



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE



UNIVERSITE MOULOU MAMMERI DE TIZI-OUZOU

Faculté du Génie de la Construction

Département de Génie Civil




Mémoire de fin d'études

En vue d'obtention du diplôme de Master
professionnel en Génie Civil

Option : Construction Métallique

THEME



**ETUDE D'UN BATIMENT R+2 EN
CHARPENTE
METALLIQUE A USAGE COMMERCIAL**

Réaliser par :

BELFODIL Hakim

Suivi par :

M^r. LABIOD. M



2020 / 2021

REMERCIEMENTS

On dit souvent que le trajet est aussi important que la destination. Les cinq années de maîtrise nous ont permis de bien comprendre la signification de cette phrase toute simple. Ce parcours, en effet, ne s'est pas réalisé sans défis et sans soulever de nombreuses questions pour lesquelles les réponses nécessitent de longues heures de travail.

ALHAMDYOU LILLAH. Au moment de clôturer ce mémoire, je remercie en premier lieu **Dieu** de m'avoir donné la force et la patience de terminer ce travail.

En second lieu, je voudrais remercier très chaleureusement mon promoteur

M^r LABIOD. M, pour le temps qu'il a su me consacrer et les précieux conseils qu'il a pu me donner. Il a su encadrer mon travail en me laissant suffisamment de liberté pour que je développe mes propres idées. Qu'il trouve ici l'expression de mon profond respect et ma sincère reconnaissance.

Il m'est particulièrement agréable de pouvoir exprimer mes vifs et sincères remerciements aux membres de jury pour l'honneur qu'ils m'ont fait d'avoir consenti à examiner mon travail. Veuillez accepter l'expression de ma profonde gratitude.

Mes remerciements les plus chaleureux vont également à **M^r DAHMANI. L** et **M^r AKKOUCHE. K** pour leur aide précieuse, leurs soutiens, leurs encouragements et leur gentillesse. Merci pour tout.

Dédicace

A Dieu, le plus puissant qui m'éclaire le bon chemin et tout ce qui me semble sombre et flou.

Je dédie ce mémoire de fin d'étude,

*A la mémoire de mon grand-père maternel « **MOUHEND CHERIF** », qui m'a enseigné les valeurs de la vie, et m'écoutes aujourd'hui, par-delà le vacarme de l'univers, dans le silence où il repose, je ne trouve pas les mots pour exprimer mon amour inconditionnel et ma profonde reconnaissance pour tout ce que tu m'as donné sans rien attendre en retour. Que la terre te soit légère et que ton âme soit parmi les élues.*

Yella yien yella ullach-it...yella yiwen ulac-it yella.

*A celle qui m'a toujours comblé par son amour et ses sacrifices, qui m'a consenti et m'a soutenu aux moments les plus difficiles de ma vie, à ma très chère « **MAMAN** » que je porte dans la prunelle de mes yeux et que je chéris du plus profond de mon cœur.*

*A celui qui m'a servi de conseiller, à l'homme que j'admire chaque jour encore plus en découvrant à travers l'âge son ultime sacrifice physique et matériel. Que dieu te protège « **PAPA** ».*

*A Mes sources de bonheur et de joie, mon frère « **MOUNIR** » et mes sœurs « **RADIA, KARIMA et AMEL** ».*

*A mes amours mes chers neveu et nièce « **ELYAN et NELYA** ».*

*A mes oncles « **AHCEN et OUALI** », qui m'ont donné un rien qui est déjà tout. C'est ce rien qui change tout.*

*A tous mes ami(e)s « **Mustapha.B, Thinhinane.A, Dyhia.S, Nacer.M, the Lalou, Nouara.O, Aghiles.B, Wissam.A, Saliha.B, Mouloud.B, Yanis.G, Hanane.D** » Merci pour votre soutien, patience, encouragements et votre amitié.*

*A tous mes amis de la cité universitaire garçons de **REHAHLIA**, merci pour les bons moments passés ensemble.*

*A Toute la promo **CONSTRUCTION METALLIQUE 2020/2021** merci pour tous les bons moments passés ensemble.*



**TABLE DES
MATIERES**

Chapitre I : Présentation du projet

I.1. Introduction :	1
I.2. Présentation du projet :	1
I.2.1 Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage :	1
I.2.2 Vue de la structure :	1
I.2.3 Mode de construction :	3
I.2.4 Contreventement :	3
I.2.5 Conception structurale :	3
I.2.5.1 Structure horizontale :	3
I.2.5.2 Structure verticale :	4
I.2.6 Les escaliers :	5
I.2.7 Les fondations :	5
I.3. Règlements utilisés :	5
I.4. Matériaux utilisé :	5
I.4.1 Acier de construction:	6
I.4.2 Béton :	6
I.5. Assemblages :	6
I.5.1 Le boulonnage :	6
I.5.2 Le soudage :	6

Chapitre I : Evaluation des actions

II.1. Introduction :	8
II.2. Evaluation des charges permanente et des surcharges d'exploitation :	8
II.2.1 Action permanentes :	8
II.2.1.1 Plancher terrasse inaccessible :	8
II.2.1.2 Plancher etage courant :	9
II.2.1.3 Cloisons exterieurs :	9
II.2.1.4 Murs interieur :	10

II.2.1.5 Acroteres:	10
II.2.1.6 Les escaliers :.....	10
II.2.2 Action d'exploitation (Q) :.....	11
II.2.3 Action variable (charge climatique) :	11
II.2.3.1 Effet de la neige :.....	11
II.2.3.2 Action d'ensablement :	12
II.2.3.3 Action de la charge sismique :.....	12
II.2.3.4 Effet du vent :	12
II.2.3.4 Calcul de la pression statique due au vent P_h :	17
II.3 Calcul de la force de frottement F_{fr} :	30
II.4 Conclusion.....	30

Chapitre III : Prédimensionnement des éléments

III.1 Introduction :.....	31
III.2 Pré-dimensionnement des solives :.....	31
III.2.1 Pré-dimensionnement des solives plancher terrasse :	31
III.2.2 Pré-dimensionnement des solives plancher étage courant :.....	34
III.3 Pré-dimensionnement des poutres :	35
III.3.1 Poutre principale plancher terrasse :.....	36
III.3.2 Poutre principale plancher étage courant :.....	38
III.4 Pré-dimensionnement des poutres de rives:	40
III.5 Pré-dimensionnement des poteaux.....	41
III.6 Conclusion :	45

Chapitre IV : Etudes du plancher mixte

IV.1 Introduction.....	46
IV.2 Caractéristique de la tôle profilée TN 40:	46
IV.3 Etude des solives :.....	47

IV.3.1 Au stade de montage :	47
IV.3.2 Au stade finale :	48
IV.3.2.1 Plancher étage courant :	48
IV.3.2.2 Plancher terrasse :	52
IV.4 Calcul de la connexion acier-béton :	54
IV.5 Etude des poutres IPE 550 :	57
IV.5.1 Vérification au stade de montage :	57
IV.5.2 Vérification au stade final :	58

Chapitre V : Etudes des éléments secondaires

V.1. Etudes des escaliers :	61
V.1.1 Introduction :	61
V.1.2 Pré-dimensionnement des marches :	61
V.1.3 dimensionnement des éléments porteurs :	62
V.1.4 Pré-dimensionnement des limons :	66
V.1.5 étude de la poutre palière des limons :	71
V.2. Étude de l'acrotère :	75
V.2.1 Introduction :	75
V.2.2 calcul a L'ELU :	75
V.2.2.1 Evaluation des sollicitations :	75
V.2.2.2 combinaison de charge :	76
V.2.3 Ferrailage :	77
V.2.3.1 position du centre de pression :	77
V.2.3.2 calcul en flexion simple :	78
V.2.3.3 vérification à L'ELU :	78
V.2.3.4 vérification à L'ELS :	80
V.2.4 Conclusion :	81

V.4. Pré-dimensionnement des contreventements :	82
V.4.1 Introduction :	82
V.4.2 Calcul des forces exercées par le vent :	82
V.4.2.1 Calcul des forces à l'aide des coefficients de force :	82
V.4.2.2 L'aire de référence revenant au système de contreventement A_{ref} :	84
V.4.2.3 Détermination de N_{sd} :	84
V.4.2.4 Calcul de la section brute A :	85
V.4.3 Conclusion.....	86

Chapitre VI : Modélisation du bâtiment avec ROBOT

VI.1. Introduction :	87
VI.2. Description du logiciel ROBOT :	87
VI.3. Etapes de modélisation par le logiciel ROBOT Structural Analysis : ..	87
VI.3.1 Lancement du logiciel :	87
VI.3.2 Réglage des préférences et des préférences de la tâche :	89
VI.3.2.1 Unités et formats :	89
VI.3.2.2 Normes de conception :	89
VI.4 Modélisation du projet :	90
VI.4.1 lignes de construction :	90
VI.4.2 définition des sections :	91
VI.4.3 définition de la structure :	91
VI.4.4 Conditions d'appuis :	91
VI.4.5 Chargement :	92
VI.5 Analyse de la structure :	93
VI.6 Résultat d'analyse :	93
VI.7 les assemblages :	94
VI.8 Note de calcul :	94

Chapitre VII : Vérifications des éléments

VII.1 Introduction :	94
VII.2 Méthode de travail :	94
VII.3 Etapes de la modélisation :	95
VII.3.1 Matériaux utilisé	95
VII.3.2 Modélisation géométrique :	95
VII.3.3 Chargements :	97
VII.3.4 Combinaison d'action :	98
VII.4 Résultat des vérifications à l'aide du logiciel ROBOT :	98
VII.4.1. Vérification des solives :	98
VII.4.1.1 Solives planchers terrasse IPE220	98
VII.4.1.2 Solives plancher étage courant IPE 240	100
VII.4.2 Vérification des poutres principale :	102
VII.4.2.1 Poutres principale planchers terrasse IPE 500	102
VII.4.2.2 Poutres principale planchers étage courant IPE 550	103
VII.4.3. Vérification des poutres de rive :	105
Poutres de rive planchers terrasse et étage courant HEA 200	105
VII.4.4 Vérification des poteaux :	107
Poteaux HEA 400	107
VII.4.5. Vérification des contreventements :	109
VII.4.5.1 Contreventement Lang pan UPN 140	109
VII.4.5.1 Contreventement pignon UPN 140	111
VII.5 Conclusion :	113

Chapitre VIII : Etudes des assemblages


VIII.1 Introduction :	114
VIII.2 Rôle des assemblages :	114

VIII.3 Fonctionnement des assemblages :	114
VIII.3.1. Les assemblages soudés :	114
VIII.3.2. Les assemblages boulonnés :	114
VIII.3.3. Les assemblages rivetés :	115
VIII.3.4. Les assemblages collés :	115
VIII.4 Assemblage poutre – poutre.....	115
VIII.4.1. Poutre principale plancher terrasse (IPE500) solive plancher terrasse (IPE220)	115
VIII.4.2. Poutre principale plancher étage courant (IPE550) solive plancher terrasse (IPE240)	120
VIII.4.3. Poutre principale plancher terrasse (IPE500) poutre de rive plancher terrasse (HEA 200)	125
VIII.4.4. Poutre principale plancher étage courant (IPE550) poutre de rive étage courant (HEA 200)	128
VIII.5 Assemblage poteau – poutre	133
VIII.5.1. Poteau (HEA 400) poutre principale plancher terrasse (IPE500)	133
VIII.5.2. Poteau (HEA 400) poutre principale plancher terrasse (IPE550)	138
VIII.5.3. Poteau (HEA 400) poutre de rive (HEA 200)	143
VIII.6 Pied de Poteau (HEA 400).....	146
VIII.7 Contreventement (UPN 140)	154

Chapitre IX : Dimensionnement des fondations

IX.1 Introduction.....	161
IX.2 Choix du type de fondation :	161
IX.3 Etude du sol :	162
IX.4 Etude d’ancrage :	162
IX.5 Platine d’extrémité :	162

IX.6 Caractéristique des matériaux :.....	163
IX.6.1. Béton :	163
IX.6.2. Acier :	163
IX.7 Choix du type de fondation :	164
IX.8 Dimensionnement des fondations :.....	164
IX.8.1. Etude des semelles :	164
IX.8.2. Sollicitations maximales (selon logiciel ROBOT 2019) :.....	165
IX.8.3. Détermination de la hauteur de la semelle :.....	165
IX.8.4. Ferrailage de la semelle isolée:	165
IX.8.5. Détermination de la hauteur du patin (e)	166
IX.8.6. L'espacement des cadres :	166
IX.9 Calcul des longrines :	166
IX.9.1. Calcul d'armatures transversales :	167
IX.9.2. Calcul d'armatures transversales :	167
Conclusion Générale :	162

A decorative border surrounds the text. It consists of four blue, pointed, arrow-like shapes at the corners, each pointing towards the center. These are connected by thin black lines. The top and bottom horizontal lines are thicker and feature a central gap. The left and right vertical lines are solid black.

**LISTE DES
FIGURES**

- Figure I.1.** Vue en 3D de la structure
- Figure I.2.** Vue en élévation de la face long pan
- Figure I.3.** Vue en élévation de la face pignon
- Figure I.4.** Vue en plan du plancher niveau : 5.10 m
- Figure I.5.** Vue en plan du plancher niveau : 8.84 m
- Figure I.6.** Vue en plan du plancher niveau : 12 m
- Figure I.7.** Eléments constructifs d'un plancher mixte
- Figure I.8.** Cloisons extérieurs.
- Figure I.9.** Escaliers.
- Figure II.1.** Plancher terrasse inaccessible.
- Figure II.2.** Plancher étage courant.
- Figure II.3.** Cloisons extérieurs
- Figure II.4.** Acrotère
- Figure II.5.** Les directions du vent
- Figure II.6.** Force résultante F_w
- Figure II.7.** Hauteur de référence Z_e
- Figure II.8.** Légende pour les parois verticales.
- Figure II.9.** Vue en plan des zones de pression
- Figure II.10.** Les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone
- Figure II.11.** Légende pour les toitures plates
- Figure II.12.** Valeurs des coefficients de pression extérieures C_{pe}
- Figure III.1.** Présentation schématique des solives.
- Figure III.2.** Disposition des poteaux
- Figure IV.1.** Eléments constructifs d'un plancher mixte.
- Figure IV.2.** La largeur participante de la dalle en béton (beff)
- Figure IV.3.** Distribution plastique des contraintes

- Figure IV.4.** la position d'un connecteur.
- Figure IV.5.** Dimensions minimales des goujons
- Figure IV.6.** Distance entre goujon
- Figure IV.7.** Distribution plastique des contraintes normales
- Figure V.1.** Vue d'un escalier
- Figure V.2.** Disposition des cornières
- Figure V.3.** Charge repris par la marche
- Figure V.4.** Distribution des charges sur un limon
- Figure V.5.** Charge équivalente(G)
- Figure V.6.** Charge équivalente (Q)
- Figure V.7.** Coupe verticale de l'acrotère.
- Figure V.8.** Diagramme des moments et des efforts.
- Figure V.9.** ferrailage de l'acrotère.
- Figure V.10.** Valeurs du coefficient de force C_f
- Figure V.11.** Valeurs du facteur d'élanement $\psi\lambda$, en fonction de l'élanement λ
- Figure VII.1.** Etape de modélisation à l'aide du logiciel ROBOT
- Figure VII.2.** Vue en 3D de la structure
- Figure VII.3.** Vue en élévation de la face long-pan
- Figure VII.4.** Vue en élévation de la face pignon
- Figure VII.5.** Vue en plan du plancher niveau : 5.10 m
- Figure VII.6.** Vue en plan du plancher niveau : 8.84 m
- Figure VII.7.** Vue en plan du plancher niveau : 12 m
- Figure IX.1.** Différents types de tiges d'ancrage.
- Figure IX.2.** Diagramme des contraintes agissant sur les fondations.
- Figure IX.3.** Ferrailage de la semelle isolée.
- Figure IX.4.** Ferrailage de longrine.



**LISTE DES
TABLEAUX**

Tableau II.1.	Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible
Tableau II.2.	Charges permanentes du plancher étage courant
Tableau II.3.	Charges permanentes des murs extérieurs
Tableau II.4.	Charge permanente de la volée
Tableau II.5.	Charge permanente du palier
Tableau II.6.	Charge de sable dans la zone D
Tableau II.7.	Étapes de calcul des actions dues au vent
Tableau II.8.	Valeurs de la pression dynamique de référence
Tableau II.9.	Valeurs de q_{ref} , q_p , C_{ex}
Tableau II.10.	C_{pe} Pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire
Tableau II.11.	Coefficients de pression extérieure des toitures plates
Tableau II.12.	C_{pe} Pour les zones A , B ,C, D ,E
Tableau II.13.	Coefficients de pression extérieure des toitures plates avec acrotère
Tableau II.14.	Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales
Tableau II.15.	C_{pe} Pour les zones A , B ,C, D ,E
Tableau II.16.	Coefficients de pression extérieure des toitures plates avec acrotère
Tableau II.17.	Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales
Tableau III.1.	Valeurs limite des flèches
Tableau III.2.	Caractéristique du profilé IPE 220
Tableau III.3.	Caractéristique du profilé IPE 240
Tableau III.4.	Chargement poutre principale (plancher terrasse)
Tableau III.5.	Caractéristique du profilé IPE 500
Tableau III.6.	Chargement poutre principale (plancher étage courant)
Tableau III.7.	Caractéristique du profilé IPE 550
Tableau III.8.	Caractéristique du profilé HEA 200
Tableau III.9.	Résultats du pré-dimensionnement

Tableau IV.1.	Caractéristiques du bac d'acier TN 40
Tableau IV.2.	Charge reprise par la dalle
Tableau IV.3.	Évaluation des charges
Tableau IV.4.	Évaluation des charges
Tableau IV.5.	Evaluation des charges
Tableau IV.6.	Evaluation des charges
Tableau V.1.	Caractéristique et dimension L 50 × 50 × 5
Tableau V.2.	Caractéristique et dimension UPN 180
Tableau V.3.	Caractéristique et dimension UPN 220
Tableau V.4.	Caractéristique du profilé IPE 200
Tableau V.5.	Caractéristique du profilé IPE 300
Tableau V.6.	Caractéristique et dimension UPN 140
Tableau VIII.1.	Caractéristiques mécaniques des boulons de différentes nuances
Tableau IX.1.	Effort normal

A decorative border surrounds the text. It consists of four blue, pointed, arrow-like shapes at the corners, each pointing towards the center. These are connected by black horizontal and vertical lines. The top and bottom lines have a slight curve at the ends where they meet the corner pieces. The left and right lines are straight.

**SYMBOLES
UTILISES**

CHARGES :

G	Charges permanentes.
Q	Charges d'exploitation.
N	Surcharge climatique de neige.
V	Surcharge climatique du vent.
S	Charges du sable.
F_{fr}	Force de frottement.

Sollicitation /Contrainte /Déformation :

E	Module d'élasticité longitudinale de l'acier ($E = 210\ 000\ \text{MPa}$).
G	Module d'élasticité transversale de l'acier ($G = 84\ 000\ \text{MPa}$).
F_p	Effort de précontrainte dans les boulons.
M	Moment sollicitant, en générale.
M_{cr}	Moment critique élastique de déversement.
M_{eff}	Moment efficace (section de classe4).
M_R	Moment résistant.
M_U	Moment ultime.
N	Effort normal, en générale.
N_{pl}	Effort normal de plastification.
N_u	Effort normal ultime.
V	Effort tranchant sollicitant.
V_{pl}	Effort tranchant de plastification.
V_U	Effort tranchant ultime.
f_u	Contrainte de rupture d'une pièce.
f_{ub}	Contrainte de rupture d'un boulon.
f_y	Limite d'élasticité d'une pièce.
ε	Déformation linéaire unitaire.
ε_y	Déformation correspondante à la limite d'élasticité.
σ	Contrainte normale.

Coefficients et grandeurs sans dimensions :

K	Coefficient d'encastrement ou de rigidité poteau/ poutre.
ks	Coefficient de dimension des trous de perçage pour boulon.
m	Nombre de plans de cisaillement ou de frottement.
n	Nombre de boulons.
β_M	Facteur de moment uniforme équivalent (flambement).
β_w	Facteur de corrélation (soudure).

ε	Coefficient de réduction élastique de l'acier.
η	Facteur de distribution de rigidité (flambement).
λ	Elancement.
λ	Elancement réduit.
λ_{LT}	Elancement de déversement.
u	Coefficient de frottement.
χ	Coefficient de réduction de flambement.
χ_{LT}	Coefficient de réduction de déversement.

Caractéristiques géométriques :

A	Section brute d'une pièce.
A_{eff}	Section efficace d'une pièce (classe 4).
A_{net}	Section nette d'une pièce.
A_s	Section résistant de la tige d'un boulon en fond de filet.
I_t	Moment d'inertie de torsion.
I_w	Facteur de gauchissement d'une section.
I_y	Moment d'inertie de flexion maximale.
I_z	Moment d'inertie de flexion minimale.
W_{eff}	Module de résistance efficace.
W_{el}	Module de résistance élastique.
W_{pl}	Module de résistance plastique.
b	Largeur d'une semelle de poutre.
d	Diamètre nominale des tiges des boulons ou hauteur de la partie droite d'une âme de poutre.
d₀	Diamètre de perçage des trous de boulonnage.
i	Rayon de giration d'une section.
l	Largeur d'une poutre.
DI	Largeur de déversement d'une poutre.
kl	Longueur de flambement.
r	Rigidité d'une barre
t	Epaisseur d'une pièce ou d'une tôle.
tf	Epaisseur d'une semelle de poutre.
tw	Epaisseur d'une âme de poutre.
α	Angle en général.
$\gamma_{Mb} = 1,25$	Résistance des boulons au cisaillement.
$\gamma_{Mb} = 1,50$	Résistance des boulons au à la traction.

F_v	Résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement.
F_B	Résistance à la pression diamétrale des pièces assemblées.
F_T	Résistance des boulons en traction.
α	Facteur d'imperfection (flambement).

Les termes lues dans la note de calcul de ROBOT:

f_y	résistance du matériau.
G_{M0}	coefficient de sécurité partiel.
G_{M1}	coefficient de sécurité partiel.

Paramètres de l'analyse de flambement :

L_f	longueur de flambement de la barre.
Lambda_y	élancement de la barre.
Lambda_y	élancement relatif de la barre.
X_y	coefficient de flambement.
Beta_{My}	coefficient dépendant du diagramme des moments.
Mi_y	coefficient pour le calcul de k _{fy} .
k_y	coefficient de réduction en flexion.

Paramètres de l'analyse de déversement :

ID_{sup}	longueur de déversement de la semelle supérieure
ID_{inf}	longueur de déversement de la semelle inférieure
C1	coefficient pour le calcul de M _{cr} .
C2	coefficient pour le calcul de M _{cr} .
M_{cr}	moment critique pour le déversement.
Lambda_{LT}	élancement fictif de la barre pour le déversement.
X_{LT}	coefficient de déversement.
Beta_{MLT}	coefficient dépendant du diagramme des moments.
Mi_{LT}	coefficient pour le calcul de k _{LT} .
k_{LT}	coefficient de réduction pour le déversement.

Efforts internes dans les points caractéristiques de la section

N_{sd}	effort axial N _{sd} .
M_{y,sd}	moment fléchissant M _{y,sd} .
V_{z,sd}	effort de cisaillement V _{z,sd} .

Efforts limites

N_{t,rd}	résistance ultime plastique en traction.
M_{b,rd}	moment ultime pour le déversement.
M_{ply,rd}	moment ultime plastique.

$M_{ely,rd}$	moment ultime élastique.
$V_{ply,rd}$	résistance ultime en cisaillement.
$M_{plz,rd}$	moment ultime plastique.
$V_{plz,rd}$	résistance ultime en cisaillement.

Flèches (REPERE LOCAL) :

U_y	flèche de la barre en y.
u_{ymax}	flèche admissible de la barre en y.
$u_{inst,y}$	flèche due aux charges variables en y.
$u_{inst,max,y}$	flèche admissible due aux charges variables en z.
u_z	flèche de la barre en z.
u_z_{max}	flèche admissible de la barre en z .
$U_{inst,z}$	flèche due aux charges variables en z.
$U_{inst,max,z}$	flèche admissible de la barre en z.

Déplacements (REPERE GLOBAL) :

v_x	déplacement de la barre en X.
v_x_{max}	déplacement admissible de la barre en X.
v_y	déplacement de la barre en Y.
v_y_{max}	déplacement admissible de la barre en Y .



INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale

La structure à étudier est un bâtiment **R+2** en charpente métallique à usage commercial. Il se situe à **BOUNOURA**, dans la wilaya de **GHARDAIA**.

La construction métallique est apparue au moment où le béton armé ne pouvait remplir certaines exigences de construction, telles que les grandes portées dans les bâtiments et les ponts.

Par rapport aux structures en béton armé ou précontraint, les structures métalliques présentent de nombreux avantages et inconvénients.

Les principaux avantages sont :

- L'industrialisation totale c'est-à-dire la possibilité de pré fabriquer intégralement des bâtiments en atelier, avec une grande précision et une grande rapidité. Le montage sur site par boulonnage, est d'une grande simplicité.
- La possibilité du transport, en raison de sa légèreté, qui permet de transporter loin, en particulier à l'exportation.
- La grande résistance de l'acier à la traction permet de franchir de grandes portées.
- La tenue au séisme est bonne, du fait de la ductilité de l'acier.
- Les transformations, adaptations, répétition, surélévations ultérieures d'un ouvrage sont aisément réalisables
- Possibilité architecturale, plus étendue qu'en béton.

Par contre, les principaux inconvénients de l'acier sont : la corrosion, coût élevé, sa corrodabilité et sa faible résistance au feu.

L'ensemble de la construction doit être conçu de telle sorte que l'effort extérieur appliqué à la construction s'achemine dans ces différents éléments et les attaches assurant la liaison entre ces éléments, jusqu'aux fondations sans la moindre ruine dans la construction.

L'objectif principal sera de comprendre et d'appliquer toutes les connaissances acquises durant notre cursus sur un projet réel, l'application de la réglementation technique en vigueur et les logiciels de calcul disponibles.

Le présent mémoire est composé d'une introduction générale et neuf chapitres dont :

- Le premier chapitre englobe la présentation du projet.
- L'évaluation des actions fait l'objet du deuxième chapitre.
- Le troisième chapitre présente le prédimensionnement des éléments.
- Le quatrième chapitre a pour objet de présenter l'étude du plancher mixte.
- Le cinquième chapitre évoque l'étude des éléments secondaires.
- Le sixième chapitre est consacré à la modélisation du bâtiment avec ROBOT.
- Le septième chapitre consacré à la vérification des éléments.
- Le huitième chapitre traite le calcul des assemblages.
- Le neuvième chapitre traite l'étude des fondations.

Enfin, le mémoire sera clôturé par une conclusion générale.

Introduction générale



Chapitre I

PRESENTATION DU PROJET

I.1. Introduction :

Ce chapitre est consacré à la présentation du projet d'étude et de la définition de ses caractéristiques géométriques, ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés pour sa réalisation.

I.2. Présentation du projet :

Le projet en question est un bâtiment à étages destiné à un complexe de distribution des produits alimentaires en charpente métallique de **(RDC + 2 étages)**, implanté à **BOUNOURA** wilaya de **GHARDAIA**. « Zone 0 : zone à sismicité négligeable selon la classification du **RPA** Version **2003** », dont les données du projet sont :

- Altitude du lieu d'implantation = 493 m
- La structure est une ossature poteaux – poutres en charpente métallique.
- Les planchers sont en dalle pleine mixte de 12 cm d'épaisseur.
- Les remplissages des façades sont en maçonnerie.

I.2.1 Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Les dimensions de la structure métallique sont :

- Longueur total = 66.5 m
- Largeur total = 30 m
- Hauteur totale = 12 m
- Hauteur du RDC = 5.10 m
- Hauteur du 1^{er} étage = 3.74 m
- Hauteur du deuxième étage = 3.16 m

I.2.2 Vue de la structure :

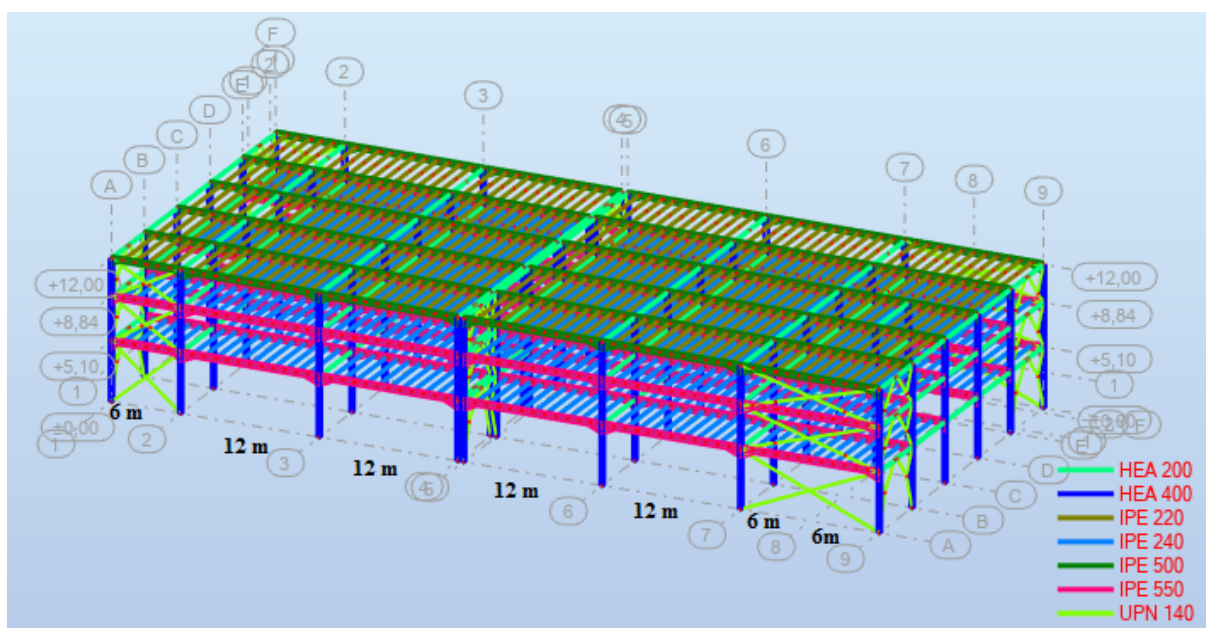


Figure I.1. Vue en 3D de la structure

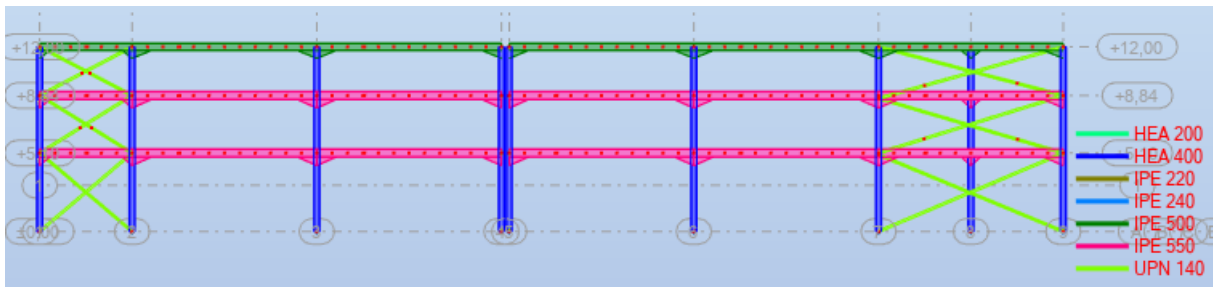


Figure I.2. Vue en élévation de la face long pan

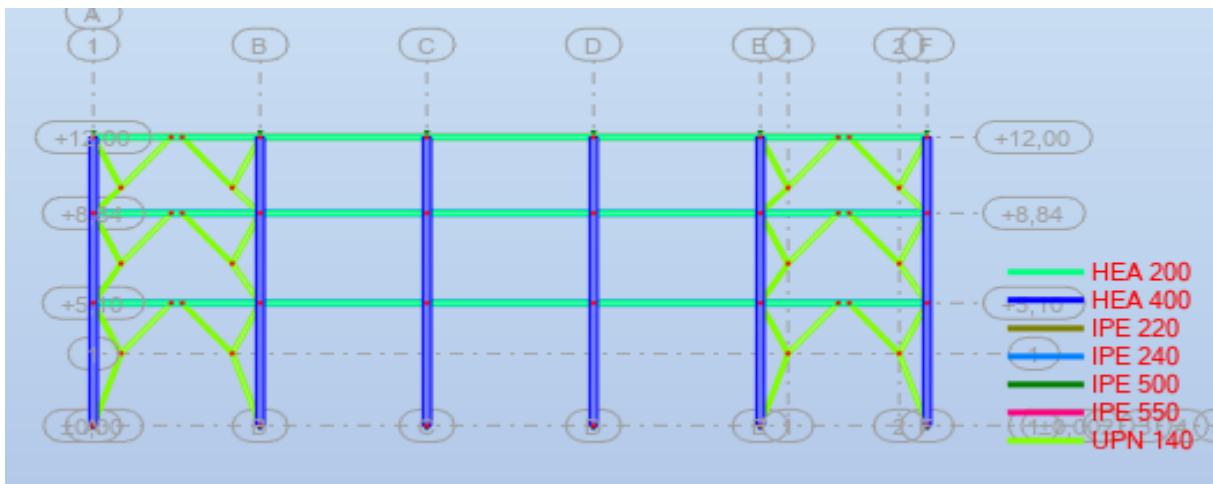


Figure I.3. Vue en élévation de la face pignon

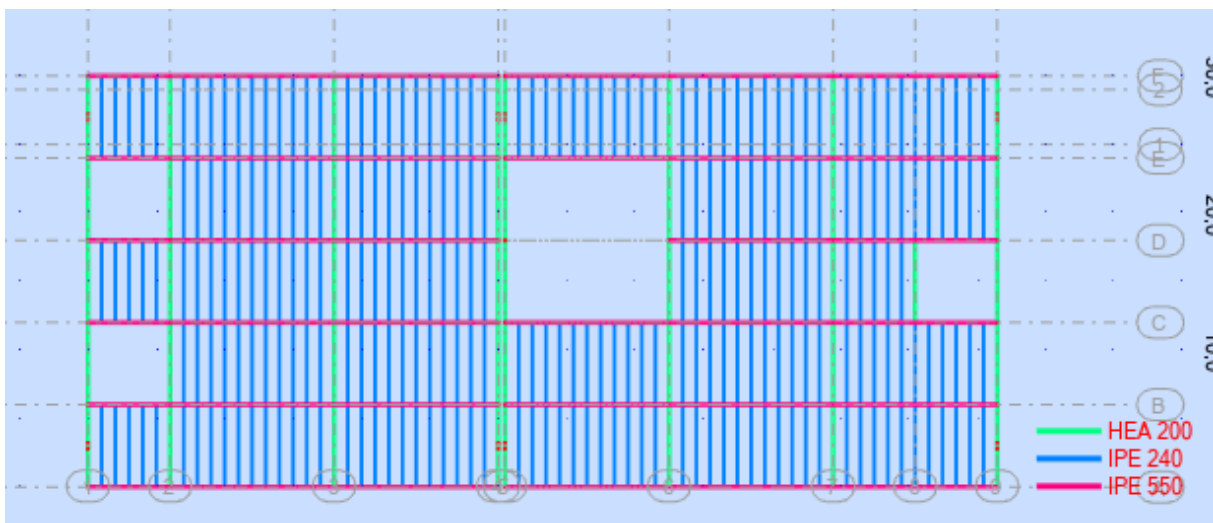


Figure I.4. Vue en plan du plancher niveau : 5.10 m

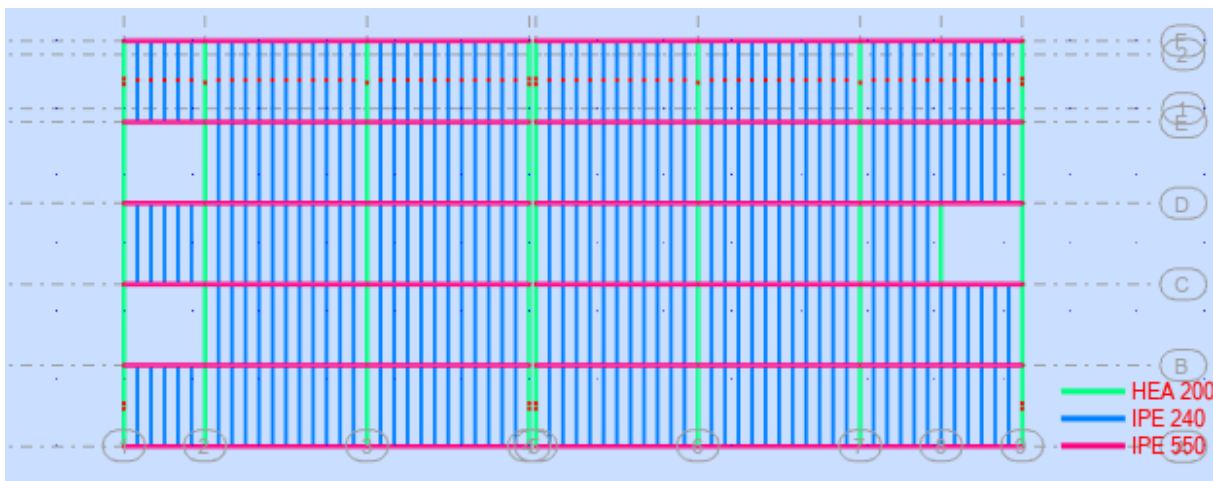


Figure I.5. Vue en plan du plancher niveau : 8.84 m

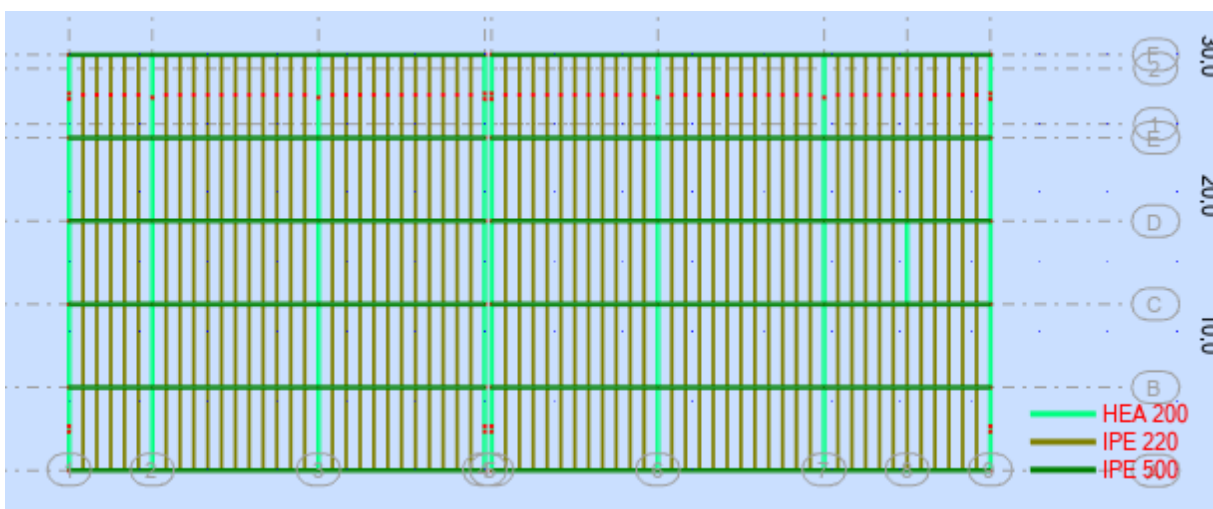


Figure I.6. Vue en plan du plancher niveau : 12 m

I.2.3 Mode de construction :

L'ossature de notre construction est constituée par des portiques (poteaux poutres) en acier dans les deux sens :

- Les poteaux en profilés HEA
- Les poutres en profilés IPE

I.2.4 Contreventement :

La stabilité de la structure vis-à-vis des efforts horizontaux (vent) est assurée par des palées de stabilité prévus sur les quatre façades du bâtiment. Palées triangulées en Y suivant le sens du pignon et des palées en X suivant le sens du Long-pan.

I.2.5 Conception structurale :

On a deux types de structure :

I.2.5.1 Structure horizontale :

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

➤ Plancher courant :

La dalle est composée d'une tôle profilée en acier (TN40) qui sert de plate-forme de travail lors du montage, de coffrage pour le béton sur laquelle on coule une dalle en béton armé de 12cm d'épaisseur reliée à la poutre à l'aide de connecteurs qui s'opposent au glissement mutuel et assurent la liaison parfaite entre l'acier et le béton. la composition est illustrée sur cette Figure.

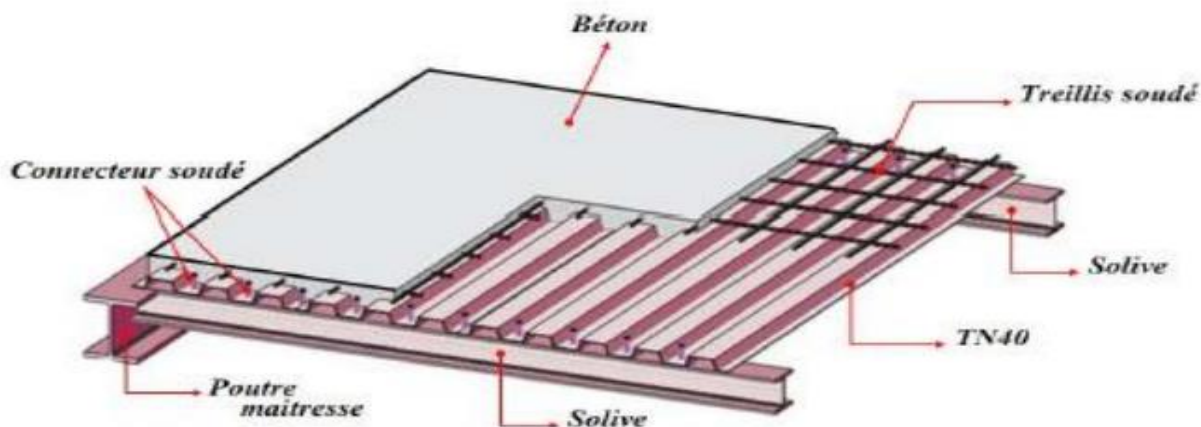


Figure I.7. Eléments constructifs d'un plancher mixte

➤ Plancher terrasse :

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

I.2.5.2 Structure verticale :

La structure est principalement composée de murs en maçonnerie non porteurs.

➤ Pour les murs extérieurs

Les murs sont en double cloison composés de deux murs en briques creuses de 10 cm d'épaisseur à l'extérieur et 10 cm à l'intérieur séparés par une lame d'air de 5 cm qui assure l'isolation thermique.

➤ Pour les murs intérieurs :

Les murs intérieurs ou murs de séparation sont en briques creuses d'épaisseur égale à 10 cm

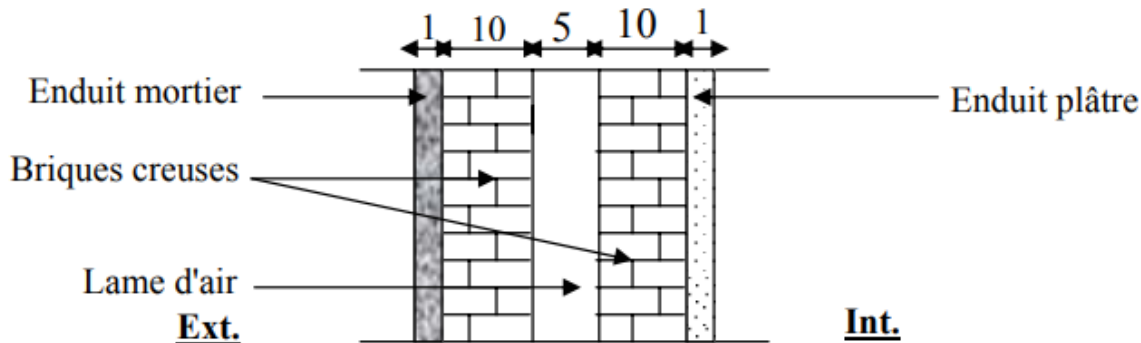


Figure I.8. Cloisons extérieurs.

I.2.6 Les escaliers :

Le présent bâtiment comporte des escaliers droits à quatre volées avec palier de repos qui assurent la circulation verticale entre les différents niveaux.

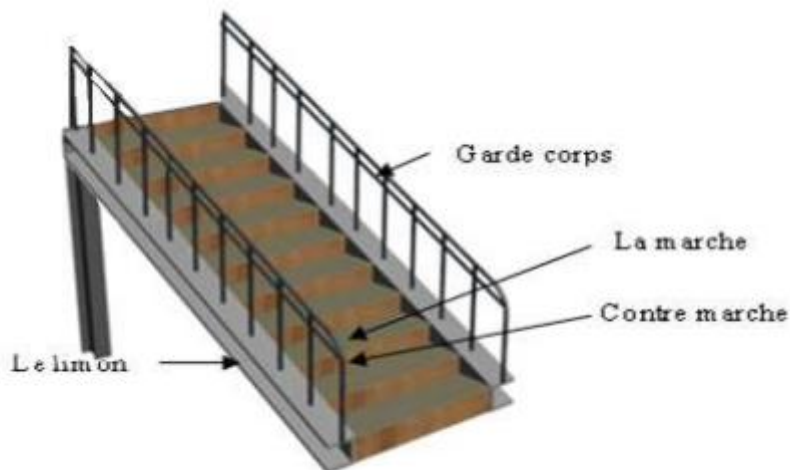


Figure I.9. Escaliers.

I.2.7 Les fondations :

La base des poteaux a pour rôle la transmission des charges aux fondations qui vont à leur tour les transmettre au sol. Les fondations seront réalisées par des semelles isolées sur un sol ayant une contrainte admissible $\sigma_{adm} = 4 \text{ bars}$ (selon le rapport géotechnique), avec un encastrement dans la roche de 0.80 mètre.

I.3. Règlements utilisés :

Afin de garantir la sécurité de l'ouvrage, notre conception est essentiellement basée sur les codes et normes suivants :

- **RNV 2013** : Règles neige et vent.
- **DTR.BC.2.2** : Charges permanentes et charges d'exploitations.
- **DTR.2.44 CCM97** : Règles de conception des structures en aciers.
- **RPA 99_ Version 2003** : Règles parasismiques ALGERIENNE version 2003.
- **BAEL 91_Modifié 99** : Calcul des structures en béton.
- **EUROCODE 3** : Calcul des structures métalliques.
- **EUROCODE 4** : Calcul des structures mixtes.

I.4. Matériaux utilisé :

L'ouvrage est constitué de plusieurs matériaux mais il est constitué essentiellement de deux types de matériaux (le béton et l'acier).

I.4.1 Acier de construction:

L'acier est un matériau constitué essentiellement de fer et un faible taux de Carbone (1%). C'est un alliage métallique dont l'élément chimique principal est le fer et l'autre élément essentiel est le carbone.

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

La nuance choisie pour la réalisation de cet ouvrage est l'acier s235

Les caractéristiques mécaniques d'acier sont les suivantes :

- Module d'élasticité longitudinal : **E = 210000 MPa**
- Module d'élasticité transversale : **G = E/2(1+u) = 81000 MPa**
- Coefficient de Poisson : **u = 0.3**
- Coefficient de dilatation thermique : **a = 12 × 10⁻⁶ c°**
- La masse volumique de L'acier : **p = 7850 Kg/m³**
- La limite élastique de traction : **Fu = 360 MPa**

I.4.2 Béton :

Le béton est un matériau composé d'un mélange de granulats, sable, gravier, eau et éventuellement des adjuvants, liés entre eux par une pâte de ciment. Pour les planchers et les fondations on utilise un béton de classe **C25** qui présente les caractéristiques suivantes :

- Une résistance à la compression à 28 jours : **fc₂₈ = 25 MPa (BAEL 99/A2.1,12)**
- La résistance à la traction à 28jours : **Ft₂₈ = 2.1 MPa (Ft₂₈ =0.6+0.06×25=2.1 MPa)**
- Le poids spécifique : **p = 25 KN/m³**
- Coefficient de retrait : **ε = 4 × 10⁻⁶**
- Coefficient de poisson : **v = 0 à l'ELU ; v = 0.2 à l'ELS**
- module d'élasticité instantané : **E_{ij} =11000³√fcj = 32164.2 MPa (BEAL99/A2.1 ;21)**
- module d'élasticité différé : **E_v = 3700³√fcj = 10819 MPa**

I.5. Assemblages :

Les assemblages principaux des systèmes structuraux assurant la stabilité sont :

I.5.1 Le boulonnage :

Le boulonnage et le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur site, pour ce cas nous utiliserons les boulons à haute résistance type **HR 8.8** sa résistance est de 6400 Kg/ cm²

I.5.2 Le soudage :

En charpente soudée les assemblages sont plus rigides, les électrodes ou fil de soudage dont les caractéristiques mécaniques sont au moins équivalentes à celles des nuance d'acier utilisées,

cela a pour effet un encastrement partiel des éléments constructif, les soudages à la flamme oxyacétylénique et le soudage à l'arc électrique sont des moyens de chauffages qui permet d'élever la température de fusion brilles des pièces de métal à assembler.



Chapitre II

EVALUATIONS DES ACTIONS

II.1. Introduction :

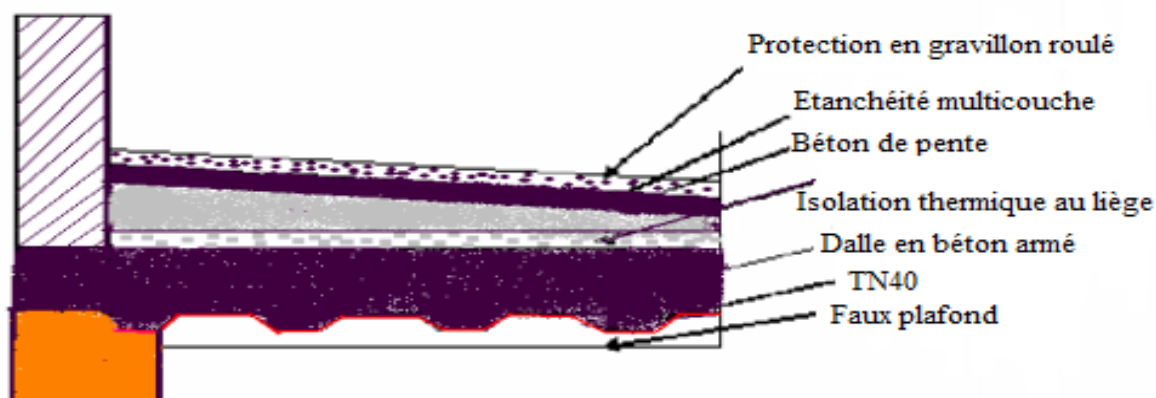
Ce chapitre concerne l'évaluation des charges afin de dimensionner et de vérifier la résistance des éléments et la stabilité de la structure. Les charges sont de deux types, permanentes et variables. Pour cela, il y a des normes qui fixent les valeurs des charges qui sont inscrits dans le règlement technique **DTR B.C2.2** « Charges permanentes et charges d'exploitations ».

II.2. Evaluation des charges permanente et des surcharges d'exploitation :**II.2.1 Action permanentes :**

La charge permanente comprend non seulement le poids propre des éléments structuraux, mais aussi les poids des constituants et équipements tels que : plafond, sol, enduits et revêtements quelconque, conduits de fumée, gaines de ventilation, etc...

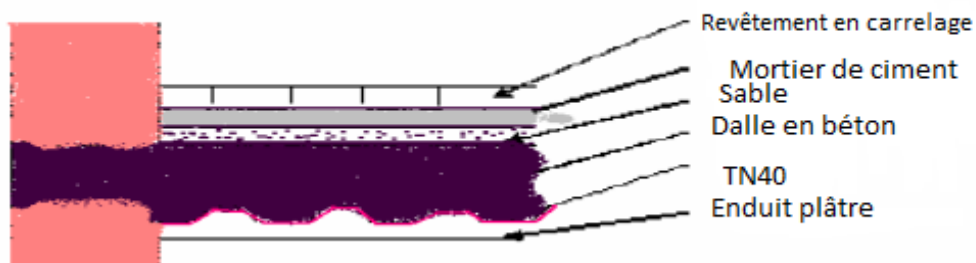
II.2.1.1 Plancher terrasse inaccessible :**Tableau II.1.** Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible.

Type	Charge permanentes
Faux plafond en plaque plâtre (2cm)	10 daN/m ²
Solive en profilé métallique (estimé)	40 daN/m ²
TN40 coffrage perdu	15 daN/m ²
Dalle en B.A (12cm)	$0.12 \times 2500 = 300$ daN/m ²
Isolation thermique du liège (4cm)	$0.04 \times 400 = 16$ daN/m ²
Protection gravier roulée (5cm)	$0.05 \times 1700 = 85$ daN/m ²
Forme de pente en béton maigre(10cm)	$0.1 \times 2200 = 220$ daN/m ²
Etanchéité multicouche (5cm)	$0.05 \times 600 = 30$ daN/m ²
	G = 716 daN/m²

**Figure II.1.** Plancher terrasse inaccessible.

II.2.1.2 Plancher étage courant :**Tableau II.2.** Charges permanentes du plancher étage courant.

Type	Charge permanentes
Faux plafond en plaque plâtre (2cm)	10 daN/m ²
Solive en profilé métallique (estimé)	40 daN/m ²
TN40 coffrage perdu	15 daN/m ²
Dalle en B.A (12cm)	$0.12 \times 2500 = 300$ daN/m ²
Isolation thermique du liège (4cm)	$0.04 \times 400 = 16$ daN/m ²
Revêtement en carrelage (2cm)	$0.02 \times 20 \times 100 = 40$ daN/m ²
Mortier de ciment	$0.02 \times 20 \times 100 = 40$ daN/m ²
Sable	$0.02 \times 1700 = 34$ daN/m ²
Maçonnerie en brique creuses (10cm)	$0.1 \times 900 = 90$ daN/m ²
	G = 585 daN/m²

**Figure II.2.** Plancher étage courant.**II.2.1.3 Cloisons extérieures :**

Les murs extérieurs sont réalisés :

Tableau II.3. Charges permanentes des murs extérieurs.

Type	Charge permanentes
Mortier de ciment (1cm)	$0.01 \times 20 \times 100 = 20$ daN/m ²

Briques creuses (double cloison de 10 cm)	$90 \times 2 = 180 \text{ daN/m}^2$
Enduit intérieurs (en plâtre 1cm)	10 daN/m^2
	$G = 210 \text{ daN/m}^2$

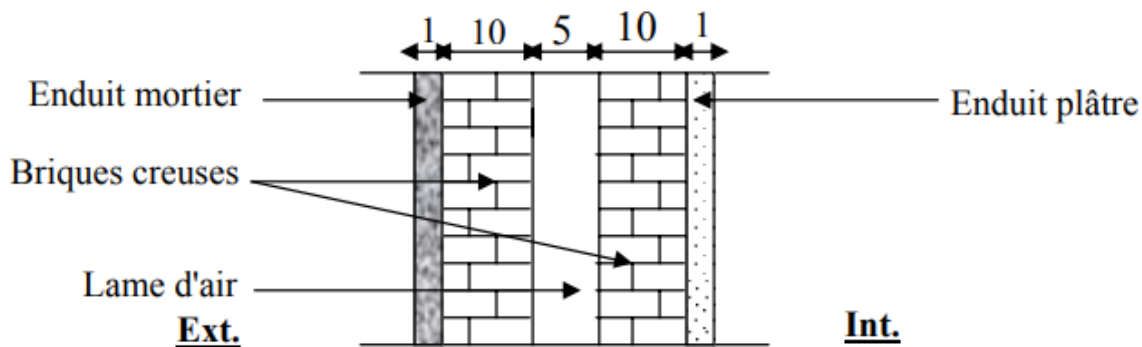


Figure II.3. Cloisons extérieures

II.2.1.4 Murs interieur :

Panneau sandwich LL35 : $G = 10.9 \text{ daN/m}^2$

II.2.1.5 Acroteres:

La charge de l'acroteres est donnée par : $G = \gamma_b \times s$

Avec : γ_b = poids volumique du béton

$\gamma_b = 2500 \text{ daN/m}^3$

s = surface de l'acrotère

$s = (0.02 \times 0.1) / 2 + (0.08 \times 0.1) + (0.1 \times 0.6) = 0.069 \text{ m}^2$

Le poids propre de l'acrotère est :

$p = (0.069 \times 2500) = 172.5 \text{ daN/m}^2$

$G = 172.5 \text{ daN/m}^2$

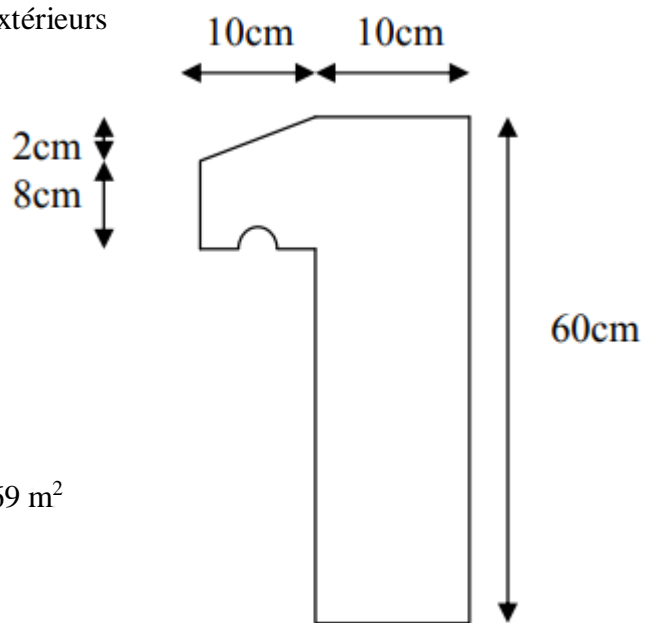


Figure II.4. Acrotère

II.2.1.6 Les escaliers :

➤ **Volée :**

Tableau II.4. Charge permanente de la volée.

Type	Charge permanentes
Tôle striée (5 mm)	45 daN/m^2

Mortier de pose (2cm)	40 daN/m ²
Revêtement carrelage (2cm)	40 daN/m ²
	G= 125 daN/m ²

➤ **Palier :**

Tableau II.5. Charge permanente du palier

Type	Charge permanentes
Tôle TN40	15 daN/m ²
Dalle en béton (12 cm)	300 daN/m ²
Mortier de pose (2cm)	40 daN/m ²
Revêtement carrelage (2cm)	40 daN/m ²
Garde-corps	60 daN/m ²
	G= 455 daN/m ²

II.2.2 Action d'exploitation (Q) :

Les charges d'exploitation sont celles qui tiennent compte de l'usage et la fonction des charges permanents.

Pour cela, il y a des normes qui fixent les valeurs des charges en fonction de la destination de l'ouvrage et qui sont inscrits dans le règlement technique DTR.B.C2.2 (charges permanentes et charges d'exploitations).

Pour un bâtiment à usage commerciale on a :

- Terrasse inaccessible.....100 daN/m²
- Plancher courant350 daN/m²
- Acrotère.....100 daN/m²
- Escalier.....250 daN/m²

II.2.3 Action variable (charge climatique) :

II.2.3.1 Effet de la neige :

L'accumulation de la neige sur les terrasses et les toitures produit une surcharge qu'il faut prendre en compte pour les vérifications des éléments de la structure.

Le règlement RNV 2013 s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à 2000 mètres, notre projet est implanté dans une zone de 566 m d'altitude.

Données du site :

Zone : **D** GHERDAIA RNV 2013 (pas de charge de neige. Dans cette région, une charge représentant l'ensablement des terrasses, sera prise en compte)

Altitude : 493 m

II.2.3.2 Action d'ensablement :

La charge de sable résulte de l'accumulation des grains de sable déposés par le vent sur les terrasses, toitures et autres parties non couvertes des planchers. La zone de GHERDAIA est classée en **zone D**, une charge représentant l'ensablement sera prise en compte.

Toitures plates ou à faibles pentes :

Dans le cas des toitures plates ou à faibles pentes (pentes inférieures à 5%), la charge de sable doit être prise en compte sous forme d'une charge uniformément répartie. **RNV 2013** tableau 5 page 34.

