



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



UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU

Faculté du Génie de la Construction

Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention d'un master
académique en Génie civil

Option : construction métallique

THÈME

ETUDE D'UN BATIMENT R+3 EN CHARPENTE
METALLIQUE A USAGE MULTIPLE DE LA NOUVELLE
GARE MARITIME DE BEJAIA

Réalisé par :

Mr: BAHLOUL Billal

Suivi par :

Mr :DAHMANI Lahlou

Promotion 2016-2017

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

Aux deux êtres les plus chères à mon cœur

Mes parents

Pour leur amour, leur sacrifice, leurs conseils et leurs encouragements

A mes frères et sœur et leurs fils

Et à toute ma famille

A mes chères amies

Et à tous ceux qui me sont chères

Bahloul billal



Remerciements

Alhamdu lillah : je remercie DIEU de m'avoir donné le courage et la patience pour terminer ce travail.

J'exprime mes sincères remerciements et je tien tout d'abord à remercier

Mon promoteur Mr Dahmani lahlou qui m'a encadré au cours de ce mémoire et je lui remercier pour son sens du bon travail ont énormément contribué à l'aboutissement de mes travaux ;

Et mon ami Mr chebieb farid pour son aide, A l'ensemble des enseignants du département de Génie civil et spécialement ceux de la classe Construction métallique.

Mes vifs remerciements iront aussi aux membres de jury qui me feront l'honneur de juger et d'enrichir ce travail par leur proposition.



Résumé

Mon projet de fin d'étude consiste à étudier un bâtiment en charpente métallique à usage multiple (bureau-parking) à la gare maritime de Bejaia dans la wilaya de Bejaia

Le projet est élaboré par plusieurs étapes, j'ai effectué la descente de charge (j'ai preniez juste les charges statiques) pour le pré- dimensionnement des éléments porteurs, une étude sismique selon le RPA 99, la vérification des éléments, puis des assemblages de la structure selon le CCM 97 et j'ai vérifié la stabilité de portique manuellement et avec logiciel robots.

Mots clés : charpente métallique, RPA 99, CCM 97.

Abstract

The final project study is to investigate a metal frame building for a office and parking use in Bejaia.

This project is developed by many stapes; we performed the load path for the preliminary design of structural elements, a seismic survey using the RPA 99 code, verification of the elements and assemblies of the structure according to the CCM 97,

Key words: Metal frame, RPA 99, CCM 97

Notations générales

Notations générales :

Sollicitation /Contrainte /Déformation :

E	Module d'élasticité longitudinale de l'acier ($E = 210\ 000\ \text{MPa}$).
G	Module d'élasticité transversale de l'acier ($G = 84\ 000\ \text{MPa}$).
F_p	Effort de précontrainte dans les boulons.
M	Moment sollicitant, en générale.
M_{cr}	Moment critique élastique de déversement.
M_{eff}	Moment efficace (section de classe 4).
M_{el}	Moment élastique.
M_{pl}	Moment plastique.
M_R	Moment résistant.
M_U	Moment ultime.
N	Effort normal, en générale.
N_K	Effort critique d'Euler.
N_{pl}	Effort normal de plastification.
N_u	Effort normal ultime.
V	Effort tranchant sollicitant.
V_{pl}	Effort tranchant de plastification.
V_U	Effort tranchant ultime.
f_u	Contrainte de rupture d'une pièce.
f_{ub}	Contrainte de rupture d'un boulon.
f_y	Limite d'élasticité d'une pièce.
ε	Déformation linéaire unitaire.
ε_y	Déformation correspondante à la limite d'élasticité.
σ	Contrainte normale.

