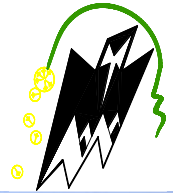


REPUBLICQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil



Mémoire de fin d'étude

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME DE MASTER EN GENIE
CIVIL.

OPTION : CONSTRUCTION METALLIQUE

THEME

Etude d'un bâtiment (R+3)

En construction métallique a usage multiples.



par : Mr BOUGHANEM Samir
M^{elle} AMAZOUZ Tinhinan

Dirigé par : M^r DAHMANI
Lahlou

Année : 2022/2023

REMERCIEMENTS :

Au terme de ce travail, nous remercions en premier lieu le Dieu le tout-puissant qui nous a donné la force, la patience, le courage et la volonté pour finir ce travail.

Nous remercions nos très chers parents pour leurs soutiens et leurs patiences.

Nous tenons aussi à remercier, notre encadreur « Mr DAHMANI. L » de nous avoir pris en charge, et pour sa disponibilité à toute heure durant toute l'année, son aide et ses précieux conseils.

À tout l'ensemble des enseignants et des responsables du département du génie civil qui ont contribué à notre formation.

Aux membres du jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce travail.

A tous les enseignants de notre promotion que ce soit en master 1 ou en master 2.

Et à tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin.

Je dédie ce travail à ...

Au souffle de mon âme qui est ma mère qui a toujours cru en moi, mon père mon exemple de vie qui a toujours fait en sorte que je ne manque jamais de rien, mon frère et ma sœur qui m'ont soutenus là où personne n'était présent, à tous mes amis de ma promo, du groupe A4 tous autant qu'ils soient, à moi-même pour ne jamais avoir perdu espoir même dans les moments les plus difficiles, mais surtout au bon dieu qui m'a toujours montré le droit chemin.

Ça n'a pas été facile mais j'y suis arrivé.

Samir

Je dédie ce travail à ...

Mon exemple éternel, mon soutien moral et source de joie et de bonheur, celle qui s'est toujours sacrifiée pour me voir réussir, La lumière de mes jours, la source de mes efforts, la flamme de mon cœur, ma vie et mon bonheur ; celle pour qui je dois tout et à qui je ne rendrais jamais assez ...Maman.

A mon père, mon pilier en signe d'amour et de reconnaissance pour le soutien, encouragement et aide durant toute ma période d'étude.

Mes sœurs, pour leur soutien moral. Je vous exprime à travers ce modeste travail mes sentiments de fraternité et d'amour.

Et pour TOI merci d'être toujours là pour moi.

À tous les membres de ma famille et mes proches, petits et grands Aucune dédicace ne saurait exprimer l'amour, l'estime, le dévouement et le respect que j'ai toujours eu pour vous tous.

À mes chers amis en témoignage de l'amitié qui nous unit et des souvenirs de tous les moments que nous avons passés ensemble.

Tina

SOMMAIRE

Chapitre I : Généralités

<i>I.1 Présentation du projet</i>	1
<i>I.1.1 Données géométrique du bâtiment</i>	1
<i>I.1.2 localisation et caractéristiques du site</i>	1
<i>I.2 : Règlement techniques</i>	1
<i>I.3 : Ossature et stabilité de la structure</i>	2
<i>I.4 conception de l'ouvrage</i>	2
<i>I.5 matériaux utiliser</i>	4
<i>I.5.1 acier de construction</i>	4
<i>I.5.1.1 Introduction</i>	4
<i>I.5.1.2 Les propriétés de l'acier</i>	4
<i>I.5.1.3 Déformation de l'acier</i>	5
<i>I.5.1.4 propriétés mécaniques</i>	5
<i>I.5.2 béton</i>	6

Chapitre II : Evaluation des actions

<i>II.1 Introduction</i>	7
<i>II.2 charge permanente</i>	7
<i>II.3 : surcharge d'exploitation</i>	10
<i>II.4 : Effet de température</i>	11
<i>II.5 : charge climatique</i>	11
<i>II.5.1 : introduction</i>	11
<i>II.5.2 : Effet du vent</i>	11
<i>II.5.2.1 : introduction</i>	11

II.5.2.2 : calcul de l'action du vent	11
II.5.2.3 : données relative au site	13
II.5.2.4 : hauteur de référence.....	14
II.5.2.5 : vent dans le sens V_1	15
II.5.2.6 : vent dans le sens V_2	18
II.5.3 : Etude de la neige	20
II.5.3.1 : introduction	20
II.5.3.2 : calcul de la charge de neige.....	21
II.5.3.3 : coefficient de forme de la toiture (toiture plate) ..	21

Chapitre III : Pré Dimensionnement Des Eléments

III.1 INTRODUCTION	21
III.2. valeurs limites des flèches	22
III.3. pré dimensionnement.....	22
III.3.1. pré-dimensionnement des solives	22
III.3.2. Pré-dimensionnement des poutres porteuses (poutres principale)	30
III.3.2.1 introduction	30
III.3.2.2 poutre principale plancher terrasse	30
III.3.2.3 poutre principale plancher étage courant (habitation)	32
III.3.2.4 poutre principale plancher étage courant (bureautique)	33
III.3.3. Pré-dimensionnement des poutres secondaire.....	35
III.3.4. Pré-dimensionnement des poteaux	35
III.3.4.1 introduction	35
III.2.4.2 Pré-dimensionnement du poteau	36
III.2.4.3 vérification du poteau	36
III.4 Conclusion	38

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

<i>IV.1 introduction</i>	39
<i>IV.1.2 Etude d'un escalier</i>	39
<i>IV.1.2.1 composant d'un escalier</i>	39
<i>IV.1.2.2 pré-dimensionnement des marches</i>	40
<i>IV.1.2.3 caractéristique géométrique de notre cage d'escalier</i> ..	40
<i>IV.1.2.4 versification de la formule de BLONDEL</i>	40
<i>IV.1.3 Dimensionnement des éléments porteurs</i>	41
<i>IV.1.3.1 dimensionnement de la cornière</i>	41
<i>IV.1.3.2 détermination de la section de la cornière</i>	42
<i>IV.1.3.2.3 pré dimensionnement de limon</i>	44
<i>IV.1.4 : Evaluation des charges</i>	44.
<i>IV.1.4.1 : volée (volée de 13 marches)</i>	44
<i>IV.1.4.2 : palier</i>	45
<i>IV.1.5 : pré-dimensionnement des limons</i>	46
<i>IV.1.5.1 condition de flèche</i>	46
<i>IV.1.5.2 : vérification du moment fléchissant</i>	47
<i>IV.1.5.3 : vérification de l'effort tranchant</i>	47
<i>IV.1.5.4 : vérification au déversement</i>	47
<i>IV.1.6 : pré-dimensionnement de la poutre palière</i>	49.
<i>IV.1.6.1 : évaluation des charges</i>	49
<i>IV.1.6.2 : condition de flèche</i>	50
<i>IV.1.6.3 : vérification du moment fléchissant</i>	51
<i>IV.1.6.4 : vérification de l'effort tranchant</i>	51
<i>IV.1.6.5 : vérification au déversement</i>	51

<i>IV.2. : étude de l'acrotère</i>	53
<i>IV.2.1 : introduction</i>	53
<i>IV.2.2 : les différentes sollicitations</i>	53
<i>IV.2.3 : calcul a l'ELU</i>	53
<i>IV.2.3.1 : évaluation des sollicitations</i>	53
<i>IV.2.3.2: calcul en flexion simple</i>	55
<i>IV.2.3.3 vérification a l'ELU</i>	56
<i>IV.2.3.4 vérification a l'ELS</i>	58

Chapitre V : Etudes de Plancher Mixte

<i>V.1 : introduction</i>	61
<i>V.2 : étude du plancher mixte</i>	61
<i>V.3 : Dimensionnement</i>	61
<i>V.4 : étude des solives</i>	62
<i>V.4.1 : stade de montage</i>	62
<i>V.4.2: stade final</i>	65
<i>V.4.2.1 : évaluation des charges : (plancher étage courant)</i> ..	65
<i>V.4.2.2 : caractéristique du plancher mixtes</i>	65
<i>V.4.2.3 : vérification de la résistance a L'ELU</i>	66
<i>V.4.2.4 : vérification a L'ELS</i>	68
<i>V.5 : plancher terrasse</i>	69
<i>V.6 : calcul de la connexion acier béton</i>	70
<i>V.6.1 : introduction</i>	70
<i>V.6.2 : choix des dimensions des connecteurs Selon l EUROCODE</i> ..	71
<i>V.6.3 : calcul du nombre de connecteur n</i>	72
<i>V.6.4 : calcul de la résistance d'un connecteur</i>	72

V.6.5 : calcul de l'effort de cisaillement longitudinale.....	73
V.6.6 : calcul de l'espacement entre goujons (EC 4 6.1.3).....	73
V.7 : étude des poutres principale.....	74
V.7.1 : vérification au stade de montage.....	74
V.7.1.1 : calcul de la réaction des poutres principale sur les solives..	74
V.7.1.2 : vérification a l'effort tranchant.....	74
V.7.1.3: vérification au moment fléchissant.....	75
V.7.1.4: vérification de la résistance a L'ELS.....	75
V.7.1.5 : vérification au déversement.....	75
V.7.2 : vérification au stade finale.....	75
V.7.2.1: calcul de la réaction des poutres principale sur les solives..	75
V.7.2.2 : caractéristique du plancher mixtes.....	76
V.7.2.3 : vérification de la résistance a L'ELU.....	76
V.7.2.4 : vérification a L'ELS.....	78

Chapitre VI : Pré dimensionnement des contreventements

VI.1 : introduction.....	79
VI.2 : pale de stabilité.....	79
VI.3 : les fonctions des palées de stabilité.....	79
VI.4 : dimensionnement des palées de stabilité avec robot structurale 2019..	80
VI.5 : Conclusion.....	84

Chapitre VII : Etudes sismique

<i>VII.1 : Introduction</i>	85
<i>VII.2 : critères de classification par le RPA99 version 2003</i>	85
<i>VII.2.1 : classification des zones sismiques</i>	85
<i>VII.2.2 : classification de l'ouvrage</i>	86
<i>VII.2.3 : classification du site meuble (Art3.3 RPA99 version 2003)</i> ..	86
<i>VII.2.4 : choix de calcul de la méthode de calcul</i>	86
<i>VII.3 : Méthode d'analyse spectrale modale</i>	86
<i>VII.3.1 : introduction</i>	86
<i>VII.3.2 : Nombre de modes considérer</i>	87
<i>VII.3.3 : calcul du spectre de réponse</i>	87
<i>VII.3.4 coefficient de comportement</i>	88
<i>VII.3.5 : Facteur de correction d'amortissement</i>	89
<i>VII.3.6 : facteur d'amplitude dynamique</i>	90
<i>VII.3.7 : Analyse modale</i>	91
<i>VII.3.8 : vérification de l'effort tranchant à la base</i>	96
<i>VII.3.8.1 : calcul du poids de la structure</i>	96
<i>VII.3.9 : calcul du déplacement</i>	98
<i>VII.3.10 : l'effet P-Δ</i>	100
<i>VII.3.11 : vérification au renversement</i>	101
<i>VII.3.12 : Comparaison entre l'effort sismique et la force au vent</i> ..	102
<i>VII.3.12.1 : Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur</i>	102

Chapitre VIII : Vérification des éléments

<i>VIII.1 : Introduction</i>	104
<i>VIII.2 : Méthode de travail</i>	104
<i>VIII.3 : étapes de modélisation</i>	105

Chapitre IX : Calcul des assemblages

IX.1 : introduction.....	117
IX.2 : fonction des assemblages.....	118
IX.3 les coefficients partiels de sécurité.....	118
IX.4 coefficient de frottement.....	118
IX.5 : rôle des assemblages.....	118
IX.6 : calcul des assemblages.....	118

Chapitre X : Dimensionnement des fondations

<i>X.1 : introduction</i>	176
<i>X.2 : choix de type de fondation</i>	176
<i>X.3 : Document utilisés</i>	176
<i>X.4 : caractéristiques des matériaux</i>	177
<i>X.4.4 : dimensionnement des fondations</i>	178

Liste des notations :

Dimensions et caractéristiques de calcul	
Notation	Signification
A	Aire de la section brute.
A_{net}	Aire de la section nette.
A_{eff}	Aire de la section efficace (section4).
A_{fr}	Aire de l'élément de surface balayé par le vent.
A_s	Section résistant de la tige d'un boulon en fond de filet.
A_v	Aire de cisaillement.
h	Hauteur.
Z_{min}	Hauteur minimale.
b	Largueur.
L	Longueur.
l	Largeur.
l_k	Longueur de flambement.
d	Diamètre du fut du goujon.
S	Surface.
L_0	La portée de la poutre.
t	Epaisseur.
t_w	Epaisseur de l'âme.
t_f	Epaisseur de la semelle.
r	Rayon de raccordement.
t_p	Epaisseur platine d'extrémité.
d	Diamètre nominal du trou.
d_0	Diamètre du trou.
e	Pince longitudinale ou transversale.
p	Entraxe des boulons.

I_y	Moment d'inertie de flexion maximale.
I_z	Moment d'inertie de flexion maximale.
W_{pl}	Module de résistance plastique de la section.
W_{el}	Module de résistance élastique.
W_{eff}	Module de résistance efficace.
i	Rayon de giration.
I_t	Moment d'inertie de torsion.
F_v	Résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement.
F_t	Résistance des boulons en traction.
F_B	Résistance à la pression diamétrale des pièces assemblées.
Coefficients et grandeurs sans dimensions	
C_t	Coefficient de topographie.
C_d	Coefficient dynamique.
C_p	Coefficient de pression.
C_e	Coefficient d'exposition au vent.
C_r	Coefficient de rugosité.
C_{fr}	Coefficient de frottement.
C_T	Coefficient, fonction du système de contreventement.
ε	Coefficient utilisé pour le calcul du coefficient dynamique C_d .
γ_M	Coefficient partiel de sécurité.
γ_v	Coefficient partiel de sécurité.
β	Coefficient minorateur.
μ	Coefficient de frottement / Coefficient de forme.
R	Coefficient de comportement de la structure.
λ	Élancement.
λ_k	Élancement eulérien.
λ	Élancement réduit.
λ_{LT}	Élancement de l'élément vis-à-vis du déversement.

χ	Coefficient de réduction pour le flambement.
χ_{LT}	Coefficient de réduction pour le déversement.
K_T	Facteur de terrain.
C_1	Facteur sans dimension qui dépend de la nature du diagramme des moments.
β_{My}	Facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement.
γ_c	Facteur de résistance du béton.
Q	Facteur de qualité.
D	Facteur d'amplification dynamique moyen.
η	Facteur de correction d'amortissement.
I_w	Facteur de gauchissement.
Sollicitations et contraintes	
M	Moment sollicitant.
M_{sd}	Moment fléchissant.
M_{cr}	Moment critique élastique de déversement.
M_{pl}	Moment fléchissant de résistance plastique.
M_{el}	Le moment de résistance élastique.
M_b	Moment résistant de déversement.
M_r	Moment de renversement.
M_s	Moment stabilisant.
V_{sd}	Effort tranchant sollicitant.
V_{pl}	Résistance plastique de la section à l'effort tranchant.
N	Effort normal.
N_{pl}	Effort normal de plastification.
F_u	La résistance à la traction.
f_y	Limite d'élasticité.
F_{cj}	Résistance caractéristique à la compression.
F_{tj}	Résistance caractéristique à la traction.
$F_{t,Rd}$	Résistance de l'âme du poteau à la traction.

F_{pC}	Précontrainte de frottement.
F_{fr}	Force de frottements (d'entraînement) éventuelles.
q_p	Pression dynamique de pointe.
W	Pression aérodynamique du vent.
$q_{réf}$	Pression dynamique de référence.
ρ	Masse volumique.
E	Module d'élasticité longitudinale.
G	Module cisaillement / Charge permanente.
Q	Surcharge d'exploitation.
Notes de calcul ROBOT (Dimensions, Sollicitations et coefficients)	
N_{sd}	Effort axial.
$N_{t,rd}$	Résistance ultime plastique en traction.
V_{sd}	Effort de cisaillement.
$V_{pl,rd}$	Résistance ultime en cisaillement.
M_{sd}	Moment fléchissant.
M_{cr}	Moment critique pour le déversement.
$M_{b,rd}$	Moment ultime pour le déversement.
$M_{pl,rd}$	Moment ultime plastique.
$M_{el,rd}$	Moment ultime élastique.
$M_{y,rd}$	Moment ultime compte tenu de l'interaction.
L_{fy}	Longueur de flambement.
ID_{sup}	Longueur de déversement de la semelle supérieure.
ID_{inf}	Longueur de déversement de la semelle inférieure.
λ_y	Elancement de la barre.
λ_y	Elancement relatif de la barre.
λ_{LT}	Elancement fictif de la barre pour le déversement.
X_y	Coefficient de flambement.
X_{LT}	Coefficient de déversement.

K_{LT}	Coefficient de réduction pour le déversement.
M_{ly}	Coefficient pour le calcul de K_{fy} .
M_{iLT}	Coefficient pour le calcul de K_{LT} .
K_y	Coefficient de réduction en flexion.
C_1	Coefficient pour le calcul du moment critique.
$Beta M_y$	Coefficient dépendant du diagramme des moments.
$Beta_{MLT}$	Coefficient dépendant du diagramme des moments.
u	Flèche.
u_{max}	Flèche admissible.
u_{inst}	Flèche due aux charges variables.
$u_{inst,max}$	Flèche admissible due aux charges variables en z.

Liste des tableaux

❖ Chapitre I:

Tableau 1.1 : Les propriétés de l'acier .

Tableau 1.2 : les caractéristiques des acier de ferrailage .

❖ Chapitre II :

Tableau 2.1 : charge permanentes du plancher terrasse inaccessible.

Tableau 2.2 : charge permanentes du plancher étage courant.

Tableau 2.3 : charge permanente pour mur extérieure.

Tableau 2.4 : charge des murs intérieurs.

Tableau 2.5 : charges permanente des volées.

Tableau 2.6 : charge permanentes du palier.

Tableau 2.7 : : valeurs de la pression statique du vent V_1 sur les parois verticales.

Tableau 2.8 : valeurs de la pression statique du vent V_1 sur le versant de toiture .

Tableau 2.9 : : valeur de la pression statique du vent V_2 sur les parois verticales.

Tableau 2.10 : valeurs de la pression statique du vent V_2 sur le versant de toiture .

❖ Chapitre III :

Tableau 3.1 : Caractéristiques du profilée IPE 180 .

Tableau 3.2 : Caractéristiques du profilée IPE 180 .

Tableau 3.3 : Caractéristiques du profilée IPE 180 .

Tableau 3.4 : Caractéristiques du profilée IPE 360.

Tableau 3.5 : Caractéristiques du profilée IPE 360.

Tableau 3.6 : Caractéristiques du profilée IPE 360.

Tableau 3.7 : Caractéristiques du profilée HEA 220.

Tableau 3.8 : les charges pour les différents plancher .

Tableau 3.9 : Récapitulatif des éléments trouver a partir du pré-dimensionnement.

❖ Chapitre IV :

Tableau 4.1 : caractéristiques de la cornier a ail égale de 45*45*5 .

Tableau 4.2 : Caractéristiques du profilé UPN 220.

Tableau 4.3 : les caractéristiques du profilé UPN 260.

Tableau 4.4 : les caractéristiques du profilé IPN 340.

❖ Chapitre V :

Tableau 5.1 : Dimensionnement du bac d'acier .

Tableau 5.2 : évaluation des charges au stade de montage .

Tableau 5.3 : évaluation des charges au stade final .

Tableau 5.4 : évaluation des charges du plancher terrasse .

Tableau 5.5 : la réaction des poutres principale sur les solive au stade de montage .

Tableau 5.6 : la réaction des poutres principale sur les solive au stade de final .

❖ Chapitre VI :

Tableau 6.1 : caractéristiques du profilé UPN200.

❖ Chapitre VII :

Tableau 7.1 : valeurs du coefficient de comportement pour les portiques en acier

Tableau 7.2 : valeurs du facteur de correction d'amortissement

Tableau 7.3 : valeurs du facteur de qualité Q

Tableau 7.3 : valeurs du facteur de qualité Q pour notre structure.

Tableau 7.4 : valeurs des périodes caractéristiques associées à la catégorie du site

Tableau 7.5 : valeur du coefficient C_t

Tableau 7.6 : valeur des modes propres du logiciel

Tableau 7.7 : vérification des périodes

Tableau 7.8 : valeur du poids propre de la structure

Tableau 7.9 : comparaison des résultats de V_t avec 80% de v

Tableau 7.10: comparaison des résultats de V_t avec 80% de v

Tableau 7.11 : valeurs des déplacements selon l'axe X

Tableau 7.12 : valeurs des déplacements selon l'axe Y

Tableau 7.13 : vérification des déplacements selon l'axe X

Tableau 7.14 : vérification des déplacements selon l'axe Y

Tableau 7.14 : valeur des masses de chaque étage

Tableau 7.13 : vérification dans le sens X de l'effet P- Δ

Tableau 7.14 : vérification dans le sens Y de l'effet P- Δ

Tableau 7.15 : comparaison des moments résistant.

❖ Chapitre VIII:

Tableau 8.1 : charge est caractéristique

Tableau 8.2 : combinaison d'action

Tableau 8.3 : récapitulatif des profilées adoptes

Liste des figures

❖ Chapitre I :

Figure 1.1 : plancher mixte.

Figure 1.2 : plancher terrasse .

Figure 1.3 : Diagramme de l'acier .

Figure 1.4 : Diagramme de déformation du béton .

❖ Chapitre II :

Figure 2.1 : plancher terrasse.

Figure 2.2 : Acrotère .

Figure 2.3 : vue de la structure en 3D.

Figure 2.4 : vue de face .

Figure 2.5 : vue long pan .

Figure 2.6 : Représentation des pressions aérodynamique sur les paroi verticale.

Figure 2.7 : Direction du vent $v1$.

Figure 2.8 : légende pour les versants de toitures (toiture plate) .

Figure 2.9 : Représentation des pressions aérodynamique sur les paroi verticale.

❖ Chapitre IV :

Figure 4.1 : vue en plan de l'escalier.

Figure 4.2 : vue en plan de la cage d'escalier.

Figure 4.3 : disposition des corniers sur le limon.

Figure 4.4 : éléments repris par la cornière.

Figure 4.5 : distribution des charges sur le limon.

Figure 4.6: charge sur le palier.

Figure 4.7: surcharge sur le palier.

❖ Chapitre V :

Figure 5.1 : Eléments constructifs du plancher mixte.

Figure 5.2 : la dalle collaborante.

Figure 5.3 : La largeur participante de la dalle en béton (beff).

Figure 5.4 : Distribution plastique des contraintes normales : cas de l'axe neutre plastique dans la dalle .

Figure 5.5 : Types de connecteurs utilisés dans les poutres mixtes.

Figure 5.6 : Goujons d'ancrage M16 x 90 mm.

Figure 5.7: Goujons d'ancrage acier-béton.

Figure 5.8 : La largeur participante de la dalle en béton (beff).

Figure 5.9: Distribution plastique des contraintes normales : cas de l'axe neutre plastique dans la dalle .

❖ Chapitre VI :

Figure 6.1 : palées de stabilité de la face pignon selon l'axe y.

Figure 6.2 : palées de stabilité vue de face selon l'axe y.

Figure 6.3 : listes des combinaisons

❖ Chapitre VIII :

Figure 8.1 : vue en 3D.

Figure 8.2 : vue en élévation de face.

Figure 8.3 : vue en élévation de la face pignon.

❖ Chapitre X :

Figure 10.1 : diagramme des contraintes agissant sur les fondations

Figure 10.2 : ferrailage de la semelle

INTRODUCTION

GÉNÉRALE.

INTRODUCTION

GÉNÉRALE.

Introduction générale :

La construction d'un bâtiment R+3 en construction métallique à usage multiple est un projet complexe et stimulant qui répond aux besoins d'une société en pleine évolution. Ce type de bâtiment offre une solution efficace pour la densification urbaine, la flexibilité d'utilisation et la création d'espaces polyvalents pour répondre aux besoins diversifiés de ses occupants.

L'étude de ce projet vise à analyser, évaluer et concevoir une structure métallique qui assure la sécurité, la durabilité, l'efficacité énergétique et le confort des utilisateurs, tout en respectant les normes de construction et les réglementations en vigueur.

1. Contexte du projet : Dans un contexte urbain en pleine croissance, les défis liés à l'utilisation judicieuse de l'espace et à la création de bâtiments polyvalents se multiplient. Le besoin de construire des bâtiments à plusieurs étages pour accueillir une population croissante est indéniable. Le choix d'une construction métallique pour un bâtiment R+3 offre des avantages en termes de légèreté, de résistance, de rapidité de construction et de flexibilité architecturale. Ce type de bâtiment peut abriter diverses activités telles que des bureaux, des commerces, des espaces de vie ou des services, offrant ainsi une approche polyvalente et adaptative pour répondre aux besoins changeants de la société.

2. Objectifs de l'étude : L'objectif principal de cette étude est de réaliser une analyse approfondie du bâtiment en construction métallique à usage multiple. Pour atteindre cet objectif, les points suivants seront résumés :

- *Analyse structurale : Évaluer la capacité portante de la structure métallique en tenant compte des charges verticales et horizontales, en particulier les contraintes parasitiques.*

- *Optimisation de l'espace : Concevoir un agencement intérieur efficace pour maximiser l'utilisation de l'espace et répondre aux besoins spécifiques de chaque usage.*

- *Efficacité énergétique : Mettre en œuvre des solutions pour améliorer l'efficacité énergétique du bâtiment, en utilisant des techniques de construction durables et en intégrant des systèmes économes en énergie.*

- *Confort des occupants : Prendre en considération les aspects liés à l'acoustique, à la qualité de l'air intérieur et à l'éclairage naturel pour assurer le confort et le bien-être des occupants.*

- *Respect des normes et réglementations : S'assurer que la conception du bâtiment est conforme aux normes de construction et aux réglementations parasismiques en vigueur.*

3. Importance de l'étude : Cette étude revêt une importance cruciale pour la réussite du projet de construction du bâtiment R+3 en métal à usage multiple, en comprenant les aspects techniques, fonctionnels et environnementaux liés à cette construction, nous serons en mesure de concevoir une structure qui offre une sécurité optimale, une adaptabilité aux différents usages et une durabilité à long terme.

4. S'assurer que la conception du bâtiment est conforme aux normes de construction et aux réglementations parasismiques en vigueur. Cette étude revêt une importance cruciale pour la réussite du projet de construction du bâtiment R+3 en métal à usage multiple. En comprenant les aspects techniques, fonctionnels et environnementaux liés à cette construction, nous serons en mesure de concevoir une structure qui offre une sécurité optimale, une adaptabilité aux différents usages et une durabilité à long terme. De plus, ce type de bâtiment contribue à l'amélioration du paysage urbain en favorisant une utilisation plus efficace de l'espace et en répondant aux besoins variés de la communauté. 4. une adaptabilité aux différents usages et une durabilité à long terme. De plus, ce type de bâtiment contribue à l'amélioration du paysage

urbain en favorisant une utilisation plus efficace de l'espace et en répondant aux besoins variés de la communauté.

5. une adaptabilité aux différents usages et une durabilité à long terme.

CHAPITRE I : GÉNÉRALITÉS.

Chapitre 1 :

1.1 Présentation du projet :

Notre projet de fin d'étude consiste à faire l'étude d'un bâtiment en R+3 en construction métallique a usage bureaux et habitation. Ce projet sera implanté à TIZI-OUZOU classe selon le RPA 99 version 2003 en zone de sismicité moyenne (zone II a) groupe d usage groupe d usage II L'ossature est formée d'une structure métallique (poteaux, poutres) et de plancher mixtes (béton, TN 40).

La stabilité de la structure est assurée par des murs en briques et des contreventements en 'X'.

I.1.1 Données géométrique du bâtiment :

Selon les plans architecturaux nous avons ce qui suit :

- *Largeur totale : 27 m.*
- *Longueur totale : 33 m.*
- *Hauteur totale sans acrotère : 16 m*
- *Hauteur d'étage : 4 m*
- *Hauteur acrotère : 0.6 m*
- *Hauteur totale avec acrotère : 16.6 m*

I.1.2 localisation et caractéristiques du site :

Le site est classe dans la zone I avec comme groupe d usage de catégorie I.

I.2 : Règlement techniques :

Afin de mener à bien notre étude on utilisera les règlements suivants :

- *RPA 99 (version 2003) : règlement parasismique algérien.*
- *RNV 2013 : règlement définissant les effets de la neige et du vent.*
- *BAEL : béton arme au étas limites.*
- *DTR BC 2.2 : charge et surcharges d'exploitation.*

I.3 : Ossature et stabilité de la structure :

➤ Assemblages :

- *Boulons à hautes résistances : Accessoire de fixation ou d'assemblage composé d'une vis à tige filetée cylindrique munie d'une tête de serrage, il est considéré comme le plus utilisé en construction métallique pour sa facilité de mise en œuvre, les différents réglages que l'on peut octroyer et leurs résistances optimales.*

Pour notre cas on opte pour des boulons HR de classe 10.9 et 8.8

I.4 conception de l'ouvrage :

I.4.1 introduction :

Afin d'assurer le bon déroulement d'une construction métallique il est important de prêter attention à la phase de modélisation et de conception qui sont tous deux des phases entreprises par le bureau d'études.

I.4.2 plan architecturaux :

Notre bâtiment est de forme rectangulaire composé d'un RDC et 3 étages à usage de bureaux avec une hauteur de 4 mètres pour tous les niveaux

I.4.3 structure :

- ❖ *Plancher courant : la structure comporte un seul type de plancher courant qui est un plancher collaborant, il est constitué de :*
 - *Une dalle en béton armée*
 - *Armatures*
 - *Tôle nervure (TN40)*
 - *Des solives*
 - *Des goujons connecteur*

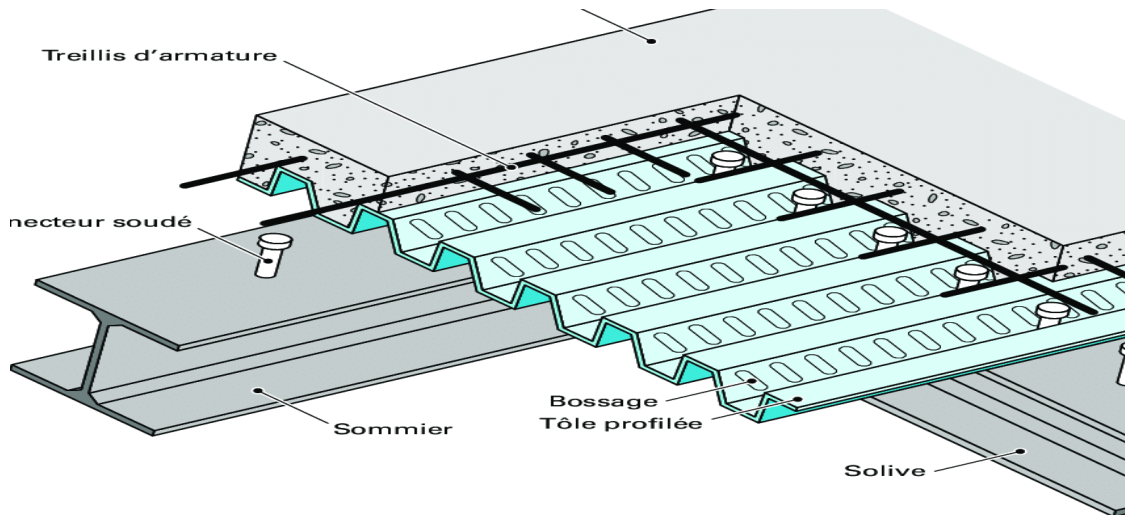


FIGURE 1-1: PLANCHER MIXTE

❖ **Plancher terrasse :**

Il est composé des mêmes éléments que les planchers à étage courant avec des surplus pour étanchéité qui sont les suivant :

- étanchéité
- gravillon
- isolant

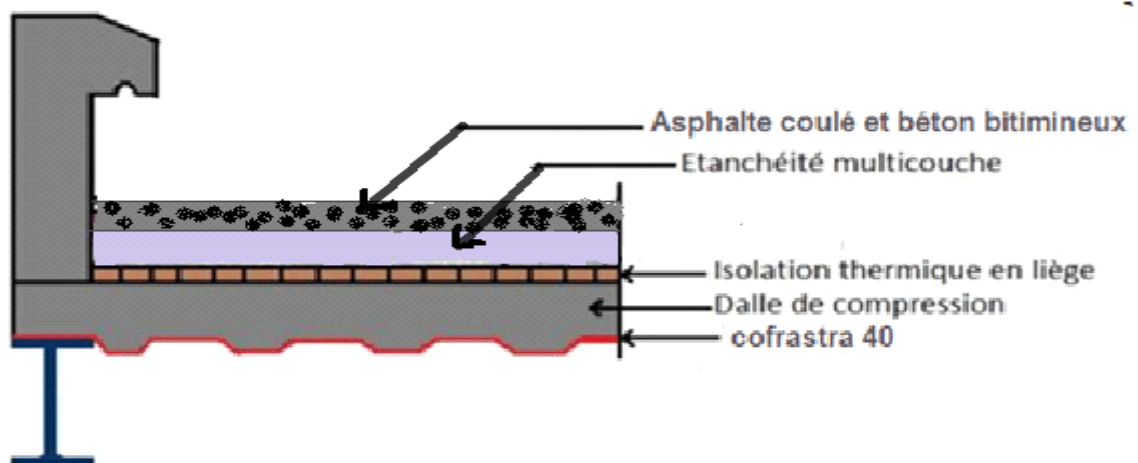


FIGURE1- 2: PLANCHER TERRASSE

I.4.3.2 Système de stabilités :

La stabilité est assurée par des mur en maçonnerie auto stable avec deux type de contreventements différents selon les deux sens

➤ *Dans la direction transversale (pignon):*

La stabilité est assurée par des contreventement en diagonale sur tous les niveaux

➤ *Dans la direction longitudinale (long-pan) :*

La stabilité est assurée par des contreventement en 'V' dans tout le niveau.

❖ Escaliers :

Notre structure comporte deux cages d'escalier avec pour rôle de relier les niveaux supérieurs et facilite le déplacement dans les étages. Leur composition est faite de deux volée en mentale.

❖ Maçonnerie :

Les murs intérieurs sont on brique creuse de 10 cm d'épaisseur, quant au murs extérieure ils sont on double cloison de 10 cm pour chaque cloison.

I.5 matériaux utiliser :

I.5.1 acier de construction :

I.5.1.1 Introduction :

L'acier est un matériau très réponde à travers le monde notamment à cause de sa résistance, sa fiabilité et son aspect durable à travers le temps. Il est essentiellement constitue de fer et un d'un faible pourcentage de carbone que l'on octroi tous deux dans des mines de fer et de charbon.

Cependant il peut aussi contenir des matériaux qui lui sont associer involontairement que l'on peut nome des impuretés comme du phosphore et le soufre (qui altère les propriétés) ou de façon volontaire comme du cuivre, nickel ...etc ,qui a leurs tour améliore les caractéristiques mécaniques .

I.5.1.2 Les propriétés de l'acier :

La résistance des nuances d'acier courants sont données par le manuelle de l'Eurocode 3 et CCM97. Notre projet sera centré sur une nuance de S275.

Nuance d'acier	Epaisseur (mm)			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} \leq t \leq 100$ mm	
	$f_y(N/mm^2)$	$f_u(N/mm^2)$	$f_y(N/mm^2)$	$f_u(N/mm^2)$
Fe 430	275	430	255	410

Tableau1-1 : Les propriétés de l'acier.

1.5.1.3 Déformation de l'acier :

L'acier travaille dans deux domaines (phases d'exploitation) qui sont le domaine élastique et le domaine plastique avec deux limites de ruptures différentes, après c'est deux phases on atteint la phase de rupture.

- *Domaine élastique : le domaine élastique est une phase dans laquelle un matériau se déforme de façon linéaire et réversible. Comme chaque phase cette dernière contient une seille appelle limite d'élasticité qui est la contrainte maximum reprise par les matériaux à ne pas dépasser.*
- *Domaine plastique : le domaine plastique est une phase dans laquelle un matériau se déforme de façon non linéaire (non réversible).*

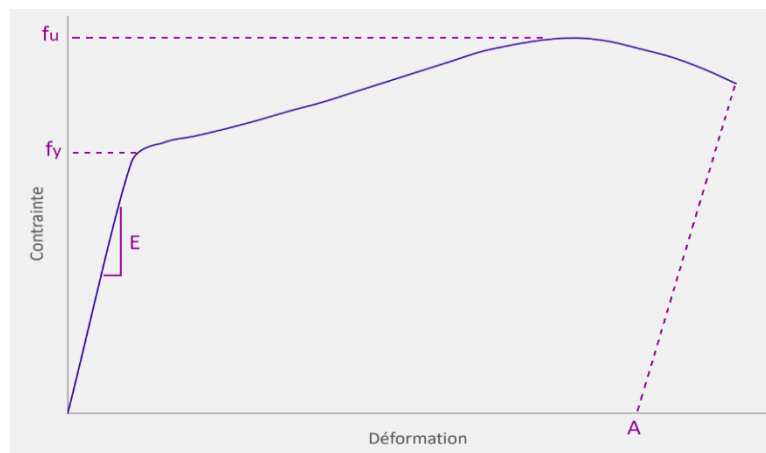


FIGURE1- 3: DIAGRAMME DES DEFORMATION DE L'ACIER

1.5.1.4 propriétés mécaniques :

- *Résistance à la traction : $f_u = 360$ MPA*
- *Limite d'élasticité : $f_y = 275$ MPA*
- *Le module de Young : $E = 210000$ MPA*
- *Masse volumique : 7850 kg/m^3*
- *Coefficient de poisson : $\nu = 0.3$*
- *Coefficient de dilatation thermique : $\alpha = 12.10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}$*

I.5.2 béton :

Le béton est l'un des matériaux les plus utilisés en construction civile si ce n'est le plus utilisé grâce à ces divers avantages comme sa facilité de conception, son ouvrabilité et ces différents secteurs d'usages.

Pour ce qui concerne notre projet il sera utilisé dans les plancher et les fondations.

D'un point de vue mécanique il possède les caractéristiques suivantes :

- *Résistance la compression à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$*
- *Résistance à la traction à 28 jours : $f_{t28} = 0.6+0.06f_{c28} = 2.1 \text{ MPA}$*
- *La masse volumique : $\rho = 2500\text{kg/m}^3$*

La contrainte admissible à la compression a l'Etat limites ultime est donné par la formule du BAEL suivante :

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{cj}}{\theta\gamma_b}$$

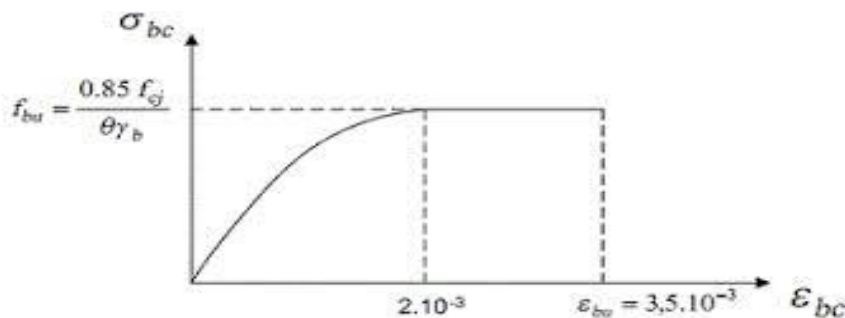


FIGURE1- 4:DIAGRAMME DE DEFORMATION DU BETON

❖ Caractéristique mécanique :

Nuance		Fy (MPA)
Barre HA	Fe400	400
Barres HA	Fe500	500

Tableau1-2 : les caractéristiques des aciers de ferrailage.

❖ Les Etas limites :

Il existe deux états limites pour le calcul et le pre-dimenssionement qui sont l'état limite ultime et l'état limites de service.

CHAPITRE II : ÉVALUATION DES ACTIONS.

II.1 Introduction :

Ce chapitre a pour but de définir les différentes charges et surcharges d'exploitation sur notre structure que ce soit de type thermique (chaleur ou froid) ou de type climatique (vent, neige)

Afin de les déterminer il existe des normes qui fixent les valeurs de ces charges qui sont inscrites dans le règlement technique DTRB.C2.2.

II.2 charge permanente :

Plancher terrasse inaccessible :

Elément	Charges
béton en forme de pente	$0.1 * 2200 = 220 \text{ dan/m}^2$
Protection gravillon roulée (5cm)	$0.05 * 1700 = 85 \text{ dan/m}^2$
Isolation thermique (4cm)	$0.04 * 400 = 16 \text{ dan/m}^2$
Poids de la dalle ep (12 cm)	$0.12 * 2500 = 300 \text{ dan/m}^2$
Étanchéités multicouche (5cm)	$0.05 * 600 = 30 \text{ dan/m}^2$
TN 40	15 dan/m^2
Faux plafond	10 dan/m^2

$$G = 676 \text{ dan}^2 / \text{m}^2$$

Tableau 2-1 : charge permanentes du plancher terrasse inaccessible.

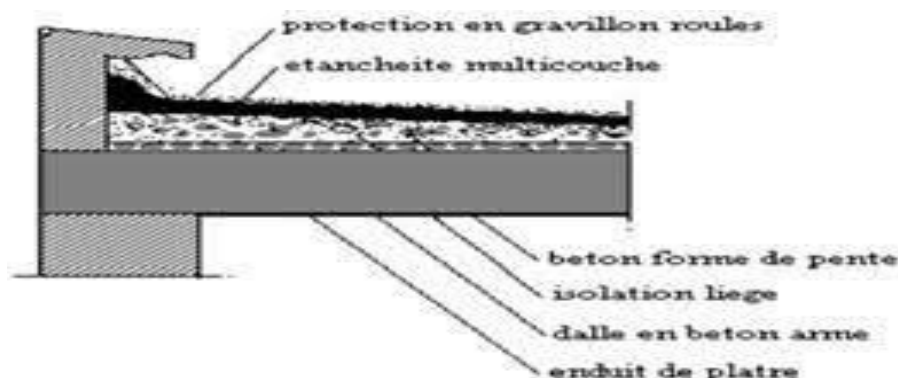


Figure 2-1 : plancher terrasse

Plancher étage courant :

<i>Eléments</i>	<i>Charges</i>
<i>Cloison de répartition ep (10cm)</i>	90dan/m^2
<i>Revêtement en carrelage (2cm)</i>	$0.02*20*10^2=40\text{dan /m}^2$
<i>Mortier de pose</i>	$0.02*20*10^2=40\text{dan /m}^2$
<i>Isolation thermique(4cm)</i>	$0.04*400=16\text{dan /m}^2$
<i>Poids de la dalle ep (12cm)</i>	$0.12*2500=300\text{dan/m}^2$
<i>TN 40</i>	15dan/m^2
<i>Faux plafond</i>	10dan/m^2

$$G=511\text{dan/m}^2$$

Tableau 2-2 : charge permanentes du plancher étage courant

Murs extérieurs : double cloisons

Les murs son réalise en double brique creuse de 10 cm :

<i>Eléments</i>	<i>Charges</i>
<i>Brique creuse ep (10cm)</i>	$2*90=180\text{dan/m}^2$
<i>Revêtement extérieure</i>	18dan/m^2
<i>Revêtement intérieure</i>	10dan/m^2

$$G=208\text{dan/m}^2$$

Tableau 2-3 : charge permanente pour mur extérieure

Murs intérieure :

<i>éléments</i>	<i>Charges</i>
<i>Brique ep (10 cm)</i>	90 dan/m^2
<i>Enduit plâtre (de chaque cote)</i>	$2*20=40\text{ dan/m}^2$

$$G=130\text{ dan/m}^2$$

Tableau 2-4 : charge des murs intérieurs.

Escalier :

➤ Volée :

<i>Eléments</i>	<i>Charges</i>
<i>Tôle ep (5 mm)</i>	45 dan/m^2
<i>Mortier de pose (2cm)</i>	$0.02*20*10^2= 40\text{ dan/m}^2$
<i>Revêtement en carrelage (2cm)</i>	$0.02*20*10^2= 40\text{ dan/m}^2$

$$G= 125\text{ dan/m}^2$$

Tableau 2-5 : charges permanente des volées.

