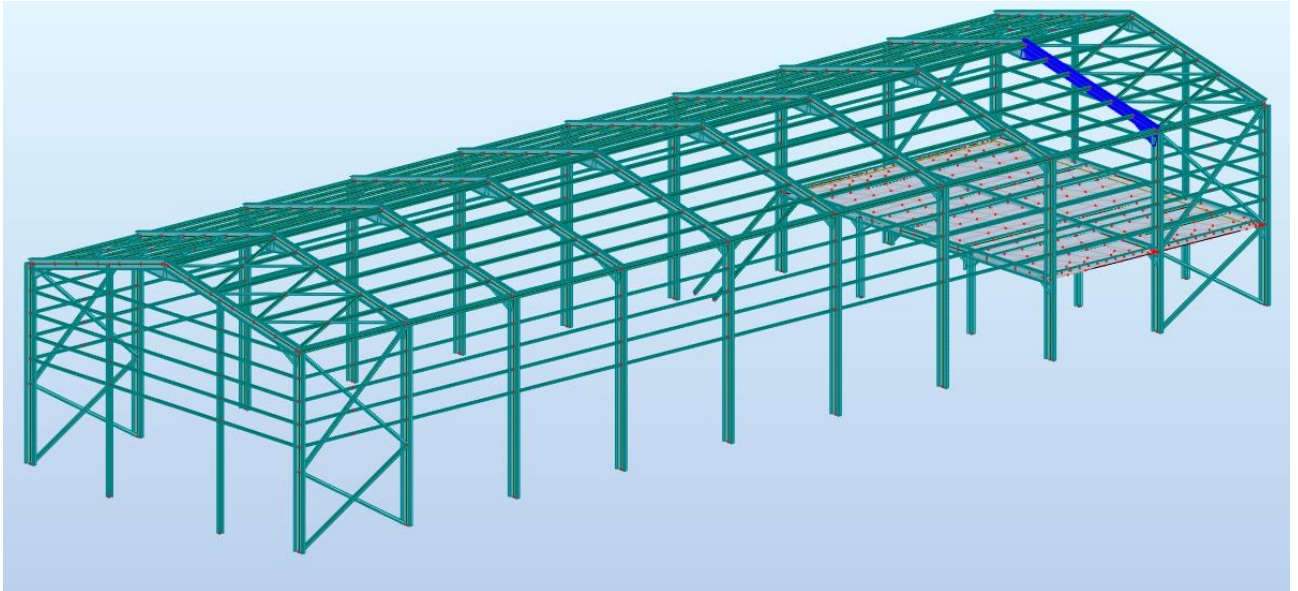


Figure 62. La traverse la plus sollicitée

Les efforts sollicitant les plus défavorables calculés par le logiciel robot sont :

$$N_{sd} = 22.75 \text{ KN}$$

$$V_z = 24.65 \text{ KN}$$

$$M_{ysd} = -133.86 \text{ KN.m}$$

6.4.1 Détermination de la classe de la section transversale :

- La classe du profilé

$$\alpha = \frac{1}{d} \left(\frac{d + d_c}{2} \right) \leq 1 \text{ avec } d_c = \frac{N_{sd}}{t_w \times f_y} = \frac{22.75}{9.4 \times 23.5} = 0.24$$

$$\text{Donc } \alpha = 0.49 \leq 1$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{378}{9.4} = 40.30 \leq \frac{396 \varepsilon}{13 \alpha - 1} = 73.74 \Rightarrow \text{Vérfiée}$$

La section de IPE 450 est de classe 01

6.4.2 Vérification de la résistance de la section transversale :

- VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT :

La vérification à faire est comme suit :

$$V_{sd} \leq 0,5 V_{plrd}$$

$$V_{plrd} = A_{vz} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0} * \sqrt{3}} = 50.8 \times \frac{23.5}{\sqrt{3} \times 1.1} = 626.58 \text{KN}$$

$$V_{sd} = 24.65 \text{ KN} \leq 313.29 \text{ kn} \Rightarrow \text{la condition vérifiée}$$

- VERIFICATION DE L'EFFORT NORMALE :

La vérification à faire est comme suit :

$$N_{sd} \leq \min (0.25 N_{pl, Rd} ; 0.5 * A_w \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}})$$

$$A_w = A - 2 * b * t_f = 43.32 \text{ cm}^2$$

$$N_{pl, Rd} = A * \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 98.8 * \frac{23.5}{1.1} = 2110.72 \text{KN}$$

$$0.5 * A_w \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 0.5 * 43.32 * \frac{23.5}{1.1} = 462.74 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 22.75 \text{ KN} < 462.74 \text{ KN} \Rightarrow \text{la condition vérifiée}$$

-VERIFICATION DE MOMENT FLECHISSANT :

La vérification à faire est comme suit :

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

$$M_{sd} = 133.86 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} * f_y}{\gamma_{m0}} = 363.56 \text{ KN.m}$$

$$133.86 \text{KN.m} \leq 363.56 \text{KN.m} \Rightarrow \text{la condition vérifiée}$$

6.4.3 Vérification de la résistance au phénomène d'instabilité :

➤ Vérification au déversement :

Calcul de l'élancement réduit vis-à-vis de déversement $\bar{\lambda}_{lt}$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \left(\frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1}\right) \sqrt{\beta_w} \leq 0.4$$

L : longueur de maintien latéral.

$$L = 0,5 \times 8.72 = 4.36m$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{1}{iz}}{\sqrt{c_1} \times \left(1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{\frac{1}{iz}}{\frac{h}{tf}}\right)^2\right)^{0.25}} = \frac{\frac{436}{4.12}}{\sqrt{1.132 \times \left(1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{436/4.12}{45/1.46}\right)^2\right)^{0.25}}} = 53.02$$

On remarque que $\bar{\lambda}_{lt} = 0.56 > 0,4$

⇒ Donc il n'y a de risque de déversement

- **Vérification du flambement avec risque de déversement :**

$$lkz = 0.5 \times L = 0,5 \times 8,72 = 4,36 m$$

$$\lambda_z = \frac{Lkz}{iz} = \frac{436}{4,12} = 105,82$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_{cr}} = \frac{105,82}{93,9} = 1,12 > 0.2 \quad (\text{Il y'a risque de flambement})$$

Choix de la courbe du flambement :

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = 2.36 > 1,2 \\ tf = 14,6 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{cases} \Rightarrow Zz \rightarrow \text{courbe}(b) \rightarrow az = 0.34$$

On a :

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 - \chi_z^2]^{0,5}} \quad \text{Avec} \quad \varphi_z = 0,5[1 + \alpha_z(\lambda_z - 0,2) + \lambda_z^2]$$

$$\varphi_z = 1,28$$

$$\chi_z = 0,52$$

Profilé laminé : courbe (a) → χ_{lt}

On tire χ_{lt} à partir du tableau 5.5.2 EC3 :

$$\lambda_{lt} = 0,94 \rightarrow \chi_{lt} = 0,706$$

- **Calcul K_{lt} :**

$$K_{lt} = 1 - \frac{\mu_{lt} \times N_{st}}{\chi_z \times N_{pl}}$$

$$\mu_{lt} = 0,15 \times \lambda_z \times \beta_{mlt} - 0,15$$

$$\lambda_z = 0,81 \quad \beta_{mlt} = 1,3$$

$$\mu_{lt} = 0,15 \times 1,12 \times 1,3 - 0,15 = 0,06$$

$$\chi_z = 0,52 \quad N_{sd} = 22.75 \text{ KN} \quad N_{pl} = A \times f_y$$

$$\Rightarrow K_{lt} = 1 - \frac{0,19 \times 22.75 \times 10^3}{0,26 \times 62,6 \times 10^2 \times 235} = 0,98$$

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \times f_y}{1,1} = 201,07 \text{ KN.m}$$

On vérifie :

$$\frac{22.75 \times 10^3}{0,26 \times 62,6 \times 10^2 \times 235} + \frac{0,98 \times 133.86 \times 10^6}{0,664 \times 201,07 \times 10^6} = 0,61 \leq 1$$

→La condition est vérifiée.

6.4.4 Vérification avec logiciel robot :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
1000	OK Trav450	ACIER E24	82.81	422.46	0.52	28 G+1.5VX-
1001	OK Trav450	ACIER E24	85.05	422.68	0.45	52 1.35G+Q+1.35V
1002	OK Trav450	ACIER E24	82.81	422.46	0.64	28 G+1.5VX-
1003	OK Trav450	ACIER E24	82.81	422.46	0.71	28 G+1.5VX-
1004	OK Trav450	ACIER E24	82.81	422.46	0.72	28 G+1.5VX-
1005	OK Trav450	ACIER E24	82.81	422.46	0.72	28 G+1.5VX-
1006	OK Trav450	ACIER E24	82.81	422.46	0.58	52 1.35G+Q+1.35V
1007	OK Trav450	ACIER E24	82.81	422.46	0.31	29 1.35G+1.5N
1008	OK Trav450	ACIER E24	82.81	422.46	0.35	46 1.35G+Q+1.35T
1009	OK Trav450	ACIER E24	82.81	422.46	0.56	46 1.35G+Q+1.35T
1232	OK Trav450	ACIER E24	82.81	422.46	0.52	28 G+1.5VX-
1233	OK Trav450	ACIER E24	82.81	422.46	0.52	28 G+1.5VX-

Figure 63 . Vérifications des traverses avec logiciel Robot

➡ Note de calcul robot :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 1005
16.13 m

POINT: 7

COORDONNEE: x = 0.92 L

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 28 G+1.5VX- 1*1.00+9*1.50

MATERIAU:

ACIER E24 $f_y = 235.00$ MPa

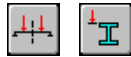


PARAMETRES DE LA SECTION: Trav450

h=45.0 cm	gM0=1.10	gM1=1.10	
b=19.0 cm	Ay=55.48 cm ²	Az=39.56 cm ²	Ax=98.82 cm ²
tw=0.9 cm	Iy=33742.90 cm ⁴	Iz=1675.86 cm ⁴	Ix=63.80 cm ⁴
tf=1.5 cm	Wely=1499.68 cm ³	Welz=176.41 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 22.75 kN	My,Ed = -133.86 kN*m	Mz,Ed = 0.04 kN*m	Vy,Ed = -0.00 kN
Nc,Rd = 2111.17 kN	My,el,Rd = 320.39 kN*m	Mz,el,Rd = 37.69 kN*m	Vy,T,Rd = 684.06 kN
Nb,Rd = 2111.17 kN	My,c,Rd = 320.39 kN*m	Mz,c,Rd = 37.69 kN*m	Vz,Ed = 24.65 kN
			Vz,T,Rd = 487.77 kN
	Mb,Rd = 188.99 kN*m		Tt,Ed = 0.00 kN*m
			Classe de la section = 3



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00	Mcr = 486.20 kN*m	Courbe,LT - d	XLT = 0.55
Lcr,low=4.36 m	Lam_LT = 0.85	fi,LT = 1.11	XLT,mod = 0.59

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

kyy = 1.00



en z:

kzz = 1.00

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N,Ed/Nc,Rd + My,Ed/My,c,Rd + Mz,Ed/Mz,c,Rd = 0.43 < 1.00$ (6.2.1(7))
 $\sqrt{(\text{Sig},x,Ed)^2 + 3*(\text{Tau},y,Ed + \text{Tau},ty,Ed)^2} / (f_y/gM0) = 0.43 < 1.00$ (6.2.1.(5))
 $Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.05 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $\text{Tau},ty,Ed / (f_y / (\sqrt{3} * gM0)) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)
 $\text{Tau},tz,Ed / (f_y / (\sqrt{3} * gM0)) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$My,Ed/Mb,Rd = 0.71 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))
 $N,Ed / (Xy * N,Rk / gM1) + kyy * My,Ed / (XLT * My,Rk / gM1) + kyz * Mz,Ed / (Mz,Rk / gM1) = 0.72 < 1.00$ (6.3.3)
 $N,Ed / (Xz * N,Rk / gM1) + kzy * My,Ed / (XLT * My,Rk / gM1) + kzz * Mz,Ed / (Mz,Rk / gM1) = 0.72 < 1.00$ (6.3.3)

Profil correct !!!

6.5 Vérification des poteaux

Le poteau le plus sollicité ($1.35G+Q+1.35T$) est illustré dans la figure suivante :

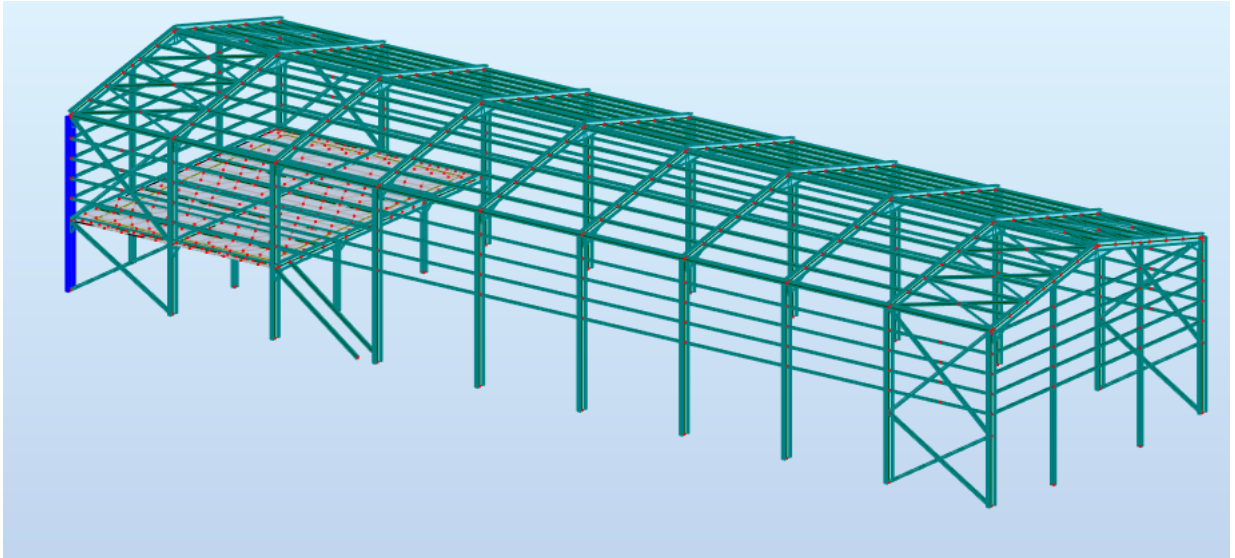


Figure 64. Le poteaux le plus sollicité

Les efforts sollicitant les plus défavorables calculés par le logiciel robot sont :

$$N_{sd} = 271.13 \text{KN}$$

$$V_{sd} = 2.76 \text{KN}$$

$$M_{zsd} = 2.72 \text{KN.m}$$

$$M_{ysd} = -23.71 \text{KN.m}$$

6.5.1 Vérification a la résistance :

- **Classe de la section (IPE500)**

Classification de la semelle

On a : $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$

- **Semelle comprimée**

$$C = \frac{b}{2} = \frac{200}{2} = 100 \text{mm}$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{100}{16} = 6.25 < 10\varepsilon \leq 10$$

Donc : la semelle est de classe 1

- **Ame (flexion composée)**

$$\alpha = \frac{1}{d} \left(\frac{d+dc}{2} \right) \leq 1$$

$$dc = \frac{N_{sd}}{t_w \times f_y} = \frac{271.13 \times 10^3}{10.2 \times 235} = 113.11 \text{ mm}$$

$$\alpha = \frac{1}{426} \left(\frac{426 - 113.1}{2} \right) = 0.37 \leq 1$$

➤ **Pour la section de classe 01 :**

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{396\varepsilon}{(13\alpha - 1)}$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{426}{10.2} = 41.76 < 83\varepsilon$$

$$\text{Et : } \frac{396\varepsilon}{(13\alpha - 1)} = \frac{396 \times 1}{(13 \times 0.37 - 1)} = 103.93$$

$$\text{Donc : } \frac{d}{t_w} \leq \frac{396\varepsilon}{(13\alpha - 1)} \quad \text{Ame de classe 2}$$

D'où : La section globale de classe 2

6.4.1 VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT :

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq 0,5 V_{plrd}$

$$V_{ysd} = 2.76 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = A_{vy} * \frac{f_y}{\gamma_{m0} * \sqrt{3}} = 67.2 \times \frac{23.5}{1.1 \times \sqrt{3}} = 828.86 \text{ KN}$$

$$\frac{1}{2} V_{plrd} = 414.43 \text{ KN}$$

$$V_{zsd} = 2.76 \text{ KN} < \frac{1}{2} V_{plrd} = 414.43 \text{ KN}$$

6.4.2 VERIFICATION DE MOMENT FLECHISSANT :

Il faut vérifier que : $M_{sd} \leq M_v$

$$M_{sd} = 23.71 \text{ KN.m}$$

$$M_v = \frac{W_{ply-wv} \times \rho \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$wv = \frac{h \times tw^2}{4} = 13005 \text{ mm}^3$$

$$\rho = \left(\frac{2vz}{vpl} - 1 \right)^2 = 0.98$$

$$Mv = \frac{(2194.1 \times 10^3 - 13005 \times 0.98) \times 235}{1.1} = 466.01 \text{ kN.m}$$

$$23.71 \text{ kN.m} \leq 466.01 \text{ kN.m}$$

6.4.3 VERIFICATION DE L'EFFORT NORMALE :

Il faut vérifier que : $Nsd < Nplrd$

$$Nsd = 271.13 \text{ KN}$$

$$Nplrd = A * \frac{fy}{\gamma m0} = \frac{115.5 \times 23.5}{1.1} = 2467.5 \text{ KN.m}$$

$Nsd < Nplrd \rightarrow$ *condition vérifiée*

6.4.4 VERIFICATION DE L'ELEMENT AUX INSTABILITES :

6.4.4.1 CALCUL DE L'ELANCEMENT REDUIT VIS-A-VIS DE DEVERSEMENT

$\bar{\lambda}_{LT}$:

L : longueur de maintien latéral.