Coefficients et grandeurs sans dimensions :

K	Coefficient d'encastrement ou de rigidité poteau/ poutre.
k_s	Coefficient de dimension des trous de perçage pour boulon.
k_y et k_z	Coefficient de flambement –flexion.
m	Nombre de plans de cisaillement ou de frottement.
n	Nombre de boulons.
β_M	Facteur de moment uniforme équivalent (flambement).
β_w	Facteur de corrélation (soudure).
ε	Coefficient de réduction élastique de l'acier.
η	Facteur de distribution de rigidité (flambement).
λ	Elancement.
λ_k	Elancement eulérien.
$\bar{\lambda}$	Elancement réduit.
$\bar{\lambda}_{LT}$	Elancement de déversement.
μ	Coefficient de frottement.
χ	Coefficient de réduction de flambement.
χ_{LT}	Coefficient de réduction de déversement.
$u_x(\%)$	participation massique en % suivant l'axe x.

Notations générales

$u_y(\%)$ participation massique en % suivant l'axe y.

Caractéristiques géométriques :

A	Section brute d'une pièce.
A_{eff}	Section efficace d'une pièce (classe 4).
A_{net}	Section nette d'une pièce.
A_s	Section résistant de la tige d'un boulon en fond de filet.
I_t	Moment d'inertie de torsion.
I_w	Facteur de gauchissement d'une section.
I_y	Moment d'inertie de flexion maximale.
I_z	Moment d'inertie de flexion minimale.
W_{eff}	Module de résistance efficace.
W_{el}	Module de résistance élastique.
W_{pl}	Module de résistance plastique.
b	Largeur d'une semelle de poutre.
d	Diamètre nominale des tiges des boulons ou hauteur de la partie droite. d'une âme de poutre.
d_0	Diamètre de perçage des trous de boulonnage.
i	Rayon de giration d'une section.
l	Largeur d'une poutre.
l_D	Largeur de déversement d'une poutre.
l_k	Longueur de flambement.
r	Rigidité d'une barre $\left[r = \frac{I}{l} \right]$.
t	Épaisseur d'une pièce ou d'une tôle.
t_f	Épaisseur d'une semelle de poutre.
t_w	Épaisseur d'une âme de poutre.
v_s	Distance de la fibre extrême supérieur à l'axe neutre d'une section.
v_i	Distance de la fibre extrême inférieur à l'axe neutre d'une section.
α	Angle en général.
$\gamma_{Mb} = 1.25$	Résistance des boulons au cisaillement.
$\gamma_{Mb} = 1.50$	Résistance des boulons au à la traction.
F_v	Résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement.
F_B	Résistance à la pression diamétrale des pièces assemblées.
F_T	Résistance des boulons en traction.
α	Facteur d'imperfection (flambement).
β_{MLT}	Facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.

Les termes lus dans la note de calcul de ROBOT 17 :

fy	résistance du matériau.
gM0	coefficient de sécurité partiel.
gM1	coefficient de sécurité partiel.

Paramètres de l'analyse de flambement :

Notations générales

Lfy	longueur de flambement de la barre.
Lambda y	élancement de la barre.
Lambda_y	élancement relatif de la barre.
Xy	coefficient de flambement.
Beta My	coefficient dépendant du diagramme des moments.
Mi y	coefficient pour le calcul de kfy.
ky	coefficient de réduction en flexion.

Paramètres de l'analyse de déversement

ID_sup	longueur de déversement de la semelle supérieure
ID_inf	longueur de déversement de la semelle inférieure
C1	coefficient pour le calcul de M _{cr} .
C2	coefficient pour le calcul de M _{cr} .
M _{cr}	moment critique pour le déversement.
Lambda_LT	élancement fictif de la barre pour le déversement.
XLT	coefficient de déversement.
Beta_MLT	coefficient dépendant du diagramme des moments.
Mi LT	coefficient pour le calcul de kLT.
kLT	coefficient de réduction pour le déversement.

Efforts internes dans les points caractéristiques de la section

N.sd	effort axial N.sd.
My.sd	moment fléchissant My.sd.
Vz.sd	effort de cisaillement Vz.sd.