Tableau II.6. Charge de sable dans la zone D

wilaya	Charge uniformément répartie (KN/m ²)
GHERDAIA	0.15

II.2.3.3 Action de la charge sismique :

Vis-à-vis du risque sismique : la ville de **GHERDAIA** est classée par le règlement parasismique Algérien **RPA 2003** comme une zone à sismicité négligeable, notée zone 0. Alors, une justification de structure au séisme n'est pas nécessaire pour ce projet.

II.2.3.4 Effet du vent :

1. Introduction :

La surface terrestre est caractérisée par le mouvement des masses d'air qui résultent des différents niveaux d'absorption de l'énergie solaire, provoquant ainsi différents niveaux de réchauffement et de pression dans l'atmosphère.

Le déplacement de l'air tend à éliminer ces déséquilibres de pression, produisant ainsi ce que l'on appelle le vent.

L'effet du vent sur une construction métallique à faible hauteur est généralement prépondérant, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent dans toutes les directions possibles. Les calculs seront menés conformément au règlement neige et vent **RNV2013**.

Les actions du vent appliquées au parois dépendent de ses caractéristiques et des caractéristiques de la structure tels que :

- La direction.
- L'intensité.

- La région.
- Le site d'implantation de la structure et leur environnement.
- La forme géométrique et les ouvertures (ou de la perméabilité à l'air) de la structure.
- La hauteur de construction.

2. Domaines d'applications :

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

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

3. Principe de calcul :

Le calcul doit être effectué séparément selon chacune des directions perpendiculaires aux parois de la construction (**Figure II.5.**)

Pour raison de symétrie de notre bâtiment, on va étudier une face pour chacune des deux directions du vent.

- La direction **V1** du vent : perpendiculaire à la façade 1
- La direction **V2** du vent : perpendiculaire à la façade 2

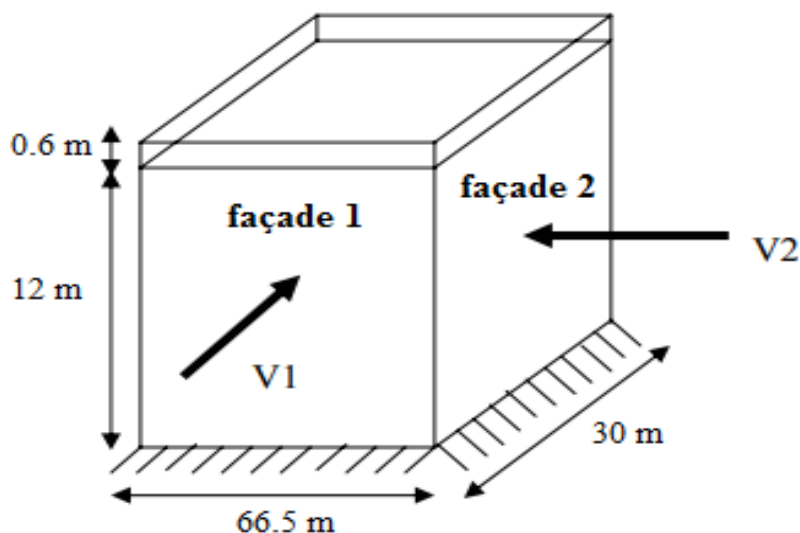


Figure II.5. Les directions du vent

L'effet du vent sera évalué par le calcul de la force résultante F_W qui se décompose en deux forces (voir **Figure II.6.**)

- Une force globale horizontale F_{Wx} (trainée) qui correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction et de la composante horizontale des forces appliquées à la toiture.
- Une force de soulèvement F_{Wz} (portance) qui est la composante verticale des forces appliquées à la toiture.

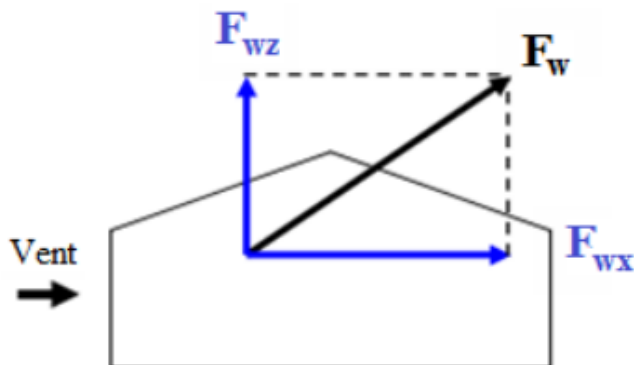


Figure II.6. Force résultante F_W

La force résultante F_W est donnée par la relation suivante :

$$F_W = C_d \sum W_e \times A_{ref} - \sum W_i \times A_{ref} + \sum F_{fr}$$

Dans le cas où $C_d = 1$ (c'est généralement le cas).

$$F_W = \sum (W_e - W_i) \times A_{ref} + \sum F_{fr}$$

$$F_W = \sum W(z) \times A_{ref} + \sum F_{fr}$$

Avec :

W_e (en daN/m²) : pression aérodynamique extérieure du vent qui s'exerce sur un élément de surface considérée.

W_i (en daN/m²) : pression aérodynamique intérieure du vent qui s'exerce sur un élément de surface considérée.

$W(z)$ (en daN/m²) : pression aérodynamique résultante.

A_{ref} (en m²) : l'aire de l'élément de surface considérée.

F_{fr} (en daN) : les forces de frottements (d'entraînement) éventuelles.

C_d : coefficient dynamique (**RNV 2013 §3.0**), traduit l'effet dynamique du vent et peut être pris égale à 1 pour les bâtiments dont la hauteur est inférieure à 15m.

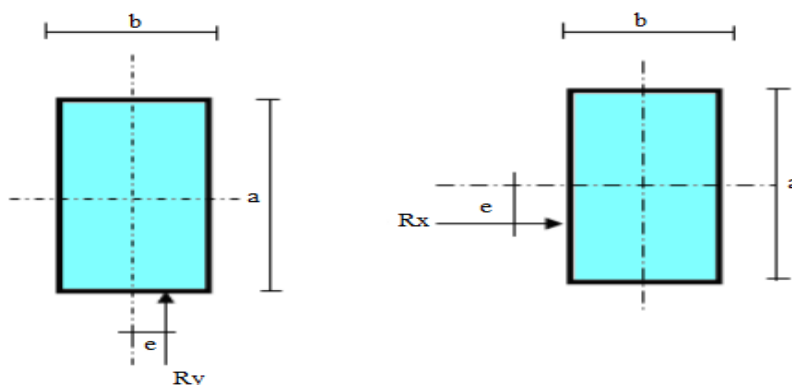
L'excentricité de la force globale horizontale R_x doit être prise égale à :

➤ Vent sur Pignon :

$e = \pm b/10$ où : b (en m) : dimension à la base du maître couple.

➤ Vent sur Long-pan :

$e = \pm a/10$ où : a (en m) : dimension à la base du maître couple.



4. Procédure de calcul :

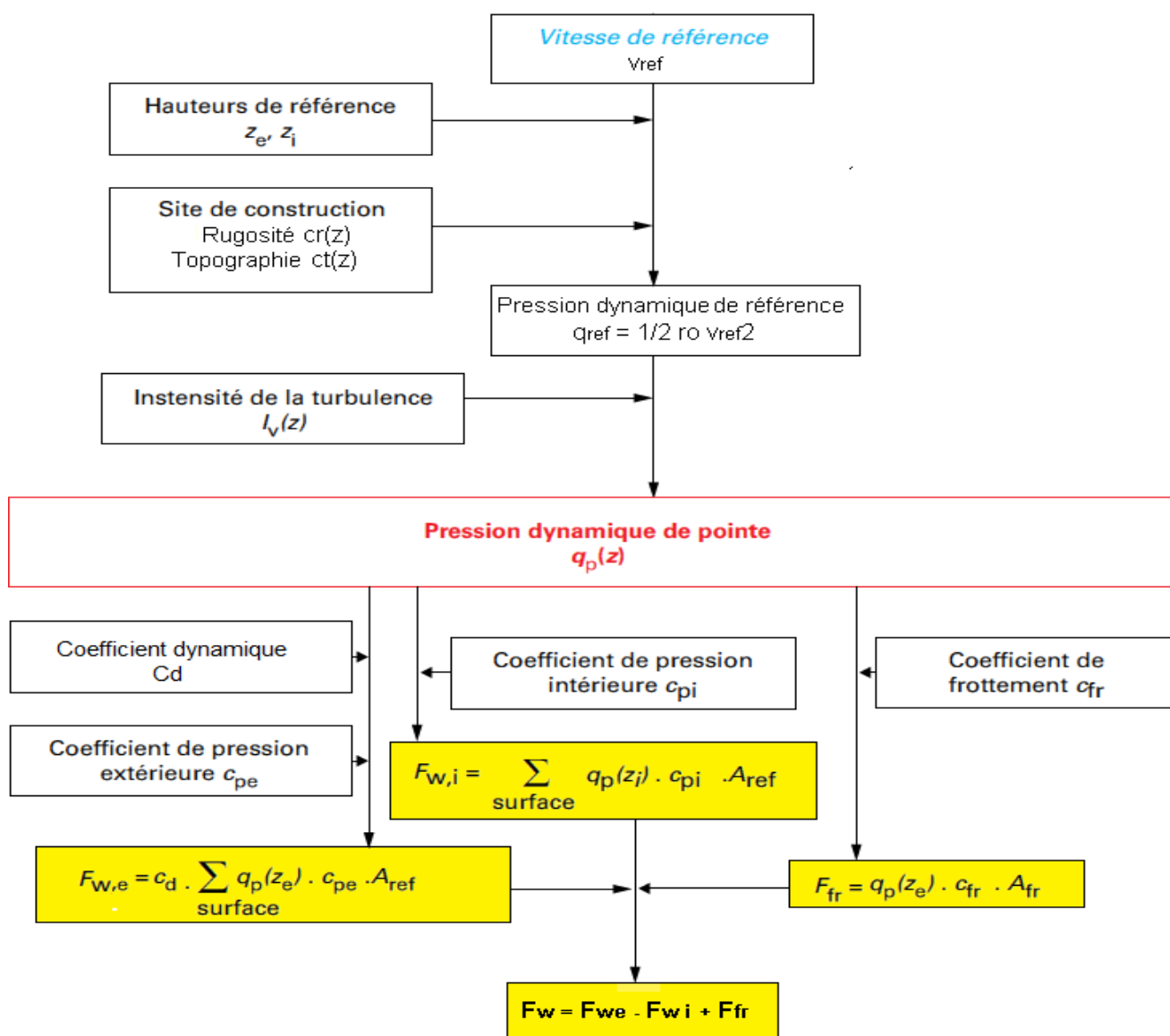
Ce tableau présente un résumé des étapes de calcul des actions du vent. La colonne 3, correspond au paragraphe relatif à chaque paramètre dans le **RNV 2013**.

Tableau II.7. Etapes de calcul des actions dues au vent

paramètre	symbole	renvoi
Pression dynamique de référence.	q_{ref}	§ 2.3.1
Hauteur de référence.	z_e	§2.3.2
Catégorie de terrain et facteurs de site.	-	§2.4.3
Intensité de turbulence I_v .		
Coefficient de topographie.	I_v	§2.4.6
Coefficient de rugosité.	$C_t(z)$	§2.4.5
Coefficient d'exposition.	$C_r(z)$	§2.4.4
Pression dynamique de pointe.	$C_e(z)$	§2.4
	q_p	§2.3
Pression exercée par le vent (par exemple sur les revêtements, bardages, fixations et éléments de construction)		
Coefficient de pression intérieur.	C_{pi}	§5.1
Coefficient de pression extérieur.	C_{pe}	§5.2
Coefficient de pression net.		

Coefficient de force. Pression aérodynamique extérieure. Pression aérodynamique intérieure.	C_{net} C_f $W_e = q_p C_{pe}$ $W_i = q_p C_{pi}$	§5.3 Chap. 4 §2.6.2 §2.6.2
Force exercées par le vent (effets globaux par exemple) Coefficient dynamique. Force exercée par le vent (à partir des coefficients de force) Force exercée par le vent (à partir des coefficients de pression)	C_d F_w F_w	Chap. 3 2.6.1 2.6.2

5. Organigramme des étapes de calcul au vent :



II.2.3.4 Calcul de la pression statique due au vent P_h :

La pression statique due au vent P_h qui s'exerce sur une construction à la hauteur h est donné par la formule suivante :

$$P_h = C_d \times q_p \times (C_{pe} - C_{pi}) \quad [\text{daN} / \text{m}^2]$$

Avec :

- q_p : pression dynamique de pointe.
- C_{pe} : coefficient de pression extérieure.
- C_{pi} : coefficient de pression intérieure.
- C_d : coefficient dynamique.

1. Données relatives au site :

Le site du projet se trouve à **BOUNOURA**, wilaya de **GHARDAIA**.

- Catégorie de terrain **I** $\left\{ \begin{array}{l} K_T = 0.170 \\ Z_0 = 0.01 \text{ m} \\ Z_{min} = 1 \text{ m} \\ \epsilon = 0.44 \end{array} \right\} \rightarrow (\text{RNV 2013 tableau 2.4})$
- Coefficients de topographie : Site plat C_t = 1 → (RNV 2013, § 2.4.5)
- Zone **III** → (RNV 2013, tableau Annexe. I)
- q_{ref} = 500 N/m² → (RNV 2013, tableau 2.2)

2. Détermination du coefficient dynamique C_d :

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

Dans le cas des bâtiments dont la hauteur totale est inférieure à 15 m, la valeur de C_d est C_d = 1 **RNV 2013** (chapitre 3 : coefficient dynamique, article 3-2 valeur simplifiée).

3. Détermination de la pression dynamique de pointe q_p(z_e) :

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

$$q_p(z_e) = q_{ref} \times C_{ex}(z_e) \quad [\text{daN} / \text{m}^2] \quad \text{RNV 2013}$$

Avec :

q_{ref} : la pression dynamique de référence pour les construction permanentes, donnée en fonction de la zone du vent.

$$q_{ref} = 50 \text{ daN} / \text{m}^2$$

→ il est donnée par le tableau suivant**RNV 2013**

Tableau II.8. Valeurs de la pression dynamique de référence.

Zone	q_{ref} (daN/m ²)
I	37.5
II	43.5
III	50.0
IV	57.5

$C_{ex}(z)$: coefficient d'exposition au vent, en fonction de coefficient de rugosité (c_r), et du coefficient de topographie (c_t).

4. Détermination du coefficient d'exposition C_{ex} :

Le coefficient d'exposition au vent $C_{ex}(z)$ 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.

C_{ex} est donné par la formule suivante :

$$C_{ex}(z) = C_t^2(z) \times C_r^2(z) \times [1 + 7 I_v(z)]$$

Avec :

C_r : coefficient de rugosité.

C_t : coefficient de topographie.

$I_v(z)$: l'intensité de turbulence.

Z (en m) : est la hauteur considérée.

La hauteur de référence Z_e :

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

On a :

$h = 12$ m hauteur total de la construction

$b = 66.5$ m longueur total de la construction

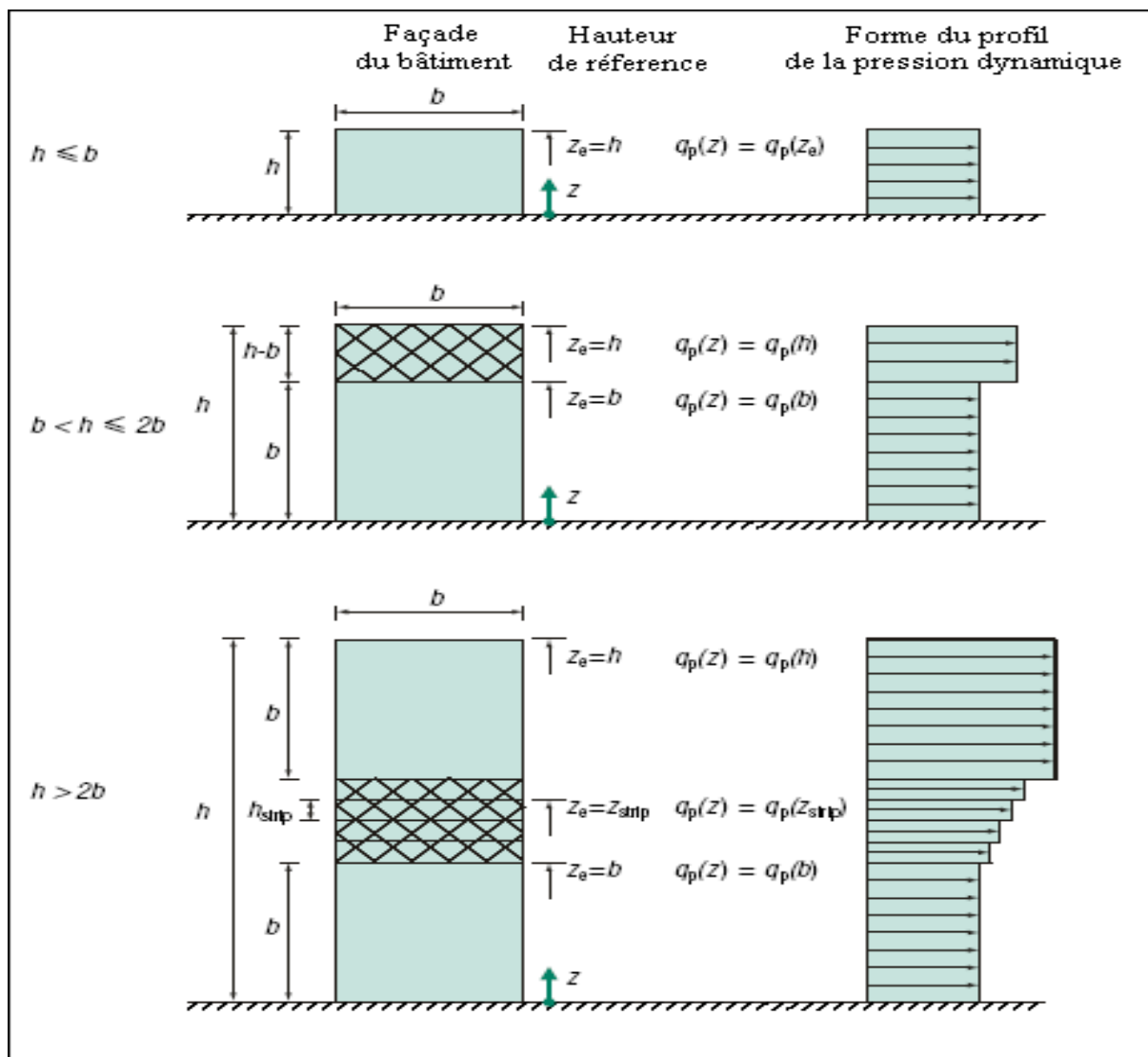


Figure II.7. Hauteur de référence z_e et profil correspondant de la pression dynamique.

Dans notre cas :

$$12 \leq 66.5 \rightarrow h \leq b \dots\dots\dots \text{RNV 2013}$$

$$z_e = h = 12 \text{ m}$$

5. Coefficient de rugosité (C_r) :

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) :

$$\left\{ \begin{array}{l} C_r(Z) = K_t \times \text{Ln} \left(\frac{Z}{Z_0} \right) \text{ POUR } Z_{\min} \leq Z \leq 200\text{m} \\ C_r(Z) = K_t \times \text{Ln} \left(\frac{Z_{\min}}{Z_0} \right) \text{ POUR } Z \leq Z_{\min} \end{array} \right\} \rightarrow \text{RNV 2013}$$

Avec :

K_t : facteur de terrain.

Z_0 (en m) : paramètre de rugosité.

Z_{min} (en m): hauteur minimale

Z (en m) : hauteur considérée.

On a : $Z_0 = 0.01$ m , $Z_{min} = 1$ m , $K_t = 0.170$

→ $Z_{min} = 1$ m < $Z = 12$ m < 200 m

Donc : $C_r = K_t \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)$

$C_r(12\text{ m}) = 0.17 \times \ln\left(\frac{12}{0.01}\right) = 1.21$

6. Coefficient de topographie $C_T(Z)$:

Le coefficient de topographie $C_t(z)$ prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent lorsque celui-ci souffle sur des obstacles tels que les collines, les dénivellations isolées ...etc.

Le site est plat, donc $c_t(z) = 1$**RNV 2013**

7. L'intensité de turbulence :

L'intensité de turbulence est définie comme étant l'écart type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du vent et est donnée par :

$$\left\{ \begin{array}{ll} I_V(Z) = \frac{1}{C_t \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} & \text{POUR } Z > Z_{min} \\ I_V(Z) = \frac{1}{C_t \times \ln\left(\frac{Z_{min}}{Z_0}\right)} & \text{POUR } Z \leq Z_{min} \end{array} \right\} \rightarrow \text{RNV 2013}$$

On a :

$Z_0 = 0.01$ m , $Z_{min} = 1$ m , $C_t(z) = 1$, $Z = 12$ m

→ $Z_{min} = 1$ m < $Z = 12$ m

Donc : $I_V(Z) = \frac{1}{C_t \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)}$

$I_V(12\text{ m}) = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{12}{0.01}\right)} = 0.141$

Donc le coefficient d'exposition est :

$C_{ex}(12\text{ m}) = C_t^2(z) \times C_r^2(z) \times [1 + 7 I_V(z)]$

$C_{ex}(12\text{ m}) = (1)^2 \times (1.21)^2 \times (1 + 7 \times 0.141) = 2.90$

On résume les résultats dans le tableau suivant :

Tableau II.9. Valeurs de q_{ref} , q_p , C_{ex}

Vent sur	Z_e (m)	q_{ref} (daN/m ²)	$I_v(Z)$	$C_r(Z_e)$	$C_e(Z_e)$	$q_{p(Z_e)}$ (daN/m ²)
Mur	12	50	0.141	1.21	2.90	145
Toiture	12	50	0.141	1.21	2.90	145

8. Coefficient de pression extérieur C_{pe} :

Les coefficients de pression extérieur C_{pe} des constructions à base rectangulaire et de leurs éléments constitutifs individuels dépendent de la dimension de la surface chargée A. Ils sont définis pour des surfaces chargées 1 m² et 10 m², auxquelles correspondent les coefficients de pression notés respectivement $C_{pe.1}$ et $C_{pe.10}$. **RNV 2013**

C_{pe} S'obtient à partir des formules suivantes :

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

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

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

Avec :

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

Dans notre cas, les parois verticales de notre bâtiment sont à base rectangulaire.

Tableau II.10. C_{pe} pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire.

Paroi latérale						Paroi au vent		Paroi sous le vent	
A, A'		B, B'		C		D		E	
$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$
-1.0	-1.3	-0.8	-1.0	-0.5		+0.8	1.0	-0.3	

Tableau II.11. Coefficients de pression extérieure des toitures plates.

		zones							
		F		G		H		I	
		$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$
Arêtes vives (sans acrotères)		-1.8	-2.5	-1.2	-2.0	-0.7	-1.2	± 0.2	
Avec acrotères	$h_p/h = 0.025$	-1.6	-2.2	-1.1	-1.8	-0.7	-1.2	± 0.2	
	$h_p/h = 0.05$	-1.4	-2.0	-0.9	-1.6	-0.7	-1.2	± 0.2	
	$h_p/h = 0.10$	-1.2	-1.8	-0.8	-1.4	-0.7	-1.2	± 0.2	
Rives arrondies	$r/h=0.05$	-1.0	-1.5	-1.2	-1.8	-0.4		± 0.2	
	$r/h=0.10$	-0.7	-1.2	-0.8	-1.4	-0.3		± 0.2	
	$r/h=0.20$	-0.5	-0.8	-0.5	-0.8	-0.3		± 0.2	
Brisis mansardés	$\alpha = 30^\circ$	-1.0	-1.5	-1.0	-1.5	-0.3		± 0.2	
	$\alpha = 45^\circ$	-1.2	-1.8	-1.3	-1.9	-0.4		± 0.2	
	$\alpha = 60^\circ$	-1.3	-1.9	-1.3	-1.9	-0.5		± 0.2	

9. Le vent perpendiculaire au long-pan V1:

9.1 Parois verticales :

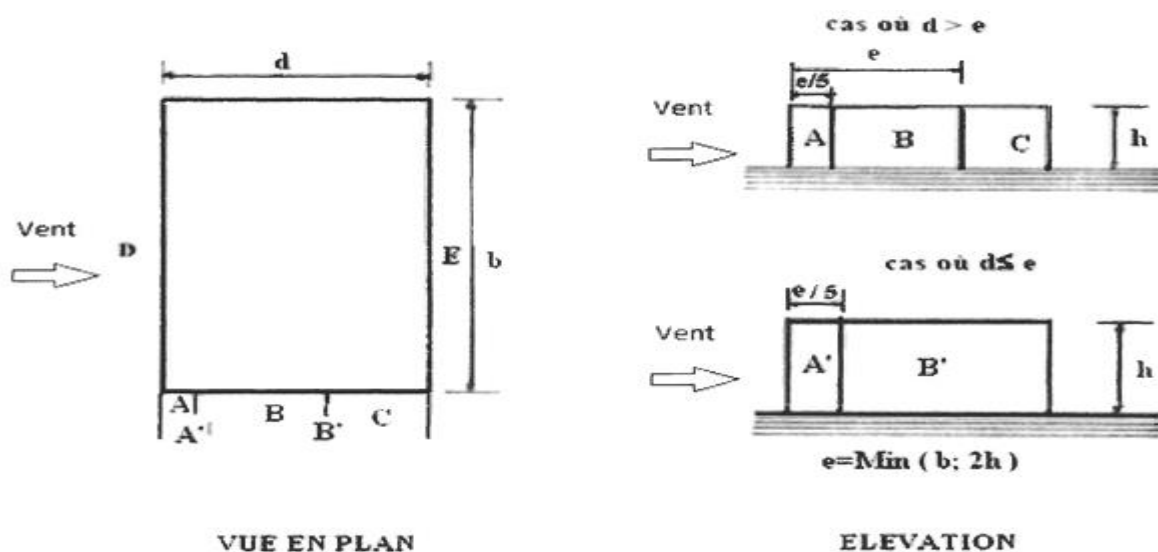


Figure II.8. Légende pour les parois verticales.

Dans notre cas :

b : la dimension perpendiculaire à la direction du vent V1 , b = 66.5 m

d : la dimension parallèle à la direction du vent V1 ; d= 30 m

h : la hauteur du bâtiment. h= 12 m

$e = \min [b ; 2h] = \min [66.5 ; 24] . e = 24 \text{ m}$

$d = 30\text{m} > e = 24 \text{ m}$ On prend donc la découpe trois zones A et B et C respectivement de

largeur : $A = \frac{e}{5}$, $B = e - \frac{e}{5}$, $C = d - e$

$$A = \frac{e}{5} = \frac{24}{5} = 4.8 \text{ m}$$

$$B = e - \frac{e}{5} = 24 - \frac{24}{5} = 19.2 \text{ m}$$

$$C = d - e = 30 - 24 = 6 \text{ m}$$

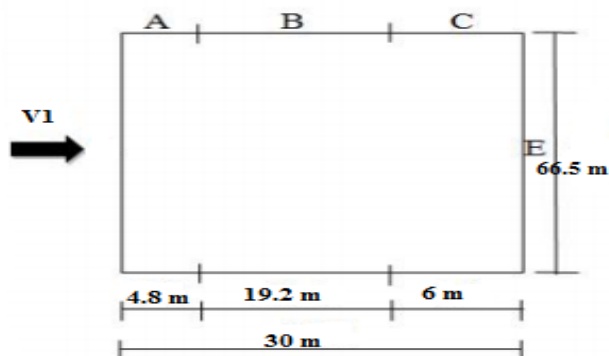


Figure II.9. Vue en plan des zones de pression sur les parois verticales suivant le Long-pan

Calcul des aires des zones A ,B et C

$A = 4.8 \times 12 = 57.6 \text{ m}^2$

$B = 19.2 \times 12 = 230.4 \text{ m}^2$

$C = 6 \times 12 = 72 \text{ m}^2$

$D = E = 66.5 \times 12 = 798 \text{ m}^2$

On remarque que toutes les surfaces sont supérieures à 10 m^2 donc on prend $C_{pe} = C_{pe.10}$

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

Zone	A	B	C	D	E
C_{pe}	-1.0	-0.8	-0.5	0.8	-0.3

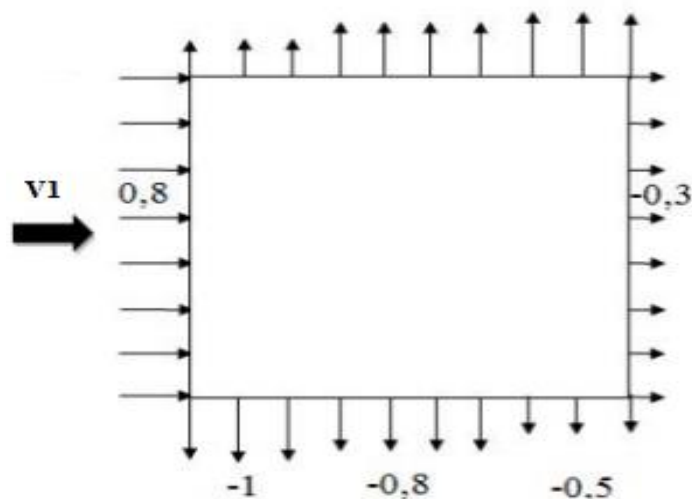


Figure II.10. Les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone des parois verticales suivant le long pan.

9.2 Versants de toiture :

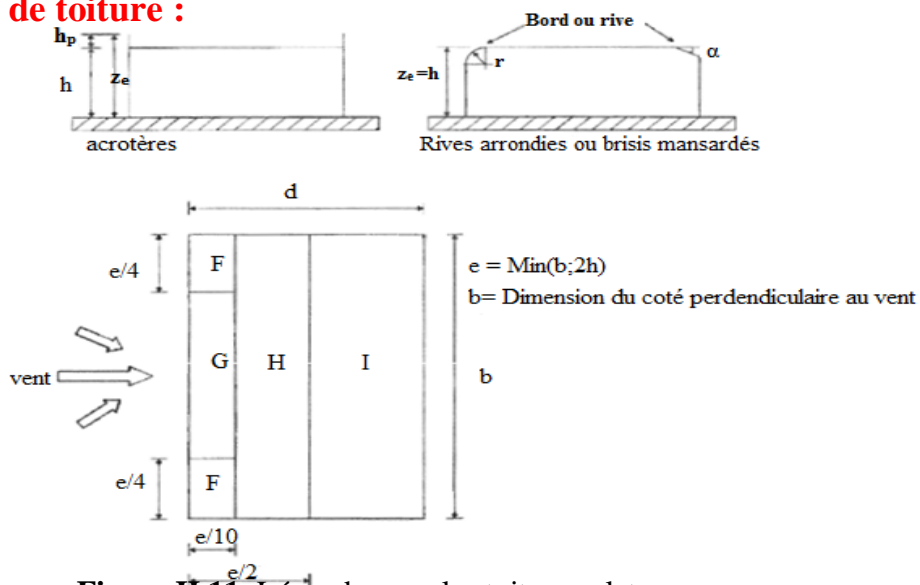


Figure II.11. Légende pour les toitures plates

Dans notre cas :

Nous avons un bâtiment avec toiture plate et acrotère de 0.6 m de hauteur

$$h_p = 0.6 \text{ m}, h = 12 \text{ m}$$

$$h_p / h = 0.6 / 12 = 0.05$$

$$b = 66.5 \text{ m}, d = 30 \text{ m}, h = 12 \text{ m}$$

$$e = \min [b ; 2h] = \min [66.5 ; 24] . e = 24 \text{ m}$$

Calcul des largeurs et longueurs des zones :

- La largeur de la zone **F** $F = \frac{e}{10} = \frac{24}{10} = 2.4 \text{ m}$
- La longueur de la zone **F** $F = \frac{e}{4} = \frac{24}{4} = 6 \text{ m}$
- La largeur de la zone **G** $G = \frac{e}{10} = \frac{24}{10} = 2.4 \text{ m}$
- La longueur de la zone **G** $G = b - 2 \times \left(\frac{e}{4}\right) = 66.5 - 2 \times \left(\frac{24}{4}\right) = 54.5 \text{ m}$
- La largeur de la zone **H** $H = \frac{e}{2} - \frac{e}{10} = \frac{24}{2} - \frac{24}{10} = 9.6 \text{ m}$
- La longueur de la zone **H** $H = b = 66.5 \text{ m}$
- La largeur de la zone **I** $I = b = 66.5 \text{ m}$
- La longueur de la zone **I** $I = d - \frac{e}{2} = 30 - \frac{24}{2} = 24 \text{ m}$

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

$$F = 2.4 \times 6 = 14.4 \text{ m}^2$$

$$G = 2.4 \times 54.5 = 130.8 \text{ m}^2$$

$$H = 9.6 \times 66.5 = 638.4 \text{ m}^2$$

$$I = 24 \times 66.5 = 1596 \text{ m}^2$$

On remarque que toutes les surfaces sont supérieures à 10 m² donc on prend $C_{pe} = C_{pe.10}$

Par interpolation linéaire entre les valeurs $h_p / h = 0.05$ on trouve :

Tableau II.13. Coefficients de pression extérieure des toitures plates avec acrotère $h_p / h = 0.05$

	F	G	H	I
$C_{pe} = C_{pe.10}$	- 1.4	- 0.9	- 0.7	± 0.2

9.3 Coefficient de pression intérieure C_{pi} :

Les coefficients de pressions intérieures sont essentiellement donnés en fonction de la perméabilité des parois.

La perméabilité des parois μ_p a pour expression :

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

Les ouvertures considérées ici sont les orifices de toutes natures débouchant sur l'extérieur et au travers desquelles l'air peut circuler.

La structure dispose de cloisons internes nous allons prendre comme valeur de C_{pi} les deux extremums (les deux bornes). $C_{pi} = +0.8$, $C_{pi} = -0.5$

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

Tableau II.14. Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens de long-pan.

Zone	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	q_h (daN/m ²)	p_h (daN/m ²)
A	-1	+0.8	-1.8	145	-261
		-0.5	-0.5		-72.5
B	-0.8	+0.8	-1.6	145	-232
		-0.5	-0.3		-43.5
C	-0.5	+0.8	-1.3	145	-188.5
		-0.5	0		0
D	+0.8	+0.8	0	145	0
		-0.5	+1.3		188.5
E	-0.3	+0.8	-1.1	145	-159.5
		-0.5	+0.2		29
F	-1.4	+0.8	-2.2	145	-319
		-0.5	-0.9		-130.5
G	-0.9	+0.8	-1.7	145	-246.5
		-0.5	-0.4		-58
H	-0.7	+0.8	-1.5	145	-217.5
		-0.5	-0.2		-29
I	+0.2	+0.8	-0.6	145	-87
	-0.2		-1		-145
	+0.2	-0.5	0.7		101.5
	-0.2		0.3		43.5

10. Vent perpendiculaire au pignon face V2 :

Pour cette direction du vent :

b : la dimension perpendiculaire à la direction du vent V2 , b = 30 m

d : la dimension parallèle à la direction du vent V2 ; d= 66.5 m

h : la hauteur du bâtiment. h= 12 m

e=min [b ;2h] = min [30; 24] . e= 24 m

10.1 Parois verticales :

d = 66.5 m > e =24 m On prend donc la découpe trois zones A et B et C respectivement de

largeur : $A = \frac{e}{5}$, $B = e - \frac{e}{5}$, $C = d - e$

$$A = \frac{e}{5} = \frac{24}{5} = 4.8 \text{ m}$$

$$B = e - \frac{e}{5} = 24 - \frac{24}{5} = 19.2 \text{ m}$$

$$C = d - e = 66.5 - 24 = 42.5 \text{ m}$$

Calcul des aires des zones A ,B et C

$$A = 4.8 \times 12 = 57.6 \text{ m}^2$$

$$B = 19.2 \times 12 = 230.4 \text{ m}^2$$

$$C = 42.5 \times 12 = 510 \text{ m}^2$$

$$D = E = 30 \times 12 = 360 \text{ m}^2$$

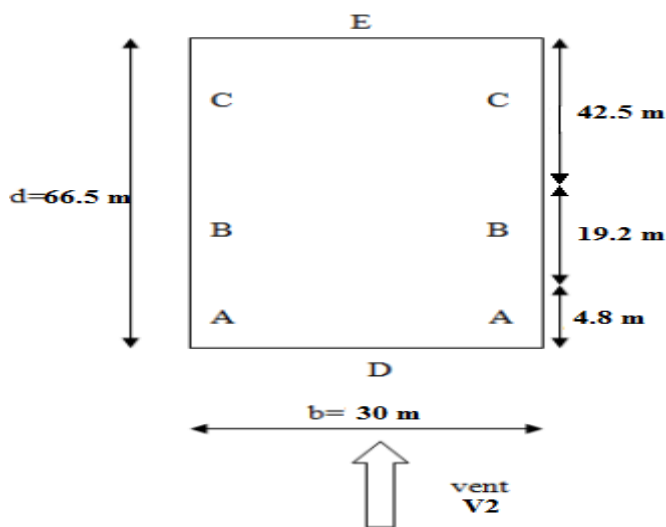


Figure II.12. Vue en plan des zones de pression sur les parois verticales suivant le pignon

On remarque que toutes les surfaces sont supérieur à 10 m² donc on prend $C_{pe} = C_{pe.10}$

Tableau II.15. C_{pe} Pour les zones A , B ,C, D ,E

Zone	A	B	C	D	E
C_{pe}	-1.0	-0.8	-0.5	0.8	-0.3

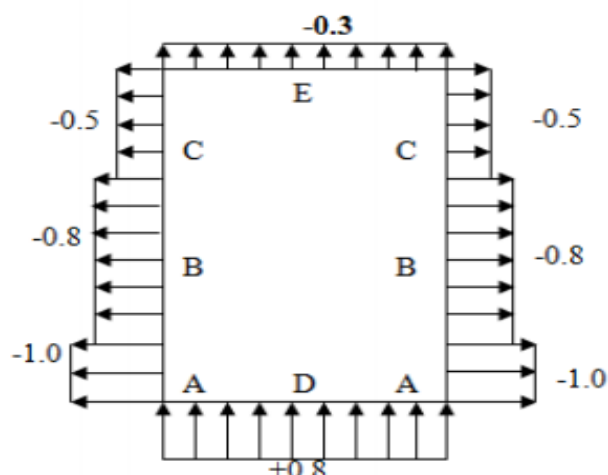


Figure II.13. valeurs des coefficients de pression extérieures C_{pe} sur les parois verticales.

10.2 Versants de toiture :

Dans notre cas :

Nous avons un bâtiment avec toiture plate et acrotère de 0.6 m de hauteur

$h_p = 0.6 \text{ m} , h = 12 \text{ m}$

$h_p / h = 0.6 / 12 = 0.05$

$b = 30 \text{ m} , d = 66.5 \text{ m} , h = 12 \text{ m}$

$e = \min [b ; 2h] = \min [30 ; 24] . e = 24 \text{ m}$

Calcul des largeurs et longueurs des zones :

- La largeur de la zone **F** $= \frac{e}{10} = \frac{24}{10} = 2.4 \text{ m}$
- La longueur de la zone **F** $= \frac{e}{4} = \frac{24}{4} = 6 \text{ m}$
- La largeur de la zone **G** $= \frac{e}{10} = \frac{24}{10} = 2.4 \text{ m}$
- La longueur de la zone **G** $= b - 2 \times \left(\frac{e}{4}\right) = -2 \times \left(\frac{24}{4}\right) = 18 \text{ m}$
- La largeur de la zone **H** $= \frac{e}{2} - \frac{e}{10} = \frac{24}{2} - \frac{24}{10} = 9.6 \text{ m}$
- La longueur de la zone **H** $= b = 30 \text{ m}$
- La largeur de la zone **I** $= b = 30 \text{ m}$
- La longueur de la zone **I** $= d - \frac{e}{2} = 66.5 - \frac{24}{2} = 54.5 \text{ m}$

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

$F = 2.4 \times 6 = 14.4 \text{ m}^2$

$G = 2.4 \times 18 = 43.2 \text{ m}^2$

$H = 9.6 \times 30 = 288 \text{ m}^2$

$I = 30 \times 54.5 = 1635 \text{ m}^2$

On remarque que toutes les surfaces sont supérieures à 10 m² donc on prend $C_{pe} = C_{pe.10}$

Par interpolation linéaire entre les valeurs $h_p / h = 0.05$ on trouve :

Tableau II.16. Coefficients de pression extérieure des toitures plates avec acrotère $h_p / h = 0.05$

	F	G	H	I
$C_{pe} = C_{pe.10}$	- 1.4	- 0.9	- 0.7	± 0.2

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

Tableau II.17. Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens de pignon

Zone	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	q_h (daN/m ²)	p_h (daN/m ²)
A	-1	+0.8	-1.8	145	-261
		-0.5	-0.5		-72.5
B	-0.8	+0.8	-1.6	145	-232
		-0.5	-0.3		-43.5
C	-0.5	+0.8	-1.3	145	-188.5
		-0.5	0		0
D	+0.8	+0.8	0	145	0
		-0.5	+1.3		188.5
E	-0.3	+0.8	-1.1	145	-159.5
		-0.5	+0.2		29
F	-1.4	+0.8	-2.2	145	-319
		-0.5	-0.9		-130.5
G	-0.9	+0.8	-1.7	145	-246.5
		-0.5	-0.4		-58
H	-0.7	+0.8	-1.5	145	-217.5
		-0.5	-0.2		-29
I	+0.2	+0.8	-0.6	145	-87
	-0.2		-1		-145
	+0.2	-0.5	0.7		101.5
	-0.2		0.3		43.5

II.3 Calcul de la force de frottement F_{fr} :

Les effets de frottement du vent sur la surface peuvent être négligés lorsque l'aire total de toutes les surfaces parallèles au vent (ou faiblement inclinée par rapport à la direction du vent) est inférieure ou égale à 4 fois l'aire totale de toutes les surfaces extérieures perpendiculaires au vent (au vent et sous le vent). **RNV 2013**

Condition à vérifier :

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

Sense V1 :

$$d = 30 \text{ m} , b = 66.5 \text{ m} , h = 12 \text{ m}$$

$$2(30 \times 12) = 720 \text{ m}^2 < 4(2 \times 66.5 \times 12) = 6384 \text{ m}^2 \quad (\text{condition vérifiée})$$

Sense V2 :

$$d = 66.5 \text{ m} , b = 30 \text{ m} , h = 12 \text{ m}$$

$$2(66.5 \times 12) = 1596 \text{ m}^2 < 4(2 \times 30 \times 12) = 2880 \text{ m}^2 \quad (\text{condition vérifiée})$$

Les forces de frottement sur les parois peuvent être négligées

II.4 Conclusion

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



Chapitre III

PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

III.1 Introduction :

Le pré- dimensionnement de l'ossature d'un bâtiment a pour but d'établir de façon assez directe les dimensions des éléments structuraux proches des dimensions finales.

On pré-dimensionne chaque élément à partir des conditions suivantes :

- Condition de la flèche pour déterminer le type de profilé adéquat.
- Vérification faite selon la condition de résistance.

III.2 Pré-dimensionnement des solives :

Les solives sont des poutrelles en **IPE** qui travaillent à la flexion simple, leur écartement (la distance entre une solive et l'autre) est déterminé dans l'intervalle suivante :

$$0,7\text{m} \leq L \leq 1,50\text{m}$$

Leur écartement varie de 0.70m à 1.50m, suivant la nature du support de plancher, et la destination des locaux (bureaux ou habitation). On opte pour la longueur entre axes d'une solive **6 m** et un écartement de **e=1 m**.

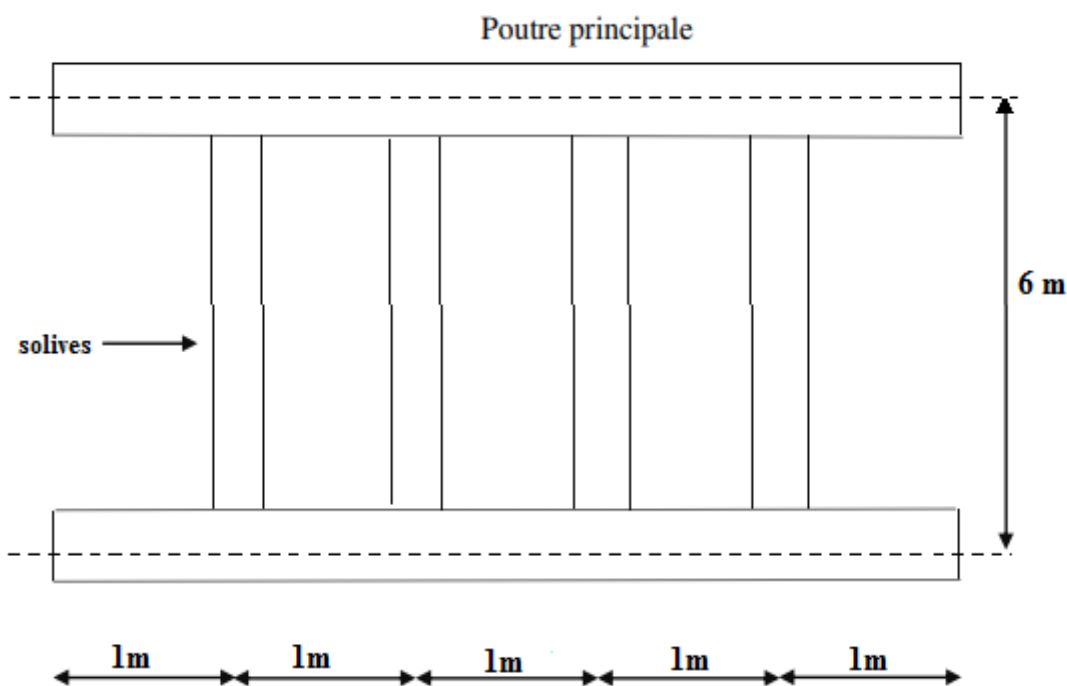


Figure III.1. Présentation schématique des solives.

III.2.1 Pré-dimensionnement des solives plancher terrasse :

La solive est sollicitée par les charges et surcharges suivantes :

Charge permanente du plancher : $G = 7.16 \text{ KN/m}^2$

Surcharges d'exploitations : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

Distance entre l'axe des solives : $e = 1 \text{ m}$

Portée de la solive : $L = 6 \text{ m}$

1 Vérification de la condition de la flèche (ELS) :

Tableau III.1. Valeurs limite des flèches.

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

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI} \leq \delta v_{max} \quad \text{avec} \quad \delta v_{max} = \frac{L}{250} \quad \text{pour planchers en général.}$$

Avec :

$$\delta v_{max} = 600 / 250 = 2.4 \text{ cm}$$

q : la charge non pondérée

$$q = (G + Q) = (7.16 + 1) = 8.16 \text{ KN/m}^2$$

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

$$q = 8.16 \times 1 = 8.16 \text{ KN/ml}$$

Le module d'élasticité $E = 2.1 \times 10^4 \text{ KN/cm}^2$

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

$$I_y \geq \frac{5 \times 8.16 \times 10^{-2} \times 600^3 \times 250}{384 \times 2.1 \times 10^4} = 2732.14 \text{ cm}^4$$

On prend **IPE 220** avec $I_y = 2772 \text{ cm}^4$

Tableau III.2. Caractéristique du profilé **IPE 220**

Solive plancher terrasse: IPE 220						
$G(Kg/m)$	$h(mm)$	$b(mm)$	$d (mm)$	$t_w(mm)$	$t_f (mm)$	$A (cm^2)$
26.2	220	110	177.6	5.9	9.2	33.4
$I_y (cm^4)$	$I_z(cm^4)$	$Wply(cm^3)$	$Wplz(cm^3)$	$i_y (cm)$	$iz(cm)$	$r (mm)$
2772	205	285	58.1	9.11	2.48	12

2 Vérification à la flèche (poids propre inclut) :

Nous allons ajouter le poids propre du profilé choisi : $P = 26.2 \text{ Kg/m} = 0.262 \text{ KN/m}$

$$Q_{ELS} = q + p = 8.16 + 0.262 = 8.422 \text{ KN/m}$$

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

$$\frac{5 \times 8.422 \times 600^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 2772} = 2.4 \text{ cm} = \frac{600}{250} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

3 Vérification de la résistance au cisaillement (effort tranchant) :

$$G = G_{P,\text{terrasse}} + p_{\text{profilé}}$$

$$G = (7.16 + 0.262) \times 1 = 7.422 \text{ KN/m}^2$$

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

$$q_{ELU} = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 (7.422) + 1.5 (1) = 11.51 \text{ KN / m}^2$$

On doit vérifier la condition suivante :

$$V_{sd} < V_{pl,rd}$$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{11.51 \times 6}{2} = 34.53 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times F_y}{\gamma_{m_0} \sqrt{3}}$$

$$A_{vz} = 15.9 \text{ cm}^2 = 1590 \text{ mm}^2$$

$$F_y = 235 \text{ MPa} \quad \gamma_{m_0} = 1.1$$

$$V_{pl,rd} = \frac{1590 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1 \times \sqrt{3}} \approx 196.1 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 34.53 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 196.1 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

4 Vérification de la condition de résistance (moment fléchissant) :

On doit vérifier la condition suivante :

$$M_{sd} < M_{pl,rd}$$

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{11.51 \times 6^2}{8} = 51.795 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{F_y \times W_{pl,y}}{\gamma_{m_0}} = \frac{235 \times 285}{1.1} = 60.88 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 51.795 \text{ KN.m} < M_{pl,rd} = 60.88 \text{ KN.m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Le profilé **IPE 220** répond à toutes les conditions de **CCM97** concernant la vérification de résistance et la vérification de la flèche.

III.2.2 Pré-dimensionnement des solives plancher étage courant :

La solive est sollicitée par les charges et surcharges suivantes :

Charge permanente du plancher : $G = 5.85 \text{ KN/m}^2$

Surcharges d'exploitations : $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

Distance entre l'axe des solives : $e = 1 \text{ m}$

Portée de la solive : $L = 6 \text{ m}$

1 Vérification de la condition de la flèche (ELS) :

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI} \leq \delta v_{max} \quad \text{avec} \quad \delta v_{max} = \frac{L}{250} \quad \text{pour planchers en général.}$$

Avec :

$$\delta v_{max} = 600 / 250 = 2.4 \text{ cm}$$

q : la charge non pondérée

$$q = (G + Q) = (5.85 + 3.5) = 9.35 \text{ KN/m}^2$$

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

$$q = 9.35 \times 1 = 9.35 \text{ KN/ml}$$

Le module d'élasticité $E = 2.1 \times 10^4 \text{ KN/cm}^2$

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

$$I_y \geq \frac{5 \times 9.35 \times 600^3 \times 250}{384 \times 2.1 \times 10^6} = 3130 \text{ cm}^4$$

On prend **IPE 240** avec $I_y = 3892 \text{ cm}^4$

Tableau III.3. Caractéristique du profilé IPE 240

Solive plancher étage courant: IPE 240						
$G(\text{Kg/m})$	$h(\text{mm})$	$b(\text{mm})$	$d(\text{mm})$	$t_w(\text{mm})$	$t_f(\text{mm})$	$A(\text{cm}^2)$
30.7	240	120	190.4	6.2	9.8	39.1
$I_y(\text{cm}^4)$	$I_z(\text{cm}^4)$	$Wply(\text{cm}^3)$	$Wplz(\text{cm}^3)$	$i_y(\text{cm})$	$i_z(\text{cm})$	$r(\text{mm})$
3892	284	367	73.9	9.97	2.69	15

2 Vérification à la flèche (poids propre inclut) :

Nous allons ajouter le poids propre du profilé choisi : $P = 30.7 \text{ Kg/m} = 0.307 \text{ KN/m}$

$$Q_{ELS} = q + p = 9.35 + 0.307 = 9.66 \text{ KN/m}$$

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

$$\frac{5 \times 9.66 \times 600^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 3892} = 1.99 \text{ cm} < \frac{600}{250} = 2.4 \text{ cm} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

3 Vérification de résistance au cisaillement (effort tranchant) :

$$G = G_{\text{étage courant}} + p_{\text{profilé}}$$

$$G = (5.85 + 0.307) \times 1 = 6.15 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{ELU} = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 (6.15) + 1.5 (3.5) = 13.55 \text{ KN / m}^2$$

On doit vérifier la condition suivante :

$$V_{sd} < V_{pl,rd}$$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{13.55 \times 6}{2} = 40.65 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times F_y}{\gamma_{m_0} \sqrt{3}}$$

$$A_v = 19.1 \text{ cm}^2 = 1910 \text{ mm}^2$$

$$F_y = 235 \text{ MPa} \quad \gamma_{m_0} = 1.1$$

$$V_{pl,rd} = \frac{1910 \times 235}{1.1 \times \sqrt{3}} \approx 235.5 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 40.65 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 235.5 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

4 Vérification de la condition de résistance (moment fléchissant) :

On doit vérifier la condition suivante :

$$M_{sd} < M_{pl,rd}$$

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{13.55 \times 6^2}{8} = 60.66 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{F_y \times W_{pl,y}}{\gamma_{m_0}} = \frac{235 \times 298}{1.1} = 63.66 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 60.66 \text{ KN.m} < M_{pl,rd} = 63.66 \text{ KN.m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Le profilé **IPE 240** répond à toutes les conditions de **CCM97** concernant la vérification de résistance et la vérification de la flèche.

III.3 Pré-dimensionnement des poutres :

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

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

III.3.1 Poutre principale plancher terrasse :

A / Calcul des charges :

Tableau III.4. Chargement poutre principale (plancher terrasse)

Chargement	Chargement linière
Chargement permanent G Poids propre du plancher : $G = 7.16 \text{ KN/m}^2$ Solive : $G_{\text{solive}} = 0.262 \text{ KN/ml}$	$G_T = 7.16 \times 6 = 43 \text{ KN/ml}$ $G_{\text{solive}} = (0.262 \times 6) / 1 = 1.5 \text{ KN/ml}$
G = 44.5 KN/ml	
Charge d'exploitation Q Charge d'exploitations $Q = 1 \text{ KN/m}^2$ Charge de sable $q_{\text{sable}} = 0.15 \text{ KN/m}^2$	$Q = (1 + 0.15) \times 6 = 6.9 \text{ KN/ml}$
Q + q_{sable} = 6.9 KN/ml	

	combinaisons	Valeurs (KN/ml)
Pondérée ELU	$1.35G + 1.5Q$	$1.35 \times 44.5 + 1.5 \times 6.9 = 70.42$
Non pondérée ELS	$G + Q$	$44.5 + 7 = 51.4$

B / vérification de la condition de la flèche (ELS) :

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$f_{\text{max}} = \frac{5ql^4}{384EI} \leq \delta v_{\text{max}} \quad \text{avec} \quad \delta v_{\text{max}} = \frac{L}{250} \quad \text{pour planchers en général.}$$

Avec :

$$L = 6 \text{ m} = 600 \text{ cm}$$

$$\delta v_{\text{max}} = 600 / 250 = 2.4 \text{ cm}$$

le calcul se fait à ELS pour cela on prend les charges non pondérées

$$q = (G + Q) = 51.4 \text{ KN/ml}$$

Le module d'élasticité $E = 2.1 \times 10^4 \text{ KN/cm}^2$

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

$$I_y \geq \frac{5 \times 51.4 \times 600^3 \times 250}{384 \times 2.1 \times 10^6} = 17209 \text{ cm}^4$$

On prend avec **IPE 500 $I_y = 48200 \text{ cm}^4$**

Tableau III.5. Caractéristique du profilé IPE 500

IPE 500						
$G(Kg/m)$	$h(mm)$	$b(mm)$	$d (mm)$	$t_w(mm)$	$t_f (mm)$	$A (cm^2)$
90.7	500	200	426	10.2	16	116
$I_y (cm^4)$	$I_z(cm^4)$	$Wply(cm^3)$	$Wplz(cm^3)$	$i_y (cm)$	$iz(cm)$	$r (mm)$
48200	2142	2194	336	20.4	4.31	21

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

$$\frac{5 \times 51.4 \times 600^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 23130} = 1.78 \text{ cm} < \frac{600}{250} = 2.4 \text{ cm} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

C / vérification de résistance au cisaillement (effort tranchant) :

Nous allons ajouter le poids propre du profilé choisi : $P_p = 0.907 \text{ KN/m}$

La charge sera : $q = q_{ELU} + 1.35 \times P_p \rightarrow q = 70.42 + 1.35 \times 0.907 = 71.6 \text{ KN/m}$

On doit vérifier la condition suivante :

$$V_{sd} < V_{pl,rd}$$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{71.6 \times 6}{2} = 214.8 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times F_y}{\gamma_{m_0} \sqrt{3}}$$

$$A_v = 59.9 \text{ cm}^2 = 5990 \text{ mm}^2$$

$$F_y = 235 \text{ MPa} \quad \gamma_{m_0} = 1.1$$

$$V_{pl,rd} = \frac{5990 \times 235}{1.1 \times \sqrt{3}} \approx 738 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 214.8 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 738 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

D / vérification de la condition de résistance (moment fléchissant) :

On doit vérifier la condition suivante :

$$M_{sd} < M_{pl,rd}$$

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{71.6 \times 6^2}{8} = 322.2 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{F_y \times W_{ply}}{\gamma_{m_0}} = \frac{235 \times 2194}{1.1} = 468 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 322.2 \text{ KN.m} < M_{pl,rd} = 468 \text{ KN.m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Le profilé **IPE 500** répond à toutes les conditions de **CCM97** concernant la vérification de résistance et la vérification de la flèche.

III.3.2 Poutre principale plancher étage courant :

A / Calcul des charges :

Tableau III.6. Chargement poutre principale (plancher étage courant)

Chargement	Chargement linière
Chargement permanent G	$G_T = 5.85 \times 6 = 35.1 \text{ KN/ml}$
Poids propre du plancher : $G = 5.85 \text{ KN/m}^2$	$G_{solive} = (0.307 \times 6) = 1.8 \text{ KN/ml}$
Solive : $G_{solive} = 0.307 \text{ KN/ml}$	
G = 37 KN/ml	
Charge d'exploitation $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$	$Q = 3.5 \times 6 = 21 \text{ KN/ml}$
Q = 21 KN/ml	

	combinaisons	Valeurs (KN/ml)
Pondérée ELU	$1.35G + 1.5Q$	$1.35 \times 37 + 1.5 \times 21 = 81.45$
Non pondérée ELS	$G + Q$	$37 + 21 = 58$

B / vérification de la condition de la flèche (ELS) :

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI} \leq \delta v_{max} \quad \text{avec} \quad \delta v_{max} = \frac{L}{250} \quad \text{pour planchers en général.}$$

Avec :

$L = 6 \text{ m} = 600 \text{ cm}$ (longueur de la poutre la plus longue)

$$\delta v_{max} = 600 / 250 = 2.4 \text{ cm}$$

Le calcul se fait à ELS pour cela on prend les charges non pondérées

$$q = (G + Q) = 139.45 \text{ KN/ml}$$

Le module d'élasticité $E = 2.1 \times 10^4 \text{ KN/cm}^2$

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

$$I_y \geq \frac{5 \times 139.45 \times 600^3 \times 250}{384 \times 2.1 \times 10^6} = 46690 \text{ cm}^4$$

On prend avec **IPE 550** $I_y = 67120 \text{ cm}^4$

Tableau III.7. Caractéristique du profilé **IPE 550**

IPE 550						
<i>G(Kg/m)</i>	<i>h(mm)</i>	<i>b(mm)</i>	<i>d (mm)</i>	<i>t_w(mm)</i>	<i>t_f (mm)</i>	<i>A (cm²)</i>
106	550	210	467.6	11.1	17.2	134
<i>I_y (cm⁴)</i>	<i>I_z(cm⁴)</i>	<i>W_{ply}(cm³)</i>	<i>W_{plz}(cm³)</i>	<i>i_y (cm)</i>	<i>i_z(cm)</i>	<i>r (mm)</i>
67120	2668	2787	401	22.4	4.45	24

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

$$\frac{5 \times 139.45 \times 600^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 67120} = 1.66 \text{ cm} < \frac{600}{250} = 2.4 \text{ cm} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

C / vérification de résistance au cisaillement (effort tranchant) :

Nous allons ajouter le poids propre du profilé choisi : $P_p = 1.06 \text{ KN/m}$

La charge sera : $q = q_{\text{ELU}} + 1.35 \times P_p \rightarrow q = 81.45 + 1.35 \times 1.06 = 83 \text{ KN/m}$

On doit vérifier la condition suivante :

$$V_{sd} < V_{pl,rd}$$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{83 \times 6}{2} = 249 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times F_y}{\gamma_{m_0} \sqrt{3}}$$

$$A_v = 72.3 \text{ cm}^2 = 7230 \text{ mm}^2$$

$$F_y = 235 \text{ MPa} \quad \gamma_{m_0} = 1.1$$

$$V_{pl,rd} = \frac{7230 \times 235}{1.1 \times \sqrt{3}} \approx 891 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 249 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 891 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

D / vérification de la condition de résistance (moment fléchissant) :

On doit vérifier la condition suivante :

$$M_{sd} < M_{pl,rd}$$

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{83 \times 6^2}{8} = 373.5 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{F_y \times W_{pl,y}}{\gamma_{m_0}} = \frac{235 \times 2787}{1.1} = 595 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 373.5 \text{ KN.m} < M_{pl,rd} = 595 \text{ KN.m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Le profilé **IPE 550** répond à toutes les conditions de **CCM97** concernant la vérification de résistance et la vérification de la flèche.