Le poteau le plus sollicité est de longueur 3,42m d'où la longueur du maintien latérale est :

$$L = 0,5 \times 3,5 = 1,75 \text{ m}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{1}{iz}}{(c1)^{0.5} \times \left(1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{\frac{1}{iz}}{\frac{h}{tf}} \right)^2 \right)^{0.25}} = 10.46$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) \times \sqrt{\beta_w} = 0.11 < 0.4 \rightarrow \text{ya pas de risque de déversement}$$

6.4.4.2 VERIFICATION AU FLAMBEMENT SANS RISQUE DE DEVERSEMENT :

On doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{N}{x_{min} \times Nplrd} + \frac{ky \times My.sd}{wply \times Mply} + \frac{kz \times Mz.sd}{Mplz \times wplz} \leq 1$$

$lky = 1m$ (entraxe des lisses)

$$lkz = 0,5 \times l = 0,5 \times 3,5 = 1,75\text{m}$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) \times [\beta A]^{0.5} = \left(\frac{4.89}{93.9} \right) \times 1 = 0.05$$

$\bar{\lambda}_y = 0,05 < 0,2 \rightarrow Y$ 'a pas de risque de flambement

$$\bar{\lambda}_z = \frac{40.69}{93.9} \times 1 = 0.43$$

$\bar{\lambda}_z = 0,43 > 0,2 \rightarrow$ Il y 'a un risque de flambement

Courbe de flambement : $\frac{h}{b} = \frac{500}{200} = 2.5 > 1.2$

$$tf = 16\text{mm} < 40\text{mm}$$

$$ZZ \rightarrow \text{Courbe (b)} \rightarrow \alpha_z = 0,34$$

$$YY \rightarrow \text{Courbe (a)} \rightarrow \alpha_y = 0,21$$

$$\varphi_z = 0,5[1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0.63$$

$$\varphi_y = 0,5[1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2] = 0.48$$

$$\chi_z = 0.92 ; \chi_y = 1.04$$

➤ **Calcul k_z et K_y :**

$$K_z = 1 - \frac{u_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \leq 1.5$$

$$K_y = 1 - \frac{u_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} \leq 1.5$$

$$U_z = \bar{\lambda}_z (2 \times \beta m_y - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}}$$

$$U_y = \bar{\lambda}_y (2 \times \beta m_y - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}}$$

$$\begin{cases} \beta m_y = 1.7 \\ w_{ply} = 2194\text{cm}^3 \\ w_{ely} = 1930\text{cm}^3 \end{cases}$$

D'où : $u_z = -0.39$

$u_y = -0.08$

$K_z = 1.10$

$K_y = 1.04$

$$\frac{Nsd}{x_{min} \times \left(\frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}}\right)} + \frac{k_y \times M_y \cdot sd}{w_{ply} \times \left(\frac{f_y}{\gamma_{m1}}\right)} + \frac{k_z \times M_z \cdot sd}{M_{plz} \left(\frac{f_y}{\gamma_{m1}}\right)} \leq 1$$

= 0.45 < 1 La condition est vérifiée, donc y'a pas risque flambement.

6.4.5 VERIFICATION AVEC LOGICIEL ROBOT :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
1	OK IPE 500	ACIER E24	30.02	101.72	0.33	46 1.35G+Q+1.35T
2	OK IPE 500	ACIER E24	30.02	101.72	0.41	28 G+1.5VX-
5	OK IPE 500	ACIER E24	30.02	101.72	0.23	27 G+1.5VX+
6	OK IPE 500	ACIER E24	30.02	101.72	0.32	52 1.35G+Q+1.35V
9	OK IPE 500	ACIER E24	30.02	101.72	0.33	28 G+1.5VX-
10	OK IPE 500	ACIER E24	30.02	101.72	0.46	52 1.35G+Q+1.35V
13	OK IPE 500	ACIER E24	30.02	101.72	0.33	28 G+1.5VX-
14	OK IPE 500	ACIER E24	30.02	101.72	0.46	52 1.35G+Q+1.35V
17	OK IPE 500	ACIER E24	30.02	101.72	0.33	28 G+1.5VX-
18	OK IPE 500	ACIER E24	30.02	101.72	0.47	52 1.35G+Q+1.35V
21	OK IPE 500	ACIER E24	30.02	101.72	0.32	28 G+1.5VX-
22	OK IPE 500	ACIER E24	30.02	101.72	0.46	52 1.35G+Q+1.35V
25	OK IPE 500	ACIER E24	30.02	101.72	0.33	28 G+1.5VX-
26	OK IPE 500	ACIER E24	30.02	101.72	0.45	52 1.35G+Q+1.35V
29	OK IPE 500	ACIER E24	30.02	101.72	0.33	44 1.35G+1.5N+Q
30	OK IPE 500	ACIER E24	30.02	101.72	0.34	52 1.35G+Q+1.35V
33	OK IPE 500	ACIER E24	30.02	101.72	0.20	44 1.35G+1.5N+Q
34	OK IPE 500	ACIER E24	30.02	101.72	0.26	52 1.35G+Q+1.35V
37	OK IPE 500	ACIER E24	30.02	101.72	0.39	46 1.35G+Q+1.35T
38	OK IPE 500	ACIER E24	30.02	101.72	0.50	46 1.35G+Q+1.35T

 *Note de calcul robot :*

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 38

POINT: 1

COORDONNEE: $x = 0.00$ L

m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 46 1.35G+Q+1.35T (1+3)*1.35+2*1.00

MATERIAU:

ACIER E24 $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 500

$h=50.0$ cm	$gM0=1.10$	$gM1=1.10$	
$b=20.0$ cm	$Ay=72.07$ cm ²	$Az=59.87$ cm ²	$Ax=115.52$ cm ²
$tw=1.0$ cm	$Iy=48198.50$ cm ⁴	$Iz=2141.69$ cm ⁴	$Ix=89.66$ cm ⁴
$tf=1.6$ cm	$Wely=1927.94$ cm ³	$Welz=214.17$ cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = 271.13$ kN		$Mz_{,Ed} = 2.72$ kN*m	$Vy_{,Ed} = 2.76$ kN
$Nc_{,Rd} = 2467.93$ kN	$My_{,Ed,max} = -23.71$ kN*m		$Mz_{,Ed,max} = -10.80$ kN
	$Vy_{,T,Rd} = 887.98$ kN		
$Nb_{,Rd} = 1345.86$ kN	$My_{,c,Rd} = 411.88$ kN*m	$Mz_{,c,Rd} = 45.75$ kN*m	$Vz_{,Ed} = 0.98$ kN
			$Vz_{,T,Rd} = 737.99$ kN
			$Tt_{,Ed} = 0.02$ kN*m
			Classe de la section = 3



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$L_y = 8.76$ m	$Lam_y = 0.32$
$Lcr,y = 6.13$ m	$X_y = 0.97$
$Lamy = 30.02$	$k_{yz} = 1.11$



en z:

$L_z = 8.76$ m	$Lam_z = 1.08$
$Lcr,z = 4.38$ m	$X_z = 0.55$
$Lamz = 101.72$	$k_{zz} = 1.05$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$Mz_{,Ed}/Mz_{,c,Rd} = 0.06 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$N_{,Ed}/Nc_{,Rd} + Mz_{,Ed}/Mz_{,c,Rd} = 0.17 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$\sqrt{(\text{Sig}_{,x,Ed})^2 + 3 * (\text{Tau}_{,y,Ed} + \text{Tau}_{,ty,Ed})^2} / (f_y / gM0) = 0.11 < 1.00 \quad (6.2.1.(5))$$

$$Vy_{,Ed}/Vy_{,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$Vz_{,Ed}/Vz_{,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\text{Tau}_{,ty,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} * gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\text{Tau}_{,tz,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} * gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\text{Lambda}_{,y} = 30.02 < \text{Lambda}_{,max} = 210.00 \quad \text{Lambda}_{,z} = 101.72 < \text{Lambda}_{,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{,Ed} / (X_y * N_{,Rk} / gM1) + k_{yy} * My_{,Ed,max} / (XLT * My_{,Rk} / gM1) + k_{yz} * Mz_{,Ed,max} / (Mz_{,Rk} / gM1) = 0.43 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{,Ed} / (X_z * N_{,Rk} / gM1) + k_{zy} * My_{,Ed,max} / (XLT * My_{,Rk} / gM1) + k_{zz} * Mz_{,Ed,max} / (Mz_{,Rk} / gM1) = 0.50 < 1.00$$

CHAPITRE 7 : ETUDE D'ASSEMBLAGE

7.1 INTRODUCTION :

L'assemblage en charpente métallique désigne l'ensemble des techniques et des méthodes utilisées pour connecter les différents éléments métalliques d'une structure de charpente. Ces connexions sont essentielles pour assurer la cohésion, la stabilité et la résistance de l'ensemble de la structure. Les assemblages doivent être conçus pour transférer efficacement les charges et les forces entre les éléments, garantir la sécurité et la durabilité de la construction.

7.2 CRITERES DE CHOIX DES ASSEMBLAGES :

Le choix du type d'assemblage dépend de plusieurs facteurs :

Charges et Forces : Les types et magnitudes des charges (axiales, de cisaillement, de moment) influencent le choix de l'assemblage.

Conditions Environnementales : Exposition à la corrosion, températures extrêmes, humidité.

Accessibilité : Facilité d'accès pour l'installation et l'entretien.

Coût : Budget disponible pour les matériaux, la main-d'œuvre et l'entretien.

7.3 Assemblage poteau –traverse :

❖ POTEAU (IPE500) – TRAVERSE (IPE450)

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.

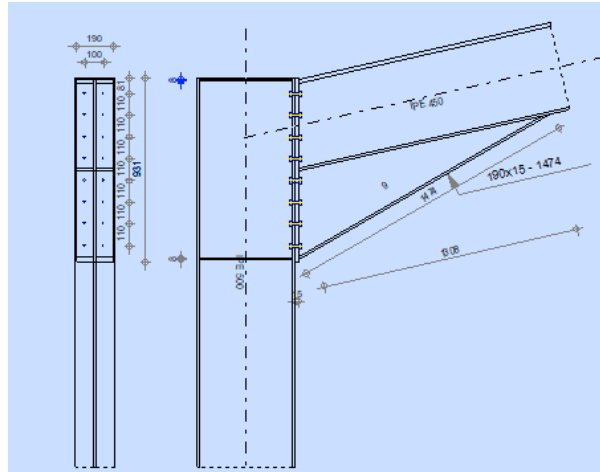


Figure 65. Représentation de l'assemblage poteau-traverse

7.3.1 EFFORTS DE CALCUL :

Les efforts max trouvé sous la combinaison $(1,35G+1,5Vx^-+Q)$ sont :

$$M_{sd} = 183.34 \text{ kN.m}$$

$$N_{sd} = -18.43 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 40.55 \text{ kN}$$

7.3.2 DETERMINATION DES EFFORTS DANS LES BOULONS :

$$N_i = \frac{m_{sd} \times d_i + N_{sd}}{\sum d_i^2}$$

$$d_1 = 770 \text{ mm} \quad d_2 = 660 \text{ mm} \quad d_3 = 550 \text{ mm} \quad d_4 = 440 \text{ mm}$$

$$\sum d_i^2 = 0.77^2 + 0.66^2 + 0.55^2 + 0.44^2 = 1.52 \text{ m}$$

N_i : l'effort maximal de traction du boulon le plus éloigné de centre de rotation.

$$N_1 = 183.34 \times 0.77 / 1.52 = 105 \text{ kN}$$

$$N_2 = 183.34 \times 0.66 / 1.52 = 91.73 \text{ kN}$$

$$N_3 = 183.34 \times 0.55 / 1.52 = 78.46 \text{ kN}$$

$$N_4 = 183.34 \times 0.44 / 1.52 = 65.2 \text{ kN}$$

7.3.3 DISTRIBUTIONS DE L'EFFORT TRANCHANT :

$$F_{v_{sd}} = \frac{v_{sd}}{n}; \quad F_{v_{sd}} = \frac{40.55}{16}$$

$$F_{v_{sd}} = 2.53 \text{ kN}$$

7.3.4 PRE DIMENSIONNEMENT DES BOULONS :

On a :

$$N1 \leq nr \times Fp \quad ; Fp = 0.7 \times As \times Fub$$

$$As \geq \frac{N1}{0.7 \times nr \times Fub} ; \quad As \geq \frac{105 \times 10^{-3}}{0.7 \times 2 \times 1000}$$

$$As \geq 75 \text{ mm}^2$$

Soit des boulons M12 donc $As = 84.3 \text{ mm}^2$; $d_0 = 13 \text{ mm}$; de classe 10.9 ; $A = 113 \text{ mm}^2$.

7.3.5 CONDITION DE RESISTANCE DES BOULONS :

➤ Distance entre axe des boulons :

A) Entre axe des boulons :

$$P1 \geq 2,2 d_0 \quad P2 \geq 3d_0 \quad \text{Avec} \quad d_0 = 13 \text{ mm}$$

$$P1 \geq 2,2 \times 13 = 28.6 \text{ mm} \quad \text{on prend} \quad P1 = 100 \text{ mm}$$

$$P2 \geq 3 \times 13 = 39 \text{ mm} \quad \text{on prend} \quad P2 = 110 \text{ mm}$$

B) Pince longitudinale :

$$e1 \geq 1.2d_0 \quad e1 \geq 1.2 \times 13 = 15.6 \text{ mm} \quad \text{On prend : } e1 = 81 \text{ mm}$$

C) Pince transversale :

$$e2 \geq 1.5d_0 \quad e2 \geq 1.5 \times 13 = 19.5 \text{ mm} \quad \text{On prend : } e2 = 110 \text{ mm}$$

7.3.6 VERIFICATION VIS-A-VIS DE DECOULEMENT DE PLAQUE :

En doit vérifier que :

$$Ftsd \leq Fpcd$$

$$Ftsd = \frac{N1}{nr} ; Ftsd = \frac{105}{2} = 52.5 \text{ kN}$$

$$Fpcd = 0.7 \times As \times Fub = 0.7 \times 84.3 \times 1000 \times 10^{-3} = 59.01 \text{ kN}$$

$52.5 \text{ kN} \leq 59.01 \text{ kN}$ la condition est vérifiée.