Efforts limites

Nt.rd	résistance ultime plastique en traction.
Mb.rd	moment ultime pour le déversement.

Par rapport à l'axe y de la section

Mply.rd	moment ultime plastique.
Mely.rd	moment ultime élastique.
Mny.rd	moment ultime compte tenu de l'interaction M-N.
Mvy.rd	moment ultime compte tenu de l'interaction M-V.
Vply.rd	résistance ultime en cisaillement.

Par rapport à l'axe z de la section

Mplz.rd	moment ultime plastique.
Melz.rd	moment ultime élastique.
Mnz.rd	moment ultime compte tenu de l'interaction M-N.
Mvz.rd	moment ultime compte tenu de l'interaction M-V.
Vplz.rd	résistance ultime en cisaillement.

TABLE DES MATIERES

Introduction générale

Chapitre I : présentation de l'ouvrage

I.1 Introduction	1
I.1.2 Zone d'implantation.....	1
I.2. Présentation de l'ouvrage.....	2
I.2.1 Caractéristique structurale.....	2
I.3 Régularité de la structure	7
I.3.1 Régularité en plan	7
I.3.2 Régularité en elevation	7
I.3.3 Régularité de la structure	7
I.3.4 Règlement utilisée	7
I.3.5 Limite des fleches et des déplacements	9
I.4. L'acier	9
I.5. Résistance.....	9
I.6. Ductilité	9
I.7. Coefficient de calcul de l'acier	9
I.8. Le béton	10
I.9. Données de site	10

Chapitre II. Etude climatique

II.1-Introduction	11
II.2- Etude de la neige	11
II.2.1-But de l'étude	11
II.2.2-Calcul des charges de neige	11
II.2.2.1- charge de la neige sur la toitures	11
III.3-Etude au vent	13
II.3.1-Le but de l'étude.....	13
II.3.2-Principe de calcul	13

TABLE DES MATIERES

II.3.3-Détermination de la pression due au vent.....	14
II.3.4.1-détermination du coefficient dynamique	14
II.3.4.2-Calcul de la pression dynamique q_h	15
II.3.4.3- Détermination des coefficients de pression	17
II.4Détermination de $p_{het}q_{dyn}$	21
II.5.la force de frottement	25

Chapitre III. Pré dimensionnement des éléments

III.1 Introduction	28
III.2. Evaluation des charges sur le plancher	30
III.3. Pré dimensionnement des pannes.....	31
III.3.1. Vérification à la sécurité	33
III.4. Pré dimensionnement des éléments de plancher mixte.....	36
III.4.1 Les solives	36
III.4.2. Poutres principales.....	38
III.5. Pré dimensionnement des poteaux.....	40
III5.1. poteau mixte	41
III.5.2 Dimensionnement d'un poteau mixte.....	45

Chapitre IV. Etude de plancher mixte

IV.1 introduction	50
IV1.2description d'un plancher collaborant.....	50
IV.1.3 avantages des dalles mixtes.....	50
IV.1.4 caractéristique des sections transversales des dalles mixtes.....	51
IV.2 dimensionnement des dalles mixtes selon (EC4)... ..	52
IV.2.1 vérification au stade de construction.....	52
IV.2.2 vérification au stade définitif (final).....	54
IV.2.1.2.1 vérification de la résistance à l'ELU.....	55



TABLE DES MATIERES

IV.2.2.3 Résistance de la section au cisaillement.	57
IV.2.1.3 vérification des contraintes.....	57
IV.2.1.3.1.2 contrainte dans la dalle béton.....	59
IV.2.1.4 calcul des goujons connecteurs.....	61
IV.2.1.4.1 : vérification des soudures	64
IV.2.1.4.2 Vérification au l'effort de cisaillement.....	64
IV.2.1.5.1 vérification des vibrations.....	65
IV.2.4 ferrailage de la dalle du plancher.....	65
IV.2.4.2.1 Moment en travée et en appuis	65
IV.2.4.2.2 Calcul des armateurs.....	65