➤ **Palier :**

Eléments	Charges
TN 40	15 dan/m ²
Poids de la dalle ep (8cm)	0.08*2500= 200 dan/m ²
Mortier de pose	0.02*20*10 ² = 40 dan/m ²
Revêtement en carrelage	0.02*20*10 ² = 40 dan/m ²
G=293dan/m²	

Tableau 2-6 : charge permanentes du palier

➤ **Acrotère :**

Dimension de l'acrotère :

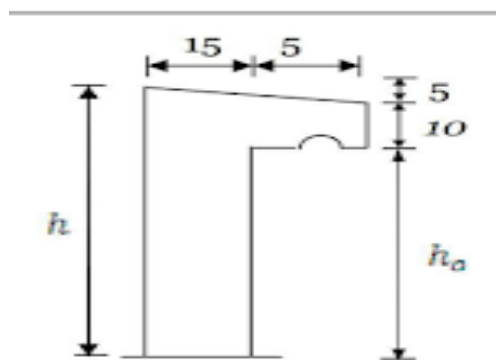


Figure 2-2 : acrotère.

$h=60 \text{ cm}$

La surface de l'acrotère :

$S = (20*5) /2 + (10*20) + (50*15) = 1000 \text{ cm}^2 \text{ donc } 0.10 \text{ m}^2$

$G = 0.10*2500 = 250 \text{ dan /m}^2.$

II.3 : surcharge d'exploitation :

Dans le bâtiment, les charges d'exploitation ou surcharges sont les charges mécaniques statiques ou dynamiques générées par le climat et les activités humaines liées à l'occupation d'un bâtiment, s'ajoutant aux charges permanentes.

- Plancher terrasse inaccessible100 dan/m²
- Plancher étage courant (habitation).....150 dan/m²

- *Plancher étage courant (bureautique).....250 dan/m²*
- *Escalier250 dan/m²*

II.4 : Effet de température :

L'effet de température est pris en compte uniquement dans les ouvrage avec une longueur de plus de 50 m.

II.5 : charge climatique :**II.5.1 : introduction :**

Parmi les charges climatiques qui peuvent déstabiliser une structure on peut trouver le vent et la neige qui s'exerce sur les différente parois de la structure (toiture pour la neige et vent, parois verticale pour le vent) . Afin de déterminer ses différentes charges nous allons nous référer au lois du règlement RNV/ version 2013.

II.5.2 : Effet du vent :**II.5.2.1 : introduction :**

Pour des raisons de sécurité une étude approfondie doit être mené pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci pour toute les faces de notre ouvrage.

Le calcul sera mené conformément au règlement NEIGE et VENT (RNV 2013). Ce document technique fournit les norme, lois, étapes et procédure nécessaire afin de déterminer les actions du vent sur l'ensemble de la structure. Ce dernier s'applique au construction avec une hauteur de moins de 200 mètre.

II.5.2.2 : calcul de l'action du vent :

Le calcul doit être effectué de façon séparé pour toutes les faces de notre bâtiment.

Le règlement a pour paramètre principal l'influence de la région où le projet sera implanté par la désignation des pressions dynamique de référence propre à chaque région du pays.

La forme géométrique de la structure, le nombre d'ouvertures ont aussi leurs influences propres sur les résultats de calcul.

❖ : influence du site :

L'influence du site est prise en compte à l'aide d'un coefficient d'exposition ($C_{e(z)}$), il prend en compte les effets de la rugosité $C_{r(z)}$ et de la topographie du site par le coefficient de topographie $C_{t(z)}$.

Cependant il subsiste deux type de structure : les sensible aux excitation dynamique (C.S.E.D) et les peu sensible sensibles aux excitation dynamiques (C.P.S.E.D) qui sont toute deux séparés par une limite du coefficient dynamique qui est de 1.2.

C_d est obtenue par interpolation linéaire des courbes donnée par l'abaque de la figure 3 du règlement.

$C_{r(z)}$ le coefficient de rugosité est défini selon la hauteur (z) par les relations suivantes :

$$C_{r(z)} = K_t \times \left(\ln \frac{z}{z_0}\right) \longrightarrow \text{pour } z_{\min} \leq z \leq 200 \text{ m}$$

$$C_{r(z)} = K_t \times \left(\ln \frac{z_{\min}}{z_0}\right) \longrightarrow z \leq z_{\min}$$

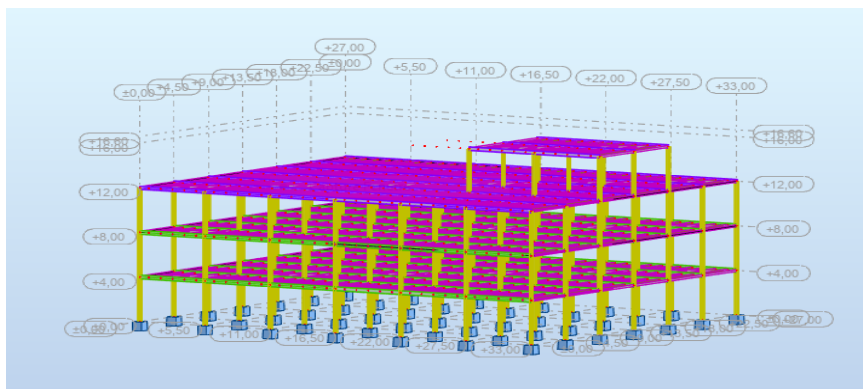


Figure 2-3 : vue de la structure en 3D

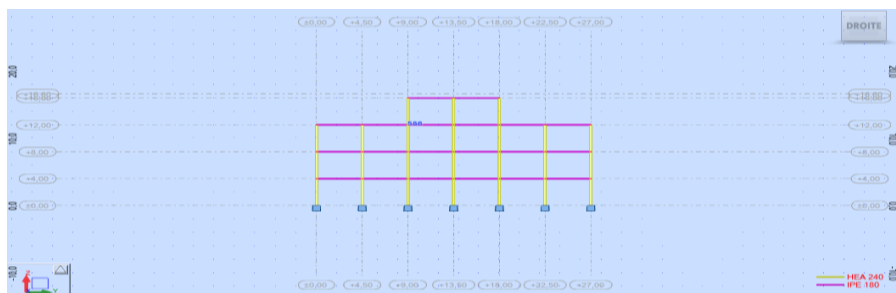


Figure2-4 : vue de face

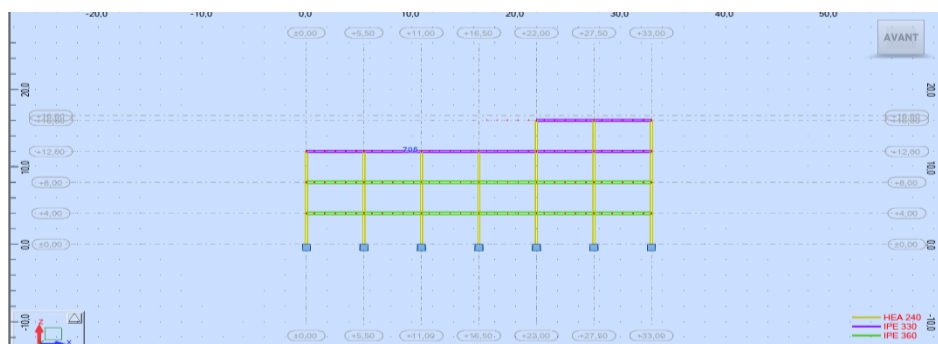


Figure 2-5 : vue long pan

Avec :

- K_t : facteur du terrain.
- Z_0 : paramètre de rugosité.
- Z_{min} : hauteur minimale.

Ces facteurs sont obtenus suivant la catégorie du terrain.

II.5.2.3 : donnés relative au site :

Site plat : $C_{t(z)} = 1$.

Zone I : $q_{réf} = 37.5 \text{ dan/m}^2$.

Terrain de catégorie IV :

- $K_t = 0.234$
- $Z_0 = 1.0 \text{ m}$
- $Z_{min} = 10 \text{ m}$.

II.5.2.4 : hauteur de référence :

La hauteur de référence Z et le profil correspondant de la pression dynamique de pointe $q_{p(z)}$ dépendent des dimension h et b de la construction.

$$h = 16.60 \text{ m}$$

$$b = 27 \text{ m}$$

Avec notamment $h < b$ donc $q_{p(z)} = q_{p(z_e)}$ et 'ze' égale a h .

Donc une seule bande de hauteur de 16.60 mètre.

$$C_{r(z)} = K_t \times \left(\ln \frac{z}{z_0}\right) \quad \longrightarrow \quad \text{pour } z_{\min} \leq z \leq 200 \text{ m}$$

$$\text{et } I_{(vz)} = \frac{1}{C_{t(z)} \ln \frac{z}{z_0}}.$$

$$C_{e(z)} = C_{r(z)}^2 \times C_{t(z)}^2 \times (1 + 7 I_{(vz)})$$

Des courbes de l'abaque de la figure 3 Du RNV pour les constructions mixtes on déduit C_d par interpolation linéaire .

$$F(x) = f(x_0) + \frac{f(x_1) - f(x_0)}{x_1 - x_0} (x - x_0)$$

$$C_d = 0.90 + \frac{0.95 - 0.90}{10 - 40} (27 - 10)$$

$$C_d = 0.871 \geq 1.2$$

Par mesure de sécurité on prend $C_d = 1$ donc C.P.S.E.D

$$C_{r(z)} = 0.234 \times \left(\ln \frac{16.60}{1}\right) = 0.657.$$

$$\text{et } I_{(vz)} = \frac{1}{1 \ln \frac{16.6}{1}} = 0.357$$

$$C_{e(z)} = (0.657)^2 \times 1^2 \times ((7 \times 0.375) + 1) = 1.51$$

Valeur de la pression dynamique de pointe.

$$Q_{(pz)} = Q_{ref} * C_{e(z)}$$

$$Q_{(pz)} = 37.5 * 1.51.$$

$$Q_{(pz)} = 56.63 \text{ dan/m}^2$$

II.5.2.6 : vent dans le sens V_1 :

○ Paroi verticales :

Coefficient de pression extérieure $C_{pe} = C_{pe10}$

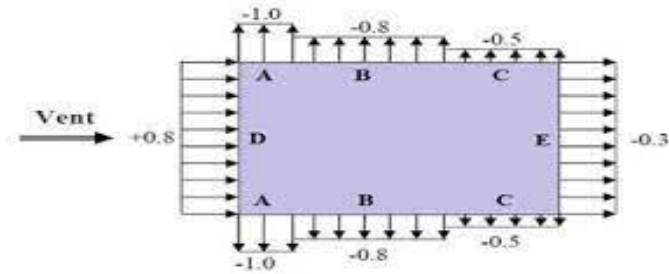


Figure 2-6 : Représentation des pressions aérodynamique sur les parois verticales

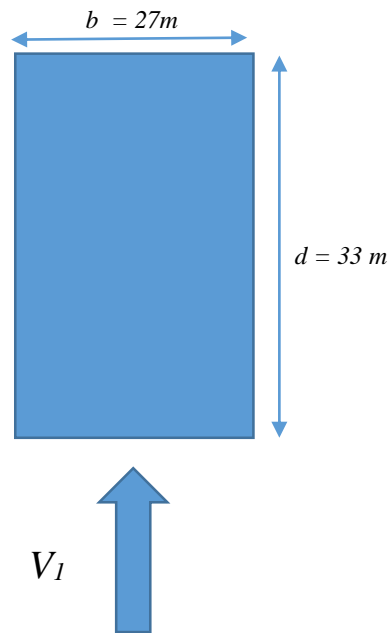


Figure 2-7 : Direction du vent v1

$$W_{(z)} = q_{p(z)} * (C_{pe} - C_{pi}) \quad \text{avec} \quad q_{p(z)} = q_{ref} * C_{e(z)}$$

	A		B		C		D		E	
C_{pe}	-1		-0.8		-0.5		+0.8		-0.3	
C_{pi}	0.2	-0.3	0.2	-0.3	0.2	-0.3	0.2	-0.3	0.2	-0.3
C_{pnet}	-1.2	-0.7	-1	-0.5	-0.7	-0.2	0.6	1.1	-0.5	0
$Q_{p(z)}$	56.63		56.63		56.63		56.63		56.63	
$W_{(z)}$	-67.95	-39.64	-56.63	-28.31	-39.64	-11.32	33.97	62.29	-28.31	0

Tableau 2-7 : valeur de la pression statique du vent V_1 sur les parois verticales.

○ *Versant de toiture : (toiture plate avec acrotère).*

Dans notre cas on a :

- $b = 27 \text{ m.}$
- $H = 16.6 \text{ m.}$
- $d = 33 \text{ m.}$
- $h = 16 \text{ m}$
- $hp = 0.6$ et $hp/h = 0.6/16 = 0.037$
 - $C_{pe} = C_{pe1}$ *si $s \leq 1 \text{ m}^2$*
 - $C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) * \log(s)$ *si $1 \text{ m}^2 \leq s < 10 \text{ m}^2$*
 - $C_{pe} = C_{pe10}$ *si $s \geq 10 \text{ m}^2$*

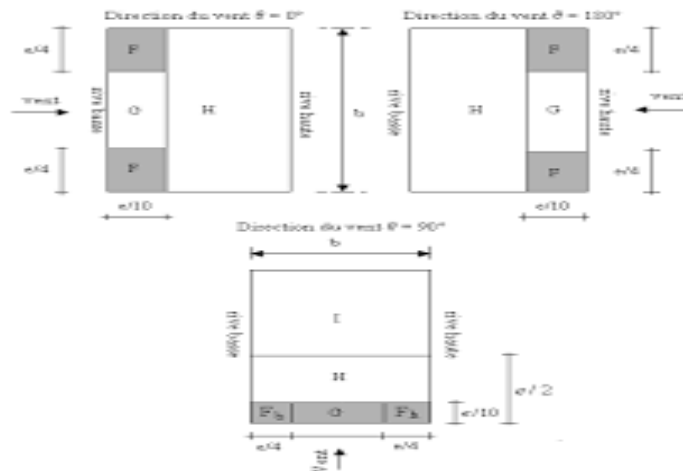


Figure 2-8 : légende pour les versants de toitures (toiture plate).

$$e = \min (b ; 2h) = 27 \text{ m}$$

- La longueur de la zone $F = e/10 = 2.7 \text{ m}$
- La largeur de la zone $F = e/4 = 6.75 \text{ m}$
- La longueur de la zone $G = e/10 = 2.7 \text{ m}$
- La largeur de la zone $G = e - (2 e/4) = 13.5 \text{ m}$

- La longueur de la zone H = $(e/2) - (e/10) = 10.8 \text{ m}$
- La largeur de la zone H = $b = 27 \text{ m}$
- La longueur de la zone I = $d - (e/2) = 19.5 \text{ m}$
- La largeur de la zone I = $b = 27 \text{ m}$

Dans notre cas on a bien $C_{pe} = C_{pe10}$ car $S \geq 10 \text{ m}^2$

Valeur des coefficients de pression intérieure :

a) zone F :

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

$$C_{peF} = (-1.6) + \frac{(-1.4) - (-1.6)}{0.05 - 0.025}(0.037 - 0.025).$$

$$C_{peF} = -1.5$$

b) zone G :

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

$$C_{peG} = (-1.1) + \frac{(-0.9) - (-1.1)}{0.05 - 0.025}(0.037 - 0.025).$$

$$C_{peG} = -1.0$$

c) zone H :

$$C_{peH} = -0.7$$

d) zone I :

$$C_{peI} = -0.2$$

	<i>F</i>		<i>G</i>		<i>H</i>		<i>I</i>	
C_{pe}	-1.5		-1		-0.7		-0.2	
C_{pi}	0.2	-0.3	0.2	-0.3	0.2	-0.3	0.2	-0.3
C_{pnet}	-1.7	-1.2	-1.2	-0.7	-0.9	-0.4	-0.4	0.1
$Q_{p(z)}$	56.63		56.63		56.63		56.63	56.63

$W_{(z)}$	-96.25	-67.95	-67.95	-39.64	-50.96	-22.65	-22.65	5.66
-----------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	------

Tableau 2-8 : valeurs de la pression statique du vent V_1 sur le versant de toiture.

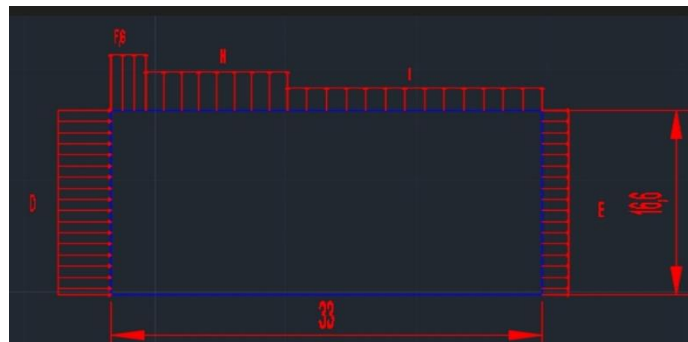


Figure 2-9: distribution du vent plans en 2D

II.5.2.4 : vent dans le sens V_2 :

○ Paroi verticales :

Coefficient de pression extérieure $C_{pe} = C_{pe10}$

$h = 16.60\text{ m}$

$b = 33\text{ m}$

$d = 27\text{ m}$ on a bien $h < b$ (donc le même $q_{p(z)}$)

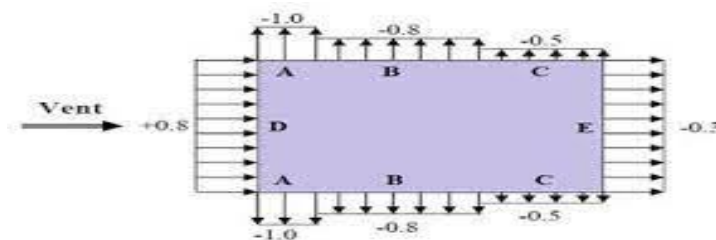


Figure 2-9 : Représentation des pressions aérodynamique sur les parois verticales.

	A		B		C		D		E	
C_{pe}	-1		-0.8		-0.5		+0.8		-0.3	
C_{pi}	0.2	-0.3	0.2	-0.3	0.2	-0.3	0.2	-0.3	0.2	-0.3
C_{pnet}	-1.2	-0.7	-1	-0.5	-0.7	-0.2	0.6	1.1	-0.5	0
$Q_{p(z)}$	56.63		56.63		56.63		56.63		56.63	
$W_{(z)}$	-67.95	-39.64	-56.63	-28.31	-39.64	-11.32	33.97	62.29	-28.31	0

Tableau 2-9 : valeur de la pression statique du vent V_2 sur les parois verticales.

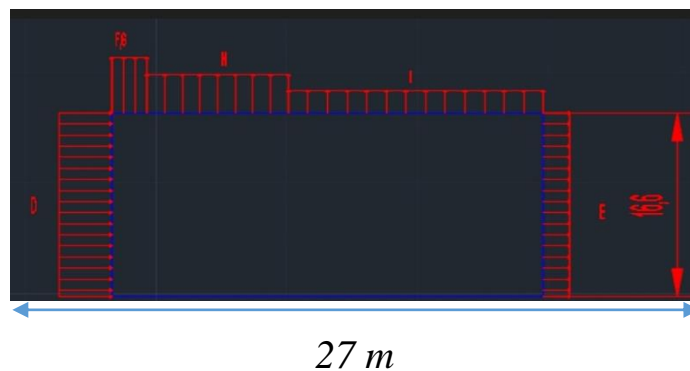


Figure 2-10 : distribution du vent plans en 2D

○ Versant de toiture : (toiture plate avec acrotère).

On a :

- $b = 33 \text{ m}$.
- $H = 16.6 \text{ m}$.
- $d = 27 \text{ m}$.
- $h = 16 \text{ m}$
- $hp = 0.6$ et $hp/h = 0.6/16 = 0.037$

$$e = \min (b ; 2h) = 33 \text{ m}$$

- La longueur de la zone $F = e/10 = 3.32 \text{ m}$
- La largeur de la zone $F = e/4 = 8.25 \text{ m}$
- La longueur de la zone $G = e/10 = 3.32 \text{ m}$
- La largeur de la zone $G = e - (2 e/4) = 16.5 \text{ m}$

- *La longueur de la zone H = $(e/2) - (e/10) = 13.18$ m*
- *La largeur de la zone H = $b = 33$ m*
- *La longueur de la zone I = $d - (e/2) = 10.5$ m*
- *La largeur de la zone I = $b = 33$ m*

Dans notre cas on a bien $C_{pe} = C_{pe10}$ car $S \geq 10$ m²

(Même coefficient que le calcul précédant)

	<i>F</i>		<i>G</i>		<i>H</i>		<i>I</i>	
<i>C_{pe}</i>	-1.5		-1		-0.7		-0.2	
<i>C_{pi}</i>	0.2	-0.3	0.2	-0.3	0.2	-0.3	0.2	-0.3
<i>C_{pnet}</i>	-1.7	-1.2	-1.2	-0.7	-0.9	-0.4	-0.4	0.1
<i>Q_{p(z)}</i>	56.63		56.63		56.63		56.63	56.63
<i>W_(z)</i>	-96.25	-67.95	-67.95	-39.64	-50.96	-22.65	-22.65	5.66

Tableau 2-10 : valeurs de la pression statique du vent V₂ sur le versant de toiture.

II.5.3 : Etude de la neige :

II.5.3.1 : introduction :

Selon les règles et lois du RNV version 2013 qui s'applique pour les constructions à une altitude inférieure a 2000 m par rapport au niveau de la mer. Notre construction est basée à une altitude de 200m, donc on peut utiliser le RNV pour le calcul de la neige.

ZONE : A

Altitude : 200 m

II.5.3.2 : calcul de la charge de neige :

La charge caractéristique de neige sur le sol S_k par unité de surface est en fonction de la localisation géographique et de l'altitude du lieu en lui-même les valeurs sont calculées comme les formules suivantes l'indique

- $ZONE A = \frac{0.07H+15}{100}$
- $ZONE B = \frac{0.04H+10}{100}$
- $ZONE C = \frac{0.0325H}{100}$

Pour notre cas on est dans la ZONE A.

II.5.3.3 : coefficient de forme de la toiture (toiture plate)

Pour le cas des toitures simple les valeurs des coefficient μ sont données dans le tableau 03 page 25 du RNV RNV

(α) angle du versant par rapport à l'horizontale (en °)	$0 \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
coefficient μ	0.8	$0.8 \left(\frac{60-\alpha}{30} \right)$	0.0

On a $0 \leq \alpha \leq 30^\circ$

A noter que $\alpha = 0^\circ$

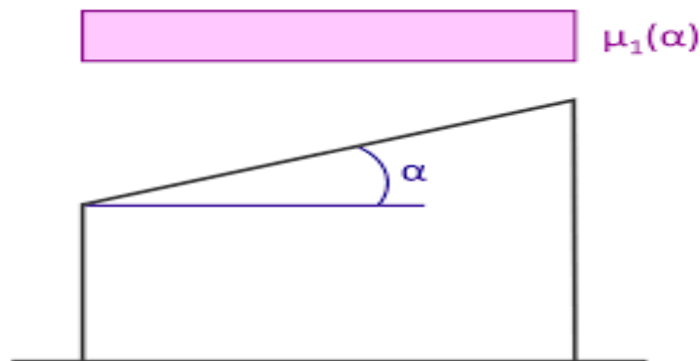


Figure2-11 : inclinaison de la toiture

Donc $\mu = 0.8$

$$S_k = \frac{0.07H+15}{100} = \frac{0.07(200)+15}{100} = 0.29 \text{ Kn/m}^2 \quad \text{et} \quad S = \mu * S_k$$

On aura :

$$S = 0.8 * 0.29$$

$$S = 0.232 \text{ Kn/m}^2$$

$$S = 23.2 \text{ dan/m}^2.$$

CHAPITRE III : PRÉ DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS.

3.1 INTRODUCTION :

Afin d'assurer une certaine stabilité de nos éléments principaux il convient d'utiliser un règlement approprié avec certaines normes et conditions de calcul

Parmi ces règlements on trouve L eurocode 3 ET le CCM97 .

Leurocode3 est un règlement de construction des structures en acier en utilisant la philosophie de conception aux états limites il a été approuvé par le comité européen de normalisation le 16avril 2004.

Il s'applique sur diverses structures en acier comme des bâtiments, hangar et des ouvrages de grande ampleur tant que le matériau principal reste l'acier.

Le règlement CCM97 (3) a pour objet la codification du dimensionnement par le calcul et des vérifications des structures des bâtiments à ossature en acier.

Le domaine d'application de ce règlement est :

Les charges d'exploitation des bâtiments courant doivent être modère (habitation ; hébergement ; bureaux ...)

Les structures fabriquer à partir de produits de construction en acier laminés à chaud à l'exception des nuances d'acier à haut résistance.

Le CCM97 propose quatre classe de sections transversales qui sont :

- *Classe 1 : sections transversales pouvant former une rotule plastique avec la capacité de rotation requise pour une analyse plastique.*
- *Classe 2 : section transversales pouvant développer leur moment de résistance plastique mais avec une capacité de rotation limitée*
- *Classe 3 : section transversales dont la contrainte calculée dans la fibre extrême comprimée de l'élément en acier peut atteindre la limite d'élasticité mais dont le voilement local est susceptible d'empêcher le développement du moment de résistance plastique.*
- *Classe 4 : sections transversales dont la résistance au moment fléchissant ou à la compression doit être déterminé avec prise en compte explicite des effets de voilement local.*

3.2. Valeurs limites des flèches :

Les structures en acier doivent être dimensionner de façon à satisfaire la flèche limites appropriées à l'usage et a l'occupation et l'exploitation du bâtiment et la nature des éléments utiliser.

- ToitureL/200.
- Toiture accessiblesL/250.
- Plancher en généralesL/250.
- Plancher et toiture avec cloisonL/250.

3.2. Pré-dimensionnement :

3.2.1. Pré-dimensionnement des solives :

Les solives sont des poutrelles en IPE (profilées lamine) qui travaille en flexion simple (la plus part du temps) .

La distances entre ses solives varie selon la fonction du plancher (habitation bureautique ...).

A/ la toiture :

Les charges sollicitant les solives :

$$G = 676 \text{ dan/m}^2.$$

$$S = 100 \text{ dan/m}^2.$$

$$N = 23.2 \text{ dan/m}^2.$$

3.2.1.1 Condition a la flèche :

Afin de déterminer la section de notre profilée on utilise la condition de flèche qui suit :

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

$$f_{\text{adm}} = \frac{l}{200} \text{ (toiture en générale) .}$$

$$f_{\max} = \frac{5 q l^4}{384 E I}$$

q = le chargement totale (à L ELS)

E = module de Young 210 000 MPA

I = inertie (à trouver)

L = longueur de la solives (l = 4.5 m)

$$q = (G + S) = 776 \text{ dan/m}^2 \quad \longrightarrow \quad 7.76 \text{ kn/m}^2$$

CHAPITRE III : pré dimensionnement des éléments principales.

Entre axe des solives est égale a 1m

$$7.76 * 1 = 7.76 \text{ kn/ml.}$$

$$\frac{5 ql^4}{384EI} \leq \frac{l}{200}$$

$$(5ql(3)*200)/(384.E) \leq I$$

$$I \geq 876.98 * 10^4 \text{ mm}^4$$

On prend un IPE 180 avec $I_y = 1317 * 10^4 \text{ mm}^4$

Désigna	Poid	section	Dimension					Caractéristiques					
	P kg /m	A mm ²	H Mm	r mm	b mm	tf mm	tw mm	Iy mm ⁴	Iz mm ⁴	W _{ply} mm ³	W _{plz} mm ³	Iy mm	Iz Mm
Valeurs	18.8	2390	180	9	91	8	5.3	1317 *10 ⁴	101 *10 ⁴	166 *10 ³	34.6 *10 ³	7.42*10	2.05*10

Tableau 3-1 : Caractéristiques du profilée IPE 180

3.2.1.2 vérification de la flèche :

$$F_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{450}{200} = 2.25$$

$$f_{max} = \frac{5 ql^4}{384EI} = 1.53$$

$f_{adm} < f_{max}$ condition vérifiée .

3.2.1.3 calcul de la classe :

$$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{fy}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.924$$

- Classe de la semelle :

$$\frac{c}{tf} = \frac{b/2}{tf} = \frac{45.5}{8} = 5.68 < 9\epsilon = 8.32 \text{ classe 01.}$$

- Classe de lame :

CHAPITRE III : pré dimensionnement des éléments principales.

- $\frac{d}{tw} = \frac{h-(2(tf+r))}{tw} = \frac{180-(2(8+9))}{5.3} = 27.54 < 72\epsilon = 66.55 \dots\dots\dots\text{classe 01.}$

Du moment que la semelle et lame du profile sont de classe 01 donc le calcul se fera à l'état plastique.

3.2.1.4 calcul de la charge totale :

Le poids propre du profilée et de 15.4 dan /m

$$G_t = p_p + G = 0.18 + (6.71*1) = 6.89 \text{ kn/ml}$$

Pour une tranche de 1 mètre :

$$Q_{ELS} = G_t + S = 6.89 + 1 = 7.89 \text{ kn/ml}$$

$$Q_{ELU} = 1.35G_t + 1.5S = 1.35(6.89) + 1.5(1) = 10.81$$

3.2.1.5 vérification à l'effort tranchant :

La condition à vérifier est $V_{sd} < V_{plrd}$

$$V_{sd} = ql/2 = (10.81*4.5)/2 = 24.32 \text{ kn}$$

$$V_{plrd} = \frac{Avz*Fy}{\gamma_{m0}\sqrt{3}} = 163.1 \text{ kn}$$

$V_{sd} < V_{plrd} \dots\dots\dots$ condition vérifier.

3.2.1.6 vérification du moment fléchissant :

$$M_{sd} < M_{plrd}$$

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = 27.48 \text{ kn.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{fy.wply}{\gamma_{m0}} = 41.5 \text{ kn.m}$$

$M_{sd} < M_{plrd} \dots\dots\dots$ Condition vérifier.

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

B /étage courant :(usage habitation)

Les charges sollicitant les solives :

$$G = 511 \text{ dan/m}^2.$$

CHAPITRE III : pré dimensionnement des éléments principales.

$$S = 150 \text{ dan/m}^2.$$

B/3.2.1.1 Condition a la flèche :

Afin de déterminer la section de notre profilée on utilise la condition de flèche qui suit :

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

$$f_{\text{adm}} = \frac{l}{250} \text{ (plancher en générale) .}$$

$$f_{\max} = \frac{5 ql^4}{384EI}$$

q = le chargement totale (a L ELS)

E = module de Young 210 000 MPA

I = inertie (à trouver)

L = longueur de la solives ($l = 4.5 \text{ m}$)

$$q = (G + S) = (511 + 150) = \longrightarrow 661 \text{ dan/m}^2$$

$$6.61 \text{ kn/m}^2$$

Entre axe des solives est égale a 1m

$$6.61 * 1 = 6.61 \text{ kn/ml.}$$

$$\frac{5 ql^4}{384EI} \leq \frac{l}{250}$$

$$(5ql (3)*250)/(384.E) \leq I$$

$$I \geq 933.6 * 10^4 \text{ mm}^4$$

On prend un IPE 180 avec $I_y = 1317 * 10^4 \text{ mm}^4$

Designa	Poid	Section	Dimension					Caractéristiques					
	P kg /m	A mm ²	H mm	r mm	b mm	tf mm	tw mm	Iy mm ⁴	Iz mm ⁴	W _{ply} mm ³	W _{plz} mm ³	Iy mm	Iz Mm
Valeurs	18.8	2390	180	9	91	8	5.3	1317 *10 ⁴	101 *10 ⁴	166 *10 ³	34.6 *10 ³	7.42*10	2.05*10

Tableau 3-2 : Caractéristiques du profilé IPE.180

3.2.1.2 vérification de la flèche :

$$F_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{450}{200} = 2.25$$

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI} = 1.63$$

$f_{adm} < f_{max}$ condition vérifiée .

3.2.1.3 calcul de la classe :

$$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{fy}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.924$$

- Classe de la semelle :

$$\frac{c}{tf} = \frac{b/2}{tf} = \frac{45.5}{8} = 5.68 < 9\epsilon = 8.32 \text{ classe } 01.$$

- Classe de lame :

- $\frac{d}{tw} = \frac{h-(2(tf+r))}{tw} = \frac{180-(2(8+9))}{5.3} = 27.54 < 72\epsilon = 66.55$ classe 01.

Du moment que la semelle et lame du profile sont de classe 01 donc le calcul se fera à l'état plastique.

3.2.1.4 calcul de la charge totale :

Le poids propre du profilée et de 15.4 dan /m

$$G_t = p_p + G = 0.188 + (5.11*1) = 5.29 \text{ kn/ml}$$

Pour une tranche de 1 mètre :

$$Q_{ELS} = G_t + S = 5.29 + 1.5 = 6.79 \text{ kn/ml}$$

$$Q_{ELU} = 1.35G_t + 1.5S = 1.35(5.29) + 1.5(1.5) = 9.39. \text{ kn/ml}$$

3.2.1.5 vérification a l'effort tranchant :

La condition à vérifier est $V_{sd} < V_{plrd}$

$$V_{sd} = ql/2 = (9.39*4.5)/2 = 21.12 \text{ kn}$$

$$V_{plrd} = \frac{Avz*Fy}{\gamma_{m0}\sqrt{3}} = 163.1 \text{ kn}$$

$V_{sd} < V_{plrd} \dots \dots \dots$ condition vérifier.

3.2.1.6 vérification du moment fléchissant :

$$M_{sd} < M_{plrd}$$

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = 23.76 \text{ kn.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{f_y \cdot w_{ply}}{\gamma_{m0}} = 41.5 \text{ kn.m}$$

$M_{sd} < M_{plrd} \dots \dots \dots$ Condition vérifier.

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

C /étage courant :(usage bureautiques)

Les charges sollicitant les solives :

$$G = 511 \text{ dan/m}^2.$$

$$S = 250 \text{ dan/m}^2.$$

3.2.1.1 Condition a la flèche :

Afin de déterminer la section de notre profilée on utilise la condition de flèche qui suit :

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

$$f_{adm} = \frac{l}{250} \text{ (plancher en générale).}$$

$$f_{max} = \frac{5 ql^4}{384EI}$$

q = le chargement totale (a L ELS)

E = module de Young 210 000 MPA

I = inertie (à trouver)

L = longueur de la solives ($l = 4.5 \text{ m}$)

$$q = (G + S) = (511 + 250) = \longrightarrow 761 \text{ dan/m}^2$$
$$7.61 \text{ kn/m}^2$$

Entre axe des solives est égale à 1m

CHAPITRE III : pré dimensionnement des éléments principales.

$$7.61 * l = 7.61 \text{ kn/ml.}$$

$$\frac{5 ql^4}{384EI} \leq \frac{l}{250}$$

$$(5ql(3)*250)/(384.E) \leq I$$

$$I \geq 1074.93 * 10^4 \text{ mm}^4$$

On prend un IPE 180 avec $I_y = 1317 * 10^4 \text{ mm}^4$

-

désignati	Poids	section	Dimension					Caractéristiques					
	P kg /m	A mm ²	H mm	r mm	b mm	tf mm	tw mm	Iy mm ⁴	Iz mm ⁴	W _{ply} mm ³	W _{plz} mm ³	Iy mm	Iz Mm
Valeurs	18.8	2390	180	9	91	8	5.3	1317 *10 ⁴	101 *10 ⁴	166 *10 ³	34.6 *10 ³	7.42*10	2.05*10

Tableau 3-3 : Caractéristiques du profilée IPE 180.

3.2.1.2 vérification de la flèche :

$$F_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{450}{250} = 1.8$$

$$f_{max} = \frac{5 ql^4}{384EI} = 1.50$$

$f < f_{max}$ condition vérifiée .

3.2.1.3 calcul de la classe :

$$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{fy}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.924$$

- Classe de la semelle :

$$\frac{c}{tf} = \frac{b/2}{tf} = \frac{45.5}{8} = 5.68 < 9\epsilon = 8.32 \text{ classe 01.}$$

- Classe de lame :

CHAPITRE III : pré dimensionnement des éléments principales.

$$\frac{d}{tw} = \frac{h-(2(tf+r))}{tw} = \frac{180-(2(8+9))}{5.3} = 27.54 < 72\epsilon = 66.55 \dots\dots\dots\text{classe 01 .}$$

Du moment que la semelle et lame du profile sont de classe 01 donc le calcul se fera à l'état plastique.

3.2.1.4 calcul de la charge totale :

Le poids propre du profilée et de 18.8 dan /m

$$G_t = p_p + G = 0.188 + (5.11*1) = 5.29 \text{ kn/ml}$$

Pour une tranche de 1 mètre :

$$Q_{ELS} = G_t + S = 5.29 + 2.5 = 7.76 \text{ kn/ml}$$

$$Q_{ELU} = 1.35G_t + 1.5S = 1.35(5.29) + 1.5(2.5) = 10.85 \text{ kn/ml}$$

3.2.1.5 vérification a l'effort tranchant :

la condition a vérifier est $V_{sd} < V_{plrd}$

$$V_{sd} = ql/2 = (10.85*4.5)/2 = 24.41 \text{ kn}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_{vz} * F_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} = 163.1 \text{ kn}$$

$V_{sd} < V_{plrd} \dots\dots\dots$ condition vérifier.

3.2.1.6 vérification du moment fléchissant :

$$M_{sd} < M_{plrd}$$

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = 27.46 \text{ kn.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{f_y \cdot w_{ply}}{\gamma_{m0}} = 41.5 \text{ kn .m}$$

$M_{sd} < M_{plrd} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

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

3.2.2. Pré-dimensionnement des poutres porteuses (poutres principale) :

3.2.2.1 introduction :

Les poutres principales font parties des éléments principaux de toute structure. Leur rôles consiste à supporter le poids des solives, du plancher et les surcharges d'exploitation puis transmettre cette charge aux poteaux .

3.2.2.2 poutre principale plancher terrasse :

$$G_{\text{plancher}} = 6.76 \text{ kn/m}^2$$

$$S_{\text{plancher}} = 1.00 \text{ kn/m}^2.$$

$$G_{\text{solive(ipe 180)}} = 0.188 \text{ kn/ml.}$$

$$N = 0.23 \text{ kn/m}^2$$

Entre axe de la poutre est de 4.5 m.

Longueur de la poutre égale a 5.5 m.

Chargement :

$$G_{\text{total}} = (6.76 + 0.188) * 4.5 = 30.86 \text{ kn/ml}$$

$$Q = (1.00 + 0.23) * 4.5 = 5.53 \text{ kn/ml}$$

$$\text{À L ELU on a : } 1.35G + 1.5Q = 1.35(30.86) + 1.5(5.53) = 49.95 \text{ kn/ml}$$

$$\text{À L ELS on a : } G + Q = 30.86 + 5.53 = 36.39 \text{ kn/ml}$$

3.2.2.2.1 : condition de flèche :

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

Avec :

$$f_{\text{max}} = \frac{5ql^4}{384EI}$$

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

$$(5ql(3)*250)/(384.E) \leq I$$

$$I \geq 9449.3 * 10^4 \text{ mm}^4$$

On prend un IPE 360 avec les caractéristiques suivantes :

Désign	Poids	section	Dimension					Caractéristiques					
	P kg /m	A mm ²	H Mm	r mm	b mm	tf mm	tw mm	Iy mm ⁴	Iz mm ⁴	W _{ply} mm ³	W _{plz} mm ³	Iy mm	Iz Mm
Valeurs	57.1	72.7*10 ²	360	18	170	12.7	8	16270 *10 ⁴	1430 *10 ⁴	1019 *10 ³	191 *10 ³	150	37.9

Tableau 3-4 : caractéristiques du profilé IPE 360.

3.2.2.2.2 condition de la flèche :

$$f_{max} = \frac{5 ql^4}{384EI} = 1.28$$

$$f_{adm} = \frac{l}{250} = 2.2$$

On a bien $f_{max} \leq f_{adm}$ condition vérifiée.

3.2.2.2.3 détermination de la classe de la section transversale :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{fy}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.924$$

- Semelle comprimée :

$$C = (b/2) - (r + tw/2) = 63$$

$$C/tf = 63 / 12.7 = 4.9 \leq 9\varepsilon = 8.32$$

La semelle est de classe 01.

- Ame fléchi :

$$d = h - (2(tf + r)) = 298.6$$

$$tw = 8$$

$$d / tw = 37.325 \leq 72\varepsilon = 66.55 .$$

L'âme est de classe 01.

3.2.2.2.4 vérification l'effort tranchant :

La condition a vérifié est : $V_{sd} < V_{plrd}$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{50.72 * 5.5}{2} = 139.48 \text{ kn.}$$

$$V_{plrd} = \frac{avz * fy}{\gamma_{m0} * \sqrt{3}} = \frac{3510 * 275}{1.1 * \sqrt{3}} = 506.62 \text{ kn.}$$

3.2.2.2.5 vérification du moment :

La condition à vérifier est : $M_{sd} < M_{plrd}$

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{50.72 * 5.5 * 5.5}{8} = 191.78 \text{ kn.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{wply * fy}{\gamma_{m0}} = \frac{1019 * 275}{1.1} = 254.75 \text{ kn.M}$$

$M_{sd} < M_{plrd}$ Condition vérifiée.

3.2.2.3 poutre principale plancher étage courant (habitation) :

$$G_{plancher} = 5.11 \text{ kn/m}^2$$

$$S_{plancher} = 1.50 \text{ kn/m}^2.$$

$$G_{solive(ipe 180)} = 0.188 \text{ kn/ml}$$

Entre axe de la poutre est de 4.5 m.

Longueur de la poutre égale à 5.5 m.

Chargement :

$$G_{total} = (5.11 + 0.188) * 4.5 = 23.84 \text{ kn/ml}$$

$$Q = (1.50) * 4.5 = 6.75 \text{ kn/ml}$$

$$\text{À L ELU on a : } 1.35G + 1.5Q = 1.35(23.84) + 1.5(6.75) = 42.30 \text{ kn/ml}$$

$$\text{À L ELS on a : } G + Q = 23.84 + 6.75 = 30.59 \text{ kn/ml.}$$

3.2.2.3.1 : condition de flèche :

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

Avec :

$$f_{max} = \frac{5 ql^4}{384EI}$$

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

$$(5ql(3) * 250) / (384.E) \leq I$$

$$I \geq 7824 * 10^4 \text{ mm}^4$$

On prend un IPE 360 avec les caractéristiques suivantes :

Désign	Poids	section	Dimension					Caractéristiques					
	P kg /m	A mm^2	H mm	r mm	b mm	tf mm	tw mm	I_y mm^4	I_z mm^4	W_{ply} mm^3	W_{plz} mm^3	I_y mm	I_z Mm
Valeurs	57.1	$72.7 \cdot 10^2$	360	18	170	12.7	8	$16270 \cdot 10^4$	$1430 \cdot 10^4$	$1019 \cdot 10^3$	$191 \cdot 10^3$	150	37.9

Tableau3-5 : caractéristiques du profilé IPE 360

Remarque : même profilée que l'étape précédente donc il n'y a pas lieux de refaire les vérifications.

3.2.2.4 poutre principale plancher étage courant (bureautique):

$$G_{\text{plancher}} = 5.11 \text{ kn/m}^2$$

$$S_{\text{plancher}} = 2.50 \text{ kn/m}^2.$$

$$G_{\text{solive(ipe 180)}} = 0.188 \text{ kn/ml}$$

Entre axe de la poutre est de 4.5 m.

Longueur de la poutre égale à 5.5 m.

Chargement :

$$G_{\text{total}} = (5.11 + 0.188) \cdot 4.5 = 23.84 \text{ kn/ml}$$

$$Q = (2.50) \cdot 4.5 = 11.25 \text{ kn/ml}$$

$$\text{À L ELU on a : } 1.35G + 1.5Q = 1.35(23.84) + 1.5(11.25) = 49.05 \text{ kn/ml}$$

$$\text{À L ELS on a : } G + Q = 23.84 + 11.25 = 35.09 \text{ kn/ml}$$

3.2.2.3.1 : condition de flèche :

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

Avec :

CHAPITRE III : pré dimensionnement des éléments principales.

$$f_{max} = \frac{5 ql^4}{384EI}$$

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

$$(5ql(3)*250)/(384.E) \leq I$$

$$I \geq 7847 * 10^4 \text{ mm}^4$$

On prend un IPE 360 avec les caractéristiques suivantes :

Désign	Poids	section	Dimension					Caractéristiques					
	P kg /m	A mm ²	H mm	r mm	b mm	tf mm	tw mm	Iy mm ⁴	Iz mm ⁴	W _{ply} mm ³	W _{plz} mm ³	Iy mm	Iz Mm
Valeurs	57.1	72.7*10 ²	360	18	170	12.7	8	16270 *10 ⁴	1430 *10 ⁴	1019 *10 ³	191 *10 ³	150	37.9

Tableau3-6 : caractéristiques du profilé IPE360

3.2.2.3.2 condition de la flèche :

$$f_{max} = \frac{5 ql^4}{384EI} = 1.24$$

$$f_{adm} = \frac{l}{250} = 2.2$$

On a bien $f_{max} \leq f_{adm}$ condition vérifiée .