III.4 Pré-dimensionnement des poutres de rives:

On appelle poutre de rives celle qui forment la périphérie d'un plancher (le cadre le plus extérieur) sur une structure à piliers porteurs, y compris pour une charpente ou une terrasse.

La poutre de rive est sollicitée par les charges et surcharges suivantes :

Charge permanente du plancher : $G = 5.85 \text{ KN/m}^2$

Surcharges d'exploitations : $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

Portée de la poutre de rive : $L = 6 \text{ m}$

1 Vérification de la condition de la flèche (ELS) :

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI} \leq \delta v_{max} \quad \text{avec} \quad \delta v_{max} = \frac{L}{250} \quad \text{pour planchers en général.}$$

Avec :

$$\delta v_{max} = 600 / 250 = 2.4 \text{ cm}$$

q : la charge non pondérée

$$q = (G + Q) = (5.85 + 3.5) = 9.35 \text{ KN/m}^2$$

Le calcul se fait à ELS pour cela on prend les charges non pondérées, la charge sur la poutre de rive

$$q = 9.35 \times 1 = 9.35 \text{ KN/ml}$$

Le module d'élasticité $E = 2.1 \times 10^4 \text{ KN/cm}^2$

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

$$I_y \geq \frac{5 \times 9.35 \times 600^3 \times 250}{384 \times 2.1 \times 10^6} = 3130 \text{ cm}^4$$

On prend **HEA 200** avec $I_y = 3692 \text{ cm}^4$

Tableau III.8. Caractéristique du profilé **HEA 200**

Sablière : HEA 200						
$G(Kg/m)$	$h(mm)$	$b(mm)$	$d(mm)$	$t_w(mm)$	$t_f(mm)$	$A(cm^2)$
42.3	190	200	134	6.5	10	53.8
$I_y(cm^4)$	$I_z(cm^4)$	$Wply(cm^3)$	$Wplz(cm^3)$	$i_y(cm)$	$i_z(cm)$	$r(mm)$
3692	1336	429.5	203.8	8.28	4.98	18

2 Vérification à la flèche (poids propre inclut) :

Nous allons ajouter le poids propre du profilé choisi : $P = 42.3 \text{ Kg/m} = 0.423 \text{ KN/m}$

$$Q_{ELS} = q + p = 9.35 + 0.423 = 9.773 \text{ KN/m}$$

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

$$\frac{5 \times 9.773 \times 600^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 3692} = 2.1 \text{ cm} < \frac{600}{250} = 2.4 \text{ cm} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

3 Vérification de résistance au cisaillement (effort tranchant) :

G = Gétage courant + profilé

$$G = (5.85 + 0.423) \times 1 = 6.273 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{ELU} = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 (6.273) + 1.5 (3.5) = 13.71 \text{ KN / m}^2$$

On doit vérifier la condition suivante :

$$V_{sd} < V_{pl,rd}$$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{13.71 \times 6}{2} = 41.13 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times F_y}{\gamma_{m_0} \sqrt{3}}$$

$$A_v = 18.08 \text{ cm}^2 = 1808 \text{ mm}^2$$

$$F_y = 235 \text{ MPa} \quad \gamma_{m_0} = 1.1$$

$$V_{pl,rd} = \frac{1808 \times 235}{1.1 \times \sqrt{3}} \approx 223 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 41.13 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 223 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

4 Vérification de la condition de résistance (moment fléchissant) :

On doit vérifier la condition suivante :

$$M_{sd} < M_{pl,rd}$$

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{13.71 \times 6^2}{8} = 61.695 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{F_y \times W_{pl,y}}{\gamma_{m_0}} = \frac{235 \times 429.5}{1.1} = 91.75 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 61.695 \text{ KN.m} < M_{pl,rd} = 91.75 \text{ KN.m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Le profilé **HEA 200** répond à toutes les conditions de **CCM97** concernant la vérification de résistance et la vérification de la flèche.

III.5 Pré-dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont des éléments de construction destinés à transmettre sur le sol les charges verticales et horizontales appliquées sur le bâtiment, souvent les poteaux subissent en même temps une compression et une flexion c'est le cas des poteaux faisant partie des portiques transversaux qui constituent l'ossature des constructions courantes. Généralement, les sections des poteaux sont des **HEA** ou **HEB** car ils ont une inertie importante dans les deux sens, de plus ils sont pratiques pour les assemblages.

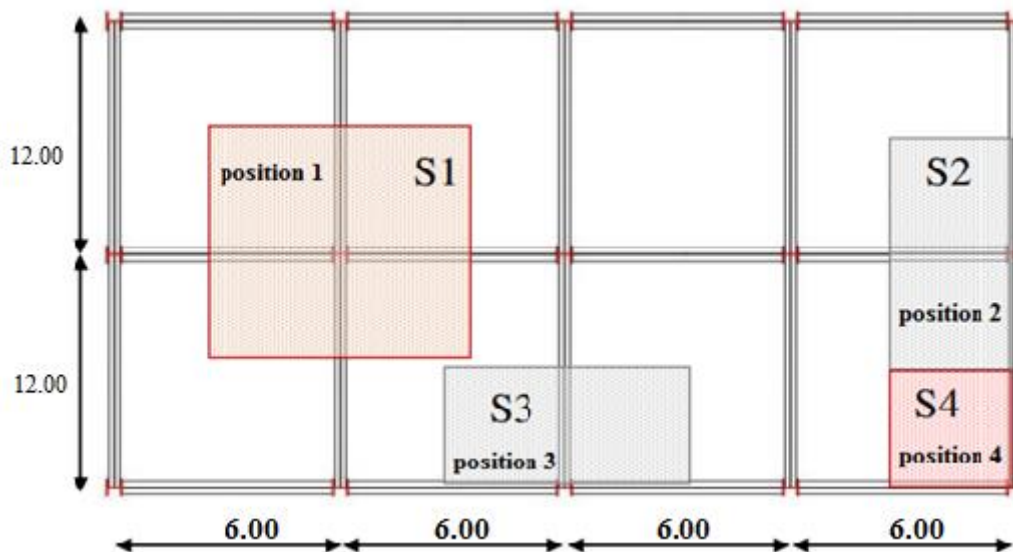


Figure III.2. Disposition des poteaux

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

$$S = 12 \times 6 = 72 \text{ m}^2$$

D'après les règles empiriques pour un poteau en profilé laminé on a : $L_f = L$

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} \leq 25 \quad \rightarrow \quad i_y \geq \frac{l_f}{25} \quad \rightarrow \quad i_y \geq \frac{510 \times 0.5}{25} \quad \rightarrow \quad \mathbf{i_y = 10.2 \text{ cm}}$$

On prend **HEA 400** avec : $\mathbf{i_y = 16.84 \text{ cm}}$

1 Vérification du poteau :

A / vérification des charges :

Plancher terrasse

La surface: $S = 12 \times 6 = 72 \text{ m}^2$

Poids des solives : $G_s = P_s \times l \times n$

$$G_s = 0.262 \times 6 = 1.572 \text{ KN}$$

Poids des poutres principales : $G_{pp} = P_{pp} \times l \times n$

$$G_{pp} = 0.907 \times 12 \times 1 = 10.88 \text{ KN}$$

Poids des poutres de rives : $G_{pr} = P_{ps} \times l \times n$

$$G_{pr} = 0.423 \times 6 = 2.538 \text{ KN}$$

Poids propre du poteau : $G_{pot} = 1.25 \times 5.1 = 6.376 \text{ KN}$

Poids du plancher terrasse : $G_t = 7.16 \times 72 = 515.52 \text{ KN}$

Charge du sable : $S = 0,15 \times 72 = 10.8 \text{ KN}$

Charge d'exploitation terrasse : $Q = 1 \times 72 = 72 \text{ KN}$

Donc : $N_t = 1.35 (G_s + G_{pp} + G_t + G_{pot} + G_{pr}) + 1.5 (Q + S)$

$$N_t = 1.35 (1.572 + 10.88 + 2.538 + 6.376 + 515.52) + 1.5 (10.8 + 72)$$

$$N_t = 849 \text{ KN}$$

Plancher étage courant

La surface: $S = 12 \times 6 = 72 \text{ m}^2$

Poids des solives : $G_s = P_s \times l \times n$

$$G_s = 0.307 \times 6 = 1.842 \text{ KN}$$

Poids des poutres principales : $G_{pp} = P_{pp} \times l \times n$

$$G_{pp} = 1.06 \times 12 \times 1 = 12.72 \text{ KN}$$

Poids des poutres de rives : $G_{pr} = P_{pr} \times l \times n$

$$G_{pr} = 0.423 \times 6 = 2.538 \text{ KN}$$

Poids propre du poteau : $G_{pot} = 1.25 \times 5.1 = 6.376 \text{ KN}$

Poids de l'étage courant : $G_t = 5.85 \times 72 = 421.2 \text{ KN}$

Charge d'exploitation étage courant : $Q = 3.5 \times 72 = 252 \text{ KN}$

Donc : $N_c = 1.35 (G_s + G_{pp} + G_t + G_{pot} + G_{pr}) + 1.5 (Q + S)$

$$N_c = 1.35 (1.842 + 12.72 + 0.423 + 6.376 + 421.2) + 1.5 (252)$$

$$N_c = 976 \text{ KN}$$

B / Calcul de Nsd :

$$N_{sd} = N_t + 2 N_c = 849 + 2 \times 976 = 2801 \text{ KN}$$

C / vérification de l'élément au flambement :

$$N_{sd} < N_{b,rd}$$

Une section de classe 1 doit être vérifiée à la sécurité sous l'effet du déversement.

Dans notre cas : $M_y = M_z = 0$, la vérification de l'élément au flambement en flexion doit être satisfaite.

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

$$N_{b,rd} = \chi_{\min} \times \beta_A \times \frac{A \times F_y}{\gamma_{m1}}$$

Où :

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

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

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

$$A = 15900 \text{ mm}^2$$

$\gamma_{m1} = 1.1$ est le coefficient partiel de sécurité du matériau pour la résistance au flambement.

Le facteur de réduction pour le flambement, χ est calculé en fonction de l'élancement réduit λ du Poteau. χ est le minimum de χ_y et χ_z où χ_y et χ_z sont les facteurs de réduction pour les axes **y-y** et **z-z** respectivement. χ Peut être déterminé directement des tableaux de **KSI** (voir annexe) en fonction de l'élancement réduit λ .

$\lambda_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta}$ Est l'élanement réduit adimensionnel.

$\lambda = \frac{l}{i}$ Est l'élanement du poteau

L est la longueur de flambement du poteau

i est le rayon de giration autour de l'axe fort

$\lambda_1 = \pi \left(\frac{E}{f_y} \right)^{0.5} = 93.9 \varepsilon = 93.9$ Est l'élanement Eulérien

D / Calcul du facteur de réduction, χ_z :

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z}$$

$$i_z = 73.4 \text{ mm}$$

$$L_f = 5100 \times 0.5 = 2550 \text{ mm}$$

$\lambda_z = \frac{2550}{73.4} = 35$ Est l'élanement du poteau autour de l'axe z-z

$$\lambda_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta} = \frac{35}{93.9} \times \sqrt{1} = 0.37$$

Courbe de flambement :

$$\frac{h}{b} = \frac{390}{300} = 1.3 > 1.2$$

Axe de flambement z-z \rightarrow courbe de flambement **b**

Pour $\lambda = 0.37 \rightarrow \chi_z = \mathbf{0.9378}$ (tableau annexe)

D / Calcul du facteur de réduction, χ_y :

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y}$$

$$i_y = 168.4 \text{ mm}$$

$$L_f = 5100 \times 0.5 = 2550 \text{ mm}$$

$\lambda_y = \frac{2550}{168.4} = 15$ Est l'élanement du poteau autour de l'axe y-y

$$\lambda_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta} = \frac{15}{93.9} \times \sqrt{1} = 0.16$$

Courbe de flambement :

$$\frac{h}{b} = \frac{390}{300} = 1.3 > 1.2$$

Axe de flambement y-y \rightarrow courbe de flambement **a**

Pour $\lambda = 0.16 \rightarrow \chi_y = \mathbf{1}$ (tableau annexe)

Donc : $\chi = \chi_z = 0.9378$

Calcul de la résistance de l'élément au flambement:

$$N_{b,rd} = \chi_{\min} \times \beta_A \times \frac{A \times F_y}{\gamma_{m1}} = 0.9378 \times 1 \times \frac{15900 \times 235}{1.1 \times 10^3} = 3185.5 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 2801 \text{ KN} < N_{b,rd} = 3185.5 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

La résistance nominale au flambement de l'élément est supérieure à la charge appliquée le poteau est donc vérifié au flambement.

III.6 Conclusion :

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

Tableau III.9. Résultats du pré-dimensionnement

Eléments		Profilé adopté
solives	Plancher terrasse	IPE 220
	Plancher étage courant	IPE 240
Poutres principale	Plancher terrasse	IPE 500
	Plancher étage courant	IPE 550
Poutres de rives	Plancher terrasse	HEA 200
	Plancher étage courant	HEA 200
poteaux		HEA 400



Chapitre IV

**ETUDE DU
PLANCHER
MIXTE**

IV.1 Introduction

La dalle mixte est composée d'une tôle profilée en acier sur laquelle on coule une dalle en béton comportant dans la majorité des cas un léger treillis d'armature destiné à limiter la fissuration du béton due au retrait et aux effets de température.

La tôle profilée sert de plate-forme de travail lors du montage, de coffrage pour le béton et d'armature inférieure pour la dalle après durcissement du béton. La dalle constitue un plancher mixte lorsqu'elle est reliée à la poutraison au biais de connecteurs qui s'opposent au glissement mutuel. Cette dernière sert aussi de contreventement horizontal pour assurer la stabilité de la structure.

Vu les charges que doivent supporter ces dalles nous devons effectuer des calculs pour la réalisation et la vérification de la résistance de cette dernière.

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

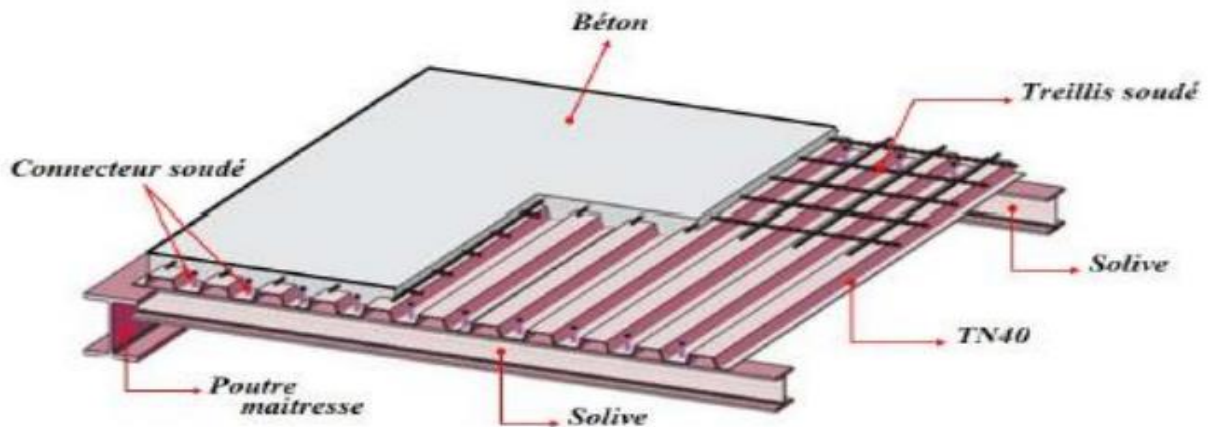


Figure IV.1. Eléments constructifs d'un plancher mixte.

IV.2 Caractéristique de la tôle profilée TN 40:

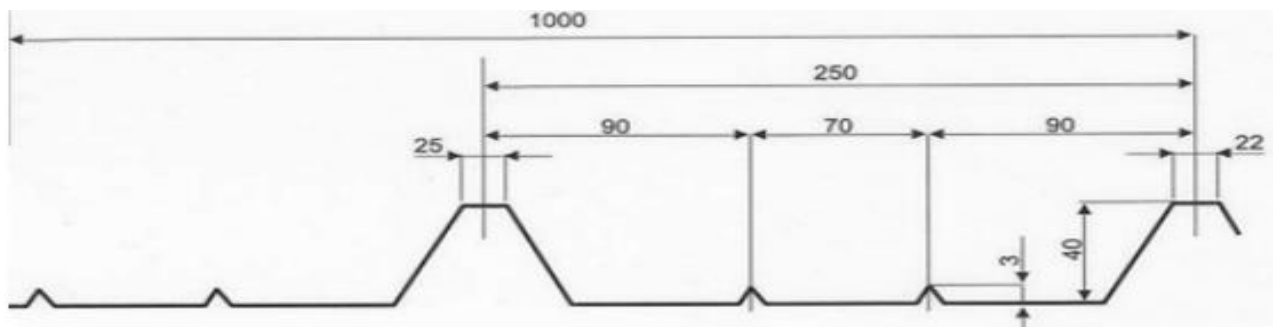


Figure : Dimensions de la TN40

Tableau IV.1. Caractéristiques du bac d'acier TN 40

Hauteur des nervures (mm)	Nombre des nervures par bac (mm)	Espacement des nervures (mm)	Largeur outils du bac (mm)	Epaisseur de tôle (mm)	Poids (KN/m ²)
40	5	250	720	1	0,15

IV.3 Étude des solives :

IV.3.1 Au stade de montage :

A. Évaluation des charges :

Tableau IV.2. Charge reprise par la dalle

chargement		Charge linéique sur le plancher terrasse
G_B béton du plancher	$G_B = 2500 \text{ daN/m}^2$	$G_B = 2500 \times 0.12 \times 1 = 300 \text{ daN/ml}$
G_P de la tôle TN40 (S250)	$G_P = 15 \text{ daN/m}^2$	$G_P = 15 \times 1 = 15 \text{ daN/ml}$
G_s solive	$G_s = 26.2 \text{ daN/m}^2$	$G_s = 26.2 \times 6 = 157 \text{ daN/ml}$
$G_T = 472 \text{ daN/ml}$		
Charge d'exploitation	$Q = 100 \text{ daN/m}^2$	$Q = 100 \times 1 = 100 \text{ daN/ml}$
$Q_T = 100 \text{ daN/ml}$		

Combinaison de charge

ELU : $1.35 G + 1.5Q = 1.35 \times 472 + 1.5 \times 100 = 787 \text{ daN /ml}$

ELS : $G + Q = 472 + 100 = 572 \text{ daN/ml}$

B. Vérifications à la résistance (ELU) :

a) Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier la condition suivante :

$$V_{sd} < V_{pl,rd}$$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{787 \times 6}{2} = 2361 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times F_y}{\gamma_{m_0} \sqrt{3}}$$

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

$$A_v = 33.4 \times 10^2 - [(2 \times 110 \times 9.2) + (5.9 + 2 \times 12) \times 9.2] = 10.4092 \text{ cm}^2$$

$$F_y = 235 \text{ MPa} \quad \gamma_{m_0} = 1.1$$

$$V_{pl,rd} = \frac{10.4092 \times 2350}{1.1 \times \sqrt{3}} \approx 129839 \text{ daN}$$

$V_{sd} = 2361 \text{ daN} < V_{pl,rd} = 129839 \text{ daN}$ **Condition vérifiée**

b) Vérification de la condition de résistance (moment fléchissant)

On doit vérifier la condition suivante :

$$M_{sd} < M_{pl,rd}$$

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{787 \times 6^2}{8} = 3541.5 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{F_y \times W_{pl,y}}{\gamma_{m0}} = \frac{235 \times 285}{1.1} = 6088 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 3541.5 \text{ daN.m} < M_{pl,rd} = 6088 \text{ daN.m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Vérification à l'ELS :

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

$$\frac{5 \times 5.72 \times 600^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 2772} = 1.65 \text{ cm} < \frac{600}{250} = 2.4 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

L'IPE 220 est vérifiée au stade de montage.

IV.3.2 Au stade finale :

Pour obtenir l'effet mixte souhaité, c'est-à-dire une collaboration parfaite entre l'acier et le béton, il faut que la liaison entre la poutre et la dalle soit réalisée de façon à transmettre les efforts rasants et à limiter les glissements qui se développent à l'interface.

Dans les bâtiments, la connexion des poutres mixtes est assurée par des goujons soudés sur l'aile supérieure des poutres et solives métalliques du plancher.

IV.3.2.1 Plancher étage courant :

Pour le plancher terrasse l'épaisseur de la dalle est de 12 cm et le profilé **IPE 240**

A. Evaluation des charges :

Tableau IV.3. Evaluation des charges.

Charge permanente	
Faux plafond en plaque plâtre (2cm)	10 daN/m ²
Solive en profilé métallique	30.7 daN/m
TN40 coffrage perdu	15 daN/m ²
Dalle en B.A (12cm)	0.12×2500= 300 daN/m ²
Isolation thermique du liège (4cm)	0.04× 400 = 16 daN/m ²
Revêtement en carrelage (2cm)	0.02×20×100= 40 daN/m ²
Mortier de ciment	0.02×20×100= 40 daN/m ²
Sable	0.02×1700= 34 daN/m ²
Maçonnerie en brique creuses (10cm)	0.1×900 = 90 daN/m ²
$G_T = 575.7 \text{ daN/ml}$	
Charge d'exploitation	$Q = 350 \text{ daN/ml}$
$Q_T = 350 \text{ daN/ml}$	

B. Combinaison de charge

$$\text{ELU : } 1.35 G + 1.5Q = 1.35 \times 575.7 + 1.5 \times 350 = 1302.2 \text{ daN /ml}$$

$$\text{ELS : } G + Q = 575.7 + 350 = 925.7 \text{ daN/ml}$$

C. Caractéristique de la dalle mixte :

1) Calcul de la largeur participante de la dalle en béton (b_{eff})

$$b_{eff} = \min\left(\frac{2L_0}{8}; e\right)$$

Avec :

$L_0=L = 6 \text{ m}$: la longueur de la solive

e : entres axes des solives ; $e = 1 \text{ m}$

$$b_{eff} = \min\left(\frac{2 \times 6}{8}; 1\right) = \min(1.5; 1) = 1 \text{ m}$$

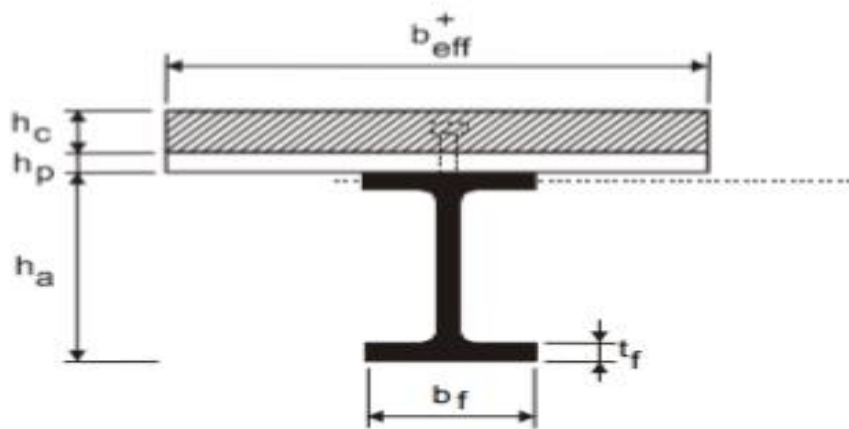


Figure IV.2. La largeur participante de la dalle en béton (b_{eff})

2) Calcul de la section équivalente acier-béton :

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

Avec :

A : section de l'IPE 240 = 39.1 cm^2

B : section de la dalle en béton = $12 \times 100 = 1200 \text{ cm}^2$

n : coefficient d'équivalence : $n=15$

$$s = 39.1 + \frac{1200}{15} = 119.1 \text{ cm}^2$$

D. Vérification à l'ELU

1) Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier la condition suivante :

$$V_{sd} < V_{pl,rd}$$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{1302.2 \times 6}{2} = 3906.6 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times F_y}{\gamma_{m_0} \sqrt{3}}$$

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

$$A_v = 39.1 \times 10^2 - [(2 \times 120 \times 9.8) + (6.2 + 2 \times 15) \times 9.8] = 352.6 \text{ mm}^2$$

$$F_y = 235 \text{ MPa} \quad \gamma_{m_0} = 1.1$$

$$V_{pl,rd} = \frac{352.6 \times 235}{1.1 \times \sqrt{3}} \approx 43500 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 3906.6 \text{ daN} < V_{pl,rd} = 43500 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

2) Vérification de la condition de résistance (moment fléchissant)

On doit vérifier la condition suivante :

$$M_{sd} < M_{pl,rd}$$

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{1302.2 \times 6^2}{8} = 5860 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{F_y \times W_{pl,y}}{\gamma_{m_0}} = \frac{235 \times 367}{1.1} = 78404.5 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 5860 \text{ daN.m} < M_{pl,rd} = 78404.5 \text{ daN.m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

E. Calcul de la distance de l'axe neutre plastique (Z)

➤ Résistance de la section d'acier :

$$F_a = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_{M_0}} = 39.1 \times \frac{2350}{1.1} = 83531 \text{ daN}$$

➤ Résistance de la section du béton :

$$F_b = b_{eff} \times h_c \left(0.85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \right)$$

Avec :

$$h_c = h - h_p = 120 - 40 = 80 \text{ mm}$$

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$F_b = 100 \times 8 \left(0.85 \times \frac{250}{1.5} \right) = 113333 \text{ daN}$$

$F_b > F_a$ donc l'axe neutre se situe dans la dalle en béton.

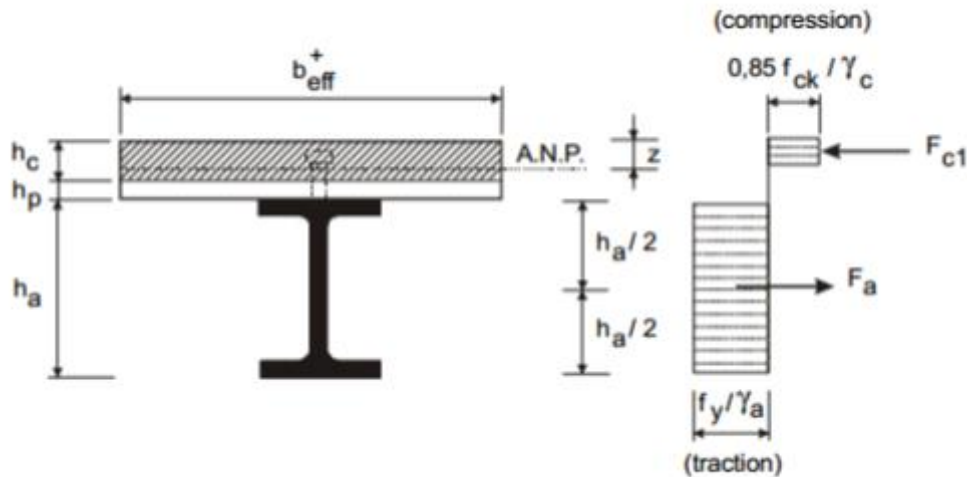


Figure IV.3. Distribution plastique des contraintes avec axe neutre dans la dalle (flexion positive)

F. Calcul de la position de l'axe neutre

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

$$Z = \frac{83531}{100 \times 0.85 \times \frac{250}{1.5}} = 5.8 \text{ cm} = 58 \text{ mm} \leq h_c = 200 \text{ mm}$$

G. Vérification du moment de résistance plastique :

Dans le cas d'une flexion positive avec un axe neutre dans la dalle Le moment de résistance plastique est donné par la formule suivante :

$$M_{pl.Rd} = F_a \left(\frac{h_a}{2} + h_p + h_c - \frac{z}{2} \right) = 83531 \left(\frac{0.24}{2} + 0.04 + 0.08 - \frac{0.058}{2} \right) = 17625 \text{ daN.m}$$

M_{sd} = 5860 daN.m < M_{pl.Rd} = 17625 daN.m **Condition vérifiée**

H. Vérification à l'ELS :

1) Vérification de la flèche :

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

Avec :

L = la portée de la solive

I_h = le moment d'inertie homogénéisé (de la section mixte par rapport à l'axe neutre élastique)

E = module d'élasticité de l'acier.

I_a = inertie propre de l'IPE 240 I_y = 3892 × 10⁴ mm⁴

A_a = 39.1 × 10² mm²

$$H_a = 240 \text{ mm}$$

$$h_c = 80 \text{ mm}$$

$$b_{eff} = 1000 \text{ mm}$$

➤ **L'aire de la section homogénéisée :**

$$A_h = A_a + \frac{b_{eff} \times h_c}{n} = 3910 + \frac{1000 \times 80}{13.77} = 9719.7 \text{ mm}^2$$

$$A_h \left(\frac{h_a}{2} + h_p \right) = 9719.7 \times (120 + 40) = 1555152 \text{ mm}^2$$

$$\frac{b_{eff} \times h_c^2}{2n} = \frac{1000 \times 80^2}{2(13.77)} = 232389 \text{ mm}^2$$

$$A_h \left(\frac{h_a}{2} + h_p \right) = 1555152 \text{ mm}^2 > \frac{b_{eff} \times h_c^2}{2n} = 232389 \text{ mm}^2$$

Donc, l'axe neutre élastique se situe dans le béton à une distance Z_e de la face supérieure de la dalle.

$$Z_e = \frac{A_a \left(\frac{h_a}{2} + h_p + h_c \right) + \frac{b_{eff} \times h_c^2}{A_h \times 2n}}{9719.7 \left(\frac{240}{2} + 40 + 80 \right) + \frac{1000 \times 80^2}{9719.7 \times 2 \times 13.77}}$$

$$Z_e = 121 \text{ mm}$$

➤ **Le moment d'inertie homogénéisée :**

$$I_h = \left[I_A + A_a \left(\frac{h_a}{2} + h_p + h_c - Z_e \right)^2 \right] + \left[\frac{b_{eff} \times h_c}{n} \times \left(\frac{h_c^2}{12} + \left(Z_e - \frac{h_c}{2} \right)^2 \right) \right]$$

$$I_h = \left[3892 \times 10^4 + 3910 \left(\frac{240}{2} + 40 + 80 - 121 \right)^2 \right] + \left[\frac{1000 \times 80}{13.77} \times \left(\frac{80^2}{12} + \left(121 - \frac{80}{2} \right)^2 \right) \right]$$

$$I_h = 93051.07 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

On a :

$$f_{max} = \frac{5q_s l^4}{384EI} = \frac{5 \times 9.257 \times 600^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 93051.07} = 0.079 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{600}{250} = 2.4 \text{ cm}$$

$$f_{max} = 0.079 \text{ cm} < f_{adm} = 2.4 \text{ cm}$$

Condition vérifiée

IV.3.2.2 Plancher terrasse :

Pour le plancher terrasse l'épaisseur de la dalle est de 12 cm et le profilé **IPE 220**

A. Evaluation des charges :

Tableau IV.4. Evaluation des charges.

Charge permanente	
Faux plafond en plaque plâtre (2cm)	10 daN/m ²
Solive en profilé métallique	26.2 daN/m

TN40 coffrage perdu	15 daN/m ²
Dalle en B.A (12cm)	0.12×2500= 300 daN/m ²
Isolation thermique du liège (4cm)	0.04× 400 = 16 daN/m ²
Protection gravier roulée (5cm)	0.05×1700=85 daN/m ²
Forme de pente en béton maigre (10cm)	0.1×2200= 220 daN/m ²
Etanchéité multicouche (5cm)	0.05 ×600= 30 daN/m ²
GT = 702.2 daN/ml	
Charge d'exploitation	Q = 100 daN/ml
sable	S = 15 daN/ml

B. Combinaison de charge

ELU:

$$1.35 G + 1.5 S + 1.5 \times 0.67 Q = 1.35 \times 702.2 + 1.5 \times 15 + 1.5 \times 0.67 \times 100 = 1070.97 \text{ daN /ml}$$

ELS:

$$G + S + 0.67 Q = 702.2 + 15 + 0.67 \times 100 = 784.2 \text{ daN/ml}$$

C. Vérification à l'ELU

1) Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier la condition suivante :

$$V_{sd} < V_{pl,rd}$$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{1070.97 \times 6}{2} = 3212.91 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times F_y}{\gamma_{m_0} \sqrt{3}}$$

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

$$A_v = 33.4 \times 10^2 - [(2 \times 110 \times 9.2) + (5.9 + 2 \times 12) \times 9.2] = 1040.92 \text{ mm}^2$$

$$F_y = 235 \text{ MPa} \quad \gamma_{m_0} = 1.1$$

$$V_{pl,rd} = \frac{1040.92 \times 235}{1.1 \times \sqrt{3}} \approx 128390 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 3212.91 \text{ daN} < V_{pl,rd} = 128390 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

2) Vérification de la condition de résistance (moment fléchissant)

On doit vérifier la condition suivante :

$$M_{sd} < M_{pl,rd}$$

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{1070.97 \times 6^2}{8} = 4819.36 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{F_y \times W_{pl,y}}{\gamma_{m_0}} = \frac{235 \times 285}{1.1} = 60886.36 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 4819.36 \text{ daN.m} < M_{pl,rd} = 60886.36 \text{ daN.m}$$

Condition vérifiée

D. Vérification à l'ELS :**1) Vérification de la flèche :**

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

$$f_{max} = \frac{5q_s l^4}{384EI} = \frac{5 \times 7.842 \times 600^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 93051.07} = 0.067 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{600}{250} = 2.4 \text{ cm}$$

$$f_{max} = 0.067 \text{ cm} < f_{adm} = 2.4 \text{ cm}$$

Condition vérifiée

E. Vérification des fissures du béton :

La tôle nervurée dans les planchers mixtes joue le rôle d'armatures tendues et sur laquelle est coulée une couche de béton ferrailée d'un treillis soudé. Une armature minimale disposée sur appui est suffisante lorsque la dalle mixte est dimensionnée comme une série de poutres simplement appuyée.

Cette armature minimale est donnée par :

$$\rho = \frac{A_c}{b \times h_c} \geq 0.2\% \quad \rightarrow A_s = 0.002 \times 1000 \times 80 = 160 \text{ mm}^2 = 1.6 \text{ cm}^2$$

Le choix du treillis soudé ($\Phi 6$, maille de TLS 150×150 mm, $A_s = 283 \text{ mm}^2$) est fiable.

IV.4 Calcul de la connexion acier-béton :

Les connecteurs sont des éléments qui assurent la liaison entre la dalle de béton et l'acier.

En d'autres termes, ils sont destinés pour résister au glissement de la dalle en limitant les déplacements relatifs de l'acier et du béton à une valeur suffisamment faible.

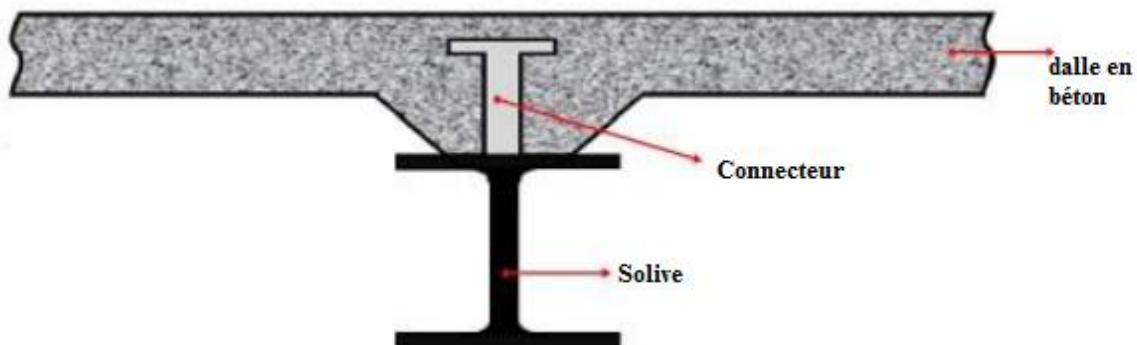


Figure IV.4. La position d'un connecteur.

A. Choix des dimensions des connecteurs suivant Eurocode 4 :

On choisit des connecteurs de diamètre tel que ne doit pas être inférieur à $1.25 d$ et la hauteur moyenne ne doit pas être inférieur à $0.20 d$, ni la hauteur minimale inférieure à $0.15 d$

Il convient de choisir des goujons soudés tels que la tête de goujon soit d'un diamètre (D) d'au moins $1,5d$ et d'une hauteur (ht) d'au moins $0,4d$ et de hauteur totale ($H \geq 4d$), où d : est le diamètre du fût du goujon ($d \geq 16\text{mm}$).

On utilise des goujons en acier de diamètre $d = 22 \text{ mm}$. Et de hauteur totale " $H = 90 \text{ mm}$ ". Dont l'acier a une résistance ultime en traction spécifiée de $f_u = 360 \text{ MPa}$

On adopte alors comme connecteurs des goujons à têtes ductiles de :

$$D = 1.5 \times d = 33 \text{ mm}$$

$$d = 22 \text{ mm}$$

$$H > 4d \quad H > 4 \times 22 = 88 \text{ mm} \text{ soit } H = 90 \text{ mm}$$

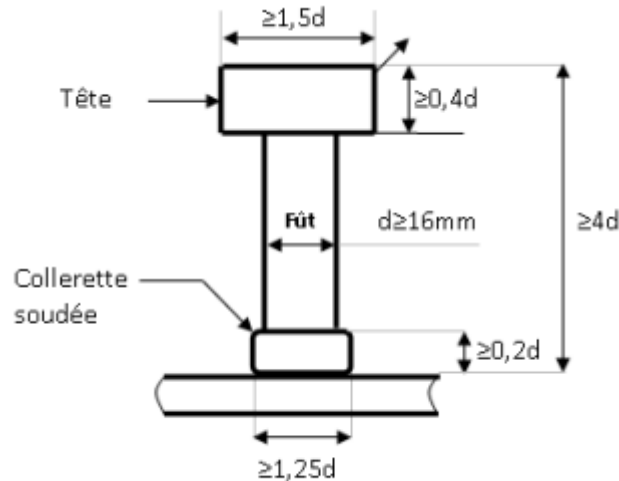


Figure IV.5. Dimensions minimales des goujons

B. Calcul du nombre de connecteurs n:

Le nombre de connecteur doit être égal au moins à l'effort de cisaillement de calcul déterminé (Section 6.2 EC4), divisé par la résistance de calcul d'un connecteur P_{rd} (section 6.3 ou 6.5EC4):

$$N \geq \frac{V_1}{P_{rd}}$$

Avec :

V_1 : L'effort total de cisaillement longitudinal de calcul.

P_{rd} : La résistance de calcul d'un connecteur.

C. Calcul de l'effort de cisaillement longitudinal :

$$V_1 = F_{cf} \quad (\text{EC4 formule 6.6})$$

$$F_{cf} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} \\ \frac{0.85 \times h_c \times f_{ck}}{\gamma_b} + \frac{A_{se} \times f_{sk}}{\gamma_s} \end{array} \right.$$

A_a : aire de l'élément structural IPE220 = 33.4 cm^2

h_c : section efficace de béton : $b_{eff} \times t = 1000 \text{ cm}^2$

$A_{se} = 0$ L'aire de toute armature longitudinale comprimée

f_y : 235 MPa (S235)

γ_a : coefficient de sécurité pour l'acier soit 1.1

γ_b : coefficient de sécurité pour le béton soit 1.5

γ_s : coefficient de sécurité pour le ferrailage soit 1.15

F_{ck} : résistance caractéristique à la compression du béton (25MPa)

$$F_{cf} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{33.4 \times 2350}{1.1} = 71354 \text{ daN} \\ \frac{0.85 \times 8 \times 100 \times 250}{1.5} = 113333 \text{ daN} \end{array} \right.$$

Donc : **V₁ = F_{cf} = 71354 daN**

D. Calcul de la résistance au cisaillement d'un connecteur P_{rd} :

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{ll} 0.8 \times f_u \frac{\pi \times d^2}{4 \times \gamma_v} & \text{Cisaillement du goujon} \\ 0.29 \times \alpha \times d^2 \times \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}} \times \frac{1}{\gamma_v} & \text{écrasement du béton contre le goujon} \end{array} \right.$$

Avec :

F_{ck} : résistance caractéristique à la compression du béton (25MPa)

E_{cm} = 22000 (F_{ck} / 10)^{0.3} = 31476 Mpa : module de Young instantané du béton.

F_u = 360 N/mm² : La résistance ultime en traction spécifiée du matériau du goujon.

d = 22 mm : Le diamètre du fût du goujon.

h_g = 90 mm : La hauteur hors-tout du goujon.

$$\alpha = \begin{cases} \alpha = 1 \text{ pour } \frac{h}{d} > 4 \\ \alpha = 0.2 \left(\frac{h}{d} + 1 \right) \text{ pour } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4 \end{cases}$$

$$\frac{h_g}{d} = \frac{90}{22} = 4.09 > 4, \text{ donc } \alpha = 1$$

γ_v = 1.25 : Le coefficient partiel de sécurité à l'état limite ultime des connecteurs.

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.8 \times 360 \times \frac{3.14 \times 22^2}{4 \times 1.25} = 8753.82 \text{ daN} \\ 0.29 \times 1 \times 22^2 \times \sqrt{25 \times 31476} \times \frac{1}{1.25} = 9960.77 \text{ daN} \end{array} \right.$$

Donc : **P_{rd} = 8753.82 daN**

D'où le nombre des connecteurs N est :

$$N \geq \frac{V_1}{P_{rd}} = \frac{71354}{8753.82} = 8.15 \text{ on opte pour } N = 9 \text{ goujons}$$

E. Calcul de l'espacement entre les goujons (EC4 6.1.3) :

Le nombre de connecteurs N est uniformément réparti sur une longueur critique L_{cr}. Cette dernière est la longueur entre deux sections transversales critiques. Selon l'EC4.4.1.2, une section transversale critique comprend :

- Une section de moment fléchissant maximum.
- Une section sur appuis.

Le moment fléchissant max se trouve au milieu des solives :

Donc : $L_{cr} = \frac{L}{2}$ alors l'espacement des connecteurs **S** est :

$$S = \frac{L_{cr}}{N} = \frac{L}{2N} = \frac{600}{2 \times 9} = 33.33 \text{ cm}$$

Donc l'espacement entre les goujons est de **33.33 cm**

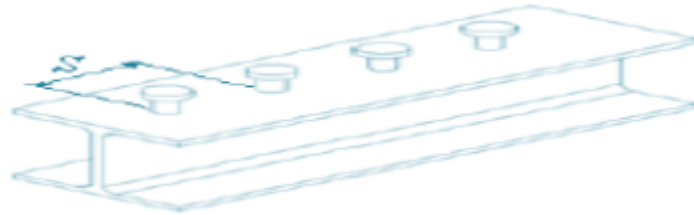


Figure IV.6. Distance entre goujon

Conclusion :

A travers cette étude nous avons calculé le plancher mixte réalisé avec une dalle en béton d'épaisseur **12 cm** posée sur des solives **IPE240, IPE 220**.

La liaison entre la dalle et les solives est assurée par des connecteurs de diamètre **22mm**, espacés de **33.33 cm** entre eux.

IV.5 Etude des poutres IPE 550 :

IV.5.1 Vérification au stade de montage :

Calcul de réaction des poutres maîtresses sur les solives R_s :

C'est l'action des solives au niveau des poutres maîtresses, R_s est calculée par la formule suivante :

$$R_s = q_{sd} \times \left(\frac{L_1}{2} + \frac{L_2}{2} \right)$$

Avec :

$L_1 = L_2 = 6 \text{ m}$ longueur de deux solives consécutives.

Tableau IV.5. Evaluation des charges.

	q_{sd} (daN/m)	R_s (daN)	$q_{eq} = R_s / e$ (daN/m)
ELS	572	3432	3432
ELU	787	4722	4722

B) Vérification à l'ELU :

Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier la condition suivante :

$$V_{sd} < V_{pl,rd}$$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{4722 \times 6}{2} = 14166 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times F_y}{\gamma_{m_0} \sqrt{3}}$$

$$A_{vz} = 72.3 \text{ cm}^2 = 7230 \text{ mm}^2$$

$$F_y = 235 \text{ MPa} \quad \gamma_{m_0} = 1.1$$

$$V_{pl,rd} = \frac{72.3 \times 2350}{1.1 \times \sqrt{3}} \approx 89176 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 14166 \text{ daN} < V_{pl,rd} = 89176 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

C) Vérifications à l'ELS :

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

$$\frac{5 \times 34.32 \times 600^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 67120} = 0.41 \text{ cm} < \frac{600}{250} = 2.4 \text{ cm} \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

D) Vérification au déversement :

Le déversement est empêché par la tôle soudé sur la poutre, donc la poutre en **IPE 550** est vérifiée au stade de montage.

IV.5.2 Vérification au stade final :

A) Calcul de la réaction des poutres maîtresses sur les solives Rs :

Tableau IV.6. Evaluation des charges.

	q_{sd} (daN/m)	R_s (daN)	$q_{eq} = R_s / e$ (daN/m)
ELS	925	5550	5550
ELU	1302.7	7816.2	7816.2

B) Caractéristiques de la dalle mixte :

1) Calcul de la largeur participante de la dalle en béton (b_{eff}) :

$$b_{eff} = \min\left(\frac{2L_0}{8}; e\right)$$

Avec :

$L_0=L = 12 \text{ m}$: la longueur de la poutre

e : entraxes des poutres ; $e = 6 \text{ m}$

$$b_{eff} = \min\left(\frac{2 \times 12}{8}; 6\right) = \min(3; 6) = 3 \text{ m}$$

2) Calcul de la section équivalente :

$$S = A + B / n$$

Avec :

A : section de l'IPE550 = 134 cm²

B : section de la dalle en béton = 12 x 300 = 3600 cm²

n : coefficient d'équivalence : n=15

Donc :

$$S = 134 + 3600 / 15 = 374 \text{ cm}^2$$

C) Vérification à l'ELU :

1) Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier la condition suivante :

$$V_{sd} < V_{pl,rd}$$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{7816.2 \times 6}{2} = 23448.6 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times F_y}{\gamma_{m_0} \sqrt{3}}$$

$$A_{vz} = 72.3 \text{ cm}^2 = 7230 \text{ mm}^2$$

$$F_y = 235 \text{ MPa} \quad \gamma_{m_0} = 1.1$$

$$V_{pl,rd} = \frac{72.3 \times 2350}{1.1 \times \sqrt{3}} \approx 89176 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 23448.6 \text{ daN} < V_{pl,rd} = 89176 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

2) Vérification de la condition de résistance (moment fléchissant)

On doit vérifier la condition suivante :

$$M_{sd} < M_{pl,rd}$$

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{7816.2 \times 6^2}{8} = 35173 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{F_y \times W_{pl,y}}{\gamma_{m_0}} = \frac{235 \times 2787}{1.1} = 595404 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 35173 \text{ daN.m} < M_{pl,rd} = 595404 \text{ daN.m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

3) Calcul de la distance de l'axe neutre plastique (Z) :

➤ Résistance de la section d'acier :

$$F_a = \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} = \frac{134 \times 2350}{1.1} = 286272 \text{ daN}$$

➤ Résistance de la section du béton :

$$F_b = \frac{0.85 \times h_c \times b_{eff} \times F_{ck}}{\gamma_b}$$

$$h_c = 0.95 \times t = 0.95 \times 12 = 11.4 \text{ cm}$$

$$F_{ck} = 25 \text{ Mpa}$$

$$F_b = \frac{0.85 \times 11.4 \times 300 \times 250}{1.5} = 484500 \text{ daN}$$

$F_b > F_a$ donc : l'axe neutre plastique se situe dans la dalle en béton.

D'où :

$$Z = \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} \div \frac{0.85 \times b_{eff} \times f_{ck}}{\gamma_b} = 286272 \div 42500 = 6.73 \text{ cm}$$

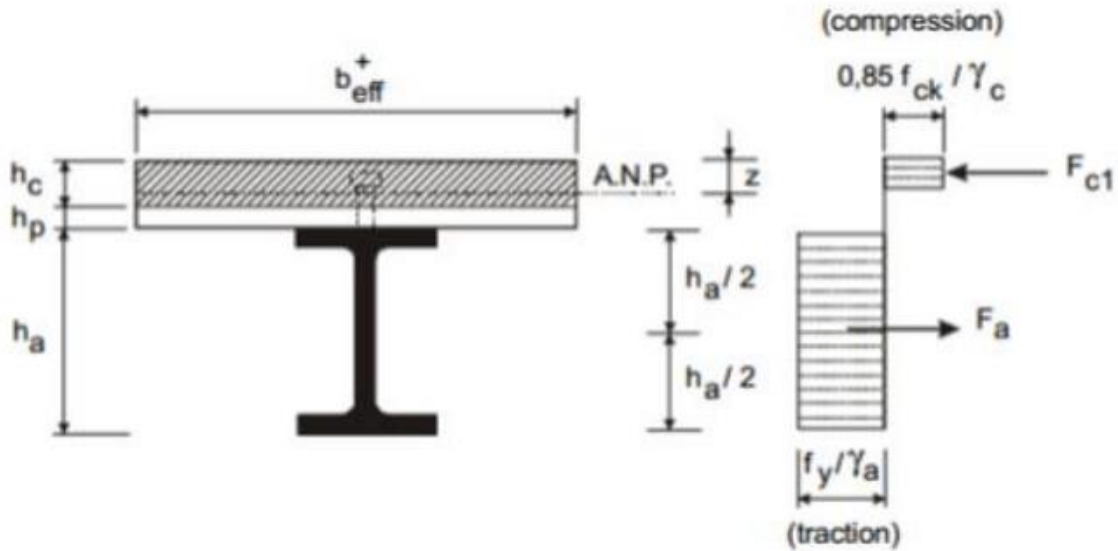


Figure IV.7. Distribution plastique des contraintes normales : cas de l'axe neutre plastique dans la dalle (flexion positive).



Chapitre V

**ETUDE DES
ELEMENTS
SECONDAIRES**

V.1. Etudes des escaliers :

V.1.1 Introduction :

Un escalier est formé d'une succession de plans horizontaux permettant de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant, composée de :

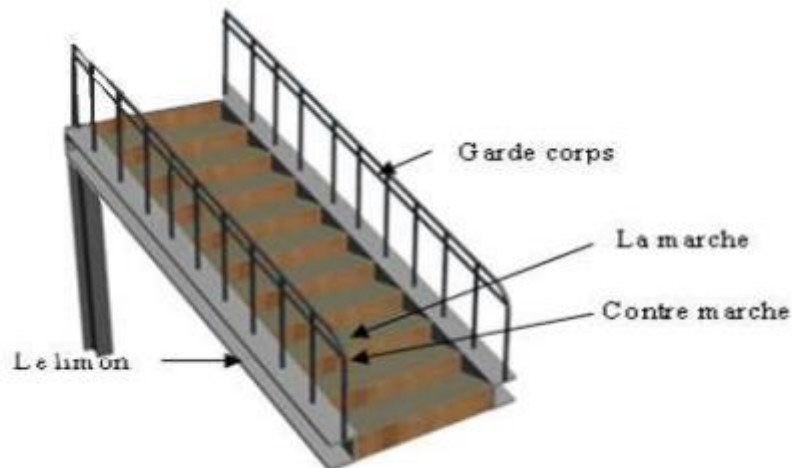


Figure v.1. Vue d'un escalier

- **Palier** : est un espace plat et spatial qui marque un étage après une série de marche, dont la fonction est de permettre un repos pendant la montée.
- **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 en U dont l'âme sera verticale.
- **Garde-corps** : Il est utilisé pour assurer la sécurité.
- **Giron** : largeur d'une marche d'escalier, mesurée entre l'aplomb de deux contremarches successives.

V.1.2 Pré-dimensionnement des marches :

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

1 / choix des dimensions :

Formule de BLONDEL :

$$59 \leq 2H + G \leq 66 \text{ cm}$$

$$27 \leq G \leq 30 \text{ cm}$$

$$16.5 \leq H \leq 18.5 \text{ cm}$$

2 / caractéristique géométriques de la cage d'escalier :

La hauteur du RDC : $h = 5.1$ m

Les dimensions en plan de la cage d'escalier : (5.6×4.55) m²

La largeur de la volée est : 1.5 m

On admet une hauteur de marche $H = 17$ cm

Nombre totale des marches (n) est :

$$n = \frac{h}{H} = \frac{510}{17} = 30 \quad n = 30 \text{ marche}$$

On répartit ce nombre de marche en 4 volées

1ère volée = 6 marches

2ème volée = 9 marches

3ème volée = 8 marches

4ème volée = 7 marches

La largeur d'une marche est : $G = 30$ cm

3 / vérification de la formule de BLONDEL :

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

$59 < 64 < 66$ cm..... La formule est vérifiée

V.1.3 dimensionnement des éléments porteurs :

1 / dimensionnement de la cornière (support de marche) :

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

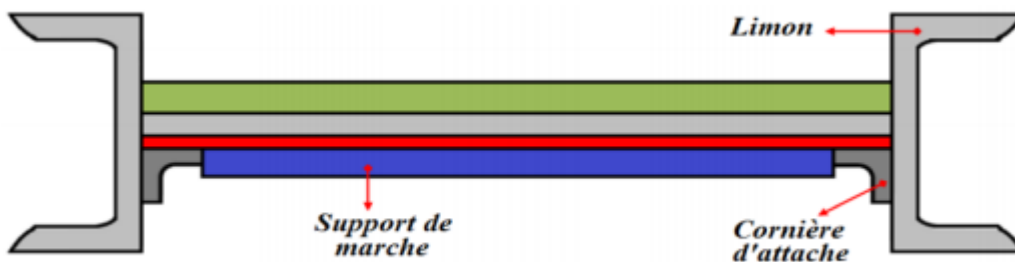


Figure v.2. Disposition des cornières

La longueur de la marche $L = 1.5$ m

La largeur de la marche $l = G = 0,3$ m

Les cornières sont en acier S235 ($f_y = 23.5$ daN/mm² , $E = 21000$ daN/mm²)

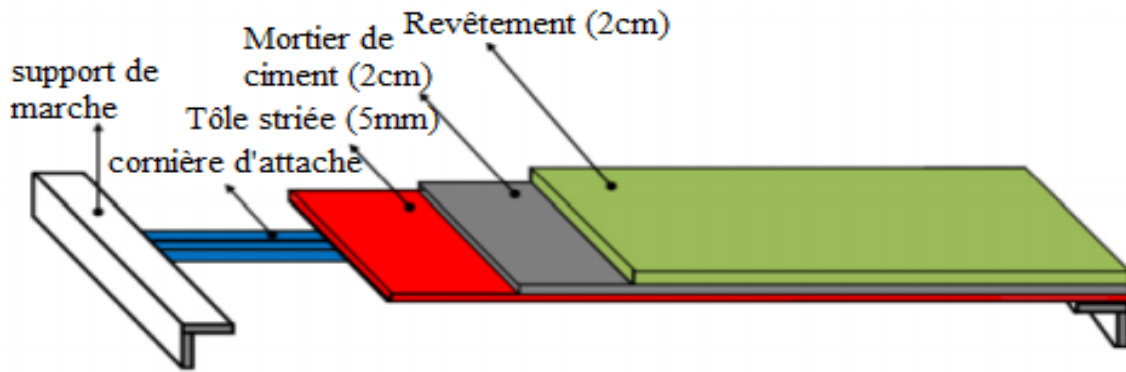


Figure v.3. Charge repris par la marche

1-A / détermination de la section de cornière :

Evaluation des charges :

A) Les charges permanentes : (sans poids de profile)

Tôle striée (5mm) $G_1 = 45 \text{ daN/m}^2$
 Mortier de ciment (2cm) $G_2 = 40 \text{ daN/m}^2$
 Revêtement (2cm) $G_3 = 40 \text{ daN/m}^2$
 $G = (G_1 + G_2 + G_3) \times d = (45 + 40 + 40) \times 0.3$
 $G = 37.5 \text{ daN/m}^2$

B) Les charge d'exploitations :

$Q = 250 \times 0.3 = 75 \text{ daN/m}$

C) Les combinaisons des charges (ELS) :

$q = G + Q = 37.5 + 75 = 112.5 \text{ daN/m}$

1-B / pré-dimensionnement des supports de marches :

Condition de flèche : $f \leq f_{adm}$

Dans notre cas, on a une cornière posée sur 2 appuis simples et une charge uniformément répartie donc la flèche est $f = \frac{5ql^4}{384 EI}$ et la flèche admissible $f_{adm} = \frac{L}{300}$

On aura :

$$I_y \geq \frac{5ql^3 300}{384 E} \quad I_y \geq \frac{5 \times 112.5 \times 150^3 \times 300 \times 10^{-2}}{384 \times 2.1 \times 10^6} \geq 7.06 \text{ cm}^4$$

On adopte la cornière **L 50 × 50 × 5** avec : $I_y : 10.96 \text{ cm}^4$

Tableau V.1. Caractéristique et dimension **L 50 × 50 × 5**

Cornière L 50 × 50 × 5				
G (daN/m)	h=b(mm)	T (mm)	r ₁ (mm)	r ₂ (mm)
3.77	50	5	7	3.5
I _y =I _z (cm ²)	i _y =i _z (cm)	W _{el,y} =W _{el,z} (cm ³)	A (cm ²)	
10.96	1.51	3.05	4.80	

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

$$G = (G_1 + G_2 + G_3) \times d + G_{\text{cornière}} = (45 + 40 + 40) \times 0.3 + 3.77$$

$$G = 41.27 \text{ daN/m}$$

Les combinaisons des charges :

➤ **ELS**

$$q = G + Q = 41.27 + 75 = 116 \text{ daN/m}$$

➤ **ELU**

$$q = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 41.27 + 1.5 \times 75 = 168$$

1-C /vérification de la flèche (ELS) (poids propre inclus) :

On vérifie la condition suivante : $f \leq f_{\text{adm}}$

$$F_z = \frac{5ql^4}{384EI_y} = \frac{5 \times 116 \times 1500^4}{384 \times 2.1 \times 10^4 \times 10.96 \times 10^7} = 3.33 \text{ mm}$$

$$F_{\text{adm}} = \frac{l}{300} = \frac{1500}{300} = 5 \text{ mm}$$

$$F_z = 3.33 \text{ mm} < f_{\text{adm}} = 5 \text{ mm} \quad (\text{condition Vérifiée})$$

1-D/ vérification de l'effort tranchant (cisaillement) (ELU) :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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

$$V_{sd} = \frac{q \times l}{2} = \frac{168 \times 1.5}{2} = 126 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} = \frac{4.8 \times 2350}{1.1 \sqrt{3}} = 5920.46 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 126 \text{ daN} < V_{pl,rd} = 5920.46 \text{ daN} \quad (\text{condition Vérifiée})$$

1-E/ vérification de la résistance (moment fléchissant) (ELU) :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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

$$M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{168 \times 1.5^2}{8} = 47.25 \text{ daN.m}$$

$$M_{c,rd} = \frac{W_{el,y} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{3.05 \times 10^{-6} \times 23.5 \times 10^6}{1.1} = 65.15 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 47.25 \text{ daN.m} < M_{c,rd} = 65.15 \text{ daN.m} \quad (\text{condition Vérifiée})$$

Conclusion :

Les cornières L 50 x 50 x 5 convient comme cornière d'attache.