7.3.7 VERIFICATION L'INTERACTION CISAILEMENT-TRACTION :

En doit vérifier que :

$$Fvsd \leq Fsr$$

$$Fvsd = \frac{vsd}{n} ; \frac{40.55}{16} = 2.53 \text{ kN}$$

$$Fsr = ks \times n \times \mu \times (Fp - 0.8Ftsd) / \gamma mb$$

$$\left\{ \begin{array}{l} ks = 1 \text{ (trous nominale)} \\ \mu = 0.3 \\ n = 1 \end{array} \right.$$

$$F_{srd} = 1 \times 1 \times 0.3 \times (59.01 - 0.8 \times 52.5) / 1.25 = 4.08 \text{ kN}$$

2.53 kN < 4.08 kN ... condition est vérifiée

7.3.8 VERIFICATION A LA PRESSION DIAMETRALE

Il faut vérifier que :

$$F_{vsd} \leq F_{brd} = 2.5 \cdot \alpha \cdot d \cdot t_p \cdot f_u / \gamma_{m0}$$

Avec :

$$\alpha = \min\left(\frac{e1}{3d_0}; \frac{p1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right); \quad \alpha = \min\left(\frac{81}{3 \times 13}; \frac{100}{3 \times 13} - \frac{1}{4}; \frac{1000}{900}; 1\right)$$

$$\alpha = 1$$

$$F_{brd} = 2.5 \times 1 \times 1.2 \times 1.5 \times 90 / 1.25 = 324 \text{ kN}$$

$$F_{vsd} = 2.5 \text{ kN} < F_{brd} = 324 \text{ kN}$$

Il n'y a pas risque de rupture par pression diamétrale

7.4 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**

$$3 \text{ mm} \leq \alpha \leq 0.5 t_w \text{ donc } 3 \text{ mm} \leq \alpha \leq 0.5 \times 7 a = 3 \text{ mm}$$

➤ **Gorge reliant la semelle**

$$6 \text{ mm} \leq \alpha \leq 0.5 t_f \text{ donc } 6 \text{ mm} \leq \alpha \leq 0.5 \times 11 a = 5 \text{ mm}$$

7.4.1 DISTRIBUTION DES EFFORTS SUR LES DIFFERENTS CORDONS :

➤ **Cordon âme platine :**

$$\text{Chaque cordon repend : } V/2 = 40.55 / 2 = 20.27 \text{ KN}$$

➤ **Cordon semelle :**

$$L = 2b - t_w = 2 \times 200 - 7 = 393 \text{ mm}$$

$$N = M / L = 183.34 / 0.393 = 466.51 \text{ kN}$$

7.5 ASSEMBLAGE PIEDS DE POTEAUX :

7.5.1 CALCUL PIED DE POTEAUX ARTICULE :

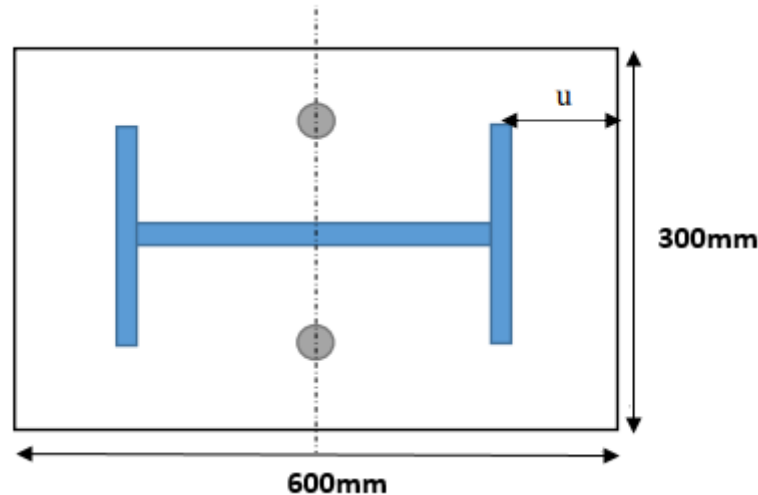


Figure 66 : Assemblage pied de poteau articulé

7.5.1.1 VERIFICATION DE LA CONTRAINTE DE COMPRESSION :

On a: $N_c = 275.82\text{kN}$; $N_t = -165.5\text{kN}$

Il faut vérifier que

$$\sigma_t = \frac{N_t}{a \times b} \leq Ft_{28}, \sigma_c = \frac{N_c}{a \times b} \leq f_{bu}$$

On prend le dimensionnement de la platine comme suit :

$$a = 600\text{mm} \quad ; \quad b = 300\text{mm}$$

$$Ft_{28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1\text{Mpa}$$

$$f_{bu} = 0.85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2\text{Mpa}$$

$$\sigma_t = \frac{165.5 \times 10^{-3}}{0.6 \times 0.3} = 0.9\text{Mpa}$$

$$\sigma_c = \frac{275.82 \times 10^{-3}}{0.6 \times 0.3} = 1.53\text{Mpa}$$

$\sigma_t = 0.9\text{Mpa} < f_{c28} = 2.1\text{Mpa}$. La Condition est vérifiée.

$\sigma_c = 1.53\text{Mpa} < 14.2\text{Mpa}$. La Condition est vérifiée.

7.5.1.2 CALCUL L'ÉPAISSEUR DE LA PLATINE ET DIAMÈTRE DE LA TIGE D'ANCRAGE :

a) l'épaisseur de la platine :

Avec :

$$t \geq u \times \sqrt{\frac{3 \times \sigma_c}{f_y}} ; t \geq 85 \times \sqrt{\frac{3 \times 1.53}{235}} ,$$

$$t \geq 11.88 \text{ mm} , \text{ on prend } t = 15 \text{ mm}$$

b) - Diamètre de la tige d'ancrage :

$$N_{\text{tige}} = \frac{v}{2} = \frac{165.5}{2} = 82.75 \text{ kN}$$

$$N_a = 0.1 \left(1 + \frac{7 \times g_c}{1000}\right) \times \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1}\right)^2} (l_1 + 6.4r + 3.5l_2) \geq \frac{v}{2}$$

$$N_a = 0.1 \left(1 + \frac{7 \times g_c}{1000}\right) \times \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1}\right)^2} (20\phi + 19.2\phi + 7\phi) \geq 82.75 \text{ kN}$$

Après simplification on tire

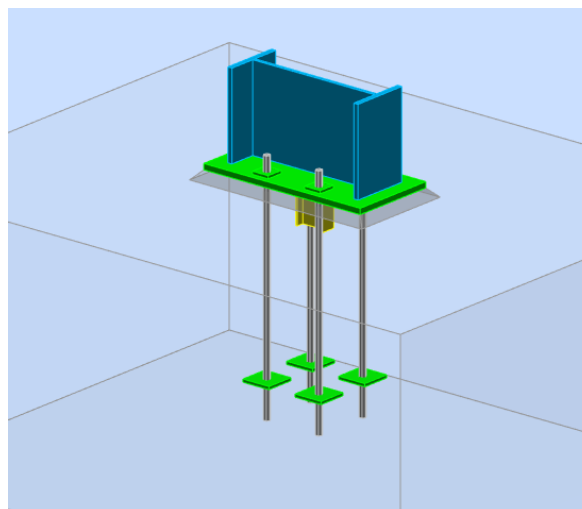
$$4.66\phi^2 - 4.04\phi - 60.63 \geq 0$$



Ce qui nous donne :

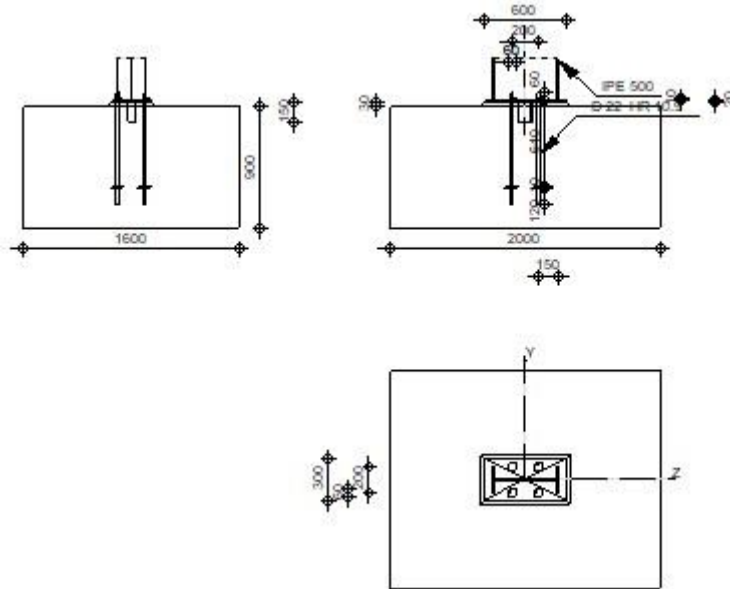
$$\phi \geq 4 \text{ cm} \text{ On prend : } \phi = 45 \text{ mm}$$

7.6 LES NOTES DE CALCUL DE L'ASSEMBLAGE QUI DONNER PAR ROBOT :

7.6.1 ASSEMBLAGE PIED DE POTEAU :



	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 0,71



Général

Assemblage N°: 33
 Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré
 Noeud de la structure: 46
 Barres de la structure: 37

Géométrie

Poteau

Profilé: IPE 500
 Barre N°: 37
 $L_c = 8,76$ [m] Longueur du poteau
 Matériau: ACIER E24

Platine de prescelllement

$I_{pd} = 600$ [mm] Longueur
 $b_{pd} = 300$ [mm] Largeur
 $t_{pd} = 20$ [mm] Epaisseur
 Matériau: ACIER
 $f_{ypd} = 235,00$ [MPa] Résistance
 $f_{upd} = 365,00$ [MPa] Résistance ultime du matériau

Ancrage

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon
 Classe = HR 10.9 Classe de tiges d'ancrage
 $f_{yb} = 900,00$ [MPa] Limite de plasticité du matériau du boulon
 $f_{ub} = 1200,00$ [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction
 $d = 22$ [mm] Diamètre du boulon
 $n_H = 2$ Nombre de colonnes des boulons

Classe =	HR 10.9	Classe de tiges d'ancrage
$n_v =$	2	Nombre de rangées des boulons
Ecartement $e_{Hi} =$	200 [mm]	
Entraxe $e_{vi} =$	200 [mm]	

Bêche

Profilé:	IPE 100			
$l_w =$	150	[mm]	Longueur	
Matériau:	ACIER			
$f_{yw} =$	235,00	[MPa]	Résistance	

Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} =$	1,10	Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_C =$	1,50	Coefficient de sécurité partiel

Semelle isolée

$L =$	2000	[mm]	Longueur de la semelle
$B =$	1600	[mm]	Largeur de la semelle
$H =$	900	[mm]	Hauteur de la semelle

Béton

Classe			BETON20
$f_{ck} =$	20,00	[MPa]	Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

$t_g =$	30	[mm]	Epaisseur du mortier de calage
$f_{ck,g} =$	12,00	[MPa]	Résistance caractéristique à la compression
$C_{f,d} =$	0,30		Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

Soudures

$a_p =$	6	[mm]	Plaque principale du pied de poteau
$a_w =$	4	[mm]	Bêche

Efforts

Cas:	Calculs manuels		
$N_{j,Ed} =$	-237,00	[kN]	Effort axial
$V_{j,Ed,y} =$	84,50	[kN]	Effort tranchant
$V_{j,Ed,z} =$	14,97	[kN]	Effort tranchant
$M_{j,Ed,y} =$	-30,40	[kN*m]	Moment fléchissant
$M_{j,Ed,z} =$	-2,94	[kN*m]	Moment fléchissant

Résultats**Zone comprimée****COMPRESSION DU BETON**

$c =$	34	[mm]	Largeur de l'appui additionnelle	[6.2.5.(4)]
$f_{jd} =$	26,67	[MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint	[6.2.5.(7)]
$F_{c,Rd,n} =$	2046,1	[kN]	Résistance du béton à la compression	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} =$	604,21	[kN]	Résistance du béton à la flexion M_y	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,z} =$	604,21	[kN]	Résistance du béton à la flexion M_z	[6.2.8.3.(1)]

AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

$M_{c,Rd,y}$ =	411, 88	[kN* m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{r,y}$ =	484	[mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,y}$ =	850, 99	[kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]
$M_{c,Rd,z}$ =	45,7 5	[kN* m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{r,z}$ =	134	[mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,z}$ =	340, 92	[kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$				
$N_{j,Rd} =$	2046,1 2	[kN]	Résistance de la semelle à l'effort axial	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$				
$F_{c,Rd,y} =$	604,2 1	[k N]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]
$F_{c,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$				
$F_{c,Rd,z} =$	340,9 2	[k N]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]

Contrôle de la résistance de l'assemblage

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)			0,12 < 1,00	vérifié	(0,12)
$M_{j,Rd,y} =$	101,3 1	[kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion		[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)			0,30 < 1,00	vérifié	(0,30)
$M_{j,Rd,z} =$	7, 14	[kN* m]	Résistance de l'assemblage à la flexion		[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23)			0,41 < 1,00	vérifié	(0,41)
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$			0,71 < 1,00	vérifié	(0,71)

Cisaillement**PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE**

$F_{1,vb,Rd,y} =$	22 3,0 6	[k N]	Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise	[6.2.2.(7)]
$F_{1,vb,Rd,z} =$	32 1,2 0	[k N]	Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise	[6.2.2.(7)]

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$F_{2,vb,Rd} =$	90, 50	[k N]	Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier	[6.2.2.(7)]
$F_{v,Rd,s} =$	46, 12	[k N]	Résistance du boulon au cisaillement - avec bras de levier	CEB [9.3.1]

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$F_{v,Rd,cp} =$	408,97	[kN]	Résistance du béton à l'effet de levier	CEB [9.3.1]
-----------------	--------	------	---	-------------

ECRASEMENT DU BORD DU BETON

$F_{v,Rd,c,y} =$	505,7 2	[k N]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]
$F_{v,Rd,c,z} =$	337,1 7	[k N]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$F_{f,Rd} = 71,10$ [kN] Résistance au glissement [6.2.2.(6)]

CONTACT DE LA CALE D'ARRET AVEC BETON

$F_{v,Rd,wg,y} = 280,00$ [kN] Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton

$F_{v,Rd,wg,z} = 154,00$ [kN] Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{v,Rd,wg,y} + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,y} = 535,$ [k] Résistance de l'assemblage au cisaillement CEB [9.3.1]
 $= 58$ [N]

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$ $0,16 < 1,00$ vérifié (0,16)

$V_{j,Rd,z} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{v,Rd,wg,z} + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,z} = 409,$ [k] Résistance de l'assemblage au cisaillement CEB [9.3.1]
 $= 58$ [N]

$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$ $0,04 < 1,00$ vérifié (0,04)

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$ $0,19 < 1,00$ vérifié (0,19)

7.6.2 SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

$\sigma \leq 40,$ [MPa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.(7)]
 $= 23$ [a]

$\tau \leq 40,$ [MPa] Contrainte tangentielle perpendiculaire [4.5.3.(7)]
 $= 23$ [a]

$\tau_{yII} \leq 18,$ [MPa] Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$ [4.5.3.(7)]
 $= 06$ [a]

$\tau_{zII} \leq 2,6,$ [MPa] Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$ [4.5.3.(7)]
 $= 7$ [a]

$\omega \leq 0,8$ Coefficient dépendant de la résistance [4.5.3.(7)]
 $= 5$

$\sigma / (0,9 * f_u / \sigma_{M2}) \leq 1,0$ (4.1) $0,15 < 1,00$ vérifié (0,15)

$\sigma (\sigma^2 + 3,0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2)) / (f_u (\omega * \sigma_{M2})) \leq 1,0$ (4.1) $0,25 < 1,00$ vérifié (0,25)

$\sigma (\sigma^2 + 3,0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{yII}^2)) / (f_u (\omega * \sigma_{M2})) \leq 1,0$ (4.1) $0,15 < 1,00$ vérifié (0,15)

Rigidité de l'assemblage

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$k_{13,y} = 1$ [m] Coef. de rigidité du béton comprimé [Tableau 6.11]
 $= 7$ [m]

$k_{15,y} = 4$ [m] Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction [Tableau 6.11]
 $=$ [m]

$k_{16,y} = 2$ [m] Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction [Tableau 6.11]
 $=$ [m]

$\lambda_{0,y} = 0,46$ Elancement du poteau [5.2.2.5.(2)]