3.2.2.3.3 détermination de la classe de la section transversale :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{fy}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.924$$

- Semelle comprimée :

$$C = (b/2) - (r + tw/2) = 63$$

$$C/tf = 63/ 10 = 6.3 \leq 9\varepsilon = 8.32$$

La semelle est de classe 01.

- Ame fléchi :

$$d = h - (2(tf + r)) = 298.6$$

$$tw = 8.$$

$$d / tw = 37.32 \leq 72\varepsilon = 66.55 .$$

L'âme est de classe 01.

3.2.2.3.4 vérification l'effort tranchant :

La condition a vérifié est : $V_{sd} < V_{plrd}$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{49.82 * 5.5}{2} = 137 \text{ kn.}$$

$$V_{plrd} = \frac{avz * fy}{\gamma_{m0} * \sqrt{3}} = \frac{3510 * 275}{1.1 * \sqrt{3}} = 506.6 \text{ kn.}$$

3.2.2.3.5 vérification du moment :

La condition a vérifiée est : $M_{sd} < M_{plrd}$

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{49.82 * 5.5 * 5.5}{8} = 188.3 \text{ kn.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{wply * fy}{\gamma_{m0}} = \frac{1019 * 275}{1.1} = 280.2 \text{ kn.M}$$

Le profilée est vérifiée vis-à-vis du moment flechissant.

3.2.3. Pré-dimensionnement des poutres secondaire :

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

3.2.4. Pré-dimensionnement des poteaux :

3.2.4.1 introduction :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui font partie des composant principaux de la structure.

Leurs rôles principaux consistent à reprendre les charges des plancher et poutres puis le transmettre aux fondation. Ces éléments travaillent en compression est sont généralement en profilée lamine de type HEA ou HEB pour des critères de résistances.

3.2.4.2 Pré-dimensionnement du poteau :

Afin de déterminer la section adéquate on utilise la règle empirique pour les profile lamine qui est la suivante :

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} \leq 25 \quad i_y \geq \frac{l_f}{25} = \frac{400 \cdot 0.5}{25} = 8 \text{ cm.}$$

On opte pour HEA 220 avec pour rayon de giration $i_y = 9.17 \text{ cm.}$

Désign	Poids		section					dimension						Caractéristiques			
	P kg /m	A mm ²	H mm	r mm	b mm	tf mm	tw mm	Iy mm ⁴	Iz mm ⁴	W _{ply} mm ³	W _{plz} mm ³	Iy mm	Iz Mm				
Valeurs	50.5	6430	210	18	220	11	7	5410 *10 ⁴	1955 *10 ⁴	568.5 *10 ³	270.6 *10 ³	91.7	55.1				

Tableau3-7 : caractéristiques du profilé HEA220.

3.2.4.3 vérification du poteau.

3.2.4.3.1 calcul des charges pour les différent plancher.

- **Plancher terrasse :**

-La surface revenant au poteau le plus solliciter : $4.5 \cdot 5.5 = 24.75 \text{ m}^2$

-Poids des solives : $G_s = 7 \cdot 4.5 \cdot 0.154 = 4.851 \text{ kn}$

-poids des poutres principale : $G_{pp} = 5.5 \cdot 0.43 = 2.36 \text{ kn}$

-poids du poteau : $G_{pot} = 4 \cdot 0.505 = 2.02 \text{ kn}$

-poids du plancher terrasse : $G_t = 6.76 \cdot 24.76 = 167.31 \text{ kn}$

-charge de la neige : $S = 0.232 \cdot 24.75 = 5.74 \text{ kn}$

- charge d'exploitation de la terrasse : $Q = 1 \cdot 24.75 = 24.75 \text{ kn}$

- **Plancher étage courant (habitation) :**

-La surface revenant au poteau le plus solliciter : $4.5 \cdot 5.5 = 24.75 \text{ m}^2$

-Poids des solives : $G_{s\text{ipea}} = 7 \cdot 4.5 \cdot 0.154 = 4.851 \text{ kn}$

-Poids des solives : $G_{s\text{ipe}} = 7 \cdot 4.5 \cdot 0.187 = 5.89 \text{ kn}$

-poids des poutres principale : $G_{pp} = 5.5 \cdot 0.43 = 2.36 \text{ kn}$

-poids du poteau : $G_{pot} = 4 \cdot 0.505 = 2.02 \text{ kn}$

-poids du plancher étage courant : $G_t = 5.11 \cdot 24.76 = 126.52 \text{ kn}$

- charge d'exploitation de l'étage courant (habitation) :

CHAPITRE III : pré dimensionnement des éléments principales.

$$Q = 1.5 * 24.75 = 37.12 \text{ kn} .$$

- charge d'exploitation de l'étage courant (bureautique) :

$$Q = 2.5 * 24.75 = 61.87 \text{ kn}.$$

	G solive	G plancher	G poteaux	G poutre	G totale	G cumule	Qi	Q cumule	Nsd	Profile Adapte
Terrasse	4.85	167.31	2.02	2.36	176.54	176.54	24.75	24.75	201.29	HEA220
Etage 3	4.85	126.52	2.02	2.36	135.75	312.29	37.12	61.87	374.16	HEA220
Etage 2	5.89	126.52	2.02	2.36	136.76	449.05	61.87	123.74	572.79	HEA220
Etage 1	5.89	126.52	2.02	2.36	136.76	585.81	61.87	185.6	771.41	HEA220
RDC	5.89	126.52	2.02	2.36	136.76	722.57	61.87	247.48	970.05	HEA220

Tableau3-8 : les charges pour les différents plancher.

Résultats :

$$N_{sdmax} = 970.05 \text{ kn}.$$

3.2.4.3.3 calcul des élancements moyens λ_y et λ_z :

- $\lambda_y = \frac{l_f}{i_y}$ avec $i_y = 91.7 \text{ mm}$ et $l_{fy} = 4000 * 0.5 = 2000 \text{ mm}$
- $\lambda_z = \frac{l_f}{i_z}$ avec $i_z = 55.1 \text{ mm}$ et $l_{fz} = 4000 * 0.5 = 2000 \text{ mm}$
 - $\lambda_y = \frac{2000}{91.7} = 21.81$
 - $\lambda_z = \frac{2000}{55.1} = 36.29$

3.2.4.3.4 calcul des élancements $\bar{\lambda}_y$ et $\bar{\lambda}_z$:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.9244$$

- $\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93.9\varepsilon} = \frac{21.81}{93.9 * 0.9244} = 0.251$
- $\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93.9\varepsilon} = \frac{36.29}{93.9 * 0.9244} = 0.411$

3.2.4.3.5 vérification du risque de flambement :

$$h/b = 210/220 = 0.954 \leq 1.2 \dots\dots\dots(1).$$

$$t_f = 11 \leq 100 \dots\dots\dots(2).$$

CHAPITRE III : pré dimensionnement des éléments principales.

A partir de (1) et (2)

- Courbe b pour l'axe y-y qui nous donne 0.9822
- Courbe c pour l'axe z-z qui nous donne.

Donc

$$N_{brd} = \alpha_{min} * B * \frac{Aa * fy}{\gamma_{m1}} = xxx * I * \frac{6430 * 275}{1.15} =$$

On a bien

$$N_{brd} \geq N_{sd} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

3.2. Conclusion :

Récapitulatif des éléments trouver à partir du pré-dimensionnement.

<i>Eléments</i>	<i>Emplacement</i>	<i>Profilé</i>
<i>Solives</i>	<i>Terrasse</i>	<i>IPE 180</i>
	<i>Habitation</i>	<i>IPE 180</i>
	<i>Bureaux</i>	<i>IPE 180</i>
<i>Poutre secondaire</i>	<i>Terrasse</i>	<i>IPE 180</i>
	<i>Habitation</i>	<i>IPE 180</i>
	<i>Bureaux</i>	<i>IPE 180</i>
<i>Poutres principales</i>	<i>Terrasse</i>	<i>IPE 360</i>
	<i>Habitation</i>	<i>IPE 360</i>
	<i>Bureaux</i>	<i>IPE 360</i>
<i>Poteaux</i>	-----	-----
	<i>Habitation</i>	<i>HEA 220</i>
	<i>Bureaux</i>	<i>HEA 220</i>

Tableau3-9 : Récapitulatif des éléments trouver à partir du pré-dimensionnement.

CHAPITRE V : ÉTUDE DU PLANCHER MIXTE.

IV.1 introduction :

Les éléments secondaires de notre structure sont les escalier et l'acrotère. le calcul se fait sous chargement permanent et surcharge d'exploitation.

Les escalier font partie des éléments qui assure le déplacement entre les niveaux

IV.1.2 : étude d'un escalier :**IV.1.2.1 composant d'un escalier :**

- Le giron : distance horizontale mesurée entre les nez de deux marches consécutives.
- La marche : surface horizontale plane sur laquelle on prend appuis.
- *La volée* : ensemble des marches d'un escalier compris entre deux palier consécutifs
- *Le palier* : est un espace plat qui marque un étage après une série de marche.
- *La hauteur de marche* : distance verticale qui sépare une marche d'une autre.
- *La contre marche* : la face verticale qui compose une marche.

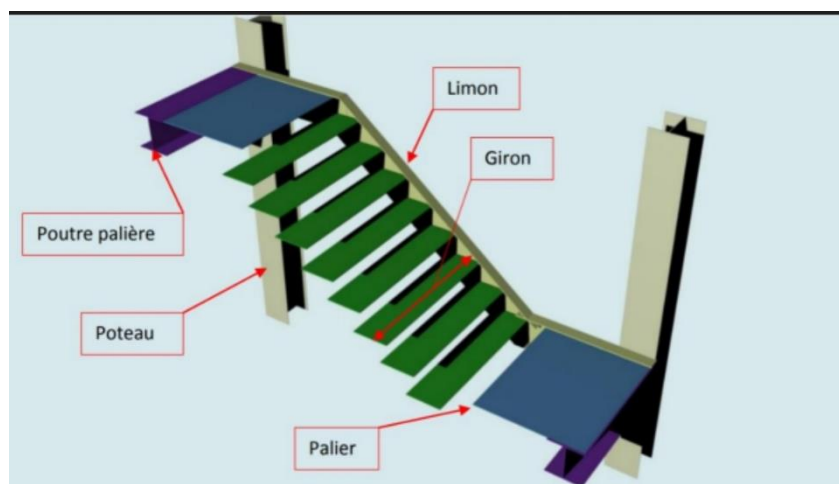


Figure 4-1 : vue en plan de l'escalier

IV.1.2.2 pré-dimensionnement des marches :

Pour le dimensionnement des marches on utilise la formule de BLONDEL pour le calcul.

- $59 \leq 2H + G \leq 66 \text{ cm}$
- $27 \leq G \leq 30 \text{ cm}$
- $16.5 \leq H \leq 18.5 \text{ cm}$

Avec notamment :

- G : largeur de la marche
- H : la hauteur de la contre marche.

IV.1.2.3 caractéristique géométrique de notre cage d'escalier :

- Hauteur d'étage : $h = 4\text{m}$
- Dimension en plan de notre cage : $5.5\text{m} \times 4.5\text{m}$
- Largeur de la volée est de 1.5 m
- Hauteur de marche de 16 cm
- Nombre de marche est de 25
 $n = h/H = 400/16 = 25$
- Deux volée avec 12 et 13 marches chacun
- Largeur d'une marche est de 28 cm .

IV.1.2.4 vérification de la formule de BLONDEL

$$59 \leq 2 \times 16 + 28 = 60 \leq 66 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée .}$$

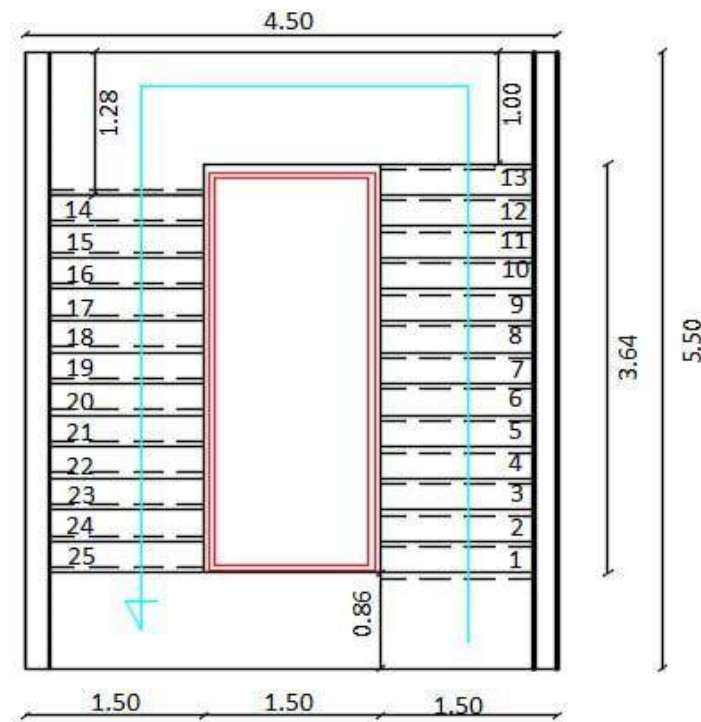


Figure 4-2 : vue en plan de la cage d'escalier

IV.1.3 Dimensionnement des éléments porteurs :

IV.1.3.1 dimensionnement de la cornière :

Les marches sont construites avec de la tôle spéciale (striée) avec une épaisseur de 5 mm supporter par des cornières jumelées souder au milieu des tôles .c est dernier sont à leur tour soude avec des cornier d'attache avec le limon.

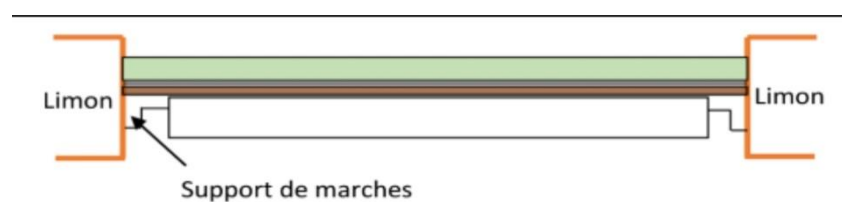


Figure 4.3 : disposition des corniers sur le limon

- Longueur de la marche $L = 1.5\text{ m}$
- Largeur de la marche $G = 0.28\text{ m}$
- $f_y = 275\text{ MPA}$

- $E = 2.1 * 10^5 \text{ MPA}$

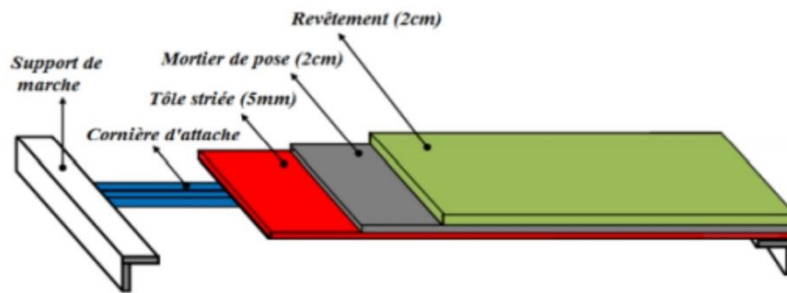


Figure 4.4 : éléments repris par la cornière

IV.1.3.2 détermination de la section de la cornière :

IV.1.3.2.1 évaluation des charges :

- Les charge permanentes :
 - Tôle striée (5 mm) $\Rightarrow G_1 = 0.45 \text{ kn/m}^2$
 - mortier de ciments $\Rightarrow G_2 = 0.40 \text{ kn/m}^2$
 - revêtement $\Rightarrow G_3 = 0.40 \text{ kn/m}^2$

$$G = (G_1 + G_2 + G_3) * 0.28 = 0.35 \text{ kn/ml}$$

- Charge d'exploitation :

$$Q = 2.5 * 0.28 = 0.7 \text{ kn/ml}$$

- Combinaison de charge à L'ELS .

$$q = G + Q = 1.05 \text{ kn/ml.}$$

IV.1.3.2.2 pré-dimensionnement des supports de marches :

condition de flèche :

$$f \leq f_{adm} \text{ avec : } f = \frac{5ql^4}{384EI} \text{ et } f_{adm} = \frac{l}{300}.$$

$$I_y \geq \frac{5ql^3}{384E} = \frac{5 \cdot 105 \cdot 150^3 \cdot 300 \cdot 10^{-2}}{384 \cdot 2.1 \cdot 10^6} = 6.59 \text{ cm}^4$$

On opte pour un cornier a ail égale de 45*45*5 avec $i_y = 7.84 \text{ cm}^4$.

H=b (mm)	t (mm)	r ₁ (mm)	r ₂ (mm)	Z _s =Z _y mm	A (mm ²)	G (kg /m)	I _y =i _z Cm ⁴	W _{pl} Cm ³	i _y =i _z cm
45	5	7	3.5	1.28	4.30	3.38	7.84	2.43	1.35

Tableau4-1 : caractéristiques du cornier a ail égale de 45*45*5.

La charge permanente devient $G_t = 0.35 + 0.0338 = 0.383 \text{ kn/ml}$

vérification a L'ELU :

$$Q_u = 1.35G_t + 1.5Q = 1.35(0.383) + 1.5(0.7) = 1.56 \text{ kn/ml}$$

a) *Effort tranchant :*

$$V_{sd} < V_{PLRD}$$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{1.56 \cdot 1.5}{2} = 1.17 \text{ kn}$$

$$V_{plrd} = \frac{A \cdot fy}{\gamma_{mo} \cdot \sqrt{3}} = \frac{430 \cdot 275}{1.1 \cdot \sqrt{3}} = 62.06 \text{ kn}$$

$$V_{sd} < V_{PLRD} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

b) *Moment fléchissant :*

$$M_{sd} < M_{plrd}$$

$$M_{ysd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{1.56 \cdot 1.5^2}{8} = 0.43 \text{ kn.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{fy \cdot w_{ely}}{\gamma_{m0}} = \frac{275 \cdot 2430}{1.1} = 0.60 \text{ kn.m}$$

$$M_{sd} < M_{plrd} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

vérification a L'ELS :

Condition de flèche :

$$q = G_t + Q = 0.383 + 0.7 = 1.083 \text{ kn/ml}$$

$$f \leq f_{adm} \text{ avec : } f = \frac{5ql^4}{384EI} \text{ et } f_{adm} = \frac{l}{300}$$

$$f = \frac{5ql^4}{384EI} = \frac{5 \cdot 1.083 \cdot 150^4}{384 \cdot 2.1 \cdot 10^6 \cdot 7.84} = 0.43 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{300} = \frac{150}{300} = 0.5 \text{ cm} .$$

$f \leq f_{adm}$ condition vérifier .

La cornière 45*45*5 convient comme cornière d'attache pour nos marches.

IV.1.3.2.3 pré dimensionnement de limon :

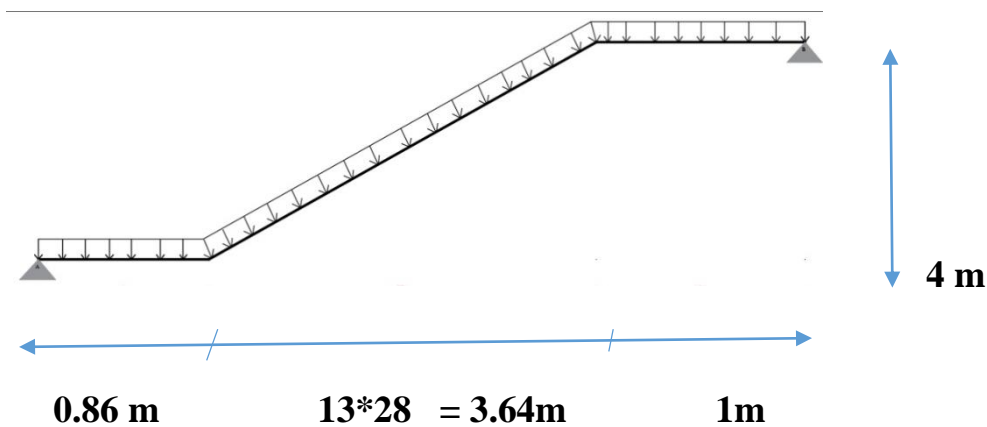


Figure 4.5 : distribution des charges sur le limon.

IV.1.4 : Evaluation des charges :

IV.1.4.1 : volée (volée de 13 marches) :

a) Charges permanentes :

- Poids des cornières0.038 kn/ml.
- Tôle0.4 kn/ml.
- Mortier de pose0.4 kn/ml.
- Revêtement carrelages0.4 kn/ml.
- Garde-corps1 kn/ml.

❖ Charge totale pour un limon :

$$G_t = ((G_1 + G_2 + G_3) * d + G_C + G_G) / 2 = 1.45 \text{ kn/ml} .$$

b) Charges d'exploitations (pour un limon) :

$$Q = 2.50 * 1.5 / 2 = 1.87 \text{ kn/ml} .$$

IV.1.4.2 : palier :

a) Charges permanentes :

- TN400.15 kn/m²
- Dalle en béton3 kn/m²
- Mortier de pose0.4 kn/m²
- Revêtement0.4 kn/m²

❖ la charge total :

$$G = (G_1 + G_2 + G_3) * d = 5.925 \text{ kn/ml}$$

Pour un limon 2.96 kn/ml

b) Charges équivalente :

Charges permanentes : $G_{eq} = ((G_{palier} * L_{palier}) + (G_{volee} * L_{volee})) / 5.5$

$$G_{eq} = \frac{(2.96 * 2.42) + (1.45 * 3.08)}{5.5} = 2.11 \text{ kn/ml} .$$

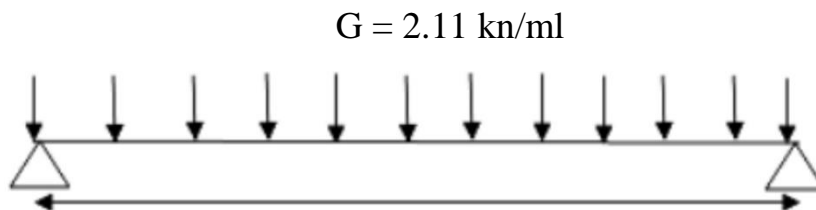


Figure 4.6 : charge sur le palier.

Charges d'exploitation :

$$Q_{exp} = 2.5 * 1.5 / 2 = 1.875 \text{ kn/ml}$$

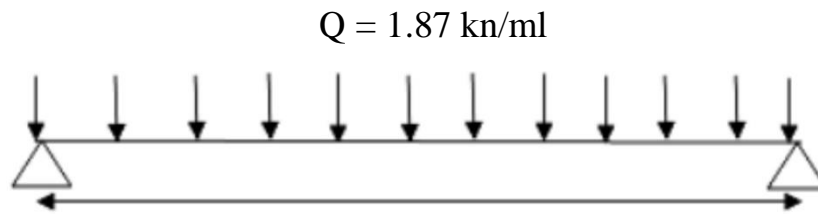


Figure 4.6 : surcharge sur le palier.

IV.1.5 : pré-dimensionnement des limons :

IV.1.5.1 condition de flèche :

a) Vérification a L'ELS

$$f \leq f_{adm} \quad : \quad f = \frac{5ql^4}{384EI} \text{ et } f_{adm} = \frac{l}{300}$$

$$I_y \geq \frac{5ql^3}{384E} \text{ avec } q = G_{eq} + Q_{eq} = 2.11 + 1.87 = 3.98 \text{ kn/ml}$$

$$I_y \geq \frac{5 \cdot 3.98 \cdot 550^3 \cdot 300}{384 \cdot 2.1 \cdot 10^6} = 1231.71 \text{ cm}^4$$

On opte pour un UPN 220 avec $I_y = 2690 \text{ cm}^4$.

Caractéristiques du profile :

h (mm)	b (mm)	T_w (mm)	T_f (mm)	$R1$	$R2$	D (mm)	A (mm ²)	G (kg/ml)
220	80	9	12.5	12.5	6.5	167	3740	29.4
I_y (cm ⁴)	W_{ely} cm ³	I_z (cm ⁴)	W_{elz} cm ³	I_y (cm)		W_{ply} cm ³	I_z =(cm)	W_{plz} cm ³
2690	245	197	33.6	84.8		292	23	64.1

Tableau4-2 : Caractéristiques du profilé UPN 220.

b) Vérification a L'ELU

$$q = 1.35G + 1.5Q = 1.35(2.11) + 1.5(1.87) = 5.65 \text{ kn/ml.}$$

Classe de la section :

- Semelle comprimée :

$$C = (b-tw)/tf = 6.48 \text{ mm} < 9\epsilon = 8.32 \text{ classe 1.}$$

▪ *Ame fléchi :*

$$d/tw = 16.62 < 72\epsilon = 66.55 \text{ classe 1.}$$

Section globale de classe 1.

IV.1.5.2 : vérification du moment fléchissant :

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{5.65*5.5^2}{8} = 21.36 \text{ kn.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{fy*Wply}{\gamma_{m0}} = \frac{275*292}{1.1} = 73 \text{ kn.m}$$

$M_{sd} < M_{plrd}$condition vérifiée.

IV.1.5.3 : vérification de l'effort tranchant :

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{5.65*5.5}{2} = 15.53 \text{ kn}$$

$$V_{plrd} = \frac{avz*fy}{\gamma_{m0}*\sqrt{3}} = \frac{2060*275}{1.1*\sqrt{3}} = 297.3 \text{ kn.}$$

$V_{sd} < V_{plrd}$ condition vérifiée.

IV.1.5.4 : vérification au déversement :

$M_{sd} < M_{brd}$ est la condition à satisfaire avec

$$M_{brd} = \frac{x_{Lt}*Bw*Wply*fy}{\gamma_{m0}}.$$

a) **Calcul du moment critique M_{cr} :**

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{2.1*10^5}{2(1+0.3)} = 80769.23 \text{ MPA.}$$

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 * E * iz}{L^2} \sqrt{\frac{iw}{iz} + \frac{L^2 * G * it}{\pi^2 * E * iz}}$$

$$M_{cr} = 1.13 \frac{3.14^2 * 210000 * 197 * 10^4}{5500^2} \sqrt{\frac{14.6 * 10^9}{197 * 10^4} + \frac{5500^2 * 80769 * 16 * 10^4}{3.14^2 * 210000 * 197 * 10^4}}$$

$$M_{cr} = 48910591.4 \text{ N.mm} = 48.91 \text{ kn.m}$$

b) Calcul de l'élanement géométrique $\bar{\lambda}Lt$:

$$\lambda_{Lt} = \sqrt{\frac{\pi^2 * E * W_{ply}}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{3.14^2 * 21000 * 292 * 10^3}{48910591.}} = 111.18.$$

$$\bar{\lambda}Lt = \frac{\lambda_{Lt}}{\lambda_1} \sqrt{B\omega} = \frac{111.18}{0.93 * 93.3} \sqrt{1}$$

$$\bar{\lambda}Lt = 1.28.$$

c) Détermination de x_{LT} :

- $x_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + (\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}Lt^2)^{0.5}}$
- $\phi_{LT} = 0.51 + (\alpha_{LT}(\bar{\lambda}Lt - 0.2) + \bar{\lambda}Lt^2)$
- $\alpha_{LT} = 0.21$ pour les profilées laminées
- Donc : $\phi_{LT} = 0.51 + (0.21(1.28 - 0.2) + 1.28^2) = 2.37$
- $x_{LT} = \frac{1}{2.37 + (2.37^2 - 1.28^2)^{0.5}} = 0.229$

$$\diamond \text{ D ou : } M_{brd} = \frac{x_{LT} * B\omega * W_{ply} * f_y}{\gamma_{m0}} = 16.71 < M_{sd} \text{ non vérifiée}$$

On augmente la section et on opte pour un UPN 260

h (mm)	b (mm)	T_w (mm)	T_f (mm)	$R1$	$R2$	D (mm)	A (mm ²)	G (kg/ml)
260	90	10	14	14	7	200	4820	37.9
I_y (cm ⁴)	W_{ely} cm ³	I_z (cm ⁴)	W_{elz} cm ³	I_y (cm)		W_{ply} cm ³	I_z =(cm)	W_{plz} cm ³
4820	371	317	47.7	9.99		442	2.56	91.6

Tableau4-3 : les caractéristiques du profilé UPN 260.

Classe de la section :

- Semelle comprimée :
 $C = (b - t_w) / t_f = 5.71 \text{ mm} < 9\epsilon = 8.32$ classe 1.
- Ame fléchi :
 $d / t_w = 20 < 72\epsilon = 66.55$ classe 1.

Section globale de classe 1.

Pour ce qui s'agit de l'effort tranchant et le moment fléchissant il n Ya pas lieux de refaire le calcul.

d) Calcul du moment critique M_{cr} :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{2.1 \cdot 10^5}{2(1+0.3)} = 80769.23 \text{ MPA.}$$

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

$$M_{cr} = 1.13 \frac{3.14^2 \cdot 210000 \cdot 317 \cdot 10^4}{5500^2} \sqrt{\frac{33.3 \cdot 10^9}{317 \cdot 10^4} + \frac{5500^2 \cdot 80769 \cdot 25.5 \cdot 10^4}{3.14^2 \cdot 210000 \cdot 317 \cdot 10^4}}$$

$$M_{cr} = 79609856.7 \text{ N.mm} = 79.60 \text{ kn.m}$$

e) Calcul de l'élancement géométrique $\bar{\lambda}Lt$:

$$\lambda Lt = \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E \cdot W_{ply}}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{3.14^2 \cdot 21000 \cdot 442 \cdot 10^3}{79609856.7}} = 107.21$$

$$\bar{\lambda}Lt = \frac{\lambda Lt}{\lambda_1} \sqrt{B_w} = \frac{107.21}{0.93 \cdot 93.3} \sqrt{1}$$

$$\bar{\lambda}Lt = 1.24.$$

f) Détermination de x_{LT} :

- $x_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + (\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}Lt^2)^{0.5}}$
- $\phi_{LT} = 0.51 + (\alpha_{LT}(\bar{\lambda}Lt - 0.2) + \bar{\lambda}Lt)^2$
- $\alpha_{LT} = 0.21$ pour les profilées laminées
- Donc : $\phi_{LT} = 0.51 + (0.21(1.24 - 0.2) + 1.24)^2 = 2.26$
- $x_{LT} = \frac{1}{2.26 + (2.26^2 - 1.24^2)^{0.5}} = 0.241.$

$$D \text{ ou : } M_{brd} = \frac{x_{LT} \cdot B_w \cdot W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = 26.63 \text{ kn.m} < M_{sd} = 21.36 \text{ kn.m}$$

Condition vérifiée.

UPN 260 est vérifiée vis-à-vis du déversement .

IV.1.6 : pré-dimensionnement de la poutre palière :**IV.1.6.1 : évaluation des charges :**

Les réactions sont données avec les formule suivante :

A L'ELU :

$$R = (1.35G_{eq} + 1.5 Q_{eq}) * L/2$$

$$R = ((1.35)2.11 + (1.5)1.87) * 5.5/2 = 15.54 \text{ kn}$$

A L'ELS :

$$R = (G_{eq} + Q_{eq}) * L/2$$

$$R = (2.11 + 1.87) * 5.5/2 = 10.94 \text{ kn}$$

A L'ELU :

- $\frac{4*R}{4.5} + 1.35G_{garde \ corp} = \frac{4*15.54}{4.5} + 1.35 = 15.16 \text{ kn}$

A L'ELS :

- $\frac{4*R}{4.5} + G_{garde \ corp} = \frac{4*10.94}{4.5} + 1 = 10.72 \text{ kn}$

IV.1.6.2 : condition de flèche :

$$\therefore f = \frac{5ql^4}{384EI} \text{ et } f_{adm} = \frac{l}{300}$$

$$f = \frac{5ql^4}{384EI} \text{ avec } q \text{ la charge pondère .}$$

$$I_y \geq \frac{5ql^3}{384E} = \frac{5*15.61*550^3*300*}{384*2.1*10^6} = 4830 \text{ cm}^4$$

La poutre palière est un élément qui est susceptible de déverse donc on opte pour une section beaucoup plus résistante.

On prend un IPN 340.

<i>h</i> <i>(mm)</i>	<i>b (mm)</i>	<i>Tw(mm)</i>	<i>Tf(mm)</i>	<i>R1</i>	<i>R2</i>	<i>D (mm)</i>	<i>A</i> <i>(mm²)</i>	<i>G</i> <i>(kg/ml)</i>
300	125	10.8	16.2	10.8	6.5	241.6	6900	
<i>I_y</i> <i>(cm⁴)</i>	<i>W_{ely}cm³</i>	<i>I_z(cm⁴)</i>	<i>W_{elz=}</i> <i>cm³</i>	<i>I_y (cm)</i>		<i>W_{ply}cm³</i>	<i>I_z=(cm)</i>	<i>W_{plz=}</i> <i>cm³</i>
9800	653	451	72.2	11.9		762	2.56	121

Tableau4-4 : les caractéristiques du profilé IPN 340.

Classe de la section :

- *Semelle comprimée :*
 $C = (b-tw)/tf = 7.04 \text{ mm} < 9\epsilon = 8.32 \text{ classe 1.}$
- *Ame fléchi :*
 $d/tw = 22.37 < 72\epsilon = 66.55 \text{ classe 1.}$

La section globale est de classe 1.

IV.1.6.3 : vérification du moment fléchissant :

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{15.16 \cdot 4.5^2}{8} = 38.38 \text{ kn.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{fy \cdot W_{ply}}{\gamma_{m0}} = \frac{275 \cdot 762}{1.1} = 190 \text{ kn.m}$$

$M_{sd} < M_{plrd} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

IV.1.6.4 : vérification de l'effort tranchant :

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{15.16 \cdot 4.5}{2} = 34.11 \text{ kn}$$

$$V_{plrd} = \frac{avz \cdot fy}{\gamma_{m0} \cdot \sqrt{3}} = \frac{34.58 \cdot 275}{1.1 \cdot \sqrt{3}} = 499.11 \text{ kn}$$

$V_{sd} < V_{plrd} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

IV.1.6.5 : vérification au déversement :

$M_{sd} < M_{brd}$ est le condition a satisfaire avec

$$M_{brd} = \frac{x_{Lt} * Bw * Wply * fy}{\gamma_{m0}}$$

a) Calcul du moment critique M_{cr} :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{2.1 * 10^5}{2(1+0.3)} = 80769.23 \text{ MPA.}$$

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 * E * iz}{L^2} \sqrt{\frac{iw}{iz} + \frac{L^2 * G * it}{\pi^2 * E * iz}}$$

$$M_{cr} = 1.13 \frac{3.14^2 * 210000 * 451 * 10^4}{4500^2} \sqrt{\frac{91.8 * 10^9}{451 * 10^4} + \frac{4500^2 * 80769 * 56.8 * 10^4}{3.14^2 * 210000 * 451 * 10^4}}$$

$$M_{cr} = 180295400 \text{ N.mm} = 180.2 \text{ kn.m}$$

b) Calcul de l'élancement géométrique $\bar{\lambda}Lt$

$$\lambda Lt = \sqrt{\frac{\pi^2 * E * Wply}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{3.14^2 * 21000 * 762 * 10^3}{180295400}} = 93.54.$$

$$\bar{\lambda}Lt = \frac{\lambda Lt}{\lambda_1} \sqrt{Bw} = \frac{93.54}{0.93 * 93.3} \sqrt{1}$$

$$\bar{\lambda}Lt = 1.08.$$

c) Détermination de x_{LT} :

- $x_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + (\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}Lt^2)^{0.5}}$
- $\phi_{LT} = 0.51 + (\alpha_{LT}(\bar{\lambda}Lt - 0.2) + \bar{\lambda}Lt)^2$
- $\alpha_{LT} = 0.21$ pour les profilées laminées
- Donc : $\phi_{LT} = 0.51 + (0.21(1.08 - 0.2) + 1.08)^2 = 1.86$
- $x_{LT} = \frac{1}{1.86 + (1.86^2 - 1.08^2)^{0.5}} = 0.296$

$$M_{brd} = \frac{x_{Lt} * Bw * Wply * fy}{\gamma_{m0}} = 56.52 \text{ kn.m} > M_{sd} = 38.38 \text{ kn.m}$$

$M_{brd} > M_{sd}$ condition vérifiée.

L'IPN 300 convient comme profilée pour la poutre palière

IV.2. : étude de l'acrotère :**IV.2.1 : introduction :**

L'acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment au niveau des plancher terrasses. Ce dernier est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre elle-même avec aussi une forme de pente pour protection contre les eaux pluviales.

L'acrotère est considéré comme une console encastree dans le plancher.

IV.2.2 : les différentes sollicitations :

Les différentes charges et surcharges qui agissent sur l'acrotère sont les suivantes :

- *Poids propre G.*
- *L'effet sismique.*
- *La surcharge horizontale.*

Pour se qui est du calcul il se fait sous les hypothèses suivantes :

- *Sollicitation en flexion compose.*
- *Fissuration préjudiciable.*
- *Le calcul se fera en mètre linéaire.*

IV.2.3 : calcul a l'ELU**IV.2.3.1 : évaluation des sollicitations :**

$$G = \rho * S$$

- ρ : *Masse volumique du béton.*
- S : *Section longitudinale de l'acrotère*

$$S = (55*15) + (10*5) + (20*5/2)$$

$$S = 925 \text{ cm}^2$$

$$S = 0.0925 \text{ m}^2$$

- *Poids propre de l'acrotère :*

$$\rho = 25 \text{ MPA.}$$

$$G = \rho * S = 25 * 0.0925 = 2.31 \text{ kn/ml.}$$

- *Effort normal N due au poids propre G :*

$$N_G = G * l = 2.31 \text{ kn}$$

- Surcharge d exploitation Q :

$$Q = 1 \text{ kn}$$

- Moment due a la surcharge d'exploitation Q :

$$M_q = Q * h = 1 * 0.60 = 0.60 \text{ kn.m}$$

- Effort tranchant :

$$T = Q * 1 = 1 \text{ kn.}$$

1. Combinaisons de charges

➤ **E L U**

La combinaison est $1.35G + 1.5Q$

Effort normal de compression :

$$N_u = 1.35 \times G$$

$$1.35 \times 2.31 = 3.11 \text{ KN}$$

Moment de flexion :

$$M_u = 1.50 \times M_Q = 1.50 \times 0.60 = 0.9 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant :

$$T_u = 1.5 \times T$$

$$T_u = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

➤ **E L S**

La combinaison est $G + Q$

- Effort de compression :

$$N_s = G = 2.31 \text{ kN}$$

- Moment de flexion :

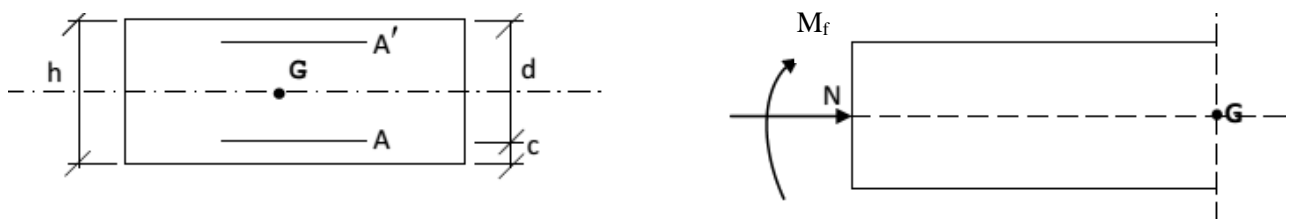
$$M_s = M_Q = 0.60 \text{ kN.m}$$

- Effort tranchant :

$$T_s = T = 1 \text{ kN}$$

-Ferrailage

Le ferrailage de l'acrotère est déterminé en **flexion**



composée, considérant une section rectangulaire (100x10), soumise à un effort normal N et un moment Mf.

- Section rectangulaire soumise à la flexion composée

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

➤ Position du centre de pression

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{3.11} = 0.28 \text{ m} = 28.93 \text{ cm} \text{ et } e_u > \frac{h}{c} - c = 3 \text{ cm}$$

$$\frac{M_u}{N_u} > 3 \text{ cm}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures avec N comme effort de compression. On déduit que la section est particulièrement comprimée.

Le calcul se fera en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f puis on passe à la flexion composée.

IV.2.3.2: calcul en flexion simple :

❖ Moment fictif :

$$g = e_u + \frac{h}{c} - c = 31.63 \text{ cm}$$

$$M_f = N_u * g = 3.11 * 0.31 = 0.96 \text{ kn.m}$$

$$u = \frac{M_f}{b * d^2 * f_{bc}} = \frac{0.96 * 10^6}{1000 * 80^2 * 14.2} = 10.60 * 10^{-3}$$

*u < u_l = 0.392section simplement armée
(les armature comprimées ne sont pas nécessaire pour la section)*

$$\alpha = 1.25 * (1 - (1 - \sqrt{1 - 2u_u})) = 0.013$$

$$Z = d * (1 - 0.4 \alpha) = 7.9 \text{ cm}$$

- Armature fictives :

$$A_f = \frac{Mf}{z \cdot \sigma_{st}} = \frac{0.96 \cdot 1000}{7.9 \cdot 348} = 0.349 \text{ cm}^2$$

- Armature réelle (flexion composée):

$$A_{st} = A_f - \frac{Nu}{\sigma_s}$$

$$A_{st} = 0.34 - \frac{3110}{348 \cdot 100} = 0.251 \text{ cm}^2.$$

IV.2.3.3 vérification a l'ELU :

- Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0.23 \cdot 100 \cdot 7.9 \cdot \frac{2.1}{400} = 0.953 \text{ cm}^2$$

$A_{st} < A_{min}$ condition non vérifiée vu que la section calculée est inférieure a la section nominale. se qui implique $A_s = \max (A_{min} \text{ et } A_{st})$.

Le tableau des sections des barres nous donne $A_s = A_{min} = 4HA08 = 2.01 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$.

- Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.62 \text{ cm}^2$$

- Soit $A_r = 4HA08 = 2.01 \text{ cm}^2$ avec comme espacement $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$.

- Vérification au cisaillement : (BAEL 91 mod 99, Art A-5-1,211).

La fissuration est préjudiciable il faut donc vérifier que:

- $\zeta_u < \zeta$

$$\zeta = \min \left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} \text{ et } 4 \text{ MPA} \right)$$

$$\zeta = \min (2.5 \text{ et } 4)$$

$$\zeta = 2.5 \text{ MPA .}$$

$$\zeta_u = \frac{Vu.}{b*d} = \frac{1.5 Q}{b*d} = \frac{1.5*10^3}{1000*79} = 0.0189 \text{ MPA}$$

- $\zeta_u < \zeta$ condition vérifiée (pas de risque de cisaillement).

➤ Vérification de l'adhérence des barres des barres (BAEL 91 mod 99, Art A-6-1,3).

- $\zeta_{se} < \zeta_{semax}$.

$$\zeta_{se} = \frac{Vu}{0.9*d*\sum u_i}$$

$$\zeta_{semax} = \Psi_s * ft_{28}$$

Ψ_s (Coefficient de scellement pour les acier HA = 1.5)

$\sum u_i$ la somme des périmètre utiles des barres $\sum u_i = n*\pi*\emptyset$

$$\sum u_i = 4*3.14*8 = 100.48 \text{ mm.}$$

$$\zeta_{semax} = 1.5*2.1 = 3.15 \text{ MPA}$$

$$\zeta_{se} = \frac{15000}{0.9*79*100.48} = 0.209 \text{ MPA}$$

$\zeta_{se} < \zeta_{semax}$ condition vérifiée (pas de risque d'entrainement des barres).