2 / dimensionnement de la poutre Limon :

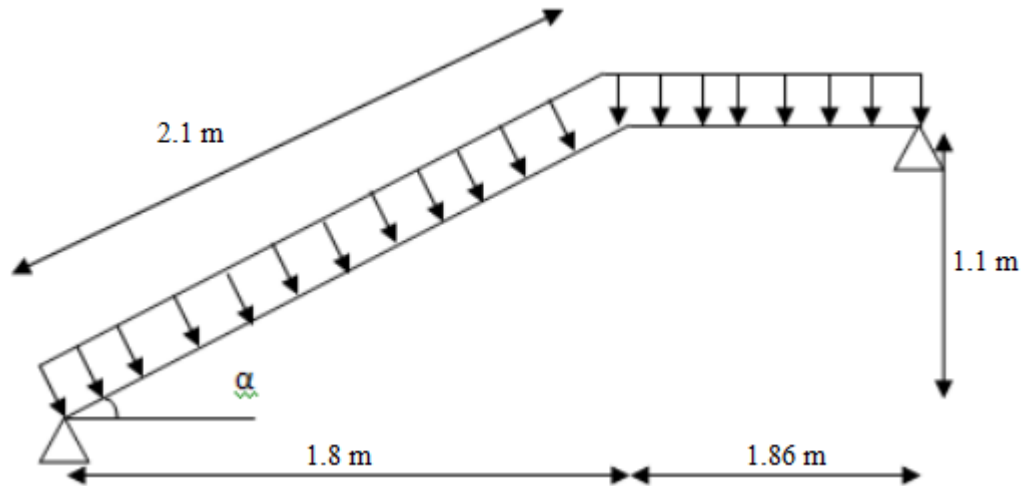


Figure v.4. Distribution des charges sur un limon

2-A / détermination de la section du limon :

Evaluation des charges :

➤ **Volée :**

A) Les charges permanentes (Sauf poids de profile) :

Poids des cornières (50 x 50 x 5) : Pc= 3,77 daN/m

Tôle d'épaisseur (e =5mm) :G1= 45 daN/m²

Mortier de pose :G2= 40 daN/m²

Revêtements carrelages :G3 = 40 daN/m²

Garde-corps (cloison) :PG = 100 daN/m

Charge totale :

$$GT = (G1 + G2 + G3) \times d + Pc + PG = (45 + 40 + 40) \times 1,5 + 3,77 + 100 = 291 \text{ daN/m}$$

Charge totale pour 1 limon :

$$G = GT / 2 = 291 / 2$$

$$G = 145.5 \text{ daN/m}$$

B) Les charges d'exploitations :

$$\text{Pour 1 limon : } Q = 250 \times \frac{1.5}{2}$$

$$Q = 187.5 \text{ daN/m}$$

➤ **Palier :**

A) Les charges permanentes (Sauf poids de solive) :

Tôle TN40.....G1= 15 daN/m²

Dalle en béton (12cm).....G2= 300 daN/m²

Mortier de pose.....G3= 40 daN/m²

Revêtement (2cm)..... G4= 40 daN/m²

$$GT = (G1 + G2 + G3 + G4) \times d = (15 + 300 + 40 + 40) \times 1,50$$

$$GT = 593 \text{ daN/m.}$$

La charge totale pour 1 Limon: $G = GT / 2 ; G = 593 / 2$

$$G = 296.5 \text{ daN/m.}$$

B) Calcul de la charge équivalente :

On peut exprimer les différentes charges par une charge équivalente.

Charges permanentes :

$$G_{eq} = \frac{296.5 \times 1.81 + 145.5 \times 2.85}{4.66} = 205 \text{ daN/m}$$

$$G_{eq} = 205 \text{ daN/m}$$

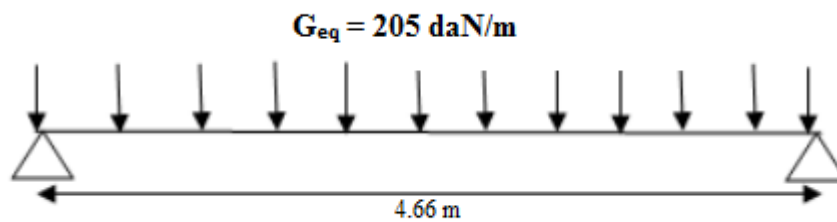


Figure v.5. Charge équivalente(G)

Charge d'exploitation :

$$Q_{eq} = 250 \times \frac{1.5}{2} = 187.5 \text{ daN/m}$$

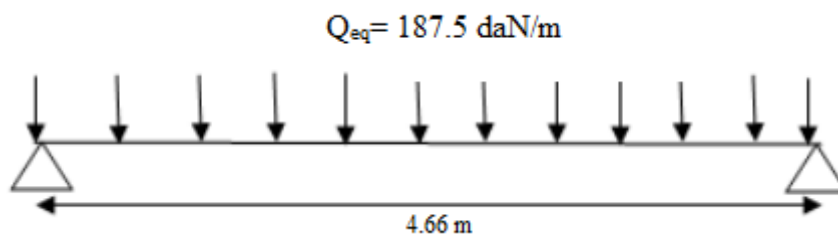


Figure v.6. Charge équivalente (Q)

V.1.4 Pré-dimensionnement des limons :

A) Combinaison de charge :

➤ **ELU**

$$q = 1.35 G_{eq} + 1.5 Q_{eq} = 1.35 (205) + 1.5 (187.5)$$

$$q = 558 \text{ daN/m}$$

➤ **ELS**

$$q = G_{eq} + Q_{eq} = 205 + 187.5$$

$$q = 392.5 \text{ daN/m}$$

B) Condition de flèche :

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI} \quad \text{et} \quad f \leq \frac{l}{300}$$

Avec :

q : la charge non pondérée

$$q = G_{eq} + Q_{eq} = 205 + 187.5 = 392.5 \text{ daN/m}$$

$$L = 4.66 \text{ m} = 466 \text{ cm}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 300 \times 392.5 \times 10^{-2} \times 466^3}{384 \times 2.1 \times 10^6} \geq 738.8 \text{ cm}^4$$

On opte pour un **UPN 180**

Tableau V.2. Caractéristique et dimension **UPN 180**

UPN 180								
G (daN/m)	b(mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	r ₁ (mm)	r ₂ (mm)	A (cm ²)	d (mm)	h (mm)
22	70	8	11	11	5.5	28	133	180
I _z (cm ⁴)	i _z (cm)	W _{el,z} (cm ³)	W _{pl,z} (cm ³)	I _y (cm ⁴)		i _y (cm)	W _{el,y} (cm ³)	W _{pl,y} (cm ³)
114	2.02	22.4	42.9	1350		6.95	150	179

Vérification de l'effort tranchant (cisaillement) (ELU) :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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

$$V_{sd} = \frac{q \times l}{2} = \frac{558 \times 4.66}{2} = 1300 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} = \frac{15.1 \times 2350}{1.1 \sqrt{3}} = 18624 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 1300 \text{ daN} < V_{pl,rd} = 18624 \text{ daN} \quad (\text{condition Vérifier})$$

Vérification de la résistance (moment fléchissant) (ELU) :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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

$$M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{558 \times 4.66^2}{8} = 1515 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{179 \times 2350 \times 10^{-2}}{1.1} = 4206.5 \text{ daN.m}$$

Msd = 1515 daN.m < Mpl,rd = 4206.5 daN.m (condition Vérifiée)

Vérification au déversement :

La vérification au déversement est effectuée avec la formule suivante :

$$M_{sd} \leq M_{b,rd} = \frac{X_{LT} \times B_w \times W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

Calcul du moment critique au déversement (M_{CR}):

$$M_{CR} = C_1 \times \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \times G \times I_T}{\pi^2 \times E \times I_z}}$$

Avec : $\vartheta = 0.3$

$$G = \frac{E}{2(1 + \vartheta)} = \frac{2.1 \times 10^5}{2(1 + 0.3)}$$

G = 80769.23 N/mm²

I_t : Moment d'inertie de torsion.

I_w : Moment d'inertie de gauchissement.

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

$$M_{CR} = 1.13 \times \frac{3.14^2 \times 2.1 \times 10^5 \times 114 \times 10^4}{4660^2} \sqrt{\frac{5.57 \times 10^9}{114 \times 10^4} + \frac{4660^2 \times 80769.23 \times 9.55 \times 10^4}{3.14^2 \times 2.1 \times 10^5 \times 114 \times 10^4}}$$

M_{CR} = 33827317.98 N.mm = 3382.7317 daN.m

Calcul de l'élancement géométrique λ_{LT} :

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{\pi^2 \times E \times W_{pl,y}}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{3.14^2 \times 2.1 \times 10^5 \times 179 \times 10^3}{33827317.98}}$$

λ_{LT} = 105

Calcul de l'élancement réduit λ̄_{LT}

λ̄_{LT} = $\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_w}$ Avec : β_w = 1 (pour les sections de classe 1 et 2)

λ₁ = 93.9 ε = 93.9

λ̄_{LT} = $\frac{105}{93.9} \sqrt{1} = 1.12$

Détermination de X_{LT} :

X_{LT} = $\frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2]^{0.5}}$ avec : X_{LT} ≤ 1

φ_{LT} = 0.51 + [α_{LT} (λ_{LT} - 0.2) + λ_{LT}²]

α_{LT} = 0,21 Pour les profilés laminés.

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

$$\phi_{LT} = 0.51 + [0.21 (1.12 - 0.2) + 1.12^2] = 1.96$$

$$X_{LT} = \frac{1}{1.96 + [1.96^2 - 1.12^2]^{0.5}} = 0.28$$

$$M_{b,rd} = \frac{X_{LT} \times B_w \times W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{0.28 \times 1 \times 179 \times 10^{-2} \times 2350}{1.1} = 1070 \text{ daN.m}$$

Msd = 1515 daN.m < M_{b,rd} = 1070 daN.m (condition non Vérifiée)

On opte pour un **UPN 220**

Tableau V.3. Caractéristique et dimension **UPN 220**

UPN 220								
G (daN/m)	b(mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	r ₁ (mm)	r ₂ (mm)	A (cm ²)	d (mm)	h (mm)
29.4	80	9	12.5	12.5	6.5	37.4	167	220
I _z (cm ⁴)	i _z (cm)	W _{el,z} (cm ³)	W _{pl,z} (cm ³)	I _y (cm ⁴)		i _y (cm)	W _{el,y} (cm ³)	W _{pl,y} (cm ³)
197	2.3	33.6	64.1	2690		8.48	245	292

Vérification de l'effort tranchant (cisaillement) (ELU) :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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

$$V_{sd} = \frac{q \times l}{2} = \frac{558 \times 4.66}{2} = 1300 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} = \frac{20.6 \times 2350}{1.1 \sqrt{3}} = 25408 \text{ daN}$$

Vsd = 1300 daN < Vpl,rd = 25408 daN (condition Vérifiée)

Vérification de la résistance (moment fléchissant) (ELU) :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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

$$M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{558 \times 4.66^2}{8} = 1515 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{292 \times 2350 \times 10^{-2}}{1.1} = 6238 \text{ daN.m}$$

Msd = 1515 daN.m < Mpl,rd = 6238 daN.m (condition Vérifier)

Vérification au déversement :

La vérification au déversement est effectuée avec la formule suivante :

$$M_{sd} \leq M_{b,rd} = \frac{X_{LT} \times B_w \times W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

Calcul du moment critique au déversement (M_{CR}):

$$M_{CR} = C_1 \times \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \times G \times I_T}{\pi^2 \times E \times I_z}}$$

Avec : $\vartheta = 0.3$

$$G = \frac{E}{2(1 + \vartheta)} = \frac{2.1 \times 10^5}{2(1 + 0.3)}$$

$$G = 80769.23 \text{ N/mm}^2$$

I_t : Moment d'inertie de torsion.

I_w : Moment d'inertie de gauchissement.

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

$$M_{CR} = 1.13 \times \frac{3.14^2 \times 2.1 \times 10^5 \times 197 \times 10^4}{4660^2} \sqrt{\frac{14.6 \times 10^9}{197 \times 10^4} + \frac{4660^2 \times 80769.23 \times 16 \times 10^4}{3.14^2 \times 2.1 \times 10^5 \times 197 \times 10^4}}$$

$$M_{CR} = 58595298 \text{ N.mm} = 4344.775801 \text{ daN.m}$$

Calcul de l'élancement géométrique λ_{LT} :

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{\pi^2 \times E \times W_{pl,y}}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{3.14^2 \times 2.1 \times 10^5 \times 292 \times 10^3}{58595298}}$$

$$\lambda_{LT} = 101.5$$

Calcul de l'élancement réduit λ_{lt}

$$\lambda_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_w} \quad \text{Avec : } \beta_w = 1 \quad (\text{pour les sections de classe 1 et 2})$$

$$\lambda_1 = 93.9 \text{ } \varepsilon = 93.9$$

$$\lambda_{LT} = \frac{101.5}{93.9} \sqrt{1} = 1.07$$

Détermination de X_{LT} :

$$X_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2]^{0.5}} \quad \text{avec : } X_{LT} \leq 1$$

$$\phi_{LT} = 0.51 + [\alpha_{LT} (\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2]$$

$\alpha_{LT} = 0,21$ Pour les profils laminés.

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

$$\phi_{LT} = 0.51 + [0.21 (1.07 - 0.2) + 1.07^2] = 1.8$$

$$X_{LT} = \frac{1}{1.8 + [1.8^2 - 1.07^2]^{0.5}} = 0.3$$

$$M_{b,rd} = \frac{X_{LT} \times B_w \times W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{0.3 \times 1 \times 292 \times 10^{-2} \times 2350}{1.1} = 1871 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 1515 \text{ daN.m} < M_{b,rd} = 1871 \text{ daN.m} \quad (\text{condition Vérifier})$$

CONCLUSION :

L' **IPE 220** convient comme poutre palière.

V.1.5 étude de la poutre palière des limons :

1) Evaluation des charges:

➤ **Détermination de la réaction du limon sur la poutre palière (R)**

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

ELU :

$$R = (1.35 G_{eq} + 1.5 Q_{eq}) \times L / 2$$

$$R = (1.35 \times 205 + 1.5 \times 187.5) \times 4.66 / 2 = 1300.14 \text{ daN}$$

ELS :

$$R = (G_{eq} + Q_{eq}) \times L / 2$$

$$R = (205 + 187.5) \times 4.66 / 2 = 914.5 \text{ daN}$$

➤ **Charge équivalente :**

ELU :

$$\frac{4 \times R}{4} + G_{GARDE CORPS} = \frac{4 \times 1300.14}{4} + 100 = 1400.14 \text{ daN/ml}$$

ELS :

$$\frac{4 \times R}{4} + G_{GARDE CORPS} = \frac{4 \times 914.5}{4} + 100 = 1014.5 \text{ daN/ml}$$

2) Condition de flèche:

La flèche doit satisfaire la condition suivante $f_{max} \leq \bar{f}$. Pour une poutre bi articulée :

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI} \quad \text{et} \quad f \leq \frac{l}{300}$$

Avec :

q : la charge non pondérée

$$q = 1014.5 \text{ daN/m}$$

$$L = 4.66 \text{ m} = 466 \text{ cm}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 10.145 \times 300 \times 466^3}{384 \times 2.1 \times 10^6} \geq 1909.6 \text{ cm}^4$$

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

Tableau V.4. Caractéristique du profilé **IPE 200**

IPE 200						
G(Kg/m)	h(mm)	b(mm)	d (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	A (cm ²)
22.4	200	100	159	5.6	8.5	28.5
I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)	W _{ply} (cm ³)	W _{plz} (cm ³)	i _y (cm)	i _z (cm)	r (mm)
1943	142	194	28.5	8.26	2.24	12

3) Vérification à L'ELU:

Vérification du moment fléchissant :

$$M_{sd} < M_{pl,rd}$$

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{1014.5 \times 4.66^2}{8} = 2753.8 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{F_y \times W_{pl,y}}{\gamma_{m0}} = \frac{2350 \times 221 \times 10^{-2}}{1.1} = 4721.36 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 2753.8 \text{ daN.m} < M_{pl,rd} = 4721.36 \text{ daN.m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier la condition suivante :

$$V_{sd} < V_{pl,rd}$$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{1014.5 \times 4.66}{2} = 2363 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times F_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} = \frac{14 \times 2350}{1.1 \sqrt{3}} = 17268 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 2363 \text{ daN} < V_{pl,rd} = 17268 \text{ daN} \quad \text{condition Vérifiée}$$

Vérification au déversement :

La vérification au déversement est effectuée avec la formule suivante :

$$M_{sd} \leq M_{b,rd} = \frac{X_{LT} \times B_w \times W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

Calcul du moment critique au déversement (M_{CR}):

$$M_{CR} = C_1 \times \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \times G \times I_T}{\pi^2 \times E \times I_z}}$$

Avec : $\vartheta = 0.3$

$$G = \frac{E}{2(1 + \vartheta)} = \frac{2.1 \times 10^5}{2(1 + 0.3)}$$

$$G = 80769.23 \text{ N/mm}^2$$

I_t : Moment d'inertie de torsion.

I_w : Moment d'inertie de gauchissement.

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

$$M_{CR} = 1.13 \times \frac{3.14^2 \times 2.1 \times 10^5 \times 142 \times 10^4}{4660^2} \sqrt{\frac{13 \times 10^9}{142 \times 10^4} + \frac{4660^2 \times 80769.23 \times 6.98 \times 10^4}{3.14^2 \times 2.1 \times 10^5 \times 142 \times 10^4}}$$

$$M_{CR} = 16419601.2 \text{ N.mm} = 1641.96012 \text{ daN.m}$$

Calcul de l'élancement géométrique λ_{LT} :

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{\pi^2 \times E \times W_{pl,y}}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{3.14^2 \times 2.1 \times 10^5 \times 221 \times 10^3}{16419601.2}} \quad \lambda_{LT} = 167$$

Calcul de l'élançement réduit λ_{LT}

$$\lambda_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_w} \quad \text{Avec : } \beta_w = 1 \quad (\text{pour les sections de classe 1 et 2})$$

$$\lambda_1 = 93.9 \varepsilon = 93.9$$

$$\lambda_{LT} = \frac{167}{93.9} \sqrt{1} = 1.8$$

Détermination de X_{LT} :

$$X_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2]^{0.5}} \quad \text{avec : } X_{LT} \leq 1$$

$$\phi_{LT} = 0.51 + [\alpha_{LT} (\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2]$$

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

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

$$\phi_{LT} = 0.51 + [0.21 (1.8 - 0.2) + 1.8^2] = 4.08$$

$$X_{LT} = \frac{1}{4.08 + [4.08^2 - 1.8^2]^{0.5}} = 0.13$$

$$M_{b,rd} = \frac{X_{LT} \times B_w \times W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{0.13 \times 1 \times 221 \times 10^{-2} \times 2350}{1.1} = 613.7 \text{ daN.m}$$

$M_{sd} = 2753.8 \text{ daN.m} > M_{b,rd} = 613.7 \text{ daN.m}$ (condition non Vérifiée)

On opte pour un **IPE 300** avec $I_y = 5790 \text{ cm}^4$

Tableau V.5. Caractéristique du profilé **IPE 300**

IPE 300						
$G(Kg/m)$	$h(mm)$	$b(mm)$	$d(mm)$	$t_w(mm)$	$t_f(mm)$	$A(cm^2)$
42.2	300	150	248.6	7.1	10.7	53.8
$I_y(cm^4)$	$I_z(cm^4)$	$Wply(cm^3)$	$Wplz(cm^3)$	$i_y(cm)$	$i_z(cm)$	$r(mm)$
8356	604	628	125	12.5	3.35	15

4) Vérification à L'ELU:

Vérification du moment fléchissant :

$$M_{sd} < M_{pl,rd}$$

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{1014.5 \times 4.66^2}{8} = 2753 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{F_y \times W_{ply}}{\gamma_{m0}} = \frac{2350 \times 628 \times 10^{-2}}{1.1} = 13416 \text{ daN.m}$$

$M_{sd} = 2753 \text{ daN.m} < M_{pl,rd} = 13416 \text{ daN.m}$ Condition vérifiée

Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier la condition suivante :

$$V_{sd} < V_{pl,rd}$$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{1014.5 \times 4.66}{2} = 2363 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times F_y}{\gamma_{m_0} \sqrt{3}} = \frac{25.7 \times 2350}{1.1 \sqrt{3}} = 31699 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 2363 \text{ daN} < V_{pl,rd} = 31699 \text{ daN}$$

condition Vérifiée

Vérification au déversement :

La vérification au déversement est effectuée avec la formule suivante :

$$M_{sd} \leq M_{b,rd} = \frac{X_{LT} \times B_w \times W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m_0}}$$

Calcul du moment critique au déversement (M_{CR}):

$$M_{CR} = C_1 \times \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \times G \times I_T}{\pi^2 \times E \times I_z}}$$

Avec : $\vartheta = 0.3$

$$G = \frac{E}{2(1 + \vartheta)} = \frac{2.1 \times 10^5}{2(1 + 0.3)}$$

$$G = 80769.23 \text{ N/mm}^2$$

I_t : Moment d'inertie de torsion.

I_w : Moment d'inertie de gauchissement.

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

$$M_{CR} = 1.13 \times \frac{3.14^2 \times 2.1 \times 10^5 \times 604 \times 10^4}{4660^2} \sqrt{\frac{126 \times 10^9}{604 \times 10^4} + \frac{4660^2 \times 80769.23 \times 20.1 \times 10^4}{3.14^2 \times 2.1 \times 10^5 \times 604 \times 10^4}}$$

$$M_{CR} = 144127441.6 \text{ N.mm}$$

Calcul de l'élancement géométrique λ_{LT} :

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{\pi^2 \times E \times W_{pl,y}}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{3.14^2 \times 2.1 \times 10^5 \times 628 \times 10^3}{144127441.6}}$$

$$\lambda_{LT} = 95$$

Calcul de l'élancement réduit λ̄_{LT}

$$\lambda_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_w} \quad \text{Avec : } \beta_w = 1 \text{ (pour les sections de classe 1 et 2)}$$

$$\lambda_1 = 93.9 \text{ } \varepsilon = 93.9$$

$$\lambda_{LT} = \frac{95}{93.9} \sqrt{1} = 1$$

Détermination de X_{LT} :

$$X_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2]^{0.5}} \quad \text{avec : } X_{LT} \leq 1$$

$$\phi_{LT} = 0.51 + [\alpha_{LT} (\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2]$$

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

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

$$\phi_{LT} = 0.51 + [0.21 (1 - 0.2) + 1^2] = 1.67$$

$$X_{LT} = \frac{1}{1.67 + [1.67^2 - 1^2]^{0.5}} = 0.33$$

$$M_{b,rd} = \frac{X_{LT} \times B_W \times W_{Pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{0.33 \times 1 \times 628 \times 10^{-2} \times 2350}{1.1} = 4427.4 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 2753 \text{ daN.m} > M_{b,rd} = 4427.4 \text{ daN.m} \quad (\text{condition Vérifiée})$$

CONCLUSION :

L'IPE 300 convient comme poutre palière.

V.2. Étude de l'acrotère :

V.2.1 Introduction :

L'acrotère est un élément en béton armé. Il est assimilé à une console encadrée au niveau de la poutre du plancher terrasse. Elle a une section rectangulaire dont les dimensions sont 10cm d'épaisseur, 60 cm de hauteur. Elle est soumise à son poids propre G et une charge d'exploitation latérale estimée à 1KN/ml due à la main courante provoquant un moment M dans la section d'encastrement (section dangereuse). Le calcul s'effectue pour une bande de 1 ml de largeur en flexion composée, la fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est exposé aux intempéries.

V.2.2 calcul a L'ELU :

V.2.2.1 Evaluation des sollicitations :

La charge de l'acrotères est donnée par : $G = \gamma_b \times s$

Avec : γ_b = poids volumique du béton

$$\gamma_b = 2500 \text{ daN/m}^3$$

s = surface de l'acrotère

$$s = (0.02 \times 0.1) / 2 + (0.08 \times 0.1) + (0.1 \times 0.6) = 0.069 \text{ m}^2$$

Le poids propre de l'acrotère est :

$$G = (0.069 \times 2500) = 172.5 \text{ daN/ml}$$

$$G = 172.5 \text{ daN/ml}$$

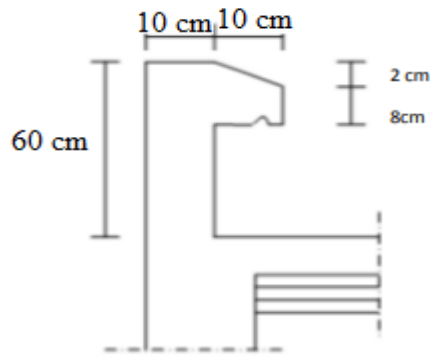


Figure v.7. Ccoupe verticale de l'acrotère.

Surcharge d'exploitation :

$Q = 100 \text{ daN/ml}$

Effort normal N du au poids propre G :

$N_G = G \times 1 = 172.5 \text{ daN}$

Moment fléchissant M dû à la surcharge Q :

$M_Q = Q \times H \times 1$

$M_Q = 100 \times 0.6 \times 1 = 60 \text{ daN.m}$

Effort tranchant :

$T = Q \times 1 = 100 \text{ daN}$

Schéma statique :

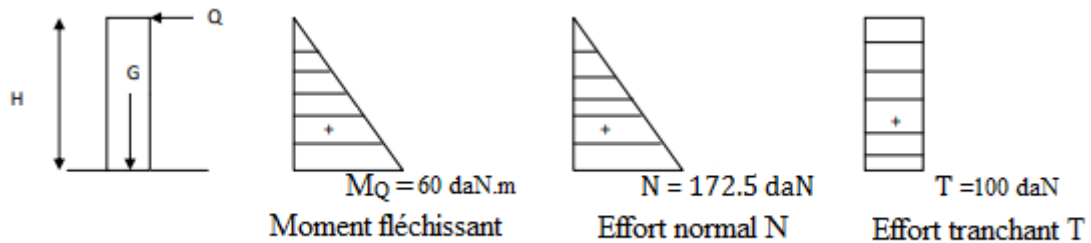


Figure v.8. Diagramme des moments et des efforts.

V.2.2.2 combinaison de charge :

➤ ELU :

La combinaison est : $1.35 G + 1.5 Q$

Effort normal de compression :

$N_U = 1.35 G$

$N_U = 1.35 \times 172.5$

$N_U = 233 \text{ daN}$

Moment de flexion :

$M_U = 1.5 M_Q$

$$M_U = 1.5 \times 60$$

$$M_U = 90 \text{ daN.m}$$

Effort tranchant :

$$T_U = 1.5 T$$

$$T_U = 1.5 \times 100$$

$$T_U = 150 \text{ daN}$$

➤ **ELS**

La combinaison est : G + Q

Effort normal de compression :

$$N_s = G$$

$$N_s = 172.5 \text{ daN}$$

• Moment de flexion :

$$M_s = MQ$$

$$M_s = 60 \text{ daN.m}$$

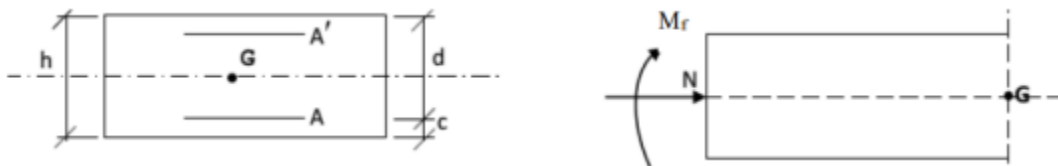
Effort tranchant :

$$T_s = T$$

$$T_s = 100 \text{ daN}$$

V.2.3 Ferrailage :

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



Soit :

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

Avec : h = 10 cm; d = 8 cm; c = e = 2 cm; b = 100cm

V.2.3.1 position du centre de pression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{90}{233} = 0.386 \text{ m} = 38.6 \text{ cm}$$

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

$$e_u = 38.6 \text{ cm} > 3 \text{ cm}$$

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

V.2.3.2 calcul en flexion simple :

➤ **Moment fictif :**

$$M_f = N_u \times g \quad \text{avec : } g = e_u + \frac{h}{2} - c = 0.386 + 0.03 = 0.416 \text{ m}$$

$$M_f = 233 \times 0.416 = 96.928 \text{ daN.m}$$

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.96928 \times 10^6}{1000 \times 80^2 \times 14.2} = 0.0106$$

$\mu = 0.0106 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ Section simplement armée, les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{0.96928 \times 10^4}{0.996 \times 80 \times \frac{400}{1.15}} = 0.34 \text{ cm}^2$$

➤ **Armature réelles : (flexion composée)**

La section réelle des armatures :

$$A_{st} = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.34 - \frac{2330}{348 \times 100} = 0.273 \text{ cm}^2$$

V.2.3.3 vérification à L'ELU :

➤ **Condition de non fragilité : (BAEL91 mod99/ Art A-4-2-1)**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400} = 0.966 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 0.273 < A_{min} = 0.966 \rightarrow$ La section calculée est inférieure à la section minimale de non fragilité, d'où $A_s = \max (A_{min} ; A_{st})$

Le tableau des sections des barres nous donne :

$$A_s = A_{min} = 5 \text{ HA } 8 = 2.51 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement } S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.63 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_r = 4 \text{ HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

➤ **Vérification au cisaillement : (BAEL91 mod99 / Art A-5-1,211)**

La fissuration est préjudiciable, on doit donc vérifier que :

$$\tau_u < \bar{\tau}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

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

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

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

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

➤ **Vérification de l'adhérence des barres :** (BAEL91 mod99/ Art A-6-1,3)

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

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

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

Avec :

ψ_s : coefficient de scellement (aciers HA $\psi_s = 1,5$)

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

$$\sum \mu_i = 4 \times 3,14 \times 8 = 100,48 \text{ mm}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10}{0,9 \times 80 \times 100,48} = 0,207 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{condition vérifiée}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres

➤ **Ancrage des armatures :**

Pour avoir un bon ancrage droit, il faut mettre en œuvre un ancrage qui est défini par sa longueur de scellement droit (L_s).

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_u} \quad \text{et} \quad \tau_u = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28}$$

$$\tau_u = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,835} = 28,218 \text{ cm}$$

On opte pour $L_s = 30 \text{ cm}$

➤ **Espacement :**

Armature principales :

$$St < \min (3 h ; 33 \text{ cm})$$

$$St < \min (30 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

St = 20 cm < 30 cm(Condition vérifiée)

Armature de répartition :

St < min (4h ; 45 cm)

St < min (40 cm ; 45 cm) = 40 cm

St = 25cm < 40 cm (Condition vérifiée)

V.2.3.4 vérification à L'ELS :

➤ **Calcul du centre de pression :**

$$e_s = \frac{M_s}{N_s}$$

$$e_s = \frac{0,6}{1,725} = 0,347 \text{ m} = 34,7 \text{ cm}$$

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

$$\frac{M_s}{N_s} = 34,7 > 3 \text{ cm}$$

Le centre de pression est à l'extérieur de la section, celle-ci est partiellement comprimée. Le calcul consiste à vérifier les contraintes limites dans le béton et les aciers.

➤ **Vérification de la contrainte de compression dans le béton :**

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \quad \text{avec :} \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 8} = 0,251$$

$$\rho_1 = 0,251 \quad \text{du tableau} \quad \beta = 0,920 \quad K_1 = 47,50 \quad \alpha_1 = 0,24$$

on aura :

$$\sigma_s = \frac{0,6 \times 10^3}{0,920 \times 8 \times 201} = 40,5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{40,5}{47,50} = 0,852 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,852 \text{ MPa} < \sigma_s = 15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

➤ **Vérification des contraintes d'ouverture des fissurations dans l'acier :**

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max \left\{ 0,5 f_e ; 100 \sqrt{n \times f_{t28}} \right\} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ 266,66 ; 201,63 \right\} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 40,5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \quad \text{condition vérifiée}$$

V.2.4 Conclusion :

L'acrotère sera ferrillé comme suit :

- Armatures principales 5HA8 / ml, avec $S_t = 20$ cm
- Armatures de répartition 4HA8 / ml, avec $S_t = 25$ cm

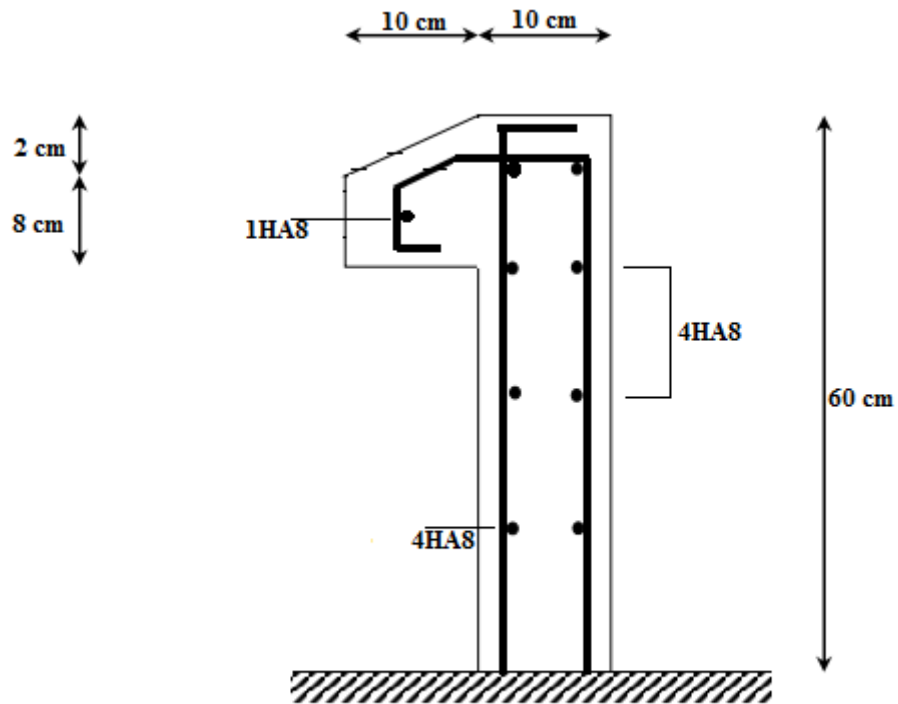


Figure v.9. Ferrailage de l'acrotère.

V.4. Pré-dimensionnement des contreventements :**V.4.1 Introduction :**

Les contreventements sont des éléments stabilisateurs principaux d'une structure. Ils sont soumis à des forces situées essentiellement dans leur plan. Les charges et action qui provoquent ces forces sont :

- Le vent agissant sur la façade de la structure.
- Le mouvement horizontal imposé aux fondations de la structure par les séismes.
- L'action horizontale des ponts roulants agissant sur les voies de roulement.

Les contreventements ayant pour rôle de transférer les forces qui les sollicitent jusqu'aux fondations, ils doivent être conçus de manière à fonctionner comme les éléments porteurs stables, reposant des appuis.

La vérification de la sécurité structurale d'une barre, comprimée soumise au flambage consiste à vérifier la relation suivante :

$$N_{c.sd} < N_{ord} = X \cdot A \cdot \frac{F_y}{\gamma_{\mu 1}}$$

La vérification de la sécurité structurale d'une barre tendue consiste à vérifier :

$$N_{o.sd} \leq N_{trd} = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{\mu 0}}$$

V.4.2 Calcul des forces exercées par le vent :**V.4.2.1 Calcul des forces à l'aide des coefficients de force :**

Les forces exercées par le vent F_w agissant sur une construction ou un élément de construction peut être déterminé à l'aide des coefficients de force C_f selon l'expression suivante:

$$F_w = C_s C_d C_f q_p(Z_e) \times A_{ref}$$

Avec :

$q_p(z_e) = q_{ref} \times C_e(z) = 145 \text{ daN/m}^2$: pression dynamique de pointe à la hauteur Z_e

C_f : est le coefficient de force applicable à la construction ou à l'élément de construction (RNV 2013 ,§ 4.0)

A_{ref} (en m^2) : l'aire de référence (aire d'influence de l'élément considéré).

$C_d = 1$: coefficient dynamique tel que défini dans (RNV2013 ,§3.0).

Calcul du coefficient de force C_f :

$$C_f = C_{f,0} \times \psi \lambda$$

$C_{f,0}$: est donné en fonction du rapport d/b des deux dimensions dans le plan.

cf.0 = 2.3 pour : d / b = 30 / 66.5 = 0.45 (RNV 2013)

$\psi \lambda$: est le facteur d'élancement donné sur la Figure 14 en fonction de l'élancement .

Avec : $\lambda = h / b = 12 / 66.5 = 0.18 < 1$

On prend la valeur minimale (RNV 2013) : $\psi\lambda = 0,6$

$cf = cf.0 \times \psi\lambda = 2.3 \times 0,6 = 1.38$

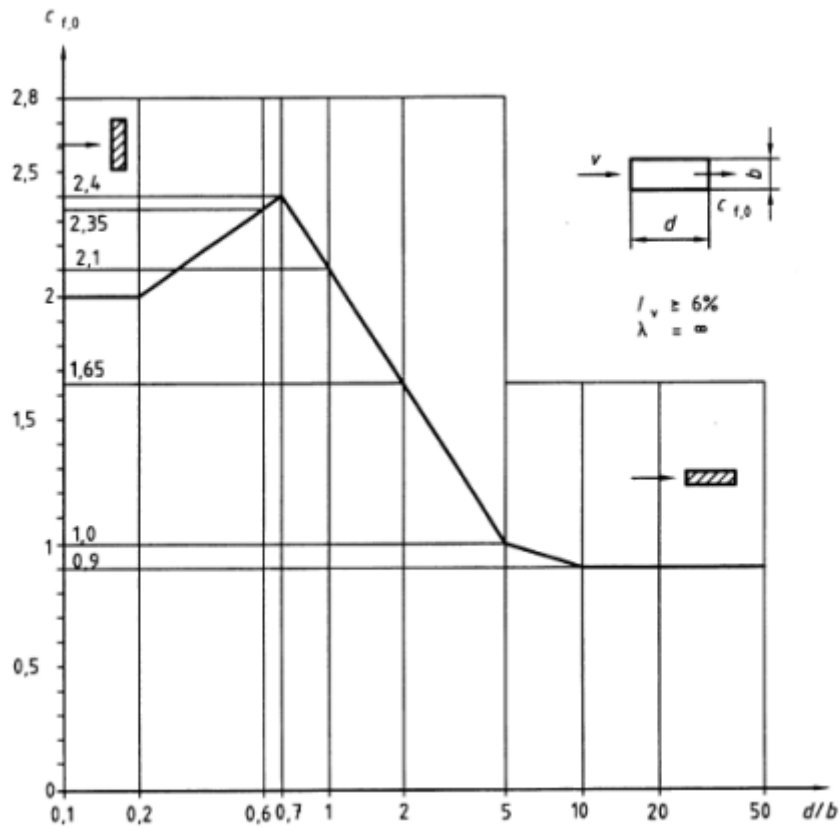


Figure V.10. Valeurs du coefficient de force $C_{f,0}$ pour des sections rectangulaires en fonction du rapport d/b des dimensions dans le plan du bâtiment

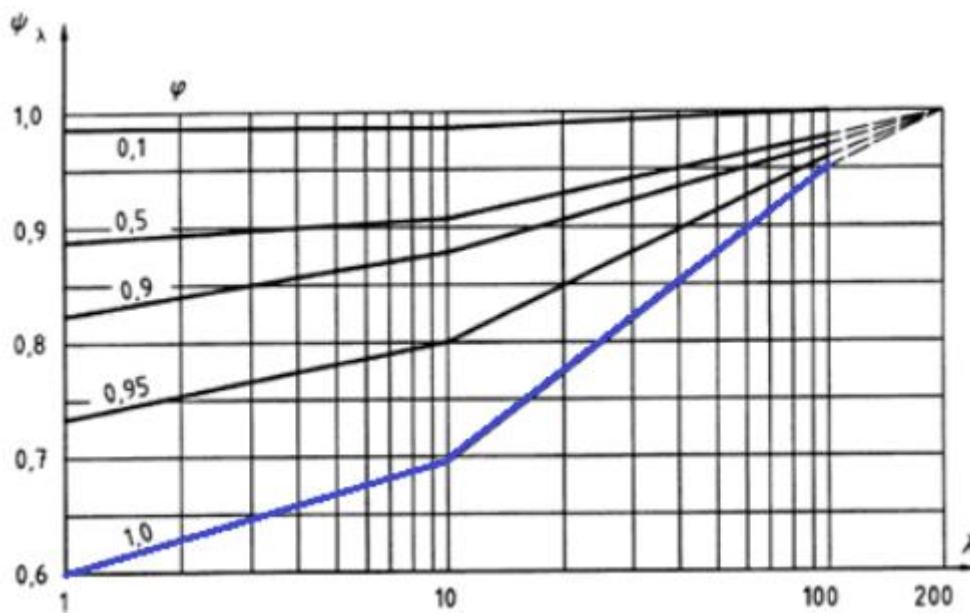


Figure V.11. Valeurs du facteur d'élanement $\psi\lambda$, en fonction de l'élanement λ , et de l'opacité de la construction.

V.4.2.2 L'aire de référence revenant au système de contreventement

A_{ref} :

$$A_{ref1} = \frac{5.10 \times (6 + 12)}{2} = 45.9 \text{ m}^2$$

$$A_{ref2} = \frac{3.72 \times (6 + 12)}{2} = 33.48 \text{ m}^2$$

$$A_{ref3} = \frac{3.17 \times (6 + 12)}{2} = 28.53 \text{ m}^2$$

Donc :

$$F_{w1} = 1 \times 1.38 \times 145 \times 45.9 = 9184.59 \text{ daN} = 91.8459 \text{ kN}$$

$$F_{w2} = 1 \times 1.38 \times 145 \times 33.48 = 6699.348 \text{ daN} = 66.99348 \text{ kN}$$

$$F_{w3} = 1 \times 1.38 \times 145 \times 28.53 = 5708.853 \text{ daN} = 57.08853 \text{ kN}$$

Remarque :

Les effets de l'action du vent calculés sont des valeurs caractéristiques (non pondérées). Des facteurs de charge appropriés doivent être appliqués pour la situation de conception pertinente. Pour les vérifications ELS, le facteur de charge partielle $\gamma_Q = 1,50$ est applicable pour les actions variables.

$$F_{w1} = 1.5 \times 91.85 = 137.77 \text{ kN}$$

$$F_{w2} = 1.5 \times 66.99 = 100.48 \text{ kN}$$

$$F_{w3} = 1.5 \times 57.08 = 85.62 \text{ kN}$$

V.4.2.3 Détermination de N_{sd} :

$$N_{sd1} = \frac{F_{w1} + F_{w2}}{\cos \alpha_1} = \frac{137.77 + 100.48}{\cos 40.3} = 312.2 \text{ kN}$$

$$N_{sd2} = \frac{F_{w2} + F_{w3}}{\cos \alpha_2} = \frac{100.48 + 85.62}{\cos 31.8} = 218.9 \text{ kN}$$

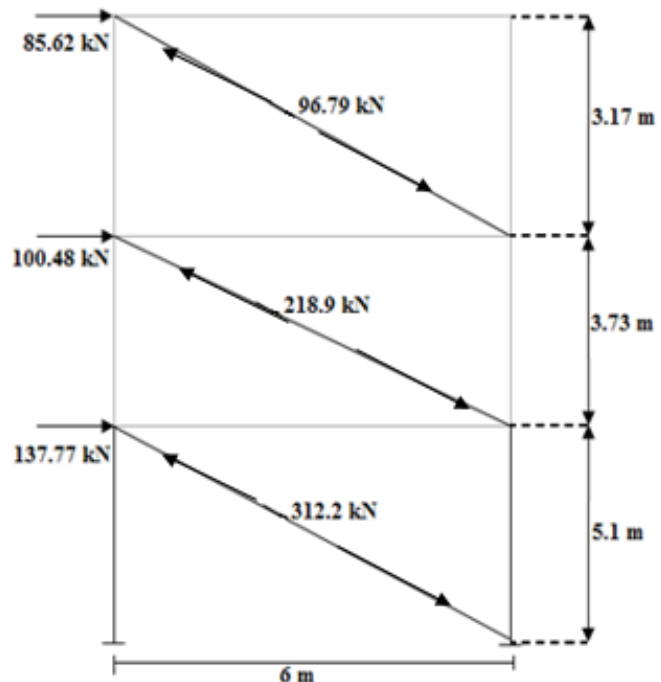
$$N_{sd3} = \frac{F_{w3}}{\cos \alpha_3} = \frac{85.62}{\cos 27.8} = 96.79 \text{ kN}$$

Avec :

$$\alpha_1 = \arctang(5.1/6) = 40.3^\circ$$

$$\alpha_2 = \arctang(3.73/6) = 31.8^\circ$$

$$\alpha_3 = \arctang(3.17/6) = 27.8^\circ$$



On dimensionne la barre inférieure, car elle supporte la plus grande charge.

$$N_{sd1} = 312.2 \text{ kN}$$

V.4.2.4 Calcul de la section brute A :

$$N_{sd} \leq N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{312.2 \times 1.1}{23.5} = 14.6 \text{ cm}^2$$

On opte pour un **UPN 140**

Tableau V.6. Caractéristique et dimension **UPN 140**

UPN 140								
G (daN/m)	b(mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	r ₁ (mm)	r ₂ (mm)	A (cm ²)	d (mm)	h (mm)
16.32	60	7	10	10	5	20.4	98	140
I _z (cm ⁴)	i _z (cm)	W _{el,z} (cm ³)	W _{pl,z} (cm ³)	I _y (cm ⁴)		i _y (cm)	W _{el,y} (cm ³)	W _{pl,y} (cm ³)
62.7	1.75	14.8	28.3	605		5.45	86.4	103

Les éléments de contreventement doivent être vérifiés sous l’effort de compression axial.

Vérification à la résistance de la section transversale :

$$N_{sd} \leq N_{c,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

On a : $N_{sd} = 312.2 \text{ KN}$

$$N_{c,Rd} = \frac{2040 \times 235}{1.1} = 435.8 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 312.2 \text{ KN} \leq N_{c,Rd} = 435.8 \text{ KN}$$

Condition vérifiée

La résistance nominale à la compression de la section transversale est supérieure à la charge axiale appliquée. Par conséquent, la section est satisfaisante.

Vérification de l’élément au flambement :

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

Un élément de classe 1 soumis à une compression axiale doit être vérifié pour toute défaillance au flambement.

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

$$N_{b,Rd} = \frac{x \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

Où :

X : est le facteur de réduction pour le mode de flambement approprié.

$\beta_A = 1$ (section de classe 1)

$A = 2040 \text{ mm}^2$

$f_y = 235 \text{ N/mm}^2$, $\gamma_{m1} = 1.1$ est le facteur partiel de sécurité pour la résistance au flambement.

Les valeurs de χ sont données dans le tableau de ksi (voir annexe) en fonction de l'élançement réduit λ et de la courbe de flambement appropriée.

$$\lambda = \left(\frac{l}{\lambda_1}\right)\beta_A^{0.5} \quad \text{et} \quad \lambda = \frac{l}{i}$$

l = est la longueur de flambement de l'élément.

Le contreventement est conçu comme un élément simplement appuyé. Par conséquent, le rapport de longueur de flambement l/L est égal à 1. La longueur de flambement est égale à la longueur de l'élément.

$$l = \sqrt{(6^2 + 5.1^2)} = 7870 \text{ mm}$$

Calcul du facteur de réduction, X

$$\lambda = \frac{l}{i} = \frac{7870}{46.2} = 170.34$$

$$\lambda_1 = 93.9 \text{ } \varepsilon = 93.9 \times 1 = 93.9$$

$$\lambda = \left(\frac{170.34}{93.9}\right)^{0.5} = 1.81$$

$$\lambda = 1.81 \text{ (courbe de flambement b) } \quad X_{LT} = 0.7183$$

La résistance de calcul au flambement de l'élément:

$$N_{b,Rd} = \frac{x \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{0.7183 \times 1 \times 20.4 \times 23.5}{1.1} = 313.04 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 312.2 \text{ KN} < N_{b,Rd} = 313.04 \text{ KN}$$

Condition vérifiée

La résistance nominale au flambement de l'élément est supérieure à la charge appliquée (312.2 kN), donc le contreventement est satisfaisant.

V.4.3 Conclusion

Le contreventement remplit toutes les exigences de l'Eurocode pour les éléments en traction et en compression, et est donc satisfaisant.

Le cadre est satisfaisant pour toutes les vérifications exigées par le règlement EC3.



Chapitre VI

**MODELISATION
DU BATIMENT
AVEC ROBOT**

VI.1. Introduction :

Pour faire l'étude d'un système il y a plusieurs méthodes manuelles classiques, mais vu la disponibilité d'un logiciel (**Autodesk Robot Structural Analysis Professional**), alors notre tâche consiste à introduire des données et avoir à la fin une note de calcul.

VI.2. Description du logiciel ROBOT :

Le logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis** (nommé **Robot** dans le fichier d'aide entier) est un progiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Le logiciel **Robot** permet de créer les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure.

Il utilise la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales de type : Treillis, portique, structures mixtes

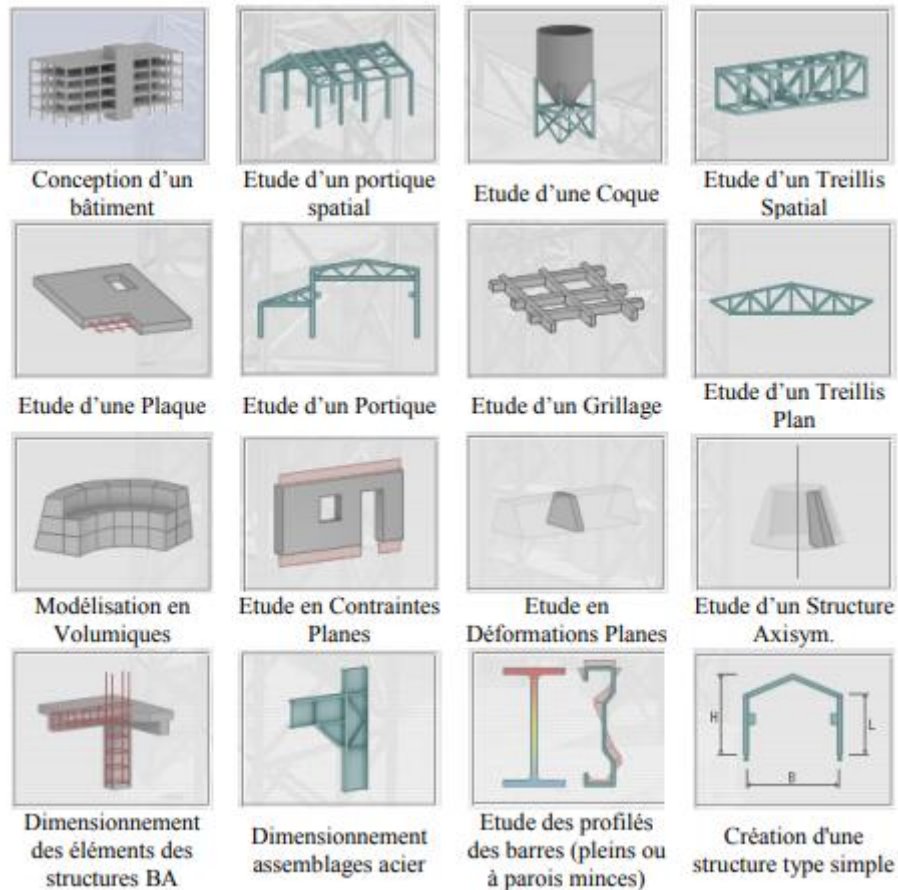
VI.3. Etapes de modélisation par le logiciel ROBOT Structural Analysis :

VI.3.1 Lancement du logiciel :

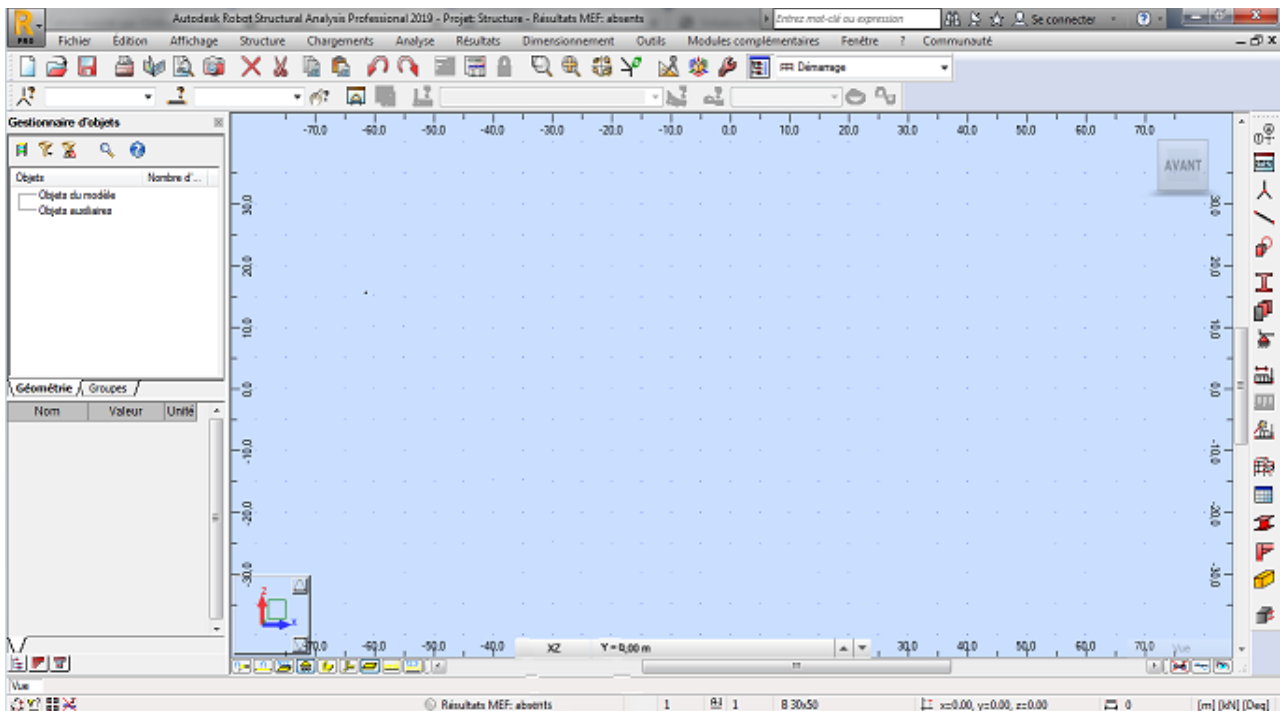
Au démarrage du logiciel, la fenêtre suivante apparaît pour sélectionner le type de structure ou l'élément qu'on veut étudier.



Pour faciliter la modélisation, ils ont mis plusieurs modules à choisir 2D ou 3D comme Portiques.

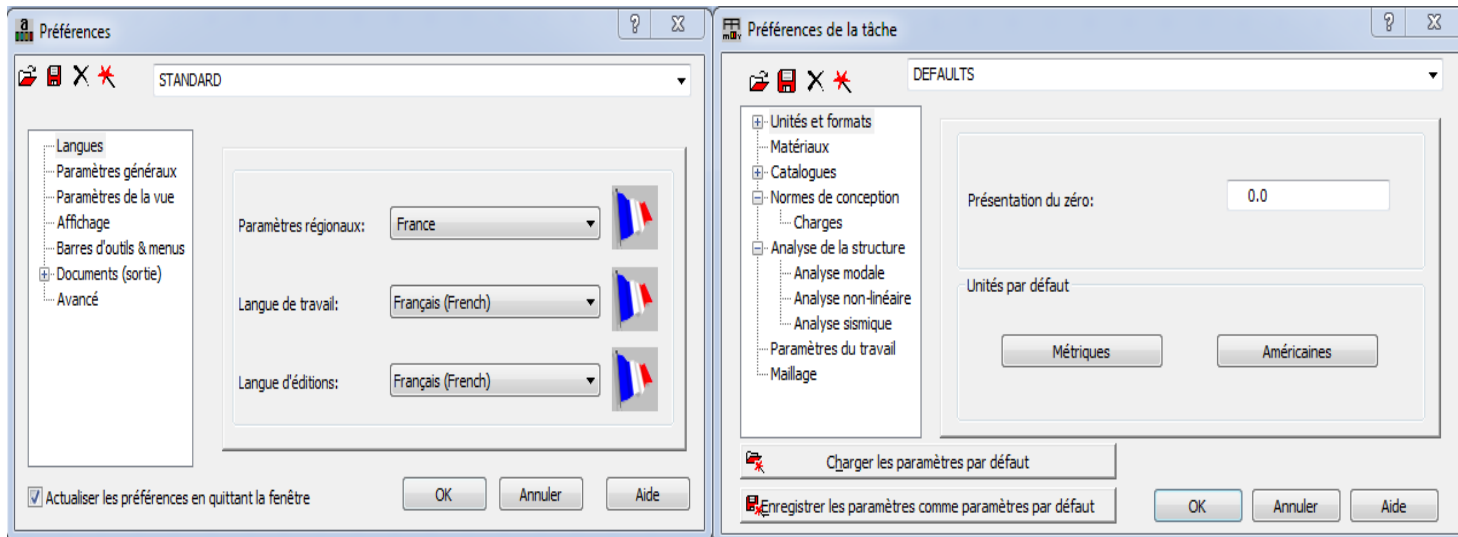


On sélectionne le module qui facilite la modélisation de notre bâtiment (Etude d'un portique spatial), La fenêtre principale apparaît qui contient le menu et les barres d'outils par défaut en haut et en bas et sur la droite et la fenêtre du gestionnaire des objets sur la gauche.



VI.3.2 Réglage des préférences et des préférences de la tâche :

Par cette fenêtre on peut changer les différents types de préférence telle que (langue, affichage, unités et formats, matériaux, catalogues, normes de conception, ...)



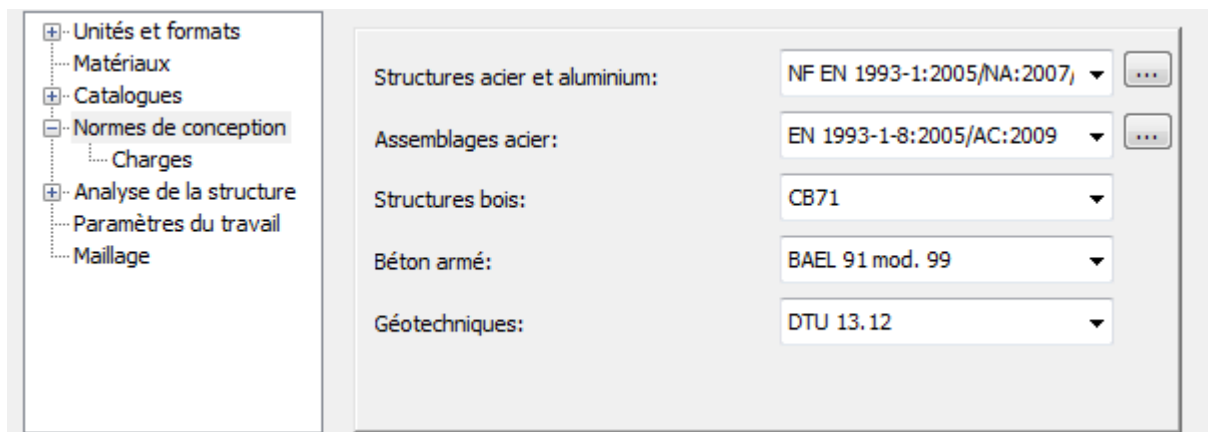
VI.3.2.1 Unités et formats :

Par cette fenêtre on peut modifier les unités des dimensions, des efforts, angles et déplacements ...