Chapitre V. Etude des éléments secondaire

V.1.1 Introduction	67
V.1.2-pré dimensionnement de l'escalier.....	67
V.1.3-Calcul des éléments de l'escalier.....	69
V.1.4-Pré dimensionnement du limon	71
V.1.5-Etude de la poutre palière.....	73
V.1.5.1 Soit un IPE 240 caractérisé par.....	74
V.1.5.2Vérification en tenant compte le poids du profilé.....	74
V.2.Etude la console du balcon	75
V.2.1-Evaluation des charges	75
V.2.2-combinaison d'action	76
V.2.3-pré-dimensionnement de la console du balcon (condition de rigidité).....	76
V.2.4-vérification à l'ELU.....	76
V.2.5-vérification au déversement	77

Chapitre VI. Etude sismique

VI.1-introduction	79
VI.2-le séisme	79

TABLE DES MATIERES

VI.3 Analyse de la structure	79
VI.3.1 Type d'analyse	79
VI.3.2 choix de la méthode de calcul	79
VI.3.2.1 la méthode statique équivalente(M.S.E).....	80
VI.4. calcul de la force sismique totale	82
VI.4.1 Détermination du coefficient d'accélération de Zone	82
VI.4.2 Détermination du facteur d'amplification dynamique moyen D.....	82
VI.4.3 Estimation de la période fondamentale de la structure.....	83
VI.4.5 Détermination du facteur de qualité Q.....	85
VI.4.6 poids totale de la structure W.....	86
VI.5 Distribution de la résultante des forces sismiques suivant la hauteur.....	88
VI.6 Distribution horizontale des forces sismiques (efforts tranchants)	89
VI.7-répartition de la charge sismique suivant les portiques.....	91
VI.7.1 calcul des rigidités relatives des portiques.....	91
VI.8 calcul de la rigidité à la torsion	102
VI.8.1 : répartition des charges sismiques par niveau suivant les portiques.....	103

Chapitre VII. Vérification de l'ossature

VII.1 introduction	106
VII.1.2 Combinaisons de calcul.....	106
VII.2 vérification des poteaux.....	111
VII.2.1 Poteaux.....	111
VII.3 vérification des poutres	118
VII.3.1 Poutre principale plus sollicité	118
VII.3.2 Condition de flèche	118
VII.3.3 Vérification de sécurité.....	119
VII.3.4 Vérification au déversement	120

Chapitre VIII. Calcul des assemblages

TABLE DES MATIERES

VIII.1 Introduction	125
VIII.2 Fonctionnement des assemblages	125
VIII.3 Rôle des assemblages.....	126
VIII.3 Assemblage poutre-poutre (solive-poutre principale).....	128
VIII.3.1 Dimensionnement des boulons.....	129
VIII.3.2 vérification nécessaires.....	130
VIII.4 Assemblage poteau-poutre principale (HEB360-HEB360).....	131
VIII.4.1 calculs des boulons.....	132
VIII.4.2 Vérification nécessaires.....	134
VIII.4.3 assemblage platine poutre	135
VIII.5 Assemblage poteau-poteau (HEB360-HEB360).....	138
VIII.6 Assemblage de contreventement en « V » inversé.....	142
VIII.7 calcul des pieds de poteau.....	144
VIII.7.1 introduction.....	145
VIII.7.2 dimensionnement de la platine	146
VIII.7.2.1 dimensionnement de l'épaisseur de la platine	147
VIII.7.3 dimensionnement des tiges d'ancrages	148
VIII.8 vérification selon logiciel robots.....	150
VIII.9 Assemblage poutre-poutre (solive-poutre principale).....	156
VIII.10 Assemblage pieds poteau(tige d'ancrage).....	161