$S_{j,ini,y} = 414842,4$ [kN*m] Rigidité en rotation initiale [Tableau 6.12]
 $= 3$ []

$S_{j,rig,y} = 346633,0$ [kN*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]
 $= 5$ []

$S_{j,ini,y} \square S_{j,rig,y}$ RIGIDE [5.2.2.5.(2)]

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$k_{13,z} = 1$ [m] Coef. de rigidité du béton comprimé [Tableau 6.11]
 $= 7$ [m]

$k_{15,z} = 4$ [m] Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction [Tableau 6.11]
 $=$ [m]

$k_{16,z} = 2$ [m] Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction [Tableau 6.11]
 $=$ [m]

$\lambda_{0,z} = 2,17$ Elancement du poteau [5.2.2.5.(2)]

$S_{j,ini,z} = 31896,59$ [kN*m] Rigidité en rotation initiale [6.3.1.(4)]

$S_{j,rig,z} = 15402,57$ [kN*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]

$\lambda_{0,z} = 2,17$
 $S_{j,ini,z} \leq S_{j,rig,z}$ RIGIDE

Elancement du poteau

[5.2.2.5.(2)]
 [5.2.2.5.(2)]

Composant le plus faible:

AILE DU POTEAU EN COMPRESSION

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,71
--	-------	------

7.6.3 ASSEMBLAGE POTEAU-TRAVERSE :

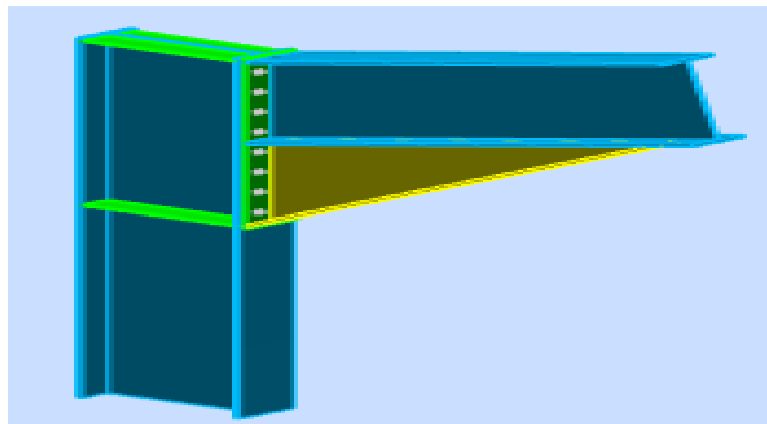

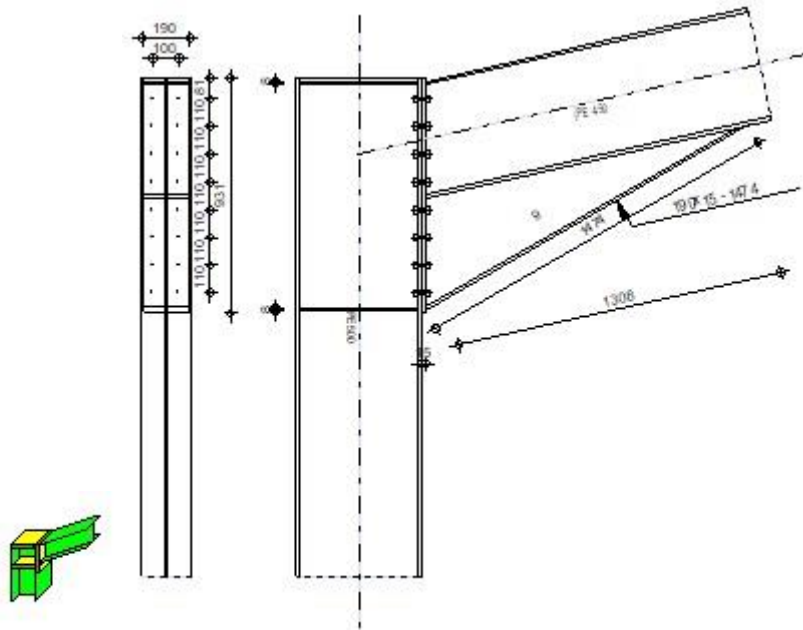


Figure 67.assemblage poteau-traverse vue 3D

Autodesk Calcul de l'Encastrement NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	Robot de	Structural l'Encastrement	Analysis Traverse-Poteau	Professional Traverse-Poteau	2018	 Ratio 0,47
--	--------------------	-------------------------------------	------------------------------------	--	------	---



Général

Assemblage N°: 14
 Nom de l'assemblage : Angle de portique
 Noeud de la structure: 24
 Barres de la structure: 18, 20

Géométrie

Poteau

Profilé: IPE 500
 Barre N°: 18
 □ = -90,0 [Deg] Angle d'inclinaison
 Matériau: ACIER E24
 $f_{yc} = 235,00$ [MPa] Résistance

Poutre

Profilé: IPE 450
 Barre N°: 20
 □ = 12,7 [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
 $d = 14$ [mm] Diamètre du boulon
 Classe = HR 10.9 Classe du boulon
 $F_{tRd} = 99,36$ [kN] Résistance du boulon à la traction
 $n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_v = 8$ Nombre de rangées des boulons
 $h_1 = 81$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
 Ecartement $e_i = 100$ [mm]
 Entraxe $p_i = 110;110;110;110;110;110;110$ [mm]

Platine

$h_p = 931$ [mm] Hauteur de la platine
 $b_p = 190$ [mm] Largeur de la platine

Platine

$h_p =$	931	[mm]	Hauteur de la platine
$t_p =$	15	[mm]	Epaisseur de la platine
Matériau:	ACIER		
$f_{yp} =$	235,00	[MPa]	Résistance

Jarret inférieur

$w_d =$	190	[mm]	Largeur de la platine
$t_{fd} =$	15	[mm]	Epaisseur de l'aile
$h_d =$	450	[mm]	Hauteur de la platine
$t_{wd} =$	9	[mm]	Epaisseur de l'âme
$l_d =$	1308	[mm]	Longueur de la platine
$\alpha =$	30,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
Matériau:	ACIER		
$f_{ybu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

Raidisseur poteau**Supérieur**

$h_{su} =$	468	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{su} =$	95	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hu} =$	8	[mm]	Epaisseur du raidisseur
Matériau:	ACIER		
$f_{ysu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

Inférieur

$h_{sd} =$	468	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{sd} =$	95	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hd} =$	8	[mm]	Epaisseur du raidisseur
Matériau:	ACIER		
$f_{ysu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

Soudures d'angle

$a_w =$	7	[mm]	Soudure âme
$a_f =$	11	[mm]	Soudure semelle
$a_s =$	7	[mm]	Soudure du raidisseur
$a_{fd} =$	5	[mm]	Soudure horizontale

Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} =$	1,10	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1,10	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1,10	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

Efforts**Etat limite: ultime**

Cas:	Calculs manuels		
$M_{b1,Ed} =$	183,34	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed} =$	40,55	[kN]	Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed} =$	-18,43	[kN]	Effort axial dans la poutre droite

Résultats**Résistances de la poutre**

$N_{cb,Rd} = 2111,17$	[kN]	Résistance de calcul de la section à la compression	EN1993-1-1:[6.2.4]
$V_{cb,Rd} = 1148,88$	[kN]	Résistance de calcul de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$		0,04 < 1,00	vérifié (0,04)

$M_{b,pl,Rd} = 363,59$ [kN*m]	Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts)	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{cb,Rd} = 825,60$ [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$F_{c,fb,Rd} = 922,04$ [kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,wb,Rd,low} = 740,78$ [kN]	Résistance de l'âme de la poutre	[6.2.6.2.(1)]

Résistances du poteau

$V_{wp,Ed} = 226,67$ [kN]	Panneau d'âme en cisaillement	[5.3.(3)]
$V_{wp,Rd} = 672,96$ [kN]	Résistance du panneau d'âme au cisaillement	[6.2.6.1]
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$	$0,34 < 1,00$	vérifié (0,34)
$F_{c,wc,Rd} = 725,69$ [kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]
$F_{c,wc,Rd,upp} = 724,48$ [kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

Résistance de l'assemblage à la compression

$N_{j,Rd} = 1448,97$ [kN]	Résistance de l'assemblage à la compression	[6.2]
$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$	$0,01 < 1,00$	vérifié (0,01)

Résistance de l'assemblage à 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	832	173,90	189,02	363,93	173,90	449,85	198,72	346,76
2	722	126,67	186,05	360,87	168,58	413,23	198,72	346,76
3	612	107,38	186,05	360,87	168,58	413,23	198,72	346,76
4	502	88,09	186,05	360,87	168,58	413,23	198,72	346,76
5	392	68,79	186,05	360,87	168,58	413,23	198,72	346,76
6	282	49,50	186,05	360,87	168,58	413,23	198,72	346,76
7	172	30,21	186,05	360,87	168,58	413,23	198,72	346,76
8	62	10,91	189,57	363,93	168,58	413,23	198,72	346,76

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION $M_{j,Rd}$

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$		
$M_{j,Rd} = 393,03$ [kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion	[6.2]
$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$	$0,47 < 1,00$	vérifié (0,47)

Résistance de l'assemblage au cisaillement

$V_{j,Rd} = 988,43$ [kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	[Tableau 3.4]
$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$	$0,04 < 1,00$	vérifié (0,04)

Résistance des soudures

$\square[\square \square_{max}^2 + 3*(\square \square_{max}^2)] \leq f_u/(\square w*\square M2)$	$85,74 < 365,00$	vérifié	(0,23)
$\square[\square \square^2 + 3*(\square \square^2 + \square \Pi^2)] \leq f_u/(\square w*\square M2)$	$84,14 < 365,00$	vérifié	(0,23)
$\square \square \leq 0.9*f_u/\square M2$	$42,87 < 262,80$	vérifié	(0,16)

Rigidité de l'assemblage

$S_{j,ini} = 175328,39$ [kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]
$S_j = 175328,39$ [kN*m]	Rigidité en rotation finale	[6.3.1.(4)]

Classification de l'assemblage par rigidité.

$S_{j,rig} = 65016,51$ [kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,pin} = 4063,53$ [kN*m]	Rigidité de l'assemblage articulé	[5.2.2.5]
$S_{j,ini} \square S_{j,rig}$	RIGIDE	

Composant le plus faible:

PANNEAU D'AME DU POTEAU EN CISAILLEMENT

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,47
--	-------	------

7.6.4 ASSEMBLAGE DU CONTREVENTEMENT VERTICAL

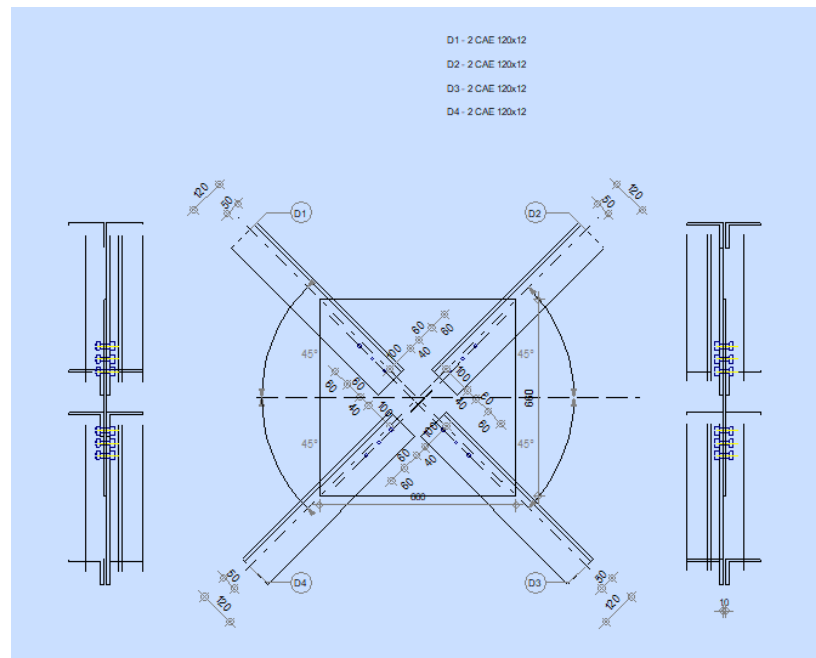


Figure 68 .Représentation de l'assemblage de la palée de stabilité

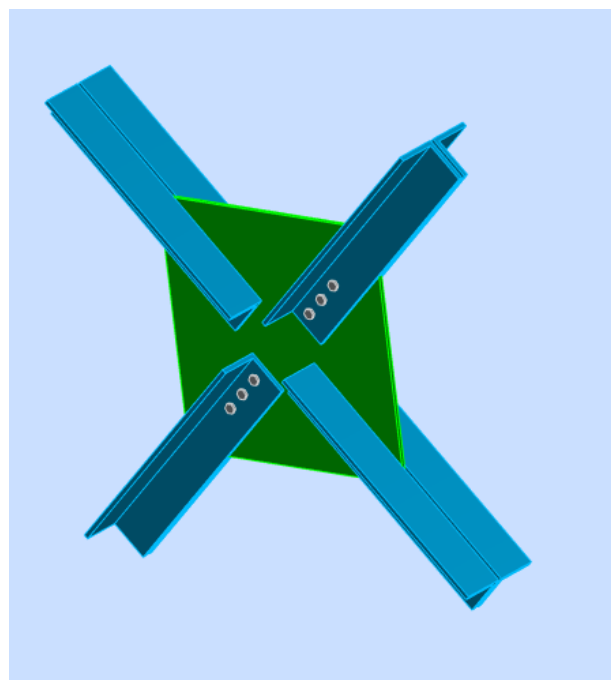
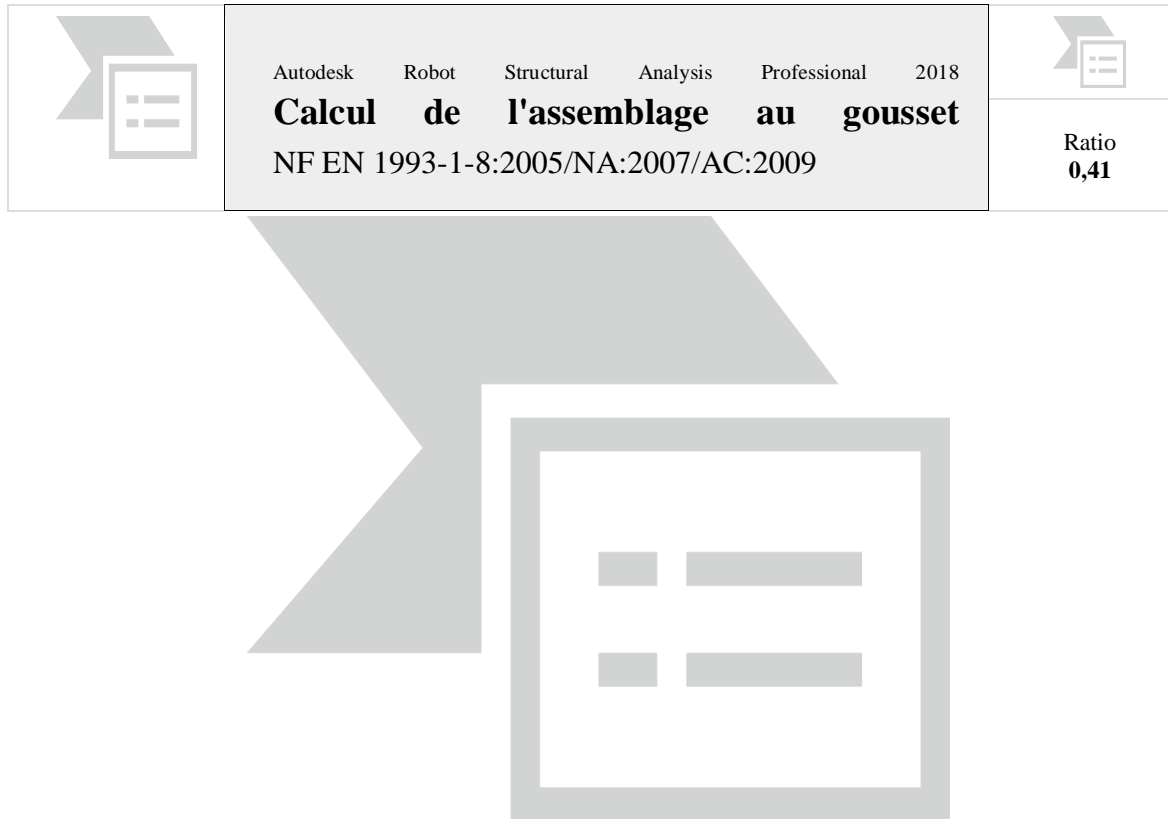