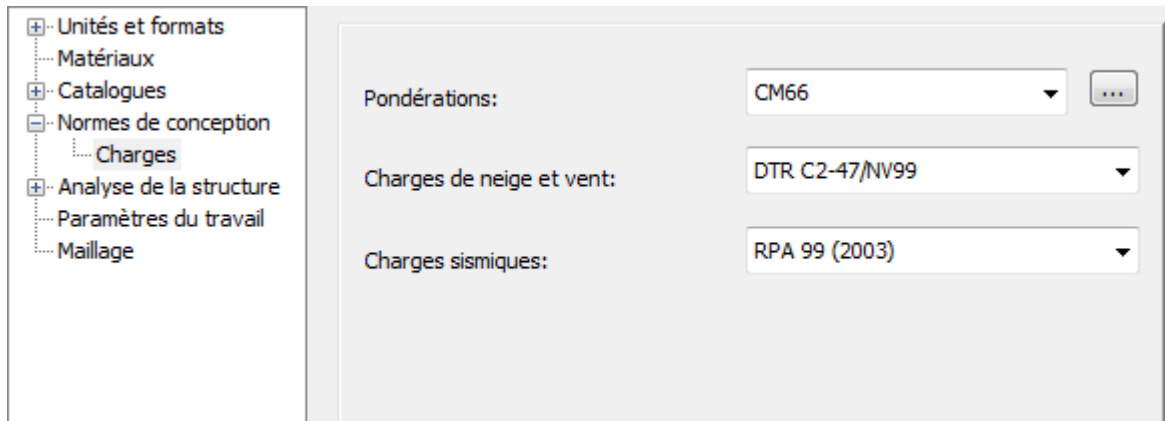


VI.3.2.2 Normes de conception :

Robot contient plusieurs règlements et on peut choisir la norme utilisée dans notre pays par le menu déroulant :



La même chose pour les charges sismiques et climatiques :




VI.4 Modélisation du projet :

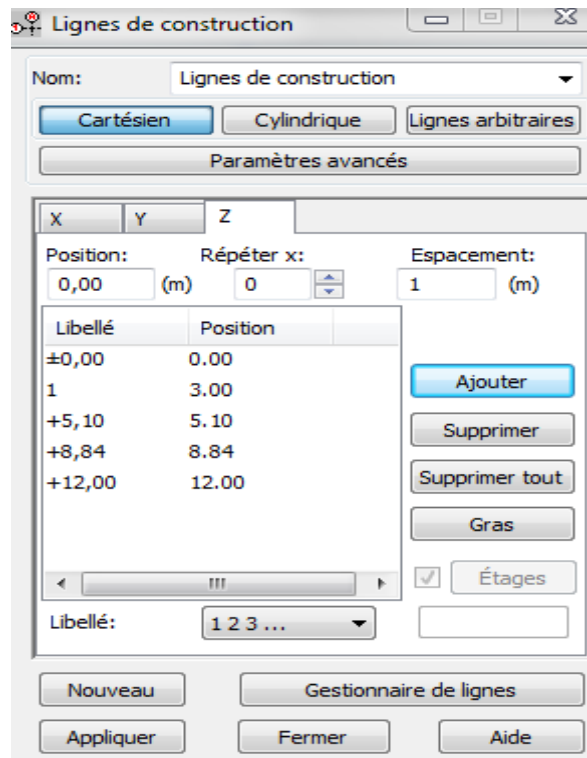
VI.4.1 lignes de construction :

Les lignes de construction ou le grillage de la structure représentent les axes des éléments de la structure à modéliser selon les 3 directions X, Y, Z et les extrémités des éléments et les bords des faces de la structure.

Sur ces lignes et les croisements de lignes on peut par la suite dessiner les barres, les poutres, et les accrocher bout à bout facilement. Pour cela on a besoin des dimensions de la structure (longueur, largeur, hauteur) et tout le détail des espacements et des dimensions des éléments de la structure et donc le plan détaillé de la structure.


On commence à dessiner les lignes de construction par la commande  la première icône de la barre d'outils qui se trouve sur la droite de la fenêtre.

En cliquant sur cette icône la boîte de dialogue suivante s'ouvre :



On utilise les coordonnées cartésiennes **X, Y, Z** dans le champ **Position** on saisit la valeur de la distance de l'axe qu'on veut dessiner à partir d'un axe de référence 0 m Dans le champ **Répéter x** et **Espacement**.


VI.4.2 définition des sections :

Pour définir les sections des éléments barres on utilise la commande **Profilés de barres**  Par cette option on peut définir les sections de tous les éléments barres de la structure : poteaux, poutres, solives, contreventement...

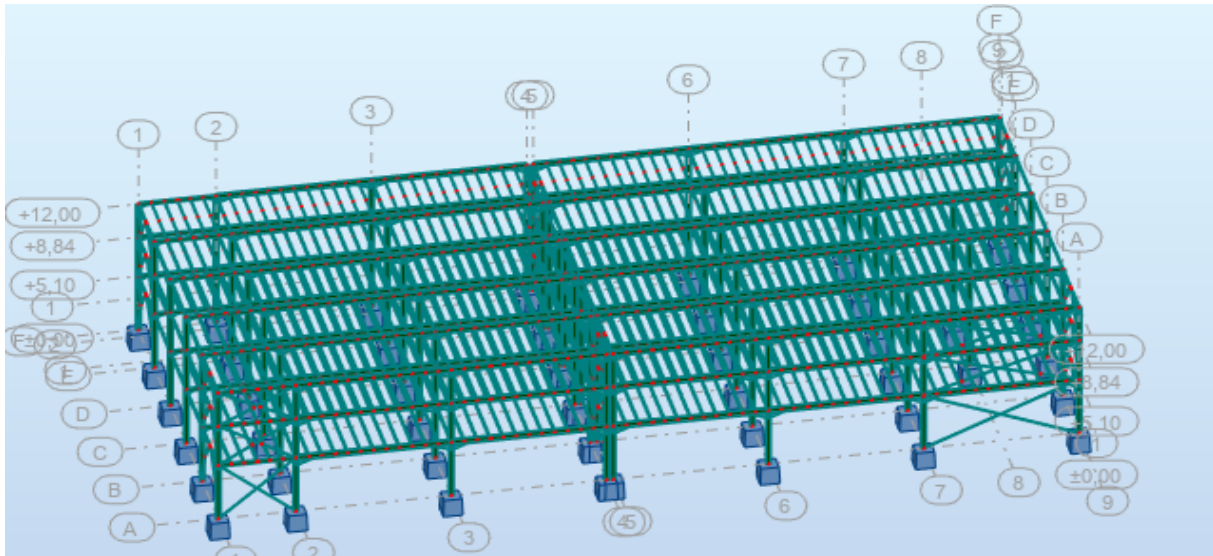
VI.4.3 définition de la structure :

Maintenant qu'on a défini les lignes de construction et les sections des éléments de la structure, on commence à dessiner notre structure à l'aide des lignes de construction réalisées précédemment.

VI.4.4 Conditions d'appuis :

Pour définir les appuis nodaux dans la structure on utilise la commande  **Appuis** on va choisir **l'encastrement**.

On aura la vue en 3D suivante :



VI.4.5 Chargement :

Le chargement d'une structure consiste à définir les cas de charge selon la nature des charges (permanente, exploitation, vent, neige, sismique ...) et ensuite l'application des charges (charges sur barres, charges surfaciques ...) sur la structure pour les cas de charge créés et enfin la définition des combinaisons des cas de charge.

Dans notre cas on définit les charges surfaciques suivantes :

$G \text{ étages} = 5.75 \text{ KN/m}^2$. $G \text{ terrasse} = 7.02 \text{ KN/m}^2$. $G \text{ sable} = 0.15 \text{ KN/m}^2$

$Q \text{ étages} = 3.5 \text{ KN/m}^2$. $Q \text{ terrasse} = 1 \text{ KN/m}^2$. $V \text{ pignon} = -3.19 \text{ KN/m}^2$

$V \text{ long-pan} = -2.61 \text{ KN/m}^2$

On ajoute les différentes combinaisons de charge en utilisant la commande Combinaisons manuelles qui se trouve sur le menu **Charges ► Combinaisons manuelles**.

A l'ELU :

$1.35GT + 1.5 QT$

$1.35GE + 1.5 QE$

$1.35G + 1.35 Q + 1.35 VP$

$1.35G + 1.35 Q + 1.35 VL$

$1.35 G + 1.35 VL + 1.35 S$

$1.35 G + 1.35 VP + 1.35 S$

A l'ELS:

$G + Q$

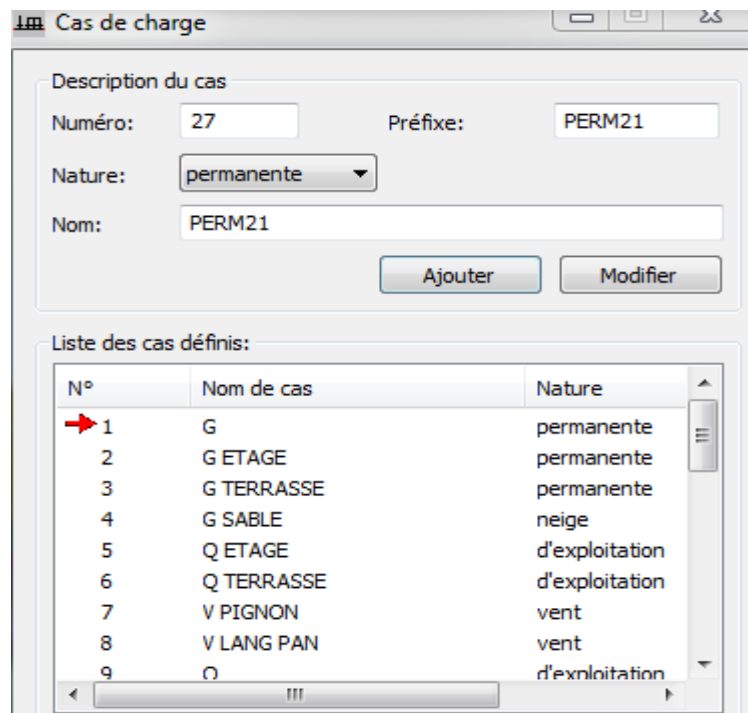
$G + VP$

$G + VL$

$G + S$

$GE + QE$

$G + 0.9 Q + 0.9 S$



$$G + 0.9 Q + 0.9 VP$$

$$G + 0.9 Q + 0.9 VL$$

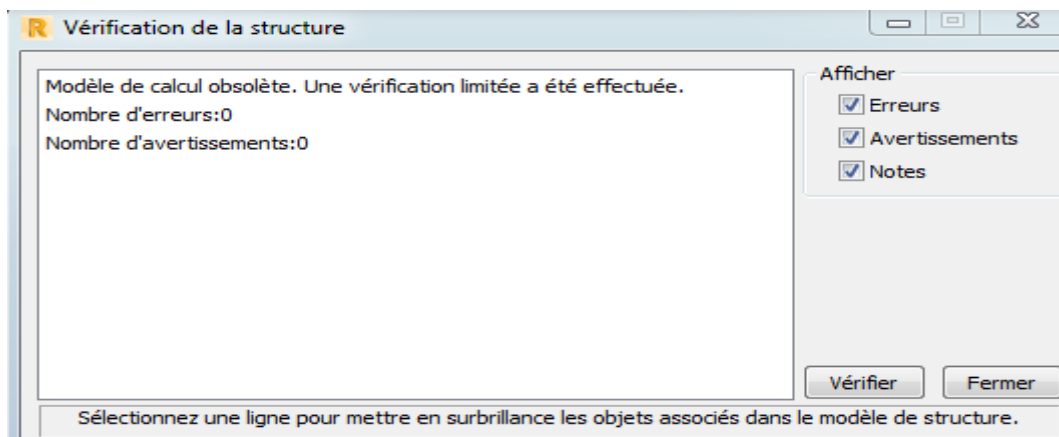
$$G + 0.9 VL + 0.9 S$$

$$G + 0.9 VP + 0.9 S$$

VI.5 Analyse de la structure :

Maintenant qu'on a fini avec la modélisation de notre structure, on passe au calcul et analyse de cette structure sous l'effet du chargement qu'on a défini.

Avant de lancer le calcul il faut d'abord vérifier la structure s'il y a des erreurs de modélisation et des barres disjointes, on clique sur **Analyse ► Vérifier structure**.

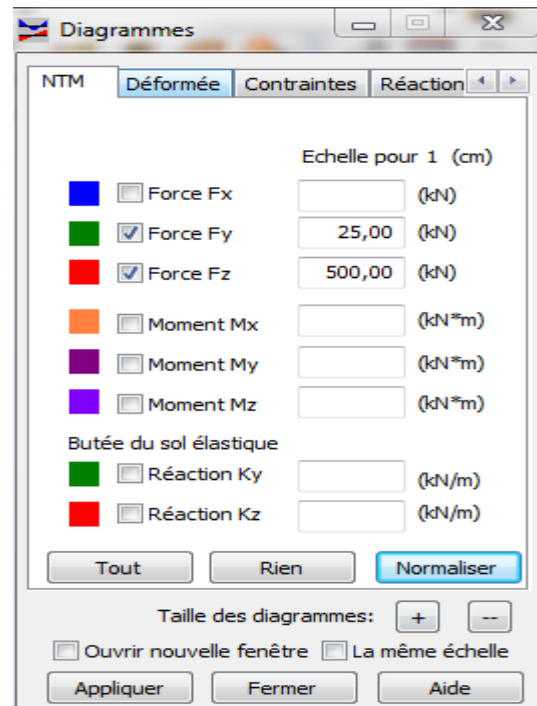


Pour lancer le calcul on clique sur la commande  **Calculer (Analyse ► Calculer)**

VI.6 Résultat d'analyse :

Pour afficher les résultats de l'analyse de la structure et les diagrammes des efforts internes, des déformées, des contraintes et des réactions on sélectionne **Résultats** dans le menu démarrage de la barre d'outils supérieure.

Pour voir le diagramme de l'effort interne on coche la case par exemple du Moment M_y puis on clique sur **Appliquer**.



VI.7 les assemblages :

Pour faire les assemblages des éléments de la structure, on sélectionne Assemblages dans le menu démarrage de la barre d'outils supérieure.

On sélectionne les différents éléments à qui en vas faire l'assemblage avec l'icône



Une fois que tous les modifications qui concerne l'assemblage sont faite en passe au calcul avec l'icône



VI.8 Note de calcul :

Les notes de calcul regroupent toutes les informations saisies, les résultats des calculs ainsi que les résultats du dimensionnement et ceux des assemblages. De plus, tous les graphiques, tableaux et vues issus de **Robot** peuvent être intégrés dans la note de calcul.



Chapitre VII

**VERIFICATIONS
DES ELEMENTS**

VII.1 Introduction :

Le but de tous calculs de structures est de vérifier tous les éléments aux sollicitations afin d'assurer la stabilité globale de l'ossature.

La vérification de l'ossature nécessite au préalable l'évaluation de toutes les charges (permanentes, d'exploitations, sismiques et climatiques) qui lui seraient appliquées.

Le calcul se fait sous les combinaisons d'actions les plus défavorables auxquelles ils pourraient être soumis durant toute leur période d'exploitation de l'ouvrage.

Les sollicitations obtenues servent à la vérification des éléments (poteaux, poutres, ...) elles servent également au calcul des assemblages. Ainsi qu'à celui de l'infrastructure.

VII.2 Méthode de travail :

Après avoir pré dimensionné les éléments de notre structure (les éléments structuraux et secondaires), on passe à la vérification de ces éléments à l'aide du logiciel **ROBOT**.

On modélise notre structure sur ROBOT en utilisant les profilés déjà pré-dimensionné, puis on introduit les charges permanentes, les surcharges d'exploitation et les combinaisons d'action puis on lance le calcul et on vérifie les éléments.

L'organigramme ci-dessous résume les étapes de travail:

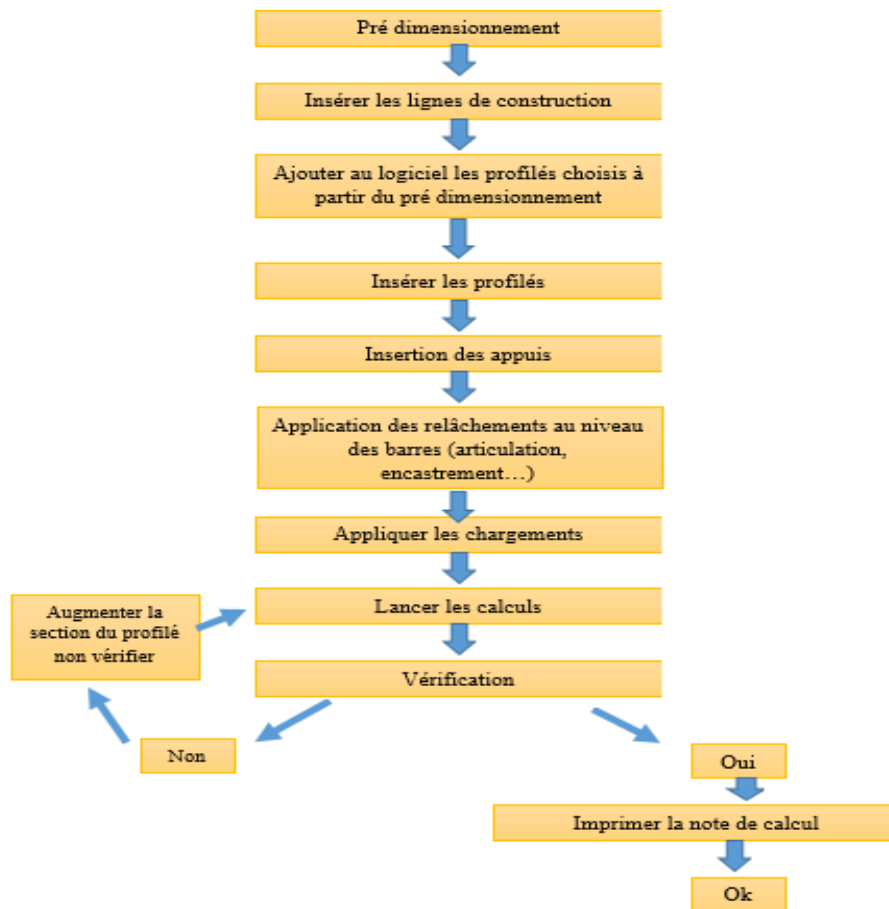


Figure VII.1. Etape de modélisation à l'aide du logiciel **ROBOT**

VII.3 Etapes de la modélisation :

VII.3.1 Matériaux utilisés

➤ **Acier**

La limite élastique de traction, $f_y=235$ MPA.

Module de YOUNG (module d'élasticité longitudinal) $E=210000$ MPA.

Module d'élasticité transversal $G=80000$ MPA.

La masse volumique de l'acier : $\rho = 7850$ Kg/m³

Coefficient de poisson $\nu = 0.3$

➤ **Béton**

Résistance à la compression à 28 jours $f_{c28} = 25$ MPA

La résistance caractéristique à la traction f_{t28} : donné par la formule suivante :
 $f_{t28} = 0.6 \times 0.06 \times f_{c28}$ (BAEL/A2.1 ,12)

$f_{t28} = 0.6 \times 0.06 \times 25 = 2.1$ MPA

La masse volumique : $\rho = 2500$ Kg/m³.

Le module d'élasticité longitudinale $E = 32164.2$ MPA.

Coefficient de poisson

$\nu = 0$ à l'ELU

$\nu = 0.2$ à l'ELS

VII.3.2 Modélisation géométrique :

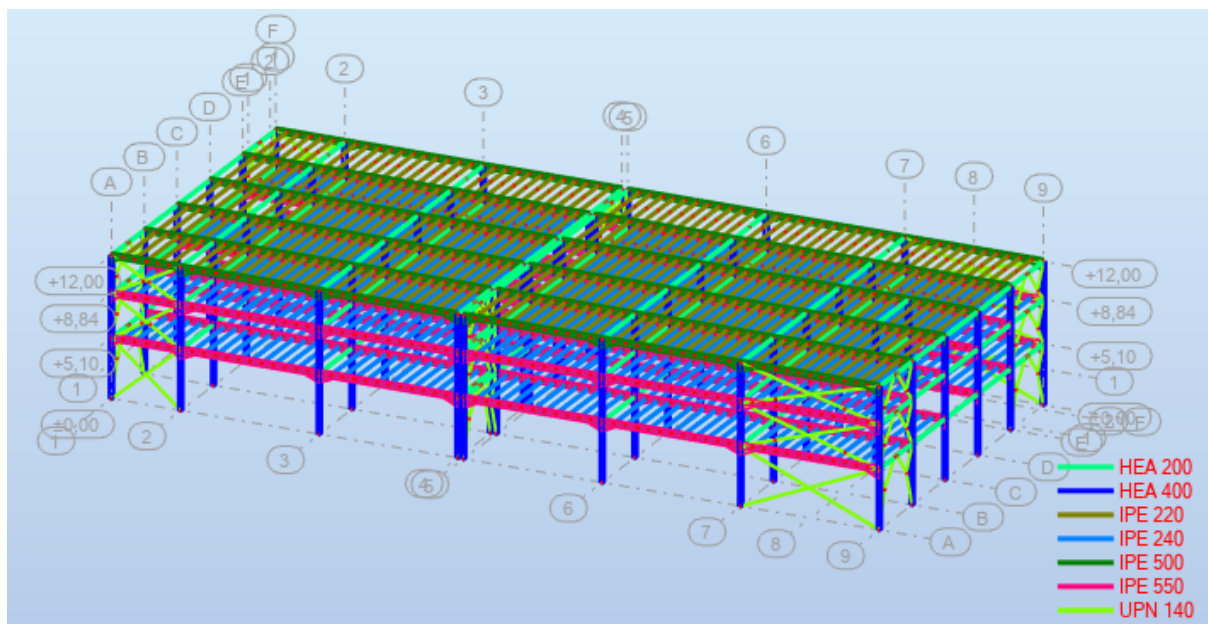


Figure VII.2. Vue en 3D de la structure

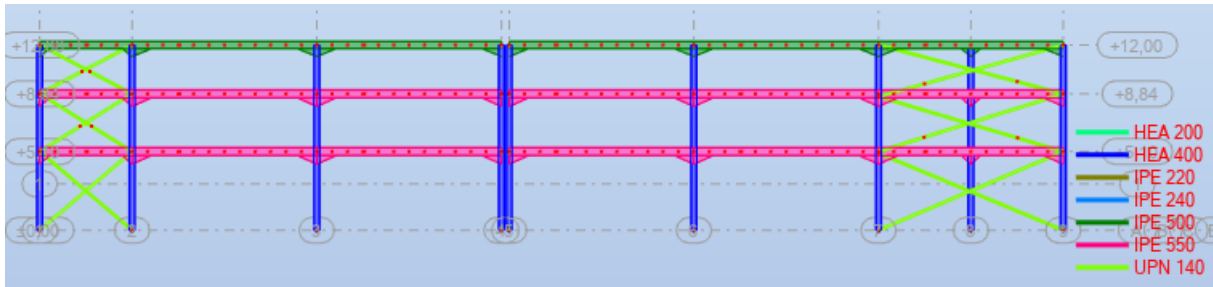


Figure VII.3. Vue en élévation de la face long-pan

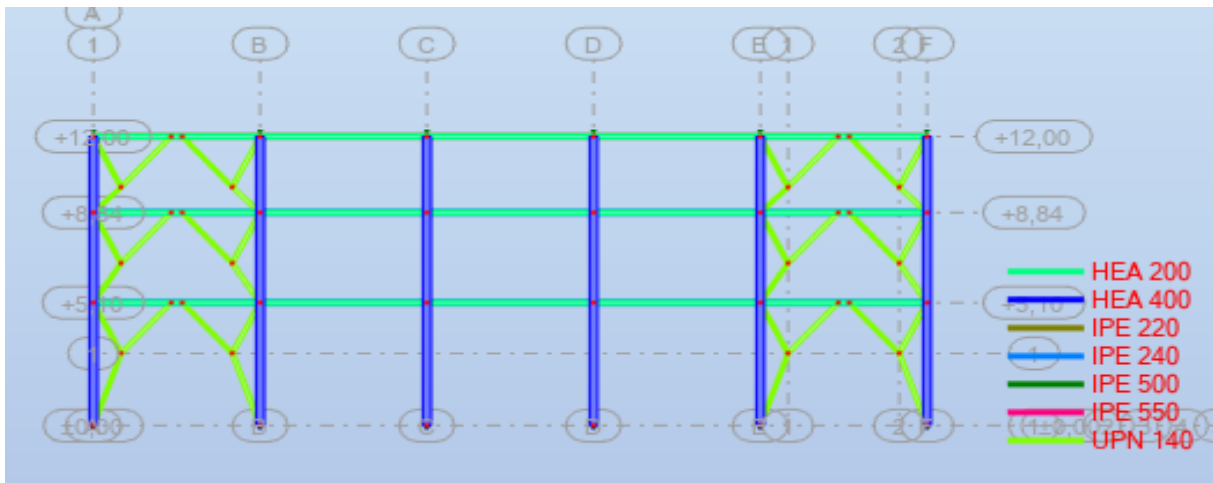


Figure VII.4. Vue en élévation de la face pignon

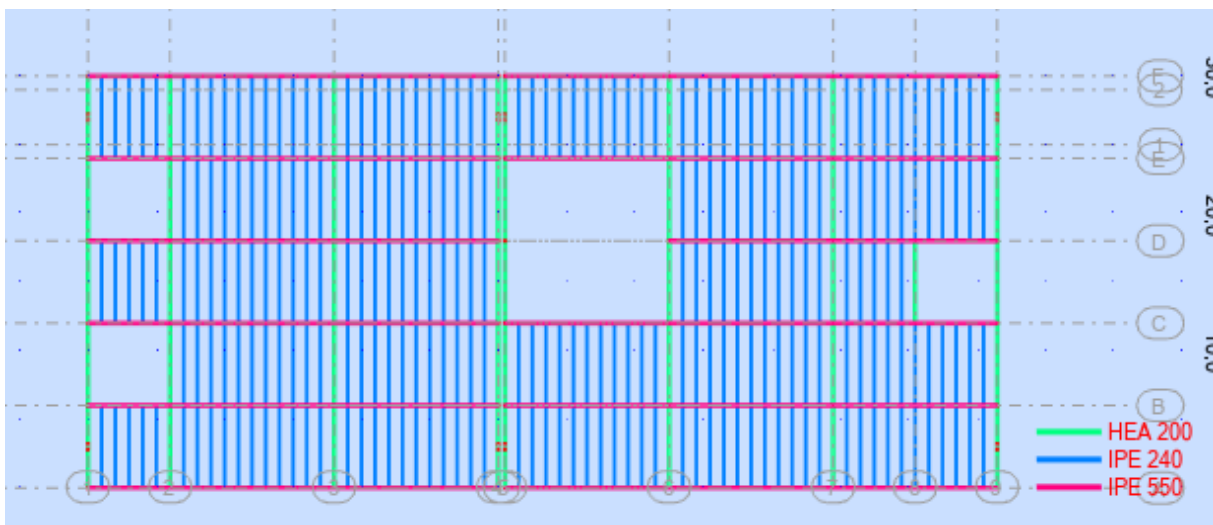


Figure VII.5. Vue en plan du plancher niveau : 5.10 m

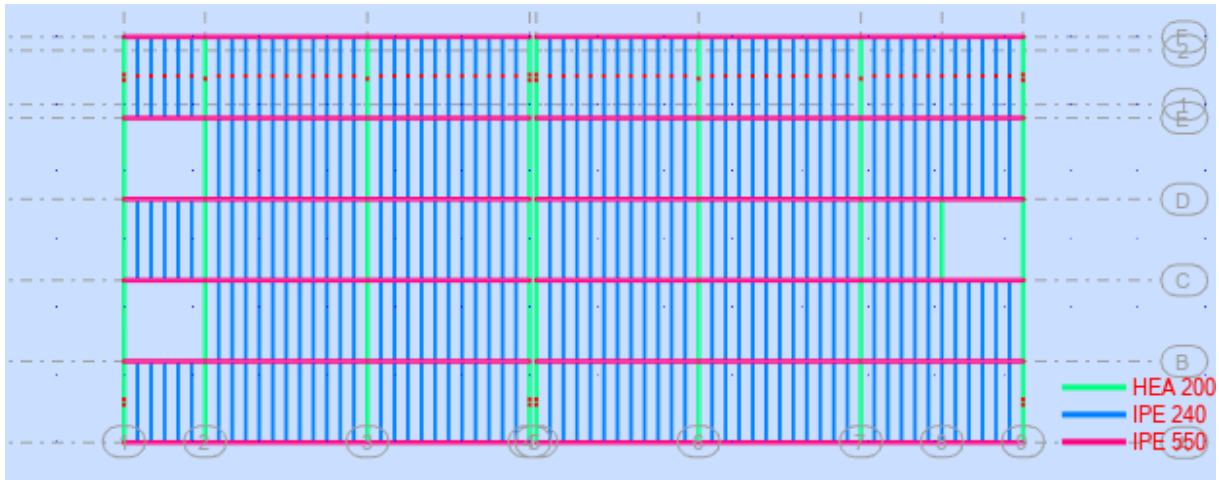


Figure VII.6. Vue en plan du plancher niveau : 8.84 m

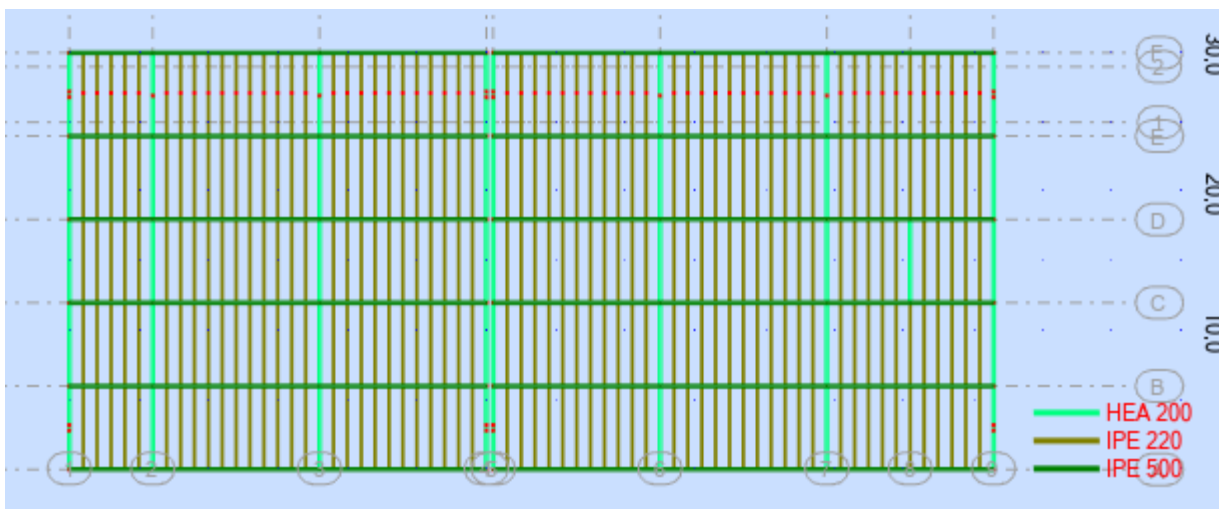


Figure VII.7. Vue en plan du plancher niveau : 12 m

VII.3.3 Chargements :

➤ **Pour le plancher étage courant :**

La charge permanente $G = 5.75 \text{ KN/m}^2$

La surcharge d'exploitation $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

➤ **Pour le plancher terrasse :**

La charge permanente $G = 7.02 \text{ KN/m}^2$

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

➤ **Charge du sable :**

La charge du sable $G = 0.15 \text{ KN/m}^2$

➤ **La charge du vent sur le pignon :**

$V_{\text{pignon}} = -3.19 \text{ KN/m}^2$

➤ **La charge du vent sur le Long pan :**

$V_{\text{Long pan}} = -2.61 \text{ KN/m}^2$

VII.3.4 Combinaison d'action :**➤ A'PELU :**

1.35GT + 1.5 QT

1.35GE + 1.5 QE

1.35G + 1.35 Q +1.35 VP

1.35G + 1.35 Q +1.35 VL

1.35 G + 1.35 VL +1.35 S

1.35 G + 1.35 VP + 1.35 S

➤ A L'ELS:

G + Q

G + VP

G + VL

G + S

G E + Q E

G+ 0.9 Q + 0.9 S

G + 0.9 Q + 0.9 VP

G + 0.9 Q + 0.9 VL

G + 0.9 VL + 0.9 S

G + 0.9 VP + 0.9 S

VII.4 Résultat des vérifications à l'aide du logiciel ROBOT :

Les résultats des vérifications des éléments de notre ouvrage sont donnés comme suit :

VII.4.1. Vérification des solives :**VII.4.1.1 Solives planchers terrasse IPE220****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: *1137 solive2*

POINT: *7*

COORDONNEE: *x = 1.00 L = 6.00 m*

CHARGEMENTS:

*Cas de charge décisif: 10 1.35GT+1.5QT 3*1.35+5*1.50*

MATERIAU:

ACIER E28 $f_y = 27500000.00 \text{ daN/m}^2$

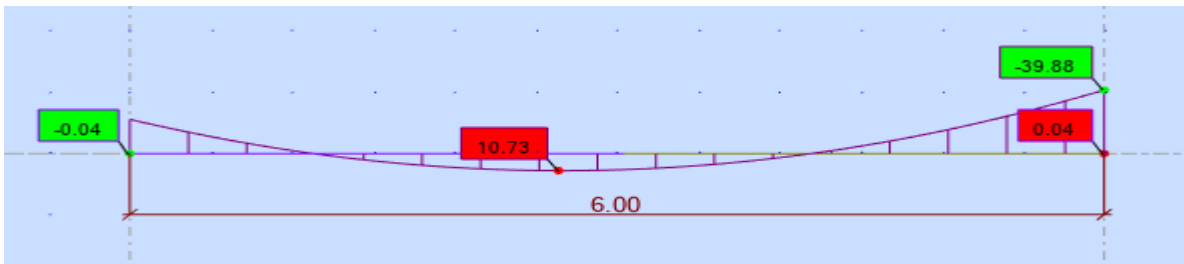


PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 220

$h=22.0 \text{ cm}$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=11.0 \text{ cm}$	$A_y=22.892 \text{ cm}^2$	$A_z=15.881 \text{ cm}^2$	$A_x=33.370 \text{ cm}^2$
$t_w=0.6 \text{ cm}$	$I_y=2771.840 \text{ cm}^4$	$I_z=204.886 \text{ cm}^4$	$I_x=8.860 \text{ cm}^4$
$t_f=0.9 \text{ cm}$	$W_{ply}=285.426 \text{ cm}^3$	$W_{plz}=58.112 \text{ cm}^3$	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = 0.36 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = -39.88 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,Ed} = 0.04 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{y,Ed} = -0.01 \text{ kN}$
$N_{c,Rd} = 917.69 \text{ kN}$	$M_{y,Ed,max} = -39.88 \text{ kN}\cdot\text{m}$		$M_{z,Ed,max} = -0.04 \text{ kN}\cdot\text{m}$
	$V_{y,T,Rd} = 363.46 \text{ kN}$		
$N_{b,Rd} = 917.69 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = 78.49 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,c,Rd} = 15.98 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,Ed} = -29.14 \text{ kN}$
	$MN_{y,Rd} = 78.49 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$MN_{z,Rd} = 15.98 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,T,Rd} = 252.15 \text{ kN}$
	$M_{b,Rd} = 72.80 \text{ kN}\cdot\text{m}$		$T_{t,Ed} = -0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 1.00$	$M_{cr} = 354.94 \text{ kN}\cdot\text{m}$	Courbe,LT -	$X_{LT} = 0.91$
$L_{cr,low}=1.00 \text{ m}$	$Lam_{LT} = 0.47$	$fi_{,LT} = 0.65$	$X_{LT,mod} = 0.93$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$$k_{yy} = 1.00$$



en z:

$$k_{zz} = 1.00$$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{,Ed}/N_{c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/MN_{y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/MN_{z,Rd})^1 = 0.26 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.12 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})\cdot g_{M0}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})\cdot g_{M0}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.55 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.55 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.55 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL):

$$u_y = 0.2 \text{ cm} < u_y \text{ max} = L/200.00 = 3.0 \text{ cm}$$

Vérfié

Cas de charge décisif: 19 G+VL (1+8)*1.00

$$u_z = 0.0 \text{ cm} < u_z \text{ max} = L/200.00 = 3.0 \text{ cm}$$

Vérfié

Cas de charge décisif: 19 G+VL (1+8)*1.00



Déplacements (REPERE GLOBAL): Non analysé

Profil correct !!!

VII.4.1.2 Solives plancher étage courant IPE 240

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: 521 solive1

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L = 0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 13 1.35G+1.35Q+1.35VL (1+9+8)*1.35

MATERIAU:

ACIER E28 $f_y = 27500000.00 \text{ daN/m}^2$



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 240

h=24.0 cm

g_{M0}=1.00

g_{M1}=1.00

b=12.0 cm

A_y=27.311 cm²

A_z=19.144 cm²

A_x=39.116 cm²

tw=0.6 cm

I_y=3891.630 cm⁴

I_z=283.634 cm⁴

I_x=11.600 cm⁴

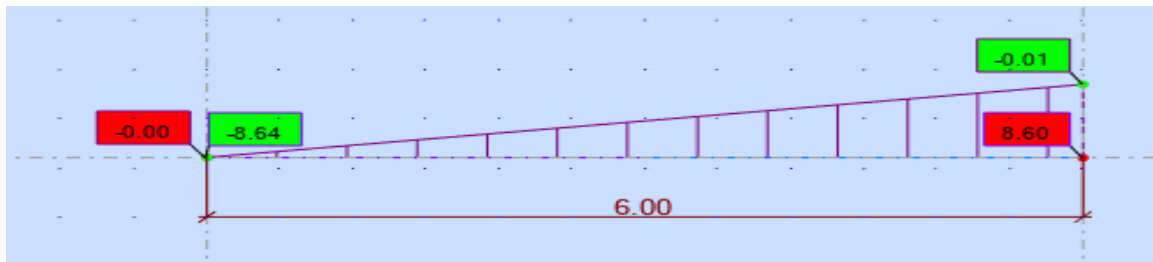
tf=1.0 cm

Wply=366.679 cm³

Wplz=73.927 cm³

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = -11.50 kN	My,Ed = -0.00 kN*m	Mz,Ed = -8.64 kN*m	Vy,Ed = -2.87 kN
Nt,Rd = 1075.70 kN	My,pl,Rd = 100.84 kN*m	Mz,pl,Rd = 20.33 kN*m	Vy,T,Rd = 433.63 kN
	My,c,Rd = 100.84 kN*m	Mz,c,Rd = 20.33 kN*m	Vz,Ed = -0.00 kN
	MN,y,Rd = 100.84 kN*m	MN,z,Rd = 20.33 kN*m	Vz,T,Rd = 303.95 kN
			Tt,Ed = -0.00 kN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.42 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(\sigma_y/(\sqrt{3})\sigma_{M0}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(\sigma_y/(\sqrt{3})\sigma_{M0}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL):

$$u_y = 0.6 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/200.00 = 3.0 \text{ cm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif: 19 G+VL (1+8)*1.00

$$u_z = 0.9 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/200.00 = 3.0 \text{ cm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif: 26 GE+QE (2+5)*1.00



Déplacements (REPERE GLOBAL): Non analysé

Profil correct !!!

VII.4.2 Vérification des poutres principale :

VII.4.2.1 Poutres principale planchers terrasse IPE 500

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 Poutre1

POINT: 7

COORDONNEE: $x = 0.10 L = 1.20 \text{ m}$

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 10 1.35GT+1.5QT 3*1.35+5*1.50

MATERIAU:

ACIER E28 $f_y = 27500000.00 \text{ daN/m}^2$

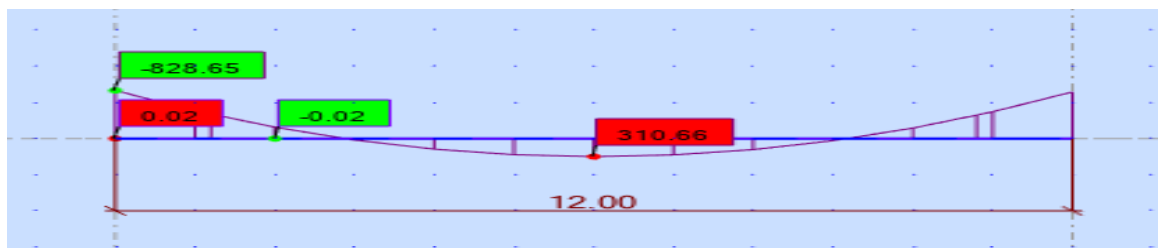


PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 500

$h=50.0 \text{ cm}$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=20.0 \text{ cm}$	$A_y=64.000 \text{ cm}^2$	$A_z=47.736 \text{ cm}^2$	$A_x=115.522 \text{ cm}^2$
$tw=1.0 \text{ cm}$	$I_y=48198.500 \text{ cm}^4$	$I_z=2141.690 \text{ cm}^4$	$I_x=89.000 \text{ cm}^4$
$tf=1.6 \text{ cm}$	$W_{ely}=1927.940 \text{ cm}^3$	$W_{elz}=214.169 \text{ cm}^3$	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = 3.25 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = -423.49 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,Ed} = 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{y,Ed} = 0.03 \text{ kN}$
$N_{c,Rd} = 3176.86 \text{ kN}$	$M_{y,el,Rd} = 530.18 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,el,Rd} = 58.90 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{y,T,Rd} = 1015.70 \text{ kN}$
$N_{b,Rd} = 3176.86 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = 530.18 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,c,Rd} = 58.90 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,Ed} = 286.41 \text{ kN}$
			$V_{z,T,Rd} = 757.70 \text{ kN}$
	$M_{b,Rd} = 520.49 \text{ kN}\cdot\text{m}$		$T_{t,Ed} = 0.01 \text{ kN}\cdot\text{m}$
			Classe de la section = 3





PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 1.00$	$M_{cr} = 9418.60 \text{ kN}\cdot\text{m}$	Courbe,LT - d	$XLT = 0.97$
$L_{cr,low} = 1.00 \text{ m}$	$\lambda_{m,LT} = 0.24$	$f_{i,LT} = 0.54$	$XLT,mod = 0.98$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$$k_{yy} = 1.00$$



en z:

$$k_{zz} = 1.00$$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.80 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$\sqrt{(\sigma_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\tau_{z,Ed} + \tau_{t,Ed})^2} / (f_y / \gamma_{M0}) = 0.84 < 1.00 \quad (6.2.1(5))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.38 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{t,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{z,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.81 < 1.00 \quad (6.3.2.1(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.81 < 1.00 \quad (6.3.3(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.81 < 1.00 \quad (6.3.3(4))$$

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL):

$$u_y = 0.5 \text{ cm} < u_{y \max} = L/200.00 = 6.0 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

Cas de charge décisif: 19 G+VL (1+8)*1.00

$$u_z = 0.0 \text{ cm} < u_{z \max} = L/200.00 = 6.0 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

Cas de charge décisif: 20 G+S (1+4)*1.00



Déplacements (REPERE GLOBAL): Non analysé

Profil correct !!!

VII.4.2.2 Poutres principale planchers étage courant IPE 550

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: 48 Poutre1

POINT: 1

COORDONNEE: $x = 0.90 L = 10.80 \text{ m}$

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 15 1.35GE+1.5QE 2*1.35+5*1.50

MATERIAU:

ACIER E28 $f_y = 27500000.00 \text{ daN/m}^2$

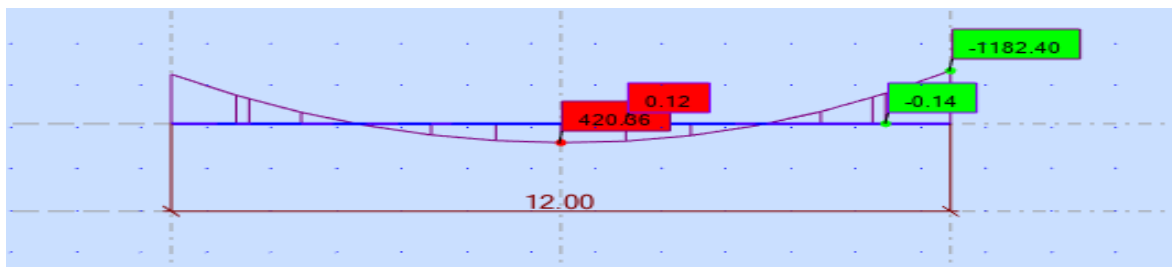


PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 550

$h=55.0 \text{ cm}$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=21.0 \text{ cm}$	$A_y=72.240 \text{ cm}^2$	$A_z=57.232 \text{ cm}^2$	$A_x=134.416 \text{ cm}^2$
$tw=1.1 \text{ cm}$	$I_y=67116.500 \text{ cm}^4$	$I_z=2667.580 \text{ cm}^4$	$I_x=118.400 \text{ cm}^4$
$tf=1.7 \text{ cm}$	$W_{ely}=2440.600 \text{ cm}^3$	$W_{elz}=254.055 \text{ cm}^3$	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = 2.55 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = -594.90 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,Ed} = -0.12 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{y,Ed} = 0.11 \text{ kN}$
$N_{c,Rd} = 3696.44 \text{ kN}$	$M_{y,el,Rd} = 671.16 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,el,Rd} = 69.87 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{y,T,Rd} = 1146.53 \text{ kN}$
$N_{b,Rd} = 3696.44 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = 671.16 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,c,Rd} = 69.87 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,Ed} = -411.24 \text{ kN}$
			$V_{z,T,Rd} = 908.45 \text{ kN}$
	$M_{b,Rd} = 663.30 \text{ kN}\cdot\text{m}$		$T_{t,Ed} = 0.01 \text{ kN}\cdot\text{m}$
			Classe de la section = 3



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 1.00$	$M_{cr} = 12905.39 \text{ kN}\cdot\text{m}$	Courbe,LT - d	$X_{LT} = 0.98$
$L_{cr,low}=1.00 \text{ m}$	$Lam_{LT} = 0.23$	$f_{i,LT} = 0.54$	$X_{LT,mod} = 0.99$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

$k_{yy} = 1.00$

$k_{zz} = 1.00$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.89 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$\sqrt{(\text{Sig}_{x,Ed})^2 + 3 * (\text{Tau}_{z,Ed} + \text{Tau}_{tz,Ed})^2} / (f_y / g_{M0}) = 0.95 < 1.00 \quad (6.2.1.(5))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.45 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\text{Tau}_{ty,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} * g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\text{Tau}_{tz,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} * g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.90 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed} / (X_y * N_{Rk} / g_{M1}) + k_{yy} * M_{y,Ed} / (X_{LT} * M_{y,Rk} / g_{M1}) + k_{yz} * M_{z,Ed} / (M_{z,Rk} / g_{M1}) = 0.90 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed} / (X_z * N_{Rk} / g_{M1}) + k_{zy} * M_{y,Ed} / (X_{LT} * M_{y,Rk} / g_{M1}) + k_{zz} * M_{z,Ed} / (M_{z,Rk} / g_{M1}) = 0.90 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL):

$$u_y = 0.1 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/200.00 = 6.0 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

Cas de charge décisif: 19 G+VL (1+8)*1.00

$$u_z = 1.6 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/200.00 = 6.0 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

Cas de charge décisif: 26 GE+QE (2+5)*1.00



Déplacements (REPERE GLOBAL): Non analysé

Profil correct !!!

VII.4.3. Vérification des poutres de rive :

Poutres de rive planchers terrasse et étage courant HEA 200

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: 368 sablier
3.20 m

POINT: 1

COORDONNEE: $x = 0.53 L =$

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 12 1.35G+1.35Q+1.35VP (1+9+7)*1.35

MATERIAU:

ACIER E28 $f_y = 27500000.00 \text{ daN/m}^2$

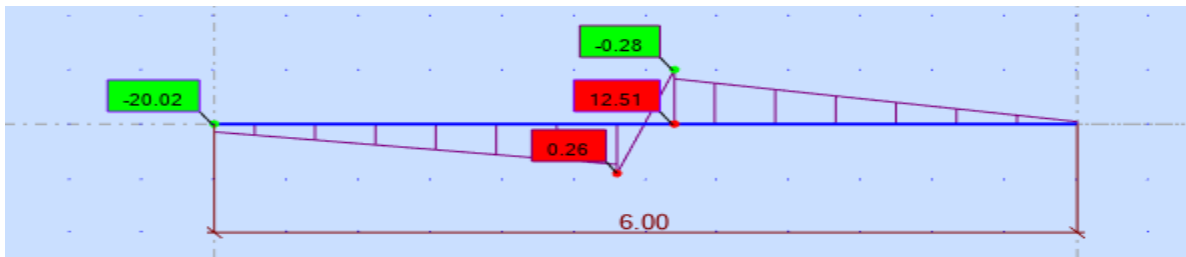


PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 200

$h=19.0 \text{ cm}$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=20.0 \text{ cm}$	$A_y=45.121 \text{ cm}^2$	$A_z=18.081 \text{ cm}^2$	$A_x=53.831 \text{ cm}^2$
$t_w=0.7 \text{ cm}$	$I_y=3692.150 \text{ cm}^4$	$I_z=1335.510 \text{ cm}^4$	$I_x=18.600 \text{ cm}^4$
$t_f=1.0 \text{ cm}$	$W_{ply}=429.521 \text{ cm}^3$	$W_{plz}=203.822 \text{ cm}^3$	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = 0.01 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = 0.21 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,Ed} = 12.08 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{y,Ed} = 9.00 \text{ kN}$
$N_{c,Rd} = 1480.36 \text{ kN}$	$M_{y,Ed,max} = 0.21 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,Ed,max} = -20.02 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{y,T,Rd} = 672.31 \text{ kN}$
$N_{b,Rd} = 1480.36 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = 118.12 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,c,Rd} = 56.05 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,Ed} = -0.06 \text{ kN}$
	$MN_{,y,Rd} = 118.12 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$MN_{,z,Rd} = 56.05 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,T,Rd} = 275.72 \text{ kN}$
	$M_b,Rd = 118.12 \text{ kN}\cdot\text{m}$		$T_{t,Ed} = 0.44 \text{ kN}\cdot\text{m}$
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 1.00$	$M_{cr} = 1863.40 \text{ kN}\cdot\text{m}$	Courbe,LT -	$X_{LT} = 1.00$
$L_{cr,upp}=1.00 \text{ m}$	$Lam_{LT} = 0.25$	$f_{i,LT} = 0.52$	$X_{LT,mod} = 1.00$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$k_{yy} = 1.00$



en z:

$k_{zz} = 1.00$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{,Ed}/N_{c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$

$(M_{y,Ed}/MN_{,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/MN_{,z,Rd})^{1.00} = 0.22 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$

$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$

$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$

$\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})\cdot gM0) = 0.15 < 1.00 \quad (6.2.6)$

$$\tau_{Ed} / (f_y / (\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.10 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed,max} / M_{b,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed} / (X_y \cdot N_{Rk} / g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max} / (X_{LT} \cdot M_{y,Rk} / g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max} / (M_{z,Rk} / g_{M1}) = 0.36 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed} / (X_z \cdot N_{Rk} / g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max} / (X_{LT} \cdot M_{y,Rk} / g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max} / (M_{z,Rk} / g_{M1}) = 0.36 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL):

$$u_y = 0.6 \text{ cm} < u_{y,max} = L / 200.00 = 3.0 \text{ cm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif: 18 G+VP (1+7)*1.00

$$u_z = 0.0 \text{ cm} < u_{z,max} = L / 200.00 = 3.0 \text{ cm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif: 19 G+VL (1+8)*1.00



Déplacements (REPERE GLOBAL): Non analysé

Profil correct !!!

VII.4.4 Vérification des poteaux :

Poteaux HEA 400

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: 6 Poteaux
0.00 m

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L =

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 13 1.35G+1.35Q+1.35VL (1+9+8)*1.35

MATERIAU:

ACIER E28 fy = 27500000.00 daN/m²

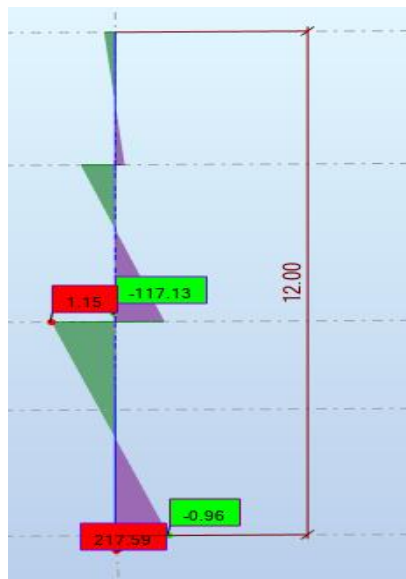


PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 400

h=39.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=30.0 cm	Ay=126.198 cm ²	Az=57.328 cm ²	Ax=158.978 cm ²
tw=1.1 cm	Iy=45069.400 cm ⁴	Iz=8563.830 cm ⁴	Ix=191.000 cm ⁴
tf=1.9 cm	Wply=2561.970 cm ³	Wplz=872.880 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 15.43 kN	My,Ed = -0.96 kN*m	Mz,Ed = 217.59 kN*m	Vy,Ed = 126.77 kN
Nc,Rd = 4371.90 kN	My,Ed,max = 1.11 kN*m	Mz,Ed,max = 217.59 kN*m	Vy,T,Rd = 2003.02 kN
Nb,Rd = 4371.90 kN	My,c,Rd = 704.54 kN*m	Mz,c,Rd = 240.04 kN*m	Vz,Ed = 0.41 kN
	MN,y,Rd = 704.54 kN*m	MN,z,Rd = 240.04 kN*m	Vz,T,Rd = 910.04 kN
			Tt,Ed = -0.01 kN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 1.00 m	Lam_y = 0.07
Lcr,y = 1.00 m	Xy = 1.00
Lamy = 5.94	kzy = 0.38



en z:

Lz = 1.00 m	Lam_z = 0.16
Lcr,z = 1.00 m	Xz = 1.00
Lamz = 13.62	kzz = 0.78

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.91 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.06 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{y} = 5.94 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 13.62 < \lambda_{z,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.50 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.71 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL): Non analysé



Déplacements (REPERE GLOBAL):

$$v_x = 0.3 \text{ cm} < v_{x,max} = L/150.00 = 8.0 \text{ cm}$$

Vérfifié

Cas de charge décisif: 18 G+VP (1+7)*1.00

$$v_y = 4.8 \text{ cm} < v_{y,max} = L/150.00 = 8.0 \text{ cm}$$

Vérfifié

Cas de charge décisif: 19 G+VL (1+8)*1.00

Profil correct !!!

VII.4.5. Vérification des contreventements :

VII.4.5.1 Contreventement Lang pan UPN 140

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 2533 diagonale
13.00 m

POINT: 3

COORDONNEE: x = 1.00 L =

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 14 1.35G+1.35VP+1.35S (1+7+4)*1.35

MATERIAU:

ACIER E28 $f_y = 27500000.00 \text{ daN/m}^2$

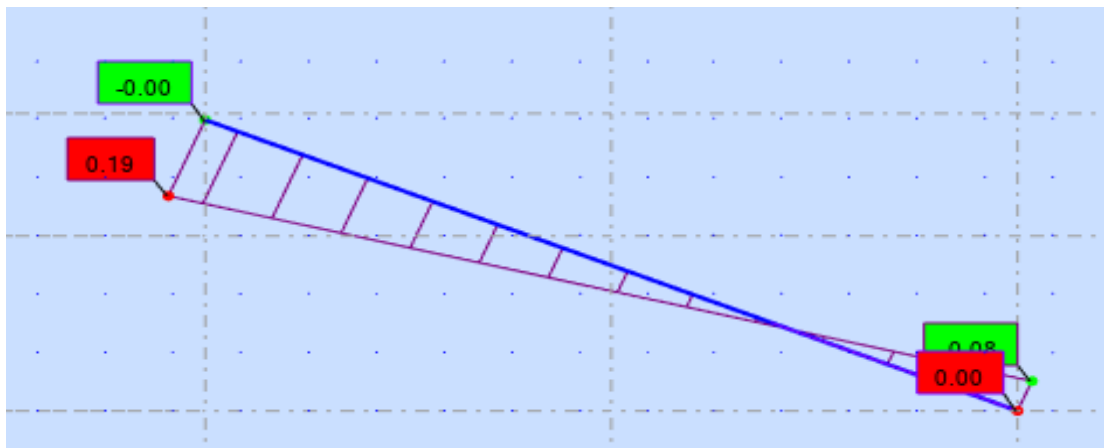


PARAMETRES DE LA SECTION: UPN 140

h=14.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=6.0 cm	Ay=13.269 cm ²	Az=9.969 cm ²	Ax=20.269 cm ²
tw=0.7 cm	Iy=604.675 cm ⁴	Iz=62.508 cm ⁴	Ix=5.253 cm ⁴
tf=1.0 cm	Wely=86.382 cm ³	Welz=14.728 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 67.07 kN	My,Ed = 0.19 kN*m	Mz,Ed = -0.00 kN*m	Vy,Ed = 0.00 kN
Nc,Rd = 557.40 kN daN/m ²	My,el,Rd = 23.76 kN*m	Mz,el,Rd = 4.05 kN*m	Tau,y,max,Ed = 7.21
Nb,Rd = 557.40 kN daN/m ²	My,c,Rd = 23.76 kN*m	Mz,c,Rd = 4.05 kN*m	Vz,Ed = 0.02 kN
			Tau,z,max,Ed = 2573.43
			Tt,Ed = -0.00 kN*m
			Classe de la section = 3



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.13 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$\sqrt{(\sigma_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\tau_{xy,Ed})^2} / (f_y / g_{M0}) = 0.13 < 1.00 \quad (6.2.1(5))$$

$$(\tau_{y,max,Ed} + \tau_{xy,Ed}) / (f_y / (\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$(\tau_{z,max,Ed} + \tau_{tz,Ed}) / (f_y / (\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL):

$u_y = 0.4 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/200.00 = 6.5 \text{ cm}$ Vérfié

Cas de charge décisif: 19 G+VL (1+8)*1.00

$u_z = 0.1 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/200.00 = 6.5 \text{ cm}$ Vérfié

Cas de charge décisif: 18 G+VP (1+7)*1.00



Déplacements (REPERE GLOBAL): Non analysé

Profil correct !!!

VII.4.5.1 Contreventement pignon UPN 140

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: *Vérification des pièces*

FAMILLE:

PIECE: 2503 diagonale
2.77 m

POINT: 3

COORDONNEE: $x = 1.00 L =$

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 16 1.35G+1.35VL+1.35S (1+8+4)*1.35

MATERIAU:

ACIER E28 $f_y = 27500000.00 \text{ daN/m}^2$



PARAMETRES DE LA SECTION: UPN 140

$h=14.0 \text{ cm}$	$gM_0=1.00$	$gM_1=1.00$	
$b=6.0 \text{ cm}$	$A_y=13.269 \text{ cm}^2$	$A_z=9.969 \text{ cm}^2$	$A_x=20.269 \text{ cm}^2$
$t_w=0.7 \text{ cm}$	$I_y=604.675 \text{ cm}^4$	$I_z=62.508 \text{ cm}^4$	$I_x=5.253 \text{ cm}^4$
$t_f=1.0 \text{ cm}$	$W_{ely}=86.382 \text{ cm}^3$	$W_{elz}=14.728 \text{ cm}^3$	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = 142.77 \text{ kN}$ $M_{y,Ed} = -3.66 \text{ kN}^*\text{m}$ $M_{z,Ed} = -0.01 \text{ kN}^*\text{m}$ $V_{y,Ed} = -0.00 \text{ kN}$

$N_{c,Rd} = 557.40 \text{ kN}$
daN/m²

$M_{y,el,Rd} = 23.76 \text{ kN*m}$

$M_{z,el,Rd} = 4.05 \text{ kN*m}$

$Tau_{y,max,Ed} = -99.62$

$N_{b,Rd} = 557.40 \text{ kN}$

$M_{y,c,Rd} = 23.76 \text{ kN*m}$

$M_{z,c,Rd} = 4.05 \text{ kN*m}$

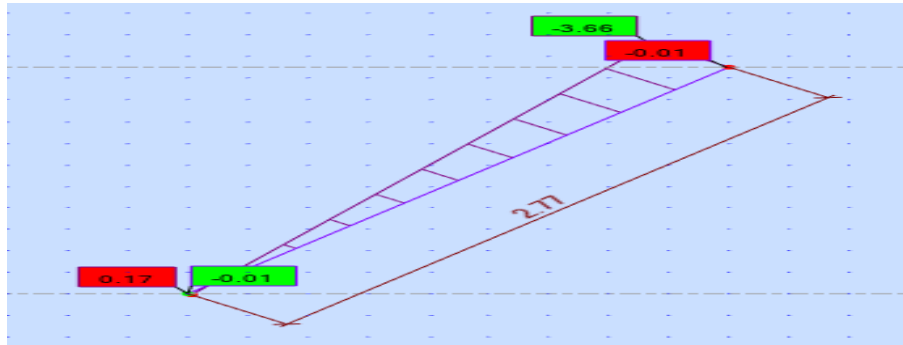
$V_{z,Ed} = -1.39 \text{ kN}$

daN/m²

$Tau_{z,max,Ed} = -172578.98$

$T_{t,Ed} = -0.00 \text{ kN*m}$

Classe de la section = 3



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.41 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$\sqrt{(\sigma_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\tau_{xy,Ed})^2} / (f_y / \gamma_{M0}) = 0.41 < 1.00 \quad (6.2.1(5))$$

$$(\tau_{y,max,Ed} + \tau_{xy,Ed}) / (f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$(\tau_{z,max,Ed} + \tau_{tz,Ed}) / (f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})) = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL):

$$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y,max} = L/200.00 = 1.4 \text{ cm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif: 19 G+VL (1+8)*1.00

$$u_z = 0.1 \text{ cm} < u_{z,max} = L/200.00 = 1.4 \text{ cm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif: 19 G+VL (1+8)*1.00



Déplacements (REPERE GLOBAL): Non analysé

Profil correct !!!