➤ Ancrage des armatures :

Afin d'obtenir un bon ancrage on doit mettre en œuvre un ancrage qui est définit par sa longueur de scellement droit.

$$L_s = \frac{\emptyset * Fe}{4 * 2.83} \qquad \zeta_u = 0.6 * \Psi_s^2 * ft_{28} = 2.835 \text{ MPA}$$

$$L_s = \frac{0.8 * 400}{4 * 2.83} = 28.218 \text{ cm . } \text{ on prend } 30 \text{ cm .}$$

➤ *Espacement :*

1. *Armature principale :*

$$S_t < \min (3h ; 33\text{cm}) = 30 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 < 30 \text{ cm condition vérifiée .}$$

2. *Armature de répartitions :*

$$S_t < \min (4h ; 45 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 < 40 \text{ cm condition vérifiée.}$$

IV.2.3.4 vérification a l'ELS :

○ *Calcul du centre de pression :*

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.60}{2.31} = 0.259 \text{ m} = 25.9 \text{ cm} .$$

$$e_s > \frac{h}{2} - c = 3 \text{ cm}.$$

$$\frac{M_s}{N_s} = 25.9 > 3 \text{ cm}$$

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 :**

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_s / k_I$$

$$\text{avec } \sigma_s = \frac{Ms}{b_1 * d * A_{st}}$$

$$p_l = \frac{100 * A_s}{b * d} = \frac{100 * 2.01}{100 * 7.9} = 0.254 \quad \text{avec } b_1 = 0.920 ; k_l = 47.50 \text{ et}$$

On aura donc :

$$\sigma_s = \frac{0.60 * 10^3}{0.920 * 7.9 * 2.01} = 41.07 \text{ MPA.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{41.07}{47.50} = 0.864 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \text{ condition vérifiée.}$$

➤ Vérification de la contrainte d'ouverture des fissurations dans l'acier :

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; \max (0.5 f_e ; 100 \sqrt{n * f_{t28}}) \right)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min (266.6 ; 201.63) = 201.63 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \text{ condition vérifiée.}$$

➤ Vérification de l'acrotère au séisme :

L'action des forces horizontale (F_p) doit être inférieure ou égale à l'action de la main courante (Q). le RPA 2003 préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismique suivant la formule ;

$$F_p = 4 * A * C_p * W_p \text{ (Art 6.2.3 RPA 2003).}$$

Avec :

- A coefficient d'accélération des zone (A = 0.25)
- G_p poids de l'acrotère $G = 2.31 \text{ kn/ml}$
- C_p facteur de force horizontale 0.8

$$\text{Donc } F = 4 * 0.25 * 0.8 * 2.31 = 1.848$$

Il n'est pas nécessaire de calculer l'acrotère vis-à-vis du séisme car l'acrotère est calculé avec un effort horizontal supérieure à la force sismique F_p , d où le ferrailage adopté précédemment est suffisant.

V.1 : introduction :

Les structures de plancher sont constituées d'ossature plus lourdes, recevant des platelages de forte inertie nécessaire pour reprendre des fortes charges d'exploitations. Les ossatures de plancher sont constituées de poutre croisées, les solives portent sur des poutres principales qui sont ensuite reprises par les poteaux.

V.2 : étude du plancher mixte :

Le calcul sera fait selon l'euro code 4 qui exige les vérifications suivantes :

- *Vérification au stade de montage.*
- *Vérification au stade définitive.*

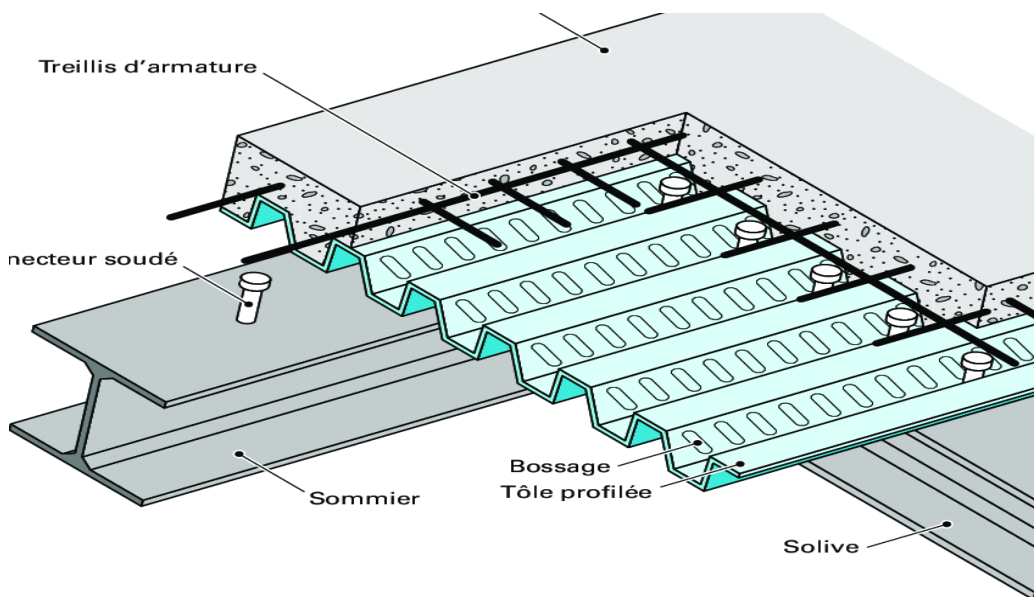


Figure 5.1 : Eléments constructifs du plancher mixte

V.3 : Dimensionnement :

Afin de mener à bien l'étude il est obligatoire de faire une section transversale dans le plancher.

La liaison entre l'acier et le béton est rigides est sont reliés avec des connecteurs.

<i>Hauteur des nervures (mm)</i>	<i>Nombre de nervures par bac</i>	<i>Espacement des nervures (mm)</i>	<i>Larguer utiles du bac (mm)</i>	<i>Epaisseur de tôle (mm)</i>	<i>Poids Kn/m²</i>
55	5	150	750	1.13	15

Tableau5-1 : Dimensionnement du bac d'acier.

V.4 : étude des solives :

V.4.1 : stade de montage :

V.4.1.1 évaluation des charges :

<i>charges</i>	<i>Charges permanente</i>	<i>Poids propre solive.....G_s= 0.18 kn/ml</i>	<i>G = 3.33 kn/m²</i>
		<i>Poids de la tôle.....G_s= 0.15 kn/m²</i>	
		<i>Poids propre de la dalle G_d= 0.12*25= 3 kn/m²</i>	
	<i>exploitation</i>	<i>Charge d'exploitationS= 1 kn/m²</i>	<i>S = 1 kn/m²</i>
<i>co mbi</i>	<i>ELU</i>	<i>Q_u= 1.35(G)+1.5(Q)</i>	<i>5.99 kn/m²</i>
	<i>ELS</i>	<i>Q_s=G+Q</i>	<i>4.33 kn/m²</i>

Tableau5-2 : évaluation des charges au stade de montage.

V.4.1.2 : vérification de la résistance à L'ELU :

Détermination de la classe de la section :

a) *Semelle comprimée :*

$$b = 91 \text{ mm}$$

$$t_f = 8 \text{ mm}$$

$$c = b/2 = 55 \text{ mm}$$

$$c/t_f = 6.87 \text{ mm} < 9\varepsilon = 8.32 \dots\dots\text{la semelle est de classe 01.}$$

b) Ame fléchi :

$$d = h - (2(t_f + r)) = 146$$

$$t_w = 5.3$$

$$d/t_w = 27.54 \text{ mm} < 72\varepsilon = 66.52 \dots\dots\text{la semelle est de classe 01.}$$

La section globale est de classe 01, le calcul se fait dans le domaine plastique.

vérification à l'effort tranchant :

la condition à vérifier est $V_{sd} < V_{plrd}$

$$V_{sd} = ql/2 = (5.99 \cdot 4.5)/2 = 13.47 \text{ kn}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_v z \cdot F_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} = 163.1 \text{ kn}$$

$V_{sd} < V_{plrd} \dots\dots\dots$ condition vérifiée.

vérification au moment fléchissant :

$$M_{sd} < M_{plrd}$$

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = 15.16 \text{ kn.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{f_y \cdot w_{ply}}{\gamma_{m0}} = 41.5 \text{ kn.m}$$

$M_{sd} < M_{plrd} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

V.4.1.3 : vérification de la résistance à L'ELS :

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

$$f_{adm} = \frac{l}{250} \text{ (plancher en générale).}$$

$$f_{max} = \frac{5 ql^4}{384EI}$$

$$f_{max} = \frac{5 ql^4}{384EI} = \frac{5 \cdot 4.33 \cdot 450^4}{384 \cdot 2.1 \cdot 10^6 \cdot 1317} = 0.83 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{450}{250} = 1.8 \text{ cm}$$

$f_{max} \leq f_{adm}$ condition vérifiée .

V.4: stade final :

V.4.2.1. : évaluation des charges : (plancher étage courant)

<i>Charges</i>	<i>Charges permanente</i>	<i>Cloison de répartition ep (10cm).....0.9 kn/m²</i>	<i>G = 5.29 kn/m²</i>
		<i>Revêtement en carrelage (2cm).....0.4 kn/m²</i>	
		<i>Mortier de pose0.4 kn/m²</i>	
		<i>Isolation thermique(4cm).....0.16 kn/m²</i>	
		<i>Poids de la dalle ep (12cm).....3 kn/m²</i>	
		<i>TN 40.....0.15 kn/m²</i>	
		<i>Faux plafond.....0.1 kn/m²</i>	
		<i>Poids de la solive0.18 kn/ml</i>	

	<i>exploitation</i>	<i>Charge d'exploitationS= 1.5 kn/m²</i>	<i>S = 1.5 kn/m²</i>
<i>C_o</i>	<i>ELU</i>	<i>Q_u= 1.35(G)+1.5(Q)</i>	<i>9.39 kn/m²</i>
	<i>ELS</i>	<i>Q_s=G+Q</i>	<i>6.79 kn/m²</i>

Tableau5-3 : évaluation des charges au stade final.

V.4.2.2 : caractéristique du plancher mixtes :

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

$$b_{eff} = \min (2L_0/8 ; e)$$

On a : L₀ = 0.8L de la longueur de la solive

$$L_0 = 3.6m$$

$$b_{eff} = \min (2L_0/8 ; e)$$

$$b_{eff} = \min (0.9 ; 0.5)$$

$$b_{eff} = 0.5 m$$

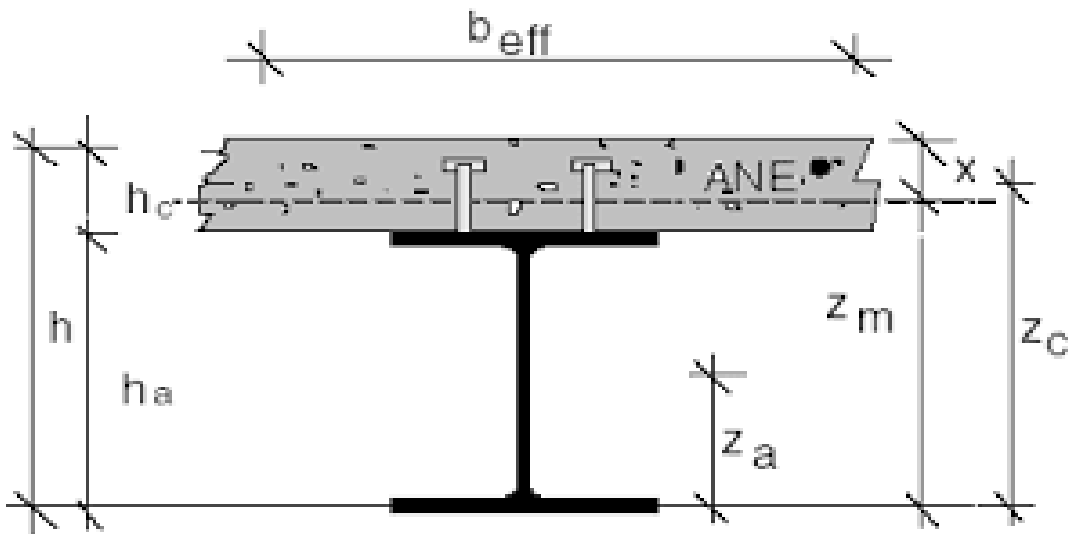


Figure 5.3 : La largeur participante de la dalle en béton

b) Calcul de la section équivalente acier-béton :

$$S = A + B/n.$$

Avec :

- A : section de l'IPE 180 = 23.9 cm²
- B section de la dalle en béton : 12*100=1200 cm²
- N coefficient d'équivalence $n = 15$

$$S = 103.9 \text{ cm}^2$$

V.4.2.3 : vérification de la résistance à L'ELU :

vérification de l'effort tranchant :

La condition à vérifier est $V_{sd} < V_{plrd}$

$$V_{sd} = ql/2 = (9.39*4.5) / 2 = 21.12 \text{ kn}$$

$$V_{plrd} = \frac{Avz*Fy}{\gamma_{m0}\sqrt{3}} = 163.1 \text{ kn}$$

$V_{sd} < V_{plrd} \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

: vérification au moment fléchissant :

$$M_{sd} < M_{plrd}$$

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = 23.76 \text{ kn.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{fy.wply}{\gamma_{m0}} = 41.5 \text{ kn.m}$$

$M_{sd} < M_{plrd} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

: calcul de l'axe neutre plastique z :

a)

$$F_a = \frac{Aa*fy}{\gamma_a} = \frac{23.9*2750}{1.1} = 597.5 \text{ kn}$$

$$F_b = \frac{0.85hc*beff*fck}{\gamma_b} = \frac{0.85*11.4*1*250}{1.5} = 1615 \text{ kn}$$

$F_a < F_b$ l'axe neutre plastique se situe dans le béton .

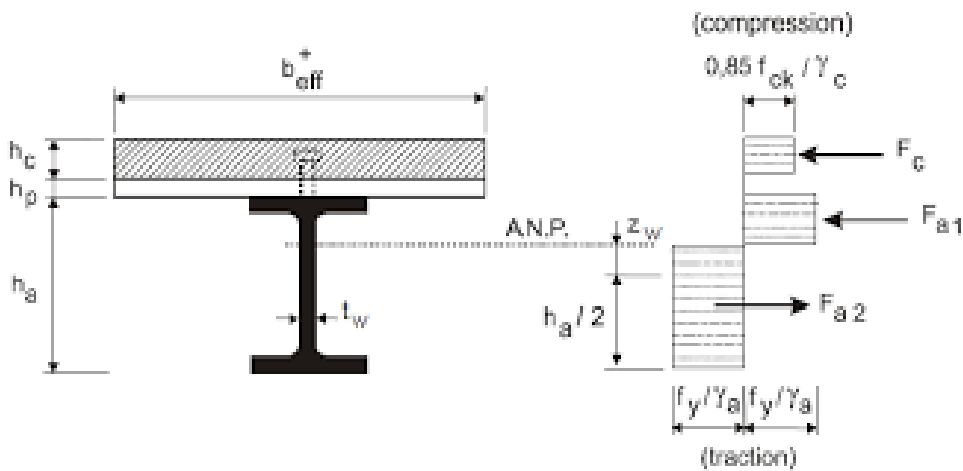


Figure 5.4 : Distribution plastique des contraintes normales : cas de l'axe neutre plastique dans la dalle.

D'ou

$$Z = \frac{F_a}{0.85 * b_{eff} * f_{ck}} = 42.1 \text{ mm} = 4.2 \text{ cm} < h_c = 11.4 \text{ cm} .$$

b) Vérification du moment de résistance plastique :

Dans le cas d'une flexion positive avec comme axe neutre située dans la dalle en béton on applique la formule suivante :

$$h_p = 55 \text{ mm}$$

$$h_c = 0.95 t = 114 \text{ mm}$$

$$M_{plyrd} = F_a \left(\frac{h}{2} + h_c + h_p - \frac{z}{2} \right)$$

$$M_{plyrd} = 597.50 * \left(\frac{180}{2} + 114 + 55 - \frac{42}{2} \right)$$

$$M_{plyrd} = 152.5 \text{ kn.m}$$

$$\text{➤ } M_{sd} = 23.76 \text{ kn.m} < M_{plyrd} = 152.5 \text{ kn.m}$$

La condition est vérifiée.

V.4.2.4 : vérification a L'ELS :

Vérification de la flèche :

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

$$f_{max} = \frac{5 ql^4}{384EI}$$

$$I_y = (I_a + Ad^2)_a + (I_b + Ad^2)$$

$$I_y = (I_a + Ad^2)_a + \left(\frac{b_{eff} * h_c^3}{12}\right) + (b_{eff} * h_c) * d^2$$

$$I_y = (1317 + 23.9 * 16.8^2) + \left(\frac{100 * 11.4^3}{12}\right) + (100 * 11.4) * (1.8^2).$$

$$I_y = 8062.5 + 16039$$

$$I_y = 24101.5 \text{ cm}^4$$

$$f_{max} = \frac{5 ql^4}{384EI} = \frac{5 * 6.79 * 450^4}{384 * 2.1 * 10^6 * 24101.5} = 0.001 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{450}{250} = 1.8 \text{ cm}$$

$f_{max} \leq f_{adm}$ condition vérifiée .

V.5 : plancher terrasse :

V.5.1 : évaluation des charges :

<i>charges</i>	<i>Charges permanente</i>	Béton en forme de pente 2.2 kn /m ²	G=6.94 kn /m ²
		Protection gravillon roule (5cm) 0.85 kn /m ²	
		Isolation thermique (4cm) 0.16 kn /m ²	
		Poids de la dalle ep (12 cm) ... 3 kn /m ²	
		Étanchéités multicouche(5cm) 0.3 kn /m ²	
		TN 40 0.15 kn /m ²	
		Faux plafond 0.1 kn /m ²	
		Poids de la solive 0.18 kn /m ²	
<i>exploitation</i>	<i>S</i> 1 kn /m ²	S= 1 kn /m ²	

	<i>Neige</i>	<i>N</i> 0.23 kn /m ²	<i>N=0.23</i> <i>kn /²l</i>
<i>co</i> <i>mhi</i>	<i>ELU</i>	$Q_u = 1.35(G) + 1.5(N) * 0.67 + 1.5(Q)$	<i>11.10 kn /m²</i>
	<i>ELS</i>	$Q_s = G + Q + (N * 0.67)$	<i>8.09 kn /m²</i>

Tableau5_4 : évaluation des charges du plancher terrasse.

vérification a l'effort tranchant :

la condition a vérifier est $V_{sd} < V_{plrd}$

$$V_{sd} = ql/2 = (11.10 * 4.5) / 2 = 24.97 \text{ kn}$$

$$V_{plrd} = \frac{Avz * Fy}{\gamma m0 \sqrt{3}} = 163.1 \text{ kn}$$

$V_{sd} < V_{plrd}$ *condition vérifie.*

vérification au moment fléchissant :

$$M_{sd} < M_{plrd}$$

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = 28.09 \text{ kn.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{fy.wply}{\gamma m0} = 41.5 \text{ kn .m}$$

$M_{sd} < M_{plrd}$ *Condition vérifier.*

V.5.1 : vérification de la résistance à L'ELS :

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

$$f_{adm} = \frac{l}{250} \text{ (plancher en générale) .}$$

$$f_{max} = \frac{5 ql^4}{384EI}$$

$$f_{max} = \frac{5 ql^4}{384EI} = \frac{5 * 8.09 * 450^4}{384 * 2.1 * 10^6 * 75046.7} = 0.027 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{450}{250} = 1.8 \text{ cm}$$

$f_{max} \leq f_{adm}$ *condition vérifie .*

V.6: calcul de la connexion acier béton :

V.6.1 : introduction :

La connexion acier béton et la sécurité des poutres dépend essentiellement de l'efficacité du système de connexion, la plupart des ruptures observées se produisent au niveau de la liaison entre l'acier et le béton.

Pour pallier à ce problème il est nécessaire de développer des nouveaux systèmes de connexion avec une certaine facilité de mise en œuvre sur chantier, plus performantes et économique.

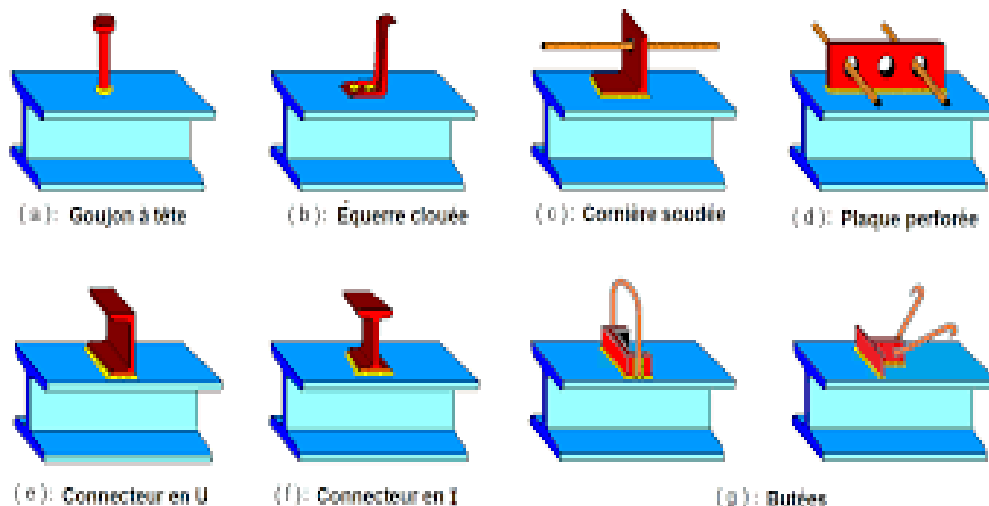


Figure 5.5 : Types de connecteurs utilisés dans les poutres mixtes.

V.6.2 : choix des dimensions des connecteurs Selon l'EUROCODE :

Les connecteurs ont pour rôle principale de transmettre l'effort de cisaillement longitudinale venant de l'interaction entre la dalle en béton et la poutre en acier.

Le bourrelet doit présenter une forme régulière et une fusion sans défaut avec le fût du goujon.

Pour ce qui s'agit des dimensions le diamètre ne doit pas être inférieure à $1.25d$, la hauteur moyenne ne doit pas être inférieure à $0.20d$ et la hauteur minimale supérieure à $0.15d$.

Il convient de choisir des goujons soudés tels que la tête du goujon soit d'un diamètre d'au moins $1.5d$ et d'une hauteur de plus de $0.4d$, là où ' d ' représente le diamètre du fût du goujon.

On adopte comme connecteur des goujons à tête ductiles, de hauteur $h_g=90$ mm et de diamètre de fût $d=16$ mm.



Figure5-6 : Goujons d'ancrage M16 x 90 mm



Figure 5.7: Goujons d'ancrage acier-béton

V.6.3 : calcul du nombre de connecteur n :

$$n \geq \frac{V_l}{P_{rd}}$$

- V_l : l'effort totale de cisaillement longitudinale de calcul.
- P_{rd} : la résistance de calcul d'un connecteur.

V.6.4 : calcul de la résistance d'un connecteur :

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} P_{rd1} = 0.8f_u * \frac{\pi d^2}{4\gamma_v} \\ P_{rd2} = 0.29\alpha d^2 \frac{\sqrt{F_{ck} * E_{CM}}}{\gamma_v} \end{array} \right\}$$

Avec :

- $D = 16 \text{ mm}$: le diamètre du fut du goujon
- $F_u = 430 \text{ MPA}$: la résistance ultime en traction spécifiée du matériau du goujon. M^{elle}
- $F_{ck} = 25 \text{ MPA}$ résistance caractéristique sur cylindre du béton a l'âge considéré.
- $H_g = 90 \text{ mm}$ hauteur du goujon.
- $H_g/d = 90/16 = 5.62 > 4$ donc $\alpha=1$.
- $\gamma_v = 1.25$ coefficient de sécurité des connecteurs a l'ELU

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} P_{rd1} = 0.8 * 430 * \frac{\pi * 16^2}{4 * 1.25} \\ P_{rd2} = 0.29 * 1 * 16^2 \frac{\sqrt{25 * 31476}}{1.25} \end{array} \right\}$$

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} P_{rd1} = 55304 \text{ N} \\ P_{rd2} = 52685 \text{ N} \end{array} \right\}$$

$$P_{rd} = P_{rd2} = 52685 \text{ N}$$

V.6.5: calcul de l'effort de cisaillement longitudinale :

$$V_l = F_{cf}$$

$$F_{cf} = \min \left\{ \begin{array}{l} A_a * f_{yd} \\ 0.85 * b_{eff} * h_c * f_{cd} \end{array} \right\}$$

$$F_{cf} = \min \left\{ \begin{array}{l} 2390 * 275 / 1.1 \\ 0.85 * 1000 * 114 * 21.73 \end{array} \right\}$$

$$F_{cf} = \min \left\{ \begin{array}{l} 597500 \text{ N} \\ 2105637 \text{ N} \end{array} \right\}$$

$$F_{cf} = 597500 \text{ N}$$

D'où :

$$n = \frac{597500}{52685} = 11.34 \text{ on prend } 12 \text{ goujons.}$$

V.6.6 : calcul de l'espacement entre goujons (EC 4 6.1.3) :

Le nombre de connecteur 'n'est uniformément répartie sur une longueur critique L_{cr} . La longueur critique représente la distance entre deux section transversale critique qui comprennent une section de moment fléchissant maximum et une section d'appuis.

Le moment max se situe au milieu de la section donc :

$$L_{cr} = \frac{L}{2}$$

$$S = \frac{L_{cr}}{2} = \frac{L}{2n} = \frac{450}{2*12} = 18.75 \text{ cm .}$$

$$S = 18.75 \text{ cm.}$$

V.7 : étude des poutres principale :

V.7.1 : vérification au stade de montage :

V.7.1.1 : calcul de la réaction des poutres principale sur les solives :

Elle se calcul comme ce qui suit :

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

Avec L_1 et $L_2 = 4.5m$ tous les deux.

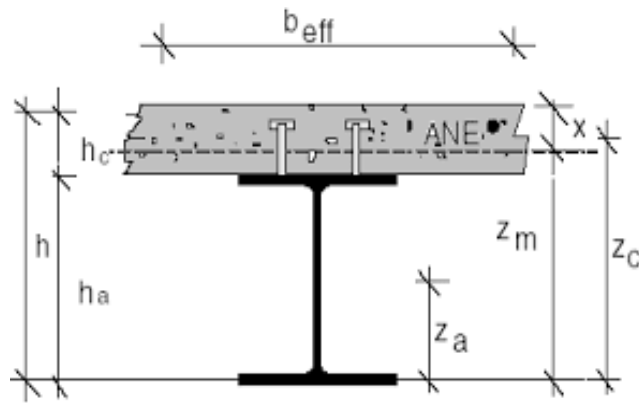


Figure 5.7 :La largeur participante de la dalle en béton (beff).

	$q_{sd}(kn/m)$	$Rs(kn)$	$q_{eq}=Rs/e$
ELS	4.33	19.48	19.48
ELU	5.99	26.95	26.95

Tableau5-5 : : la réaction des poutres principale sur les solives au stade de montage.

V.7.1.2 : vérification a l'effort tranchant :

La condition à vérifier est $V_{sd} < V_{plrd}$

$$V_{sd} = ql/2 = (26.95 * 5.5) / 2 = 74.11 \text{ kn}$$

$$V_{plrd} = \frac{Avz * Fy}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} = 444.55 \text{ kn}$$

$V_{sd} < V_{plrd} \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

V.7.1.3: vérification au moment fléchissant :

$$M_{sd} < M_{plrd}$$

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = 101.9 \text{ kn.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{fy * wply}{\gamma_{m0}} = 201 \text{ kn.m}$$

$M_{sd} < M_{plrd} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

V.7.1.4: vérification de la résistance à L'ELS :

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

$$f_{adm} = \frac{l}{250} \text{ (plancher en générale) .}$$

$$f_{max} = \frac{5 ql^4}{384EI}$$

$$f_{max} = \frac{5 ql^4}{384EI} = \frac{5 \cdot 26.95 \cdot 550^4}{384 \cdot 2.1 \cdot 10^6 \cdot 11770} = 1.29 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{550}{250} = 2.2 \text{ cm}$$

$$f_{max} \leq f_{adm} \text{ condition vérifiée.}$$

V.7.1.5 : vérification au déversement :

Le déversement est empêché par la tôle (TN 40) soudée sur la poutre. Notre profilée est vérifiée au stade de montage.

V.7.2 : vérification au stade finale :**V.7.2.1 : calcul de la réaction des poutres principale sur les solives :**

	$q_{sd}(\text{kn/m})$	$R_s(\text{kn})$	$q_{eq}=R_s/e$
ELS	6.17	27.76	27.76
ELU	9.39	42.25	42.25

Tableau 5-6 : la réaction des poutres principale sur les solives au stade de finale.

V.7.2.2 : caractéristique du plancher mixtes :**a) Calcul de la largeur participante de la dalle en béton (b_{eff}) :**

$$b_{eff} = \min (2L_0/8 ; e)$$

On a : $L_0 = 0.8L$ de la longueur de la solive

$$L_0 = 4.4 \text{ m}$$

$$b_{e1} = b_{e2} = \min (0.55 ; 2.25)$$

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2} = 1.1 \text{ m}$$

c) Calcul de la section équivalente acier-béton :

$$S = A + B/n.$$

Avec :

- A : section de l'IPE 330 = 62.60 cm²
- B section de la dalle en béton : 12*110=1320 cm²
- N coefficient d'équivalence n = 15

$$S = 150.6 \text{ cm}^2$$

V.7.2.3 : vérification de la résistance à L'ELU :

vérification de l'effort tranchant :

La condition à vérifier est $V_{sd} < V_{plrd}$

$$V_{sd} = ql/2 = (42.25*5.5) / 2 = 116.18 \text{ kn}$$

$$V_{plrd} = \frac{Avz*Fy}{\gamma_{m0}\sqrt{3}} = 444.55 \text{ kn}$$

$V_{sd} < V_{plrd}$ condition vérifiée.

Vérification au moment fléchissant :

$$M_{sd} < M_{plrd}$$

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = 159.75 \text{ kn.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{fy.wply}{\gamma_{m0}} = 201 \text{ kn.m}$$

$M_{sd} < M_{plrd}$ Condition vérifiée.

calcul de l'axe neutre plastique z :

a)

$$F_a = \frac{Aa*fy}{\gamma_a} = \frac{6260*275}{1.1} = 1565 \text{ kn}$$

$$F_b = \frac{0.85hc*beff*fck}{\gamma_b} = \frac{0.85*114*110*250}{1.5} = 1776.5 \text{ kn}$$

$F_a < F_b$ l'axe neutre plastique se situe dans le béton .

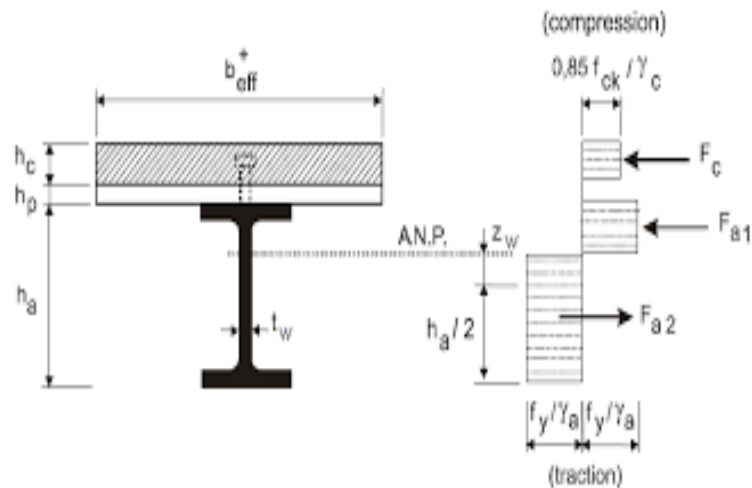


Figure 5.9 : Distribution plastique des contraintes normales : cas de l'axe neutre plastique dans la dalle .

D'ou

$$Z = \frac{F_a}{0.85 \cdot b_{eff} \cdot f_{ck}} = 66.95 \text{ mm} = 6.6 \text{ cm} < h_c = 11.4 \text{ cm} .$$

vérification du moment de résistance plastique :

$$M_{plyrd} = F_a \left(\frac{h}{2} + h_c + h_p - \frac{z}{2} \right)$$

$$M_{plyrd} = 1565 * \left(\frac{330}{2} + 114 + 55 - \frac{66.95}{2} \right)$$

$$M_{plyrd} = 470.32 \text{ kn.m}$$

$M_{sd} < M_{plyrd}$ condition vérifiée.

V.7.2.4 : vérification a L'ELS :

vérification de la flèche :

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

$$f_{max} = \frac{5 q l^4}{384 EI}$$

$$I_y = (I_a + A d^2)_a + (I_b + A d^2)$$

$$I_y = (I_a + Ad^2)_a + \left(\frac{b_{eff} * h_c^3}{12} \right) + (b_{eff} * h_c) * d^2$$

$$I_y = (11770 + 72.7 * 21.9^2) + \left(\frac{110 * 11.4^3}{12} \right) + (110 * 11.4) * (5.4^2)$$

$$I_y = 96785.10 \text{ cm}^4$$

$$f_{max} = \frac{5 q l^4}{384 EI} = \frac{5 * 27.76 * 550^4}{384 * 2.1 * 10^6 * 96785.10} = 0.16 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{550}{250} = 2.2 \text{ cm}$$

$f_{max} \leq f_{adm}$ condition vérifiée .

CHAPITRE VI : PRÉ
DIMENSIONNEMENT
DES
CONTREVENTEMENTS.

VI.1 : introduction :

Le contreventement est l'ensemble des dispositifs permettant d'assurer la stabilité d'un ouvrage vis-à-vis des sollicitations horizontales. C'est un élément essentiel dans la conception d'un ouvrage. La compréhension du phénomène et des problématiques liées est un préalable nécessaire par sa conception et son dimensionnement.

Une structure bien conçue doit pouvoir assurer sa stabilité sous l'action de n'importe quelle charge externe et notamment sous l'action des charges horizontales.

VI.2 : pale de stabilité :

Notre structure possède un type de pale de stabilité, ce dernier est chargé par les réactions des poutres principales et des efforts horizontaux dus au freinage ou l'accélération du pont.

VI.3 les fonctions des palées de stabilité :

- *Transmission des actions horizontales du vent jusqu'au sol.*
- *Transmission des forces de frottement exercées par le vent sur les parois du même plan que stabilité au sol.*
- *Stabilité durant le montage.*
- *Limitation des déformations des ouvrages pour respect des critères de déformabilité admissible imposée par les règlements.*

VI.4 : dimensionnement des palées de stabilité avec robot structurale 2019 :

Chapitre VI pré dimensionnement des contreventements.

Après avoir modéliser la structure complète et étudié le comportement de la structure sous diverses sollicitations l'étape suivante est le dimensionnement des pannes de stabilité, ou nous allons vérifier les différentes barres des pannes en tenant compte de la norme du règlement CM66 (les contreventement sont les même dans les deux sens X et Y).

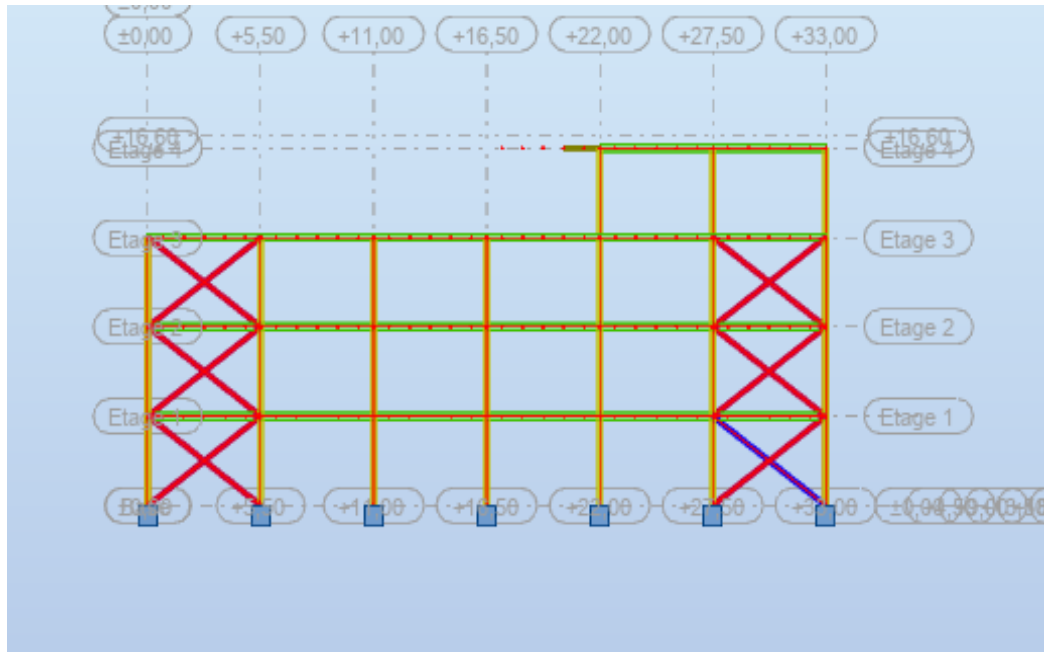


Figure 5.1: pannes de stabilités selon l'axe Y

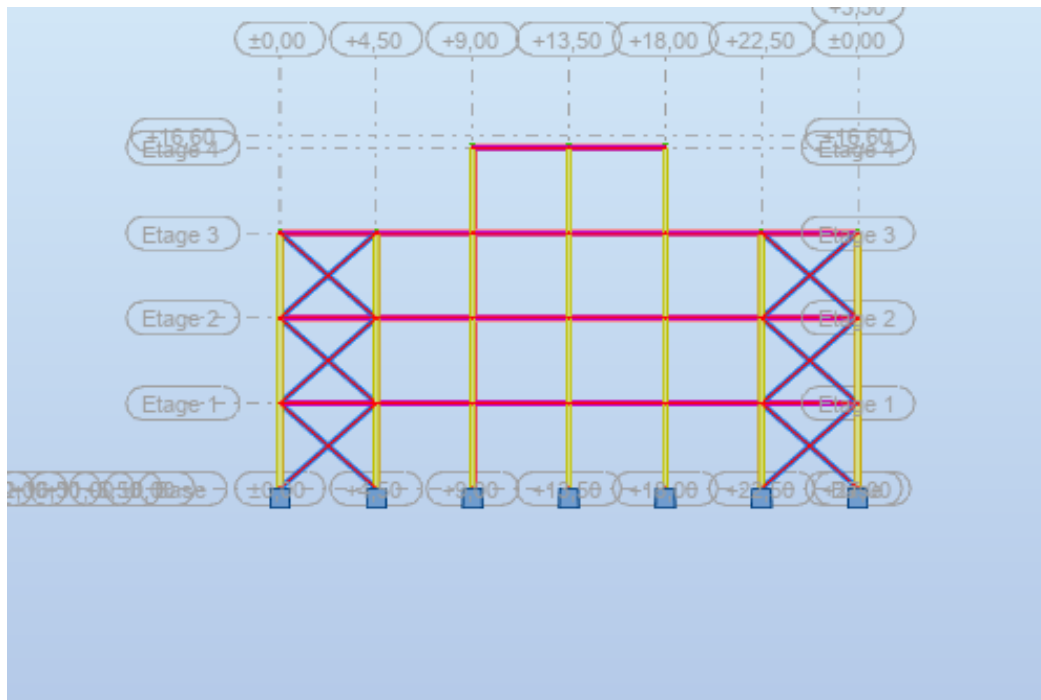


Figure 5.2: palles de stabilités selon l'axe Y

Caractéristique du profile UPN 200 :

<i>h</i>	<i>b</i>	<i>tw</i>	<i>tf</i>	<i>r1</i>	<i>r2</i>	<i>d</i>	<i>a</i>	<i>g</i>
200 mm	75 mm	8.5 mm	11.5 mm	11.5 mm	6 mm	151 mm	32.2 mm	25.3 mm
<i>iy</i>	<i>iz</i>	<i>wely</i>	<i>welz</i>	<i>iy</i>		<i>iz</i>	<i>wply</i>	<i>wplz</i>
1910 cm ⁴	148 cm ⁴	191 cm ³	27 cm ³	7.70 cm		2.14 cm	228 cm ³	51.8 cm ³

Vérification selon toute les combinaisons d'action :

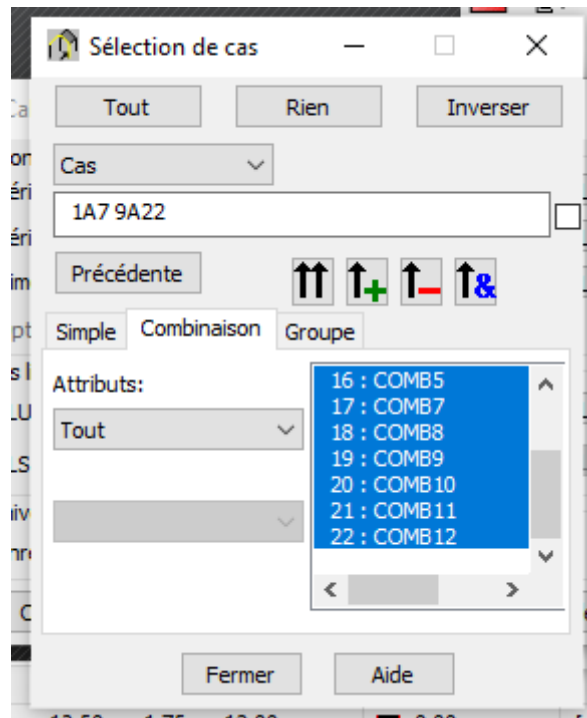


Figure 5.3: liste des combinaisons

Contre ventement selon laxe y :

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: 1046 contre veAULT_NAME_XXX

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L = 0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 18 COMB8 (1+2+3+4+5)*1.00+13*1.20

MATERIAU:

S 275 (S 275) fy = 275000.00 kPa



PARAMETRES DE LA SECTION: UPN 200

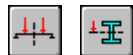
h=200.0 mm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=75.0 mm	Ay=1893.26 mm ²	Az=1707.26 mm ²	Ax=3202.26 mm ²
tw=8.5 mm	Iy=19105000.00 mm ⁴	Iz=1478130.00 mm ⁴	Ix=110300.00 mm ⁴
tf=11.5 mm	Wely=191050.00 mm ³	Welz=26948.88 mm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 52.33 kN	My,Ed = -1.11 kN*m	Mz,Ed = 0.05 kN*m	Vy,Ed = 0.01 kN
Nc,Rd = 880.62 kN	My,Ed,max = -1.11 kN*m	Mz,Ed,max = 0.05 kN*m	Vy,T,Rd = 300.57 kN
Nb,Rd = 202.17 kN	My,c,Rd = 52.54 kN*m	Mz,c,Rd = 7.41 kN*m	Vz,Ed = 0.78 kN

$M_{b,Rd} = 17.58 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$V_{z,T,Rd} = 271.05 \text{ kN}$
 $T_{t,Ed} = 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$
 Classe de la section = 3



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 0.00$ $M_{cr} = 30.55 \text{ kN}\cdot\text{m}$ Courbe,LT - d $X_{LT} = 0.33$
 $L_{cr,low} = 6.80 \text{ m}$ $\lambda_{LT} = 1.31$ $f_{i,LT} = 1.78$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$L_y = 6.80 \text{ m}$ $\lambda_{m,y} = 0.51$
 $L_{cr,y} = 3.40 \text{ m}$ $X_y = 0.84$
 $L_{m,y} = 44.02$ $k_{yy} = 1.12$



en z:

$L_z = 6.80 \text{ m}$ $\lambda_{m,z} = 1.82$
 $L_{cr,z} = 3.40 \text{ m}$ $X_z = 0.23$
 $L_{m,z} = 158.27$ $k_{yz} = 1.00$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.08 < 1.00$ (6.2.1(7))

$\sqrt{(\sigma_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\tau_{xy,Ed})^2} / (f_y / \gamma_{M0}) = 0.08 < 1.00$ (6.2.1.(5))

$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)

$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)

$\tau_{xy,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

$\tau_{tz,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\lambda_{m,y} = 44.02 < \lambda_{m,max} = 210.00$ $\lambda_{m,z} = 158.27 < \lambda_{m,max} = 210.00$ STABLE

$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.06 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))

$N_{Ed}/(X_{min} \cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.33 < 1.00$ (6.3.3.(4))

$N_{Ed}/(X_{min} \cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.32 < 1.00$ (6.3.3.(4))

Profil correct !!!

Contre ventement selon laxe X

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: 995 contre ventement **POINT:** 7

COORDONNEE: $x = 1.00 L = 6.02 \text{ m}$

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 17 COMB7 (1+2+3+4+5)*1.00+12*1.20

MATERIAU:

S 275 (S 275) $f_y = 275000.00 \text{ kPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: UPN 200

$h = 200.0 \text{ mm}$

$g_{M0} = 1.00$

$g_{M1} = 1.00$

b=75.0 mm	Ay=1893.26 mm ²	Az=1707.26 mm ²	Ax=3202.26 mm ²
tw=8.5 mm	Iy=19105000.00 mm ⁴	Iz=1478130.00 mm ⁴	Ix=110300.00 mm ⁴
tf=11.5 mm	Wely=191050.00 mm ³	Welz=26948.88 mm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N _{Ed} = 54.94 kN	My _{Ed} = -1.05 kN*m	Mz _{Ed} = 0.69 kN*m	Vy _{Ed} = 0.26 kN
Nc,Rd = 880.62 kN	My _{Ed,max} = -1.05 kN*m	Mz _{Ed,max} = 0.84 kN*m	Vy,T,Rd = 300.42 kN
Nb,Rd = 246.83 kN	My _{c,Rd} = 52.54 kN*m	Mz _{c,Rd} = 7.41 kN*m	Vz _{Ed} = -0.60 kN
			Vz,T,Rd = 270.95 kN
	Mb,Rd = 20.61 kN*m		Tt _{Ed} = 0.00 kN*m
			Classe de la section = 3



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 0.00	Mcr = 38.98 kN*m	Courbe,LT - d	XLT = 0.39
Lcr,low=6.02 m	Lam_LT = 1.16	fi,LT = 1.54	

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 6.02 m	Lam_y = 0.45
Lcr,y = 3.01 m	Xy = 0.87
Lamy = 38.97	ky = 1.10



en z:

Lz = 6.02 m	Lam_z = 1.61
Lcr,z = 3.01 m	Xz = 0.28
Lamz = 140.12	kyz = 1.18

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.12 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$\sqrt{(\text{Sig}_{x,Ed})^2 + 3*(\text{Tau}_{ty,Ed})^2}/(f_y/gM0) = 0.12 < 1.00 \quad (6.2.1.(5))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\text{Tau}_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}*gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\text{Tau}_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}*gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\text{Lambda}_{y} = 38.97 < \text{Lambda}_{max} = 210.00 \quad \text{Lambda}_{z} = 140.12 < \text{Lambda}_{max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.05 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_{min}*N_{Rk}/gM1) + k_{yy}*M_{y,Ed,max}/(XLT*M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz}*M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.33 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_{min}*N_{Rk}/gM1) + k_{zy}*M_{y,Ed,max}/(XLT*M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz}*M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.32 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

VI.5 : Conclusion :

L'UPN 200 convient come contreventement

CHAPITRE VII :

ETUDE SISMIQUES.