Figure 69. L'assemblage de la palée de stabilité vue en 3D



Général

Assemblage N°: 26
 Nom de l'assemblage : Gousset - contreventement

Géométrie

Barres

		Barre 1	Barre 2	Barre 3	Barre 4		
Profilé:		2 CAE 120x12	2 CAE 120x12	2 CAE 120x12	2 CAE 120x12		
Matériau:		ACIER	ACIER E24	ACIER	ACIER E24		
	f_y	235,00	235,00	235,00	235,00		MPa
	f_u	365,00	365,00	365,00	365,00		MPa
Angle	α	45,0	45,0	45,0	45,0		Deg

Boulons

Barre 1

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	HR 10.9		Classe du boulon
d =	14	[mm]	Diamètre du boulon
d ₀ =	15	[mm]	Diamètre du trou de boulon
f _{yb} =	900,00	[MPa]	Limite de plasticité
f _{ub} =	1200,00	[MPa]	Résistance du boulon à la traction
n =	3		Nombre de colonnes des boulons

Espaceur des boulons		60;60 [mm]
$e_1 =$	40 [mm]	Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
$e_2 =$	50 [mm]	Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
$e_c =$	100 [mm]	Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 2

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	HR 10.9	Classe du boulon
$d =$	14 [mm]	Diamètre du boulon
$d_0 =$	15 [mm]	Diamètre du trou de boulon
$f_{yb} =$	900,00 [MPa]	Limite de plasticité
$f_{ub} =$	1200,00 [MPa]	Résistance du boulon à la traction
$n =$	3	Nombre de colonnes des boulons
Espaceur des boulons		60;60 [mm]
$e_1 =$	40 [mm]	Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
$e_2 =$	50 [mm]	Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
$e_c =$	100 [mm]	Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 3

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	HR 10.9	Classe du boulon
$d =$	14 [mm]	Diamètre du boulon
$d_0 =$	15 [mm]	Diamètre du trou de boulon
$f_{yb} =$	900,00 [MPa]	Limite de plasticité
$f_{ub} =$	1200,00 [MPa]	Résistance du boulon à la traction
$n =$	3	Nombre de colonnes des boulons
Espaceur des boulons		60;60 [mm]
$e_1 =$	40 [mm]	Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
$e_2 =$	50 [mm]	Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
$e_c =$	100 [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 =	HR 10.9	Classe du boulon
$d =$	14 [mm]	Diamètre du boulon
$d_0 =$	15 [mm]	Diamètre du trou de boulon
$f_{yb} =$	900,00 [MPa]	Limite de plasticité
$f_{ub} =$	1200,00 [MPa]	Résistance du boulon à la traction
$n =$	3	Nombre de colonnes des boulons
Espaceur des boulons		60;60 [mm]
$e_1 =$	40 [mm]	Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
$e_2 =$	50 [mm]	Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
$e_c =$	100 [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
$t_p =$	10 [mm]	Épaisseur de la platine

Paramètres

$h_1 =$	0 [mm]	Grugeage
$v_1 =$	0 [mm]	Grugeage
$h_2 =$	0 [mm]	Grugeage
$v_2 =$	0 [mm]	Grugeage
$h_3 =$	0 [mm]	Grugeage
$v_3 =$	0 [mm]	Grugeage

$h_1 =$	0	[mm]	Grugeage
$h_4 =$	0	[mm]	Grugeage
$v_4 =$	0	[mm]	Grugeage
Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres			(0;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 u:	ACIER E24		
$f_y =$	235,00	[MPa]	Résistance

Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} =$	1,10	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

Efforts

Cas:	Calculs manuels		
$N_{b1,Ed} =$	125,46	[kN]	Effort axial
$N_{b2,Ed} =$	24,55	[kN]	Effort axial
$N_{b3,Ed} =$	125,47	[kN]	Effort axial
$N_{b4,Ed} =$	24,55	[kN]	Effort axial

Résultats

Barre 1

Vérification de l'assemblage pour les efforts agissant sur les boulons

$F_{x,Ed}$	41,8	[k	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial
=	2	N]	
$F_{z,Ed}$	16,7	[k	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant
=	6	N]	
F_{Ed}	45,0	[k	Effort tranchant résultant dans le boulon
=	5	N]	
F_{Rdx}	102,	[k	Résistance résultante de calcul du boulon
=	20	N]	
F_{Rdz}	102,	[k	Résistance résultante de calcul du boulon
=	20	N]	

$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	41,82 < 102,20	vérifié	(0,41)
$F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	16,76 < 102,20	vérifié	(0,16)
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$	45,05 < 177,34	vérifié	(0,25)

Vérification de la section de la poutre affaiblie par les trous

$N_{u,Rd} =$	466,00	[kN]	Résistance de calcul de la section nette	[3.10.3]
$N_{pl,Rd} =$	529,52	[kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	[3.10.3]
$ 0.5*N_{b1,Ed} \leq N_{u,Rd}$	62,73 < 466,00	vérifié	(0,13)	
$ 0.5*N_{b1,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	62,73 < 529,52	vérifié	(0,12)	

Vérification de la barre pour le cisaillement de bloc

V_{effRd}	290,8	[kN	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	[3.10.2 (3)]
=	1]		
$ 0.5*N_{b1,Ed} \leq V_{effRd}$	62,73 < 290,81	vérifié	(0,22)	

Barre 2**Vérification de l'assemblage pour les efforts agissant sur les boulons**

$F_{x,Ed}$ =	8,18	[k N]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	
$F_{z,Ed}$ =	3,28	[k N]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant	
F_{Ed} =	8,82	[k N]	Effort tranchant résultant dans le boulon	
F_{Rdx} =	102, 20	[k N]	Résistance résultante de calcul du boulon	[Tableau 3.4]
F_{Rdz} =	102, 20	[k N]	Résistance résultante de calcul du boulon	[Tableau 3.4]
$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$			8,18 < 102,20	vérifié (0,08)
$F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$			3,28 < 102,20	vérifié (0,03)
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$			8,82 < 177,34	vérifié (0,05)

Vérification de la section de la poutre affaiblie par les trous

$N_{u,Rd}$ =	466,00	[kN]	Résistance de calcul de la section nette	[3.10.3]
$N_{pl,Rd}$ =	529,52	[kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	[3.10.3]
$ 0.5*N_{b2,Ed} \leq N_{u,Rd}$			12,28 < 466,00	vérifié (0,03)
$ 0.5*N_{b2,Ed} \leq N_{pl,Rd}$			12,28 < 529,52	vérifié (0,02)

Vérification de la barre pour le cisaillement de bloc

V_{effRd} =	290,8 1	[kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	[3.10.2 (3)]
$ 0.5*N_{b2,Ed} \leq V_{effRd}$			12,28 < 290,81	vérifié (0,04)

Barre 3**Vérification de l'assemblage pour les efforts agissant sur les boulons**

$F_{x,Ed}$ =	41,8 2	[k N]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	
$F_{z,Ed}$ =	16,7 7	[k N]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant	
F_{Ed} =	45,0 6	[k N]	Effort tranchant résultant dans le boulon	
F_{Rdx} =	102, 20	[k N]	Résistance résultante de calcul du boulon	[Tableau 3.4]
F_{Rdz} =	102, 20	[k N]	Résistance résultante de calcul du boulon	[Tableau 3.4]
$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$			41,82 < 102,20	vérifié (0,41)
$F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$			16,77 < 102,20	vérifié (0,16)
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$			45,06 < 177,34	vérifié (0,25)

Vérification de la section de la poutre affaiblie par les trous

$N_{u,Rd}$ =	466,00	[kN]	Résistance de calcul de la section nette	[3.10.3]
$N_{pl,Rd}$ =	529,52	[kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	[3.10.3]
$ 0.5*N_{b3,Ed} \leq N_{u,Rd}$			62,73 < 466,00	vérifié (0,13)
$ 0.5*N_{b3,Ed} \leq N_{pl,Rd}$			62,73 < 529,52	vérifié (0,12)

Vérification de la barre pour le cisaillement de bloc

V_{effRd} =	290,8 1	[kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	[3.10.2 (3)]
$ 0.5*N_{b3,Ed} \leq V_{effRd}$			$ 62,73 < 290,81$	vérifié (0,22)

Barre 4**Vérification de l'assemblage pour les efforts agissant sur les boulons**

$F_{x,Ed}$ =	8,18	[kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	
$F_{z,Ed}$ =	3,28	[kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant	
F_{Ed} =	8,82	[kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	
F_{Rdx} =	102,20	[kN]	Résistance résultante de calcul du boulon	[Tableau 3.4]
F_{Rdz} =	102,20	[kN]	Résistance résultante de calcul du boulon	[Tableau 3.4]
$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$			$8,18 < 102,20$	vérifié (0,08)
$F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$			$3,28 < 102,20$	vérifié (0,03)
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$			$8,82 < 177,34$	vérifié (0,05)

Vérification de la section de la poutre affaiblie par les trous

$N_{u,Rd}$ =	466,00	[kN]	Résistance de calcul de la section nette	[3.10.3]
$N_{pl,Rd}$ =	529,52	[kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	[3.10.3]
$ 0.5*N_{b4,Ed} \leq N_{u,Rd}$			$12,28 < 466,00$	vérifié (0,03)
$ 0.5*N_{b4,Ed} \leq N_{pl,Rd}$			$12,28 < 529,52$	vérifié (0,02)

Vérification de la barre pour le cisaillement de bloc

V_{effRd} =	290,8 1	[kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	[3.10.2 (3)]
$ 0.5*N_{b4,Ed} \leq V_{effRd}$			$ 12,28 < 290,81$	vérifié (0,04)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio

0,41

7.6.5 ASSEMBLAGE POUTRE –POTEAU :

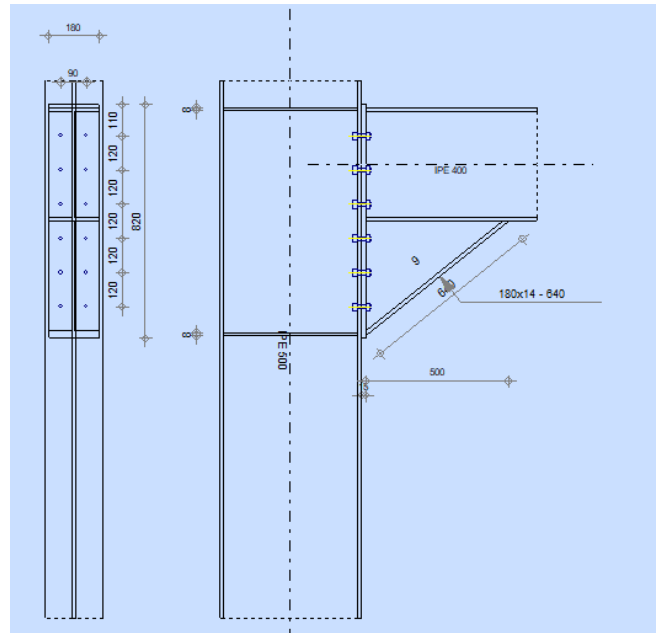


Figure 70.assemblage poutre- poteau

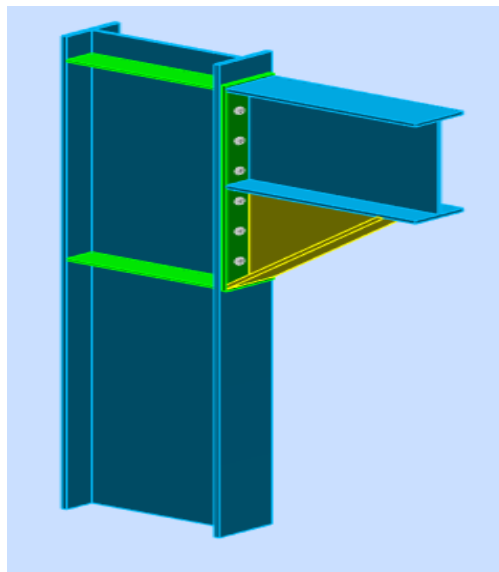




Figure 71. Assemblage poutre- poteau vue en 3D

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018	
	Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	Ratio 0,36



Général

Assemblage N°:	15
Nom de l'assemblage :	Poutre - poteau
Noeud de la structure:	522
Barres de la structure:	30, 1175

Géométrie

Poteau

Profilé:	IPE 500		
Barre N°:	30		
$\alpha =$	-90,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
Matériau:	ACIER E24		
$f_{yc} =$	235,00	[MPa]	Résistance

Poutre

Profilé:	IPE 400		
Barre N°:	1175		
$\alpha =$	-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

$d =$	14	[mm]	Diamètre du boulon
Classe =	HR 10.9		Classe du boulon
$F_{tRd} =$	99,36	[kN]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	6		Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	110	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i =$	90	[mm]	
Entraxe $p_i =$	120;120;120;120	[mm]	

Platine

$h_p =$	820	[mm]	Hauteur de la platine
$b_p =$	180	[mm]	Largeur de la platine
$t_p =$	15	[mm]	Epaisseur de la platine
Matériau:	ACIER		
$f_{yp} =$	235,00	[MPa]	Résistance

Jarret inférieur

$w_d =$	180	[mm]	Largeur de la platine
$t_{rd} =$	14	[mm]	Epaisseur de l'aile
$h_d =$	400	[mm]	Hauteur de la platine
$t_{wd} =$	9	[mm]	Epaisseur de l'âme
$l_d =$	500	[mm]	Longueur de la platine
$\square =$	38,7	[Deg]	Angle d'inclinaison
Matériau:	ACIER		
$f_{ybu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

Raidisseur poteau**Supérieur**

$h_{su} =$	468	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{su} =$	95	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hu} =$	8	[mm]	Epaisseur du raidisseur
Matériau:	ACIER		
$f_{ysu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

Inférieur

$h_{sd} =$	468	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{sd} =$	95	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hd} =$	8	[mm]	Epaisseur du raidisseur
Matériau:	ACIER		
$f_{ysu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

Soudures d'angle

$a_w =$	7	[mm]	Soudure âme
$a_f =$	10	[mm]	Soudure semelle
$a_s =$	7	[mm]	Soudure du raidisseur
$a_{fd} =$	5	[mm]	Soudure horizontale

Coefficients de matériau

$\square_{M0} =$	1,10	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\square_{M1} =$	1,10	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\square_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\square_{M3} =$	1,10	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

Efforts**Etat limite: ultime**

Cas:	42: 1.35G+1.5VX- +Q 1*1.35+9*1.50+2*1.00		
$M_{b1,Ed} =$	79,77	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed} =$	45,68	[kN]	Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed} =$	23,09	[kN]	Effort axial dans la poutre droite

Résistances de la poutre

$N_{tb,Rd} =$	1804,37	[kN]	Résistance de calcul de la section à la traction	EN1993-1-1:[6.2.3]
$V_{cb,Rd} =$	950,86	[kN]	Résistance de calcul de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$	0,05 < 1,00		vérifié	(0,05)

$M_{b,pl,Rd} =$	279,2 5	[kN* m]	Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts)	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{cb,Rd} =$	632,7 7	[kN* m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$F_{c,fb,Rd} =$	806,4 8	[kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,wb,Rd,low} =$	368,4 0	[kN]	Résistance de l'âme de la poutre	[6.2.6.2.(1)]

Résistances du poteau

$V_{wp,Ed} =$	109,36	[kN]	Panneau d'âme en cisaillement	[5.3.(3)]
$V_{wp,Rd} =$	674,13	[kN]	Résistance du panneau d'âme au cisaillement	[6.2.6.1]
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$			0,16 < 1,00	vérifié (0,16)
$F_{c,wc,Rd} =$	724,16	[kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

Résistance de l'assemblage à la traction

$F_{t,Rd} =$	99,36	[kN]	Résistance du boulon à la traction	[Tableau 3.4]
$B_{p,Rd} =$	173,38	[kN]	Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement	[Tableau 3.4]
$N_{j,Rd} = \text{Min}(N_{tb,Rd}, n_v n_h F_{t,Rd}, n_v n_h B_{p,Rd})$				
$N_{j,Rd} =$	1192,32	[kN]	Résistance de l'assemblage à la traction	[6.2]
$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$			0,02 < 1,00	vérifié (0,02)

Résistance de l'assemblage à la flexion

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

N	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{tfc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	691	172,92	194,63	304,41	172,92	352,52	198,72	346,76
2	571	138,53	195,19	304,41	171,46	344,25	198,72	346,76
3	451	56,95	195,19	304,41	171,46	344,25	198,72	346,76
4	331	-	195,19	304,41	171,46	344,25	198,72	346,76
5	211	-	195,19	304,41	171,46	344,25	198,72	346,76
6	91	-	194,63	304,41	171,46	344,25	198,72	346,76

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION $M_{j,Rd}$

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$				
$M_{j,Rd} =$	224,40	[kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion	[6.2]
$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$			0,36 < 1,00	vérifié (0,36)

Résistance de l'assemblage au cisaillement

$V_{j,Rd} =$	831,30	[kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	[Tableau 3.4]
$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$			0,05 < 1,00	vérifié (0,05)

Résistance des soudures

$\sigma [\sigma_{max}^2 + 3*(\sigma_{\perp max}^2)] \leq f_u / (\sigma_w * M_2)$	31,14 < 365,00	vérifié	(0,09)
$\sigma [\sigma_{\perp}^2 + 3*(\sigma_{\perp}^2 + \sigma_{\parallel}^2)] \leq f_u / (\sigma_w * M_2)$	29,42 < 365,00	vérifié	(0,08)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / M_2$	15,57 < 262,80	vérifié	(0,06)

Rigidité de l'assemblage

$S_{j,ini} =$	128542,03	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]
$S_j =$	128542,03	[kN*m]	Rigidité en rotation finale	[6.3.1.(4)]

Classification de l'assemblage par rigidité.