Chapitre IX. Etude de contreventements

IX Introduction	165
IX.1 Calcul de la palée de stabilité en long pan.....	165
IX.2 Dimensionnement de la poutre sablière	168
IX.3 vérification de la résistance ultime en section de la poutre sablière.....	168
IV.4 Vérification de contreventement par logiciel robots.....	170

TABLE DES MATIERES

Chapitre X : Etude de l'infrastructure

X.1-introduction	174
X.1.1-Les fondations	174
X.1.2-Différentes type de fondation.....	174
X.1.3-Choix de type de fondation.....	174
X.2.1-Définitions et justification des fondations sur pieux	174
X.2.2Caractéristique d'un pieu.....	175
X.2.3.Mise en œuvre	177
X.2.4 les fondations de notre bâtiment R+3	177
X.2.5 détermination de la charge limite d'un pieu	179
X.3 les Radiers	181
X.3.2 Etude de radier	183
X.3.3 Pré dimensionnement de la nervure	184
X.3.4 Vérification au poinçonnement	185
X.3.5 vérification au non soulèvement.....	185
X.4 ferrailage du radier	186
X.4.1 méthode de calcul	186
X.4.2 Vérification au cisaillement.....	188
X.5.1Ferrailage de la nervure	188
X.5.2Vérification de l'effort tranchant	191

Chapitre XI : protection de la structure

XI.1.Introduction	192
XI.1.1 la corrosion.....	192
XI.1.2 Protection par peinture.....	192
XI.1.3 Mise en œuvre	192
XI.2 Le feu	192

TABLE DES MATIERES

XI.2.1 La peinture intumescente	193
XI.2.2L'alarme anti-incendie	193

TABLE DES FIGURES

I. CHAPITRE 01

FigureI.1 Projet de la nouvelle gare maritime du port de Bejaia.....	1
FigureI.2 : port de Bejaia.....	1
Figure I.3 : plancher collaborant.....	3
figureI.4 : présentation d'un escalier.....	4
figureI.5 : parking au niveau de RDC.....	5
figureI.6 : balcon en appui (poutre-console+ferme).....	6
Figure I.7 représentation d'un pieu.....	7

II. CHAPITRE 02

Figure II.1 : charge de neige sur les toitures ou autres surfaces.....	11
FigureII.2:charge de neige sur le bâtiment.....	12
Figure II.3 : vent perpendiculaire à la façade principale.....	14
Figure II.4 : la répartition de la pression dynamique.....	17
Figure II.5 : Zone de C_{pe} pour les parois verticale-direction v_1 du vent.....	18
Figure II.6 : Zone de C_{pe} la toiture-direction V_1 du vent.....	19
Figure II.7 : Zone de C_{pe} pour les parois verticale-direction V_2 du vent.....	20
Figure II.8 : Zone de C_{pe} la toiture-direction V_2 du vent.....	21
Figure II.9 : excentricité de la force globale sens V_1	27

III. CHAPITRE 03

Figure III.1 : plancher courant	30
FigureIII.2 : les pannes en IPE140.....	31
Figure III.3 : pannes de langurs l en charge répartie	32
FigureIII.4 : solives en IPE330 et entre axe 2m	36
FigureIII.5 : sommier sous charge répartie.....	39
Figure III.10 : poteau mixte.....	41
FigureIII.6:Exemples de colonnes mixtes partiellement ou totalement enrobées de béton..	41
Figure III.7 : Exemples de colonnes mixtes remplies de béton.....	42

TABLE DES FIGURES

FigureIII.8 :tableau imperfection géométrique équivalentes de poteaux mixtes.....	43
FigureIII.9 :courbe de flambement.....	43
FigureIII.10 :déformation d'un poteau métallique tenu latéralement sous un effort normal..	44
FigureIII.11 : image correspond à un poteau mixte.....	44
Figure:III.12:poteaux mixte totalement enrobé de béton.....	45
figureIII.13 :l'effort sollicité sur poteau par les pannes et traverse et poutre.....	46
figureIII.14 :l'effort sollicité sur poteau par les solives et poutres.....	47