VII.1) Introduction :

Les actions sismiques sur un bâtiment sont des actions dynamiques complexes, elles se manifestent par des mouvements essentiellement horizontaux imposés aux fondations. Les constructions résistent à ces mouvements parades forces d'inertie dues à leurs masse qui s'opposent aux mouvements. Ce qui entraîne bien entendu des efforts dans les structures. Le but de l'étude dans cette partie l'analyse se fera dans les deux sens :

- *Sens X : perpendiculaire à la façade principale (ossature contreventée par palées)*
- *Sens-Y : parallèle à la façade principale (portiques auto stables ductiles).*

La détermination de la réponse de la structure et son dimensionnement peuvent se faire par les méthodes suivantes (RPA99 V2003) :

- *La méthode statique équivalente.*
- *La méthode d'analyse modale spectrale (spectre de réponse).*
- *La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.*

VII.2) critères de classification par le RPA99 version 2003 :

VII.2.1) classification des zones sismiques :

Le territoire national est divisé en quatre zones de sismicité croissante, définies sur la Carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune.

- **Zone 0** : *sismicité négligeable.*
- **Zone I** : *sismicité faible.*
- **Zone IIa et IIb** : *sismicité moyenne*
- **Zone III** : *sismicité élevée.*

VII.2.2) classification de l'ouvrage :

Pour notre cas, et d'après la carte et le tableau cite précédemment Tizi-Ouzou se situe dans la zone de sismicité moyenne **ZONE IIa** .

La classification des ouvrages se fait aussi sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

- **Groupe 1A** : ouvrage d'importance vitale.
- **Groupe 1B** : ouvrage de grande importance.
- **Groupe 2** : ouvrage courant ou d'importance moyenne.
- **Groupe 3** : ouvrage de faible importance.
- Notre ouvrage représente un bâtiment à usage multiple, il est considéré comme ouvrage courant

VII.2.3 : classification du site meuble (Art3.3 RPA99 version 2003) :

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol meuble de **catégorie 3**. Dans cette catégorie S3 , on retrouve les dépôts épais de sables et graviers moyennement dense ou d'argile moyennement raide caractérise par une vitesse de l'onde de cisaillement $V_s \geq 200$ m/s a partir de 10 m de profondeur.

VII.2.4 : choix de calcul de la méthode de calcul :

Pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente il est nécessaire que l'ouvrage réponde aux conditions suivantes :

- Régularité en plan et en élévation prescrite au chapitre **III** (art 2.5.2) avec une hauteur inférieure à 65 m en zones **I, II**, et à 30 m en zone **III** (art 4.1.2.2).
- Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable.

VII.3 : Méthode d'analyse spectrale modale :

VII.3.1 : introduction :

La méthode spectrale modale consiste à déterminer les modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendré par l'action sismique, cette dernière étant représenté par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres demandent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

VII.3.2 : Nombre de modes considérer :

D'après le RPA99/2003 pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonale, le nombre de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation tels que :

- *La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.*
- *Que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.*

VII.3.3 : calcul du spectre de réponse :

L'évaluation du risque sismique à prendre en compte pour une construction a risque spécial, choisir des séismes caractéristiques de chaque site, dits séisme de référence, qui permettent d'exprimer ce risque. Pour le besoin du calcul dynamique, ces séismes sont le plus souvent représenté sous forme de spectre de réponse spécifique au site ou plus rarement sous forme d'une fonction temporelle de l'accélération, de la vitesse ou du déplacement. L'action sismique est représentée par le spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \left\{ \begin{array}{l} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) \quad 0 < T < T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \quad T_1 < T < T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{Q}{R} \right) \quad T_2 < T < 0.3 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \left(\frac{Q}{R} \right) \quad T < 0.3 \end{array} \right\} .$$

A : coefficient d'accélération de zone, donne par le tableau (4.1.2) de RPA99/version 200.3) en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment.

η : facteur de correction d'amortissement donnée par la formule suivantes :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}}$$

ξ : est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages est donnée par le tableau 4.2 du RPA art 4.2.2

R : coefficient de comportement globale de la structure (tableau 4.3.2)

$T_1 T_2$ périodes caractéristique associées a la catégorie du site (tableau 4.7.2).

Q : facteur de qualité (tableau 4.4.2).

VII.3.4 coefficient de comportement :

Le coefficient de comportement global de la structure, sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 RPA 99/2003) en fonction du système de contreventement.

Dans la sens longitudinale on a une ossature contreventée par une palée triangulaire en X : $R_x = 4$

Dans la sens transversale on a une ossature contreventée par une palée triangulaire en Y : $R_y = 4$

B	Acier	
7	Portiques autostables ductiles	6
8	Portiques autostables ordinaires	4
9a	Ossature contreventée par palées triangulées en X	4
9b	Ossature contreventée par palées triangulées en V	3
10a	Mixte portiques/palées triangulées en X	5
10b	Mixte portiques/palées triangulées en V	4
11	Portiques en console verticale	2

Tableau 7.1 : valeurs du coefficient de comportement pour les portiques en acier

VII.3.5 : Facteur de correction d’amortissement :

La valeur de l’amortissement est donnée par le tableau suivant :

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau 7.2 : valeurs du facteur de correction d’amortissement

$\xi = 5 \% \text{ donc } 0.05 .$

Facteur de correction d’amortissement est donne par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+5}} = 1$$

VII.3.6 : facteur d'amplitude dynamique :

Le facteur d'amplification dynamique moyen est en fonction de la catégorie de site est de correction d'amortissement (ξ) et de la période fondamentale de la structure de la structure (T).

Facteur de qualité :

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

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

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q =$$

Critère q »	P_q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

Tableau 7.3 : valeurs du facteur de qualité Q

Critere Q	Valeur de $Pq(x)$		Valeur de $Pq(y)$	
	observation	Pénalité	observation	Pénalité
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	oui	0	oui	0
2. Redondance en plan	non	0.05	non	0.05
3. Régularité en plan	oui	0	oui	0
4. Régularité en élévation	oui	0	oui	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	non	0.05	non	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	non	0.1	non	0.1
	$Q_x = 1.2$		$Q_y = 1.2$	

Tableau 7.3 : valeurs du facteur de qualité Q pour notre structure.

VII.3.7 : Analyse modale :

L'analyse modale spectrale désigne la méthode de calcul des effets maximaux du séisme sur une structure. Elle est caractérisée par une sollicitation sismique décrite sous forme d'un spectre de réponse. Le spectre est caractérisé par les données suivantes :

- Zone sismique **IIA**
- Groupe d'usage 2
- Site meuble (S3)
- Pourcentage d'amortissement ($\xi = 0.05$)
- Coefficient de comportement $R_x = 4$ et $R_y = 4$
- Facteur de qualité $Q_x = 1.2$ et $Q_y = 1.2$

VII.3.7.1 : calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule suivante :

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

D'après l'article du RPA 99/2003, la résultante des forces sismique la base V_i obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode spectrale modale V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

VII.3.7.2 : coefficient d'accélération :

Le coefficient d'accélération est donné par le tableau (4.1.2) du RPA en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Dns notre cas :

- Notre bâtiment est de groupe d'usage 2
- Zone sismique **II a**.

$$\text{Donc } A = 0.25$$

VII.3.7.3 : facteur d'amplitude dynamique :

En fonction de la catégorie de site, du facteur d'amortissement et de la période fondamentale de la structure on détermine le facteur d'amplitude dynamique.

$$D = \left\{ \begin{array}{ll} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3_s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 0.3_s \end{array} \right\}$$

Avec T_1 et T_2 périodes caractéristiques associées à la catégorie du site :

Site	S_1	S_2	S_3	S_4
T_1	0.15	0.15	0.15	0.15
T_2	0.30	0.40	0.50	0.70

Tableau 7.4 : valeurs des périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

➤ Estimation de la période fondamentale de la structure :

1. La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empirique ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.
2. On a $T = 0.51$ s résultats donnée par le logiciel robot
3. D'après le RPA 2003 pour l'estimation de la période fondamentale de la structure dit que (les valeurs de T calculées à partir des formules de ray Leigh ou des méthodes numérique ne doivent pas dépasse celle estimées à partir des formules empiriques appropries de plus de 30%)
4. Pour mieux interpréter tout cela (l'article 4.2.4 RPA) à proposer à ce que le choix de la période de calcul de l'effort tranchant à la base soit limiter comme suit :

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_t h_n^{3/4} \dots \dots \dots \text{article (4.2.4) RPA 2003}$$

h_n : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) .

C_t : coefficient qui on fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le tableau 4.6 RPA 2003.

Cas n°	Système de contreventement	C _T
1	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

Tableau 7.5 : valeur du coefficient C_t

Dans notre cas on a C_t = 0.05

a) Formule numéro 1 :

$$T = C_i h_n^{3/4} \dots\dots\dots (4.6)$$

$$T = 0.05 * 16^{3/4}$$

$$T = 0.4$$

b) Formule numéro 2 :

$$T = \frac{0.09 * h}{\sqrt{d}} \dots\dots\dots (4.7)$$

d est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée. Dans ce cas de figure il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par (4.6) et (4.7).

Dans la direction X (sens longitudinale) :

$$T = \frac{0.09 * h}{\sqrt{d}} = \frac{0.09 * 16}{\sqrt{27}} = 0.27$$

P_{x empirique} : min (0.4 ; 0.27) = 0.27..... la période de RPA suivant X

Dans la direction Y (sens transversale) :

$$T = \frac{0.09 \cdot h}{\sqrt{d}} = \frac{0.09 \cdot 16}{\sqrt{33}} = 0.25$$

P_y empirique : $\min(0.4 ; 0.25) = 0.25 \dots \dots \dots$ la période de RPA suivant Y

Pour le choix de calcul de D on va utiliser directement les périodes du RPA calculer sans majoration.

Selon l'axe X : $T_2 = 0.50 > T_{x emp} = 0.27$ donc on est dans le 1^{er} cas

➤ $D = 2.5\eta = 2.5$

Selon l'axe Y : $T_2 = 0.50 > T_{y emp} = 0.25$ donc on est dans le 1^{er} cas

➤ $D = 2.5\eta = 2.5$

▪ Valeurs des modes propres depuis Autodesk robot 2019

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
11/ 1	1,22	0,82	0,00	19,54	0,0	0,00	19,54	0,0	1919745,29	1919745,29	0,0
11/ 2	1,31	0,76	0,00	48,36	0,0	0,00	28,82	0,0	1919745,29	1919745,29	0,0
11/ 3	1,31	0,76	0,00	48,36	0,0	0,00	0,00	0,0	1919745,29	1919745,29	0,0
11/ 4	1,68	0,59	46,56	48,36	0,0	46,56	0,00	0,0	1919745,29	1919745,29	0,0
11/ 5	1,79	0,56	74,56	48,36	0,0	28,00	0,00	0,0	1919745,29	1919745,29	0,0
11/ 6	1,86	0,54	78,60	48,36	0,0	4,04	0,00	0,0	1919745,29	1919745,29	0,0
11/ 7	1,97	0,51	78,62	48,36	0,0	0,02	0,00	0,0	1919745,29	1919745,29	0,0
11/ 8	2,10	0,48	83,18	48,36	0,0	4,56	0,00	0,0	1919745,29	1919745,29	0,0
11/ 9	2,14	0,47	83,22	48,36	0,0	0,04	0,00	0,0	1919745,29	1919745,29	0,0
11/ 10	2,29	0,44	83,51	48,36	0,0	0,29	0,00	0,0	1919745,29	1919745,29	0,0
11/ 11	2,32	0,43	83,52	48,36	0,0	0,01	0,00	0,0	1919745,29	1919745,29	0,0
11/ 12	2,36	0,42	83,52	48,36	0,0	0,00	0,00	0,0	1919745,29	1919745,29	0,0
11/ 13	2,39	0,42	84,25	48,36	0,0	0,73	0,00	0,0	1919745,29	1919745,29	0,0
11/ 14	2,47	0,40	84,30	48,36	0,0	0,06	0,00	0,0	1919745,29	1919745,29	0,0
11/ 15	2,54	0,39	84,30	49,23	0,0	0,00	0,87	0,0	1919745,29	1919745,29	0,0
13/ 33	4,30	0,23	93,00	61,26	0,0	0,00	0,00	0,0	1919745,29	1919745,29	0,0
13/ 34	4,33	0,23	93,00	61,48	0,0	0,00	0,22	0,0	1919745,29	1919745,29	0,0
13/ 35	4,41	0,23	93,35	61,48	0,0	0,35	0,00	0,0	1919745,29	1919745,29	0,0
13/ 36	4,78	0,21	93,35	81,08	0,0	0,00	19,61	0,0	1919745,29	1919745,29	0,0
13/ 37	4,78	0,21	93,35	81,08	0,0	0,00	0,00	0,0	1919745,29	1919745,29	0,0
13/ 38	5,06	0,20	93,36	81,08	0,0	0,01	0,00	0,0	1919745,29	1919745,29	0,0
13/ 39	5,78	0,17	93,48	81,08	0,0	0,13	0,00	0,0	1919745,29	1919745,29	0,0
13/ 40	6,17	0,16	93,48	95,16	0,0	0,00	14,08	0,0	1919745,29	1919745,29	0,0
13/ 41	6,19	0,16	93,48	95,16	0,0	0,00	0,00	0,0	1919745,29	1919745,29	0,0
13/ 42	6,32	0,16	93,48	95,16	0,0	0,00	0,00	0,0	1919745,29	1919745,29	0,0
13/ 43	6,49	0,15	93,50	95,16	0,0	0,01	0,00	0,0	1919745,29	1919745,29	0,0
13/ 44	6,76	0,15	93,53	95,16	0,0	0,04	0,00	0,0	1919745,29	1919745,29	0,0
13/ 45	6,83	0,15	93,55	95,16	0,0	0,01	0,00	0,0	1919745,29	1919745,29	0,0
13/ 46	6,88	0,15	93,55	95,16	0,0	0,00	0,00	0,0	1919745,29	1919745,29	0,0
13/ 47	6,94	0,14	93,77	95,16	0,0	0,22	0,00	0,0	1919745,29	1919745,29	0,0
13/ 48	6,97	0,14	93,78	95,16	0,0	0,01	0,00	0,0	1919745,29	1919745,29	0,0
13/ 49	7,09	0,14	93,78	95,16	0,0	0,00	0,00	0,0	1919745,29	1919745,29	0,0
13/ 50	7,16	0,14	93,82	95,16	0,0	0,04	0,00	0,0	1919745,29	1919745,29	0,0

Tableau 7.6 : valeur des modes propres du logiciel.

Avec

période	Condition sur T	Période choisie
T_x	$1.3 T_{empirique} < T_{analytique}$	$T_x = 1.3 T_{empirique} = 0.35$
T_y	$1.3 T_{empirique} < T_{analytique}$	$T_y = 1.3 T_{empirique} = 0.32$

Condition sur T	Période choisie
$T_{analytique} < T_{empirique}$	$T = T_{empirique}$
$T_{empirique} < T_{analytique} < 1.3 T_{empirique}$	$T = T_{analytique}$
$1.3 T_{empirique} < T_{analytique}$	$T = 1.3 T_{empirique}$

	T_{robot}	comparatif	$1.3T$ du RPA
X	0.82	>	0.35
Y	0.76	>	0.32

Tableau 7.7 : vérification des périodes

VII.3.8 : vérification de l'effort tranchant à la base :

VII.3.8.1 : calcul du poids de la structure :

W est égale à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i)

$$W = \sum W_i \text{ avec } W_i = W_{gi} + BW_{qi}$$

W_{gi} = poids des charges permanentes

W_{qi} = charge d'exploitation

B = coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donne par le tableau 4.5 de de l'RPA 99 version 2003 qui est égale à 0.20

Noeud/Cas	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
47/ 15 (C)	0,00	0,00	307,63	-0,01	0,00	-0,00
49/ 15 (C)	0,00	0,00	301,65	-0,01	0,00	0,00
51/ 15 (C)	-0,00	0,00	295,66	-0,01	-0,00	-0,00
53/ 15 (C)	0,00	0,00	289,68	-0,01	0,00	0,00
55/ 15 (C)	0,00	0,00	283,70	-0,01	0,00	-0,00
57/ 15 (C)	0,30	21,23	335,59	0,28	0,60	0,00
59/ 15 (C)	-0,00	-15,38	325,55	-0,83	-0,00	-0,00
61/ 15 (C)	0,00	0,06	307,64	-0,12	0,00	-0,00
63/ 15 (C)	0,00	17,86	315,30	0,56	0,00	0,00
65/ 15 (C)	-0,00	-17,36	308,97	-0,62	-0,00	-0,00
67/ 15 (C)	-0,00	13,46	300,24	0,85	-0,00	0,00
69/ 15 (C)	0,26	-19,89	298,72	-0,28	0,53	-0,00
71/ 15 (C)	18,21	0,01	335,93	-0,03	0,59	0,02
73/ 15 (C)	-0,00	0,00	313,63	-0,01	-0,00	0,00
75/ 15 (C)	0,00	0,00	307,64	-0,01	0,00	-0,00
77/ 15 (C)	0,00	0,00	301,66	-0,01	0,00	0,00
79/ 15 (C)	-0,00	0,00	295,68	-0,01	-0,00	-0,00
81/ 15 (C)	0,00	0,00	289,70	-0,01	0,00	0,00
83/ 15 (C)	16,31	-0,01	298,40	0,00	0,48	-0,01
85/ 15 (C)	-22,66	21,23	355,28	0,27	-1,94	-0,01
87/ 15 (C)	0,00	-15,37	325,56	-0,83	0,00	0,01
89/ 15 (C)	0,00	0,06	307,65	-0,12	0,00	-0,00
91/ 15 (C)	-0,00	17,86	315,31	0,56	-0,00	0,00
93/ 15 (C)	-0,00	-17,36	308,98	-0,62	-0,00	-0,00
95/ 15 (C)	0,00	13,46	300,25	0,85	0,00	-0,00
97/ 15 (C)	-20,08	-19,89	316,26	-0,28	-1,62	0,01
Cas 15 (C)	COMB100					
Somme totale	0,00	0,0	15239,22	-0,60	0,00	-0,00
Somme réaction	0,00	-0,00	15239,22	244887,94	-205729,42	-0,00
Somme efforts	0,0	-0,00	-15239,22	-244887,94	205729,42	-0,00
Vérification	0,00	-0,00	-0,00	-0,00	0,00	-0,00
Précision	1,53757e-06	2,18004e-22				

Tableau 7.8 : valeur du poids propre de la structure

$W = 15239.22 \text{ kn}$

• $V_x = \frac{A \cdot D \cdot Q_x}{R_x} \cdot W \quad V_x = \frac{0.25 \cdot 2.5 \cdot 1.2}{4} \cdot 15239.22 \quad V_x = 2857.35 \text{ kn}$

- $$V_y = \frac{A * D * Q_x * W}{R_y} \quad V_y = \frac{0.25 * 2.5 * 1.2}{4} * 15239.22 \quad V_y = 2857.35 \text{ kn}$$

$80\% V_x = 2285.83 \text{ kn}$

$80\% V_y = 2285.83 \text{ kn}$

La résultante des forces sismique a la base V_t obtenue par combinaison des valeurs spectrale modale ne doit pas être inférieure a 80% de la résultantes des forces sismiques déterminer et trouver à partir de la période fondamentale donnée par la formule empirique approprie.

Spectre	V_t	vérification	80% de V
Ex	2468.24	C.V	2285.35
Ey	1980	C.N.V	2285.35

Tableau 7.9 : comparaison des résultat de V_t avec 80% de v

Les résultats ne sont pas vérifiés il en va de soi de redimensionner non poteaux en augmentant leur section

Première essaie avec des HEA 340

Spectre	V_t	vérification	80% de V
Ex	3595.55	C.V	2285.35
Ey	2320	C.V	2285.35

Tableau 7.10: comparaison des résultat de V_t avec 80% de v

VII.3.9 : calcul du déplacement :

Le déplacement horizontal à chaque niveau 'K' de la structure est calcul comme suit :

$\delta = R * \delta_{ek} \dots\dots\dots (4.19)$

δ_{ek} = déplacement du aux forces sismique

R= coefficient de comportement

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré (article 5.10 RPA) .

Le calcul de déplacements correspond aux charges sismique E_x et E_y .

Cas/Etage	UX [cm]	UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]	d UX	d UY	Max UX [cm]	Max UY [cm]	Min UX [cm]	Min UY [cm]
14/ 1	0,3	0,0	0,3	0,0	0,00	0,00	0,6	0,1	0,0	0,0
14/ 2	0,6	0,0	0,3	0,0	0,00	0,00	1,1	0,2	0,1	0,0
14/ 3	0,8	0,0	0,2	0,0	0,00	0,00	1,4	0,3	0,1	0,0
14/ 4	1,5	0,0	0,7	0,0	0,00	0,00	1,7	0,3	1,3	0,1

Tableau 7.11 : valeurs des déplacements selon l'axe X

Cas/Etage	UX [cm]	UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]	d UX	d UY	Max UX [cm]	Max UY [cm]	Min UX [cm]	Min UY [cm]
15/ 1	0,0	1,0	0,0	1,0	0,00	0,00	0,0	1,6	0,0	0,0
15/ 2	0,0	1,9	0,0	0,8	0,00	0,00	0,1	3,0	0,0	0,0
15/ 3	0,0	2,3	0,0	0,5	0,00	0,00	0,1	3,7	0,0	0,0
15/ 4	0,1	2,5	0,1	0,2	0,00	0,00	0,2	3,8	0,1	0,5

Tableau 7.12 : valeurs des déplacements selon l'axe Y

Vérification des déplacements selon E_x :

niveau	$\delta k(m)$	$\Delta k (m)$	1% étage	observation
Terrasse	0.015	0.007	0.04	vérifier
Etage 3	0.008	0.002	0.04	Vérifier
Etage 2	0.006	0.003	0.04	Vérifier
Etage 1	0.003	0.003	0.04	vérifier

Tableau 7.13 : vérification des déplacements selon l'axe X

Vérification des déplacements selon E_y :

niveau	$\delta k(m)$	$\Delta k (m)$	1% étage	observation
Terrasse	0.025	0.002	0.04	Vérifiée
Etage 3	0.023	0.004	0.04	Vérifiée
Etage 2	0.019	0.009	0.04	Vérifiée
Etage 1	0.01	0.01	0.04	Vérifiée

Tableau 7.14 : vérification des déplacements selon l'axe Y

VII.3.10 : l'effet P- Δ :

Définition :

L'effet P- Δ est un phénomène qui fait référence aux changements brusques du cisaillement du sol, du moment de renversement et/ ou d'un composant structurel suffisamment haut lorsqu'il est soumis à un déplacement latérale.

Les effets du 2^{eme} ordre ou plus communément appelle effets P- Δ peuvent être négliger dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite a tous les niveaux :

$$\theta = \frac{Pk.\Delta k}{Vk.hK} \leq 0.10$$

- Pk : poids totale de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k

$$Pk = \sum (W gi + B W qi) \dots\dots\dots(\text{paragraphe 4.2.3 RPA})$$

- Vk = effort tranchant d'étage au niveau k $Vk = \sum Fi$
- Δk = déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1
- hk = hauteur de l'étage .

Cas/Etage	Nom	Masse [kg]	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	Ix [kgm ²]	Iy [kgm ²]	Iz [kgm ²]	ex0 [m]	ey0 [m]	ex2 [m]	ey2 [m]
1/ 1	Etage 1	49438,79	16,36 13,52 3,4	16,50 13,50 3,4	3845377,17	5327598,54	9056376,57	0,14	0,02	0,0	0,0
1/ 2	Etage 2	49438,79	16,36 13,52 7,4	16,50 13,50 7,4	3845377,17	5327598,54	9056376,57	0,14	0,02	0,0	0,0
1/ 3	Etage 3	49438,79	16,36 13,52 11,	16,50 13,50 11,	3845377,17	5327598,54	9056376,57	0,14	0,02	0,0	0,0
1/ 4	Etage 4	6673,72	27,50 13,50 15,	27,50 13,50 15,	81213,18	103005,52	166730,44	0,0	0,00	0,0	0,0

Tableau 7.14 : valeur des masses de chaque étages

niveau	Pk	Δk	Vk	hk	θ	Etat
Terrasse	760.72	0.007	104.63	4.00	0.012	C.V
Etage 3	3510.98	0.002	573.88	4.00	0.003	C.V
Etage 2	9226.62	0.003	920.29	4.00	0.007	C.V
Etage 1	14447.88	0.003	1266.7	4.00	0.008	C.V

Tableau 7.13 : vérification dans le sens X de l'effet P- Δ

niveau	Pk	Δk	Vk	hk	θ	Etat
Terrasse	760.72	0.007	54.43	4.00	0.02	C.V
Etage 3	3510.98	0.002	425.26	4.00	0.004	C.V
Etage 2	9226.62	0.003	685.83	4.00	0.01	C.V
Etage 1	14447.88	0.003	946.4	4.00	0.01	C.V

Tableau 7.14 : vérification dans le sens Y de l'effet P- Δ

VII.3.11 : vérification au renversement :

Le moment de renversement peut être causé par l'action sismique qui doit être calculé par rapport au niveau du contact sol-fondation. Le moment stabilisant sera calculé en prenant compte du poids total équivalent au poids de la structure, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblais .

Elle se traduit par la vérification dans les deux sens :

$$M_s \geq 1,5 M_r \dots\dots\dots \text{(lois tiré du RPA Art 4.4.1)}$$

Mr : moment de renversement obtenu depuis les résultats d'analyse par le logiciel

*Ms : moment stabilisant qui est égal à W*l/2*

Dans notre cas l/2 représente la distance entre le centre de gravité et un point d'extrémité de notre ouvrage.

<i>sens</i>	<i>L</i>	<i>M_s</i>	<i>M_r</i>	<i>1.5 M_r</i>	<i>Condition</i>
<i>X-X</i>	<i>33</i>	<i>209863.5</i>	<i>11589</i>	<i>17383.5</i>	<i>C.V</i>
<i>Y-Y</i>	<i>27</i>	<i>167890.8</i>	<i>11358</i>	<i>17037</i>	<i>C.V</i>

Tableau 7.15 : comparaison des moment résistant.

VII.3.12 : Comparaison entre l'effort sismique et la force au vent :

Afin de déterminer l'effort le plus défavorable qui sollicite notre ouvrage, on doit passer par une comparaison dans les deux sens

VII.3.12.1 : Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

La résultante des efforts sismiques a la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$F_{ix} = \frac{(V_x - F_t) * W_i * h_i}{\sum W_j * h_j} \text{ et } F_{iy} = \frac{(V_y - F_t) * W_i * h_i}{\sum W_j * h_j} \dots\dots\dots (4.11)$$

F_i = force horizontale applique au niveau i .

F_t = la force concentrée au sommet de la structure.

V = la force sismique total.

h_t = niveau du plancher.

h_j = niveau d'un plancher quelconque.

$$\text{Si } T \geq 0.7 \quad F_t = 0.07 * T * V$$

$$\text{Si } T \leq 0.7 \quad F_t = 0 \quad (\text{l'article 4.2.5 de L RPA 99 version 2003})$$

$$\text{On a } \begin{cases} T_x = 0.27 < F_t = 0 \\ T_y = 0.24 < F_t = 0 \end{cases}$$

$$\begin{aligned} \sum W_j * h_j &= (14447 * 4) + (9226.62 * 8) + (3510.98 * 12) + (760.72 * 16) \\ &= 185907.76 \text{ kn.m} \end{aligned}$$

Suivant X :

$$F_{1x} = F_{1y} = \frac{2857.35 * 494.38 * 4}{18590.76} = 303.93 \text{ kn}$$

$$F_{2x} = F_{2y} = \frac{2857.35 * 494.38 * 8}{18590.76} = 607.87 \text{ kn}$$

$$F_{3x} = F_{3y} = \frac{2857.38 * 494.38 * 12}{18590.76} = 911.81 \text{ kn}$$

$$F_{4x} = F_{4y} = \frac{2857.38 * 66.38 * 16}{18590.76} = 163.23 \text{ kn}$$

$$\sum F_x = \sum F_y = 1986.84 \text{ kn}$$

Distribution de la force du vent : (au niveau du plancher)

$$V_{x1} = V_{y1} = 67.95 * 10^2 * (4/2) * 33 = 44.22 \text{ kn}$$

$$V_{x2} = V_{y2} = 67.95 * 10^2 * (4/2) * 33 = 44.22 \text{ kn}$$

$$V_{x3} = V_{y3} = 67.95 * 10^2 * (4/2) * 33 = 44.22 \text{ kn}$$

$$V_{x4} = V_{y4} = 67.95 * 10^2 * (4/2) * 11 = 14.47 \text{ kn}$$

Au niveau du plancher :

$$V_x = V_y = 67.95 * 10^2 * (4/2) * 11 = 14.47 \text{ kn}$$

Comparaison :

	V_y	Comparaison	F_y
$\sum V_{Plancher}$	147.4 kn	<	1986.84 kn
$t_{terrasse}$	14.47 kn	<	1986.84 kn

Conclusion :

On a constaté que l'effort sismique est beaucoup plus important par rapport à l'effort que le vent a engendré le rapport entre les deux est de l'ordre de 13.47 % pour les plancher et de 137.30%.

CHAPITRE VIII :
VÉRIFICATION DES
ÉLÉMENTS.

VIII.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 qui lui seraient appliquées.

Le calcul se fait sous les combinaisons d'actions les plus défavorables auxquelles ils pourraient être soumis durant toute période d'exploitation de l'ouvrage.

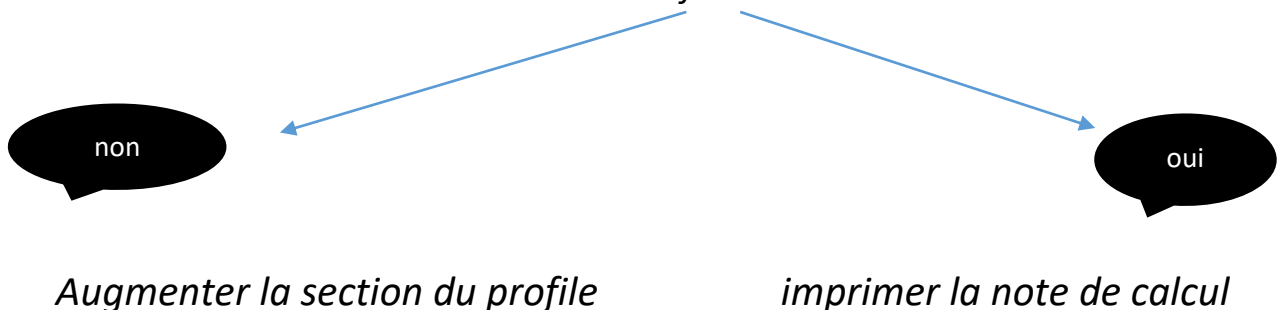
Les sollicitations obtenues servent à la vérification des éléments.

Elles servent également au calcul des assemblages ainsi que celui de l'infrastructure.

VIII.2 / Méthode de travail :

Les étapes que l'on doit suivre pour réaliser notre modélisation sont les suivantes :

1. Pré dimensionnement
2. Insérer les lignes de construction
3. Insérer les profiles
4. Insertion d'appuis
5. Application des relâchements au niveau des barres
6. Application des chargements
7. Lancer le calcul
8. Vérification

**Ok**

VIII.3 / étapes de modélisation :**VIII.3.1 / Matériaux utilisé :****a. Acier :**

- La résistance a la traction : $f_u = 360 \text{ MPa}$
- La limite élastique : $f_y = 275 \text{ MPa}$
- Le module de Young : $E = 20\,000 \text{ MPa}$
- Masse volumique : 7850 Kg /m^3
- Le coefficient de poisson : $\nu = 0.3$
- Module de cisaillement : $G = E/(2(1+\nu))$
- Coefficient de dilatation thermique : $\alpha = 12 \cdot 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}$

b. Béton :

Le béton utilise est défini , du pont de vue mécanique par :

- La résistance a la compression a 28 jours : $f_c = 25 \text{ MPa}$
- La résistance a la traction a 28 jours est déduit de celle de compression par la relation :
$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$
- La masse volumique : $\rho = 2500 \text{ kg /m}^3$
- D'après l'article A.2.1,21 du BAEL 99 [xx] , lorsque la durée d'application des contraintes est inferieur a 24 heurs , le module de déformation longitudinale instantanée du béton (E_{ij}) est égal a :
$$E_{ij} = 11000 f_{c_j}^{1/3} = 32164.20 \text{ MPa}$$

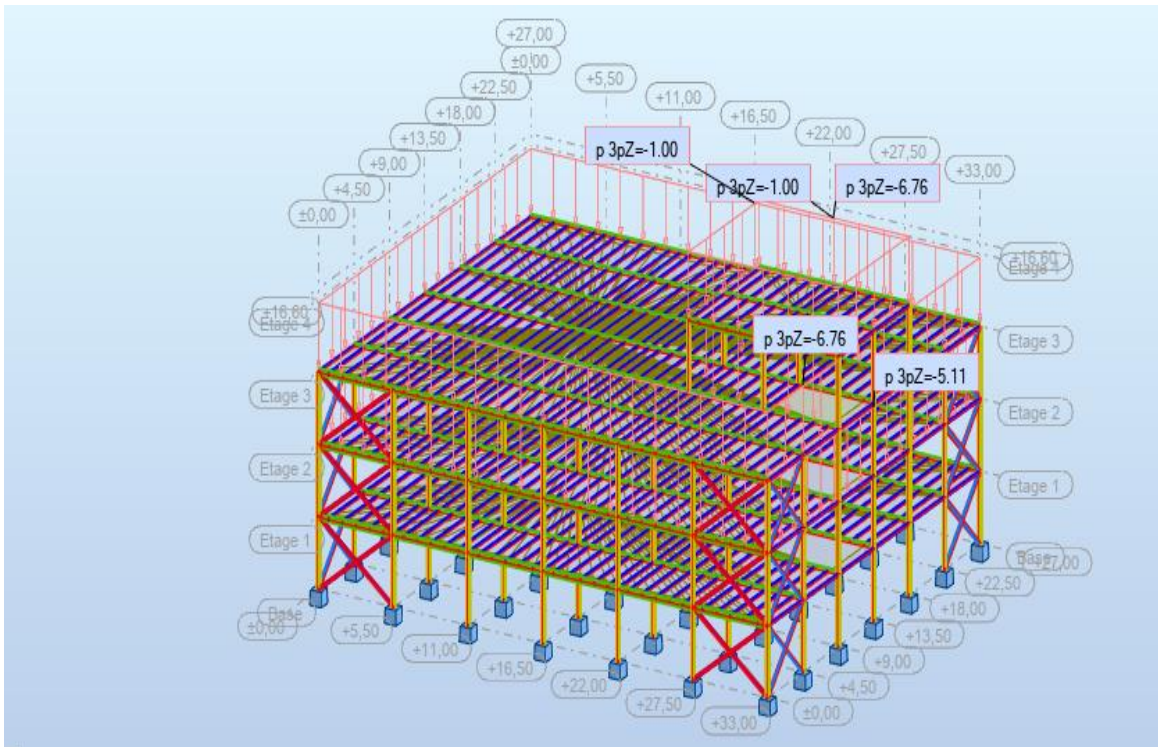


Figure 8.1 vue en 3D

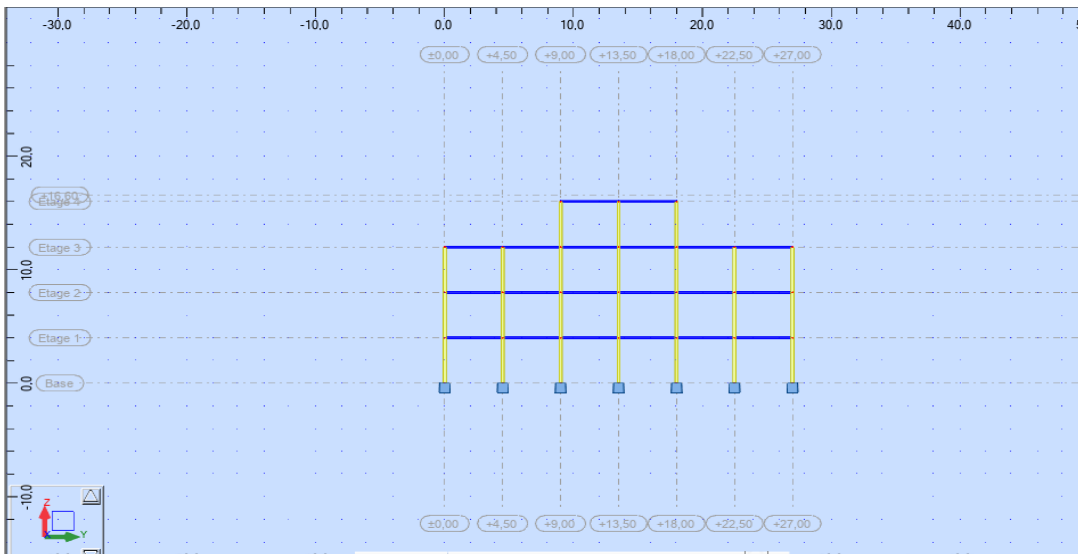


Figure 8.2 vue en élévation de face

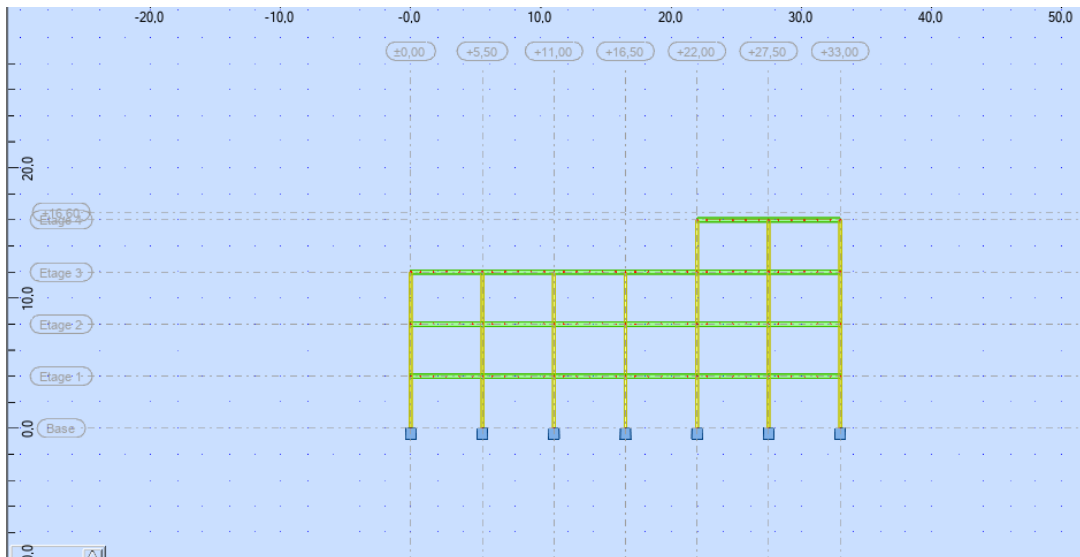


Figure 8.3 vue en élévation de la face pignon

Charges et caractéristiques :

Cas	Type de charge	Liste												
1.PERM1	poids propre	1A1080	Structure enti	-Z	Coef=1,00	MEMO:								
2.plancher ter	(EF) surfacique 3p (conta 86		PX1=0,0	PY1=0,0	PZ1=-6,76	PX2=0,0	PY2=0,0	PZ2=0,0	PX3=0,0	PY3=0,0	PZ3=0,0	N1X=0,0	N1Y=0,0	N
2.plancher ter	(EF) surfacique 3p (conta 87		PX1=0,0	PY1=0,0	PZ1=-6,76	PX2=0,0	PY2=0,0	PZ2=0,0	PX3=0,0	PY3=0,0	PZ3=0,0	N1X=0,0	N1Y=0,0	N
3.plancher co	(EF) surfacique 3p (conta 88		PX1=0,0	PY1=0,0	PZ1=-5,25	PX2=0,0	PY2=0,0	PZ2=0,0	PX3=0,0	PY3=0,0	PZ3=0,0	N1X=0,0	N1Y=0,0	N
3.plancher co	(EF) surfacique 3p (conta 89		PX1=0,0	PY1=0,0	PZ1=-5,25	PX2=0,0	PY2=0,0	PZ2=0,0	PX3=0,0	PY3=0,0	PZ3=0,0	N1X=0,0	N1Y=0,0	N
5.sur charge	(EF) surfacique 3p (conta 88		PX1=0,0	PY1=0,0	PZ1=-2,50	PX2=0,0	PY2=0,0	PZ2=0,0	PX3=0,0	PY3=0,0	PZ3=0,0	N1X=0,0	N1Y=0,0	N
5.sur charge	(EF) surfacique 3p (conta 89		PX1=0,0	PY1=0,0	PZ1=-2,50	PX2=0,0	PY2=0,0	PZ2=0,0	PX3=0,0	PY3=0,0	PZ3=0,0	N1X=0,0	N1Y=0,0	N
6.entretien	(EF) surfacique 3p (conta 86		PX1=0,0	PY1=0,0	PZ1=-1,00	PX2=0,0	PY2=0,0	PZ2=0,0	PX3=0,0	PY3=0,0	PZ3=0,0	N1X=0,0	N1Y=0,0	N
6.entretien	(EF) surfacique 3p (conta		PX1=0,0	PY1=0,0	PZ1=-1,00	PX2=0,0	PY2=0,0	PZ2=0,0	PX3=0,0	PY3=0,0	PZ3=0,0	N1X=0,0	N1Y=0,0	N
7.NE11	(EF) surfacique 3p (conta 87		PX1=0,0	PY1=0,0	PZ1=-0,28	PX2=0,0	PY2=0,0	PZ2=0,0	PX3=0,0	PY3=0,0	PZ3=0,0	N1X=0,0	N1Y=0,0	N
7.NE11	(EF) surfacique 3p (conta 86		PX1=0,0	PY1=0,0	PZ1=-0,28	PX2=0,0	PY2=0,0	PZ2=0,0	PX3=0,0	PY3=0,0	PZ3=0,0	N1X=0,0	N1Y=0,0	N
6.entretien	(EF) surfacique 3p (conta 87		PX1=0,0	PY1=0,0	PZ1=-1,00	PX2=0,0	PY2=0,0	PZ2=0,0	PX3=0,0	PY3=0,0	PZ3=0,0	N1X=0,0	N1Y=0,0	N
*														

Tableau 8.1 :charge est caractéristique

Combinaison d'action :

Combinaison	Nom	Type d'analyse	Type de la	Nature du cas	Définition
9 (C)	COMB2	Combinaison lin	ELU	Structurelle	$(1+2)*1.35+7*1.50$
10 (C)	COMB3	Combinaison lin	ELU	Structurelle	$(1+3)*1.35+5*1.50$
14 (C)	COMB de verif	Combinaison lin	ELU	Structurelle	$(1+2+3)*1.00+(4+5)*0.20$
15 (C)	COMB100	Combinaison lin	ELU	Structurelle	$(4+5)*0.20+(1+2+3)*0.80$
16 (C) (CQC)	COMB5	Combinaison lin	ELU	Structurelle	$(1+2+3)*0.80+12*1.20$
17 (C) (CQC)	COMB7	Combinaison lin	ELU	Structurelle	$(1+2+3+4+5)*1.00+12*1.20$
18 (C) (CQC)	COMB8	Combinaison lin	ELU	Structurelle	$(1+2+3+4+5)*1.00+13*1.20$
19 (C) (CQC)	COMB9	Combinaison lin	ELU	Structurelle	$(1+2+3+12)*1.00$
20 (C) (CQC)	COMB10	Combinaison lin	ELU	Structurelle	$(1+2+3+13)*1.00$
21 (C) (CQC)	COMB11	Combinaison lin	ELU	Structurelle	$(1+2+3+4+5+12)*1.00$
22 (C) (CQC)	COMB12	Combinaison lin	ELU	Structurelle	$(1+2+3+4+5+13)*1.00$

Tableau 8.2 : combinaison d'action

Vérification des éléments :

a- Les poteaux :

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: 145 Poteau_145

POINT: 1

COORDONNEE: $x = 0.00 L = 0.00 m$

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 11 Gc + Qb $(1+7)*1.35+8*1.50$

MATERIAU:

S 275 (S 275) $f_y = 275.00 N/mm^2$



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 240

$h=23.0 cm$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=24.0 cm$	$A_y=64.54 cm^2$	$A_z=25.18 cm^2$	$A_x=76.84 cm^2$
$tw=0.8 cm$	$I_y=7763.18 cm^4$	$I_z=2768.81 cm^4$	$I_x=41.74 cm^4$
$tf=1.2 cm$	$W_{ply}=744.62 cm^3$	$W_{plz}=351.69 cm^3$	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = 149.61 kN$	$M_{y,Ed} = 0.74 kN*m$	$M_{z,Ed} = 0.57 kN*m$	$V_{y,Ed} = 0.44 kN$
$N_{c,Rd} = 2113.10 kN$	$M_{y,Ed,max} = -2.11 kN*m$	$M_{z,Ed,max} = -1.18 kN*m$	$V_{y,T,Rd} = 1024.69 kN$
$N_{b,Rd} = 1442.24 kN$	$M_{y,c,Rd} = 204.77 kN*m$	$M_{z,c,Rd} = 96.71 kN*m$	$V_{z,Ed} = -0.71 kN$
	$M_{N,y,Rd} = 204.77 kN*m$	$M_{N,z,Rd} = 96.71 kN*m$	$V_{z,T,Rd} = 399.78 kN$
			$T_{t,Ed} = 0.00 kN*m$



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 4.00 m Lam_y = 0.46
 Lcr,y = 4.00 m Xy = 0.90
 Lamy = 39.80 kzy = 0.37



en z:

Lz = 4.00 m Lam_z = 0.77
 Lcr,z = 4.00 m Xz = 0.68
 Lamz = 66.64 kzz = 0.66

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.07 < 1.00$ (6.2.4.(1))
 $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.01 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) * g_{M0}) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)
 $\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) * g_{M0}) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\lambda_{y} = 39.80 < \lambda_{y,max} = 210.00$ $\lambda_{z} = 66.64 < \lambda_{z,max} = 210.00$ STABLE
 $N_{Ed}/(X_y * N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} * M_{y,Ed,max}/(XLT * M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} * M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.09 < 1.00$ (6.3.3.(4))
 $N_{Ed}/(X_z * N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} * M_{y,Ed,max}/(XLT * M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} * M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.12 < 1.00$ (6.3.3.(4))

Profil correct !!!