$S_{j,rig} =$	77711,42	[kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,pin} =$	4856,96	[kN*m]	Rigidité de l'assemblage articulé	[5.2.2.5]
$S_{j,ini} \square S_{j,rig}$			RIGIDE	

Composant le plus faible :

AME DE LA POUTRE OU AILE DE LA CONTREPLAQUE EN COMPRESSION

Remarques

Pince du boulon trop grande.

110 [mm] > 100 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,36
--	-------	------

7.6.6 ASSEMBLAGE TRAVERSE –TRAVERSE :

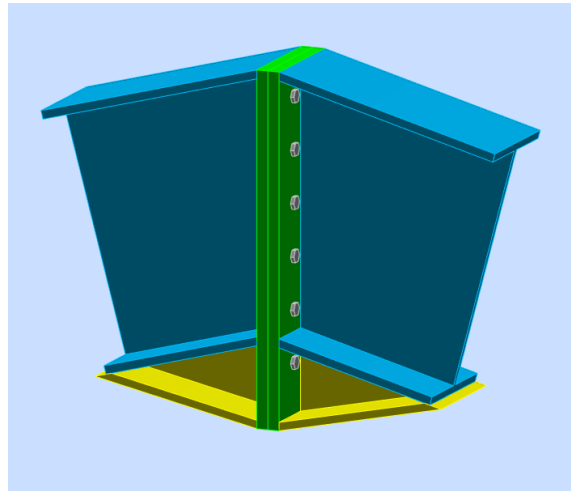


Figure 72 . Assemblage traverse-traverse vue 3D

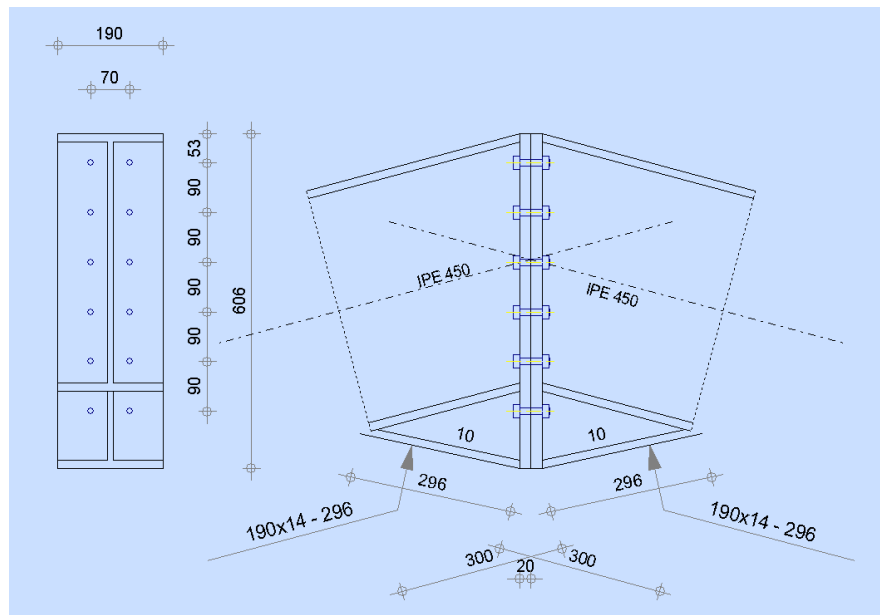


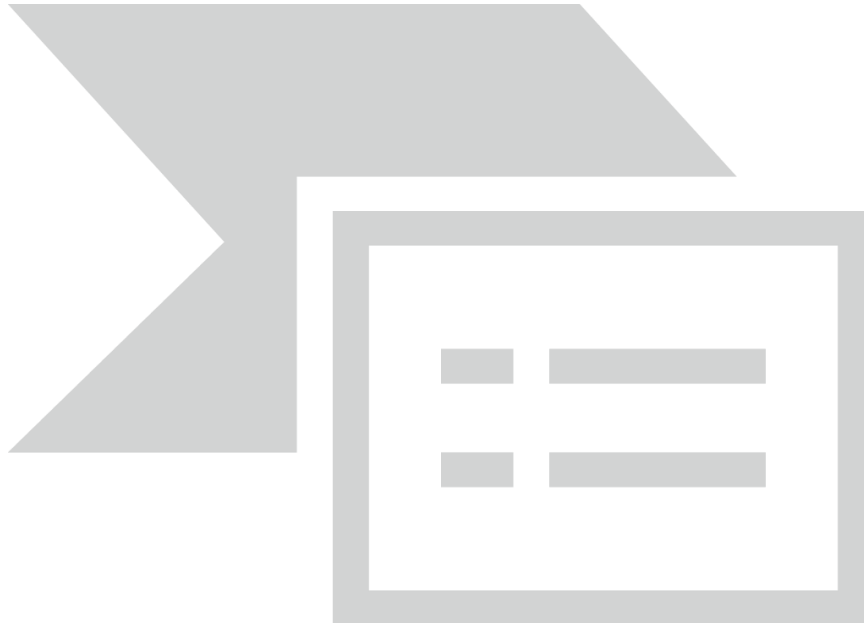


Figure 73 . Assemblage traverse-traverse

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018	
	Calcul de l'Encastrement Poutre-Poutre NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	



Général

Assemblage N°: 34
 Nom de l'assemblage : Poutre - poutre

Géométrie

Gauche

Poutre

Profilé: IPE 450
 $\alpha = -165,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 Matériau: ACIER E24
 $f_{yb} = 235,00$ [MPa] Résistance

Droite

Poutre

Profilé: IPE 450
 $\alpha = -15,0$ [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

$d = 12$ [mm] Diamètre du boulon
 Classe = 8.8 Classe du boulon
 $F_{tRd} = 48,38$ [kN] Résistance du boulon à la traction
 $n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_v = 6$ Nombre de rangées des boulons
 $h_1 = 53$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about

Ecartement $e_i = 70$ [mm]
 Entraxe $p_i = 90; 90; 90; 90; 90$ [mm]

Platine

$h_{pr} = 606$ [mm] Hauteur de la platine
 $b_{pr} = 190$ [mm] Largeur de la platine
 $t_{pr} = 20$ [mm] Epaisseur de la platine

Matériau: ACIER E24

$f_{ypr} = 235,00$ [MPa] Résistance

Jarret inférieur

$w_{rd} = 190$ [mm] Largeur de la platine
 $t_{rd} = 14$ [mm] Epaisseur de l'aile
 $h_{rd} = 140$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_{wrd} = 10$ [mm] Epaisseur de l'âme
 $l_{rd} = 300$ [mm] Longueur de la platine
 $\alpha_d = 12,1$ [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: ACIER E24

$f_{ybu} = 235,00$ [MPa] Résistance

Soudures d'angle

$a_w = 5$ [mm] Soudure âme
 $a_f = 8$ [mm] Soudure semelle
 $a_{fd} = 5$ [mm] Soudure horizontale

Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} = 1,10$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M1} = 1,10$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M3} = 1,10$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

Efforts

Etat limite: ultime

Cas: Calculs manuels

$M_{b1,Ed} = 30,20$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite
 $V_{b1,Ed} = 10,01$ [kN] Effort tranchant dans la poutre droite
 $N_{b1,Ed} = -30,20$ [kN] Effort axial dans la poutre droite

Résultats

Résistances de la poutre

$N_{cb,Rd} = 2111,17$ [kN] Résistance de calcul de la section à la compression EN1993-1-1:[6.2.4]
 $V_{cb,Rd} = 799,82$ [kN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
 $V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ $0,01 < 1,00$ **vérifié** (0,01)
 $M_{b,pl,Rd} = 363,5$ [kN*m] Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
 $M_{cb,Rd} = 459,6$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]
 $F_{c,fb,Rd} = 777,5$ [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]
 $F_{c,wb,Rd,low} = 710,3$ [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Résistance de l'assemblage à la compression

$N_{j,Rd} = 1420,68$ [kN] Résistance de l'assemblage à la compression [6.2]
 $N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ $0,02 < 1,00$ **vérifié** (0,02)

Résistance de l'assemblage à la flexion

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h _j	F _{ij,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}
1	546	96,77	-	-	96,77	310,94	96,77	396,29
2	456	80,82	-	-	96,77	310,94	96,77	396,29
3	366	64,87	-	-	96,77	310,94	96,77	396,29
4	276	48,92	-	-	96,77	310,94	96,77	396,29
5	186	32,97	-	-	96,77	310,94	96,77	396,29
6	96	17,02	-	-	96,77	310,94	96,77	396,29

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{ij,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 134,70 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,22 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,22)$$

Résistance de l'assemblage au cisaillement

$$V_{j,Rd} = 435,47 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,02 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,02)$$

Résistance des soudures

$$\sqrt{[\sigma_{\perp \max}^2 + 3*(\tau_{\perp \max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 37,87 < 365,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,10)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 35,76 < 365,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,10)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2} \quad 18,94 < 262,80 \quad \text{vérifié} \quad (0,07)$$

Rigidité de l'assemblage

$$S_{j,ini} = 381328,59 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 381328,59 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,rig} = 113376,14 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 7086,01 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,ini} \geq S_{j,rig} \quad \text{RIGIDE}$$

Composant le plus faible:

RUPTURE DES BOULONS

Remarques

Epaisseur de l'aile de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'aile de la poutre 14 [mm] < 15 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,22
--	-------	------

CHAPITRE 8 : ETUDE DE FONDATION

8.1 INTRODUCTION :

Un ouvrage quelle que soit sa forme et sa destination, prend toujours appui sur un sol d'assise. Les éléments qui jouent le rôle d'interface entre l'ouvrage et le sol s'appellent les fondations. Le dimensionnement de la fondation est conditionné par le site d'implantation. Il dépend des paramètres de cisaillement (résistance) du sol et de sa susceptibilité au tassement (taux de compressibilité).

8.2 IMPORTANCE DES FONDATIONS :

Les principaux rôles de fondations se déclinent comme suit :

- ❖ Transmission des charges au bon sol
- ❖ Stabilité de forme
- ❖ Protection contre les Mouvements du Sol (tassements).
- ❖ Durabilité de la structure.

8.3 CHOIX DE TYPE DE FONDATION

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- ❖ La résistance du sol communément appelé contrainte admissible ou capacité portante,
- ❖ Le type de la structure (importance des charges à transmettre)
- ❖ Le mode constructif de la structure (portiques, voiles porteurs,)
- ❖ Les tassements prévisionnels et leurs impacts sur l'ouvrage.

Dans notre projet le rapport de sol a présenté un calcul de tassement de consolidation qui est variable de 4 à 8 cm. Compte tenu de la nature argileuse du sol d'assise qui est sujet au problème de tassement, il est impératif de prendre compte les remarques sur la conception des fondations à savoir :

- ❖ Eviter les semelles isolées différemment ment chargée (juxt aposée) pour palier ou risque de tassements différentiels (distorsion entre appuis)
- ❖ Recourir aux semelles filantes rigides de la partie mezzanine.

- ❖ Liaisonner les tête des poteaux par un réseau de longrines

Nous proposons en premier lieu de vérifier la condition suivante qui nous permet de choisir soit un radier général soit des semelles isole.

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment ($S_s / S_b < 50\%$)

- Capacité portante du sol (ELS) $\sigma_{adm} = 1$ bars, pour un ancrage $D = 2m / TN$
- Tassement de consolidation variable de 4 à 8 cm

8.3.1 CHOIX DE TYPE DES SEMELLES :

La surface de la semelle est donnée par

$$s_{tot} \geq \frac{w_{tot}}{\sigma_{sol}} = \frac{1738.08}{100} = 17.38m^2 \leq 0.5 \times 918.54 = 459.27m^2$$

On déduit que la surface totale des semelles ne dépasse pas 50% de la surface d'emprise du bâtiment, donc on opte pour une semelle isolée.

Les efforts sollicitant les plus défavorables extraits du modèle numérique sont :

Tableau 22. Les sollicitations sous les appuis

ELU	ELS	ELA
$N_u = 153.89kN$	$N_{ser} = 111.45kN$	$N_a = 152.34kN$
$M_u = 0kN.m$	$M_{ser} = 0kN.m$	$M_a = 0kN.m$

8.3.1.1 DIMENSIONNEMENT DE LA SEMELLE :

- ❖ Dimensionnement A et B

On dimensionne la section à l'ELS

$$q_{ref} = \frac{N_{tot}}{B^2} \leq \sigma_{adm} ; \text{ Avec : } N_{tot} = N_{ser} + N_{pp}$$

Les efforts de calcul donnés par le logiciel sont en pieds des poteaux. On tient compte du poids propre de la fondation et du remblai en additionnant N_{pp} donné par :

$$g_m = \frac{g_{\text{béton}} + g_{\text{sol}}}{2} = \frac{25 + 20,4}{2} = 22,7 \text{ kN/m}^3$$

$$N_{pp} = g_m D B^2 = 45,4 B^2 \text{ en (kN)}$$

$$q_{ref} = \frac{N_{tot}}{B^2} = \frac{N_{ser} + N_{pp}}{B^2} \leq s_{adm} \quad \text{soit} \quad \frac{111,45 + 45,4 B^2}{B^2} \leq 100 \text{ kPa}$$

$$\text{Soit à résoudre : } 100 B^2 - 45,4 B^2 - 111,45 \geq 0 ; \quad B \geq \sqrt{\frac{111,45}{54,60}} = 1,43 \text{ m}$$

On prend $B = 1,5 \text{ m}$, Semelle isolé de section carrée ($B \times B$) m^2

❖ **Détermination de d et ht :**

$$\frac{B - b}{4} \leq d \leq H - h$$

On a un poteau avec un IPE 500 donc $a=500\text{mm}$, $b=200\text{mm}$

$d=35\text{cm}$

$ht=d+5\text{cm}=40\text{cm}$

❖ **Vérification des contraintes de sol**

❖ **A l'ELU et l'ELA :**

$$\left(\begin{array}{l} \sigma_{max} = \frac{Nt}{B^2} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) \\ \sigma_{min} = \frac{Nt}{B^2} \left(1 - \frac{6e}{B} \right) \end{array} \right) \quad q_{ref} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{NtB + 3Ne}{B^3} \leq \sigma_{su} = 1,5\sigma_{bar}$$

$$e = 0 \text{ car } M = 0 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_{max} = \sigma_{min} = 0,68 \leq 1,5\sigma_{bar} \text{ Les contraintes sont vérifiées.}$$

$$q_{ref} = 0,68 \text{ bars} < 1,5 \text{ bars} \text{ condition vérifiée}$$

8.3.2 CALCUL DE FERRAILLAGE :

➤ **Ferraillage à ELU :**

Le ferraillage inférieur de la semelle est donné par l'expression

A//A

$$A_s = \frac{N_u(A-a)}{8 \times d \times f_{st}}$$

A//B

$$A_s = \frac{Nu(B-b)}{8 \times d \times f_{st}} ; f_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