IV. CHAPITRE 04

figureIV.1 : constituant d'un plancher mixte.....	50
figureIV.2 disposition des solives dans une trame.....	51
figureIV.3: Largeur participante de la dalle.....	52
FigureIV.4:section mixte acier-béton.....	55
figureIV.5:distribution plastique des contraintes avec axe neutre dans la dalle (flexion positive).....	56
figureIV.6:schéma de la section mixte.....	58
Figure VI.7:Distribution plastique des contraintes avec axe neutre dans la dalle mixte.....	61
figureIV.8 : schéma de position des connecteurs.....	62
Figure IV.9 : schéma fixation tôle.....	63
Figure:IV.10 :ferraillage de la dalle avec armatures en T14 (e15).....	66

V. CHAPITRE 05

Figure V.1 : escalier.....	67
FigureV.2 : constituant de la cornière de support.....	69
FigureV.3 : Schémas statique de la cornière de support.....	69
FigureV.4 : limon d'un escalier.....	71
FigureV.5 : charge revenant au limon.....	72
FigureV.6 : schéma statique de la poutre palière.....	74

TABLE DES FIGURES

FigureV.2.1 : charges sur le balcon.....	75
VI. CHAPITRE 06	
Figure VI.1: la répartition de l'effort sismique longitudinal selon la hauteur.....	89
FigureVI-01 : la répartition de l'effort sismique transversal selon la hauteur.....	90
VII. CHAPITRE 07	
FigureVII-1 :Vue du portique longitudinal.....	106
figureVII.2 : surcharge d'exploitations	107
figureVII.3 : charges permanentes.....	108
figureVII.4 : charges sismiques	109
figureVII.5 : Charges de neige	110
Figure VII.6 : diagramme des moments selon cas 7.....	111
VIII. CHAPITRE 08	
FigureVIII.1 : Assemblage solive-poutre principale.....	128
FigureVIII.2 : Disposition des boulons.....	130
Figure VIII.3 : assemblage poteau poutre principe.....	132
FigureVIII.4: disposition des boulons.....	133
Figure VIII.5 sollicitation sur l'assemblage platine-poutre.....	135
FigureVIII.6 : assemblage poteau –poteau (HEB360-HEB360).....	139
FigureVIII.7 : palis de stabilité en « Λ ».....	140
FigureVIII.8 : Disposition géométrique.....	143
Figure VIII.9 :un bourrage de mortier sous la platine.....	145
Figure VIII.10 : dimensionnement de la platine	146
FigureVIII.11 :dimensionnement de la tige d'ancrage.....	149
IX. CHAPITRE 09	
Figure IX.1 : contreventement en V.....	165
FigureIX.2: contreventement portique longitudinal.....	168
FigureIX 3 : portique contreventé par palées de stabilité.....	170

TABLE DES FIGURES

X. CHAPITRE 10

Figure X.1: le domaine de fondation profonde.....	175
Figure X.2: Emplacement d'un pieu.....	176
FigureXI.3: réalisation d'un pieu.....	177
Figure X.4 : pieu Ø100 en coffrage et en ferrailage.....	178
FigureX.5 : Repérage des pieux sur plan.....	179
Figure X.6 : le pieu sous charge limite et l'évaluation de frottement.....	180
Figure X.7 : Radier nervuré connecté à un pieu.....	182
FigureX.8 : ferrailage de radier.....	188
FigureX.9 : Ferrailage de la nervure.....	190
FigureX.10 Détail de ferrailage de la nervure.....	190