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: 1086 Poteau_45

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L = 0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 17 COMB7 (1+2+3+4+5)*1.00+12*1.20

MATERIAU:

S 275 (S 275) fy = 275000.00 kPa



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 340

h=330.0 mm gM0=1.00 gM1=1.00
 b=300.0 mm Ay=11038.50 mm² Az=4494.75 mm² Ax=13347.00 mm²
 tw=9.5 mm Iy=276931000.00 mm⁴ Iz=74360000.00 mm⁴ Ix=1277100.00 mm⁴
 tf=16.5 mm Wply=1850480.00 mm³ Wplz=755950.00 mm³

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N_{Ed} = 487.28 kN My,Ed = 0.31 kN*m Mz,Ed = 95.00 kN*m Vy,Ed = 47.49 kN

$N_{c,Rd} = 3670.43 \text{ kN}$ $M_{y,Ed,max} = 0.31 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_{z,Ed,max} = 95.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $V_{y,T,Rd} = 1750.80 \text{ kN}$
 $N_{b,Rd} = 2844.91 \text{ kN}$ $M_{y,c,Rd} = 508.88 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_{z,c,Rd} = 207.89 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $V_{z,Ed} = -0.14 \text{ kN}$
 $M_{N,y,Rd} = 506.76 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_{N,z,Rd} = 207.89 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $V_{z,T,Rd} = 713.22 \text{ kN}$
 $M_{b,Rd} = 508.88 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $T_{t,Ed} = 0.03 \text{ kN}\cdot\text{m}$
 Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 0.00$ $M_{cr} = 4082.96 \text{ kN}\cdot\text{m}$ Courbe,LT - $XLT = 0.97$
 $L_{cr,upp} = 4.00 \text{ m}$ $Lam_{LT} = 0.35$ $f_i,LT = 0.57$ $XLT,mod = 1.00$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$L_y = 4.00 \text{ m}$ $Lam_y = 0.32$
 $L_{cr,y} = 4.00 \text{ m}$ $X_y = 0.96$
 $Lam_y = 27.77$ $k_{zy} = 0.52$



en z:

$L_z = 4.00 \text{ m}$ $Lam_z = 0.62$
 $L_{cr,z} = 4.00 \text{ m}$ $X_z = 0.78$
 $Lam_z = 53.59$ $k_{zz} = 0.93$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.13 < 1.00$ (6.2.4.(1))
 $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.46 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.03 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $\tau_{y,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})\cdot g_{M0}) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)
 $\tau_{z,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})\cdot g_{M0}) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\lambda_{y} = 27.77 < \lambda_{max} = 210.00$ $\lambda_{z} = 53.59 < \lambda_{max} = 210.00$ STABLE
 $M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))
 $N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.44 < 1.00$
 (6.3.3.(4))
 $N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.60 < 1.00$
 (6.3.3.(4))

Profil correct !!!

b- les poutre principales :

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: 1045 Poutre_1045

POINT: 7

COORDONNEE: x = 1.00 L = 5.50 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 10 Qt + n (1+2)*1.35+3*1.50

MATERIAU:

S 275 (S 275) $f_y = 275.00 \text{ N/mm}^2$



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 360

$h = 36.0 \text{ cm}$ $g_{M0} = 1.00$ $g_{M1} = 1.00$
 $b = 17.0 \text{ cm}$ $A_y = 48.84 \text{ cm}^2$ $A_z = 35.14 \text{ cm}^2$ $A_x = 72.73 \text{ cm}^2$

tw=0.8 cm Iy=16265.60 cm⁴ Iz=1043.45 cm⁴ Ix=37.49 cm⁴
 tf=1.3 cm Wply=1019.15 cm³ Wplz=191.10 cm³

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 17.31 kN My,Ed = -171.56 kN*m Mz,Ed = -0.00 kN*m Vy,Ed = 0.00 kN
 Nc,Rd = 2000.08 kN My,Ed,max = -171.56 kN*m Mz,Ed,max = 0.00 kN*m
 Vy,T,Rd = 775.47 kN
 Nb,Rd = 2000.08 kN My,c,Rd = 280.27 kN*m Mz,c,Rd = 52.55 kN*m Vz,Ed = -152.45 kN
 MN,y,Rd = 280.27 kN*m MN,z,Rd = 52.55 kN*m Vz,T,Rd = 557.89 kN
 Mb,Rd = 190.97 kN*m Tt,Ed = 0.00 kN*m
 Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00 Mcr = 308.31 kN*m Courbe,LT - XLT = 0.65
 Lcr,low=5.50 m Lam_LT = 0.95 fi,LT = 1.07 XLT,mod = 0.68

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

kyy = 1.00



en z:

kzz = 1.00

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))
 (My,Ed/MN,y,Rd)^{2.00} + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^{1.00} = 0.37 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
 Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
 Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.27 < 1.00 (6.2.6-7)
 Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3))*gM0) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
 Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3))*gM0) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

My,Ed,max/Mb,Rd = 0.90 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
 N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.91 < 1.00 (6.3.3.(4))
 N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.91 < 1.00 (6.3.3.(4))

Profil correct !!!

c-Poutres secondaire :

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: 1045 Poutre_1045

POINT: 7

COORDONNEE: x = 1.00 L =

5.50 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 10 Qt + n (1+2)*1.35+3*1.50

MATERIAU:

S 275 (S 275) fy = 275.00 N/mm²



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 360

h=36.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=17.0 cm	Ay=48.84 cm ²	Az=35.14 cm ²	Ax=72.73 cm ²
tw=0.8 cm	Iy=16265.60 cm ⁴	Iz=1043.45 cm ⁴	Ix=37.49 cm ⁴
tf=1.3 cm	Wply=1019.15 cm ³	Wplz=191.10 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N _{Ed} = 17.31 kN	My _{Ed} = -171.56 kN*m	Mz _{Ed} = -0.00 kN*m	Vy _{Ed} = 0.00 kN
N _{c,Rd} = 2000.08 kN	My _{Ed,max} = -171.56 kN*m		Mz _{Ed,max} = 0.00 kN*m
	Vy _{T,Rd} = 775.47 kN		
N _{b,Rd} = 2000.08 kN	My _{c,Rd} = 280.27 kN*m	Mz _{c,Rd} = 52.55 kN*m	Vz _{Ed} = -152.45 kN
	MN _{y,Rd} = 280.27 kN*m	MN _{z,Rd} = 52.55 kN*m	Vz _{T,Rd} = 557.89 kN
	Mb _{Rd} = 190.97 kN*m		Tt _{Ed} = 0.00 kN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00	Mcr = 308.31 kN*m	Courbe,LT -	XLT = 0.65
L _{cr,low} = 5.50 m	Lam_LT = 0.95	fi,LT = 1.07	XLT,mod = 0.68

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

kyy = 1.00



en z:

kzz = 1.00

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.4.(1))
 $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.37 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.27 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $\tau_{y,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot gM0) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)
 $\tau_{z,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot gM0) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.90 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))
 $N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.91 < 1.00$ (6.3.3.(4))
 $N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.91 < 1.00$ (6.3.3.(4))

Profil correct !!!

d-Contre ventement selon :

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: 1016 Diagonale_CM66_1016

POINT: 3

COORDONNEE: x = 1.00 L = 6.02 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 29 COMB5 (1+2+4+7+8+15)*1.00

MATERIAU:

S 275 (S 275) fy = 275.00 N/mm2



PARAMETRES DE LA SECTION: UPN 160

h=16.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=6.5 cm	Ay=15.15 cm2	Az=12.24 cm2	Ax=24.00 cm2
tw=0.8 cm	Iy=925.00 cm4	Iz=85.30 cm4	Ix=7.39 cm4
tf=1.1 cm	Wely=115.62 cm3	Welz=18.30 cm3	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 50.94 kN	My,Ed = -0.74 kN*m	Mz,Ed = 0.09 kN*m	Vy,Ed = 0.03 kN
Nc,Rd = 660.00 kN	My,Ed,max = -0.74 kN*m	Mz,Ed,max = 0.12 kN*m	Tau,y,max,Ed = 0.04 N/mm2
Nb,Rd = 149.28 kN	My,c,Rd = 31.80 kN*m	Mz,c,Rd = 5.03 kN*m	Vz,Ed = -0.46 kN
			Tau,z,max,Ed = -0.47 N/mm2
			Tt,Ed = 0.00 kN*m
			Classe de la section = 3



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 6.02 m	Lam_y = 0.56
Lcr,y = 3.01 m	Xy = 0.81
Lamy = 48.49	ky = 0.93



en z:

Lz = 6.02 m	Lam_z = 1.84
Lcr,z = 3.01 m	Xz = 0.23
Lamz = 159.68	kyz = 1.24

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.11 < 1.00$ (6.2.1(7))
 $\sqrt{(\text{Sig}_{x,Ed})^2 + 3 * (\text{Tau}_{ty,Ed})^2} / (f_y/gM0) = 0.11 < 1.00$ (6.2.1(5))
 $(\text{Tau}_{y,max,Ed} + \text{Tau}_{ty,Ed}) / (f_y/(\sqrt{3} * gM0)) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $(\text{Tau}_{z,max,Ed} + \text{Tau}_{tz,Ed}) / (f_y/(\sqrt{3} * gM0)) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\text{Lambda}_y = 48.49 < \text{Lambda}_{max} = 210.00$ $\text{Lambda}_z = 159.68 < \text{Lambda}_{max} = 210.00$ STABLE
 $N_{Ed}/(X_{min} * N_{Rk}/gM1) + k_{yy} * M_{y,Ed,max}/(XLT * M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} * M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.37 < 1.00$ (6.3.3.(4))
 $N_{Ed}/(X_{min} * N_{Rk}/gM1) + k_{zy} * M_{y,Ed,max}/(XLT * M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} * M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.37 < 1.00$ (6.3.3.(4))

Profil correct !!!

e-Contre ventement selon :

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: 1094 Diagonale_CM66_1080

POINT: 3

COORDONNEE: $x = 1.00$ $L = 6.80$ m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisiv: 18 G + 1.2 EX (1+2+7)*1.00+14*1.20

MATERIAU:

S 275 (S 275) $f_y = 275.00$ N/mm2



PARAMETRES DE LA SECTION: UPN 200

$h=20.0$ cm	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=7.5$ cm	$A_y=18.93$ cm2	$A_z=17.07$ cm2	$A_x=32.02$ cm2
$tw=0.9$ cm	$I_y=1910.50$ cm4	$I_z=147.81$ cm4	$I_x=11.03$ cm4
$tf=1.1$ cm	$W_{ely}=191.05$ cm3	$W_{elz}=26.95$ cm3	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = 83.94$ kN	$M_{y,Ed} = -1.21$ kN*m	$M_{z,Ed} = 0.00$ kN*m	$V_{y,Ed} = 0.00$ kN
$N_{c,Rd} = 880.62$ kN	$M_{y,Ed,max} = -1.21$ kN*m	$M_{z,Ed,max} = 0.00$ kN*m	$Tau_{y,max,Ed} = 0.00$ N/mm2
$N_{b,Rd} = 202.17$ kN	$M_{y,c,Rd} = 52.54$ kN*m	$M_{z,c,Rd} = 7.41$ kN*m	$V_{z,Ed} = -0.70$ kN
			$Tau_{z,max,Ed} = -0.50$ N/mm2
			$T_{t,Ed} = 0.00$ kN*m
			Classe de la section = 3



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$L_y = 6.80$ m	$Lam_y = 0.51$
$L_{cr,y} = 3.40$ m	$X_y = 0.84$
$L_{amy} = 44.02$	$k_{yy} = 0.93$



en z:

$L_z = 6.80$ m	$Lam_z = 1.82$
$L_{cr,z} = 3.40$ m	$X_z = 0.23$
$L_{amz} = 158.27$	$k_{yz} = 1.31$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{,Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.12 < 1.00$ (6.2.1(7))
 $\sqrt{(\text{Sig}_{,x,Ed}^2 + 3*(\text{Tau}_{,ty,Ed})^2)/(f_y/gM0)} = 0.12 < 1.00$ (6.2.1.(5))
 $(\text{Tau}_{,y,max,Ed} + \text{Tau}_{,ty,Ed})/(f_y/(\sqrt{3}*gM0)) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $(\text{Tau}_{,z,max,Ed} + \text{Tau}_{,tz,Ed})/(f_y/(\sqrt{3}*gM0)) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\text{Lambda}_{,y} = 44.02 < \text{Lambda}_{,max} = 210.00$ $\text{Lambda}_{,z} = 158.27 < \text{Lambda}_{,max} = 210.00$ STABLE
 $N_{,Ed}/(X_{min}*N_{,Rk}/gM1) + k_{yy}*M_{y,Ed,max}/(XLT*M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz}*M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.44 < 1.00$ (6.3.3.(4))
 $N_{,Ed}/(X_{min}*N_{,Rk}/gM1) + k_{zy}*M_{y,Ed,max}/(XLT*M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz}*M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.43 < 1.00$ (6.3.3.(4))

Profil correct !!!

F- Les solives :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: CM66

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 541 Poutre_541

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L = 0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 11 Gc + Qb (1+7)*1.35+8*1.50

MATERIAU:

S 275 fy = 27.50 daN/mm2



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 180

ht=18.0 cm	Ay=14.56 cm2	Az=9.54 cm2	Ax=23.95 cm2
bf=9.1 cm	Iy=1316.96 cm4	Iz=100.85 cm4	Ix=4.81 cm4
ea=0.5 cm	Wely=146.33 cm3	Welz=22.16 cm3	
es=0.8 cm			

CONTRAINTES:

SigN = 0.01/23.95 = 0.00 daN/mm2
 SigFy = 1756.13/146.33 = 12.00 daN/mm2
 SigFz = 0.00/22.16 = 0.00 daN/mm2



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z=1.00	B=1.00	D=2.38	Sig D=6.72 daN/mm2
ID_inf=4.50 m	C=1.00	kD=2.43	

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

SigN + kD*kFy*SigFy + kFz*SigFz = 0.00 + 2.43*1.00*12.00 + 1.00*0.00 = 29.19 > 27.50 daN/mm2 (3.731)
 1.54*Tauy = 1.54*0.00 = 0.00 < 27.50 daN/mm2 (1.313)
 1.54*Tauz = 1.54*2.30 = 3.55 < 27.50 daN/mm2 (1.313)

Profil incorrect !!!

Profilée non vérifiée on doit augmenter la section

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: CM66

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 541 Poutre_541

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L = 0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 11 Gc + Qb (1+7)*1.35+8*1.50

MATERIAU:

S 275 fy = 27.50 daN/mm2



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 200

ht=20.0 cm	Ay=17.00 cm2	Az=11.20 cm2	Ax=28.48 cm2
bf=10.0 cm			

ea=0.6 cm Iy=1943.17 cm⁴ Iz=142.37 cm⁴ Ix=7.02 cm⁴
 es=0.9 cm Wely=194.32 cm³ Welz=28.47 cm³

CONTRAINTES: SigN = 0.01/28.48 = 0.00 daN/mm²
 SigFy = 1756.13/194.32 = 9.04 daN/mm²
 SigFz = 0.00/28.47 = 0.00 daN/mm²



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z=1.00 B=1.00 D=2.21 Sig D=6.99 daN/mm²
 lD_inf=4.50 m C=1.00 kD=2.23

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

SigN + kD*kFy*SigFy + kFz*SigFz = 0.00 + 2.23*1.00*9.04 + 1.00*0.00 = 20.17 < 27.50 daN/mm² (3.731)
 1.54*Tauy = 1.54*0.00 = 0.00 < 27.50 daN/mm² (1.313)
 1.54*Tauz = 1.54*1.96 = 3.02 < 27.50 daN/mm² (1.313)

Profil correct !!!

Récapitulatif des profilées adoptes :

<i>éléments</i>	<i>Profilée adopte</i>
<i>Solives</i>	<i>IPE 200</i>
<i>Poutre secondaire</i>	<i>IPE 200</i>
<i>Poutres principales</i>	<i>IPE 360</i>
<i>Poteaux</i>	<i>HEA 340</i>
<i>Palle de stabilités suivant X</i>	<i>UPN 200</i>
<i>Palles de stabilité suivant Y</i>	<i>UPN 200</i>

Tableau 8.3 : récapitulatif des profilées adoptes

CHAPITRE IX :
CALCUL DES
ASSEMBLAGES.

IX.1 : introduction :

Les calculs des assemblages en construction métallique est une étapes crucial pour l'assemblage et la continuité de toute notre structure. les ossature ne représente pas de redondance importantes est les assemblages représente le point de passage entre les différentes sollicitation des éléments .

IX.2 : fonction des assemblages :

a- Le boulonnage :

Le boulonnage est le moyen d'assemblage le plus utilise en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglages que ce soit sur site ou dans l'usine.

Pour ce qui concerne notre cas les choix des boulon est de prendre des boulon a haute résistances HR il comprend une tige filte , une tête hexagonale ou carre et un écrou en acier a très haute résistance .

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.9
f_{yb}	240	320	300	400	360	480	640	900
f_{ub}	400	400	500	500	600	600	800	1000

b- Le soudage

Il existe plusieurs procédés de soudage (recouvrement, bout à bout) de façon manuelle ou à la baguette.

En charpente soudée les assemblages sont plus rigides, cela a pour effets un encastrement partielle des éléments constructifs.

IX.3 les coefficients partiels de sécurité :

- *Résistances des boulons au cisaillement : $\gamma_{mb} = 1.25$*
- *Résistances des boulon a la traction : $\gamma_{mb} = 1.5$*

IX.4 coefficient de frottement :

un bon assemblage par boulon HR exige que des precautions soient prise, notamment dans les coeifficient de frottement μ doit correspondre a sa valeur de calcul. Cela necessite une preparation des surfaces, par brossage ou grenailage, pour eleminer toute trace de rouille ou de calamine, graissage

- *$\mu = 0.50$ pour les surfaces de classe A*
- *$\mu = 0.40$ pour les surfaces de classe B*
- *$\mu = 0.30$ pour les surfaces de classe C*
- *$\mu = 0.20$ pour les surfaces de classe D*

IX.5 : rôle des assemblages

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces sans générer des sollicitation parasite comme de la torsion.

IX.6 : calcul des assemblages :

- 1) *Assemblage poteau poutre secondaire :*



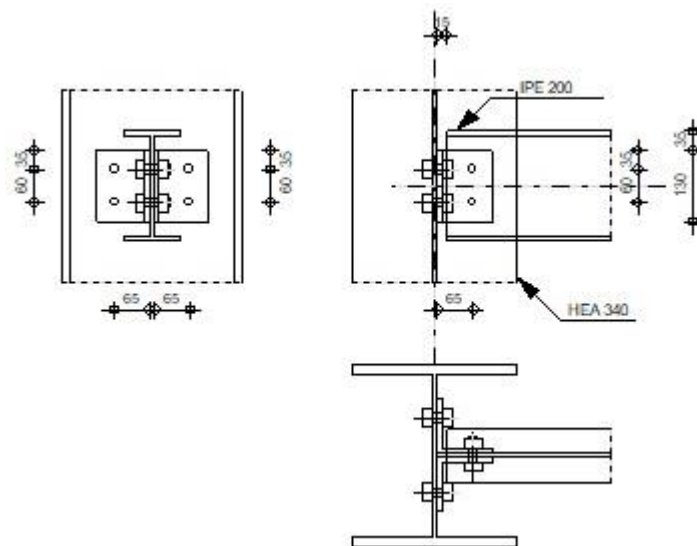
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

Calculs de l'assemblage poutre-poteau (âme)

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009



Ratio
0,16



GENERAL

Assemblage N°: 5
 Nom de l'assemblage : Poutre-poteau (âme)
 Noeud de la structure: 42
 Barres de la structure: 21, 208

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 340
 Barre N°: 21
 $\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 330$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 300$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 10$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 17$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau

Profilé: HEA 340

$r_c = 27$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau

$A_c = 13347,00$ [mm²] Aire de la section du poteau

$I_{yc} = 276931000,00$ [mm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: S 275

$f_{yc} = 275000,00$ [kPa] Résistance de calcul

$f_{uc} = 430000,00$ [kPa] Résistance à la traction

POUTRE

Profilé: IPE 200

Barre N°: 208

$\alpha = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison

$h_b = 200$ [mm] Hauteur de la section de la poutre

$b_b = 100$ [mm] Largeur de la section de la poutre

$t_{wb} = 6$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre

$t_{fb} = 9$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre

$r_b = 12$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre

$A_b = 2848,00$ [mm²] Aire de la section de la poutre

$I_{yb} = 19431700,00$ [mm⁴] Moment d'inertie de la poutre

Matériau: S 275

$f_{yb} = 275000,00$ [kPa] Résistance de calcul

$f_{ub} = 430000,00$ [kPa] Résistance à la traction

CORNIERE

Profilé: CAE 100x10

$h_k = 100$ [mm] Hauteur de la section de la cornière

$b_k = 100$ [mm] Largeur de la section de la cornière

$t_{fk} = 10$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la cornière

$r_k = 12$ [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière

$l_k = 130$ [mm] Longueur de la cornière

Matériau: S 275

$f_{yk} = 275000,00$ [kPa] Résistance de calcul

$f_{uk} = 430000,00$ [kPa] Résistance à la traction

BOULONS

BOULONS ASSEMBLANT LE POTEAU A LA CORNIERE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 10.9 Classe du boulon

$d = 16$ [mm] Diamètre du boulon

$d_0 = 18$ [mm] Diamètre du trou de boulon

$A_s = 157,00$ [mm²] Aire de la section efficace du boulon

$A_v = 201,06$ [mm²] Aire de la section du boulon

$f_{ub} = 1200000,00$ [kPa] Résistance à la traction

$k = 1$ Nombre de colonnes des boulons

$w = 2$ Nombre de rangées des boulons

$e_1 = 35$ [mm] Niveau du premier boulon

$p_1 = 60$ [mm] Entraxe

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 4.8 Classe du boulon

$d = 16$ [mm] Diamètre du boulon

$d_0 = 18$ [mm] Diamètre du trou de boulon

$A_s = 157,00$ [mm²] Aire de la section efficace du boulon

$A_v = 201,06$ [mm²] Aire de la section du boulon

$f_{ub} = 400000,00$ [kPa] Résistance à la traction

$k = 1$ Nombre de colonnes des boulons

$w = 2$ Nombre de rangées des boulons

$e_1 = 35$ [mm] Niveau du premier boulon

$p_1 = 60$ [mm] Entraxe

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Cas: 10: COMB3 (1+3)*1.35+5*1.50

$N_{b,Ed} = -5,17$ [kN] Effort axial
 $V_{b,Ed} = 0,67$ [kN] Effort tranchant
 $M_{b,Ed} = 0,50$ [kN*m] Moment fléchissant

RESULTATS

BOULONS ASSEMBLANT LE POTEAU A LA CORNIERE

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 115,8$ [kN Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non filetée d'un
 = 1] boulon $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$
 $F_{t,Rd} = 135,6$ [kN Résistance d'un boulon à la traction $F_{t,Rd} = 0.9 \cdot f_u \cdot A_s / \gamma_{M2}$
 = 5]

Pression du boulon sur l'âme du poteau

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ vérifié

$\alpha_{bx} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2 / (3 \cdot d_0), f_{ub} / f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ vérifié

$F_{b,Rd1x} = 130,72$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} =$	2,50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$		2,50 > 0,00	vérifié
$\alpha_{bz} =$	0,86	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$		0,86 > 0,00	vérifié
$F_{b,Rd1z} =$	112,56	[kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la cornière

Direction x

$k_{1x} =$	2,50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$		2,50 > 0,00	vérifié
$\alpha_{bx} =$	0,65	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$		0,65 > 0,00	vérifié
$F_{b,Rd2x} =$	89,19	[kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} =$	2,50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$		2,50 > 0,00	vérifié
$\alpha_{bz} =$	0,65	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$		0,65 > 0,00	vérifié
$F_{b,Rd2z} =$	89,19	[kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE POTEAU - CORNIERE

cisaillement des boulons

$e =$	68 [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la cornière du centre de l'âme de la poutre	
$M_0 =$	$\frac{0,0}{2}$ [kN* m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = 0.5 \cdot V_{b,Ed} \cdot e$
$F_{Vz} =$	$\frac{0,1}{7}$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant	$F_{Vz} = 0.5 \cdot V_{b,Ed} / n$
$F_{Mx} =$	$\frac{0,3}{8}$ [kN]	Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment	$F_{Mx} = M_0 \cdot z_i / \sum z_i^2$
$F_{x,Ed} =$	$\frac{0,3}{8}$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
$F_{z,Ed} =$	$\frac{0,1}{7}$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$

cisaillement des boulons

$e = 68$ [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la cornière du centre de l'âme de la poutre

$F_{Ed} = 0,41$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon $F_{Ed} = \sqrt{(F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2)}$

$F_{Rdx} = 89,19$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x $F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$

$F_{Rdz} = 89,19$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z $F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$

$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 0,38 < 89,19$	vérifié	(0,00)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 0,17 < 89,19$	vérifié	(0,00)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$0,41 < 115,81$	vérifié	(0,00)

Traction des boulons

$e = 70$ [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme du poteau

$M_{0t} = 0,27$ [kN*m] Moment fléchissant réel $M_{0t} = 0.5 * (M_{b,Ed} + V_{b,Ed} * e)$

$F_{t,Ed} = 3,26$ [kN] Effort de traction dans le boulon extrême $F_{t,Ed} = M_{0t} * Z_{max} / \sum Z_i^2 + 0.5 * N_{b2,Ed} / n$

$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$	$3,26 < 135,65$	vérifié	(0,02)
--------------------------	-----------------	----------------	--------

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$F_{v,Ed} = 0,41$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon $F_{v,Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$

$F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / (1.4 * F_{t,Rd}) \leq 1.0$	$0,02 < 1,00$	vérifié	(0,02)
--	---------------	----------------	--------

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 77,2$ [kN Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non filetée d'un boulon] $F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la poutre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 * (e_1 / d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1 / d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bx} = 0,93$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,93 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd1x} = 71,35$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bz} = 0,86$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$0,86 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd1z} = 66,35$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la cornière

Direction x

$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bx} = 0,65$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,65 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2x} = 178,37$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bz} = 0,65$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$0,65 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2z} = 178,37$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE CORNIERE - POUTRE

cisaillement des boulons

$e = 70$ [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme du poteau	
$M_0 = 0,55$ [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = M_{b,Ed} + V_{b,Ed} * e$

cisaillement des boulons

$e = 70$ [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme du poteau

$F_{Nx} = 2,58$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial $F_{Nx} = |N_{b,Ed}|/n$

$F_{Vz} = 0,33$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant $F_{Vz} = |V_{b,Ed}|/n$

$F_{Mx} = 9,10$ [kN] Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction x $F_{Mx} = |M_0| * z_i / \sum(x_i^2 + z_i^2)$

$F_{Mz} = 0,00$ [kN] Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction z $F_{Mz} = |M_0| * x_i / \sum(x_i^2 + z_i^2)$

$F_{x,Ed} = 11,69$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x $F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$

$F_{z,Ed} = 0,33$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z $F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$

$F_{Ed} = 11,69$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon $F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$

$F_{Rdx} = 71,35$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x $F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$

$F_{Rdz} = 66,35$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z $F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$

$|F_{x,Ed}| \leq F_{Rdx}$ $|11,69| < 71,35$ **vérifié** (0,16)

$|F_{z,Ed}| \leq F_{Rdz}$ $|0,33| < 66,35$ **vérifié** (0,01)

$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$ $11,69 < 77,21$ **vérifié** (0,15)

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC (EFFORT TRANSVERSAL)

CORNIERE

$A_{nt} = 260,0$ [mm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$A_{nv} = 680,0$ [mm²] Aire de la zone de la section en traction

$V_{effRd} = 152,68$ [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous $V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$

$|0.5 * V_{b,Ed}| \leq V_{effRd}$ $|0,33| < 152,68$ **vérifié** (0,00)

POUTRE

$A_{nt} = 229,6$ [mm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$A_{nv} = 576,8$ [mm²] Aire de la zone de la section en traction

$V_{effRd} = 131,07$ [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous $V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$

$ V_{b,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 0,67 < 131,07$	vérifié	(0,01)
-----------------------------	-------------------	---------	--------

VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA CORNIERE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A_t = 516,73$ [mm²] Aire de la zone tendue de la section brute

$A_{t,net} = 336,73$ [mm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$0.9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0})$	$0,59 < 0,80$		
--	---------------	--	--

$W_{net} = 27217,95$ [mm³] Facteur élastique de la section

$M_{c,Rdnet} = 7,48$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion $M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$

$ M_0 \leq M_{c,Rdnet}$	$ 0,27 < 7,48$	vérifié	(0,04)
--------------------------	-----------------	---------	--------

$A_v = 1300,00$ [mm²] Aire de la section efficace en cisaillement $A_v = I_a \cdot t_{fa}$

$A_{v,net} = 940,00$ [mm²] Aire de la section efficace nette en cisaillement $A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0$

$V_{pl,Rd} = 206,40$ [kN] Résistance plastique de calcul pour le cisaillement $V_{pl,Rd} = (A_{v,net} \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$

$ 0.5 \cdot V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd}$	$ 0,33 < 206,40$	vérifié	(0,00)
---------------------------------------	-------------------	---------	--------

VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A_t = 383,36$ [mm²] Aire de la zone tendue de la section brute

$A_{t,net} = 282,56$ [mm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$0.9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0})$	$0,66 < 0,80$		
--	---------------	--	--

$W_{net} = 34867,61$ [mm³] Facteur élastique de la section

$M_{c,Rdnet} = 9,59$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion $M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$

$ M_0 \leq M_{c,Rdnet}$	$ 0,55 < 9,59$	vérifié	(0,06)
--------------------------	-----------------	---------	--------

$A_v = 1120,00$ [mm²] Aire de la section efficace en cisaillement

$A_{v,net} = 918,40$ [mm²] Aire de la section efficace nette en cisaillement $A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0$



$V_{pl,Rd} = 177,82$ [kN] Résistance plastique de calcul pour le cisaillement $V_{pl,Rd} = (A_{v,net} \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$

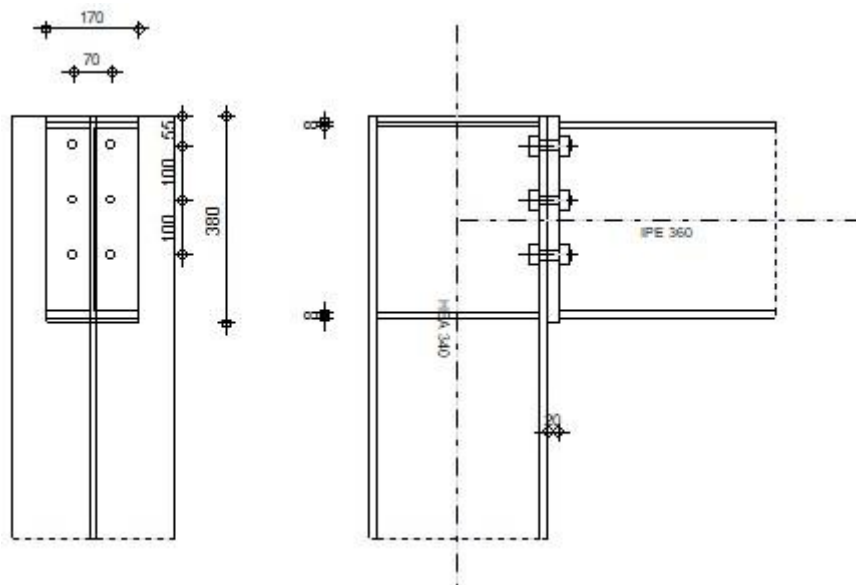
$V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd}$	$ 0,67 < 177,82$	vérifié	(0,00)
---------------------------	-------------------	---------	--------

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,16

2) Assemblage poteau poutre principale

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019	
	Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	



GENERAL

Assemblage N°: 4
 Nom de l'assemblage : Angle de portique
 Noeud de la structure: 32
 Barres de la structure: 16, 63

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 340
 Barre N°: 16
 $\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 330$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 300$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 10$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau

Profilé: HEA 340

$t_{fc} = 17$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau

$r_c = 27$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau

$A_c = 13347,00$ [mm²] Aire de la section du poteau

$I_{xc} = 276931000,00$ [mm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: S 275

$f_{yc} = 275000,00$ [kPa] Résistance

POUTRE

Profilé: IPE 360

Barre N°: 63

$\alpha = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison

$h_b = 360$ [mm] Hauteur de la section de la poutre

$b_f = 170$ [mm] Largeur de la section de la poutre

$t_{wb} = 8$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre

$t_{fb} = 13$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre

$r_b = 18$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre

$r_b = 18$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre

$A_b = 7273,00$ [mm²] Aire de la section de la poutre

$I_{xb} = 162656000,00$ [mm⁴] Moment d'inertie de la poutre

Matériau: S 275

$f_{yb} = 275000,00$ [kPa] Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d = 18$ [mm] Diamètre du boulon

Classe = HR 10.9 Classe du boulon

$F_{tRd} = 165,89$ [kN] Résistance du boulon à la traction

$n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons

$n_v = 3$ Nombre de rangées des boulons

$h_1 = 55$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about

Ecartement $e_i = 70$ [mm]

Entraxe $p_i = 100; 100$ [mm]

PLATINE

$h_p = 380$ [mm] Hauteur de la platine
 $b_p = 170$ [mm] Largeur de la platine
 $t_p = 20$ [mm] Epaisseur de la platine
Matériau: S 235
 $f_{yp} = 235000,00$ [kPa] Résistance

RAIDISSEUR POTEAU**Supérieur**

$h_{su} = 297$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{su} = 145$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{hu} = 8$ [mm] Epaisseur du raidisseur
Matériau: S 235
 $f_{ysu} = 235000,00$ [kPa] Résistance

Inférieur

$h_{sd} = 297$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{sd} = 145$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{hd} = 8$ [mm] Epaisseur du raidisseur
Matériau: S 235
 $f_{ysu} = 235000,00$ [kPa] Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w = 6$ [mm] Soudure âme
 $a_f = 9$ [mm] Soudure semelle
 $a_s = 6$ [mm] Soudure du raidisseur

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M1} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M3} = 1,10$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Etat limite: ultime

Cas: 10: COMB3 (1+3) *1.35+5*1.50

$M_{b1,Ed} =$	2,32	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed} =$	18,58	[kN]	Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed} =$	-8,60	[kN]	Effort axial dans la poutre droite
$M_{b2,Ed} =$	4,29	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre gauche
$V_{b2,Ed} =$	8,31	[kN]	Effort tranchant dans la poutre gauche
$N_{b2,Ed} =$	-8,98	[kN]	Effort axial dans la poutre gauche
$M_{c1,Ed} =$	-0,22	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poteau inférieur
$V_{c1,Ed} =$	-0,11	[kN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur
$N_{c1,Ed} =$	-429,26	[kN]	Effort axial dans le poteau inférieur
$M_{c2,Ed} =$	0,00	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poteau supérieur
$V_{c2,Ed} =$	0,00	[kN]	Effort tranchant dans le poteau supérieur
$N_{c2,Ed} =$	-228,99	[kN]	Effort axial dans le poteau supérieur

RESULTATS

RESISTANCES DE LA POUTRE

COMPRESSION

$A_b = 7273,00$ [mm²] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.4]

$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$

$N_{cb,Rd} = 2000,08$ [kN] Résistance de calcul de la section à la compression EN1993-1-1:[6.2.4]

CISAILLEMENT

$A_{vb} = 3513,80$ [mm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$

$V_{cb,Rd} = 557,89$ [kN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ $0,03 < 1,00$ vérifié (0,03)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 1019150,00$ [mm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$$M_{b,pl,Rd} = 280,27 \text{ [kN*m]} \text{ Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]}$$

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$$W_{pl} = 1019150,00 \text{ [mm}^3\text{]} \text{ Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

$$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$$M_{cb,Rd} = 280,27 \text{ [kN*m]} \text{ Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

AILE ET AME EN COMPRESSION

$$M_{cb,Rd} = 280,27 \text{ [kN*m]} \text{ Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

$$h_f = 347 \text{ [mm]} \text{ Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]}$$

$$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$$

$$F_{c,fb,Rd} = 806,99 \text{ [kN]} \text{ Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]}$$

RESISTANCES DU POTEAU

PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT

$$M_{b1,Ed} = 2,32 \text{ [kN*m]} \text{ Moment fléchissant dans la poutre droite [5.3.(3)]}$$

$$M_{b2,Ed} = 4,29 \text{ [kN*m]} \text{ Moment fléchissant dans la poutre gauche [5.3.(3)]}$$

$$V_{c1,Ed} = -0,11 \text{ [kN]} \text{ Effort tranchant dans le poteau inférieur [5.3.(3)]}$$

$$V_{c2,Ed} = 0,00 \text{ [kN]} \text{ Effort tranchant dans le poteau supérieur [5.3.(3)]}$$

$$z = 259 \text{ [mm]} \text{ Bras de levier [6.2.5]}$$

$$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$$

$$V_{wp,Ed} = -7,54 \text{ [kN]} \text{ Panneau d'âme en cisaillement [5.3.(3)]}$$

$$A_{vs} = 4494,7 / 5 \text{ [mm}^2\text{]} \text{ Aire de cisaillement de l'âme du poteau EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$A_{vc} = 4494,7 / 5 \text{ [mm}^2\text{]} \text{ Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$d_s = 352 \text{ [mm]} \text{ Distance entre les centres de gravités des raidisseurs [6.2.6.1.(4)]}$$

$$M_{pl,fc,Rd} = 5,62 \text{ [kN*m]} \text{ Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion [6.2.6.1.(4)]}$$

$$M_{pl,stu,Rd} = 1,13 \text{ [kN*m]} \text{ Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion [6.2.6.1.(4)]}$$

$$M_{pl,sti,Rd} = 1,13 \text{ [kN*m]} \text{ Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion [6.2.6.1.(4)]}$$

$$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} * f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$$

$V_{wp,Rd} = 680,59$ [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)

AME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$t_{wc} = 10$ [mm] Epaisseur efficace de l'âme du poteau [6.2.6.2.(6)]

$b_{eff,c,wc} = 296$ [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]

$A_{vc} = 4494,75$ [mm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$\omega = 1,00$ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.2.(1)]

$\sigma_{com,Ed} = 32257,63$ [kPa] Contrainte de compression maximale dans l'âme [6.2.6.2.(2)]

$k_{wc} = 1,00$ Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression [6.2.6.2.(2)]

$A_s = 1948,24$ [mm²] Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme EN1993-1-1:[6.2.4]

$$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$$

$F_{c,wc,Rd1} = 1230,24$ [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wc} = 243$ [mm] Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]

$\lambda_p = 0,95$ Elancement de plaque [6.2.6.2.(1)]

$\rho = 0,83$ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]

$\lambda_s = 2,76$ Elancement du raidisseur EN1993-1-1:[6.3.1.2]

$\chi_s = 1,00$ Coefficient de flambement du raidisseur EN1993-1-1:[6.3.1.2]

$$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$$

$F_{c,wc,Rd2} = 1098,94$ [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

$$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$$

$F_{c,wc,Rd} = 1098,94$ [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

AME EN TRACTION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$t_{wc} = 10$ [mm] Epaisseur efficace de l'âme du poteau [6.2.6.2.(6)]

$b_{eff,c,wc} = 296$ [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]

$A_{vc} = 4494,75$ [mm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$\omega = 1,00$ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.2.(1)]

$\sigma_{com,Ed} = 32257,63$ [kPa] Contrainte de compression maximale dans l'âme [6.2.6.2.(2)]

$k_{wc} = 1,00$ Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression [6.2.6.2.(2)]

$A_s = 1948,24$ [mm²] Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme EN1993-1-1:[6.2.4]

$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$

$F_{c,wc,Rd1} = 1230,24$ [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wc} = 243$ [mm] Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]

$\lambda_p = 0,95$ Elancement de plaque [6.2.6.2.(1)]

$\rho = 0,83$ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]

$\lambda_s = 2,76$ Elancement du raidisseur EN1993-1-1:[6.3.1.2]

$\chi_s = 1,00$ Coefficient de flambement du raidisseur EN1993-1-1:[6.3.1.2]

$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$

$F_{c,wc,Rd2} = 1098,94$ [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

$F_{c,wc,Rd,upp} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1} , F_{c,wc,Rd2})$

$F_{c,wc,Rd,upp} = 1098,94$ [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - SEMELLE DU POTEAU

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	9	-	115	-	100	54	69	54	69	127	30	30	30
2	9	-	115	-	100	54	178	54	178	200	100	100	100
3	9	-	115	-	100	54	69	54	69	127	30	30	30

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	24	-	50	-	100	152	189	152	189	176	160	160	160
2	24	-	50	-	100	152	159	152	159	200	100	100	100
3	24	-	50	-	100	152	159	152	159	176	130	130	130

m – Distance du boulon de l'âme

m_x – Distance du boulon de l'aile de la poutre

e – Pince entre le boulon et le bord extérieur

e_x – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal

p – Entraxe des boulons

l_{eff,cp} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires

l_{eff,nc} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires

l_{eff,1} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1

l_{eff,2} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2

l_{eff,cp,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires

l_{eff,nc,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires

l_{eff,1,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1

l_{eff,2,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA COMPRESSION

$$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{cb,Rd} , 2 F_{c,wc,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,upp})$$

$$N_{j,Rd} = 2000,08 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la compression} \quad [6.2]$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,00 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

$$F_{t,Rd} = 165,89 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$B_{p,Rd} = 288,87 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

F_{t,fc,Rd} – résistance de la semelle du poteau à la flexion

F_{t,wc,Rd} – résistance de l'âme du poteau à la traction

F_{t,ep,Rd} – résistance de la platine fléchée à la flexion

$F_{t,fc,Rd}$ – résistance de la semelle du poteau à la flexion

$F_{t,wb,Rd}$ – résistance de l'âme à la traction

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd}) \quad [6.2.6.4] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{\text{eff},t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.3.(1)]$$

$$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd}) \quad [6.2.6.5] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wb,Rd} = b_{\text{eff},t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.8.(1)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