➤ **Ferraillage à ELS :**

Compte tenu que le sol est humide, le calcul de ferraillage à l'ELS est mené en considérant la fissuration très préjudiciable

A//A

$$A_s = \frac{Nu(A-a)}{8 \times d \times \sigma_{st}} ; \sigma_{st} = 164.97 \text{ Mpa} \longrightarrow \text{Fissuration très préjudiciable}$$

A//B

$$A_s = \frac{Nu(B-b)}{8 \times d \times \sigma_{st}}$$

➤ **Ferraillage à ELA :**

A//A

$$A_s = \frac{Nu(A-a)}{8 \times d \times f_{st}} , f_{st} = 400 \text{ Mpa}$$

A//B

$$A_s = \frac{Nu(B-b)}{8 \times d \times f_{st}}$$

Tableau 23. Choix de différentes sections

	ELU	ELS	ELA
A//A	1.57cm ²	2.41cm ²	1.36cm ²
A//B	2.05cm ²	3.13cm ²	1.76cm ²

➤ **Cas le plus défavorable :**

A//A ⇒ 2.41cm² ⇒ donc on prend un ferraillage de 5T10=3.94 cm²

A//B ⇒ 3.13 cm² donc on prend un ferraillage de 5T10=3.94 cm²

➤ **Détermination de la hauteur du patin 'e' :**

$e \geq \max(6\phi + 6\text{cm}, 15\text{cm})$

$e \geq \max(12 ; 15\text{cm})$ donc on prend $e = 20 \text{ cm}$

8.3.2.1 CALCUL DES LONGRINES :

Les longrines sont des liaisons situées à l'intérieur du périmètre de la structure elles jouent

Le rôle de chaînage dans deux directions elles sont calculées sous l'effet axial de traction

Selon le RPA 99 version 2003, les dimensions minimales sont de $(25 \times 30) \text{cm}^2$ pour site S3. Donc, on prend des longrines de dimensions $(30 \times 35) \text{cm}^2$.

Les longrines, ou le dispositif équivalent, doivent être calculées pour résister à la traction sous 20 kN. L'action d'une force est égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ kn}$$

N : Est la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appuis solidarisés.

$\alpha = 12$ avec ; selon la catégorie du site.

8.3.2.1.1 Calcul ferrailage des longrines :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à

$$F = \max \left[\frac{N}{\alpha} ; 20 \text{ kn} \right]$$

➤ Elu

$$A_{st} = \frac{20}{348} = 0.57 \text{ cm}^2$$

➤ Els

$$A_{st} = \frac{20}{164.97} = 1.21 \text{ cm}^2$$

Le RPA 99 version 2003 exige un ferrailage minimum 0,6% de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur au min (20 cm, $15\emptyset$).

$$A_{min} = 0,6\% (30 \times 35) = 6,3 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } A_{st} = 6T12 = 6,7 \text{ cm}^2$$

➤ Condition de non fragilité :

$$A_{sr} = 6,7 \text{ cm}^2 \geq A_{stmin} = 0.23b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.26 \text{ cm}^2 \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ Calcul les armatures transversales :

$$\emptyset t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \emptyset_{min} ; \frac{b}{10} \right)$$

$$\text{Donc } \emptyset t = 8 \text{ mm}$$

➤ **Calcul l'espacement :**

Le RPA99 exige des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser : $St \leq (20 \text{ cm} ; 20 \varnothing t)$

Alors on adopte un espacement $St = 10 \text{ cm}$

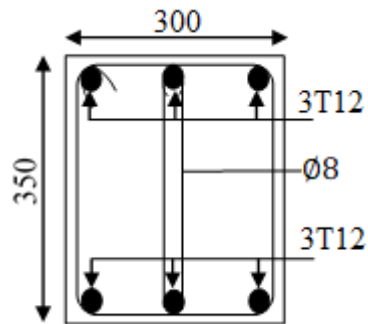


Figure 74 . Schéma de ferrailage des longrines

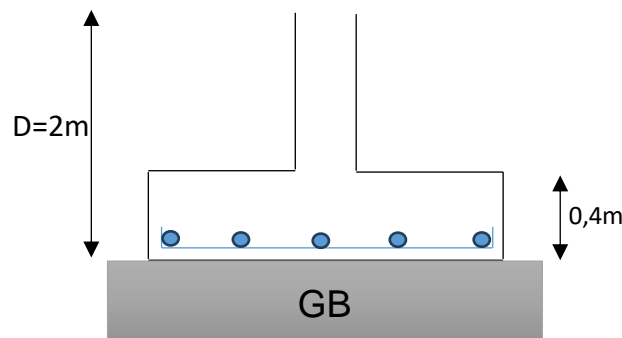


Figure 75. Schéma ferrailage de semelle isolé

8.4 CALCUL DES SEMELLE OU NIVEAU DE LA MEZZANINE :

8.4.1 DIMENSIONNEMENT DE LA SEMELLE :

$N_s = 759.5 \text{ kN}$; $M_{ser} = 5.63 \text{ kN}$

$$N_t = (N_{ser} + P_s); \quad \text{avec} \quad P_s = D \times B \times L \times \gamma_m$$

$$P_s = 2 \times 19 \times 22.7 \times B = 862.6B$$

On utilise modèle May ruf :

$$q_{ref} = \frac{N_t}{B(L - 2e)} \leq \sigma_{sol} \quad \xrightarrow{\text{AVEC}} \quad e = \frac{5.63}{759.5} = 7.41 \times 10^{-4}$$

$$q_{ref} = \frac{759.5 + 862.6B}{B(19 - 2 \times 7.41 \times 10^{-4})} \leq 100$$

Après simplification on tire :

$$1898B - 862.6B \geq 759.5$$

$$B \geq \sqrt{\frac{759.5}{1035.4}} \xRightarrow{\text{Donc}} B = 1m$$

Semelle filante de section (1× 19) m²

Détermination de d et h :

$$\frac{B - b}{4} \leq d \leq H - h$$

On a : un poteau avec un HAE 240 donc a=230mm ; b=240mm

d =25cm

ht =d+5cm=30cm

➤ **Calcul de ferrailage :**

Nu=64.03kN

➤ **Ferrailage à ELU**

$$A_s = \frac{Nu(A-a)}{8 \times d \times f_{st}} \xrightarrow{\text{avec}} A_s = \frac{64.03(1-0.5)}{8 \times 0.25 \times 348} = 0.46 \text{ cm}^2$$

⇒ Donc on prend un ferrailage de 5T10=3.94 cm²

➤ **Détermination de la hauteur du patin 'e' :**

e ≥ max (6Ø+6cm, 15cm)

e ≥ max (12; 15cm) donc on prend e = 20 cm

➤ **Calcul ferrailage pour la poutre rigide :**

On a modélisé la poutre de rigidité PR avec une raideur de sol kz

Kz =2k=800kpa statique (sous sollicitation accidentelle)

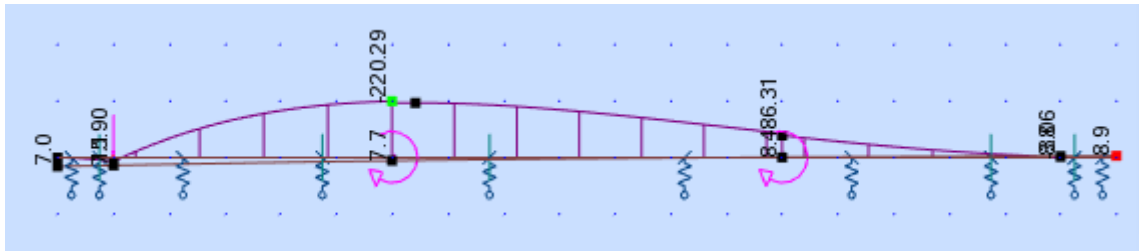


Figure 76. Diagramme des moments de la poutre rigidité

❖ Le Ferrailage de la poutre rigide a la flexion simple :

❖ Longitudinale

Section rectangulaire $(0.5 \times 1)m^2$



$$ubu = \frac{MU}{B \times d^2 \times fbu} \xrightarrow{\text{avec}} \frac{220.29 \times 10^{-3}}{1 \times 0.95 \times 14.2} = 0.034$$

$0.034 < 0.186$; donc pivot A

$$Ul = 0.8 \alpha l (1 - 0.4 \alpha l) \xrightarrow{\text{avec}} \alpha l = \frac{3.5}{3.5 + 1000\epsilon l} \xrightarrow{\text{avec}} \epsilon l = \frac{fe}{\gamma_s \times \epsilon_s}$$

$$\epsilon l = 1.73 \times 10^{-3} \xrightarrow{\text{donc}} \alpha l = 0.669$$

$ul = 0.392 > ubu$, donc $A' = 0$

$$A = \frac{Mu}{z \cdot fst}$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.93m$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times ubu}) = 0.043$$

$$A = \frac{220.29 \times 10^{-3}}{0.93 \times 348} = 6.80cm^2$$

$$Amin^{Rpa} = \frac{0.5}{100} \times 50 \times 100 = 25cm^2 \text{ par section}$$

⇒ Donc on prend un ferrailage de 8T20=25.12cm²

⇒ On prend un ferrailage de 2T12 les armatures de peau conformément aux exigences du CBA- 93.

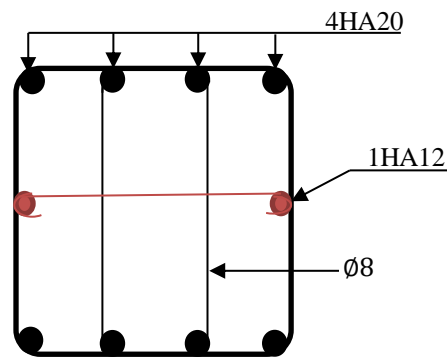


Figure 77.Schéma ferrailage de la poutre rigide

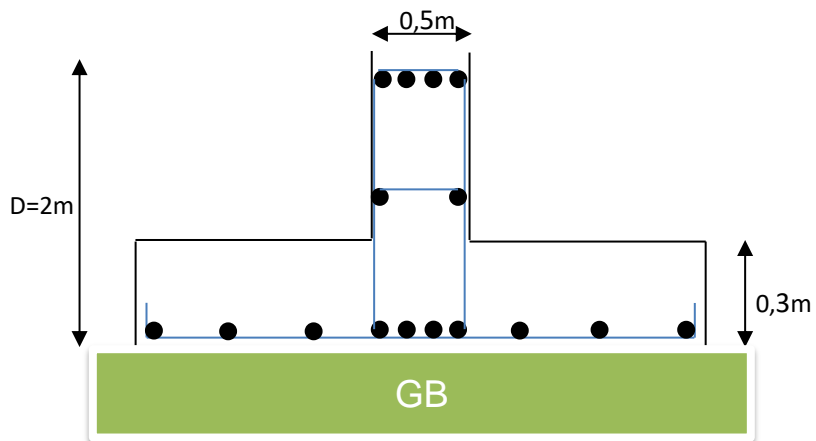
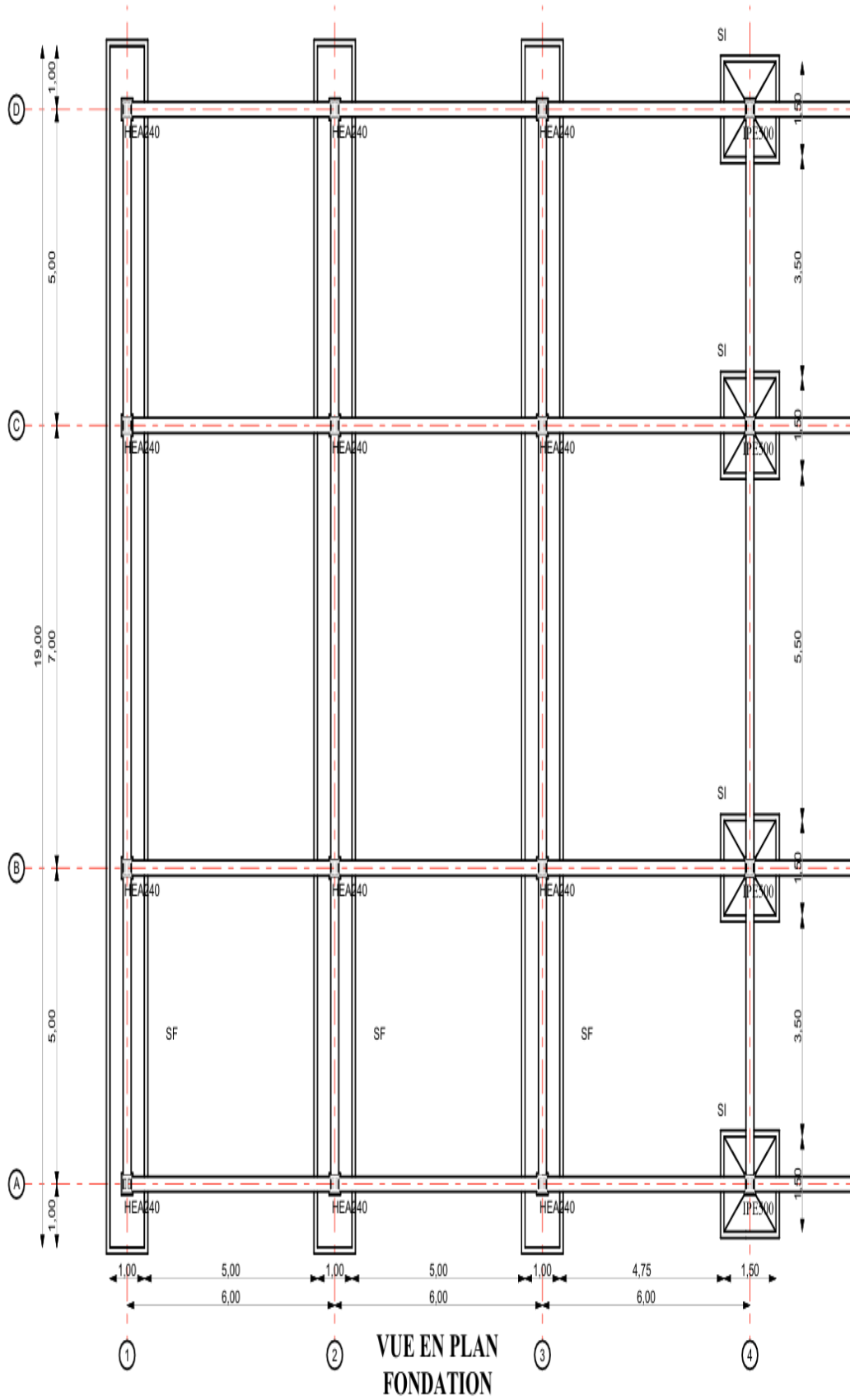


Figure 78.Schéma ferrailage de semelle filante



CONCLUSION GENERALE

L'ingénieur en génie civil est censé concevoir des édifices répondant aux exigences de stabilité, de résistance et de durabilité en appliquant les règlements de conception et de calculs. Par ailleurs, l'ingénieur ne doit pas occulter l'économie du projet et les aspects architecturaux et d'intégration à l'environnement.

Dans ce contexte, notre mémoire de fin d'études nous a permis d'approfondir nos connaissances sur la construction métallique et surtout de les mettre en pratique et de les approfondir dans l'exercice de notre profession, et de nous familiariser avec les règlements techniques en vigueur.

La complexité des calculs en génie civil font inévitablement appel à l'utilisation d'outils numériques, par ailleurs et nous avons pu constater que le logiciel Robot d'une efficacité irréprochable, en nous faisant gagner en temps en précision et en fiabilité des résultats

Devant ce qui précède, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions :

Dans les structures métalliques les actions du vent et température sont les plus défavorables.