XI. CHAPITRE 11

FigureXI.1: Couche de protection d'un profilé.....	193
--	-----

TABLE DES TABLEAUX

II. CHAPITRE 02

Tableau II.1 : coefficient de forme des toitures μ	12
Tableau II.2 : pression dynamique de référence.....	15
Tableau II.3 : paramètre de la catégorie du terrain I.....	16
Tableau II.4: les valeurs de q_{dyn}	17
Tableau II.5 : Zone de C_{pe} pour les parois verticale-direction V1 du vent.....	18
Tableau II.6 : zone de C_{pe} pour la toiture-direction V1 du vent.....	19
Tableau II.7 : Zone de C_{pe} pour les parois verticale-direction V1 du vent.....	20
Tableau II.8 : zone de C_{pe} pour la toiture-direction V2 du vent.....	21
Tableau II.9 : valeurs des paramètres S_i , ph et leur produit sens V1.....	26
Tableau II.10 : somme des forces résultante horizontales F_w et verticales F_u sens V1.....	26

III. CHAPITRE 03

Tableau III.1: Valeur limites recommandées pour les flèches verticales.....	29
Tableau III.2 : Evaluation des charges permanentes.....	31
Tableau III.3. : Caractéristique géométrique de l'IPE140.....	33
Tableau III.4 : caractéristique IPE330.....	37
Tableau III.5 : caractéristique de HEB360.....	39

IV. CHAPITRE 05

Tableau V.1 : charges et surcharges sur l'escalier.....	68
---	----

V. CHAPITRE 06

Tableau VI.1 : pénalités de vérification.....	86
---	----

VI. CHAPITRE 07

Tableau VII.1 : les valeurs des efforts correspond au cas(7).....	112
Tableau VII.2 : sollicitation dans le poteau N°19.....	113

X. CHAPITRE 10

Tableau X.1 : sollicitation dans la dalle.	187
---	-----

TABLE DES TABLEAUX

Tableau X.2 : Tableau de ferrailage de radier.....	187
Tableau X.3 sollicitation dans la nervure.....	189
Tableau X.4 : ferrailage de la section à l'ELU.....	189.

Plan de travail

Plan de travail :

Chapitre I. Généralités : Dans la lequel j'ai présenté l'ouvrage étudié, les matériaux utilisés, ainsi que les différents règlements à respecter.

Chapitre II. Etude climatique : Dans ce chapitre, j'ai calculé l'action du vent et celle de la neige qui seront éventuellement à mon ouvrage afin de les prendre en compte dans les calculs.

Chapitre III. Pré dimensionnement des éléments : Sous le chargement statique, j'ai pré dimensionné les éléments de l'ossature,

Chapitre IV. Etude de plancher mixte : L'utilisation de plancher en béton armé lourd, dans une construction à ossature métallique conduit sûrement à des profilés de section importantes, et j'ai vu de les diminuer, j'ai opté des sections mixtes, en faisant participer la dalle dans la résistance.

Chapitre V. Etude des éléments secondaire : Dans cette étude, les éléments dits secondaires sont l'escalier et balcon, étudiés selon l'hypothèse des résistances des matériaux.

Chapitre VI. Etude sismique : J'ai présenté dans ce chapitre, les différentes méthodes de calcul sismique ainsi que leurs conditions d'applications.

Chapitre VII. Vérification de l'ossature : La vérification est effectuée sur les éléments de portique longitudinal au moyen des sollicitations obtenues du modèle 3D sous robot.

Chapitre VIII. Calcul des assemblages : Toutes les liaisons entre les différents éléments ont été réalisées au moyen d'assemblages calculés et dimensionnés selon les règles de l'art et la réglementation en vigueur

Chapitre IX. Etude de contreventements : Dans ce chapitre j'ai vérifié les palis de stabilité d'un portique longitudinal

Chapitre X. Etude de l'infrastructure : Dans ce chapitre j'ai étudié les fondations profondes et la plate-forme de la structure

Chapitre XI, protection de la structure : ce dernier chapitre est consacré à la protection de la structure au feu et à la corrosion

Introduction générale :

La construction des ouvrages, par les différentes méthodes et matériaux connues, a subi un énorme développement et une grande progression, en passant par des petites maisons rudimentaires aux grands palais et ouvrages d'art. Cette progression est la conséquence de plusieurs facteurs, en particulier les nouvelles méthodes des études et des conceptions, et l'utilisation des logiciels de calcul pour avoir une meilleure optimisation.