VII.5 Conclusion :

Après avoir terminé les vérifications permettant de satisfaire les conditions de stabilité et de résistance, on représente les différents éléments adoptés dans le tableau ci-dessous :

Elements		Profilé adopté
solives	Plancher terrasse	IPE 220
	Plancher étage courant	IPE 240
Poutre principale	Plancher terrasse	IPE 500
	Plancher etage courant	IPE 550
Poutre de rive	Plancher terrasse	HEA 200
	Plancher etage courant	HEA 200
Contre ventement	Lang-pan	UPN 140
	Pignon	UPN 140
poteaux		HEA 400



Chapitre VIII

**ETUDE DES
ASSEMBLAGES**

VIII.1 Introduction :

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment la torsion.

VIII.2 Rôle des assemblages :

Les assemblages ont pour fonction d'assurer la liaison ou la continuité des composants élémentaires entre eux, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations souvent importantes, généralement statiques, mais quelquefois dynamiques (effets de chocs, vibration etc...) entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsion afin de réaliser l'ossature de l'ouvrage projeté. Pour réaliser une structure métallique, on dispose de pièces individuelles, qu'il convient d'assembler :

- Soit bout à bout (éclissage, raboutages)
- Soit concourantes (attaches poutre / poteau, treillis...etc.).

Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il y a lieu de distinguer, parmi les assemblages :

- Les assemblages articulés, qui transmettent uniquement les efforts normaux et tranchants.
- Les assemblages rigides, qui transmettent en outre les divers moments.

VIII.3 Fonctionnement des assemblages :

Les principaux modes d'exécution des assemblages sont :

VIII.3.1. Les assemblages soudés :

En charpente soudée les assemblages sont plus rigides, cela a pour effet un encastrement partiel des éléments constructifs. Les soudages à la flamme oxyacétylénique et le soudage à l'arc électrique sont des moyens de chauffages qui permettent d'élever à la température de fusion brilles des pièces de métal à assembler.

VIII.3.2. Les assemblages boulonnés :

Le boulonnage consiste le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur site, pour le cas le choix a été porté sur le boulon de haute résistance (HR) il comprend une vis à tige filetée, une tête hexagonale ou carrée et un écrou en acier à très haute résistance :

On distingue deux types de boulons qui se différencient des caractéristiques mécaniques plus ou moins élevées.

- Les boulons ordinaires.
- Les boulons à haute résistance.

Tableau VIII.1. Caractéristiques mécaniques des boulons de différentes nuances

Boulons	Classe de qualité	F _{YB} (N/mm ²)	F _{UB} (N/mm ²)
De charpente	4.6	240	400
	5.6	300	500
A haute résistance	8.8	640	800
	10.9	900	1000

VII.3.3. Les assemblages rivetés :

Cette méthode d’assemblage a été le premier mis en œuvre de manière généralisée par la construction métallique, il est aujourd’hui pratiquement abandonné au profit des assemblages boulonnés.

VIII.3.4. Les assemblages collés :

C’est le type d’assemblage le moins utilisé dans la charpente métallique. Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux il y a lieu de distinguer. Parmi les assemblages:



- Les assemblages articulés qui transmettront uniquement les efforts normaux et tranchants
- Les assemblages rigides qui transmettront en outre les divers moments.

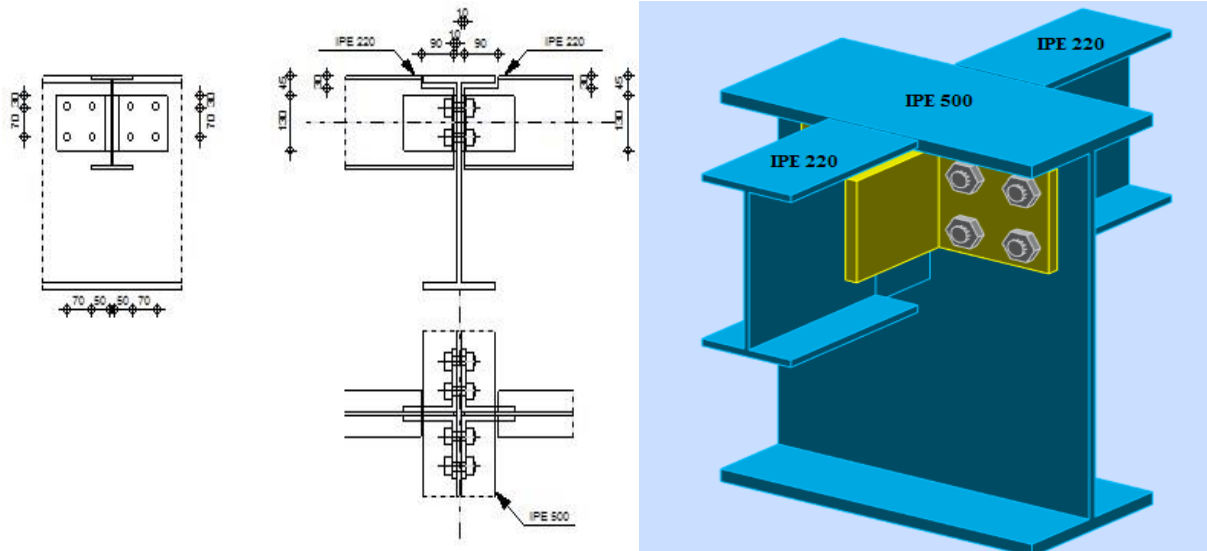
Dans notre cas on utilise des assemblages par boulonnage et soudage.

Le logiciel **ROBOT** nous permet de calculer les différents assemblages et les résultats des calculs sont comme suites :

VIII.4 Assemblage poutre – poutre

VIII.4.1. Poutre principale plancher terrasse (IPE500) solive plancher terrasse (IPE220)

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019	
	Calculs de l'assemblage poutre-poutre (âme) EN 1993-1-8:2005/AC:2009	



GENERAL

Assemblage N°: 15

Nom de l'assemblage : Poutre-poutre (âme)

Nœud de la structure: 1057

Barres de la structure: 119, 979, 968

GEOMETRIE

POUTRE PRINCIPALE

Profilé: IPE 500

Barre N°: 119

Matériau: ACIER E28

$f_{yg} = 27500000,00$ [daN/m²] Résistance de calcul

GAUCHE

POUTRE

Profilé: IPE 220

Barre N°: 979

Matériau: ACIER E28

$f_{dbl} = 27500000,00$ [daN/m²] Résistance de calcul

ENCOCHE DE LA POUTRE

$h_1 = 30$ [mm] Encoche supérieur

$h_2 = 0$ [mm] Encoche inférieure

ENCOCHE DE LA POUTRE

$h_1 = 30$ [mm] Encoche supérieur

$l = 90$ [mm] Longueur de l'encoche

CORNIERE

Profilé: CAE 150x14

Matériau: ACIER E28

$f_{dki} = 27500000,00$ [daN/m²] Résistance de calcul

BOULONS

SOUDURES

$a_{ab} = 5$ [mm] Soudures assemblant la cornière à la poutre

DROITE

POUTRE

Profilé: IPE 220

Barre N°: 968

Matériau: ACIER E28

$f_{dbr} = 27500000,00$ [daN/m²] Résistance de calcul

ENCOCHE DE LA POUTRE

$h_1 = 30$ [mm] Encoche supérieur

$h_2 = 0$ [mm] Encoche inférieure

$l = 90$ [mm] Longueur de l'encoche

CORNIERE

Profilé: CAE 150x14

Matériau: ACIER E28

$f_{dkr} = 27500000,00$ [daN/m²] Résistance de calcul

BOULONS

➤ BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE PRINCIPALE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 8.8 Classe du boulon

$d = 20$ [mm] Diamètre du boulon

$k = 2$ Nombre de colonnes des boulons

Classe = HR 8.8 Classe du boulon

w = 2 Nombre de rangés des boulons

SOUDURES

a_{ab} = 5 [mm] Soudures assemblant la cornière à la poutre

COEFFICIENTS DE MATERIAU

γ_{M0} = 1,00 Coefficient de sécurité partiel [2.2]

γ_{M2} = 1,25 Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Cas: 10: 1.35GT+1.5QT 3*1.35+5*1.50

GAUCHE

N_{b2,Ed} = -2,28 [kN] Effort axial

V_{b2,Ed} = 31,62 [kN] Effort tranchant

M_{b2,Ed} = 33,75 [kN*m] Moment fléchissant

DROITE

N_{b1,Ed} = -4,08 [kN] Effort axial

V_{b1,Ed} = 27,34 [kN] Effort tranchant

M_{b1,Ed} = 33,61 [kN*m] Moment fléchissant

RESULTATS

GAUCHE

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE PRINCIPALE

➤ FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE POUTRE PRINCIPALE - CORNIERE

F_{x,Ed} = 4,97 [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x

F_{z,Ed} = 8,92 [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z

F_{Ed} = 10,21 [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon

F_{Rdx} = 87,35 [kN] Résistance résultante de calcul du boulon [Tableau 3.4]

F_{Rdz} = 87,35 [kN] Résistance résultante de calcul du boulon [Tableau 3.4]

F_{x,Ed} ≤ F_{Rdx} 4,97 < 87,35 **vérifié** (0,06)

F_{z,Ed} ≤ F_{Rdz} 8,92 < 87,35 **vérifié** (0,10)

F_{Ed} ≤ F_{vRd} 8,92 < 135,72 **vérifié** (0,08)

Traction des boulons

$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$	$66,10 < 158,76$	vérifié	(0,42)
--------------------------	------------------	----------------	--------

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$F_{v,Ed} = 10,21$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon $F_{v,Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$

$F_{v,Ed}/F_{v,Rd} + F_{t,Ed}/(1.4 \cdot F_{t,Rd}) \leq 1.0$	$0,37 < 1,00$	vérifié	(0,37)
--	---------------	----------------	--------

RESISTANCE DES SOUDURES

➤ **SOUDURES D'ANGLE ENTRE LA CORNIERE ET LA POUTRE**

$\tau = 8770672,59$ [daN/m²] Contrainte résultante

$\tau \leq f_{vw,d}$	$8770672,59 < 22007233,79$	vérifié	(0,40)
----------------------	----------------------------	----------------	--------

DROITE

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE PRINCIPALE

➤ **FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE POUTRE PRINCIPALE - CORNIERE**

$F_{x,Ed} = 4,29$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x

$F_{z,Ed} = 7,71$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z

$F_{Ed} = 8,83$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon

$F_{Rdx} = 87,35$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon [Tableau 3.4]

$F_{Rdz} = 87,35$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon [Tableau 3.4]

$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$4,29 < 87,35$	vérifié	(0,05)
-------------------------	----------------	----------------	--------

$F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$7,71 < 87,35$	vérifié	(0,09)
-------------------------	----------------	----------------	--------

$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$7,71 < 135,72$	vérifié	(0,07)
------------------------	-----------------	----------------	--------

Traction des boulons

$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$	$64,81 < 158,76$	vérifié	(0,41)
--------------------------	------------------	----------------	--------

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$F_{v,Ed} = 8,83$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon $F_{v,Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$

$F_{v,Ed}/F_{v,Rd} + F_{t,Ed}/(1.4 \cdot F_{t,Rd}) \leq 1.0$	$0,36 < 1,00$	vérifié	(0,36)
--	---------------	----------------	--------

RESISTANCE DES SOUDURES

➤ **SOUDURES D'ANGLE ENTRE LA CORNIERE ET LA POUTRE**

$\tau = 8603272,34$ [daN/m²] Contrainte résultante

$\tau \leq f_{vw,d}$	$8603272,34 < 22007233,79$	vérifié	(0,39)
----------------------	----------------------------	----------------	--------

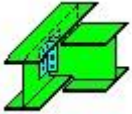
VERIFICATION DE LA POUTRE PRINCIPALE

➤ **FORCE RESULTANTE AGISSANT SUR LE BOULON DE RIVE**

$F_{x,Ed} = 9,26$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{x1,Ed} + F_{x2,Ed}$
$F_{z,Ed} = 16,63$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{z1,Ed} + F_{z2,Ed}$
$F_{b,Rdx} = 133,94$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	[Tableau 3.4]
$F_{b,Rdz} = 133,94$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	[Tableau 3.4]
$ F_{x,Ed} \leq F_{b,Rdx}$	$ 9,26 < 133,94$	vérifié (0,07)
$ F_{z,Ed} \leq F_{b,Rdz}$	$ 16,63 < 133,94$	vérifié (0,12)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio 0,42
--	-------------------


VIII.4.2. Poutre principale plancher étage courant (IPE550) solive plancher terrasse (IPE240)



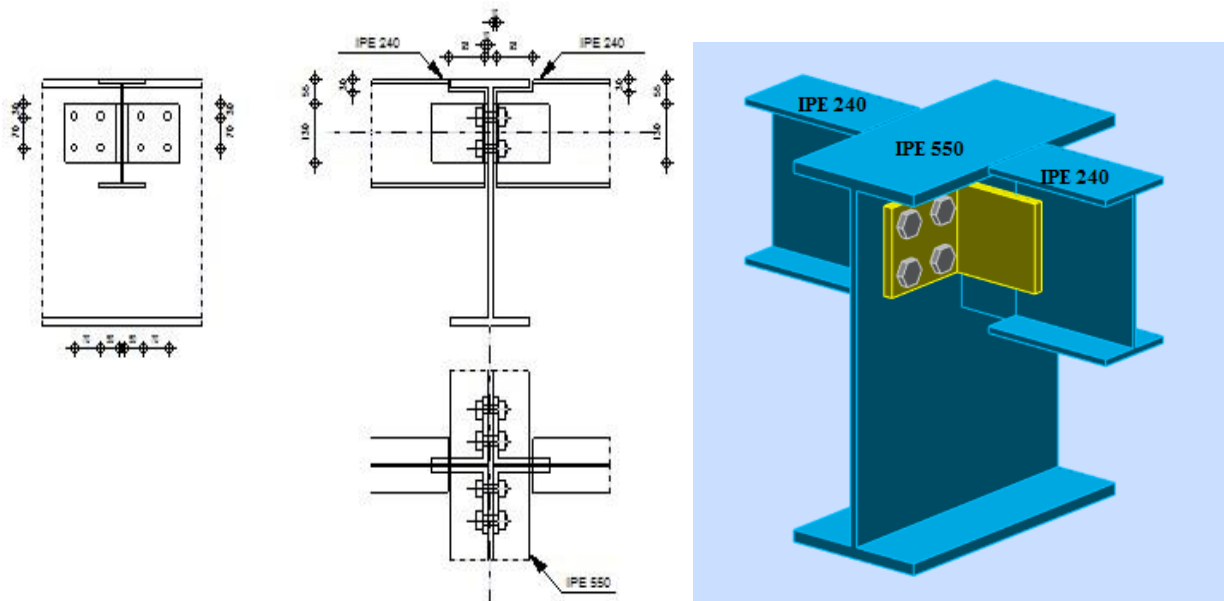
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

Calculs de l'assemblage poutre-poutre (âme)

EN 1993-1-8:2005/AC:2009



Ratio **0,45**



GENERAL

Assemblage N°: 16

Nom de l'assemblage : Poutre-poutre (âme)

Nœud de la structure: 659

Barres de la structure: 191, 658, 647

GEOMETRIE

POUTRE PRINCIPALE

Profilé: IPE 550

Barre N°: 191

Matériau: ACIER E28

$f_{yg} = 27500000,00$ [daN/m²] Résistance de calcul

GAUCHE

POUTRE

Profilé: IPE 240

Barre N°: 658

Matériau: ACIER E28

$f_{dbI} = 27500000,00$ [daN/m²] Résistance de calcul

ENCOCHE DE LA POUTRE

$h_1 = 30$ [mm] Encoche supérieur

$h_2 = 0$ [mm] Encoche inférieure

$l = 95$ [mm] Longueur de l'encoche

CORNIERE

Profilé: CAE 150x14

Matériau: ACIER E28

$f_{dKI} = 27500000,00$ [daN/m²] Résistance de calcul

BOULONS

SOUDURES

$a_{ab} = 5$ [mm] Soudures assemblant la cornière à la poutre

DROITE

POUTRE

Profilé: IPE 240

Barre N°: 647

Profilé: IPE 240

Matériau: ACIER E28

$f_{dbr} = 27500000,00$ [daN/m²] Résistance de calcul

ENCOCHE DE LA POUTRE

$h_1 = 30$ [mm] Encoche supérieur

$h_2 = 0$ [mm] Encoche inférieure

$l = 95$ [mm] Longueur de l'encoche

CORNIERE

Profilé: CAE 150x14

Matériau: ACIER E28

$f_{dkr} = 27500000,00$ [daN/m²] Résistance de calcul

BOULONS

➤ BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE PRINCIPALE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 8.8 Classe du boulon

$d = 20$ [mm] Diamètre du boulon

$k = 2$ Nombre de colonnes des boulons

$w = 2$ Nombre de rangés des boulons

SOUDURES

$a_{ab} = 5$ [mm] Soudures assemblant la cornière à la poutre

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Cas: 15: $1.35G_E + 1.5Q_E$ $2 * 1.35 + 5 * 1.50$

GAUCHE

$N_{b2,Ed} = 0,10$ [kN] Effort axial

$V_{b2,Ed} = 34,22$ [kN] Effort tranchant

$M_{b2,Ed} = 35,91$ [kN*m] Moment fléchissant

DROITE

$N_{b1,Ed} = 0,18$ [kN] Effort axial
 $V_{b1,Ed} = 35,78$ [kN] Effort tranchant
 $M_{b1,Ed} = 35,92$ [kN*m] Moment fléchissant

RESULTATS

GAUCHE

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE PRINCIPALE

➤ **FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE
 POUTRE PRINCIPALE - CORNIERE**

$F_{x,Ed} = 5,38$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x
 $F_{z,Ed} = 9,66$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z
 $F_{Ed} = 11,06$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon
 $F_{Rdx} = 87,35$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon [Tableau 3.4]
 $F_{Rdz} = 87,35$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon [Tableau 3.4]

$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$5,38 < 87,35$	vérifié	(0,06)
$F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$9,66 < 87,35$	vérifié	(0,11)
$F_{Ed} \leq F_{VRd}$	$9,66 < 135,72$	vérifié	(0,08)

Traction des boulons

$F_{t,Ed} \leq F_{tRd}$	$70,76 < 158,76$	vérifié	(0,45)
-------------------------	------------------	----------------	--------

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$F_{v,Ed} = 11,06$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon $F_{v,Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
 $F_{v,Ed}/F_{VRd} + F_{t,Ed}/(1.4 \cdot F_{tRd}) \leq 1.0$ $0,40 < 1,00$ **vérifié** (0,40)

RESISTANCE DES SOUDURES

➤ **SOUDURES D'ANGLE ENTRE LA CORNIERE ET LA POUTRE**

$\tau = 9340706,09$ [daN/m²] Contrainte résultante

$\tau \leq f_{vw,d}$	$9340706,09 < 22007233,79$	vérifié	(0,42)
----------------------	----------------------------	----------------	--------

DROITE

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE PRINCIPALE

➤ **FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE
POUTRE PRINCIPALE - CORNIERE**

$F_{x,Ed} = 5,63$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x

$F_{z,Ed} = 10,10$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z

$F_{Ed} = 11,56$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon

$F_{Rdx} = 87,35$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon [Tableau 3.4]

$F_{Rdz} = 87,35$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon [Tableau 3.4]

$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$5,63 < 87,35$	vérifié	(0,06)
$F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$10,10 < 87,35$	vérifié	(0,12)
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$	$10,10 < 135,72$	vérifié	(0,09)

Traction des boulons

$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$ $71,09 < 158,76$ vérifié (0,45)

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$F_{v,Ed} = 11,56$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon $F_{v,Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$

$F_{v,Ed}/F_{v,Rd} + F_{t,Ed}/(1.4 \cdot F_{t,Rd}) \leq 1.0$ $0,41 < 1,00$ vérifié (0,41)

RESISTANCE DES SOUDURES

➤ **SOUDURES D'ANGLE ENTRE LA CORNIERE ET LA POUTRE**

$\tau = 9397897,41$ [daN/m²] Contrainte résultante

$\tau \leq f_{vw,d}$ $9397897,41 < 22007233,79$ vérifié (0,43)

VERIFICATION DE LA POUTRE PRINCIPALE

➤ **FORCE RESULTANTE AGISSANT SUR LE BOULON DE RIVE**

$F_{x,Ed} = 11,01$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x $F_{x,Ed} = F_{x1,Ed} + F_{x2,Ed}$

$F_{z,Ed} = 19,76$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z $F_{z,Ed} = F_{z1,Ed} + F_{z2,Ed}$

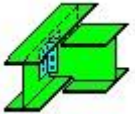

$F_{b,Rdx} = 145,76$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale [Tableau 3.4]

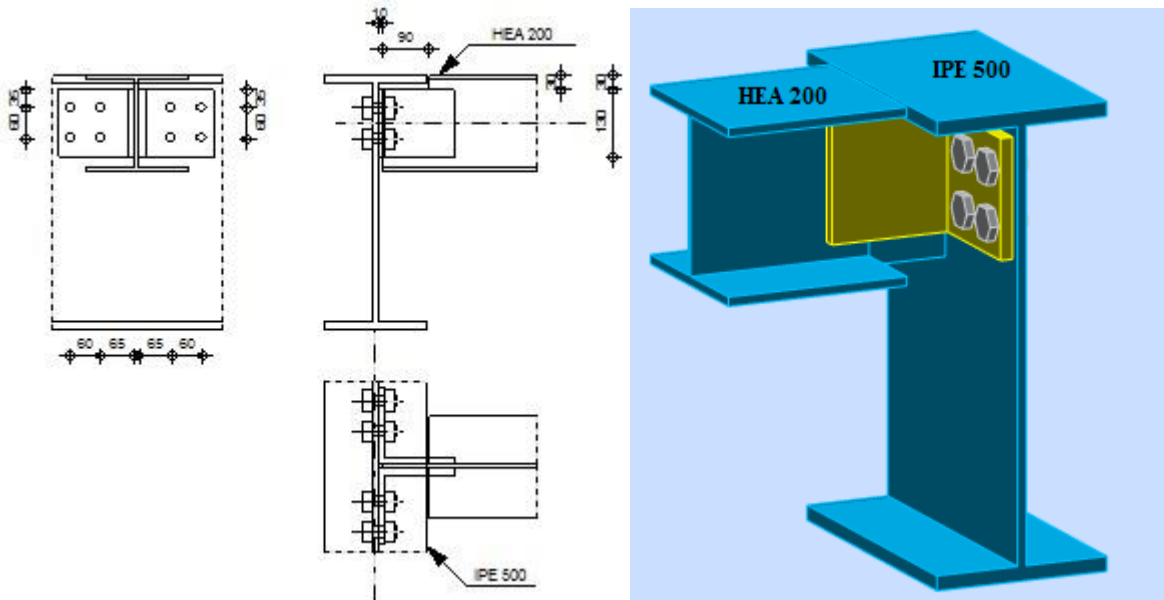
$F_{b,Rdz} = 145,76$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale [Tableau 3.4]

$ F_{x,Ed} \leq F_{b,Rdx}$	$ 11,01 < 145,76$	vérifié	(0,08)
$ F_{z,Ed} \leq F_{b,Rdz}$	$ 19,76 < 145,76$	vérifié	(0,14)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,45
--	-------	------

VIII.4.3. Poutre principale plancher terrasse (IPE500) poutre de rive plancher terrasse (HEA 200)

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019	
	Calculs de l'assemblage poutre-poutre (âme) EN 1993-1-8:2005/AC:2009	



GENERAL

Assemblage N°: 20
 Nom de l'assemblage : Poutre-poutre (âme)
 Nœud de la structure: 12
 Barres de la structure: 21, 308

GEOMETRIE
POUTRE PRINCIPALE

Profilé: IPE 500
 Barre N°: 21
 Matériau: ACIER E28
 $f_{yg} = 27500000,00$ [daN/m²] Résistance de calcul

POUTRE

Profilé: HEA 200

Barre N°: 308

Matériau: ACIER E28

$f_{db} = 27500000,00$ [daN/m²] Résistance de calcul

ENCOCHE DE LA POUTRE

$h_1 = 30$ [mm] Encoche supérieur

$h_2 = 0$ [mm] Encoche inférieure

$l = 90$ [mm] Longueur de l'encoche

CORNIERE

Profilé: CAE 150x14

Matériau: ACIER E28

$f_{dk} = 27500000,00$ [daN/m²] Résistance de calcul

BOULONS

➤ BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE PRINCIPALE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 8.8 Classe du boulon

$d = 20$ [mm] Diamètre du boulon

$k = 2$ Nombre de colonnes des boulons

$w = 2$ Nombre de rangés des boulons

SOUDURES

$a_{ab} = 5$ [mm] Soudures assemblant la cornière à la poutre

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Cas: 10: $1.35GT+1.5QT$ $3*1.35+5*1.50$

$N_{b,Ed} = 0,02$ [kN] Effort axial

$V_{b,Ed} = 27,22$ [kN] Effort tranchant

$M_{b,Ed} = 30,68$ [kN*m] Moment fléchissant

RESULTATS

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE PRINCIPALE

➤ **FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE**

POUTRE PRINCIPALE - CORNIERE

$F_{x,Ed} = 5,57$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x		
$F_{z,Ed} = 8,98$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z		
$F_{Ed} = 10,56$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon		
$F_{Rdx} = 72,79$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon		[Tableau 3.4]
$F_{Rdz} = 71,29$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon		[Tableau 3.4]
$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$5,57 < 72,79$	vérifié	(0,08)
$F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$8,98 < 71,29$	vérifié	(0,13)
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$	$8,98 < 135,72$	vérifié	(0,08)

Traction des boulons

$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$	$70,08 < 158,76$	vérifié	(0,44)
--------------------------	------------------	----------------	--------

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$F_{v,Ed} = 10,56$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{v,Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{v,Ed}/F_{v,Rd} + F_{t,Ed}/(1.4 \cdot F_{t,Rd}) \leq 1.0$	$0,39 < 1,00$	vérifié (0,39)

RESISTANCE DES SOUDURES

➤ **SOUDURES D'ANGLE ENTRE LA CORNIERE ET LA POUTRE**



$\tau = 7907658,49$ [daN/m ²]	Contrainte résultante	
$\tau \leq f_{vw,d}$	$7907658,49 < 22007233,79$	vérifié (0,36)

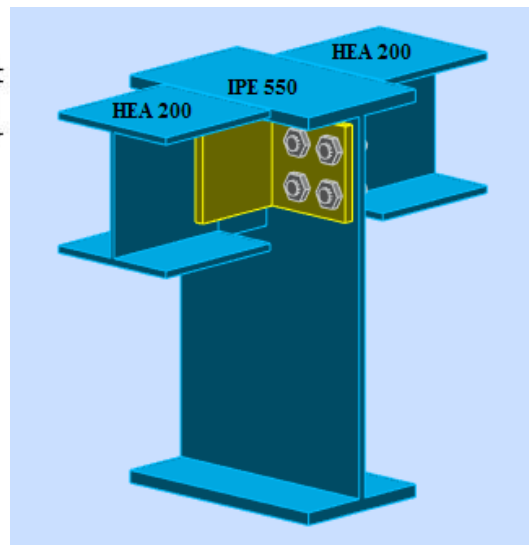
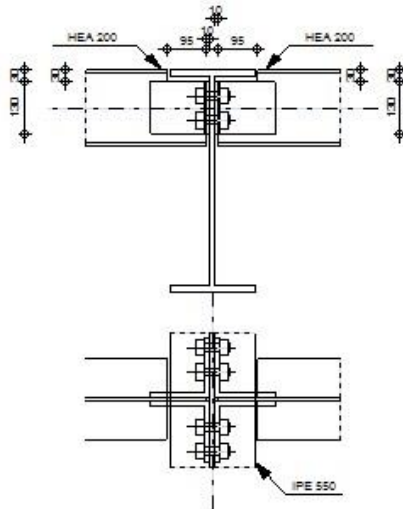
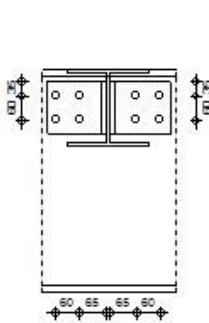
REMARQUES

Pince boulon-extrémité horizontale de la cornière de l'aile supérieure de la poutre trop faible	20 [mm] < 28 [mm]
Pince boulon-extrémité horizontale de la cornière de l'aile inférieure de la poutre trop faible	20 [mm] < 28 [mm]
Pince boulon-extrémité verticale de la cornière sur la poutre principale trop faible	25 [mm] < 26 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio 0,44
--	-------------------

VIII.4.4. Poutre principale plancher étage courant (IPE550) poutre de rive étage courant (HEA 200)

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019	
	Calculs de l'assemblage poutre-poutre (âme) EN 1993-1-8:2005/AC:2009	



GENERAL

Assemblage N°: 12
 Nom de l'assemblage : Poutre-poutre (âme)
 Noeud de la structure: 151
 Barres de la structure: 117, 267, 264

**GEOMETRIE
 POUTRE PRINCIPALE**

Profilé: IPE 550
 Barre N°: 117
 Matériau: ACIER E28
 $f_{yg} = 27500000,00$ [daN/m²] Résistance de calcul

**GAUCHE
 POUTRE**

Profilé: HEA 200
 Barre N°: 267

POUTRE

Profilé: HEA 200

Matériau: ACIER E28

$f_{dbI} = 27500000,00$ [daN/m²] Résistance de calcul

ENCOCHE DE LA POUTRE

$h_1 = 30$ [mm] Encoche supérieur

$h_2 = 0$ [mm] Encoche inférieure

$l = 95$ [mm] Longueur de l'encoche

CORNIERE

Profilé: CAE 150x14

Matériau: ACIER E28

$f_{dkI} = 27500000,00$ [daN/m²] Résistance de calcul

BOULONS

SOUDURES

$a_{ab} = 5$ [mm] Soudures assemblant la cornière à la poutre

DROITE

POUTRE

Profilé: HEA 200

Barre N°: 264

Matériau: ACIER E28

$f_{dbr} = 27500000,00$ [daN/m²] Résistance de calcul

ENCOCHE DE LA POUTRE

$h_1 = 30$ [mm] Encoche supérieur

$h_2 = 0$ [mm] Encoche inférieure

$l = 95$ [mm] Longueur de l'encoche

CORNIERE

Profilé: CAE 150x14

Matériau: ACIER E28

$f_{dkr} = 27500000,00$ [daN/m²] Résistance de calcul

BOULONS

➤ **BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE PRINCIPALE**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 8.8	Classe du boulon
d = 20 [mm]	Diamètre du boulon
k = 2	Nombre de colonnes des boulons
w = 2	Nombre de rangées des boulons

SOUDURES

a _{ab} = 5 [mm]	Soudures assemblant la cornière à la poutre
--------------------------	---

COEFFICIENTS DE MATERIAU

γ _{M0} = 1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
γ _{M2} = 1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS

Cas: 15: 1.35GE+1.5QE 2*1.35+5*1.50

GAUCHE

N _{b2,Ed} = 15,43 [kN]	Effort axial
V _{b2,Ed} = 17,87 [kN]	Effort tranchant
M _{b2,Ed} = 18,59 [kN*m]	Moment fléchissant

DROITE

N _{b1,Ed} = 26,75 [kN]	Effort axial
V _{b1,Ed} = 3,03 [kN]	Effort tranchant
M _{b1,Ed} = -3,80 [kN*m]	Moment fléchissant

RESULTATS

GAUCHE

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE PRINCIPALE

➤ **FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE POUTRE PRINCIPALE - CORNIERE**

F _{x,Ed} = 3,66 [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	
F _{z,Ed} = 5,89 [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	
F _{Ed} = 6,93 [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	
F _{Rdx} = 72,79 [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon	[Tableau 3.4]

$F_{x,Ed} = 3,66$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x

$F_{Rdx} = 71,29$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon [Tableau 3.4]

$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$3,66 < 71,29$	vérifié	(0,05)
$F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$5,89 < 71,29$	vérifié	(0,08)
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$	$5,89 < 135,72$	vérifié	(0,05)

Traction des boulons

$F_{t,Ed} \leq F_{tRd}$ $44,69 < 158,76$ vérifié (0,28)

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$F_{v,Ed} = 6,93$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon $F_{v,Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$

$F_{v,Ed}/F_{vRd} + F_{t,Ed}/(1.4 \cdot F_{t,Rd}) \leq 1.0$ $0,25 < 1,00$ vérifié (0,25)

RESISTANCE DES SOUDURES

➤ SOUDURES D'ANGLE ENTRE LA CORNIERE ET LA POUTRE

$\tau = 4945369,93$ [daN/m²] Contrainte résultante

$\tau \leq f_{vw,d}$ $4945369,93 < 22007233,79$ vérifié (0,22)

DROITE

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE PRINCIPALE

➤ FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE POUTRE PRINCIPALE - CORNIERE

$F_{x,Ed} = 0,62$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x

$F_{z,Ed} = 1,00$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z

$F_{Ed} = 1,18$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon

$F_{Rdx} = 72,79$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon [Tableau 3.4]

$F_{Rdz} = 71,29$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon [Tableau 3.4]

$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$0,62 < 72,79$	vérifié	(0,01)
$F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$1,00 < 71,29$	vérifié	(0,01)
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$	$1,00 < 135,72$	vérifié	(0,01)

Traction des boulons

$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$ $10,57 < 158,76$ vérifié (0,07)

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$F_{v,Ed} = 1,18$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon $F_{v,Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$

$F_{v,Ed}/F_{v,Rd} + F_{t,Ed}/(1.4 \cdot F_{t,Rd}) \leq 1.0$ $0,06 < 1,00$ **vérifié** (0,06)

RESISTANCE DES SOUDURES

➤ **SOUDURES D'ANGLE ENTRE LA CORNIERE ET LA POUTRE**

$\tau = 1032812,55$ [daN/m²] Contrainte résultante

$\tau \leq f_{vw,d}$ $1032812,55 < 22007233,79$ **vérifié** (0,05)

VERIFICATION DE LA POUTRE PRINCIPALE

➤ **FORCE RESULTANTE AGISSANT SUR LE BOULON DE RIVE**

$F_{x,Ed} = 4,28$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x $F_{x,Ed} = F_{x1,Ed} + F_{x2,Ed}$

$F_{z,Ed} = 6,89$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z $F_{z,Ed} = F_{z1,Ed} + F_{z2,Ed}$

$F_{b,Rdx} = 100,42$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale [Tableau 3.4]

$F_{b,Rdz} = 100,42$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale [Tableau 3.4]

$|F_{x,Ed}| \leq F_{b,Rdx}$ $|4,28| < 100,42$ **vérifié** (0,04)

$|F_{z,Ed}| \leq F_{b,Rdz}$ $|6,89| < 100,42$ **vérifié** (0,07)

REMARQUES

Pince boulon-extrémité horizontale de la cornière gauche de l'aile supérieure de la poutre trop faible 20 [mm] < 28 [mm]

Pince boulon-extrémité horizontale de la cornière gauche de l'aile inférieure de la poutre trop faible 20 [mm] < 28 [mm]

Pince boulon-extrémité horizontale de la cornière droite de l'aile supérieure de la poutre trop faible 20 [mm] < 28 [mm]

Pince boulon-extrémité horizontale de la cornière droite de l'aile inférieure de la poutre trop faible 20 [mm] < 28 [mm]



Pince boulon-extrémité verticale de la cornière gauche sur la poutre principale trop faible 25 [mm] < 26 [mm]

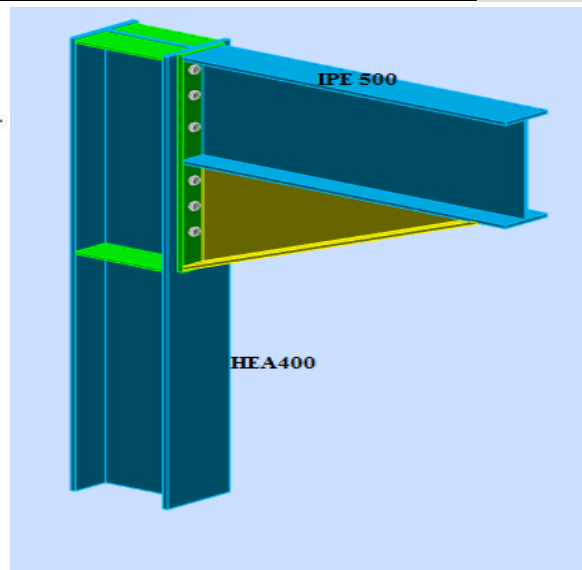
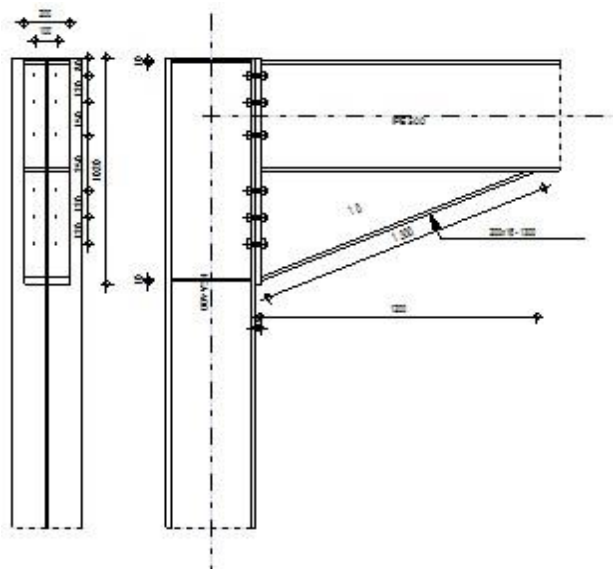
Pince boulon-extrémité verticale de la cornière droite sur la poutre principale trop faible 25 [mm] < 26 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,28
--	-------	------

VIII.5 Assemblage poteau – poutre

VIII.5.1. Poteau (HEA 400) poutre principale plancher terrasse (IPE500)

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019				
	Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau EN 1993-1-8:2005/AC:2009				
					Ratio 0,42



GENERAL

Assemblage N°: 17
 Nom de l'assemblage : Angle de portique
 Noeud de la structure: 14
 Barres de la structure: 7, 24

**GEOMETRIE
 POTEAU**

Profilé: HEA 400
 Barre N°: 7
 $\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 Matériau: ACIER E28
 $f_{yc} = 27500000,00$ [daN/m²] Résistance

POUTRE

Profilé: IPE 500

Barre N°: 24

$\alpha = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: ACIER E28

$f_{yb} = 27500000,00$ [daN/m²] Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d = 20$ [mm] Diamètre du boulon

Classe = HR 8.8 Classe du boulon

$F_{tRd} = 158,76$ [kN] Résistance du boulon à la traction

$n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons

$n_v = 6$ Nombre de rangées des boulons

$h_1 = 80$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about

Ecartement $e_i = 100$ [mm]

Entraxe $p_i = 120; 150; 250; 120; 120$ [mm]

PLATINE

$h_p = 1020$ [mm] Hauteur de la platine

$b_p = 200$ [mm] Largeur de la platine

$t_p = 20$ [mm] Epaisseur de la platine

Matériau: ACIER E28

$f_{yp} = 27500000,00$ [daN/m²] Résistance

JARRET INFERIEUR

$w_d = 200$ [mm] Largeur de la platine

$t_{fd} = 16$ [mm] Epaisseur de l'aile

$h_d = 500$ [mm] Hauteur de la platine

$t_{wd} = 10$ [mm] Epaisseur de l'âme

$l_d = 1200$ [mm] Longueur de la platine

$\alpha = 22,6$ [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: ACIER E28

$f_{ybu} = 27500000,00$ [daN/m²] Résistance

RAIDISSEUR POTEAU

Supérieur

$h_{su} = 352$ [mm] Hauteur du raidisseur

$b_{su} = 145$ [mm] Largeur du raidisseur

$t_{hu} = 10$ [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER E28

$f_{ysu} = 27500000,00$ [daN/m²] Résistance

Inférieur

$h_{sd} = 352$ [mm] Hauteur du raidisseur

$b_{sd} = 145$ [mm] Largeur du raidisseur

$t_{hd} = 10$ [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER E28

$f_{ysu} = 27500000,00$ [daN/m²] Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w = 8$ [mm] Soudure âme

$a_f = 12$ [mm] Soudure semelle

$a_s = 8$ [mm] Soudure du raidisseur

$a_{fd} = 5$ [mm] Soudure horizontale

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M1} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M3} = 1,10$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Etat limite: ultime

Cas: 10: $1.35GT+1.5QT$ $3*1.35+5*1.50$

$M_{b1,Ed} = 309,52$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite

$V_{b1,Ed} = 131,52$ [kN] Effort tranchant dans la poutre droite

$M_{b1,Ed} = 309,52$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite

$N_{b1,Ed} = -0,80$ [kN] Effort axial dans la poutre droite

RESULTATS

RESISTANCES DE LA POUTRE

$N_{cb,Rd} = 3176,86$ [kN] Résistance de calcul de la section à la compression EN1993-1-1:[6.2.4]

$V_{cb,Rd} = 1760,36$ [kN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ $0,07 < 1,00$ **vérifié** (0,07)

$M_{b,pl,Rd} = 603,42$ [kN*m] Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{cb,Rd} = 1319,83$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$F_{c,fb,Rd} = 1342,20$ [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

$F_{c,wb,Rd,low} = 1100,00$ [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

RESISTANCES DU POTEAU

$V_{wp,Ed} = 6,52$ [kN] Panneau d'âme en cisaillement [5.3.(3)]

$V_{wp,Rd} = 838,39$ [kN] Résistance du panneau d'âme au cisaillement [6.2.6.1]

$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$ $0,01 < 1,00$ **vérifié** (0,01)

$F_{c,wc,Rd} = 1603,20$ [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

$F_{c,wc,Rd,upp} = 1601,07$ [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA COMPRESSION

$N_{j,Rd} = 2200,00$ [kN] Résistance de l'assemblage à la compression [6.2]

$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ $0,00 < 1,00$ **vérifié** (0,00)

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h _j	F _{tj,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}
1	921	317,52	317,52	415,17	317,52	630,09	317,52	696,23
2	801	251,22	317,52	415,17	316,79	577,54	317,52	696,23
3	651	224,47	317,52	415,17	316,79	577,54	317,52	696,23
4	401	138,31	317,52	415,17	316,79	577,54	317,52	696,23
5	281	96,96	317,52	415,17	316,79	577,54	317,52	696,23
6	161	55,60	317,52	415,17	316,79	577,54	317,52	696,23

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION $M_{j,Rd}$

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 731,81 \text{ [kN*m]} \text{ Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,42 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,42)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$$V_{j,Rd} = 1193,97 \text{ [kN]} \text{ Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,11 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,11)$$

RESISTANCE DES SOUDURES

$$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 10709742,25 < 38117647,06 \text{ vérifié} \quad (0,28)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 10499688,58 < 38117647,06 \text{ vérifié} \quad (0,28)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u / \gamma_{M2} \quad 5354871,13 < 29160000,00 \text{ vérifié} \quad (0,18)$$

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

$$S_{j,ini} = 785936,07 \text{ [kN*m]} \text{ Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 785936,07 \text{ [kN*m]} \text{ Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,rig} = 67477,90 \text{ [kN*m]} \text{ Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 4217,37 \text{ [kN*m]} \text{ Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,ini} \geq S_{j,rig} \text{ RIGIDE}$$

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

AME DE LA POUTRE OU AILE DE LA CONTREPLAQUE EN COMPRESSION



REMARQUES

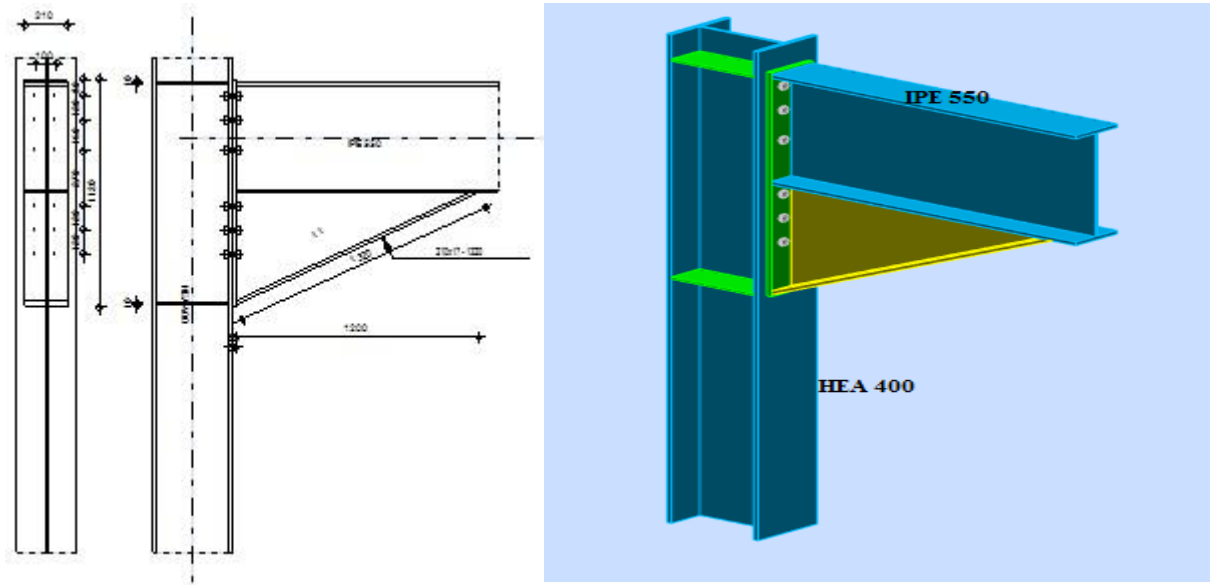
Pince du boulon trop grande. 180 [mm] > 120 [mm]

Entraxe des boulons trop grand. 250 [mm] > 200 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,42
--	-------	------

VIII.5.2. Poteau (HEA 400) poutre principale plancher terrasse (IPE550)

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019				
	Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau EN 1993-1-8:2005/AC:2009				
					Ratio 0,46



GENERAL

Assemblage N°: 18
 Nom de l'assemblage : Poutre - poteau
 Noeud de la structure: 30
 Barres de la structure: 7, 23

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 400
 Barre N°: 7
 $\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 Matériau: ACIER E28
 $f_{yc} = 27500000,00$ [daN/m²] Résistance

POUTRE

Profilé: IPE 550

Barre N°: 23

$\alpha = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: ACIER E28

$f_{yb} = 27500000,00$ [daN/m²] Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d = 20$ [mm] Diamètre du boulon

Classe = HR 8.8 Classe du boulon

$F_{tRd} = 158,76$ [kN] Résistance du boulon à la traction

$n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons

$n_v = 6$ Nombre de rangées des boulons

$h_1 = 80$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about

Ecartement $e_i = 100$ [mm]

Entraxe $p_i = 120; 150; 270; 120; 120$ [mm]

PLATINE

$h_p = 1120$ [mm] Hauteur de la platine

$b_p = 210$ [mm] Largeur de la platine

$t_p = 20$ [mm] Epaisseur de la platine

Matériau: ACIER E28

$f_{yp} = 27500000,00$ [daN/m²] Résistance

JARRET INFERIEUR

$w_d = 210$ [mm] Largeur de la platine

$t_{fd} = 17$ [mm] Epaisseur de l'aile

$h_d = 550$ [mm] Hauteur de la platine

$t_{wd} = 11$ [mm] Epaisseur de l'âme

$l_d = 1200$ [mm] Longueur de la platine

$\alpha = 24,6$ [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: ACIER E28

$f_{ybu} = 27500000,00$ [daN/m²] Résistance

RAIDISSEUR POTEAU

Supérieur

$h_{su} = 352$ [mm] Hauteur du raidisseur

$b_{su} = 145$ [mm] Largeur du raidisseur

$t_{hu} = 10$ [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER E28

$f_{ysu} = 27500000,00$ [daN/m²] Résistance

Inférieur

$h_{sd} = 352$ [mm] Hauteur du raidisseur

$b_{sd} = 145$ [mm] Largeur du raidisseur

$t_{hd} = 10$ [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER E28

$f_{ysu} = 27500000,00$ [daN/m²] Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w = 8$ [mm] Soudure âme

$a_f = 13$ [mm] Soudure semelle

$a_s = 8$ [mm] Soudure du raidisseur

$a_{fd} = 5$ [mm] Soudure horizontale

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M1} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M3} = 1,10$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Etat limite: ultime

Cas: 15: $1.35GE+1.5QE$ $2*1.35+5*1.50$

$M_{b1,Ed} = 395,73$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite

$V_{b1,Ed} = 166,84$ [kN] Effort tranchant dans la poutre droite

$M_{b1,Ed} = 395,73$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite

$N_{b1,Ed} = 35,49$ [kN] Effort axial dans la poutre droite

RESULTATS

RESISTANCES DE LA POUTRE

$N_{tb,Rd} = 3696,44$ [kN] Résistance de calcul de la section à la traction EN1993-1-1:[6.2.3]

$V_{cb,Rd} = 2117,87$ [kN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ $0,08 < 1,00$ **vérifié** (0,08)

$M_{b,pl,Rd} = 766,48$ [kN*m] Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{cb,Rd} = 1679,66$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$F_{c,fb,Rd} = 1552,45$ [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

$F_{c,wb,Rd,low} = 1241,63$ [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

RESISTANCES DU POTEAU

$V_{wp,Ed} = -25,15$ [kN] Panneau d'âme en cisaillement [5.3.(3)]

$V_{wp,Rd} = 836,63$ [kN] Résistance du panneau d'âme au cisaillement [6.2.6.1]

$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$ $0,03 < 1,00$ **vérifié** (0,03)

$F_{c,wc,Rd} = 1610,22$ [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA TRACTION

$F_{t,Rd} = 158,76$ [kN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]

$B_{p,Rd} = 348,11$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]

$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{tb,Rd}, n_v n_h F_{t,Rd}, n_v n_h B_{p,Rd})$

$N_{j,Rd} = 1905,12$ [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)

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h _j	F _{tj,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}
1	1021	317,52	317,52	415,17	317,52	678,93	317,52	696,23
2	901	258,45	317,52	415,17	317,52	642,08	317,52	696,23
3	751	233,52	317,52	415,17	317,52	642,08	317,52	696,23
4	481	149,51	317,52	415,17	317,52	642,08	317,52	696,23

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}
5	361	112,17	317,52	415,17	317,52	642,08	317,52	696,23
6	241	74,84	317,52	415,17	317,52	642,08	317,52	696,23

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 862,34 \text{ [kN*m]} \text{ Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,46 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,46)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$$V_{j,Rd} = 1131,51 \text{ [kN]} \text{ Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,15 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,15)$$

RESISTANCE DES SOUDURES

$$\sqrt{[\sigma_{\perp \max}^2 + 3*(\tau_{\perp \max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 11165773,67 < 38117647,06 \text{ vérifié} \quad (0,29)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 10961915,84 < 38117647,06 \text{ vérifié} \quad (0,29)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u / \gamma_{M2} \quad 5582886,83 < 29160000,00 \text{ vérifié} \quad (0,19)$$

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

$$S_{j,ini} = 856080,57 \text{ [kN*m]} \text{ Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 856080,57 \text{ [kN*m]} \text{ Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,rig} = 93963,10 \text{ [kN*m]} \text{ Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 5872,69 \text{ [kN*m]} \text{ Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,ini} \geq S_{j,rig} \text{ RIGIDE}$$

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

AME DU POTEAU EN TRACTION



REMARQUES

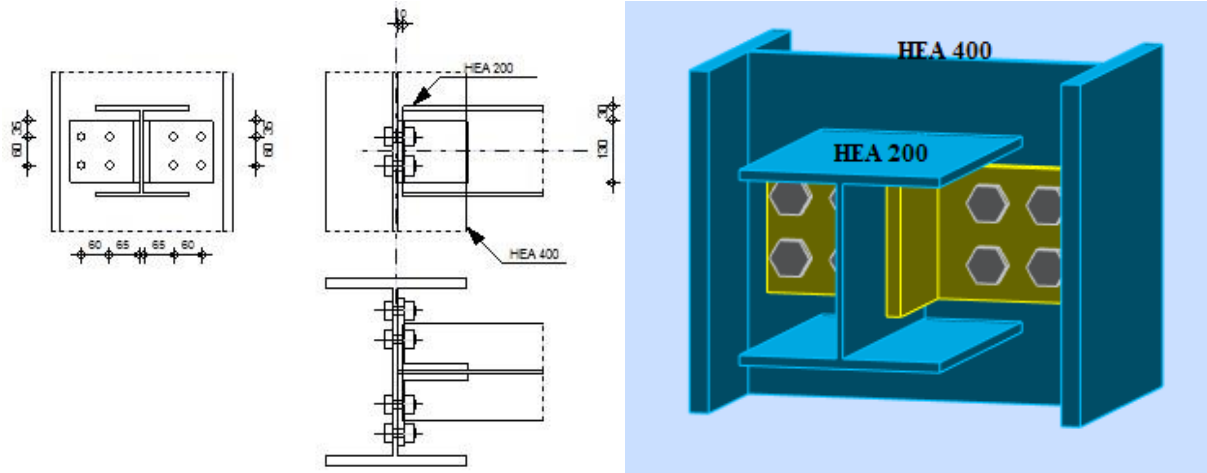
Pince du boulon trop grande. 260 [mm] > 120 [mm]

Entraxe des boulons trop grand. 270 [mm] > 200 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,46
--	-------	------

VIII.5.3. Poteau (HEA 400) poutre de rive (HEA 200)

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019				
	Calculs de l'assemblage poutre-poteau (âme) EN 1993-1-8:2005/AC:2009				
					Ratio 0,44



GENERAL

Assemblage N°: 19
 Nom de l'assemblage : Poutre-poteau (âme)
 Noeud de la structure: 14
 Barres de la structure: 7, 323

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 400
 Barre N°: 7
 Matériau: ACIER E28

$f_{yc} = 27500000,00$ [daN/m²] Résistance de calcul

POUTRE

Profilé: HEA 200
 Barre N°: 323
 Matériau: ACIER E28

$f_{db} = 27500000,00$ [daN/m²] Résistance de calcul

CORNIERE

Profilé: CAE 150x14

Matériau: ACIER E28

$f_{dk} = 27500000,00$ [daN/m²] Résistance de calcul

BOULONS

➤ BOULONS ASSEMBLANT LE POTEAU A LA CORNIERE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 8.8 Classe du boulon

$d = 20$ [mm] Diamètre du boulon

$k = 2$ Nombre de colonnes des boulons

$w = 2$ Nombre de rangées des boulons

SOUDURES

$a_{ab} = 5$ [mm] Soudures assemblant la cornière à la poutre

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Cas: 10: $1.35GT+1.5QT$ $3*1.35+5*1.50$

$N_{b,Ed} = -0,02$ [kN] Effort axial

$V_{b,Ed} = 27,19$ [kN] Effort tranchant

$M_{b,Ed} = 30,59$ [kN*m] Moment fléchissant

RESULTATS

BOULONS ASSEMBLANT LE POTEAU A LA CORNIERE

➤ FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE

POTEAU - CORNIERE

$F_{x,Ed} = 5,57$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x

$F_{z,Ed} = 8,96$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z

$F_{Ed} = 10,55$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon

$F_{Rdx} = 72,79$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon [Tableau 3.4]

$F_{Rdz} = 71,29$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon [Tableau 3.4]

$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$ $5,57 < 72,79$ **vérifié** (0,08)

$F_{x,Ed} = 5,57$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x

$F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$8,96 < 71,29$	vérifié	(0,13)
-------------------------	----------------	----------------	--------

$F_{Ed} \leq F_{vRd}$	$8,96 < 135,72$	vérifié	(0,08)
-----------------------	-----------------	----------------	--------

Traction des boulons

$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$	$69,86 < 158,76$	vérifié	(0,44)
--------------------------	------------------	----------------	--------

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$F_{v,Ed} = 10,55$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon $F_{v,Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$

$F_{v,Ed}/F_{v,Rd} + F_{t,Ed}/(1.4 \cdot F_{t,Rd}) \leq 1.0$	$0,39 < 1,00$	vérifié	(0,39)
--	---------------	----------------	--------

RESISTANCE DES SOUDURES

➤ **SOUDURES D'ANGLE ENTRE LA CORNIERE ET LA POUTRE**

$\tau = 7886363,71$ [daN/m²] Contrainte résultante

$\tau \leq f_{vw,d}$	$7886363,71 < 22007233,79$	vérifié	(0,36)
----------------------	----------------------------	----------------	--------

REMARQUES



Pince boulon-extrémité horizontale de la cornière de l'aile supérieure de la poutre trop faible 20 [mm] < 28 [mm]

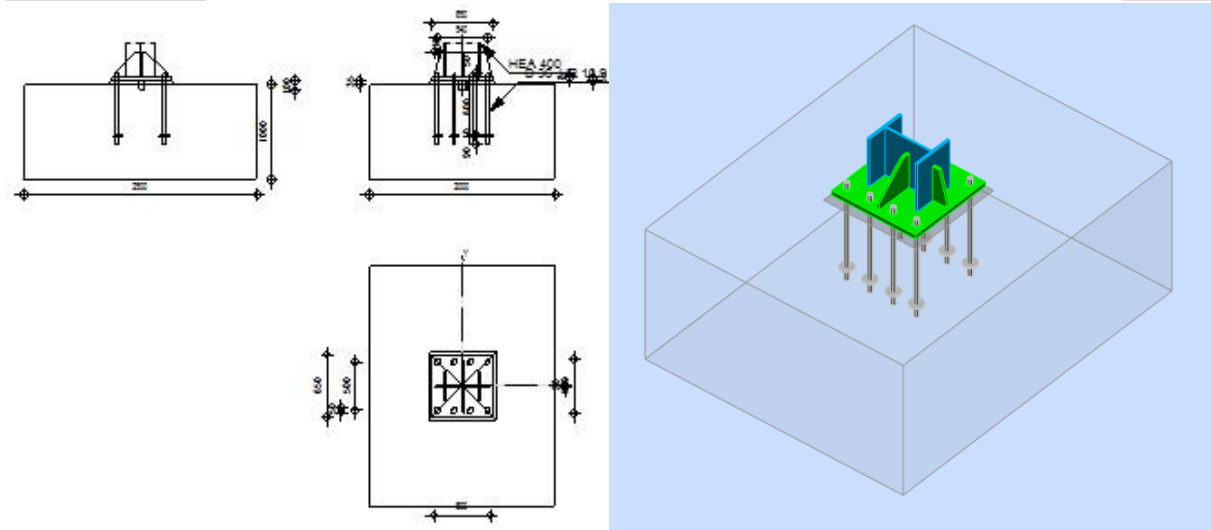
Pince boulon-extrémité horizontale de la cornière de l'aile inférieure de la poutre trop faible 20 [mm] < 28 [mm]

Pince boulon-extrémité verticale de la cornière sur le poteau trop faible 25 [mm] < 26 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,44
--	-------	------

VIII.6 Pied de Poteau (HEA 400)

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019	
	Calcul du Pied de Poteau encastré Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete	



GENERAL

Assemblage N°: 22

Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré

Noeud de la structure: 167

Barres de la structure: 134

GEOMETRIE POTEAU

Profilé: HEA 400

Barre N°: 134

$L_c = 12,00$ [m] Longueur du poteau

Matériau: ACIER E28

PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pd} = 650$ [mm] Longueur

$b_{pd} = 650$ [mm] Largeur

$t_{pd} = 35$ [mm] Epaisseur

Matériau: ACIER E28

$f_{ypd} = 27500000,00$ [daN/m²] Résistance

$f_{upd} = 40500000,00$ [daN/m²] 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