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.

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 puisse servir comme support nos futurs étudiants qui seront intéressés par cette voie

BIBLIOGRAPHIE

- [1] Règles Parasismiques Algériennes : RPA 99/version 2003. Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.48, Centre National de Recherche Appliquée en Génie-Parasismique, 2003.
- [2] Calcul des Structures Métalliques selon l'Eurocode03. Jean Morel. Eyrolles Paris, 2008
- [3] Charges permanentes et surcharges d'exploitations. Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.2, Ministère de l'Urbanisme et de la Construction, 1989.
- [4] Règles de Calcul des Fondation superficielles. Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.2, Ministère de l'Equipement et de Logement, 1992.
- [5] B.A.E.L 91 : Béton Armé aux Etats Limites, troisième tirage, Eyrolles, 1997.
- [6] Règles de conception et de calculs des structures en béton armé C.B.A 93, DTR B-C 2.4, Ministère de l'habitat.
- [7] Règles de Conception et de Calcul des Structures en Acier<< CCM97 >>.

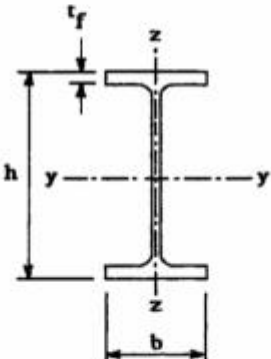
➤ **Autres documents consultés :**

- ✚ Cahiers de cours de cursus.
- ✚ Anciens mémoires de fin d'études

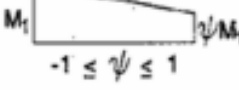
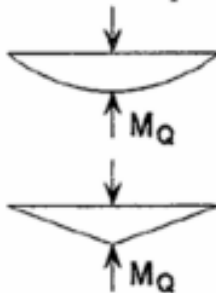
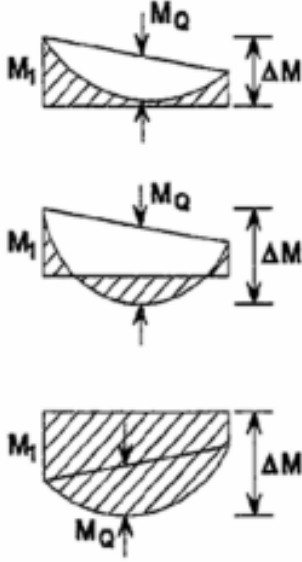
Annexe 1 : Table des armatures

Ø	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	37,70
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	7,70	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	100,5
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,1
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,7
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,2
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,6	163,4
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,6	175,9
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,6	188,5
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,7	201,1
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,7	213,6
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,8	226,2
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	92,27	152,8	238,8
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,8	251,3

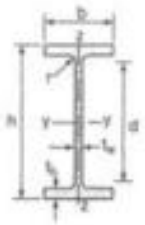
Annexe 2 : Choix de la courbe du flambement

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
	$h / b \leq 1,2 :$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z	d d

Annexe 3 : Le facteur de moment uniforme équivalent β_m

Diagramme des moments	Facteur de moment uniforme équivalent β_M
<p>Moments d'extrémité</p>  <p>$-1 \leq \psi \leq 1$</p>	$\beta_{M,\psi} = 1,3 - 0,7\psi$
<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> 	$\beta_M = \beta_{m,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ $M_Q = \text{Max} M \quad \text{dû aux charges transversales seulement}$ $\Delta M = \begin{cases} \max M & \text{pour diagrammes de moment sans changement de signe} \\ \max M + \min M & \text{pour diagrammes de moment avec changement de signe} \end{cases}$

Annexe 4 : Tableau des profilés utilisé

Poutrelles									
MATÉRIE	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	
	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	
IPÉ 80	80,0	46	3,8	5,2	5	59,8	6,0	7,6	
IPÉ 100	100,0	55	4,1	5,7	7	74,6	8,1	10,3	
IPÉ 120	120,0	64	4,4	6,3	7	93,4	10,4	13,2	
IPÉ 140	140,0	73	4,7	6,9	7	112,2	12,9	16,4	
IPÉ 160	160,0	82	5,0	7,4	9	127,2	15,8	20,1	
IPÉ 180	180,0	91	5,3	8,0	9	146,0	18,8	23,9	
IPÉ 200	200,0	100	5,6	8,5	12	159,0	22,4	28,5	
IPÉ 220	220,0	110	5,9	9,2	12	177,6	26,2	33,4	
IPÉ 240	240,0	120	6,2	9,8	15	190,4	30,7	39,1	
IPÉ 270	270,0	135	6,6	10,2	15	219,6	36,1	45,9	
IPÉ 300	300,0	150	7,1	10,7	15	248,6	42,2	53,8	
IPÉ 330	330,0	160	7,5	11,5	18	271,0	49,1	62,6	
IPÉ 360	360,0	170	8,0	12,7	18	298,6	57,1	72,7	
IPÉ 400	400	180	8,6	13,5	21	331,0	66,3	84,5	
IPÉ 450	450,0	190	9,4	14,6	21	378,8	77,6	98,8	
IPÉ 500	500,0	200	10,2	16,0	21	426,0	90,7	115,5	
IPÉ 550	550,0	210	11,1	17,2	24	467,6	105,5	134,4	
IPÉ 600	600,0	220	12,0	19,0	24	514,0	122,4	156,0	

Annexe

Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques											
NORMES DE RÉFÉRENCE	Dimensions : NF A 45-205 Tolérances : NF EN 10034										
		Caractéristiques de calcul									
I_x		I_x/I_y	I_y	-	-	I_z	I_z/I_y	I_y	-	-	J
I_y		$W_{el,y}$	I_y	$W_{pl,y}$	A_{e2}	I_z	$W_{el,z}$	I_z	$W_{pl,z}$	A_{e1}	I_t
cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	
IPÉ 80	80,1	20,0	3,24	23,2	3,6	8,48	3,69	1,05	5,8	5,1	0,70
IPÉ 100	171,0	34,2	4,07	29,4	5,1	15,91	5,78	1,24	9,1	6,7	1,20
IPÉ 120	317,8	53,0	4,90	40,7	6,3	27,65	8,84	1,45	13,8	8,6	1,74
IPÉ 140	541,2	77,3	5,74	58,3	7,8	44,90	12,30	1,65	19,2	10,6	2,45
IPÉ 160	869,3	108,7	6,58	82,9	9,7	68,28	16,65	1,84	26,1	12,8	3,00
IPÉ 180	1317,0	146,3	7,42	106,4	11,3	100,81	22,16	2,05	34,6	15,3	4,79
IPÉ 200	1943,2	194,3	8,26	139,6	14,0	142,31	28,46	2,24	44,6	18,0	6,98
IPÉ 220	2771,8	252,0	9,11	185,4	15,9	204,81	37,24	2,48	58,1	21,3	9,07
IPÉ 240	3891,6	324,3	9,97	246,6	19,1	283,58	47,26	2,69	73,9	24,8	12,88
IPÉ 270	5789,8	428,9	11,23	348,0	22,1	419,77	62,19	3,02	97,0	29,0	15,94
IPÉ 300	8356,1	557,1	12,46	468,4	25,7	603,62	80,48	3,35	125,2	33,7	20,12
IPÉ 330	11766,9	713,1	13,71	604,3	30,8	788,00	98,50	3,55	153,7	38,7	26,15
IPÉ 360	16265,6	903,6	14,95	769,1	35,1	1043,20	122,73	3,79	191,1	45,3	37,30
IPÉ 400	23128,4	1156,4	16,55	1007,1	42,7	1317,58	146,40	3,95	229,0	51,1	51,08
IPÉ 450	33742,9	1499,7	18,48	1301,8	50,8	1675,35	176,35	4,12	276,4	58,3	66,87
IPÉ 500	48198,5	1927,9	20,43	1694,1	59,9	2140,90	214,09	4,30	335,9	67,2	89,29
IPÉ 550	67116,5	2440,6	22,25	2287,0	72,3	2966,49	253,95	4,45	400,5	76,1	123,24
IPÉ 600	92083,5	3099,4	24,30	3012,4	83,8	3985,78	307,80	4,66	485,6	87,9	165,42

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.								
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	86,6
	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	12,6	24	27	438	166,2	211,6	
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	

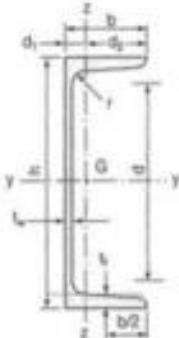
Annexe

Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques													
NORMES DE RÉFÉRENCE	Dimensions : NF A 45-201 Tolérances : NF EN 10034												
HEA (suite)		Caractéristiques de calcul										Moment d'inertie de torsion	
		I_x	I_y	I_x/I_y	$W_{el,x}$	$W_{el,y}$	A_{e2}	I_y	I_x/I_y	$W_{el,x}$	$W_{el,y}$	A_{e1}	J
		cm^4	cm^4	cm	cm^3	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	806,2	106,3	4,89	119,5	8,5	230,9	36,5	3,02	58,9	20,1	5,99		
HEA 140	1033,1	150,4	5,73	173,5	10,1	389,3	56,6	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	824,6	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	343,2	7,00	518,1	75,4	62,10		
HEA 300	18293,5	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	6985,6	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	33088,8	1893,8	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	111937,7	4185,6	22,99	4821,8	83,7	10817,7	721,1	7,15	1106,9	148,9	361,54		
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	26,90	6136,3	102,2	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	309442,6	7682,1	32,58	8699,5	138,8	12634,7	842,3	6,65	1312,3	174,8	696,87		
HEA 900	422075,0	9484,8	36,29	10811,0	163,3	13542,4	902,8	6,50	1414,5	187,4	796,77		
HEA 1000	553846,2	11188,8	39,96	12824,4	184,6	13998,9	933,3	6,35	1469,7	193,7	822,41		

Annexe

Poutrelles												
MATÉRIE	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									Inclinaison des ailes : $h < 300 : 8 \%$ $h > 300 : 5 \%$			
	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 _y
		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	1,81	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	

Annexe

Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques											
NORMES DE RÉFÉRENCE	Dimensions : NF A 45-202 Tolérances : NF A 45-210										
UPN (suite)	 <p>Inclinaison des ailes : h < 300 : 8 % h > 300 : 5 %</p>										
	Profils	Caractéristiques de calcul									Moment d'inertie de torsion J
		I_x	I_y/V_x	I_y	-	-	I_x	I_y/V_y	I_x	-	
		I_y	$W_{el,y}$	$W_{pl,y}$	$W_{el,x}$	$W_{pl,x}$	I_x	$W_{el,x}$	I_y	$W_{pl,y}$	
		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	364	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	12,90	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	33,6	2,30	64,1	16,00
UPN 240	3600	300,0	9,2	358,0	23,71	248,0	39,6	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	

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	Axe yy = Axe zz		
	a	a	t	r	r ₁	P	A	d	I _y = I _z	I _y /d _x = I _z /d _y	I _x = I _y
	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	cm	cm ⁴	cm ³	cm
L 100 x 100 x 7	100	100	7	12	6	10,73	13,66	2,69	128,20	17,54	3,06
L 100 x 100 x 8	100	100	8	12	6	12,18	15,51	2,74	144,84	19,94	3,06
L 100 x 100 x 9	100	100	9	12	6	13,62	17,34	2,78	161,00	22,30	3,05
L 100 x 100 x 10	100	100	10	12	6	15,04	19,15	2,82	176,68	24,62	3,04
L 100 x 100 x 11	100	100	11	12	6	16,44	20,94	2,86	191,90	26,89	3,03
L 100 x 100 x 12	100	100	12	12	6	17,83	22,71	2,90	206,69	29,12	3,02
L 110 x 110 x 10	110	110	10	13	6,5	16,63	21,18	3,06	237,98	29,99	3,35
L 110 x 110 x 12	110	110	12	13	6,5	19,74	25,14	3,15	279,11	35,54	3,33
L 120 x 120 x 8	120	120	8	13	6,5	14,71	18,74	3,23	255,43	29,11	3,69
L 120 x 120 x 9	120	120	9	13	6,5	16,46	20,97	3,27	284,54	32,59	3,68
L 120 x 120 x 10	120	120	10	13	6,5	18,20	23,18	3,31	312,94	36,03	3,67
L 120 x 120 x 11	120	120	11	13	6,5	19,92	25,37	3,36	340,64	39,41	3,66
L 120 x 120 x 12	120	120	12	13	6,5	21,62	27,54	3,40	367,67	42,73	3,65
L 120 x 120 x 13	120	120	13	13	6,5	23,31	29,69	3,44	394,04	46,01	3,64
L 120 x 120 x 14	120	120	14	13	6,5	24,98	31,82	3,48	419,77	49,25	3,63
L 120 x 120 x 15	120	120	15	13	6,5	26,64	33,93	3,51	444,89	52,43	3,62
L 130 x 130 x 12	130	130	12	14	7	23,53	29,97	3,64	472,17	50,44	3,97
L 140 x 140 x 13	140	140	13	15	7,5	27,44	34,95	3,92	638,54	63,37	4,27
L 150 x 150 x 10	150	150	10	16	8	22,98	29,27	4,03	624,04	56,91	4,62
L 150 x 150 x 12	150	150	12	16	8	27,35	34,83	4,12	736,91	67,75	4,60
L 150 x 150 x 14	150	150	14	16	8	31,65	40,31	4,21	845,40	78,33	4,58
L 150 x 150 x 15	150	150	15	16	8	33,77	43,02	4,25	898,05	83,52	4,57
L 150 x 150 x 16	150	150	16	16	8	35,89	45,71	4,29	946,68	88,65	4,56
L 150 x 150 x 18	150	150	18	16	8	40,06	51,03	4,37	1049,97	98,74	4,54
L 160 x 160 x 15	160	160	15	17	8,5	36,16	46,06	4,49	1098,83	95,47	4,88
L 160 x 160 x 17	160	160	17	17	8,5	40,68	51,82	4,57	1225,40	107,22	4,86
L 180 x 180 x 16	180	180	16	18	9	43,48	55,39	5,02	1682,43	129,65	5,51
L 180 x 180 x 18	180	180	18	18	9	48,60	61,91	5,10	1865,60	144,67	5,49
L 180 x 180 x 20	180	180	20	18	9	53,65	68,35	5,18	2042,88	159,39	5,47
L 200 x 200 x 16	200	200	16	18	9	48,50	61,79	5,52	2341,36	161,73	6,16
L 200 x 200 x 18	200	200	18	18	9	54,25	69,11	5,60	2599,74	180,59	6,13
L 200 x 200 x 20	200	200	20	18	9	59,93	76,35	5,68	2850,58	199,11	6,11
L 200 x 200 x 24	200	200	24	18	9	71,11	90,59	5,84	3330,66	235,18	6,06

CORNIÈRES
À AILES
ÉGALES
(suite)

Annexe 5 : Valeur de χ en fonction de λ

Coefficients de reduction				
λ	– 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
2,2	0,1867	0,1765	0,1662	0,1508
2,3	0,1717	0,1628	0,1537	0,1399
2,4	0,1585	0,1506	0,1425	0,1302
2,5	0,1467	0,1397	0,1325	0,1214
2,6	0,1362	0,1299	0,1234	0,1134
2,7	0,1267	0,1211	0,1153	0,1062
2,8	0,1182	0,1132	0,1079	0,0997
2,9	0,1105	0,1060	0,1012	0,0937
3,0	0,1036	0,0994	0,0951	0,0882

Annexe 6 : Fiche technique du panneau sandwich

EPAISSEUR DE PANNEAU mm	K COEFICIENT DE TRANSMISSION THERMIQUE		POIDS DE PANNEAU AVEC TôLES EN ACIER EXTERNE ET INTERNE 0,5 mm kg / m ²
	Kcal / m ² h C	Watt / m ² K	
30	0.47	0.54	9.65
40	0.38	0.44	10.05
50	0.31	0.36	10.45
60	0.27	0.31	10.85
80	0.21	0.24	11.65
100	0.17	0.19	12.45
120	0.14	0.16	13.25

**PLAN D'ARCHITECTURES ET
LE RAPPORT DU SOL**