F_{t1,Rd,comp} - Formule	F_{t1,Rd,comp}	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	140,79	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(1)} = 317,42$	317,42	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(1)} = 140,79$	140,79	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(1)} = 331,78$	331,78	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 334,68$	334,68	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 577,75$	577,75	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta = 1484,41$	1484,41	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} = 1098,94$	1098,94	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} = 806,99$	806,99	Aile de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	140,79	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)} = 331,78$	331,78	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 140,79$	140,79	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 321,80$	321,80	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 334,68$	334,68	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 577,75$	577,75	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{ti,Rd} = 1484,41 - 140,79$	1343,62	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1098,94 - 140,79$	958,15	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 806,99 - 140,79$	666,20	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 618,73 - 140,79$	477,95	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 324,15 - 140,79$	183,36	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 592,58 - 140,79$	451,80	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 571,04 - 140,79$	430,26	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	108,55	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 317,42$	317,42	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 140,79$	140,79	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 321,80$	321,80	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 334,68$	334,68	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 577,75$	577,75	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^2 F_{ti,Rd} = 1484,41 - 281,57$	1202,84	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 1098,94 - 281,57$	817,37	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 806,99 - 281,57$	525,41	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 618,73 - 140,79$	477,95	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 324,15 - 140,79$	183,36	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 860,80 - 281,57$	579,23	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 390,12 - 281,57$	108,55	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 566,79 - 140,79$	426,01	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 505,28 - 140,79$	364,50	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 888,78 - 281,57$	607,21	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 856,32 - 281,57$	574,75	Ame de la poutre - traction - groupe

TABLEAU RÉCAPITULATIF 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	309	140,79	317,42	140,79	331,78	334,68	331,78	577,75
2	209	140,79	331,78	140,79	321,80	334,68	331,78	577,75
3	109	108,55	317,42	140,79	321,80	334,68	331,78	577,75

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 84,74 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,03 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,03)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$$\alpha_v = 0,60 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{v,Rd} = 146,57 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

- $\alpha_v = 0,60$ Coefficient pour le calcul de $F_{v,Rd}$ [Tableau 3.4]
- $F_{t,Rd,max} = 165,89$ [kN] Résistance d'un boulon à la traction [Tableau 3.4]
- $F_{b,Rd,int} = 255,42$ [kN] Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale [Tableau 3.4]
- $F_{b,Rd,ext} = 232,86$ [kN] Résistance du boulon de rive en pression diamétrale [Tableau 3.4]

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
1	331,78	-2,87	140,79	3,86	0,99	292,52
2	331,78	-2,87	140,79	3,86	0,99	292,52
3	331,78	-2,87	108,55	2,98	0,11	293,08

- $F_{tj,Rd,N}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure
- $F_{tj,Ed,N}$ – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial
- $F_{tj,Rd,M}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure
- $F_{tj,Ed,M}$ – Effort dans une rangée de boulons dû au moment
- $F_{tj,Ed}$ – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons
- $F_{vj,Rd}$ – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum_{i=1}^n F_{vj,Rd} \quad \text{[Tableau 3.4]}$$

$$V_{j,Rd} = 878,12 \quad \text{[kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad \text{[Tableau 3.4]}$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,02 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,02)$$

RESISTANCE DES SOUDURES

$$A_w = 8911,20 \quad \text{[mm}^2\text{]} \quad \text{Aire de toutes les soudures} \quad \text{[4.5.3.2(2)]}$$

$$A_{wy} = 5328,00 \quad \text{[mm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures horizontales} \quad \text{[4.5.3.2(2)]}$$

$$A_{wz} = 3583,20 \quad \text{[mm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures verticales} \quad \text{[4.5.3.2(2)]}$$

$$I_{wy} = 190933599,3 \quad \text{[mm}^4\text{]} \quad \text{Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.} \quad \text{[4.5.3.2(5)]}$$

$A_w =$	8911,20	[mm ²]	Aire de toutes les soudures	[4.5.3.2(2)]
$\sigma_{\perp \max} = \tau_{\perp \max}$	-2270,24	[kPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.2(6)]
$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp}$	-1967,30	[kPa]	Contraintes dans la soudure verticale	[4.5.3.2(5)]
τ_{\parallel}	5184,77	[kPa]	Contrainte tangentielle	[4.5.3.2(5)]
$\beta_w =$	0,80		Coefficient de corrélation	[4.5.3.2(7)]

$\sqrt{[\sigma_{\perp \max}^2 + 3*(\tau_{\perp \max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	4540,48 < 360000,00	vérifié	(0,01)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	9804,41 < 360000,00	vérifié	(0,03)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2}$	2270,24 < 259200,00	vérifié	(0,01)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

$t_{wash} =$	4	[mm]	Epaisseur de la plaquette	[6.2.6.3.(2)]
$h_{head} =$	13	[mm]	Hauteur de la tête du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$h_{nut} =$	18	[mm]	Hauteur de l'écrou du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$L_b =$	60	[mm]	Longueur du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$k_{10} =$	5	[mm]	Coefficient de rigidité des boulons	[6.3.2.(1)]

RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	h _j	k ₃	k ₄	k ₅	k _{eff,j}	k _{eff,j} h _j	k _{eff,j} h _j ²
					Somme	446,55	105072,30
1	309	1	188	77	1	181,62	56111,32
2	209	1	340	51	1	200,97	41992,21
3	109	1	188	66	1	63,96	6968,77

$k_{eff,j} = 1 / (\sum 3^5 (1 / k_{i,j}))$ [6.3.3.1.(2)]

$Z_{eq} = \sum k_{eff,j} h_j^2 / \sum k_{eff,j} h_j$

$Z_{eq} =$ 235 [mm] Bras de levier équivalent [6.3.3.1.(3)]

$k_{eq} = \sum k_{eff,j} h_j / Z_{eq}$

$k_{eq} =$ 2 [mm] Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons [6.3.3.1.(1)]

$A_{vc} =$ 4494,75 [mm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$\beta =$ 0,46 Paramètre de transformation [5.3.(7)]

$A_{vc} = 4494,75$ [mm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$z = 235$ [mm] Bras de levier [6.2.5]

$k_1 = 16$ [mm] Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement [6.3.2.(1)]

$k_2 = \infty$ Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression [6.3.2.(1)]

$S_{j,ini} = E Z_{eq}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq})$ [6.3.1.(4)]

$S_{j,ini} = 19703,34$ [kN*m] Rigidité en rotation initiale [6.3.1.(4)]

$\mu = 1,00$ Coefficient de rigidité de l'assemblage [6.3.1.(6)]

$S_j = S_{j,ini} / \mu$ [6.3.1.(4)]

$S_j = 19703,34$ [kN*m] Rigidité en rotation finale [6.3.1.(4)]

Classification de l'assemblage par rigidité.

$S_{j,rig} = 49684,01$ [kN*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]

$S_{j,pin} = 3105,25$ [kN*m] Rigidité de l'assemblage articulé [5.2.2.5]

$S_{j,pin} \leq S_{j,ini} < S_{j,rig}$ SEMI-RIGIDE

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

POUTRE EN CISAILLEMENT



REMARQUES

Pince du boulon trop grande.

125 [mm] > 120 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,03

3) Assemblage pied de poteau :

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019	
	Calcul du Pied de Poteau encastré Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete	



GENERAL

Assemblage N°: 3
 Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré
 Noeud de la structure: 33
 Barres de la structure: 17

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 340
 Barre N°: 17
 L_c = 4,00 [m] Longueur du poteau
 α = 0,0 [Deg] Angle d'inclinaison
 h_c = 330 [mm] Hauteur de la section du poteau

$L_c =$	4,00	[m]	Longueur du poteau
$b_{fc} =$	300	[mm]	Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	10	[mm]	Épaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	17	[mm]	Épaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	27	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	13347,00	[mm ²]	Aire de la section du poteau
$I_{yc} =$	276931000,00	[mm ⁴]	Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau: S 275			
$f_{yc} =$	275000,00	[kPa]	Résistance
$f_{uc} =$	430000,00	[kPa]	Résistance ultime du matériau

PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pd} =$	660	[mm]	Longueur
$b_{pd} =$	600	[mm]	Largeur
$t_{pd} =$	25	[mm]	Épaisseur
Matériau: S 275			
$f_{ypd} =$	275000,00	[kPa]	Résistance
$f_{upd} =$	430000,00	[kPa]	Résistance ultime du matériau

ANCORAGE

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

Classe =	HR 10.9	Classe de tiges d'ancrage	
$f_{yb} =$	900000,00	[kPa]	Limite de plasticité du matériau du boulon
$f_{ub} =$	1200000,00	[kPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction
$d =$	22	[mm]	Diamètre du boulon
$A_s =$	303,00	[mm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	380,13	[mm ²]	Aire de la section du boulon
$n_H =$	3	Nombre de colonnes des boulons	
$n_V =$	4	Nombre de rangées des boulons	
Ecartement $e_{Hi} =$ 200 [mm]			
Entraxe $e_{Vi} =$ 150;150 [mm]			

Dimensions des tiges d'ancrage

$$L_1 = 48 \text{ [mm]}$$

$$L_2 = 400 \text{ [mm]}$$

$$L_3 = 96 \text{ [mm]}$$

$$L_4 = 0 \text{ [mm]}$$

Platine

$$l_{wd} = 40 \text{ [mm]} \text{ Longueur}$$

$$b_{wd} = 48 \text{ [mm]} \text{ Largeur}$$

$$t_{wd} = 10 \text{ [mm]} \text{ Epaisseur}$$

BECHE

Profilé: IPE 360

$$l_w = 500 \text{ [mm]} \text{ Longueur}$$

Matériau: S 275

$$f_{yw} = 275000,00 \text{ [kPa]} \text{ Résistance}$$

RAIDISSEUR

$$l_s = 660 \text{ [mm]} \text{ Longueur}$$

$$h_s = 330 \text{ [mm]} \text{ Hauteur}$$

$$t_s = 10 \text{ [mm]} \text{ Epaisseur}$$

$$d_1 = 20 \text{ [mm]} \text{ Grugeage}$$

$$d_2 = 20 \text{ [mm]} \text{ Grugeage}$$

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$$\gamma_{M0} = 1,00 \text{ Coefficient de sécurité partiel}$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \text{ Coefficient de sécurité partiel}$$

$$\gamma_C = 1,50 \text{ Coefficient de sécurité partiel}$$

SEMELLE ISOLEE

$$L = 2600 \text{ [mm]} \text{ Longueur de la semelle}$$

$$B = 2600 \text{ [mm]} \text{ Largeur de la semelle}$$

$$H = 1500 \text{ [mm]} \text{ Hauteur de la semelle}$$

Béton

Classe C25/30

$f_{ck} = 25000,00$ [kPa] Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

$t_g = 30$ [mm] Epaisseur du mortier de calage

$f_{ck,g} = 12000,00$ [kPa] Résistance caractéristique à la compression

$C_{f,d} = 0,30$ Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

SOUDURES

$a_p = 12$ [mm] Plaque principale du pied de poteau

$a_w = 8$ [mm] Bêche

$a_s = 15$ [mm] Raidisseurs

EFFORTS

Cas: 16: COMB5 $(1+2+3) * 0.80 + 12 * 1.20$

$N_{j,Ed} = -307,82$ [kN] Effort axial

$V_{j,Ed,y} = -0,09$ [kN] Effort tranchant

$V_{j,Ed,z} = 64,32$ [kN] Effort tranchant

$M_{j,Ed,y} = -128,71$ [kN*m] Moment fléchissant

$M_{j,Ed,z} = -0,05$ [kN*m] Moment fléchissant

RESULTATS**ZONE COMPRIMEE****COMPRESSION DU BETON**

$f_{cd} = 16666,67$ [kPa] Résistance de calcul à la compression EN 1992-1:[3.1.6.(1)]

$f_j = 33333,33$ [kPa] Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise [6.2.5.(7)]

$$c = t_p \sqrt{(f_{yp} / (3 * f_j * \gamma_{M0}))}$$

$c = 41$ [mm] Largeur de l'appui additionnelle [6.2.5.(4)]

$b_{eff} = 99$ [mm] Largeur efficace de la semelle de tronçon T [6.2.5.(3)]

$l_{eff} = 383$ [mm] Longueur efficace de la semelle de tronçon en T [6.2.5.(3)]

$A_{c0} = 38067,79$ [mm²] Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation EN 1992-1:[6.7.(3)]

$A_{c1} = 342610,14$ [mm²] Aire de calcul maximale de la répartition de la charge EN 1992-1:[6.7.(3)]

$c = 41$ [mm] Largeur de l'appui additionnelle [6.2.5.(4)]

$$F_{rd,u} = A_{c0} * f_{cd} * \sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3 * A_{c0} * f_{cd}$$

$F_{rd,u} = 1903,39$ [kN] Résistance du béton à l'appui rigide EN 1992-1:[6.7.(3)]

$\beta_j = 0,67$ Coefficient réducteur pour la compression [6.2.5.(7)]

$$f_{jd} = \beta_j * F_{rd,u} / (b_{eff} * l_{eff})$$

$f_{jd} = 33333,33$ [kPa] Résistance de calcul du matériau du joint [6.2.5.(7)]

$A_{c,n} = 185596,52$ [mm²] Aire de compression efficace [6.2.8.2.(1)]

$A_{c,y} = 63014,10$ [mm²] Aire de flexion My [6.2.8.3.(1)]

$A_{c,z} = 61324,31$ [mm²] Aire de flexion Mz [6.2.8.3.(1)]

$$F_{c,Rd,i} = A_{c,i} * f_{jd}$$

$F_{c,Rd,n} = 6186,55$ [kN] Résistance du béton à la compression [6.2.8.2.(1)]

$F_{c,Rd,y} = 2100,47$ [kN] Résistance du béton à la flexion My [6.2.8.3.(1)]

$F_{c,Rd,z} = 2044,14$ [kN] Résistance du béton à la flexion Mz [6.2.8.3.(1)]

AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

$CL = 1,00$ Classe de la section EN 1993-1-1:[5.5.2]

$W_{pl,y} = 4028480,00$ [mm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{c,Rd,y} = 1107,83$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_{f,y} = 395$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$$

$F_{c,fc,Rd,y} = 2806,55$ [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

$W_{pl,z} = 2801950,00$ [mm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{c,Rd,z} = 770,54$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_{f,z} = 310$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$$F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$$

$F_{c,fc,Rd,z} = 2485,60$ [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$$

$N_{j,Rd} = 6186,55$ [kN] Résistance de la semelle à l'effort axial [6.2.8.2.(1)]

$$F_{C,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$$

$F_{C,Rd,y} = 2100,47$ [kN] Résistance de la semelle dans la zone comprimée [6.2.8.3]

$$F_{C,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$$

$$F_{C,Rd,z} = 2044,14 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de la semelle dans la zone comprimée} \quad [6.2.8.3]$$

ZONE TENDUE**RUPTURE DU BOULON D'ANCRAGE**

$$A_b = 303,00 \text{ [mm}^2\text{]} \quad \text{Aire de section efficace du boulon} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$f_{ub} = 1200000,00 \text{ [kPa]} \quad \text{Résistance du matériau du boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\text{Beta} = 0,85 \quad \text{Coefficient de réduction de la résistance du boulon} \quad [3.6.1.(3)]$$

$$F_{t,Rd,s1} = \text{beta} \cdot 0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_b / \gamma_{M2}$$

$$F_{t,Rd,s1} = 222,52 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon à la rupture} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\gamma_{Ms} = 1,20 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad \text{CEB [3.2.3.2]}$$

$$f_{yb} = 900000,00 \text{ [kPa]} \quad \text{Limite de plasticité du matériau du boulon} \quad \text{CEB [9.2.2]}$$

$$F_{t,Rd,s2} = f_{yb} \cdot A_b / \gamma_{Ms}$$

$$F_{t,Rd,s2} = 227,25 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon à la rupture} \quad \text{CEB [9.2.2]}$$

$$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$$

$$F_{t,Rd,s} = 222,52 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon à la rupture}$$

ARRACHEMENT DU BOULON D'ANCRAGE DU BETON

$$f_{ck} = 25000,00 \text{ [kPa]} \quad \text{Résistance caractéristique du béton à la compression} \quad \text{EN 1992-1:[3.1.2]}$$

$$f_{ctd} = 0,7 \cdot 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} / \gamma_C$$

$$f_{ctd} = 1196,98 \text{ [kPa]} \quad \text{Résistance de calcul à la traction} \quad \text{EN 1992-1:[8.4.2.(2)]}$$

$$\eta_1 = 1,00 \quad \text{Coef. dépendant des conditions du bétonnage et de l'adhérence} \quad \text{EN 1992-1:[8.4.2.(2)]}$$

$$\eta_2 = 1,00 \quad \text{Coef. dépendant du diamètre du boulon d'ancrage} \quad \text{EN 1992-1:[8.4.2.(2)]}$$

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$$

$$f_{bd} = 2693,21 \text{ [kPa]} \quad \text{Adhérence de calcul admissible} \quad \text{EN 1992-1:[8.4.2.(2)]}$$

$$h_{ef} = 400 \text{ [mm]} \quad \text{Longueur efficace du boulon d'ancrage} \quad \text{EN 1992-1:[8.4.2.(2)]}$$

$$F_{t,Rd,p} = \pi \cdot d \cdot h_{ef} \cdot f_{bd}$$

$$F_{t,Rd,p} = 74,46 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de calc. pour le soulèvement} \quad \text{EN 1992-1:[8.4.2.(2)]}$$

ARRACHEMENT DU CONE DE BETON

$$h_{ef} = 400 \text{ [mm]} \quad \text{Longueur efficace du boulon d'ancrage} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$N_{Rk,c}^0 = 7.5[N^{0.5}/mm^{0.5}] * f_{ck} * h_{ef}^{1.5}$$

$N_{Rk,c}^0 = 300,00$ [kN] Résistance caractéristique du boulon d'ancrage CEB [9.2.4]

$s_{cr,N} = 1200$ [mm] Largeur critique du cône de béton CEB [9.2.4]

$c_{cr,N} = 600$ [mm] Distance critique du bord de la fondation CEB [9.2.4]

$A_{c,N0} = 2640000,00$ [mm²] Aire de surface maximale du cône CEB [9.2.4]

$A_{c,N} = 2640000,00$ [mm²] Aire de surface réelle du cône CEB [9.2.4]

$$\psi_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$$

$\psi_{A,N} = 1,00$ Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage CEB [9.2.4]

$c = 600$ [mm] Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité CEB [9.2.4]

$$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 * c / c_{cr,N} \leq 1.0$$

$\psi_{s,N} = 1,00$ Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation CEB [9.2.4]

$\psi_{rec,N} = 1,00$ Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage CEB [9.2.4]

$$\psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$$

$\psi_{re,N} = 1,00$ Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation CEB [9.2.4]

$\psi_{ucr,N} = 1,00$ Coef. dépendant du degré de fissuration du béton CEB [9.2.4]

$\gamma_{Mc} = 2,16$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]

$$F_{t,Rd,c} = N_{Rk,c}^0 * \psi_{A,N} * \psi_{s,N} * \psi_{rec,N} * \psi_{re,N} * \psi_{ucr,N} / \gamma_{Mc}$$

$F_{t,Rd,c} = 138,8$ [kN Résistance de calcul du boulon d'ancrage à l'arrachement du cône de béton] = $\frac{138,8}{9}$ EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

FENDAGE DU BETON

$h_{ef} = 400$ [mm] Longueur efficace du boulon d'ancrage CEB [9.2.5]

$$N_{Rk,c}^0 = 7.5[N^{0.5}/mm^{0.5}] * f_{ck} * h_{ef}^{1.5}$$

$N_{Rk,c}^0 = 300,00$ [kN] Résistance de calc. pour le soulèvement CEB [9.2.5]

$s_{cr,N} = 800$ [mm] Largeur critique du cône de béton CEB [9.2.5]

$c_{cr,N} = 400$ [mm] Distance critique du bord de la fondation CEB [9.2.5]

$A_{c,N0} = 1500000,00$ [mm²] Aire de surface maximale du cône CEB [9.2.5]

$A_{c,N} = 1500000,00$ [mm²] Aire de surface réelle du cône CEB [9.2.5]

$$\psi_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$$

$\psi_{A,N} = 1,00$ Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage CEB [9.2.5]

$c = 400$ [mm] Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité CEB [9.2.5]

$$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 * c / c_{cr,N} \leq 1.0$$

$\psi_{s,N} = 1,00$ Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation CEB [9.2.5]

$\psi_{rec,N} = 1,00$ Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage CEB [9.2.5]

$\psi_{s,N} = 1,00$	Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation	CEB [9.2.5]
$\psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$		
$\psi_{re,N} = 1,00$	Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation	CEB [9.2.5]
$\psi_{ucr,N} = 1,00$	Coef. dépendant du degré de fissuration du béton	CEB [9.2.5]
$\psi_{h,N} = (h/(2 \cdot h_{ef}))^{2/3} \leq 1.2$		
$\psi_{h,N} = 1,20$	Coef. dépendant de la hauteur de la fondation	CEB [9.2.5]
$\gamma_{M,sp} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{t,Rd,sp} = N_{Rk,c} \cdot \psi_{A,N} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ucr,N} \cdot \psi_{h,N} / \gamma_{M,sp}$		
$F_{t,Rd,sp} = 166,67$ [kN]	Résistance de calcul du boulon d'ancrage au fendage du béton	CEB [9.2.5]

RESISTANCE DU BOULON D'ANCRAGE A LA TRACTION

$$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$$

$$F_{t,Rd} = 74,46 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon d'ancrage à traction}$$

FLEXION DE LA PLAQUE DE BASE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$l_{eff,1} = 339$ [mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1	[6.2.6.5]
$l_{eff,2} = 339$ [mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m = 61$ [mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$M_{pl,1,Rd} = 14,59$ [kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$M_{pl,2,Rd} = 14,59$ [kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,1,Rd} = 949,83$ [kN]	Résistance de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$F_{T,2,Rd} = 376,53$ [kN]	Résistance de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,3,Rd} = 297,83$ [kN]	Résistance de la dalle pour le mode 3	[6.2.4]
$F_{t,pl,Rd,y} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$		
$F_{t,pl,Rd,y} = 297,83$ [kN]	Résistance de la dalle pour le mode à la traction	[6.2.4]

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$l_{eff,1} = 250$ [mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1	[6.2.6.5]
$l_{eff,2} = 250$ [mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m = 51$ [mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$M_{pl,1,Rd} = 10,73$ [kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$M_{pl,2,Rd} = 10,73$ [kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$l_{eff,1} = 250$ [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1 [6.2.6.5]

$F_{T,1,Rd} = 834,66$ [kN] Résistance de la dalle pour le mode 1 [6.2.4]

$F_{T,2,Rd} = 309,57$ [kN] Résistance de la dalle pour le mode 2 [6.2.4]

$F_{T,3,Rd} = 223,37$ [kN] Résistance de la dalle pour le mode 3 [6.2.4]

$F_{t,pl,Rd,z} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$

$F_{t,pl,Rd,z} = 223,37$ [kN] Résistance de la dalle pour le mode à la traction [6.2.4]

RESISTANCES DE SEMELLE DANS LA ZONE TENDUE

$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$

$F_{T,Rd,y} = 297,83$ [kN] Résistance de la semelle dans la zone tendue [6.2.8.3]

$F_{T,Rd,z} = F_{t,pl,Rd,z}$

$F_{T,Rd,z} = 223,37$ [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) $0,05 < 1,00$ **vérifié** (0,05)

$e_y = 418$ [mm] Excentricité de l'effort axial [6.2.8.3]

$z_{c,y} = 197$ [mm] Bras de levier $F_{C,Rd,y}$ [6.2.8.1.(2)]

$z_{t,y} = 200$ [mm] Bras de levier $F_{T,Rd,y}$ [6.2.8.1.(3)]

$M_{j,Rd,y} = 224,14$ [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) $0,57 < 1,00$ **vérifié** (0,57)

$e_z = 0$ [mm] Excentricité de l'effort axial [6.2.8.3]

$z_{c,z} = 155$ [mm] Bras de levier $F_{C,Rd,z}$ [6.2.8.1.(2)]

$z_{t,z} = 225$ [mm] Bras de levier $F_{T,Rd,z}$ [6.2.8.1.(3)]

$M_{j,Rd,z} = 0,61$ [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) $0,08 < 1,00$ **vérifié** (0,08)

$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ $0,65 < 1,00$ **vérifié** (0,65)

CISAILLEMENT

PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$\alpha_{d,y} = 1,04$ Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$\alpha_{b,y} = 1,00$ Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$ [Tableau 3.4]

$k_{1,y} = 2,50$ Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} \cdot \alpha_{b,y} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$$F_{1,vb,Rd,y} = 473,00 \text{ [kN]} \text{ Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise} \quad [6.2.2.(7)]$$

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$$\alpha_{d,z} = 1,81 \text{ Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\alpha_{b,z} = 1,00 \text{ Coef. pour les calculs de la résistance } F_{1,vb,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$k_{1,z} = 2,50 \text{ Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \cdot \alpha_{b,z} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$$F_{1,vb,Rd,z} = 473,00 \text{ [kN]} \text{ Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise} \quad [6.2.2.(7)]$$

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$$\alpha_b = 0,25 \text{ Coef. pour les calculs de la résistance } F_{2,vb,Rd} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$A_{sb} = 303,00 \text{ [mm}^2\text{]} \text{ Aire de la section efficace du boulon} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$f_{ub} = 1200000,00 \text{ [kPa]} \text{ Résistance du matériau du boulon à la traction} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \text{ Coefficient de sécurité partiel} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_{sb} / \gamma_{M2}$$

$$F_{2,vb,Rd} = 72,14 \text{ [kN]} \text{ Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$\alpha_M = 2,00 \text{ Coef. dépendant de l'ancrage du boulon dans la fondation} \quad \text{CEB [9.3.2.2]}$$

$$M_{Rk,s} = 1,34 \text{ [kN}\cdot\text{m]} \text{ Résistance caractéristique de l'ancrage à la flexion} \quad \text{CEB [9.3.2.2]}$$

$$l_{sm} = 54 \text{ [mm]} \text{ Longueur du bras de levier} \quad \text{CEB [9.3.2.2]}$$

$$\gamma_{Ms} = 1,20 \text{ Coefficient de sécurité partiel} \quad \text{CEB [3.2.3.2]}$$

$$F_{v,Rd,sm} = \alpha_M \cdot M_{Rk,s} / (l_{sm} \cdot \gamma_{Ms})$$

$$F_{v,Rd,sm} = 41,65 \text{ [kN]} \text{ Résistance du boulon au cisaillement - avec bras de levier} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$$N_{Rk,c} = 300,00 \text{ [kN]} \text{ Résistance de calc. pour le soulèvement} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$k_3 = 2,00 \text{ Coef. dépendant de la longueur de l'ancrage} \quad \text{CEB [9.3.3]}$$

$$\gamma_{Mc} = 2,16 \text{ Coefficient de sécurité partiel} \quad \text{CEB [3.2.3.1]}$$

$$F_{v,Rd,cp} = k_3 \cdot N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$$

$$F_{v,Rd,cp} = 277,78 \text{ [kN]} \text{ Résistance du béton à l'effet de levier} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

ECRASEMENT DU BORD DU BETON

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$V_{Rk,c,y}^0$	2857,9 [kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$=$	7		
$\psi_{A,V,y}$	0,63	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
$\psi_{h,V,y}$	1,02	Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
$\psi_{s,V,y}$	0,90	Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB [9.3.4.(d)]
$\psi_{ec,V,y}$	1,00	Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(e)]
$\psi_{\alpha,V,y}$	1,00	Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB [9.3.4.(f)]
$\psi_{ucr,V,y}$	1,00	Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation	CEB [9.3.4.(g)]
γ_{Mc}	2,16	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y}^0 * \psi_{A,V,y} * \psi_{h,V,y} * \psi_{s,V,y} * \psi_{ec,V,y} * \psi_{\alpha,V,y} * \psi_{ucr,V,y} / \gamma_{Mc}$			
$F_{v,Rd,c,y}$	778,11 [kN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$V_{Rk,c,z}^0$	2958,2 [kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$=$	5		
$\psi_{A,V,z}$	0,59	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
$\psi_{h,V,z}$	1,03	Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
$\psi_{s,V,z}$	0,90	Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB [9.3.4.(d)]
$\psi_{ec,V,z}$	1,00	Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(e)]
$\psi_{\alpha,V,z}$	1,00	Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB [9.3.4.(f)]
$\psi_{ucr,V,z}$	1,00	Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation	CEB [9.3.4.(g)]
γ_{Mc}	2,16	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z}^0 * \psi_{A,V,z} * \psi_{h,V,z} * \psi_{s,V,z} * \psi_{ec,V,z} * \psi_{\alpha,V,z} * \psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$			
$F_{v,Rd,c,z}$	749,81 [kN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$C_{f,d}$	0,30	Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton	[6.2.2.(6)]
$N_{c,Ed}$	307,82 [kN]	Effort de compression	[6.2.2.(6)]
$F_{f,Rd} = C_{f,d} * N_{c,Ed}$			
$F_{f,Rd}$	92,35 [kN]	Résistance au glissement	[6.2.2.(6)]

CONTACT DE LA CALE D'ARRET AVEC BETON

$$F_{v,Rd,wg,y} = 1.4 \cdot l_w \cdot b_{wy} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

$$F_{v,Rd,wg,y} = 4200,00 \text{ [kN]} \text{ Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton}$$

$$F_{v,Rd,wg,z} = 1.4 \cdot l_w \cdot b_{wz} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

$$F_{v,Rd,wg,z} = 1983,33 \text{ [kN]} \text{ Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton}$$

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{v,Rd,wg,y} + F_{f,Rd}$$

$$V_{j,Rd,y} = 4708,82 \text{ [kN]} \text{ Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

$$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0 \quad 0,00 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

$$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{v,Rd,wg,z} + F_{f,Rd}$$

$$V_{j,Rd,z} = 2492,15 \text{ [kN]} \text{ Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

$$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,03 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,03)$$

$$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,03 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,03)$$

CONTROLE DES RAIDISSEURS

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$$M_1 = 10,69 \text{ [kN*m]} \text{ Moment fléchissant du raidisseur}$$

$$Q_1 = 129,59 \text{ [kN]} \text{ Effort tranchant du raidisseur}$$

$$z_s = 66 \text{ [mm]} \text{ Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)}$$

$$I_s = 103271719,93 \text{ [mm}^4\text{]} \text{ Moment d'inertie du raidisseur}$$

$$\sigma_d = 4193,61 \text{ [kPa]} \text{ Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle} \quad \text{EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$$\sigma_g = 29968,91 \text{ [kPa]} \text{ Contrainte normale dans les fibres supérieures} \quad \text{EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$$\tau = 39268,97 \text{ [kPa]} \text{ Contrainte tangentielle dans le raidisseur} \quad \text{EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$$\sigma_z = 68145,01 \text{ [kPa]} \text{ Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle} \quad \text{EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp} / \gamma_{M0}) \leq 1.0 \text{ (6.1)} \quad 0,25 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,25)$$

SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

$$\sigma_{\perp} = 11430,15 \text{ [kPa]} \text{ Contrainte normale dans la soudure} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{\perp} = 11430,15 \text{ [kPa]} \text{ Contrainte tangentielle perpendiculaire} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{y||} = -6,12 \text{ [kPa]} \text{ Contrainte tangentielle parallèle à } V_{j,Ed,y} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{z||} = 1376,41 \text{ [kPa]} \text{ Contrainte tangentielle parallèle à } V_{j,Ed,z} \quad [4.5.3.(7)]$$

$\sigma_{\perp} =$	11430,15	[kPa]	Contrainte normale dans la soudure	[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)	0,04 < 1,00	vérifié	(0,04)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,06 < 1,00	vérifié	(0,06)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,05 < 1,00	vérifié	(0,05)

SOUDURES VERTICALES DES RAIDISSEURS

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$\sigma_{\perp} =$	0,00	[kPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	0,00	[kPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	26179,31	[kPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	0,00	[kPa]	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)	0,11 < 1,00	vérifié	(0,11)
--	-------------	----------------	--------

SOUDURES HORIZONTALES DES RAIDISSEURS

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$\sigma_{\perp} =$	18511,57	[kPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	18511,57	[kPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	17177,41	[kPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	47496,35	[kPa]	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)
--	-------------	----------------	--------

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$b_{eff} =$	99	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
-------------	----	------	---	-------------

$l_{eff} =$	383	[mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
-------------	-----	------	---	-------------

$k_{13,y} = E_c \cdot \sqrt{(b_{eff} \cdot l_{eff})} / (1.275 \cdot E)$

$k_{13,y} =$	23	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
--------------	----	------	-------------------------------------	----------------

$l_{eff} =$	339	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
-------------	-----	------	---	-----------

$m =$	61	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
-------	----	------	-----------------------------------	-----------

$k_{15,y} = 0.425 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3 / (m^3)$

$k_{15,y} =$	10	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	252	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,y} = 1.6 \cdot A_b / L_b$				
$k_{16,y} =$	2	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,y} =$	0,32		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} =$	84122,10	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[Tableau 6.12]
$S_{j,rig,y} =$	436166,33	[kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$ SEMI-RIGIDE				[5.2.2.5.(2)]
Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$				
$k_{13,z} = E_c \cdot \sqrt{A_{c,z}} / (1.275 \cdot E)$				
$k_{13,z} =$	29	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} =$	250	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	51	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,z} = 0.425 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3 / (m^3)$				
$k_{15,z} =$	12	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	252	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,z} = 1.6 \cdot A_b / L_b$				
$k_{16,z} =$	2	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,z} =$	0,62		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,z} =$	289308,53	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]
$S_{j,rig,z} =$	117117,00	[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:

FONDATION A L'ARRACHEMENT DU BOULON D'ANCRAGE DU BETON

REMARQUES

Rayon de courbure de l'ancrage trop faible. 48 [mm] < 66 [mm]

Segment L4 du boulon d'ancrage à crosse trop court. 0 [mm] < 110 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,65

4) Assemblage poutre principale solive

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019	
	Calculs de l'assemblage poutre principale- solive (âme) NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	

**GENERAL**

Assemblage N°: 4

Nom de l'assemblage : Poutre-poutre (âme)

Assemblage N°: 4
Noeud de la structure: 448
Barres de la structure: 31, 482

GEOMETRIE

POUTRE PRINCIPALE

Profilé: IPE 360
Barre N°: 31
 $\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_g = 360$ [mm] Hauteur de la section poutre principale
 $b_{fg} = 170$ [mm] Largeur de l'aile de la section de la poutre principale
 $t_{wg} = 8$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre principale
 $t_{fg} = 13$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre principale
 $r_g = 18$ [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la poutre principale
 $A_p = 7273,00$ [mm²] Aire de la section de la poutre principale
 $I_{yp} = 162656000,00$ [mm⁴] Moment d'inertie de la section de la poutre principale
Matériau: S 275
 $f_{yg} = 275000,00$ [kPa] Résistance de calcul
 $f_{ug} = 430000,00$ [kPa] Résistance à la traction

POUTRE

Profilé: IPE 180
Barre N°: 482
 $\alpha = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_b = 180$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_b = 91$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wb} = 5$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fb} = 8$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_b = 9$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_b = 2395,00$ [mm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{yb} = 13169600,00$ [mm⁴] Moment d'inertie de la poutre
Matériau: S 275
 $f_{yb} = 275000,00$ [kPa] Résistance de calcul
 $f_{ub} = 430000,00$ [kPa] Résistance à la traction

ENCOCHE DE LA POUTRE

$h_1 = 15$ [mm] Encoche supérieur
 $h_2 = 0$ [mm] Encoche inférieure
 $l = 80$ [mm] Longueur de l'encoche

CORNIERE

Profilé: CAE 150x10

$h_k = 150$ [mm] Hauteur de la section de la cornière
 $b_k = 150$ [mm] Largeur de la section de la cornière
 $t_{fk} = 10$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la cornière
 $r_k = 16$ [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière
 $l_k = 130$ [mm] Longueur de la cornière

Matériau: Steel

$f_{yk} = 235000,00$ [kPa] Résistance de calcul
 $f_{uk} = 360000,00$ [kPa] Résistance à la traction

BOULONS**BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE PRINCIPALE**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 10.9 Classe du boulon

$d = 20$ [mm] Diamètre du boulon

$d_0 = 22$ [mm] Diamètre du trou de boulon

$A_s = 245,00$ [mm²] Aire de la section efficace du boulon

$A_v = 314,16$ [mm²] Aire de la section du boulon

$f_{ub} = 1200000,00$ [kPa] Résistance à la traction

$k = 1$ Nombre de colonnes des boulons

$w = 3$ Nombre de rangées des boulons

$e_1 = 25$ [mm] Niveau du premier boulon

$p_1 = 40$ [mm] Entraxe

SOUDURES

$a_{ab} = 8$ [mm] Soudures d'angle entre la cornière et la poutre

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Cas: 11: $G_c + Q_b (1+7) * 1.35 + 8 * 1.50$

$N_{b,Ed} = -0,00$ [kN] Effort axial

$V_{b,Ed} = 19,45$ [kN] Effort tranchant

$M_{b,Ed} = 15,36$ [kN*m] Moment fléchissant

RESULTATS

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE PRINCIPALE

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 180,9$ [kN Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non filetée d'un
= 6] boulon $F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$

$F_{t,Rd} = 211,6$ [kN Résistance d'un boulon à la traction $F_{t,Rd} = 0.9 * f_u * A_s / \gamma_{M2}$
= 8]

Pression du boulon sur l'âme de la poutre principale

Direction x

$k_{1x} = 0,85$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $0,85 > 0,00$ vérifié

$\alpha_{bx} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2 / (3 * d_0), f_{ub} / f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ vérifié

$F_{b,Rd1x} = 46,53$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bz} = 0,36$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$0,36 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd1z} = 48,99$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la cornière

Direction x

$k_{1x} = 0,85$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$0,85 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bx} = 0,91$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,91 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2x} = 44,27$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bz} = 0,36$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$0,36 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2z} = 51,27$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE POUTRE PRINCIPALE - CORNIERE

cisaillement des boulons

$e = 63$ [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la cornière du centre de l'âme de la poutre	
$M_0 = 0,6$ [kN* 1 m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = 0.5 * V_{b,Ed} * e$
$F_{Vz} = 3,2$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant	$F_{Vz} = 0.5 * V_{b,Ed} / n$
$F_{Mx} = 7,6$ [kN]	Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment	$F_{Mx} = M_0 * z_i / \sum z_i^2$
$F_{x,Ed} = 7,6$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
$F_{z,Ed} = 3,2$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{Ed} = 8,2$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{(F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2)}$
$F_{Rdx} = 44,27$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$

$e = 63$ [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la cornière du centre de l'âme de la poutre

$F_{Rdz} = 48,99$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z

$$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$$

$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 7,61 < 44,27$	vérifié	(0,17)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 3,24 < 48,99$	vérifié	(0,07)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$8,28 < 180,96$	vérifié	(0,05)

Traction des boulons

$e = 110$ [mm] Distance du centre de gravité des groupes de soudures du centre de l'âme de la poutre principale

$M_{0t} = 8,79$ [kN*m] Moment fléchissant réel

$$M_{0t} = 0.5 * (M_{b,Ed} + V_{b,Ed} * e)$$

$F_{t,Ed} = 109,82$ [kN] Effort de traction dans le boulon extrême

$$F_{t,Ed} = M_{0t} * z_{max} / \sum z_i^2 + 0.5 * N_{b2,Ed} / n$$

$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$	$109,82 < 211,68$	vérifié	(0,52)
--------------------------	-------------------	---------	--------

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$F_{v,Ed} = 8,28$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon

$$F_{v,Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$$

$F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / (1.4 * F_{t,Rd}) \leq 1.0$	$0,42 < 1,00$	vérifié	(0,42)
--	---------------	---------	--------

RESISTANCE DES SOUDURES

SOUDURES D'ANGLE ENTRE LA CORNIERE ET LA POUTRE

$e = 110$ [mm] Distance du centre de gravité des groupes de soudures du centre de l'âme de la poutre principale

$M_0 = 8,75$ [kN*m] Moment fléchissant réel

$$M_0 = 0.5 * (M_{b,Ed} + V_{b,Ed} * e)$$

$A_w = 3200,00$ [mm²] Aire de la section des soudures

$I_0 = 18634792,83$ [mm⁴] Moment d'inertie polaire des soudures

$\tau_{Fx} = -0,02$ [kPa] Contrainte composante due à l'influence de l'effort axial

$$\tau_{Fx} = 0.5 * N_{b,Ed} / A_w$$

$\tau_{Fz} = 3038,33$ [kPa] Contrainte composante due à l'influence de l'effort tranchant

$$\tau_{Fz} = 0.5 * V_{b,Ed} / A_w$$

$\tau_{Mx} = 42584,68$ [kPa] Contrainte composante due à l'influence du moment sur la direction x

$$\tau_{Mx} = M_0 * z_i / I_0$$

SOUDURES D'ANGLE ENTRE LA CORNIERE ET LA POUTRE

$e = 110$ [mm] Distance du centre de gravité des groupes de soudures du centre de l'âme de la poutre principale

$\tau_{Mz} = 30505,62$ [kPa] Contrainte composante due à l'influence de l'effort du moment sur la direction z

$$\tau_{Mz} = M_0 \cdot x_i / I_0$$

$\tau = 54882,18$ [kPa] Contrainte résultante

$$\tau = \sqrt{[(\tau_{Fx} + \tau_{Mx})^2 + (\tau_{Fz} + \tau_{Mz})^2]}$$

$\beta_w = 0,80$ Coefficient de corrélation

[Tableau 4.1]

$f_{vw,d} = 207846,1$ [kPa]

$$f_{vw,d} = f_u / (\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2})$$

$\tau \leq f_{vw,d}$ $54882,18 < 207846,10$ **vérifié** (0,26)

REMARQUES

Pince boulon-extrémité horizontale de la cornière de l'aile supérieure de la poutre trop faible	17 [mm] < 17 [mm]
Pince boulon-extrémité horizontale de la cornière sur la poutre principale trop faible	25 [mm] < 26 [mm]
Pince boulon-extrémité inférieure de la cornière sur la poutre principale trop faible	25 [mm] < 26 [mm]
Entraxe vertical des boulons assemblant la cornière à la poutre principale trop faible	40 [mm] < 48 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,52

5) Assemblage gousset du contreventement :

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019	
	Calcul de l'assemblage au gousset NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	



GENERAL

Assemblage N°: 7

Nom de l'assemblage : Gousset - contreventement

GEOMETRIE

BARRES

		Barre 1	Barre 2	Barre 3	Barre 4		
Profilé:		UPN 200	UPN 200	UPN 200	UPN 200		
	h	200	200	200	200		mm
	b _f	75	75	75	75		mm
	t _w	9	9	9	9		mm
	t _f	12	12	12	12		mm
	r	12	12	12	12		mm
	A	3220,00	3220,00	3220,00	3220,00		mm ²
Matériau:		S 235	S 275	S 235	S 275		
	f _y	235000,00	275000,00	235000,00	275000,00		kPa
	f _u	360000,00	430000,00	360000,00	430000,00		kPa

$e_1 = 40$ [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre

Barre 3

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 8.8 Classe du boulon

$d = 12$ [mm] Diamètre du boulon

$d_0 = 13$ [mm] Diamètre du trou de boulon

$A_s = 84,00$ [mm²] Aire de la section efficace du boulon

$A_v = 113,10$ [mm²] Aire de la section du boulon

$f_{yb} = 640000,00$ [kPa] Limite de plasticité

$f_{ub} = 900000,00$ [kPa] Résistance du boulon à la traction

$n = 3$ Nombre de colonnes des boulons

Espacement des boulons 60; 60 [mm]

$e_1 = 40$ [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre

$e_2 = 50$ [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre

$e_c = 100$ [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 4

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 8.8 Classe du boulon

$d = 12$ [mm] Diamètre du boulon

$d_0 = 13$ [mm] Diamètre du trou de boulon

$A_s = 84,00$ [mm²] Aire de la section efficace du boulon

$A_v = 113,10$ [mm²] Aire de la section du boulon

$f_{yb} = 640000,00$ [kPa] Limite de plasticité

$f_{ub} = 900000,00$ [kPa] Résistance du boulon à la traction

$n = 3$ Nombre de colonnes des boulons

Espacement des boulons 60; 60 [mm]

$e_1 = 40$ [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre

$e_2 = 50$ [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre

$e_c = 100$ [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

GOUSSET

$l_p = 650$ [mm] Longueur de la platine
 $h_p = 600$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_p = 10$ [mm] Epaisseur de la platine

Paramètres

$h_1 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_1 = 0$ [mm] Grugeage
 $h_2 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_2 = 0$ [mm] Grugeage
 $h_3 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_3 = 0$ [mm] Grugeage
 $h_4 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_4 = 0$ [mm] Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres (-5; -30)