$f_{yb} = 90000000,00$ [daN/m²] Limite de plasticité du matériau du boulon

$f_{ub} = 120000000,00$ [daN/m²] Résistance du matériau du boulon à la traction

$d = 36$ [mm] Diamètre du boulon

$n_H = 4$ Nombre de colonnes des boulons

$n_V = 2$ Nombre de rangées des boulons

Ecartement $e_{Hi} = 180; 180$ [mm]

Entraxe $e_{Vi} = 500$ [mm]

BECHE

Profilé: IPE 100

$l_w = 100$ [mm] Longueur

Matériau: ACIER E28

$f_{yw} = 27500000,00$ [daN/m²] Résistance

RAIDISSEUR

$l_s = 600$ [mm] Longueur

$w_s = 570$ [mm] Largeur

$h_s = 260$ [mm] Hauteur

$t_s = 20$ [mm] Epaisseur

$d_1 = 50$ [mm] Grugeage

$d_2 = 50$ [mm] Grugeage

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel

$\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel

$\gamma_C = 1,50$ Coefficient de sécurité partiel

SEMELLE ISOLEE

$L = 2000$ [mm] Longueur de la semelle

$B = 2500$ [mm] Largeur de la semelle

$H = 1000$ [mm] Hauteur de la semelle

Béton

Classe BETON25

$f_{ck} = 2500000,00$ [daN/m²] Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

$t_g = 35$ [mm] Epaisseur du mortier de calage

$f_{ck,g} = 1200000,00$ [daN/m²] Résistance caractéristique à la compression

$C_{f,d} = 0,30$ Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

SOUDURES

$a_p = 10$ [mm] Plaque principale du pied de poteau

$a_w = 10$ [mm] Bêche

$a_s = 15$ [mm] Raidisseurs

EFFORTS

Cas: 13: $1.35G+1.35Q+1.35VL (1+9+8) * 1.35$

$N_{j,Ed} = 13,18$ [kN] Effort axial

$V_{j,Ed,y} = -58,90$ [kN] Effort tranchant

$V_{j,Ed,z} = -0,60$ [kN] Effort tranchant

$M_{j,Ed,y} = 1,56$ [kN*m] Moment fléchissant

$M_{j,Ed,z} = -158,66$ [kN*m] Moment fléchissant

RESULTATS

ZONE COMPRIMEE

COMPRESSION DU BETON

$c = 63$ [mm] Largeur de l'appui additionnelle [6.2.5.(4)]

$f_{jd} = 3333333,33$ [daN/m²] Résistance de calcul du matériau du joint [6.2.5.(7)]

$F_{c,Rd,y} = 2388,73$ [kN] Résistance du béton à la flexion M_y [6.2.8.3.(1)]

$F_{c,Rd,z} = 2799,50$ [kN] Résistance du béton à la flexion M_z [6.2.8.3.(1)]

AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

$M_{c,Rd,y} = 1005,78$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_{f,y} = 400$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$F_{c,fc,Rd,y} = 2514,77$ [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

$M_{c,Rd,z} = 675,48$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_{f,z} = 197$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$F_{c,fc,Rd,z} = 3425,91$ [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$$F_{C,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$$

$F_{C,Rd,y} = 2388,73$ [kN] Résistance de la semelle dans la zone comprimée [6.2.8.3]

$$F_{C,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$$

$F_{C,Rd,z} = 2799,50$ [kN] Résistance de la semelle dans la zone comprimée [6.2.8.3]

ZONE TENDUE**RUPTURE DU BOULON D'ANCRAGE**

$F_{t,Rd,s1} = 600,00$ [kN] Résistance du boulon à la rupture [Tableau 3.4]

$F_{t,Rd,s2} = 612,75$ [kN] Résistance du boulon à la rupture CEB [9.2.2]

$$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$$

$F_{t,Rd,s} = 600,00$ [kN] Résistance du boulon à la rupture

ARRACHEMENT DU BOULON D'ANCRAGE DU BETON

$F_{t,Rd,p} = 237,36$ [kN] Résistance de calc. pour le soulèvement CEB [9.2.3]

ARRACHEMENT DU CONE DE BETON

$N_{Rk,c}^0 = 661,36$ [kN] Résistance de calc. pour le soulèvement CEB [9.2.4]

$F_{t,Rd,c} = 246,87$ [kN] Résistance de calcul du boulon d'ancrage à l'arrachement du cône de béton EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

FENDAGE DU BETON

$N_{Rk,c}^0 = 661,36$ [kN] Résistance de calc. pour le soulèvement CEB [9.2.5]

$F_{t,Rd,sp} = 271,14$ [kN] Résistance de calcul du boulon d'ancrage au fendage du béton CEB [9.2.5]

RESISTANCE DU BOULON D'ANCRAGE A LA TRACTION

$$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$$

$F_{t,Rd} = 237,36$ [kN] Résistance du boulon d'ancrage à traction

FLEXION DE LA PLAQUE DE BASE

$F_{t,pl,Rd,y} = 474,73$ [kN] Résistance de la dalle pour le mode à la traction [6.2.4]

$F_{t,pl,Rd,z} = 801,81$ [kN] Résistance de la dalle pour le mode à la traction [6.2.4]

RESISTANCE DE L'AME DU POTEAU A LA TRACTION

$F_{t,wc,Rd,z} = 801,24$ [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.3.(1)]

RESISTANCES DE SEMELLE DANS LA ZONE TENDUE

$N_{j,Rd} = 1602,48$ [kN] Résistance de la semelle à la traction axiale [6.2.8.3]

$$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$$

$F_{T,Rd,y} = 474,73$ [kN] Résistance de la semelle dans la zone tendue [6.2.8.3]

$$F_{T,Rd,z} = \min(F_{t,pl,Rd,z}, F_{t,wc,Rd,z})$$

$F_{T,Rd,z} = 801,24$ [kN] Résistance de la semelle dans la zone tendue [6.2.8.3]

CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	$0,01 < 1,00$	vérifié	(0,01)
---------------------------------------	---------------	---------	--------

$M_{j,Rd,y} = 78,04$ [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)	$0,02 < 1,00$	vérifié	(0,02)
---	---------------	---------	--------

$M_{j,Rd,z} = 277,03$ [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)	$0,57 < 1,00$	vérifié	(0,57)
---	---------------	---------	--------

$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,59 < 1,00$	vérifié	(0,59)
--	---------------	---------	--------

CISAILLEMENT**PRESSIION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE**

$F_{1,vb,Rd,y} = 631,87$ [kN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

$F_{1,vb,Rd,z} = 492,39$ [kN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$F_{2,vb,Rd} = 242,34$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier [6.2.2.(7)]

$F_{v,Rd,sm} = 118,08$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement - avec bras de levier CEB [9.3.1]

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$F_{v,Rd,cp} = 493,74$ [kN] Résistance du béton à l'effet de levier CEB [9.3.1]

ECRASUREMENT DU BORD DU BETON

$F_{v,Rd,c,y} = 472,35$ [kN] Résistance du béton pour l'écrasement du bord CEB [9.3.1]

$F_{v,Rd,c,z} = 785,05$ [kN] Résistance du béton pour l'écrasement du bord CEB [9.3.1]

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$F_{f,Rd} = 0,00$ [kN] Résistance au glissement [6.2.2.(6)]

CONTACT DE LA CALE D'ARRET AVEC BETON

$F_{v,Rd,wg,y} = 233,33$ [kN] Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton

$F_{v,Rd,wg,z} = 128,33$ [kN] Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{v,Rd,wg,y} + F_{f,Rd}$$

$V_{j,Rd,y} = 1177,96$ [kN] Résistance de l'assemblage au cisaillement CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	$0,05 < 1,00$	vérifié	(0,05)
------------------------------------	---------------	----------------	--------

$$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{v,Rd,wg,z} + F_{f,Rd}$$

$V_{j,Rd,z} = 1072,96$ [kN] Résistance de l'assemblage au cisaillement CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,00 < 1,00$	vérifié	(0,00)
------------------------------------	---------------	----------------	--------

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,05 < 1,00$	vérifié	(0,05)
--	---------------	----------------	--------

CONTROLE DES RAIDISSEURS

Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

$\sigma_d = 169113,57$ [daN/m²] Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\sigma_g = 1920423,43$ [daN/m²] Contrainte normale dans les fibres supérieures EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\tau = 2356688,57$ [daN/m²] Contrainte tangentielle dans le raidisseur EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\sigma_z = 4085406,03$ [daN/m²] Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp} / \gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)	$0,15 < 1,00$	vérifié	(0,15)
---	---------------	----------------	--------

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (au milieu de l'âme du poteau)

$\sigma_d = 2401899,68$ [daN/m²] Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\sigma_g = 10555499,36$ [daN/m²] Contrainte normale dans les fibres supérieures EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\tau = 8884064,64$ [daN/m²] Contrainte tangentielle dans le raidisseur EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (au milieu de l'âme du poteau)

$\sigma_d = 2401899,68$ [daN/m²] Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\sigma_z = 15573982,65$ [daN/m²] Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1) $0,57 < 1,00$ **vérifié** (0,57)

SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

$\sigma_{\perp} = 997434,88$ [daN/m²] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.(7)]

$\tau_{\perp} = 997434,88$ [daN/m²] Contrainte tangentielle perpendiculaire [4.5.3.(7)]

$\tau_{yII} = -208717,88$ [daN/m²] Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$ [4.5.3.(7)]

$\tau_{zII} = -4522,35$ [daN/m²] Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$ [4.5.3.(7)]

$\beta_W = 0,85$ Coefficient dépendant de la résistance [4.5.3.(7)]

$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1) $0,03 < 1,00$ **vérifié** (0,03)

$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) $0,05 < 1,00$ **vérifié** (0,05)

$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) $0,00 < 1,00$ **vérifié** (0,00)

SOUDURES VERTICALES DES RAIDISSEURS

Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

$\sigma_{\perp} = 1922804,39$ [daN/m²] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.(7)]

$\tau_{\perp} = 1922804,39$ [daN/m²] Contrainte tangentielle perpendiculaire [4.5.3.(7)]

$\tau_{II} = 1571125,71$ [daN/m²] Contrainte tangentielle parallèle [4.5.3.(7)]

$\sigma_z = 4711052,41$ [daN/m²] Contrainte totale équivalente [4.5.3.(7)]

$\beta_W = 0,85$ Coefficient dépendant de la résistance [4.5.3.(7)]

$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) $0,12 < 1,00$ **vérifié** (0,12)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (au milieu de l'âme du poteau)

$\sigma_{\perp} = 9664588,23$ [daN/m²] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.(7)]

$\tau_{\perp} = 9664588,23$ [daN/m²] Contrainte tangentielle perpendiculaire [4.5.3.(7)]

$\tau_{II} = 5922709,76$ [daN/m²] Contrainte tangentielle parallèle [4.5.3.(7)]

$\sigma_z = 21882699,45$ [daN/m²] Contrainte totale équivalente [4.5.3.(7)]

$\beta_W = 0,85$ Coefficient dépendant de la résistance [4.5.3.(7)]

$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) $0,57 < 1,00$ **vérifié** (0,57)

SOUDURES HORIZONTALES DES RAIDISSEURS

Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	2750932,84 [daN/m ²]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	2750932,84 [daN/m ²]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	1815017,96 [daN/m ²]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	6336670,77 [daN/m ²]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
max ($\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z$) / ($f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})$) ≤ 1.0 (4.1)			
	0,17 < 1,00	vérifié	(0,17)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (au milieu de l'âme du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	3895803,01 [daN/m ²]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	3895803,01 [daN/m ²]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	7061930,71 [daN/m ²]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	14502472,90 [daN/m ²]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
max ($\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z$) / ($f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})$) ≤ 1.0 (4.1)			
	0,38 < 1,00	vérifié	(0,38)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$k_{13,y} =$	30 [mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$k_{15,y} =$	38 [mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$k_{16,y} =$	3 [mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,y} =$	0,82	Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} =$	95756,64 [kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[Tableau 6.12]
$S_{j,rig,y} =$	236614,35 [kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$ SEMI-RIGIDE			[5.2.2.5.(2)]

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$k_{13,z} =$	35 [mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$k_{15,z} =$	8 [mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$k_{16,z} =$	3 [mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]



$\lambda_{0,z} =$	1,88	Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,z} =$	57576,76	[kN*m] Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]
$S_{j,rig,z} =$	44960,11	[kN*m] Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,z} \geq S_{j,rig,z}$	RIGIDE		[5.2.2.5.(2)]

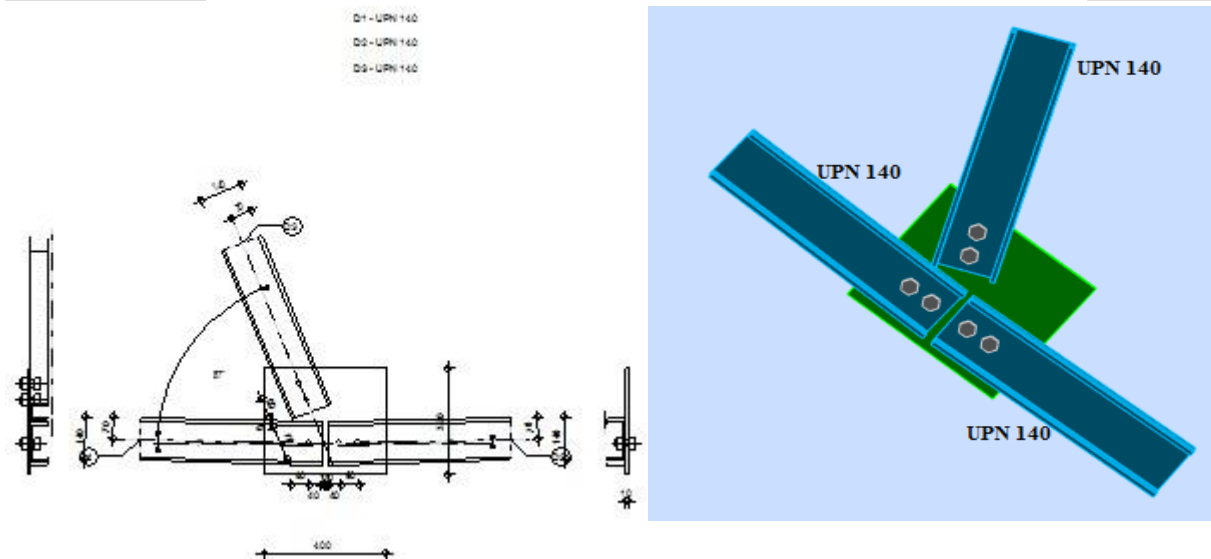
COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

AME DU POTEAU A LA TRACTION

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,59
--	-------	------

VIII.7 Contreventement (UPN 140)

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019	
	Calcul de l'assemblage au gousset EN 1993-1-8:2005/AC:2009	Ratio 0,29



GENERAL

Assemblage N°: 21
 Nom de l'assemblage: Gousset - noeud membrure de treillis
 Noeud de la structure: 2653

Assemblage N°: 21

Barres de la structure: 2490, 2494, 2492,

**GEOMETRIE
BARRES**

		Barre 1	Barre 2	Barre 3			
Barre N° :		2490	2494	2492			
Profilé :		UPN 140	UPN 140	UPN 140			
Matériau :		ACIER	ACIER	ACIER			
	f_y	23500000,00	23500000,00	23500000,00			daN/m ²
	f_u	36500000,00	36500000,00	36500000,00			daN/m ²
Angle	α	-1,4	1,4	67,4			Deg
Longueur	l	2,77	2,33	1,46			m

BOULONS**Barre 1**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 8.8 Classe du boulon

d = 20 [mm] Diamètre du boulon

d₀ = 22 [mm] Diamètre du trou de boulonf_{yb} = 64000000,00 [daN/m²] Limite de plasticitéf_{ub} = 90000000,00 [daN/m²] Résistance du boulon à la traction

n = 2 Nombre de colonnes des boulons

Espacement des boulons 60 [mm]

e₁ = 40 [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barree₂ = 70 [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barree_c = 10 [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 8.8 Classe du boulon

d = 20 [mm] Diamètre du boulon

Classe = HR 8.8 Classe du boulon
 $d_0 = 22$ [mm] Diamètre du trou de boulon
 $f_{yb} = 64000000,00$ [daN/m²] Limite de plasticité
 $f_{ub} = 90000000,00$ [daN/m²] Résistance du boulon à la traction
 $n = 2$ Nombre de colonnes des boulons
Espacement des boulons 60 [mm]

$e_1 = 40$ [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
 $e_2 = 70$ [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
 $e_c = 10$ [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 3

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 8.8 Classe du boulon
 $d = 20$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 22$ [mm] Diamètre du trou de boulon
 $f_{yb} = 64000000,00$ [daN/m²] Limite de plasticité
 $f_{ub} = 90000000,00$ [daN/m²] Résistance du boulon à la traction
 $n = 2$ Nombre de colonnes des boulons
Espacement des boulons 60 [mm]
 $e_1 = 40$ [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
 $e_2 = 70$ [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
 $e_c = 115$ [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

GOUSSET

$l_p = 400$ [mm] Longueur de la platine
 $h_p = 350$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_p = 10$ [mm] Epaisseur de la platine

Paramètres

$h_1 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_1 = 0$ [mm] Grugeage
 $h_2 = 0$ [mm] Grugeage

$h_1 = 0$ [mm] Grugeage

$v_2 = 0$ [mm] Grugeage

$h_3 = 0$ [mm] Grugeage

$v_3 = 0$ [mm] Grugeage

$h_4 = 0$ [mm] Grugeage

$v_4 = 0$ [mm] Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres (0 ; 75)

$e_v = 100$ [mm] Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

$e_H = 200$ [mm] Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

$e_0 = 0$ [mm] Distance axe membrure hor.

Matériau: ACIER E28

$f_y = 27500000,00$ [daN/m²] Résistance

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Cas: 13: $1.35G+1.35Q+1.35VL (1+9+8) *1.35$

$N_{b1,Ed} = 36,05$ [kN] Effort axial

$N_{b2,Ed} = 36,25$ [kN] Effort axial

$N_{b3,Ed} = 0,55$ [kN] Effort axial

RESULTATS

BARRE 1

➤ VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

$F_{x,Ed} = 18,03$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial

$F_{z,Ed} = 0,00$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant

$F_{Ed} = 18,03$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon

$F_{Rdx} = 61,94$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon [Tableau 3.4]

$F_{Rdz} = 86,59$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon [Tableau 3.4]

$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$18,03 < 61,94$	vérifié	(0,29)
$F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$0,00 < 86,59$	vérifié	(0,00)
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$	$18,03 < 135,72$	vérifié	(0,13)

➤ **VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS**

$N_{uRd} = 492,20$ [kN] [1993-1-1:2005 6.1]

$N_{plRd} = 476,33$ [kN] Résistance de calcul plastique de la section brute [1993-1-1:2005 6.1]

$ N_{b1,Ed} \leq N_{uRd}$	$ 36,05 < 492,20$	vérifié	(0,07)
$ N_{b1,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ 36,05 < 476,33$	vérifié	(0,08)

➤ **VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC**

$V_{effRd} = 123,93$ [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous [3.10.2 (3)]

$ N_{b1,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 36,05 < 123,93$	vérifié	(0,29)
------------------------------	--------------------	----------------	--------

BARRE 2

➤ **VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS**

$F_{x,Ed} = 18,12$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial

$F_{z,Ed} = 0,00$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant

$F_{Ed} = 18,12$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon

$F_{Rdx} = 61,94$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon [Tableau 3.4]

$F_{Rdz} = 86,59$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon [Tableau 3.4]

$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$18,12 < 61,94$	vérifié	(0,29)
$F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$0,00 < 86,59$	vérifié	(0,00)
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$	$18,12 < 135,72$	vérifié	(0,13)

➤ **VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS**

$N_{uRd} = 492,20$ [kN] [1993-1-1:2005 6.1]

$N_{plRd} = 476,33$ [kN] Résistance de calcul plastique de la section brute [1993-1-1:2005 6.1]

$ N_{b2,Ed} \leq N_{uRd}$	$ 36,25 < 492,20$	vérifié	(0,07)
$ N_{b2,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ 36,25 < 476,33$	vérifié	(0,08)

➤ VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$V_{effRd} = 123,93$ [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous [3.10.2 (3)]

$ N_{b2,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 36,25 < 123,93$	vérifié	(0,29)
------------------------------	--------------------	---------	--------

BARRE 3

➤ VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

$F_{x,Ed} = 0,28$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial

$F_{z,Ed} = 0,00$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant

$F_{Ed} = 0,28$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon

$F_{Rdx} = 61,94$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon [Tableau 3.4]

$F_{Rdz} = 86,59$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon [Tableau 3.4]

$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$0,28 < 61,94$	vérifié	(0,00)
-------------------------	----------------	---------	--------

$F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$0,00 < 86,59$	vérifié	(0,00)
-------------------------	----------------	---------	--------

$F_{Ed} \leq F_{VRd}$	$0,28 < 135,72$	vérifié	(0,00)
-----------------------	-----------------	---------	--------

➤ VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$N_{uRd} = 492,20$ [kN] [1993-1-1:2005 6.1]

$N_{plRd} = 476,33$ [kN] Résistance de calcul plastique de la section brute [1993-1-1:2005 6.1]

$ N_{b3,Ed} \leq N_{uRd}$	$ 0,55 < 492,20$	vérifié	(0,00)
----------------------------	-------------------	---------	--------

$ N_{b3,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ 0,55 < 476,33$	vérifié	(0,00)
------------------------------	-------------------	---------	--------

➤ VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$V_{effRd} = 123,93$ [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous [3.10.2 (3)]

$ N_{b3,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 0,55 < 123,93$	vérifié	(0,00)
------------------------------	-------------------	---------	--------

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,29
--	-------	------



Chapitre IX

**DIMENSIONNEMENT
DES
FONDATIONS**

IX.1 Introduction

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

On trouve trois types de fondation :

1. Fondation superficielle

- Semelle isolée sous poteau
- Semelle filante continue sous mur
- Semelle filante sous plusieurs poteaux
- Radiums généraux

2. Fondation profonde

- Pieux
- Parois moulées

3. Fondation semi profonde

- Puits

IX.2 Choix du type de fondation :

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La nature et le poids de la superstructure
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction
- La qualité du sol de fondation
- L'environnement
- La facilité d'exécution
- L'économie

Le choix porte sur le type de fondation, doit aussi satisfaire certains critères qui sont :

- La stabilité de l'ouvrage
- La facilité d'exécution (coffrage).

D'une manière générale les fondations doivent répondre à la relation suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol}$$

Avec :

N : effort transmis de la superstructure jusqu'à la base.

S : surface d'appui sur le sol.

σ_{sol} : la capacité portante du sol.

IX.3 Etude du sol :

D'après le rapport géotechnique, on a les résultats suivants :

- Contrainte admissible : **4.0 bars**
- Encastrement dans la roche : **0.80 mètre**

Le sol est non agressif vis-à-vis du béton ordinaire (des traces de sulfates), dans ce cas l'agressivité de sol est classée (A1 : pas de recommandations particulières).

IX.4 Etude d'ancrage :

L'encastrement d'un pied de poteau sur un massif en béton est réalisé au moyen d'une platine appuyée sur le massif et ancrée par des tiges de scellement.

Pour le dimensionnement de l'encastrement c'est-à-dire la détermination des efforts dans les tiges d'ancrage et dans la platine ainsi que le moment et l'effort normal exercé sur la base du poteau sont équilibrés par la traction des tiges d'ancrages et la compression du béton.

La liaison des poteaux à leur extrémité est considérée comme encastrement dans les deux sens longitudinal et transversal. Le béton des poteaux est dosé à 350kg/m^3 ; = 25 MPa.

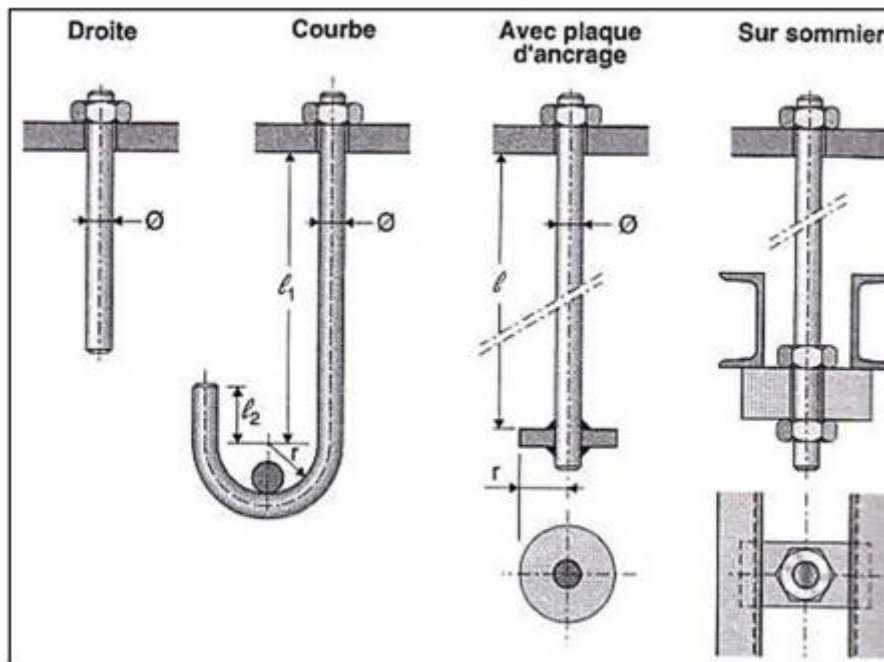


Figure IX.1. Différents types de tiges d'ancrage.

IX.5 Platine d'extrémité :

C'est un plan en acier rectangulaire soudé à la base du poteau par un cordon de soudure appliqué sur le pourtour de la section du profilé constituant le poteau. Elle est percée sur sa ligne médiane pour recevoir les extrémités filetées des tiges d'ancrages scellés dans la fondation. Sous l'action du serrage des écrous, la platine prend directement appui sur le béton de fondation. La platine peut être renforcée par un raidisseur.

IX.6 Caractéristique des matériaux :**IX.6.1. Béton :****Contrainte limite du béton :**➤ **A l'ELU :**

$$\sigma_b = 0.85 \frac{f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 0.85 \frac{25}{1 \times 1.5} = 14.16 \text{ MPA}$$

Avec :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPA}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \text{ situation courante} \\ \gamma_b = 1,15 \text{ situation accidentelle} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta = 1 \quad \text{si : la durée d'exploitation est supérieure à 24h} \\ \theta = 0,9 \quad \text{si : la durée d'exploitation entre 1h et 24h} \\ \theta = 0,85 \quad \text{si : la durée d'exploitation est inférieure à 24h} \end{array} \right.$$

➤ **A l'ELS :**

$$\sigma_b = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$$

Sollicitations sous actions accidentelles :

$$\sigma_b = 0.85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.85 \frac{25}{1.15} = 18.48 \text{ MPA}$$

IX.6.2. Acier :**Contrainte limite de l'acier HA :**➤ **A l'ELU :**

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPA}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,15 \text{ situation courante} \\ \gamma_b = 1 \text{ situation accidentelle} \end{array} \right.$$

➤ **A L'ELS :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = f_e \quad \text{si : la fissuration est peu nuisible} \\ \sigma_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; \text{Max}(0.5f_e ; \sqrt[110]{n \cdot ft_j}) \right) \quad \text{si : la fissuration est préjudiciable} \\ \sigma_{st} = \min \left(\frac{1}{2} f_e ; \sqrt[90]{n \cdot ft_j} \right) \quad \text{si : la fissuration est très préjudiciable} \end{array} \right.$$

On a : fissuration Préjudiciable **donc :**

$$\sigma_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; \text{Max}(0.5f_e ; \sqrt[110]{n \cdot ft_j}) \right) = 200 \text{ MPA}$$

avec :

n : est un coefficient qui dépend du type d'acier :

n=1.6 pour des HA > 6mm et n= 1.3 pour des HA < 6mm

n= 1 pour des ronds lisses

Sollicitations sous actions accidentelles :

$$\sigma_s = 400 \text{ MPA}$$

IX.7 Choix du type de fondation :

Vu la nature du sol (une contrainte moyenne admissible = **4 bars**) et la descente des charges : on opte pour des fondations superficielles de type « **semelle isolées** »

IX.8 Dimensionnement des fondations :

Pour le dimensionnement des fondations, On choisit une semelle qui se trouve sous le poteau (A) , les autres poteaux doivent être calculés de la même manière.

IX.8.1. Etude des semelles :

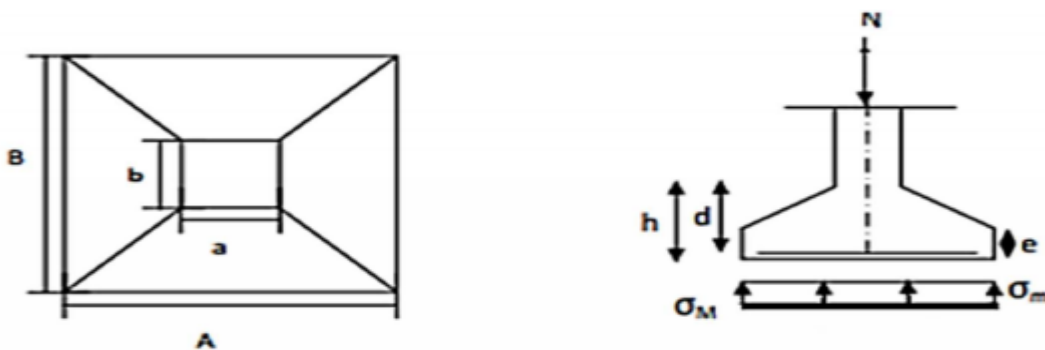


Figure IX.2. Diagramme des contraintes agissant sur les fondations.

IX.8.2. Sollicitations maximales (selon logiciel ROBOT 2019) :

Tableau IX.1. Effort normal

	Effort	ELU	ELS
semelle	M (KN.m)	39.95	28.48
	N _{sd} (KN)	786.02	330.53
σ_s	4 bar = 0.4 MPA= 400 KN/m		

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \begin{cases} A = \frac{a}{b} \times B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}} \\ A = \frac{b}{a} \times A \geq \sqrt{\frac{a}{b} \times \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}} \end{cases}$$

$$\sigma_{sol} = \frac{N_s}{A \times B} \quad \text{D'où : } A \times B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{786.02}{4000}$$

$$A \times B \geq 0.196 \text{ m}^2$$

Nous allons opter pour une semelle carrée de dimensions (1 x 1) m²

IX.8.3. Détermination de la hauteur de la semelle :

$$h = d + 50 \text{ mm}$$

$$\frac{B - b}{4} \leq d \leq A - a$$

$$B = 300 \text{ mm} = 0.3 \text{ m (Poteau HEA 400)}$$

$$\frac{1 - 0.3}{4} \leq d \leq 1 - 0.3 \rightarrow 0.2 \text{ m} \leq d \leq 0.7 \text{ m}$$

On prend : d = 0.5 m = 50 cm

$$\text{Donc : } h = 0.5 + 5 = 55 \text{ cm}$$

IX.8.4. Ferrailage de la semelle isolée:

$$e = 0.15 < \frac{B}{6} = 0.17$$

$$A_u = \frac{N_u \times (A - a)}{8 \times d \times \sigma_{st}} \quad \text{avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_u = \frac{786.02 \times (1 - 0.3) \times 10^{-3}}{8 \times 0.5 \times 348} = 3.95 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 3.95 \text{ cm}^2$$

On prend A = 4.52 cm² → 4T (H.R) Ø 12

IX.8.5. Détermination de la hauteur du patin (e)

$$e \geq \max (6\varnothing + 6 \text{ cm}, 15 \text{ cm})$$

$$e \geq \max (13.2 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}) \text{ donc on prend } e = 15 \text{ cm}$$

IX.8.6. L'espace des cadres :

$$S \leq (20 \text{ cm} ; 15 \varnothing)$$

$$S \leq (20 \text{ cm} ; 15 \times 1.2) = 18 \text{ cm}$$

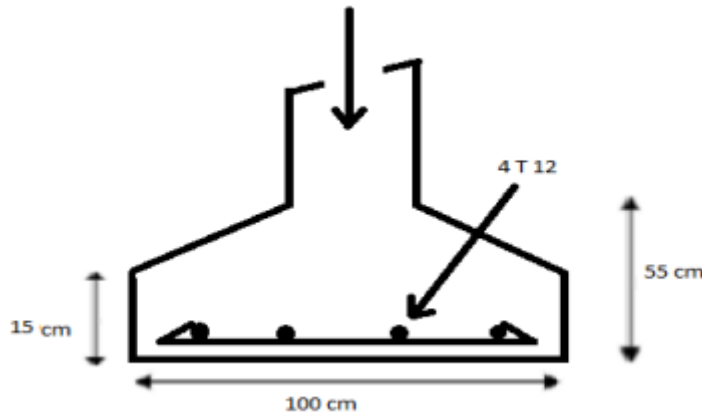


Figure IX.3. Ferrailage de la semelle isolée.

IX.9 Calcul des longrines :

Les longrines ont pour rôle de relier les semelles entre elles, elles sont soumises à un effort de traction.

Une longrine est posée directement sur un béton de propreté pour empêcher la pollution du béton frais de la longrine par le sol support lors du coulage béton.

Le béton de propreté offre également un support uniforme à la longrine.

$$\text{Elles doivent être calculées pour résister à la traction sous une force égale à : } F = \frac{N}{a} \geq 20 \text{ KN}$$

Avec :

N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

a : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de l'ouvrage $\alpha = 5$

$$\frac{N}{a} = \frac{330.53}{5} = 66.106 \text{ KN}$$

$$F = \max (66.106 \text{ KN}; 20 \text{ KN}) = 66.106 \text{ KN}$$

$$A_{STU} = \frac{f}{\sigma_{st}} = \frac{66106}{210.6} = 3.13 \text{ cm}^2$$

Le RPA exige une section minimale:

$$A_{\min} = 0.6\% \times b \times h \times 10^4 = 0.006 \times 0.25 \times 0.3 \times 10^4 = 4.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = \max (A_{\min} ; A_s)$$

Donc nous allons ferrailer avec $4T14= 6.16 \text{ cm}^2$ et un espacement de 48 mm

IX.9.1. Calcul d'armatures transversales :

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \varphi_{min}; \frac{b}{10}\right)$$

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{300}{35}; 10; \frac{250}{10}\right) \rightarrow \varphi_t \leq \min(8.57; 10; 25)$$

Alors on prend : $\varphi = 10 \text{ mm}$

IX.9.2. Calcul d'armatures transversales :

La section minimale des armatures transversales est égale à

$$A_{smin} > \frac{0.4 \times b_0 \times st}{f_e} = \frac{0.4 \times 1 \times 15}{400} = 0.015$$

St est l'espacement des armatures transversales pris égale à 15 cm

Nous prendrons **HA10** pour les deux cadres de la longrine avec un espacement de 15 mm

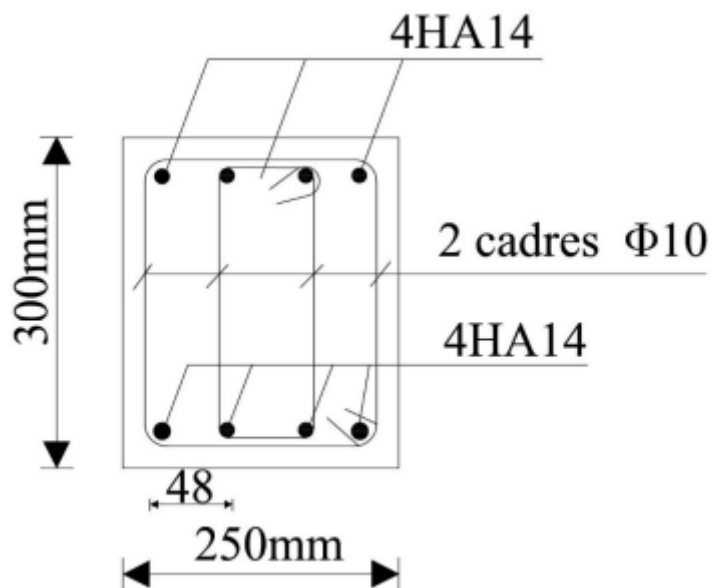
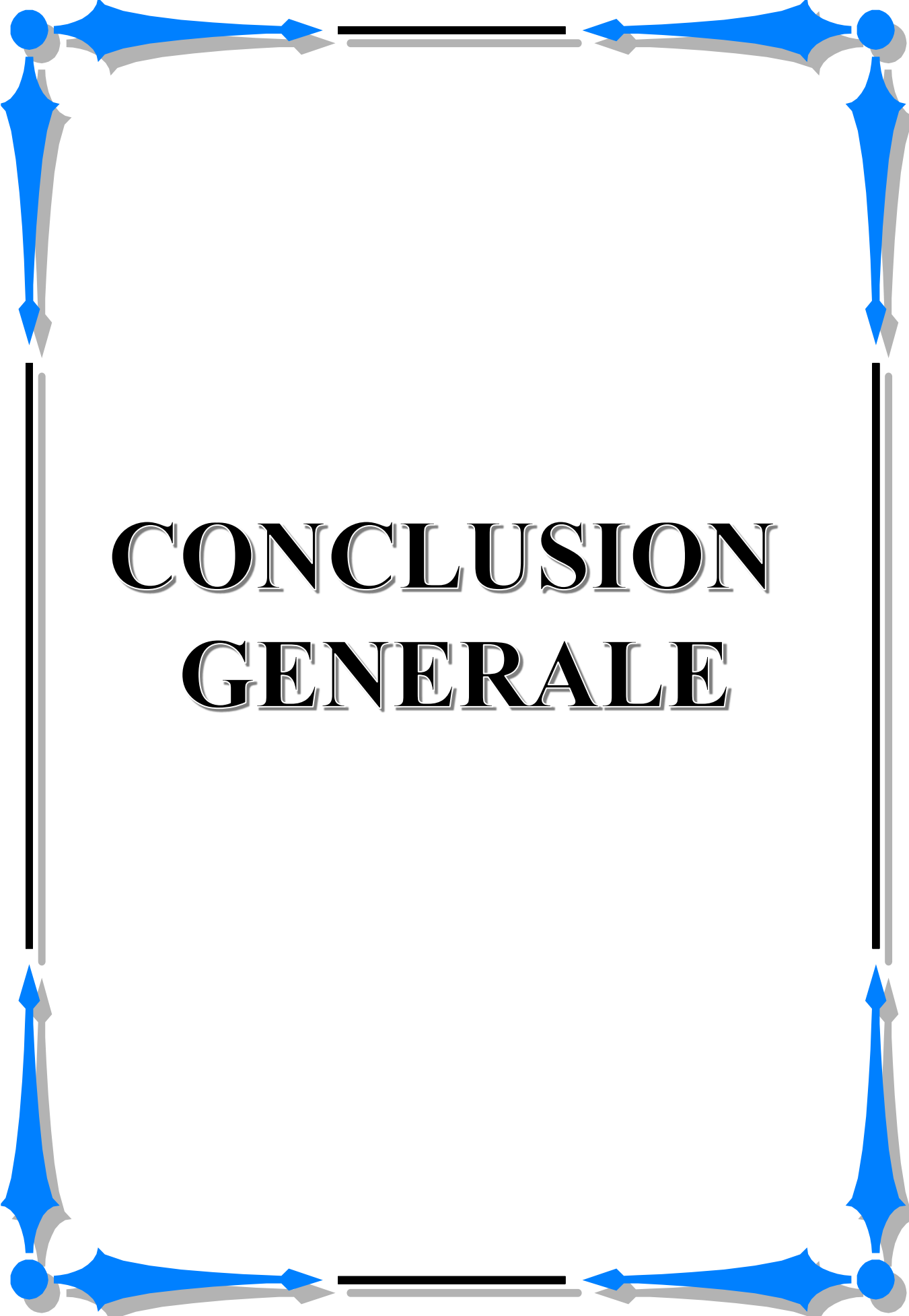


Figure IX.4. Ferrailage de longrine.

Remarque :

Afin de s'opposer au phénomène de soulèvement des fondations, nous prévoyons un Dallage au niveau du R.D.C, solidariser au extrémités d ou la répartition de la charge au points d'appuis.



**CONCLUSION
GENERALE**

Conclusion Générale :

La formation de l'homme n'est jamais complète, elle est toujours à parfaire notamment dans un domaine aussi vaste qu'est la construction métallique.

Ce travail m'a permis d'approfondir mes connaissances théoriques acquises le long de mes années de formation, il m'a aussi permis de mettre en pratique ces connaissances notamment en étudiant un cas réel de structure métallique.

Cette expérience m'a permis de me familiariser avec les définitions ou applications des différentes normes et règlements régissant le domaine de la construction métallique tels que les Eurocodes, le CCM97, le RNV99, le RPA99, ...

Le projet étudié m'a permis d'avoir une approche globale sur la façon de faire la conception et le dimensionnement d'une structure métallique y Compris la structure mixte, les assemblages et les fondations.



ANNEXES

Annexe A



PROFILS NERVURES

APPLICATIONS

Les profils nervurés sont utilisés en couverture sèche ou en bardage pour :

- les ateliers de production.
- les bâtiments tertiaires.
- les centres commerciaux.
- les bâtiments industriels.
- les entrepôts agricoles.
- les habitations.

DEFINITIONS / NORMES:

Identification de l'acier: Nuance S250, S280, S320

- Acier galvanisé en continu Z 275 NF P 34310 et NF EN 10147
- Acier galvanisé prélaqué en continu NF P 34301
- Caractéristique dimensionnelles NF P 34401
- Informations techniques établies conformes à la norme NF P 34-205-1 et ou DTU 40-35

RETEMENT:

Sans spécifications particulières les profils nervurés sont livrés en qualité standard.

- Galvanisé seul, qualité Z 275
- Galvanisé prélaqué, face extérieure finition laquée polyester ép. 25µ - teintes standard: voir nuancier. envers de bande finition primaire d'accrochage époxy ép. 7µ.

Classement de réaction au feu: M0.

MISE EN OEUVRE:

Manutention:

Les profils ne doivent pas être choqués ou griffés pour éviter toute mise à nu du métal.

Mise en oeuvre:

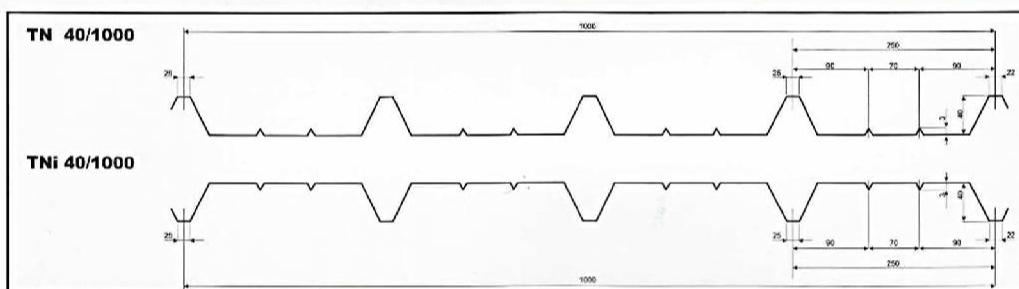
- Se référer au DTU 40-35
- Eliminer soigneusement et au fur et à mesure de la pose, les limailles de perçage, par un nettoyage à la brosse.

Stockage:

- Empilés les profils galvanisés sont sensibles à l'humidité et à la condensation, mis en oeuvre, les profils galvanisés ne craignent pas le contact de l'eau.
- Le stockage des profils doit être fait sous abri ventilé (magasin ouvert, bache), les cois étant inclinés par rapport à l'horizontal et séparés du sol pour permettre une bonne ventilation, en évitant toute déformation permanente des profils.

CARACTERISTIQUE DU PROFIL

	EPAISSEUR mm				
	0,5	0,6	0,7	0,8	1,0
Poids (kg/m ²)	4,9	5,89	6,87	7,85	9,81
J (cm ⁴ /m)	12,3	16,05	18,72	21,40	26,75
W (cm ³ /m)	3,92	5,30	6,18	7,07	8,83



CHARGE ADMISSIBLE UNIFORMEMENT DISTRIBUEE Kg/m²

EPAISSEUR mm	TN 40/1000													TNi 40/1000												
	PORTEE m													PORTEE m												
	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	2,75	3,00	3,25	3,5	3,75	4	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	2,75	3,00	3,25	3,5	3,75	4
0,5	439	281	185	143	109	86	63	47	36					360	230	152	104	84	59	37	27					
0,6	614	393	273	200	153		70	58	48					504	322	224	157	109	74	57	47					
0,7	716	458	318	234	179		121	98	81	68	58			603	386	268	178	119	84	61	46	35				
0,8	820	524	364	267	205		141	114	94	79	64	58		701	449	311	196	130	96	79	66					
1,0	1024	655	455	334	256		154	112	84	65	51	41	33	903	578	401	214	143	100	73	55	42	33	27		
							202	163	135	113	97	83	72	64				205	155	118	94	79	66			56
0,5	570	366	252	180	141	111	90							467	300	207	147	115								
0,6	768	491	341	251	192	152	123	101						630	403	280	205	157								
0,7	896	573	398	292	224	177	143	118						754	482	335	246	188								
0,8	1025	656	455	334	256	202	164	135						877	561	389	286	219								
1,0	1280	819	569	418	320	253	204	169						1129	722	502	368	282	223							
							142	121	104	91	80						180	149	125	106	92	80	70			

N.B: Les valeurs en rouge ne prévoient pas de limitation de flèche

Annexe B


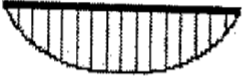






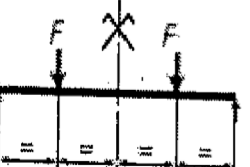
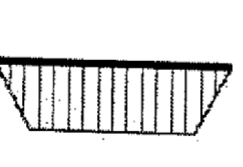
Repère	Section		Fils	Maille	Dim	Poids	Repère	Section		Fils	Maille	Dim	Poids
	Scm ² /m	Scm ² /m	mm*mm	mm*mm	mm*mm	Kg		Scm ² /m	Scm ² /m	mm*mm	mm*mm	mm*mm	Kg
Rouleau							Rouleau						
R80 R	0,80	0,53	4,5*4,5	200*300	2,40*50	125,10	RAF R	0,80	0,53	4,5*4,5	200*300	2,40*50	125,10
R80 C	0,80	0,80	4,5*4,5	200*200	2,40*40	120,00	RAF C	0,80	0,80	4,5*4,5	200*200	2,40*40	120,00
Panneaux Anti-fissuration							Panneaux Anti-fissuration						
P80 R	0,80	0,53	4,5*4,5	200*300	2,40*3,60	9,00	PAF R	0,80	0,53	4,5*4,5	200*300	2,40*3,60	9,00
R80 C	0,80	0,80	4,5*4,5	200*200	2,40*3,60	10,80	PAF C	0,80	0,80	4,5*4,5	200*200	2,40*3,60	10,80
P99 V	0,80	0,99	4,5*4,5	200*160	2,40*3,20	9,60	PAF V	0,80	0,99	4,5*4,5	200*160	2,40*3,20	9,60
Panneaux de Structure							Panneaux de Structure						
P131R	1,31	0,95	5*5,5	150*250	2,40*4,75	20,23	ST10	1,19	1,19	5,5*5,5	200*200	2,40*4,80	21,54
P188R	1,88	0,95	6*5,5	150*250	2,40*6,00	32,08	ST20	1,88	1,28	6*7	150*300	2,40*6,00	35,81
P221R	2,21	0,95	6,5*5,5	150*250	2,40*6,00	35,73	ST20	1,88	1,28	6*7	150*300	2,40*6,00	35,81
P283R	2,83	0,95	6*5,5	150*250	2,40*6,00	42,74	ST25	2,57	1,28	7*7	150*300	2,40*6,00	43,49
P385R	3,85	1,47	7*7,5	100*300	2,40*6,00	60,14	ST30	2,83	1,28	6*7	100*300	2,40*6,00	46,46
P503R	5,03	1,77	8*7,5	100*250	2,40*6,00	76,87	ST35	3,85	1,28	7*7	100*300	2,40*6,00	57,98
P636R	6,36	2,12	9*9	100*300	2,40*6,00	95,81	ST45	4,24	1,68	9*8	150*300	2,40*6,00	66,86
P221C	2,21	2,21	6,5*7,5	150*200	2,40*6,00	49,94	ST50	5,03	1,68	8*8	100*300	2,40*6,00	75,84
P385C	3,85	3,85	7*7	100*100	2,40*6,00	86,98	ST60	6,36	2,51	9*8	100*200	2,40*6,00	100,30
P636C	6,36	6,36	9*9	100*100	2,40*6,00	143,71	ST25C	2,57	2,57	7*7	150*150	2,40*6,00	57,98
							ST40C	3,85	3,85	7*7	100*100	2,40*6,00	86,98
							ST65C	6,36	6,36	9*9	100*100	2,40*6,00	143,71
CARACTERISTIQUES DIMENTIONNELLES DES ACIERS													
Ø mm	Poids Kg/m	Périmètre cm	Section pour N barres en cm ²										
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
5	0,154	1,571	0,1964	0,3928	0,5892	0,7856	0,9820	1,1784	1,3748	1,5712	1,7676	1,964	
6	0,222	1,885	0,2829	0,5658	0,8487	1,1316	1,4145	1,6974	1,9803	2,2632	2,5461	2,829	
8	0,394	2,513	0,5029	1,0058	1,5087	2,0116	2,5145	3,0174	3,5203	4,0232	4,5261	5,029	
10	0,616	3,142	0,7857	1,5714	2,3571	3,1428	3,9285	4,7142	5,4999	6,2856	7,0713	7,857	
12	0,887	3,770	1,1314	2,2628	3,3942	4,5256	5,6570	6,7884	7,9198	9,0512	10,1826	11,314	
14	1,208	4,398	1,5400	3,0800	4,6200	6,1600	7,7000	9,2400	10,7800	12,3200	13,8600	15,400	
16	1,578	5,027	2,0114	4,0228	6,0342	8,0456	10,0570	12,0684	14,0798	16,0912	18,1026	20,114	
20	2,466	6,283	3,1429	6,2858	9,4287	12,5716	15,7145	18,8574	22,0003	25,1432	28,2861	31,429	
25	3,853	7,854	4,9107	9,8214	14,7321	19,6428	24,5535	29,4642	34,3749	39,2856	44,1963	49,107	
32	6,313	10,053	8,0457	16,0914	24,1371	32,1828	40,2285	48,2742	56,3199	64,3656	72,4113	80,457	
40	9,864	12,566	12,5710	25,1420	37,7130	50,2840	62,8550	75,4260	87,9970	100,5680	113,1390	125,710	
LONGEURS DES TREILLIS													
Rapport L	1/6	1/5	1/4	1/3	2/5	1/2	3/5	2/3	3/4	4/5	5/6	1	
ST10 (2,40/4,80*L)	*	0,96	1,20	1,60	1,92	2,40	2,88	3,20	3,60	3,84	*	4,80	
STX (2,40/6,00*L)	1,00	1,20	1,50	2,00	2,40	3,00	3,60	4,00	4,50	4,80	5,00	6,00	
FORMATS													
A(x) : l(mm) x L(mm)			A4 (210*297)	A3 (297*420)	A2 (420*594)	A1 (594*840)	A0 (840*1188)						

Annexe C

Section en cm² de N armatures de diamètre Φ (mm)

Φ (mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,7
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,72	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,38	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

Annexe D

Calcul du coefficient C_1 en fonction des conditions de chargement et d'encastrement.			
Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	Valeur de k	Coefficients
			C_1
		1,0 0,5	1,132 0,972
		1,0 0,5	1,285 0,712
		1,0 0,5	1,365 1,070
		1,0 0,5	1,565 0,938
		1,0 0,5	1,046 1,010

Annexe E

Valeur de χ en fonction de $\bar{\lambda}$

Coefficients de réduction				
$\bar{\lambda}$	Valeurs de χ pour la courbe de flambement			
	a	b	c	d
0,2	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9775	0,9641	0,9491	0,9235
0,4	0,9528	0,9261	0,8973	0,8504
0,5	0,9243	0,8842	0,8430	0,7793
0,6	0,8900	0,8371	0,7854	0,7100
0,7	0,8477	0,7837	0,7247	0,6431
0,8	0,7957	0,7245	0,6622	0,5797
0,9	0,7339	0,6612	0,5998	0,5208
1,0	0,6656	0,5970	0,5399	0,4671
1,1	0,5960	0,5352	0,4842	0,4189
1,2	0,5300	0,4781	0,4338	0,3762
1,3	0,4703	0,4269	0,3888	0,3385
1,4	0,4179	0,3817	0,3492	0,3055
1,5	0,3724	0,3422	0,3145	0,2766
1,6	0,3332	0,3079	0,2842	0,2512
1,7	0,2994	0,2781	0,2577	0,2289
1,8	0,2702	0,2521	0,2345	0,2093
1,9	0,2449	0,2294	0,2141	0,1920
2,0	0,2229	0,2095	0,1962	0,1766
2,1	0,2036	0,1920	0,1803	0,1630
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 F

Valeurs du coefficient de flambement χ de la courbe a_0

λ	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,1	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,2	1,0000	0,9986	0,9973	0,9959	0,9945	0,9931	0,9917	0,9903	0,9889	0,9874
0,3	0,9859	0,9845	0,9829	0,9814	0,9799	0,9783	0,9767	0,9751	0,9735	0,9718
0,4	0,9701	0,9684	0,9667	0,9649	0,9631	0,9612	0,9593	0,9574	0,9554	0,9534
0,5	0,9513	0,9492	0,9470	0,9448	0,9425	0,9402	0,9378	0,9354	0,9328	0,9302
0,6	0,9276	0,9248	0,9220	0,9191	0,9161	0,9130	0,9099	0,9066	0,9032	0,8997
0,7	0,8961	0,8924	0,8886	0,8847	0,8806	0,8764	0,8721	0,8676	0,8630	0,8582
0,8	0,8533	0,8483	0,8431	0,8377	0,8322	0,8266	0,8208	0,8148	0,8087	0,8025
0,9	0,7961	0,7895	0,7828	0,7760	0,7691	0,7620	0,7549	0,7476	0,7403	0,7329
1,0	0,7253	0,7178	0,7101	0,7025	0,6948	0,6870	0,6793	0,6715	0,6637	0,6560
1,1	0,6482	0,6405	0,6329	0,6252	0,6176	0,6101	0,6026	0,5951	0,5877	0,5804
1,2	0,5732	0,5660	0,5590	0,5520	0,5450	0,5382	0,5314	0,5248	0,5182	0,5117
1,3	0,5053	0,4990	0,4927	0,4866	0,4806	0,4746	0,4687	0,4629	0,4572	0,4516
1,4	0,4461	0,4407	0,4353	0,4300	0,4248	0,4197	0,4147	0,4097	0,4049	0,4001
1,5	0,3953	0,3907	0,3861	0,3816	0,3772	0,3728	0,3685	0,3643	0,3601	0,3560
1,6	0,3520	0,3480	0,3441	0,3403	0,3365	0,3328	0,3291	0,3255	0,3219	0,3184
1,7	0,3150	0,3116	0,3083	0,3050	0,3017	0,2985	0,2954	0,2923	0,2892	0,2862
1,8	0,2833	0,2804	0,2775	0,2746	0,2719	0,2691	0,2664	0,2637	0,2611	0,2585
1,9	0,2559	0,2534	0,2509	0,2485	0,2461	0,2437	0,2414	0,2390	0,2368	0,2345
2,0	0,2323	0,2301	0,2280	0,2258	0,2237	0,2217	0,2196	0,2176	0,2156	0,2136
2,1	0,2117	0,2098	0,2079	0,2061	0,2042	0,2024	0,2006	0,1989	0,1971	0,1954
2,2	0,1937	0,1920	0,1904	0,1887	0,1871	0,1855	0,1840	0,1824	0,1809	0,1794
2,3	0,1779	0,1764	0,1749	0,1735	0,1721	0,1707	0,1693	0,1679	0,1665	0,1652
2,4	0,1639	0,1626	0,1613	0,1600	0,1587	0,1575	0,1563	0,1550	0,1538	0,1526
2,5	0,1515	0,1503	0,1491	0,1480	0,1469	0,1458	0,1447	0,1436	0,1425	0,1414
2,6	0,1404	0,1394	0,1383	0,1373	0,1363	0,1353	0,1343	0,1333	0,1324	0,1314
2,7	0,1305	0,1296	0,1286	0,1277	0,1268	0,1259	0,1250	0,1242	0,1233	0,1224
2,8	0,1216	0,1207	0,1199	0,1191	0,1183	0,1175	0,1167	0,1159	0,1151	0,1143
2,9	0,1136	0,1128	0,1120	0,1113	0,1106	0,1098	0,1091	0,1084	0,1077	0,1070
3,0	0,1063	0,1056	0,1049	0,1043	0,1036	0,1029	0,1023	0,1016	0,1010	0,1003

Annexe G

Valeurs du coefficient de flambement χ de la courbe a

λ	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,1	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,2	1,0000	0,9978	0,9956	0,9934	0,9912	0,9889	0,9867	0,9844	0,9821	0,9798
0,3	0,9775	0,9751	0,9728	0,9704	0,9680	0,9655	0,9630	0,9605	0,9580	0,9554
0,4	0,9528	0,9501	0,9474	0,9447	0,9419	0,9391	0,9363	0,9333	0,9304	0,9273
0,5	0,9243	0,9211	0,9179	0,9147	0,9114	0,9080	0,9045	0,9010	0,8974	0,8937
0,6	0,8900	0,8862	0,8823	0,8783	0,8742	0,8700	0,8657	0,8614	0,8569	0,8524
0,7	0,8477	0,8430	0,8382	0,8332	0,8282	0,8230	0,8178	0,8124	0,8069	0,8014
0,8	0,7957	0,7899	0,7841	0,7781	0,7721	0,7659	0,7597	0,7534	0,7470	0,7405
0,9	0,7339	0,7273	0,7206	0,7139	0,7071	0,7003	0,6934	0,6865	0,6796	0,6726
1,0	0,6656	0,6586	0,6516	0,6446	0,6376	0,6306	0,6236	0,6167	0,6098	0,6029
1,1	0,5960	0,5892	0,5824	0,5757	0,5690	0,5623	0,5557	0,5492	0,5427	0,5363
1,2	0,5300	0,5237	0,5175	0,5114	0,5053	0,4993	0,4934	0,4875	0,4817	0,4760
1,3	0,4703	0,4648	0,4593	0,4538	0,4485	0,4432	0,4380	0,4329	0,4278	0,4228
1,4	0,4179	0,4130	0,4083	0,4036	0,3989	0,3943	0,3898	0,3854	0,3810	0,3767
1,5	0,3724	0,3682	0,3641	0,3601	0,3561	0,3521	0,3482	0,3444	0,3406	0,3369
1,6	0,3332	0,3296	0,3261	0,3226	0,3191	0,3157	0,3124	0,3091	0,3058	0,3026
1,7	0,2994	0,2963	0,2933	0,2902	0,2872	0,2843	0,2814	0,2786	0,2757	0,2730
1,8	0,2702	0,2675	0,2649	0,2623	0,2597	0,2571	0,2546	0,2522	0,2497	0,2473
1,9	0,2449	0,2426	0,2403	0,2380	0,2358	0,2335	0,2314	0,2292	0,2271	0,2250
2,0	0,2229	0,2209	0,2188	0,2168	0,2149	0,2129	0,2110	0,2091	0,2073	0,2054
2,1	0,2036	0,2018	0,2001	0,1983	0,1966	0,1949	0,1932	0,1915	0,1899	0,1883
2,2	0,1867	0,1851	0,1836	0,1820	0,1805	0,1790	0,1775	0,1760	0,1746	0,1732
2,3	0,1717	0,1704	0,1690	0,1676	0,1663	0,1649	0,1636	0,1623	0,1610	0,1598
2,4	0,1585	0,1573	0,1560	0,1548	0,1536	0,1524	0,1513	0,1501	0,1490	0,1478
2,5	0,1467	0,1456	0,1445	0,1434	0,1424	0,1413	0,1403	0,1392	0,1382	0,1372
2,6	0,1362	0,1352	0,1342	0,1332	0,1323	0,1313	0,1304	0,1295	0,1285	0,1276
2,7	0,1267	0,1258	0,1250	0,1241	0,1232	0,1224	0,1215	0,1207	0,1198	0,1190
2,8	0,1182	0,1174	0,1166	0,1158	0,1150	0,1143	0,1135	0,1128	0,1120	0,1113
2,9	0,1105	0,1098	0,1091	0,1084	0,1077	0,1070	0,1063	0,1056	0,1049	0,1042
3,0	0,1036	0,1029	0,1022	0,1016	0,1010	0,1003	0,0997	0,0991	0,0985	0,0978