$e_v = 330$ [mm] Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres
 $e_H = 330$ [mm] Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

Matériau: S 235

$f_y = 235000,00$ [kPa] 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: Calculs manuels

$N_{b1,Ed} = 19,07$ [kN] Effort axial

$N_{b2,Ed} = 19,07$ [kN] Effort axial

$N_{b3,Ed} = 19,07$ [kN] Effort axial

$N_{b1,Ed} = 19,07$ [kN] Effort axial

$N_{b4,Ed} = 19,07$ [kN] Effort axial

RESULTATS

BARRE 1

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 48,86$ [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la barre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ vérifié

$\alpha_{bx} = 1,00$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ vérifié

$F_{b,Rd1x} = 73,4$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ vérifié

$\alpha_{bz} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ vérifié

$F_{b,Rd1z} = 73,44$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la platine

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ vérifié

$\alpha_{bx} = 1,00$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2x} = 86,40$ [kN]	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou	$F_{b,Rd2x} = k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$
Direction z		
$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bz} = 1,00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2z} = 86,40$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$e = -50$ [mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons	
$M_0 = -0,95$ [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = N_{b1,Ed} \cdot e$
$F_{NSd} = 6,36$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{NSd} = N_{b1,Ed} / n$
$F_{MSd} = -7,95$ [kN]	Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment	$F_{MSd} = M_0 \cdot X_{max} / \sum X_i^2$
$F_{x,Ed} = 6,36$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{NSd}$
$F_{z,Ed} = -7,95$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
$F_{Ed} = 10,18$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} = 73,44$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 73,44$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 6,36 < 73,44$	vérifié (0,09)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ -7,95 < 73,44$	vérifié (0,11)
$F_{Ed} \leq F_{VRd}$	$10,18 < 48,86$	vérifié (0,21)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A_{net} = 3109,50$ [mm ²]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - t \cdot d_0$
$N_{uRd} = 805,98$ [kN]	Résistance de calcul de la section nette	$N_{uRd} = (0.9 \cdot A_{net} \cdot f_{u1}) / \gamma_{M2}$
$N_{plRd} = 756,70$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{plRd} = A \cdot f_{y1} / \gamma_{M0}$
$ N_{b1,Ed} \leq N_{tRd}$	$ 19,07 < 805,98$	vérifié (0,02)
$ N_{b1,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ 19,07 < 756,70$	vérifié (0,03)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} = \frac{1219,7}{5} \text{ [mm}^2\text{]}$ Aire nette de la zone de la section en traction

$A_{nv} = \frac{1083,7}{5} \text{ [mm}^2\text{]}$ Aire de la zone de la section en traction

$V_{effRd} = 322,68 \text{ [kN]}$ Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous $V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

$|N_{b1,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |19,07| < 322,68 \quad \text{vérifié} \quad (0,06)$

BARRE 2

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 48,86 \text{ [kN]}$ Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la barre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$

$\alpha_{bx} = 1,00$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 1,00 > 0,00 \quad \text{vérifié}$

$F_{b,Rd1x} = 87,72 \text{ [kN]}$ Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$

$\alpha_{bz} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 1,00 > 0,00 \quad \text{vérifié}$

$F_{b,Rd1z} = 87,72 \text{ [kN]}$ Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la platine

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$

$\alpha_{bx} = 1,00$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 1,00 > 0,00 \quad \text{vérifié}$

$F_{b,Rd2x} = 86,40 \text{ [kN]}$ Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2z} = 86,40$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$e = -50$ [mm] Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons

$M_0 = -0,95$ [kN*m] Moment fléchissant réel $M_0 = N_{b2,Ed} \cdot e$

$F_{NSd} = 6,36$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial $F_{NSd} = N_{b2,Ed}/n$

$F_{MSd} = -7,95$ [kN] Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment $F_{MSd} = M_0 \cdot X_{max} / \sum X_i^2$

$F_{x,Ed} = 6,36$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x $F_{x,Ed} = F_{NSd}$

$F_{z,Ed} = -7,95$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z $F_{z,Ed} = F_{MSd}$

$F_{Ed} = 10,18$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon $F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$

$F_{Rdx} = 86,40$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x $F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$

$F_{Rdz} = 86,40$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z $F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$

$|F_{x,Ed}| \leq F_{Rdx}$ $|6,36| < 86,40$ **vérifié** (0,07)

$|F_{z,Ed}| \leq F_{Rdz}$ $|-7,95| < 86,40$ **vérifié** (0,09)

$F_{Ed} \leq F_{VRd}$ $10,18 < 48,86$ **vérifié** (0,21)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A_{net} = 3109,50$ [mm²] Aire de la section nette $A_{net} = A - t \cdot d_0$

$N_{u,Rd} = 962,70$ [kN] Résistance de calcul de la section nette $N_{u,Rd} = (0.9 \cdot A_{net} \cdot f_{u2}) / \gamma_{M2}$

$N_{pl,Rd} = 885,50$ [kN] Résistance de calcul plastique de la section brute $N_{pl,Rd} = A \cdot f_{y2} / \gamma_{M0}$

$|N_{b2,Ed}| \leq N_{t,Rd}$ $|19,07| < 962,70$ **vérifié** (0,02)

$|N_{b2,Ed}| \leq N_{pl,Rd}$ $|19,07| < 885,50$ **vérifié** (0,02)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} = 1219,7$ [mm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$A_{nv} = 1083,7$ [mm²] Aire de la zone de la section en traction

$V_{effRd} = 381,87$ [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous $V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

$A_{nt} = \frac{1219,7}{5} \text{ [mm}^2\text{]}$ Aire nette de la zone de la section en traction

$|N_{b2,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |19,07| < 381,87 \quad \text{vérifié (0,05)}$

BARRE 3

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 48,86 \text{ [kN]}$ Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la barre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ vérifié

$\alpha_{bx} = 1,00$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ vérifié

$F_{b,Rd1x} = \frac{73,4}{4} \text{ [kN]}$ Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d^* \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ vérifié

$\alpha_{bz} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ vérifié

$F_{b,Rd1z} = 73,44 \text{ [kN]}$ Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d^* \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la platine

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ vérifié

$\alpha_{bx} = 1,00$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ vérifié

$F_{b,Rd2x} = \frac{86,4}{0} \text{ [kN]}$ Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d^* \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2z} = 86,40$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$e = -50$ [mm] Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons

$M_0 = -0,95$ [kN*m] Moment fléchissant réel $M_0 = N_{b3,Ed} \cdot e$

$F_{NSd} = 6,36$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial $F_{NSd} = N_{b3,Ed}/n$

$F_{MSd} = -7,95$ [kN] Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment $F_{MSd} = M_0 \cdot X_{max} / \sum X_i^2$

$F_{x,Ed} = 6,36$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x $F_{x,Ed} = F_{NSd}$

$F_{z,Ed} = -7,95$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z $F_{z,Ed} = F_{MSd}$

$F_{Ed} = 10,18$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon $F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$

$F_{Rdx} = 73,44$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x $F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$

$F_{Rdz} = 73,44$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z $F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$

$|F_{x,Ed}| \leq F_{Rdx}$ $|6,36| < 73,44$ **vérifié** (0,09)

$|F_{z,Ed}| \leq F_{Rdz}$ $|-7,95| < 73,44$ **vérifié** (0,11)

$F_{Ed} \leq F_{VRd}$ $10,18 < 48,86$ **vérifié** (0,21)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A_{net} = 3109,50$ [mm²] Aire de la section nette $A_{net} = A - t \cdot d_0$

$N_{uRd} = 805,98$ [kN] Résistance de calcul de la section nette $N_{u,Rd} = (0.9 \cdot A_{net} \cdot f_{u3}) / \gamma_{M2}$

$N_{plRd} = 756,70$ [kN] Résistance de calcul plastique de la section brute $N_{plRd} = A \cdot f_{y3} / \gamma_{M0}$

$|N_{b3,Ed}| \leq N_{tRd}$ $|19,07| < 805,98$ **vérifié** (0,02)

$|N_{b3,Ed}| \leq N_{pl,Rd}$ $|19,07| < 756,70$ **vérifié** (0,03)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} = \frac{1219,7}{5}$ [mm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$A_{nv} = \frac{1083,7}{5}$ [mm²] Aire de la zone de la section en traction

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} = \frac{1219,7}{5} \text{ [mm}^2\text{]}$ Aire nette de la zone de la section en traction

$V_{effRd} = 322,68 \text{ [kN]}$ Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous $V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

$|N_{b3,Ed}| \leq V_{effRd}$ $|19,07| < 322,68$ **vérifié** $(0,06)$

BARRE 4

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 48,86 \text{ [kN]}$ Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la barre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 1,00$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 87,72 \text{ [kN]}$ Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1z} = 87,72 \text{ [kN]}$ Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la platine

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 1,00$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 86,40 \text{ [kN]}$ Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0,0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bz} = 1,00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0,0$	$1,00 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2z} = 86,40$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$e = -50$ [mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons	
$M_0 = -0,95$ [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = N_{b4,Ed} * e$
$F_{NSd} = 6,36$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{NSd} = N_{b4,Ed} / n$
$F_{MSd} = -7,95$ [kN]	Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment	$F_{MSd} = M_0 * x_{max} / \sum X_i^2$
$F_{x,Ed} = 6,36$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{NSd}$
$F_{z,Ed} = -7,95$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
$F_{Ed} = 10,18$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} = 86,40$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 86,40$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 6,36 < 86,40$	vérifié (0,07)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ -7,95 < 86,40$	vérifié (0,09)
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$	$10,18 < 48,86$	vérifié (0,21)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A_{net} = 3109,50$ [mm ²]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - t * d_0$
$N_{u,Rd} = 962,70$ [kN]	Résistance de calcul de la section nette	$N_{u,Rd} = (0.9 * A_{net} * f_{u4}) / \gamma_{M2}$
$N_{pl,Rd} = 885,50$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = A * f_{y4} / \gamma_{M0}$
$ N_{b4,Ed} \leq N_{tRd}$	$ 19,07 < 962,70$	vérifié (0,02)
$ N_{b4,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ 19,07 < 885,50$	vérifié (0,02)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} = 1219,7$ [mm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} = 1083,7$ [mm ²]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} = 381,87$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ N_{b4,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 19,07 < 381,87$	vérifié (0,05)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,21

X.1 : introduction :

Les fondations d'une construction sont faites pour transmettre toutes les sollicitations au sol, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage car elle assure la stabilité générale de la structure.

Le calcul va se faire au début sur les pieds de poteaux en déterminant tous les dimensions et paramètres, ensuite l'étude de l'infrastructure qui demande la reconnaissance géologique et géotechnique du terrain, car l'étude des fondations et leurs dimensions dépendent des caractéristiques physiques et mécaniques du sol.

X.2 : choix de type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend de plusieurs paramètres à savoir

- *Les caractéristiques du sol.*
- *La stabilité du bâtiment.*
- *Type de construction.*

Nous optons pour des semelles isolées carrées .

X.3 : Document utilisés :

Les documents utilisés sont les suivants :

- *BAEL 91*
- *RPA 2003*

La contrainte du sol est estimée à 2 bars .

	N_{sd}	M_{sd}
<i>ELS</i>	<i>970.05</i>	<i>29.30</i>
<i>ELU</i>	<i>1346.68</i>	<i>43.94</i>

X.4 : caractéristiques des matériaux :**X.4.1 : béton :**

- *Contrainte limites du béton :*

A l'ELU

$$F_{ub} = 0.85 * (f_{28} / \theta \gamma_b)$$

$$F_{ub} = 0.85 * (25 / 1 * 1.5)$$

$$F_{ub} = 14.16 \text{ mpa}$$

Avec $\gamma_b = 1.5$ situation courante .

et $\gamma_b = 1.15$ situation accidentelle.

$\theta = 1$: la dure d'exploitation est supérieure à 24 h

$\theta = 0.9$: la dure d'exploitation est entre 1 h et 24 h

$\theta = 0.85$ si : la dure d'exploitation est inférieure à 24 h

A l'ELS :

$$\sigma_b = 0.6 f_{c28}$$

$$\sigma_b = 0.6 * 25 = 15 \text{ MPA.}$$

X.4.2: acier**a) a l'ELU :**

$$\sigma_{st} = f_e / \gamma_s$$

$$\sigma_{st} = 400 / 1.15$$

$$\sigma_{st} = 347.83 \text{ MPA}$$

$\gamma_s = 1.15$ situation courante

$\gamma_s = 1$ situation accidentelle

b) a l'ELS

- *$\sigma_{st} = f_e$ si la fissuration est peu nuisible*

- $\sigma_{st} = (2/3)f_e = 267 \text{ mpa} ; \sqrt[110]{n * f_{tj}}$ si la fissuration est préjudiciable
- $\sigma_{st} = \min (\frac{1}{2} f_e ; \sqrt[90]{n * f_{tj}}$ si la fissuration est très préjudiciable

Dans notre cas on a fissuration préjudiciable donc :

- $(2/3)f_e = 267 \text{ mpa} ; \sqrt[110]{n * f_{tj}} = 201.63 \text{ mpa} .$

X.4.3 : étude 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 ancre par des tiges de scellement. Pour le dimensionnement de l'encastrement c'est-à-dire la détermination des efforts dans les tiges d'ancrages et dans la platine, ainsi que le moment et l'effort normale exerce sur la base du poteau sont équilibrés par la traction des tiges d'ancrages et la compression du béton. La liaison des poteaux a leur extrémité est considère comme encastre dans les deux sens longitudinale et transversale. Le béton des poteaux est dose a $350 \text{ kg} / \text{m}^3 = 25 \text{ MPA} .$

X.4.4 : dimensionnement des fondations :

Pour le dimensionnement des fondations, on choisit une semelle qui se trouve sous le poteau le plus solliciter, les autres poteaux doivent être calcules de la même façon.

X.4.4.1 : sollicitations maximales selon le logiciel robot 2019 :

- $N_{sd} = 1346.68$
- $V_{sd} = 34.47$
- $M_{sd} = 43.94$
- $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$

$$\sigma_{sol} = \frac{N}{A*B} \text{ rectangulaire (carre)} \frac{N}{A^2} \leq \bar{\sigma}_{adm}$$

$$\frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{1346.8}{200} = 6.73 \text{ m}$$

on prend des semelles isolées carrée 2.80*2.80

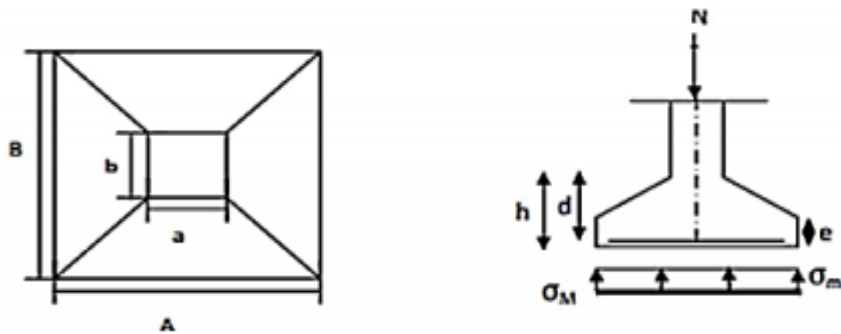


Figure 10.1 : diagramme des contraintes agissant sur les fondations

X.4.4.2. Détermination de la hauteur de la semelle :

Nous avons :

- Poteaux HEA 240
- $a = 230 = 0.23$
- $b = 240 = 0.24$

avec : $h = d + 5$

$$d \geq \max \left(\frac{B-b}{4} ; \frac{A-a}{4} \right)$$

$$d = 0.64$$

$d \geq 59 \text{ cm}$ on prend 60

donc $h = 60 + 5 = 70 \text{ cm}$.

VERIFICATION :

$$\sigma = \frac{N_{sd} + \varphi_{semelle}}{S_{semelle}} < \sigma_{sol} = 0,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma = \frac{1,346 + (2,8 * 2,8 * 0,7) * 0,025}{2,8 * 2,8}$$

$\sigma = 0.18MPa < 0,2MPa$ non Vérifier.

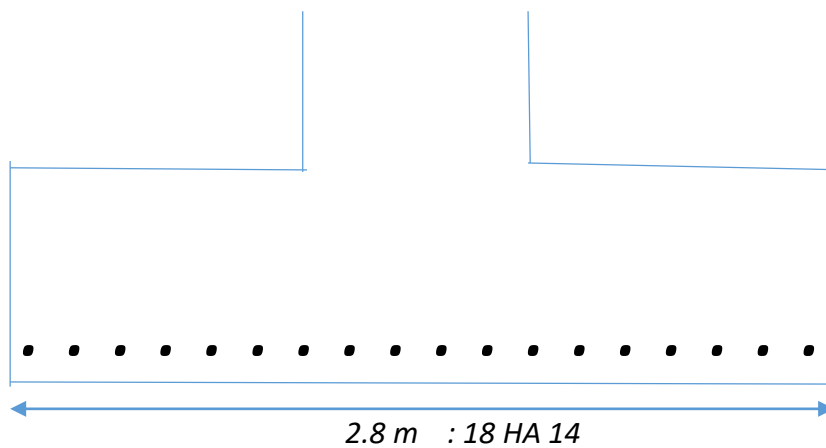
Ferrailage de la semelle :

$$\frac{A_s}{A} = \frac{N_{sd}(A - a)}{8 * d * \sigma_{st}} = \frac{1,346 * (2,8 - 0,23)}{8 * 0,65 * \frac{400}{1,15}}$$

$A_{s/A} = 19.12cm^2 \longrightarrow 18 \text{ HA } 14 = 27.7cm^2$

$$\frac{A_s}{B} = \frac{N_{sd}(B - b)}{8 * d * \sigma_{st}}$$

$A_{s/B} = 19.05cm^2 \longrightarrow 18HA \text{ } 14 = 27.7 cm^2$



CONCLUSION GÉNÉRALE.

Conclusion générale

L'étude de ce projet nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de l'ingénieur de maîtriser les règles de calcul que ce soit statique ou dynamique, les règlements et concept régissant le domaine étudié. D'un autre côté nous avons pu développer de nouvelles connaissances sur les méthodes de calcul de pour des vérifications et dimensionnement des structures de façon manuelle ou sous logiciel comme Autodesk ROBOT.

Ce projet représente un exemple, un essai mais surtout un avant-gout de tous les défis qui nous attendent dans le future c'est pour cela qu'il a été tellement bénéfique.

Enfin le travail que nous avons présenté et l'aboutissement de cinq année d'études.

Enfin nous espérons avoir atteint nos objectifs et nous permettrons d'exploiter ces connaissances dans notre vie professionnelle.

Bibliographie :

Document technique :

- *Règlement vent et neige2013*
- *Calcul des éléments de construction métallique de M LAHLOU DAHMANI*
- *Eurocode 3, les normes européennes de conception, de dimensionnement.*
- *Calcul des construction mixtes acier-béton d'après l'Eurocode 4*
- *Document technique réglementaire DTR B C 2.2*
- *BAEL 99 / VERSION 2003*

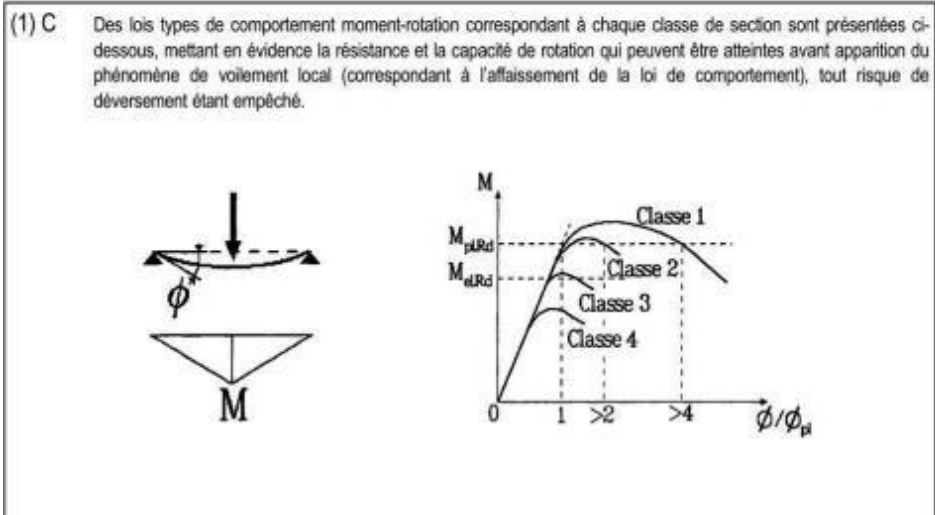
ANNEXE.

Annexe 01 :catégorie de terrain.

Catégorie de terrain	K_T	$z_0 (m)$	$z_{min} (m)$	ε
0 mer, ou zone côtière exposée aux vents de mer.	0.156	0.003	1	0.38
I Lacs ou zone plate et horizontale à végétation négligeable et libre de tout obstacle.	0.170	0.01	1	0.44
II Zone à végétation basse telle que l'herbe, avec ou non quelques obstacles isolés (arbres, bâtiments) séparés les uns des autres d'au moins de 20 fois leur hauteur.	0.190	0.05	2	0.52
III Zones à couverture végétale régulière ou des bâtiments, ou avec des obstacles isolés séparés d'au plus de 20 fois leur hauteur (par exemple des villages, des zones suburbaines, des forêts permanentes).	0.215	0.3	5	0.61
IV Zones urbaines dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m.	0.234	1	10	0.67

Annexe 03 : principe de classification des sections.

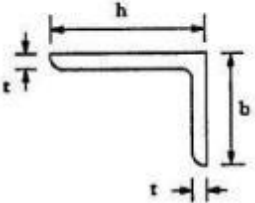
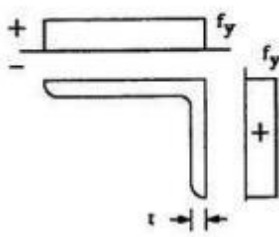
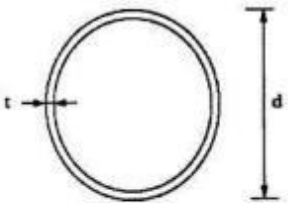
- (1) Quatre classes de sections transversales sont définies:
- Classe 1 - Sections transversales pouvant former une rotule plastique avec la capacité de rotation requise pour une analyse plastique.
 - Classe 2 - Sections transversales pouvant développer leur moment de résistance plastique, mais avec une capacité de rotation limitée.
 - Classe 3 - Sections transversales dont la contrainte calculée dans la fibre extrême comprimée de l'élément en acier peut atteindre la limite d'élasticité, mais dont le voilement local est susceptible d'empêcher le développement du moment de résistance plastique.
 - Classe 4 - Sections transversales dont la résistance au moment fléchissant ou à la compression doit être déterminée avec prise en compte explicite des effets de voilement local.



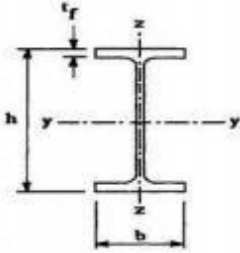
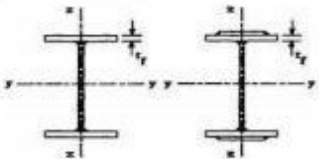
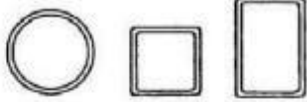
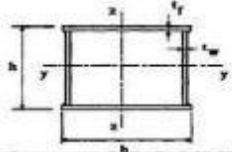

Annexe 04 : rapports de largeur maximale pour les parois comprimées.

Tableau 5.3.1 (Feuille 1)		Rapports largeur maximaux pour parois comprimées		
(a) <u>Ames</u> : (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	$d/t_w \leq 72 \varepsilon$	$d/t_w \leq 33 \varepsilon$	Quand $\alpha > 0,5$: $d/t_w \leq 396 \varepsilon / (13 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$: $d/t_w \leq 36 \varepsilon / \alpha$	
2	$d/t_w \leq 83 \varepsilon$	$d/t_w \leq 38 \varepsilon$	Quand $\alpha > 0,5$: $d/t_w \leq 456 \varepsilon / (13 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$: $d/t_w \leq 41,5 \varepsilon / \alpha$	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
3	$d/t_w \leq 124 \varepsilon$	$d/t_w \leq 42 \varepsilon$	Quand $\psi > -1$: $d/t_w \leq 42 \varepsilon / (0,67 + 0,33\psi)$ Quand $\psi \leq -1$: $d/t_w \leq 62 \varepsilon (1 - \psi) / (-\psi)$	
$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$	f_y (N/mm ²)	235	275	355
	ε	1	0,92	0,81

Annexe 05 :

d) Cornières				
<p>Se référer aussi à (c) "Parois de semelles en console" (voir feuille 3)</p>		<p>(Ne s'applique pas aux cornières en contact continu avec d'autres composants)</p>		
Classe	Section comprimée			
<p>Distribution de contraintes dans la section (compression positive)</p>				
(e) Sections tubulaires				
				
Classe	Section fléchie et/ou comprimée			
1	$d/t \leq 50\epsilon^2$			
2	$d/t \leq 70\epsilon^2$			
3	$d/t \leq 90\epsilon^2$			
$\epsilon = \sqrt{235 / f_y}$	f_y (N/mm ²)	235	275	355
	ϵ	1	0,92	0,81
	ϵ^2	1	0,85	0,66

Annexe 06 : choix de la courbe de flambement pour les section.

Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
Sections en I laminées 	$h / b > 1,2$: $t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$h / b \leq 1,2$: $t_f \leq 100 \text{ mm}$ $t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z y - y z - z	b c d d
Sections en I soudées 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$t_f > 40 \text{ mm}$	y - y z - z	c d
Sections creuses 	laminées à chaud	quel qu'il soit	a
	formées à froid - en utilisant f_{yb} *)	quel qu'il soit	b
	formées à froid - en utilisant f_{ya} *)	quel qu'il soit	c
Caissons soudés 	d'une manière générale (sauf ci-dessous)	quel qu'il soit	b
	Soudures épaisses et $b / t_f < 30$ $h / t_w < 30$	y - y z - z	c c
Sections en U, L, T et sections pleines 		quel qu'il soit	c

*) Voir 5.5.1.4 (4) et figure 5.5.2

Annexe 08 : Valeur du coefficient de flambement χ de la courbe a

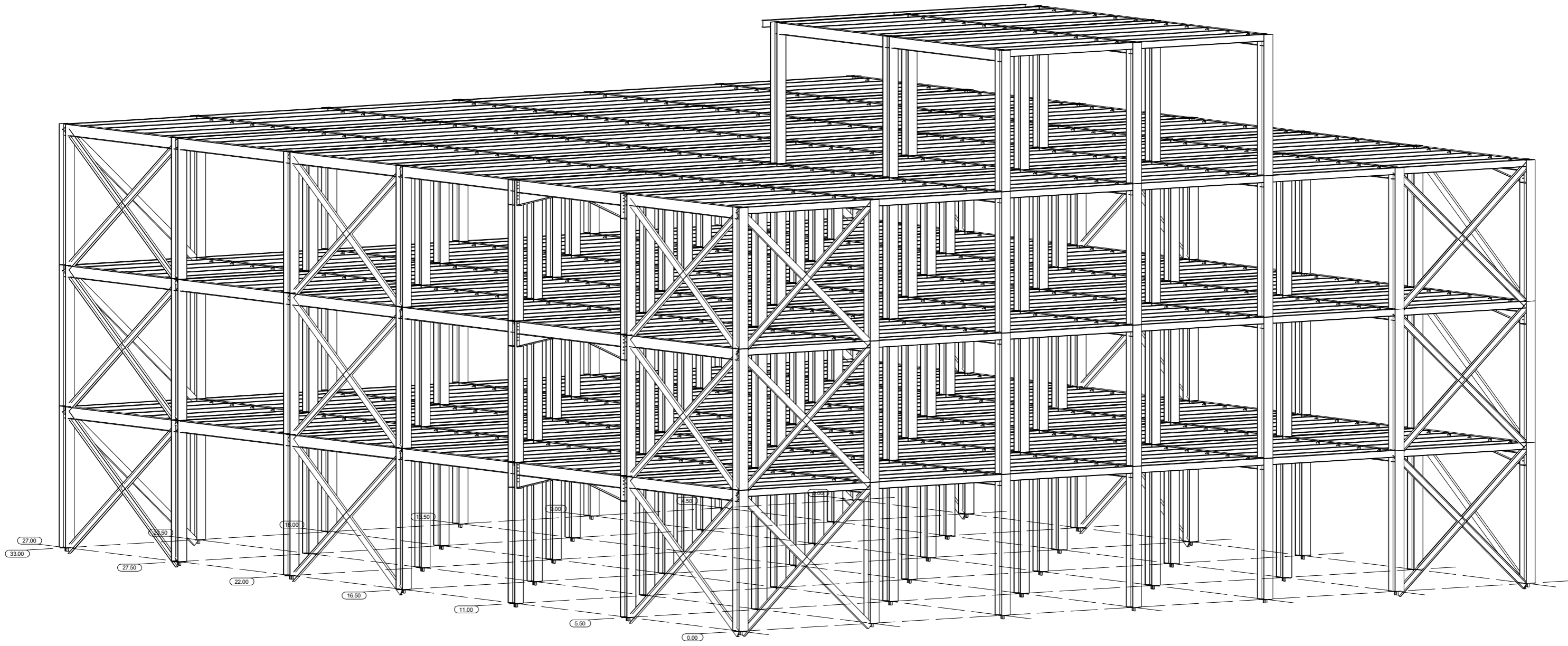
λ	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,1	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,2	1,0000	0,9978	0,9956	0,9934	0,9912	0,9889	0,9867	0,9844	0,9821	0,9798
0,3	0,9775	0,9751	0,9728	0,9704	0,9680	0,9655	0,9630	0,9605	0,9580	0,9554
0,4	0,9528	0,9501	0,9474	0,9447	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 09 : Valeur du coefficient de flambement χ de la courbe b


$\bar{\lambda}$	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,1	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,2	1,0000	0,9965	0,9929	0,9894	0,9858	0,9822	0,9786	0,9750	0,9714	0,9678
0,3	0,9641	0,9604	0,9567	0,9530	0,9492	0,9455	0,9417	0,9378	0,9339	0,9300
0,4	0,9261	0,9221	0,9181	0,9140	0,9099	0,9057	0,9015	0,8973	0,8930	0,8886
0,5	0,8842	0,8798	0,8752	0,8707	0,8661	0,8614	0,8566	0,8518	0,8470	0,8420
0,6	0,8371	0,8320	0,8269	0,8217	0,8165	0,8112	0,8058	0,8004	0,7949	0,7893
0,7	0,7837	0,7780	0,7723	0,7665	0,7606	0,7547	0,7488	0,7428	0,7367	0,7306
0,8	0,7245	0,7183	0,7120	0,7058	0,6995	0,6931	0,6868	0,6804	0,6740	0,6676
0,9	0,6612	0,6547	0,6483	0,6419	0,6354	0,6290	0,6226	0,6162	0,6098	0,6034
1,0	0,5970	0,5907	0,5844	0,5781	0,5719	0,5657	0,5595	0,5534	0,5473	0,5412
1,1	0,5352	0,5293	0,5234	0,5175	0,5117	0,5060	0,5003	0,4947	0,4891	0,4836
1,2	0,4781	0,4727	0,4674	0,4621	0,4569	0,4517	0,4466	0,4416	0,4366	0,4317
1,3	0,4269	0,4221	0,4174	0,4127	0,4081	0,4035	0,3991	0,3946	0,3903	0,3860
1,4	0,3817	0,3775	0,3734	0,3693	0,3653	0,3613	0,3574	0,3535	0,3497	0,3459
1,5	0,3422	0,3386	0,3350	0,3314	0,3279	0,3245	0,3211	0,3177	0,3144	0,3111
1,6	0,3079	0,3047	0,3016	0,2985	0,2955	0,2925	0,2895	0,2866	0,2837	0,2809
1,7	0,2781	0,2753	0,2726	0,2699	0,2672	0,2646	0,2620	0,2595	0,2570	0,2545
1,8	0,2521	0,2496	0,2473	0,2449	0,2426	0,2403	0,2381	0,2359	0,2337	0,2315
1,9	0,2294	0,2272	0,2252	0,2231	0,2211	0,2191	0,2171	0,2152	0,2132	0,2113
2,0	0,2095	0,2076	0,2058	0,2040	0,2022	0,2004	0,1987	0,1970	0,1953	0,1936
2,1	0,1920	0,1903	0,1887	0,1871	0,1855	0,1840	0,1825	0,1809	0,1794	0,1780
2,2	0,1765	0,1751	0,1736	0,1722	0,1708	0,1694	0,1681	0,1667	0,1654	0,1641
2,3	0,1628	0,1615	0,1602	0,1590	0,1577	0,1565	0,1553	0,1541	0,1529	0,1517
2,4	0,1506	0,1494	0,1483	0,1472	0,1461	0,1450	0,1439	0,1428	0,1418	0,1407
2,5	0,1397	0,1387	0,1376	0,1366	0,1356	0,1347	0,1337	0,1327	0,1318	0,1308
2,6	0,1299	0,1290	0,1281	0,1272	0,1263	0,1254	0,1245	0,1237	0,1228	0,1219
2,7	0,1211	0,1203	0,1195	0,1186	0,1178	0,1170	0,1162	0,1155	0,1147	0,1139
2,8	0,1132	0,1124	0,1117	0,1109	0,1102	0,1095	0,1088	0,1081	0,1074	0,1067
2,9	0,1060	0,1053	0,1046	0,1039	0,1033	0,1026	0,1020	0,1013	0,1007	0,1001
3,0	0,0994	0,0988	0,0982	0,0976	0,0970	0,0964	0,0958	0,0952	0,0946	0,0940

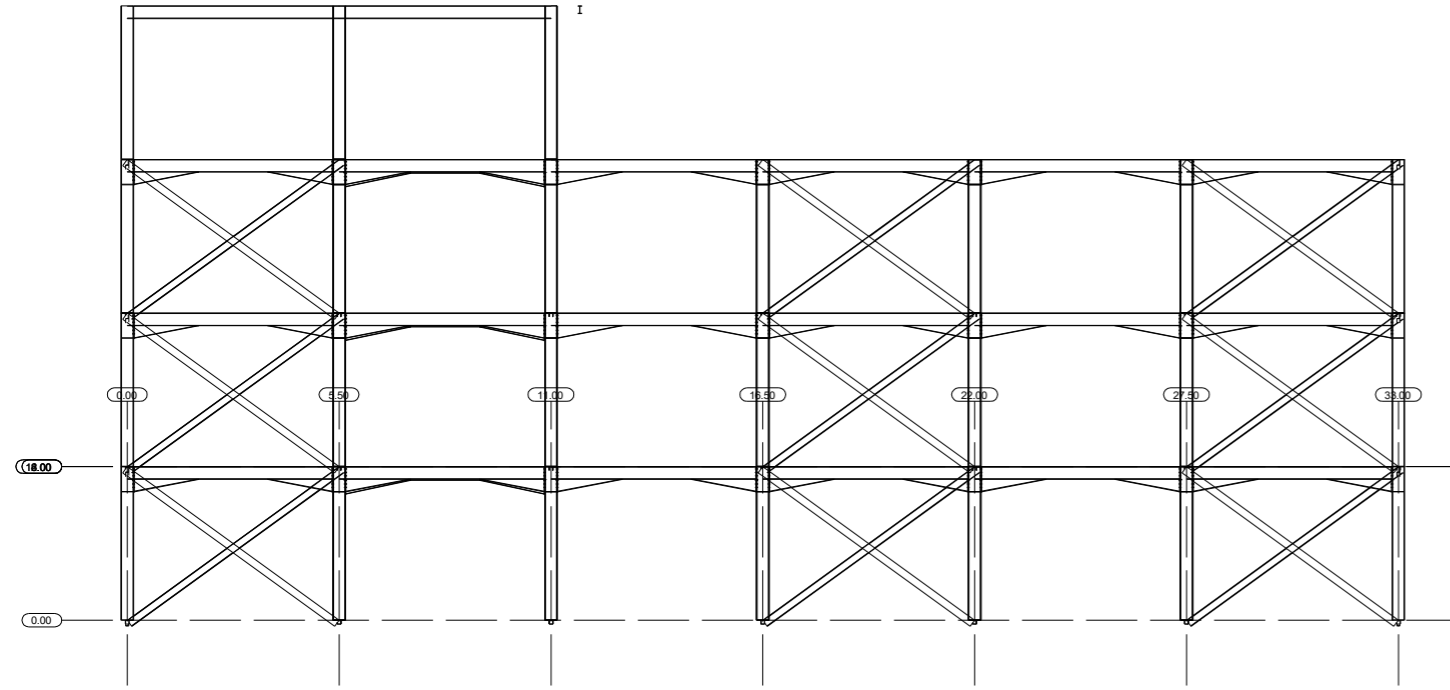
Annexe 10 : section d'armature en mm²

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

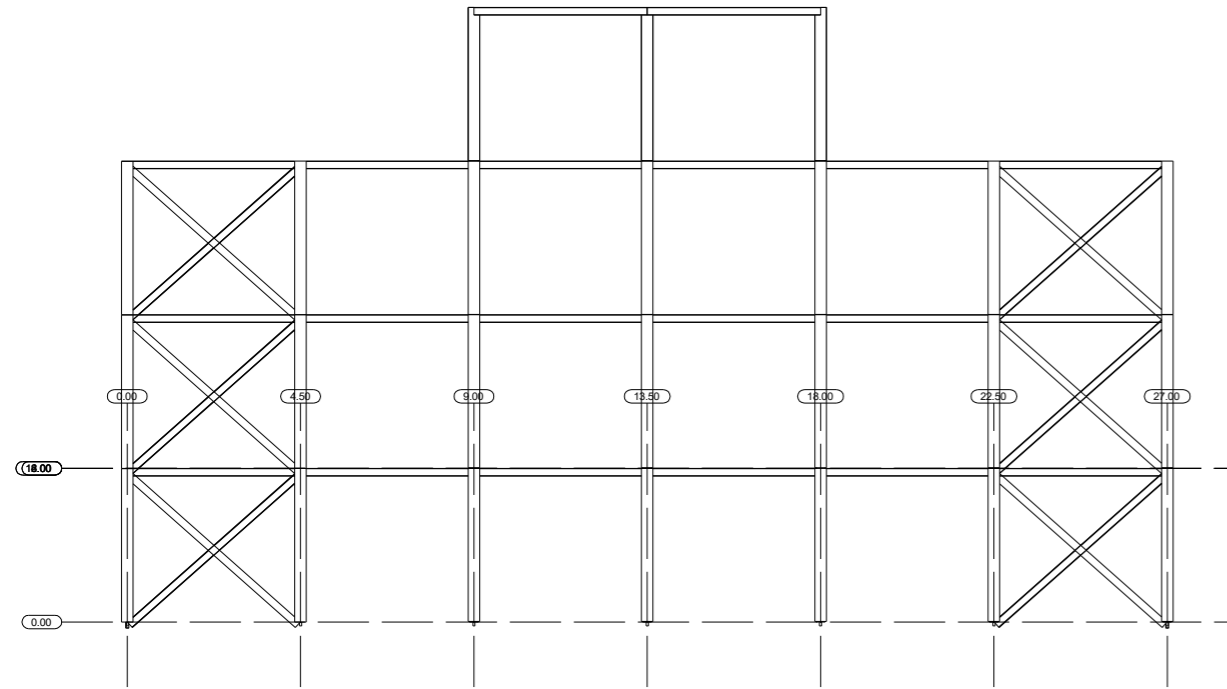


3D
1:40

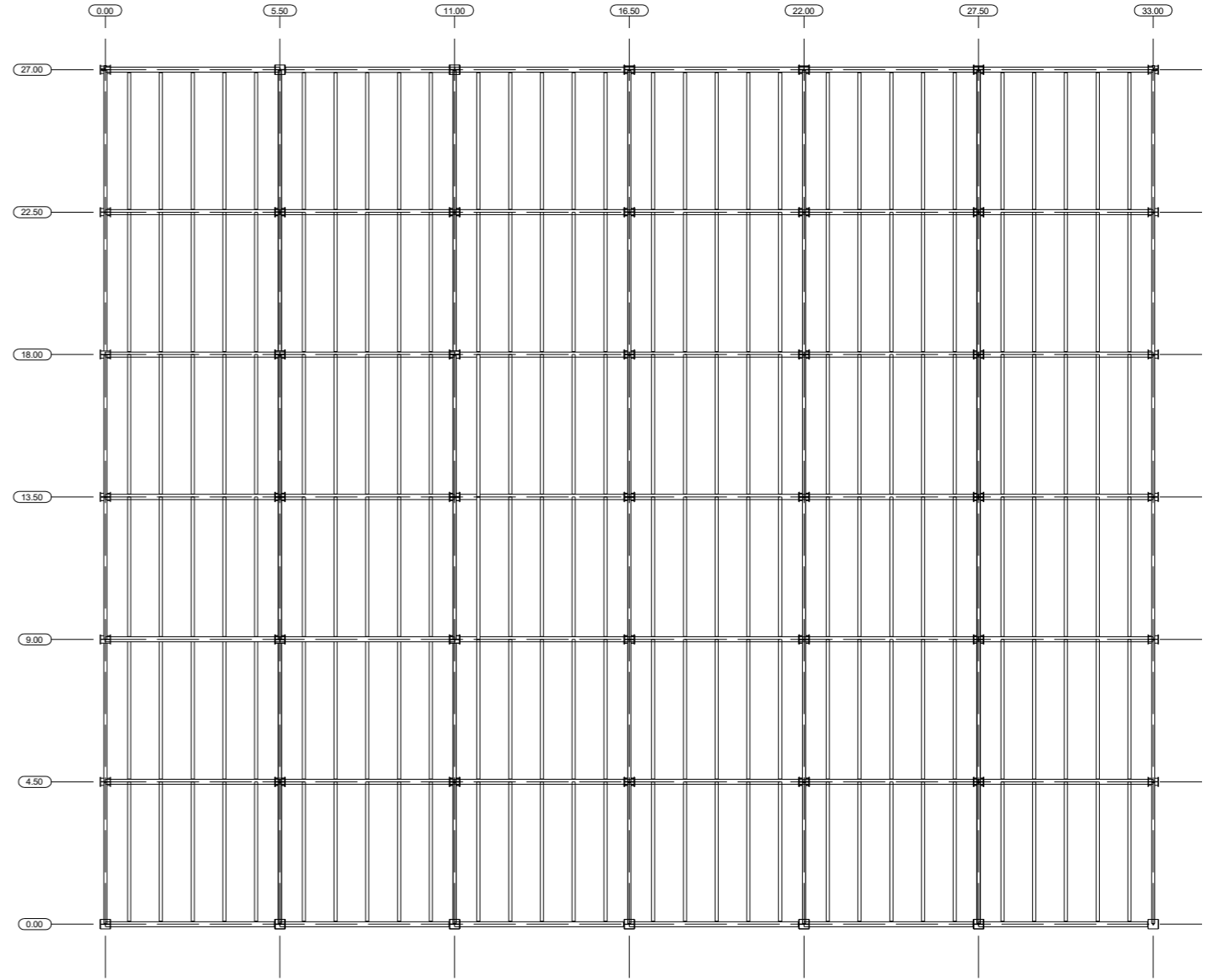
Indice	Description	Date de révision
Numéro d'affaire: 09-001		 www.tekla.com
Nom d'affaire: Nom du Projet Info 1		
Numéro de plan: [1]	Dessinateur: Dessinateur	Echelles: 1:40
Indice:	Date: 04.07.2023	Format: A0
Standard_A0		
TEKLA s.a.r.l <small> Directeur Technique: 42, Chemin Albert EINSTEIN, 31000 ALBI (FRANCE) Tel: 05 63 48 11 60 Fax: 05 63 48 11 61 Directeur Commercial: 5 Rue de la Cordière, Caserta 405 - Bureau 066, 34076 RUNGUIS (CEDEX), Tel: 01 46 87 62 75 Fax: 01 46 87 80 68 support-teklastructures@fr.tekla.com </small>		




LONG PAN0.00
1/70



PIGNON0.00
1/70



PLAN 16.00
1/70

Indice	Description	Date de révision
Número d'affaire:	09-001	 www.tekla.com
Nom d'affaire:	Nom du Projet Info 1	
Número de plan:	Dessinateur:	Echelles: 1:70
[2]	Date:	Format: A0
Indice:	04.07.2023	
Standard_A0		
TEKLA s.a.r.l Directeur Technique: 42, Chemin Albert EINSTEIN, 31000 ALBI (FRANCE) Tel: 05 63 48 11 60 Fax: 05 63 48 11 61 Directeur Commercial: 5 Rue de la Cordière, Caserta 805 - Bureau 066, 84016 RUNGUIS (CEDEX) Tel: 01 46 87 62 75 Fax: 01 46 87 80 68 support-teklastructures@fr.tekla.com		