Annexe H

Valeurs du coefficient de flambement χ de la courbe b

λ	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,1	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,2	1,0000	0,9965	0,9929	0,9894	0,9858	0,9822	0,9786	0,9750	0,9714	0,9678
0,3	0,9641	0,9604	0,9567	0,9530	0,9492	0,9455	0,9417	0,9378	0,9339	0,9300
0,4	0,9261	0,9221	0,9181	0,9140	0,9099	0,9057	0,9015	0,8973	0,8930	0,8886
0,5	0,8842	0,8798	0,8752	0,8707	0,8661	0,8614	0,8566	0,8518	0,8470	0,8420
0,6	0,8371	0,8320	0,8269	0,8217	0,8165	0,8112	0,8058	0,8004	0,7949	0,7893
0,7	0,7837	0,7780	0,7723	0,7665	0,7606	0,7547	0,7488	0,7428	0,7367	0,7306
0,8	0,7245	0,7183	0,7120	0,7058	0,6995	0,6931	0,6868	0,6804	0,6740	0,6676
0,9	0,6612	0,6547	0,6483	0,6419	0,6354	0,6290	0,6226	0,6162	0,6098	0,6034
1,0	0,5970	0,5907	0,5844	0,5781	0,5719	0,5657	0,5595	0,5534	0,5473	0,5412
1,1	0,5352	0,5293	0,5234	0,5175	0,5117	0,5060	0,5003	0,4947	0,4891	0,4836
1,2	0,4781	0,4727	0,4674	0,4621	0,4569	0,4517	0,4466	0,4416	0,4366	0,4317
1,3	0,4269	0,4221	0,4174	0,4127	0,4081	0,4035	0,3991	0,3946	0,3903	0,3860
1,4	0,3817	0,3775	0,3734	0,3693	0,3653	0,3613	0,3574	0,3535	0,3497	0,3459
1,5	0,3422	0,3386	0,3350	0,3314	0,3279	0,3245	0,3211	0,3177	0,3144	0,3111
1,6	0,3079	0,3047	0,3016	0,2985	0,2955	0,2925	0,2895	0,2866	0,2837	0,2809
1,7	0,2781	0,2753	0,2726	0,2699	0,2672	0,2646	0,2620	0,2595	0,2570	0,2545
1,8	0,2521	0,2496	0,2473	0,2449	0,2426	0,2403	0,2381	0,2359	0,2337	0,2315
1,9	0,2294	0,2272	0,2252	0,2231	0,2211	0,2191	0,2171	0,2152	0,2132	0,2113
2,0	0,2095	0,2076	0,2058	0,2040	0,2022	0,2004	0,1987	0,1970	0,1953	0,1936
2,1	0,1920	0,1903	0,1887	0,1871	0,1855	0,1840	0,1825	0,1809	0,1794	0,1780
2,2	0,1765	0,1751	0,1736	0,1722	0,1708	0,1694	0,1681	0,1667	0,1654	0,1641
2,3	0,1628	0,1615	0,1602	0,1590	0,1577	0,1565	0,1553	0,1541	0,1529	0,1517
2,4	0,1506	0,1494	0,1483	0,1472	0,1461	0,1450	0,1439	0,1428	0,1418	0,1407
2,5	0,1397	0,1387	0,1376	0,1366	0,1356	0,1347	0,1337	0,1327	0,1318	0,1308
2,6	0,1299	0,1290	0,1281	0,1272	0,1263	0,1254	0,1245	0,1237	0,1228	0,1219
2,7	0,1211	0,1203	0,1195	0,1186	0,1178	0,1170	0,1162	0,1155	0,1147	0,1139
2,8	0,1132	0,1124	0,1117	0,1109	0,1102	0,1095	0,1088	0,1081	0,1074	0,1067
2,9	0,1060	0,1053	0,1046	0,1039	0,1033	0,1026	0,1020	0,1013	0,1007	0,1001
3,0	0,0994	0,0988	0,0982	0,0976	0,0970	0,0964	0,0958	0,0952	0,0946	0,0940

Annexe I

Valeurs du coefficient de flambement χ de la courbe c

λ	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,1	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,2	1,0000	0,9949	0,9898	0,9847	0,9797	0,9746	0,9695	0,9644	0,9593	0,9542
0,3	0,9491	0,9440	0,9389	0,9338	0,9286	0,9235	0,9183	0,9131	0,9078	0,9026
0,4	0,8973	0,8920	0,8867	0,8813	0,8760	0,8705	0,8651	0,8596	0,8541	0,8486
0,5	0,8430	0,8374	0,8317	0,8261	0,8204	0,8146	0,8088	0,8030	0,7972	0,7913
0,6	0,7854	0,7794	0,7735	0,7675	0,7614	0,7554	0,7493	0,7432	0,7370	0,7309
0,7	0,7247	0,7185	0,7123	0,7060	0,6998	0,6935	0,6873	0,6810	0,6747	0,6684
0,8	0,6622	0,6559	0,6496	0,6433	0,6371	0,6308	0,6246	0,6184	0,6122	0,6060
0,9	0,5998	0,5937	0,5876	0,5815	0,5755	0,5695	0,5635	0,5575	0,5516	0,5458
1,0	0,5399	0,5342	0,5284	0,5227	0,5171	0,5115	0,5059	0,5004	0,4950	0,4896
1,1	0,4842	0,4790	0,4737	0,4685	0,4634	0,4583	0,4533	0,4483	0,4434	0,4386
1,2	0,4338	0,4290	0,4243	0,4197	0,4151	0,4106	0,4061	0,4017	0,3974	0,3931
1,3	0,3888	0,3846	0,3805	0,3764	0,3724	0,3684	0,3644	0,3606	0,3567	0,3529
1,4	0,3492	0,3455	0,3419	0,3383	0,3348	0,3313	0,3279	0,3245	0,3211	0,3178
1,5	0,3145	0,3113	0,3081	0,3050	0,3019	0,2989	0,2959	0,2929	0,2900	0,2871
1,6	0,2842	0,2814	0,2786	0,2759	0,2732	0,2705	0,2679	0,2653	0,2627	0,2602
1,7	0,2577	0,2553	0,2528	0,2504	0,2481	0,2457	0,2434	0,2412	0,2389	0,2367
1,8	0,2345	0,2324	0,2302	0,2281	0,2260	0,2240	0,2220	0,2200	0,2180	0,2161
1,9	0,2141	0,2122	0,2104	0,2085	0,2067	0,2049	0,2031	0,2013	0,1996	0,1979
2,0	0,1962	0,1945	0,1929	0,1912	0,1896	0,1880	0,1864	0,1849	0,1833	0,1818
2,1	0,1803	0,1788	0,1774	0,1759	0,1745	0,1731	0,1717	0,1703	0,1689	0,1676
2,2	0,1662	0,1649	0,1636	0,1623	0,1611	0,1598	0,1585	0,1573	0,1561	0,1549
2,3	0,1537	0,1525	0,1514	0,1502	0,1491	0,1480	0,1468	0,1457	0,1446	0,1436
2,4	0,1425	0,1415	0,1404	0,1394	0,1384	0,1374	0,1364	0,1354	0,1344	0,1334
2,5	0,1325	0,1315	0,1306	0,1297	0,1287	0,1278	0,1269	0,1260	0,1252	0,1243
2,6	0,1234	0,1226	0,1217	0,1209	0,1201	0,1193	0,1184	0,1176	0,1168	0,1161
2,7	0,1153	0,1145	0,1137	0,1130	0,1122	0,1115	0,1108	0,1100	0,1093	0,1086
2,8	0,1079	0,1072	0,1065	0,1058	0,1051	0,1045	0,1038	0,1031	0,1025	0,1018
2,9	0,1012	0,1006	0,0999	0,0993	0,0987	0,0981	0,0975	0,0969	0,0963	0,0957
3,0	0,0951	0,0945	0,0939	0,0934	0,0928	0,0922	0,0917	0,0911	0,0906	0,0901

Annexe J

Valeurs du coefficient de flambement χ de la courbe d

λ	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,1	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,2	1,0000	0,9921	0,9843	0,9765	0,9688	0,9611	0,9535	0,9459	0,9384	0,9309
0,3	0,9235	0,9160	0,9086	0,9013	0,8939	0,8866	0,8793	0,8721	0,8648	0,8576
0,4	0,8504	0,8432	0,8360	0,8289	0,8218	0,8146	0,8075	0,8005	0,7934	0,7864
0,5	0,7793	0,7723	0,7653	0,7583	0,7514	0,7444	0,7375	0,7306	0,7237	0,7169
0,6	0,7100	0,7032	0,6964	0,6897	0,6829	0,6762	0,6695	0,6629	0,6563	0,6497
0,7	0,6431	0,6366	0,6301	0,6237	0,6173	0,6109	0,6046	0,5983	0,5921	0,5859
0,8	0,5797	0,5736	0,5675	0,5615	0,5556	0,5496	0,5438	0,5379	0,5322	0,5265
0,9	0,5208	0,5152	0,5096	0,5041	0,4987	0,4933	0,4879	0,4826	0,4774	0,4722
1,0	0,4671	0,4620	0,4570	0,4521	0,4472	0,4423	0,4375	0,4328	0,4281	0,4235
1,1	0,4189	0,4144	0,4099	0,4055	0,4012	0,3969	0,3926	0,3884	0,3843	0,3802
1,2	0,3762	0,3722	0,3683	0,3644	0,3605	0,3568	0,3530	0,3493	0,3457	0,3421
1,3	0,3385	0,3350	0,3316	0,3282	0,3248	0,3215	0,3182	0,3150	0,3118	0,3086
1,4	0,3055	0,3024	0,2994	0,2964	0,2935	0,2906	0,2877	0,2849	0,2821	0,2793
1,5	0,2766	0,2739	0,2712	0,2686	0,2660	0,2635	0,2609	0,2585	0,2560	0,2536
1,6	0,2512	0,2488	0,2465	0,2442	0,2419	0,2397	0,2375	0,2353	0,2331	0,2310
1,7	0,2289	0,2268	0,2248	0,2228	0,2208	0,2188	0,2168	0,2149	0,2130	0,2112
1,8	0,2093	0,2075	0,2057	0,2039	0,2021	0,2004	0,1987	0,1970	0,1953	0,1936
1,9	0,1920	0,1904	0,1888	0,1872	0,1856	0,1841	0,1826	0,1810	0,1796	0,1781
2,0	0,1766	0,1752	0,1738	0,1724	0,1710	0,1696	0,1683	0,1669	0,1656	0,1643
2,1	0,1630	0,1617	0,1604	0,1592	0,1580	0,1567	0,1555	0,1543	0,1532	0,1520
2,2	0,1508	0,1497	0,1486	0,1474	0,1463	0,1452	0,1442	0,1431	0,1420	0,1410
2,3	0,1399	0,1389	0,1379	0,1369	0,1359	0,1349	0,1340	0,1330	0,1320	0,1311
2,4	0,1302	0,1292	0,1283	0,1274	0,1265	0,1257	0,1248	0,1239	0,1231	0,1222
2,5	0,1214	0,1205	0,1197	0,1189	0,1181	0,1173	0,1165	0,1157	0,1149	0,1142
2,6	0,1134	0,1127	0,1119	0,1112	0,1104	0,1097	0,1090	0,1083	0,1076	0,1069
2,7	0,1062	0,1055	0,1048	0,1042	0,1035	0,1029	0,1022	0,1016	0,1009	0,1003
2,8	0,0997	0,0990	0,0984	0,0978	0,0972	0,0966	0,0960	0,0954	0,0948	0,0943
2,9	0,0937	0,0931	0,0926	0,0920	0,0914	0,0909	0,0904	0,0898	0,0893	0,0888
3,0	0,0882	0,0877	0,0872	0,0867	0,0862	0,0857	0,0852	0,0847	0,0842	0,0837

Annexe J

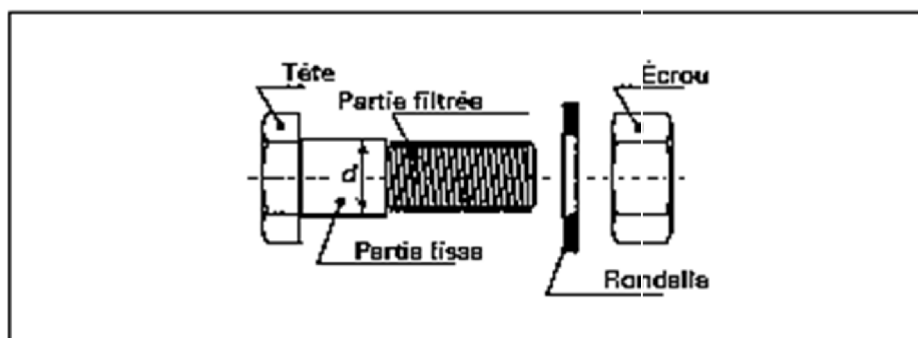


Tableau 1 – Valeurs nominales de la limite d'élasticité f_{yb} et de la résistance ultime à la traction f_{ub} des boulons ordinaires:

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (MPa)	240	320	300	400	480	640	900
f_{ub} (MPa)	400	400	500	500	600	800	1 000

Tableau 2 – Aires des sections lisses et des sections filetées des boulons ordinaires

Diamètre nominal d (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
Diamètre du trou d_0 (mm)	9	11	13	16	18	20	22	24	26	30	33
Ø rondelle..... (mm)	16	20	24	27	30	34	37	40	44	50	55
Épaisseur rondelle..... (mm)	2,5	2,5	3	3	3	4	4	4	4	5	5
Hauteur d'écrou..... (mm)	6,8	8,4	10,8	12,8	14,8	15,8	18	19,4	21,5	23,8	25,6
Hauteur de tête..... (mm)	5,3	6,4	7,5	8,8	10	11,5	12,5	14	15	17,5	19
Section nominale A_n(mm ²)	50,2	78,5	113	154	201	254	314	380	452	573	707
Section résistante A_s(mm ²)	36,6	58	84,3	115	157	192	245	303	353	459	561

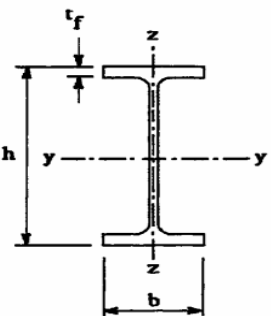
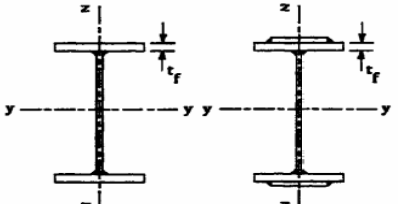
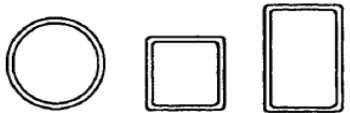
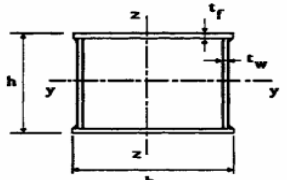

Annexe K

Rapports largeur/épaisseur maximaux pour âmes (parois internes perpendiculaires à l'axe de flexion)

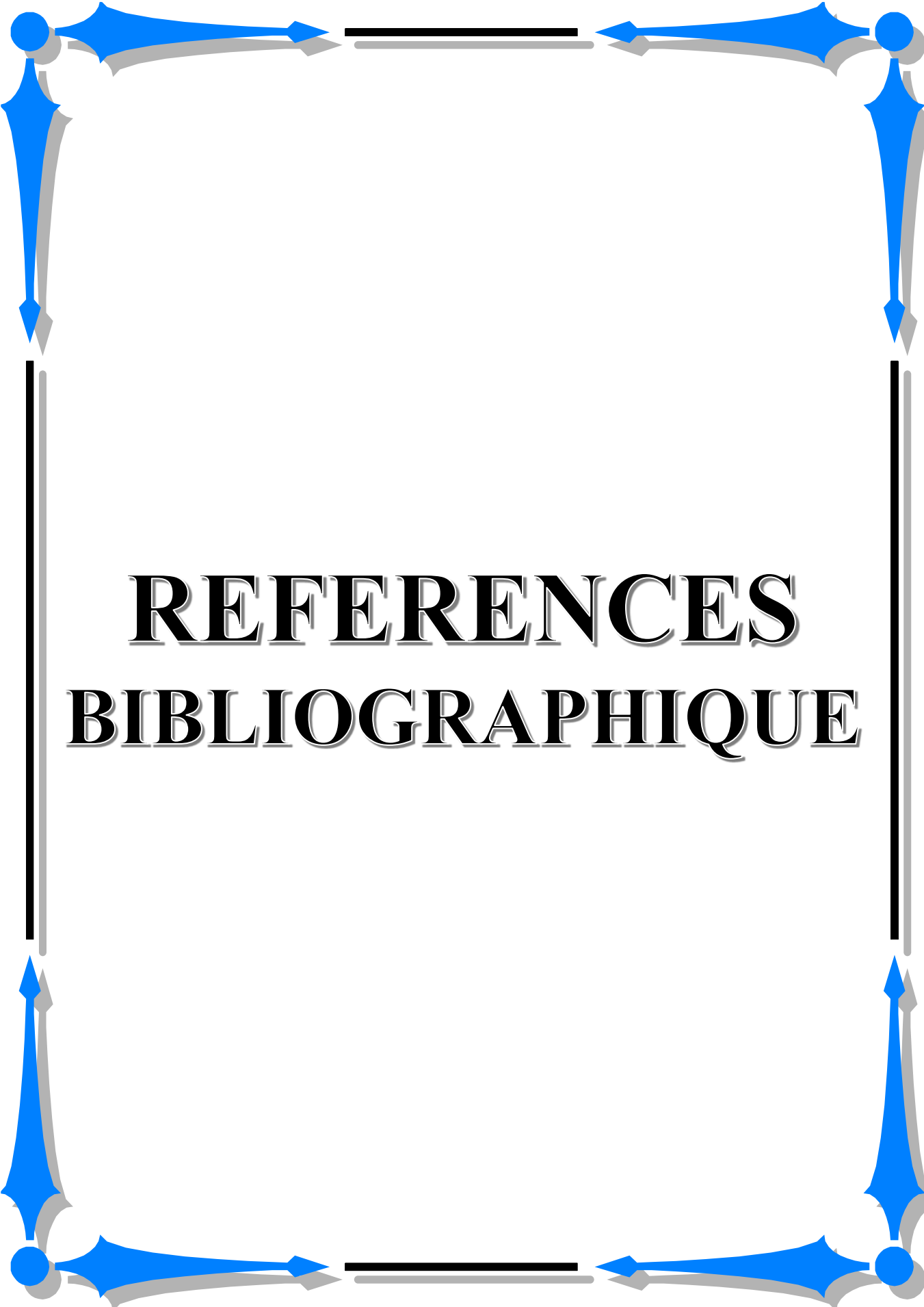
(a) Âmes : (parois internes perpendiculaires à l'axe de flexion)

Classe	Ame fléchée	Ame comprimée	Ame en flexion composée
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)			
1	$d/t_w \leq 72 \epsilon$	$d/t_w \leq 33 \epsilon$	Quand $\alpha > 0.5$: $d/t_w \leq 396 \epsilon (1.3 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0.5$: $d/t_w \leq 36 \epsilon \alpha$
2	$d/t_w \leq 83 \epsilon$	$d/t_w \leq 38 \epsilon$	Quand $\alpha > 0.5$: $d/t_w \leq 456 \epsilon (1.3 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0.5$: $d/t_w \leq 41.5 \epsilon \alpha$
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)			
3	$d/t_w \leq 124 \epsilon$	$d/t_w \leq 42 \epsilon$	Quand $\psi > -1$: $d/t_w \leq 42 \epsilon (0.67 + 0.33\psi)$ Quand $\psi \leq -1$: $d/t_w \leq 62 \epsilon (1 - \psi) / (1 - \psi)$
$\epsilon = \sqrt{235 / f_y}$	f_y (N/mm ²)	235	275
	ϵ	1	0,92
			355
			0,81

Annexe L

Tableau 5.5.3 Choix de la courbe de flambement correspondant à une section			
Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
<p style="text-align: center;">Sections en I laminées</p> 	$h / b > 1,2 :$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$h / b \leq 1,2 :$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$ $t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z y - y z - z	b c d d
<p style="text-align: center;">Sections en I soudées</p> 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$ $t_f > 40 \text{ mm}$	y - y z - z y - y z - z	b c c d
<p style="text-align: center;">Sections creuses</p> 	laminées à chaud	quel qu'il soit	a
	formées à froid - en utilisant f_{yb}^*	quel qu'il soit	b
	formées à froid - en utilisant f_{ya}^*	quel qu'il soit	c
<p style="text-align: center;">Caissons soudés</p> 	d'une manière générale (sauf ci-dessous)	quel qu'il soit	b
	Soudures épaisses et $b / t_f < 30$ $h / t_w < 30$	y - y z - z	c c
<p style="text-align: center;">Sections en U, L, T et sections pleines</p> 		quel qu'il soit	c

*) Voir 5.5.1.4 (4) et figure 5.5.2



REFERENCES
BIBLIOGRAPHIQUE

Références bibliographiques

- Charges permanentes et charges d'exploitation « **D.T.R-B.C-2.2** ».

- Le Règlement Algérien Neige et Vent version 2013 « **D.T.R C 2-4.7** » (pour l'étude climatique).

- Calcul des Eléments de construction Métallique selon l'Eurocode 03, livre de Mr : **DAHMANI Lahlou** (professeur au Département de génie civil à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou) pour l'étude de prédimensionnement des éléments, portique, contreventement et les assemblages)

- Recommandations pour le calcul et l'exécution des chemins de roulement et Pons Roulants « CTICM ».

- Règles parasismiques algériennes « RPA99 / version 2003, D.T.R.- B.C-2.48 ».

- Règles de calcul des fondations superficielles « D.T.R-B.C-2.331 ».

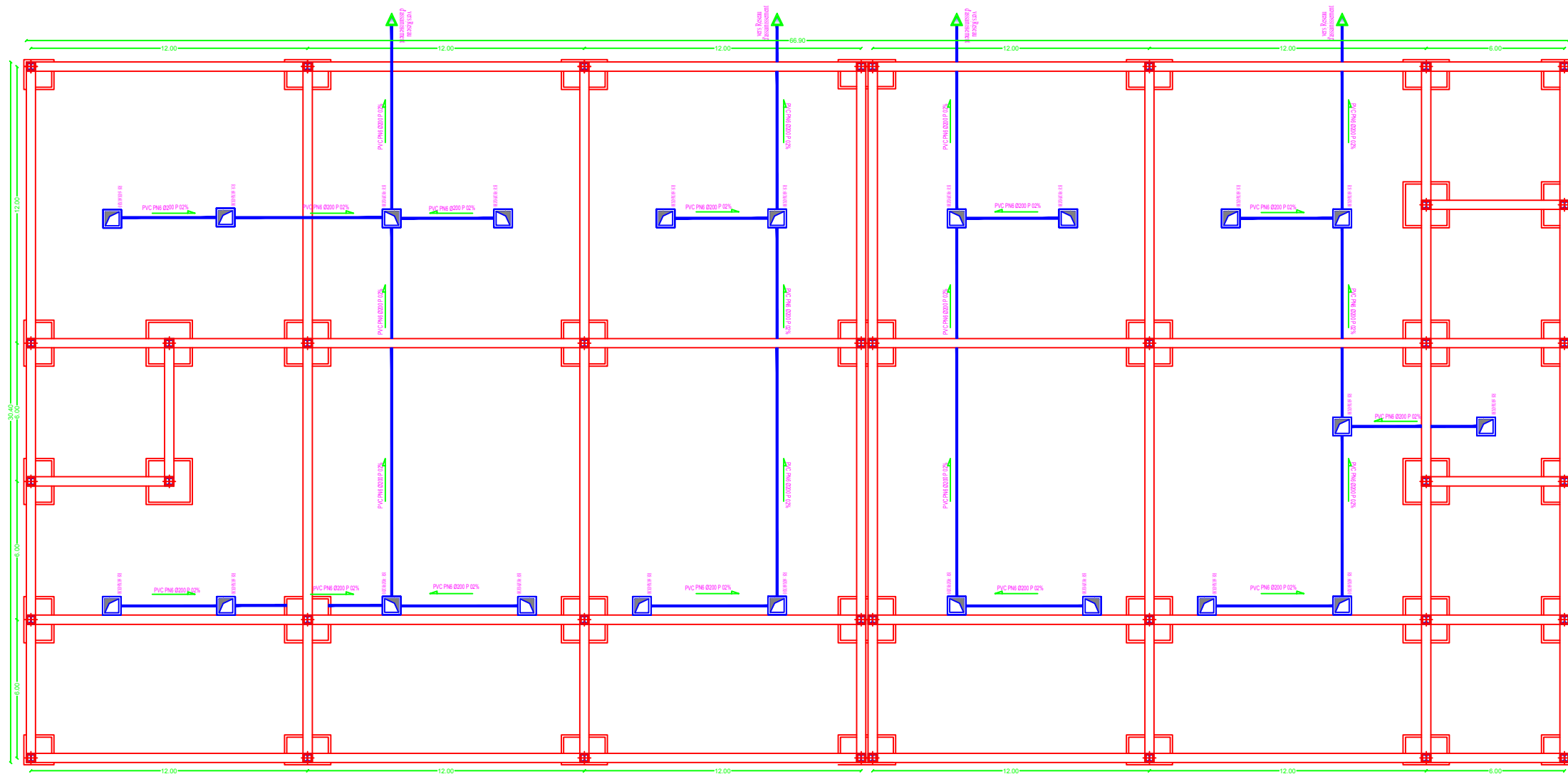
- Calcul des constructions mixtes acier-béton d'après l'Eurocode 04.

Logiciels :

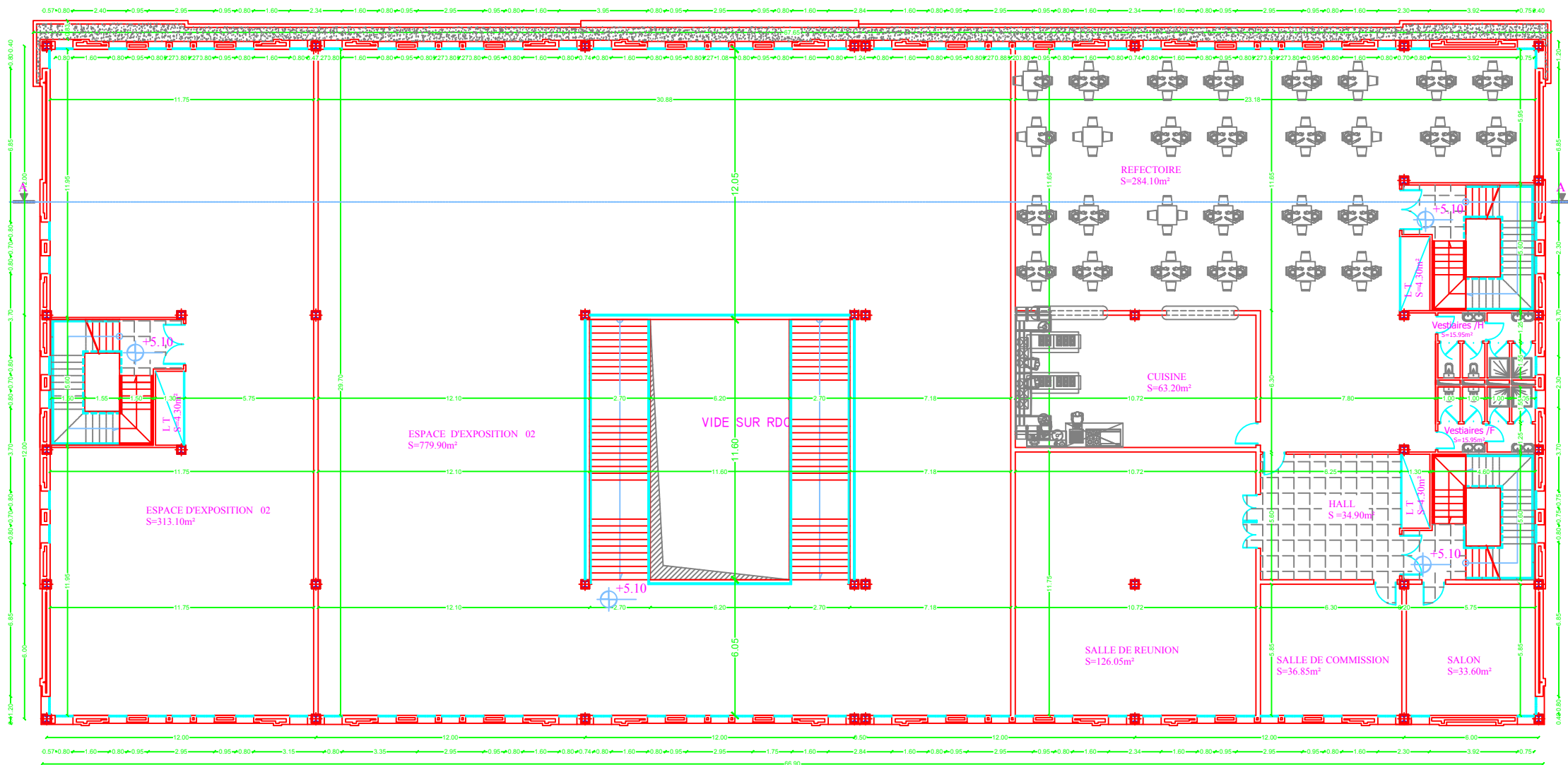
- Robot structure 2019
- Autocad 2019.



LES PLANS



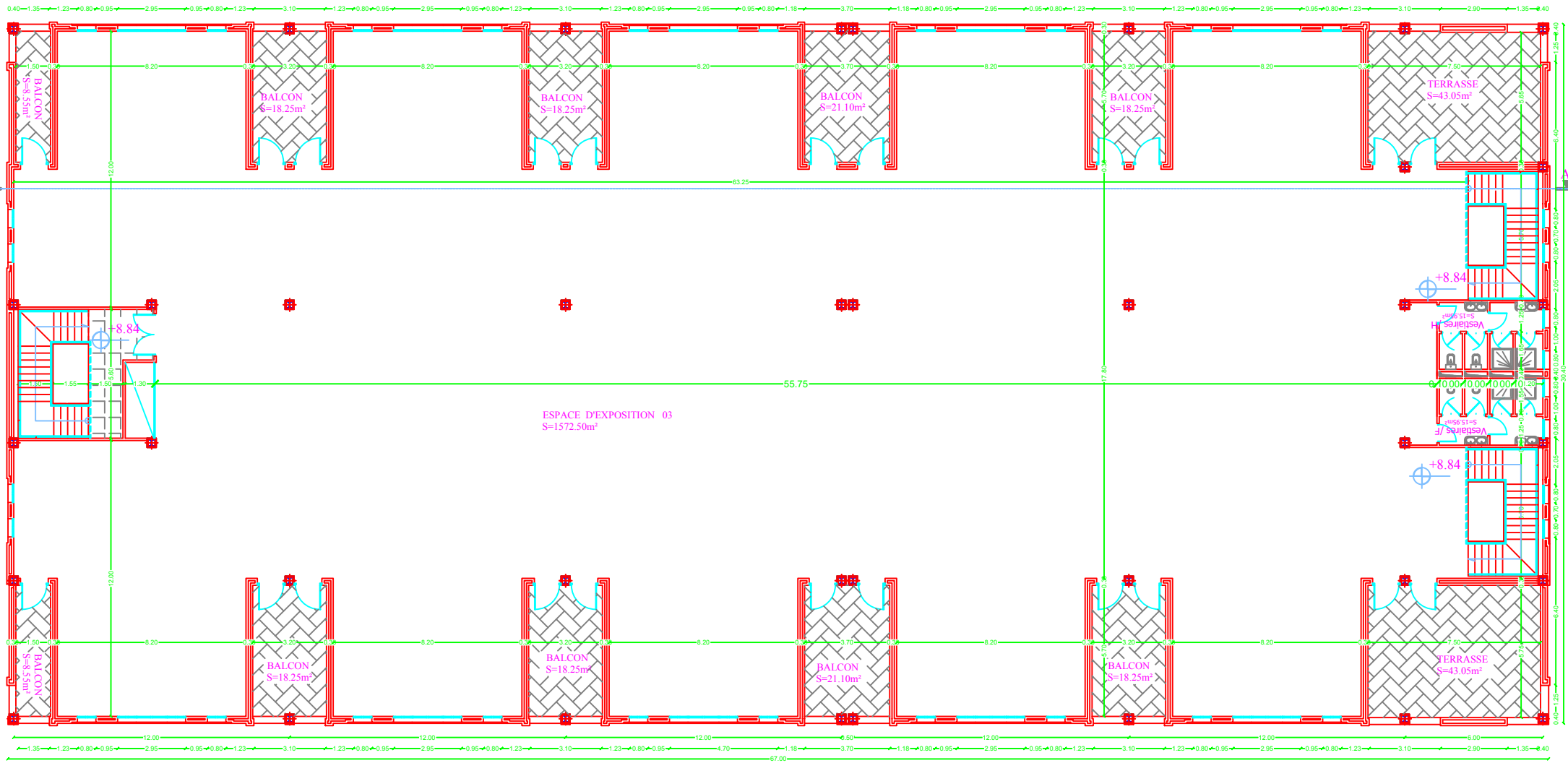
PLAN DES FONDATIONS
ECH 1/100



PLAN DU 1ER ETAGE

NIV +5,10

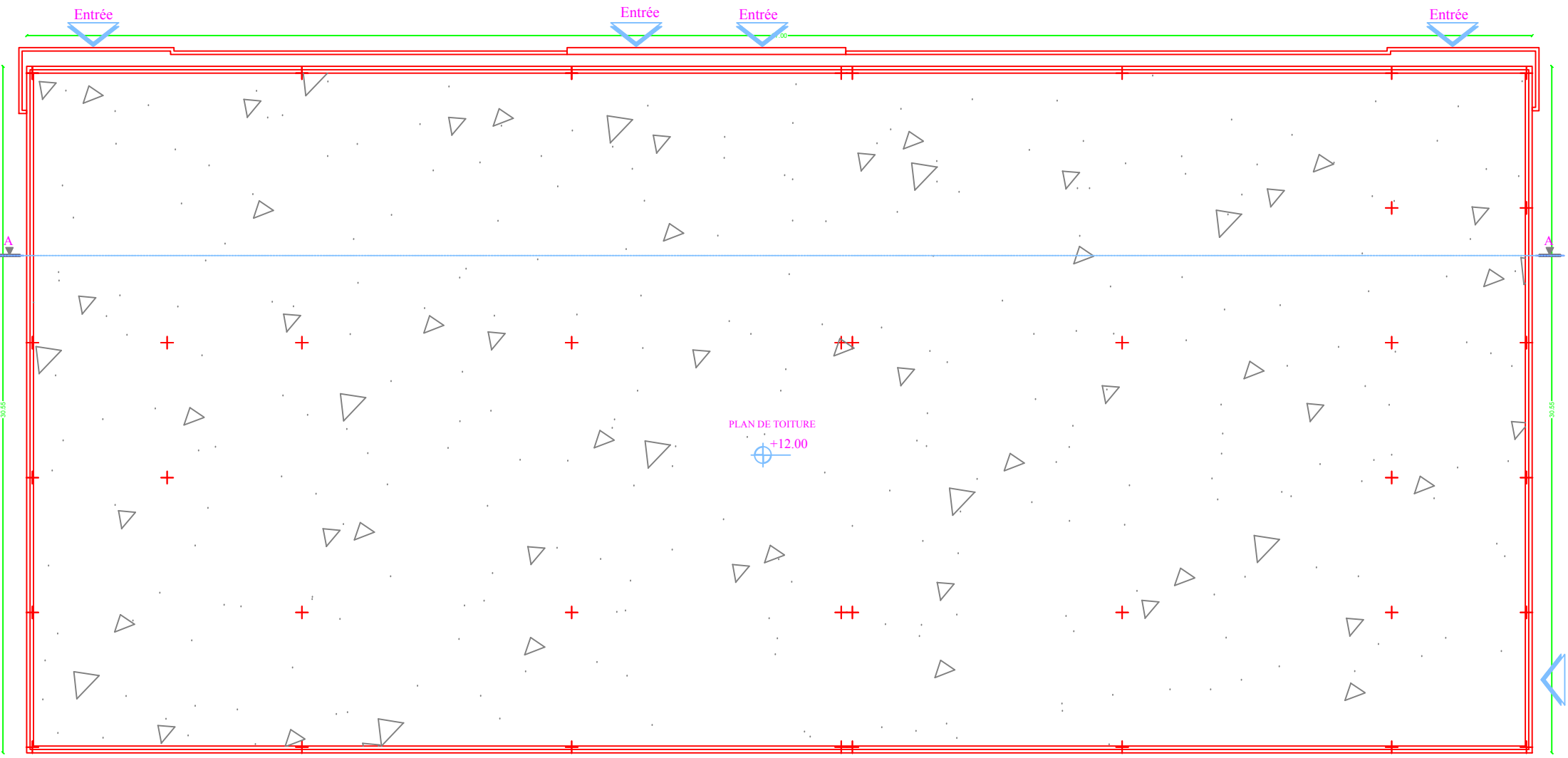
ECH 1/100



PLAN DU 2EM ETAGE

NIV +8.84

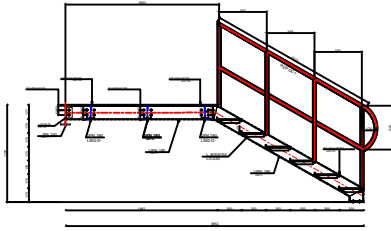
ECH 1/100



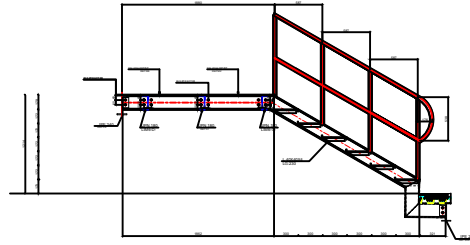
PLAN DE TOITURE

NIV +12.00

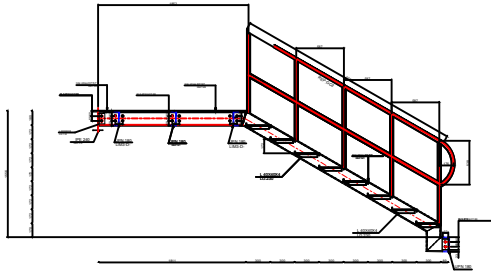
ECH 1/100



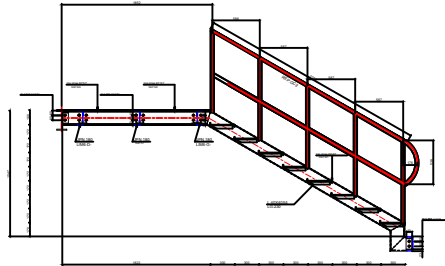
DETAIT LIMON1 -G-
ECHELLE 1:25



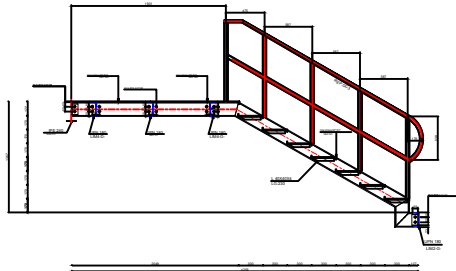
DETAIT LIMON5 -G-
ECHELLE 1:25



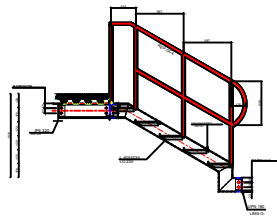
DETAIT LIMON2 -G-
ECHELLE 1:25



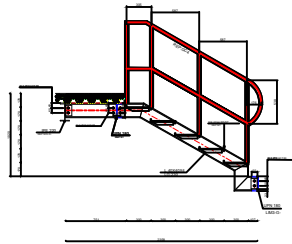
DETAIT LIMON6 -G-
ECHELLE 1:25



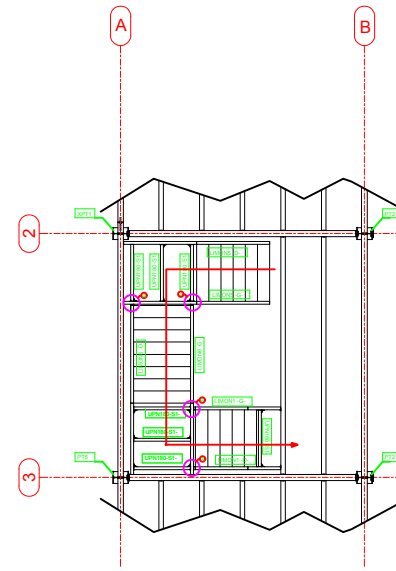
DETAIT LIMON3 -G-
ECHELLE 1:25



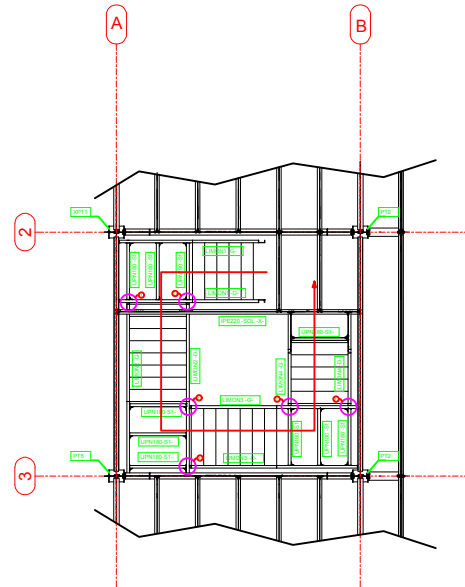
DETAIT LIMON7 -G-
ECHELLE 1:25



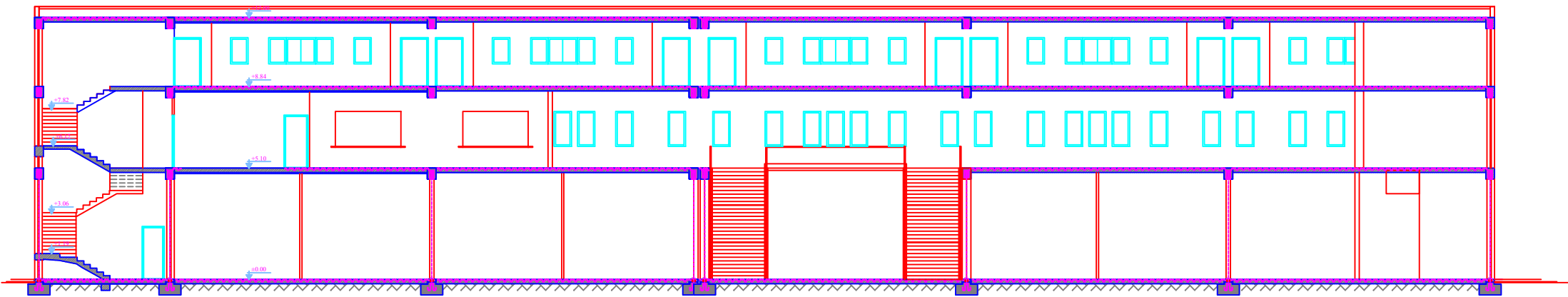
DETAIT LIMON4 -G-
ECHELLE 1:25



VUE EN PLAN ESCALIER NIV:8840
ECHELLE 1:25

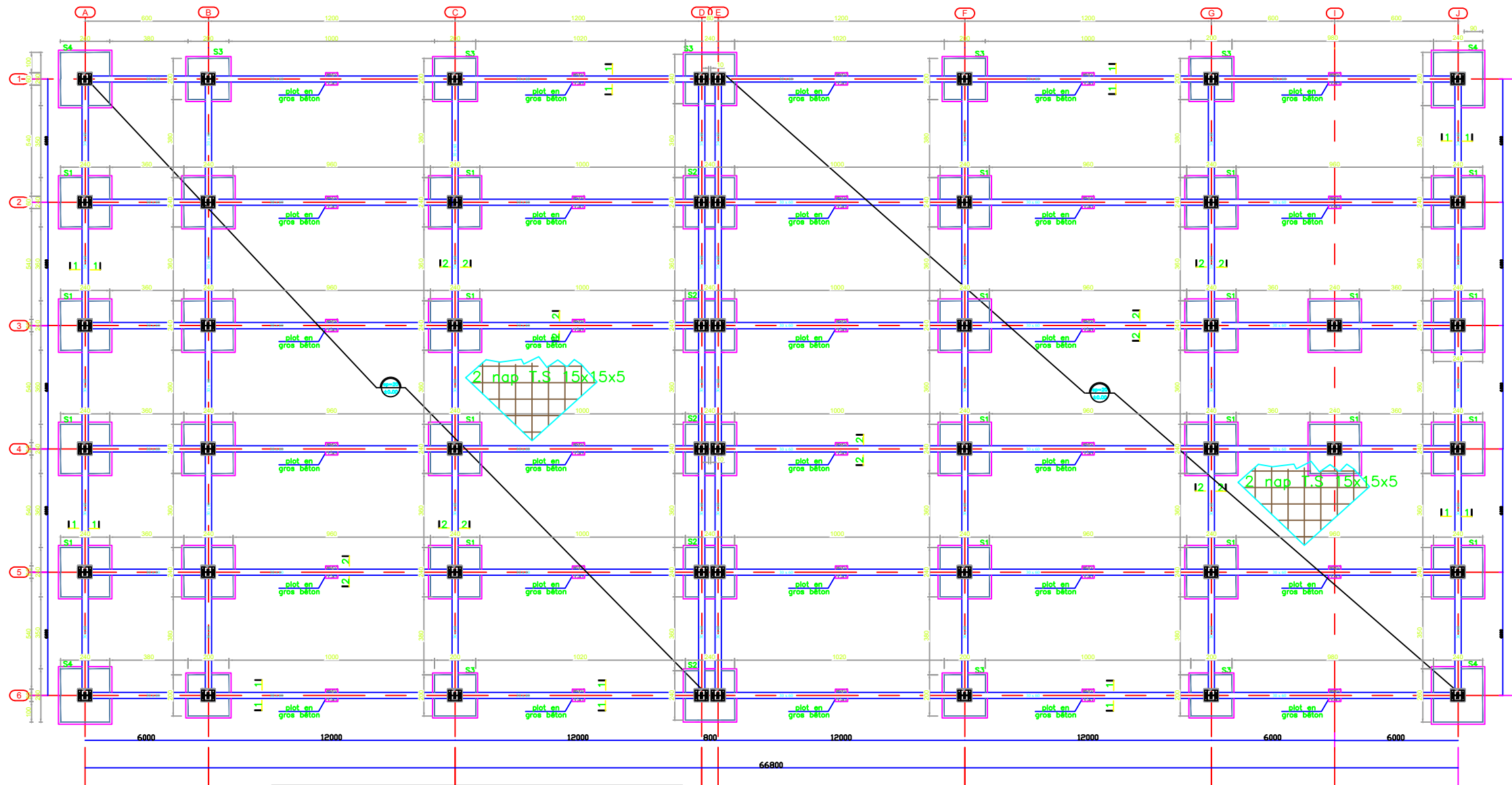


VUE EN PLAN ESCALIER NIV:5100
ECHELLE 1:25

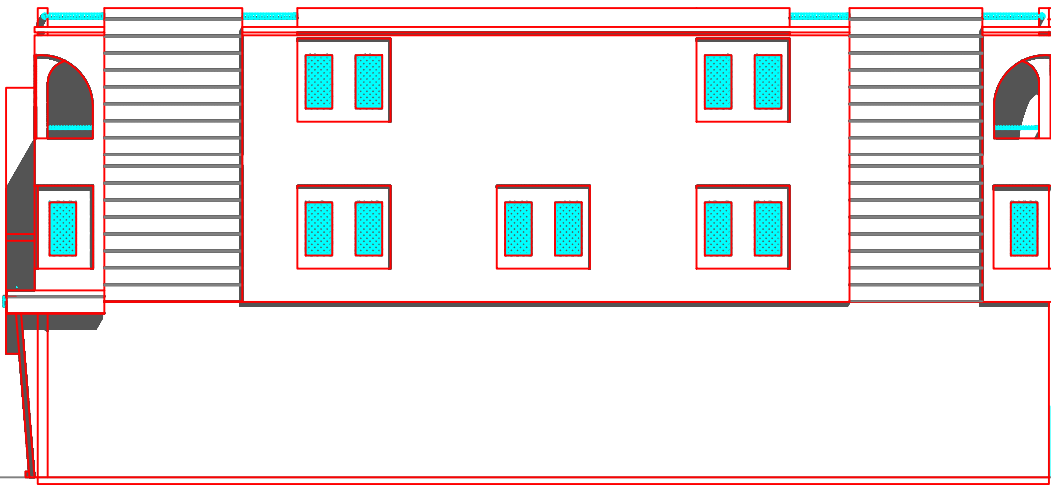


COUPE A-A

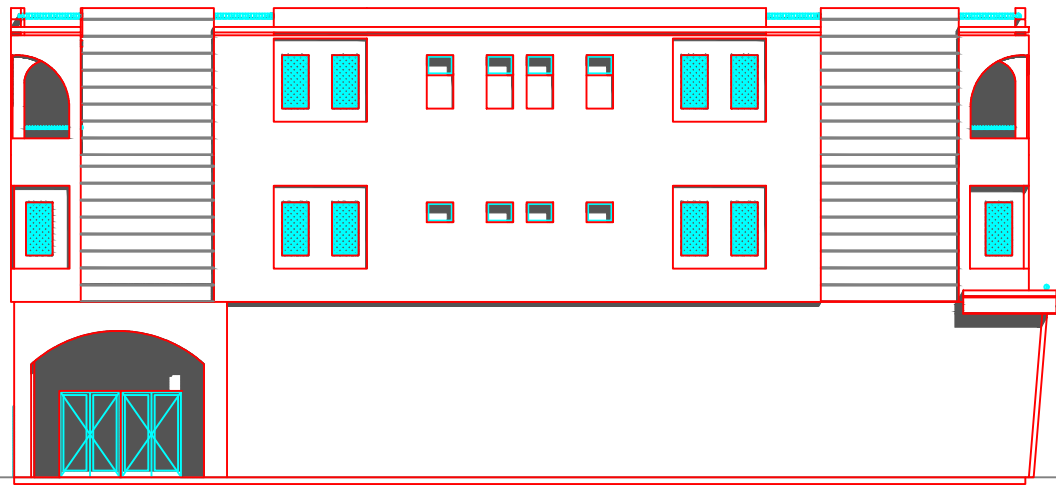
ECH 1/100



COFFRAGE FONDATION



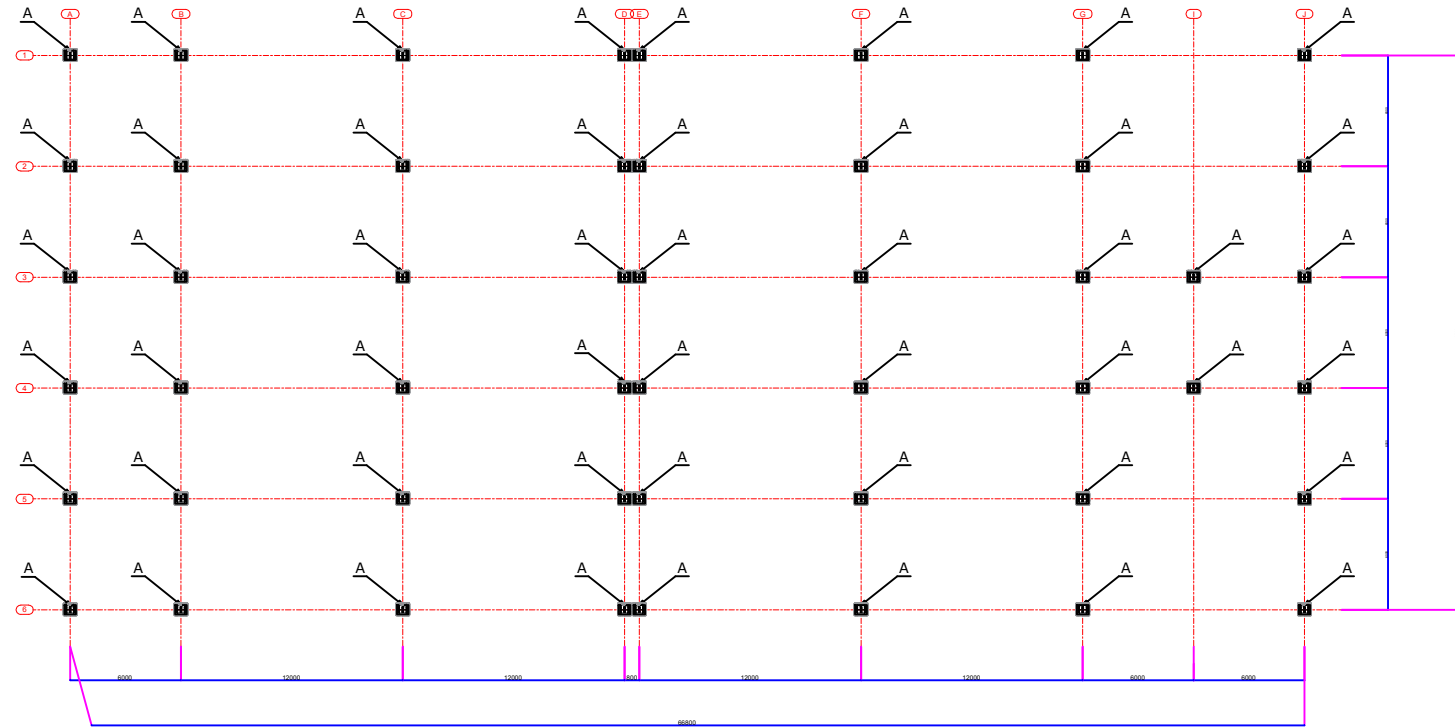
FAÇADE LATÉRALE GAUCHE ECH 1/100



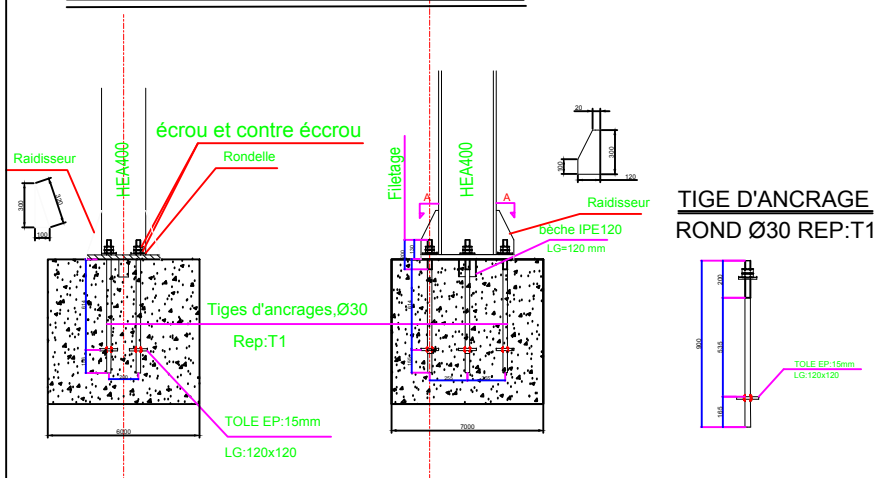
FAÇADE LATÉRALE DROITE ECH 1/100

VUE EN PLAN D'IMPLANTATION

ÉCHELLE 1:100

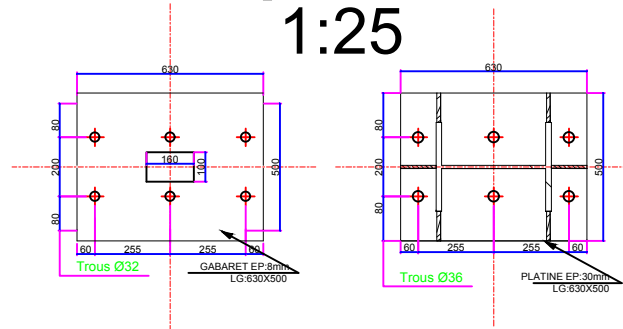


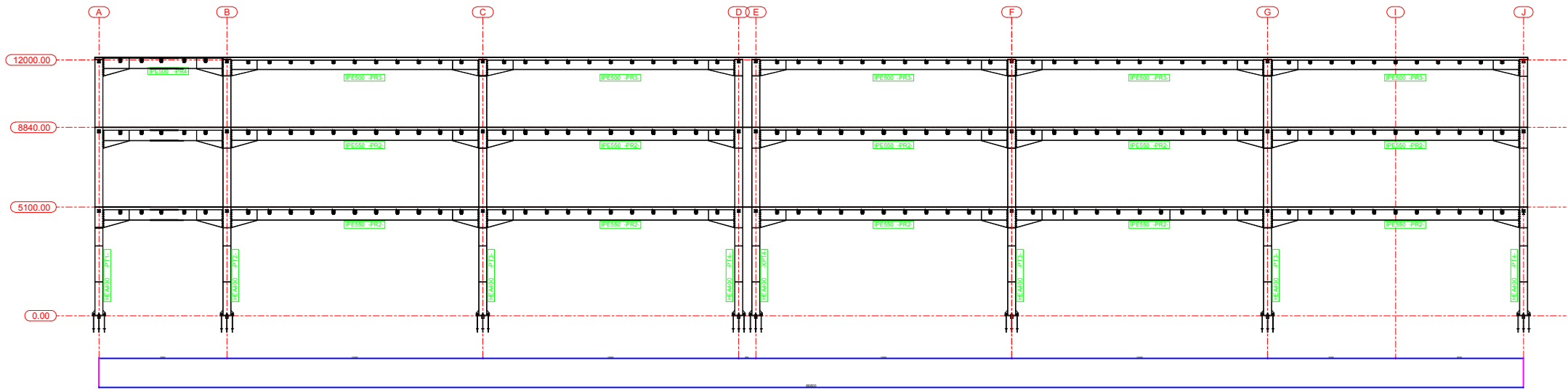
MASSIF TYPE:A



Coupe A - A

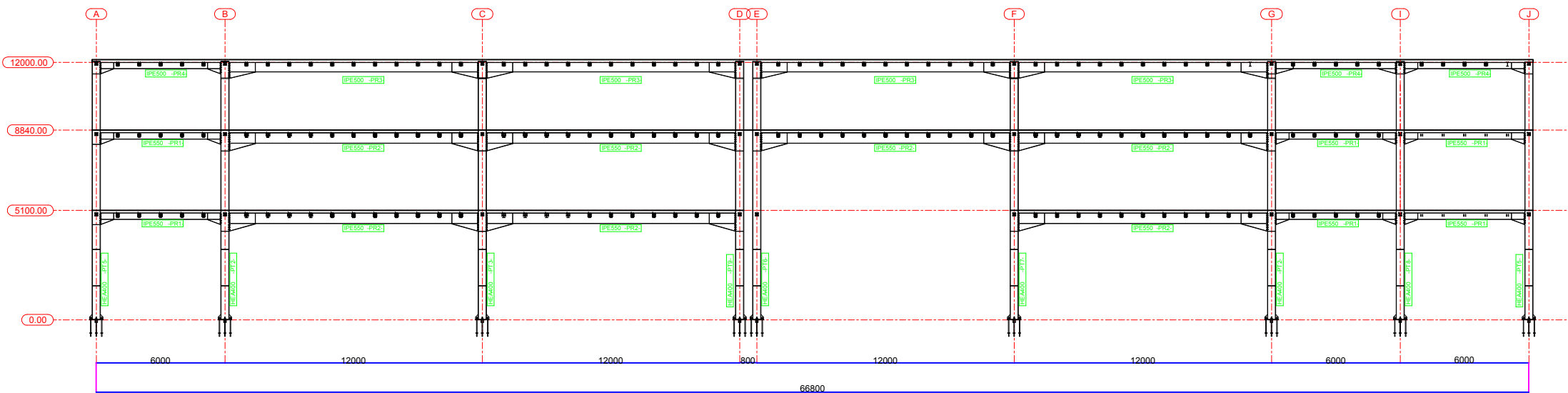
1:25





LONG PAN FILE - D -

ÉCHELLE 1:100



PIGNON AXE - 3 -

ÉCHELLE 1:100