Le but des études en génie civil est de concevoir et construire des ouvrages capables de résister aux multiples phénomènes naturels (tremblement de terre, vent extrême, neige....), concevoir et construire se fait avec des matériaux et chacun d'entre eux à ses spécificités tant sur le plan conceptuel que technique, mécanique et formel.

Parmi les différents modes de construction la construction métallique, qui a vécu un développement important sur tous dans le domaine industriel et publique ; ceci revient aux conditions de confort et de sécurité qui nous offre de plus ce mode de construction.

Dans le cadre de ma formation en génie civil à l'université Mouloud Mammeri de Tizi-ouzou, un projet fin d'études doit être réalisé. Pour mon cas j'ai opté pour l'étude d'un bâtiment R+3 en construction métallique à usages multiples (bureau-parking) qui s'inscrit de manière logique et naturelle dans mon parcours d'étude et vient concrétiser et finaliser ma formation.

Un travail de conception doit être fait, à partir des plans d'architecte, l'étude est réalisée avec les normes RNVA99, RPA99/versions 2003, CCM97 et les Eurocodes, pour l'ensemble du projet, pour la vérification de la stabilité de la construction se fait avec l'aide du logiciel robot.

CHAPITRE I: Présentation de l'ouvrage

I.1 Introduction :

L'ouvrage faisant objet de cette étude est un bâtiment (bloc intérieur) en (R+3) à usages multiples bureau et parking en charpente métallique au projet : DE LA NOUVELLE GARE MARITIME DU PORT DE BEJAIA,



FigureI.1 PROJET DE LA NOUVELLE GARE MARITIME DU PORT DE BEJAIA.

I.1.2 Zone d'implantation :

Le lieu d'implantation de ce bâtiment est le port de Bejaia, commune de Bejaia wilaya de Bejaia qui est située à 181 km à l'est de la capitale Alger, à 93 km à l'est de Tizi-ouzou classée comme zone de moyenne sismicité (Zone IIa) selon le règlement parasismique algérien RPA99 versions 2003



FigureI.2 : Port de Bejaia

I.2. Présentation de l'ouvrage :

Les caractéristiques géométriques de la structure sont :

- Longueur max du bâtiment : 44.76m
- Largeur max du bâtiment : 41.07m
- Hauteur max du bâtiment: 22.35m

I.2.1 Caractéristique structurale :**a) Ossature de la structure :**

L'ossature de l'ouvrage sera constituée par des portiques métalliques Contreventés par des palées de stabilité en « Λ »

b) Planchers :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages.

Un plancher est constitué de la poutraison et de la dalle ainsi que les revêtements inférieur faux plafond et supérieur (isolation chape).

Sa fonction consiste à :

- Supporter les charges et surcharges verticales et les transmettre aux appuis.
- Agir tel qu'un diaphragmâmes (électricité. Chauffage, ventilation...)
- Assurer l'isolation thermique et phonique.
- Etre étanche à l'eau et à l'humidité.
- Empêcher la propagation des incendies.

Pour notre bâtiment on a opté pour des planchers mixtes à dalle collaborant en béton puisque c'est la solution la plus économique et la plus judicieuse techniquement.

Sont réalisés en planchers mixtes à dalles participantes dont les constituants sont :

- Dalle en béton armée d'épaisseur : 16 cm
- Tôle de type : Cofraplus 60
- Poutre de section : Poutres solives en IPE300 et IPE330 et poutres Maitresses en HEB360.
- Connecteurs de type : Goujons (NELSON KB3/4)
- Costières en acier Zingue (ep12)

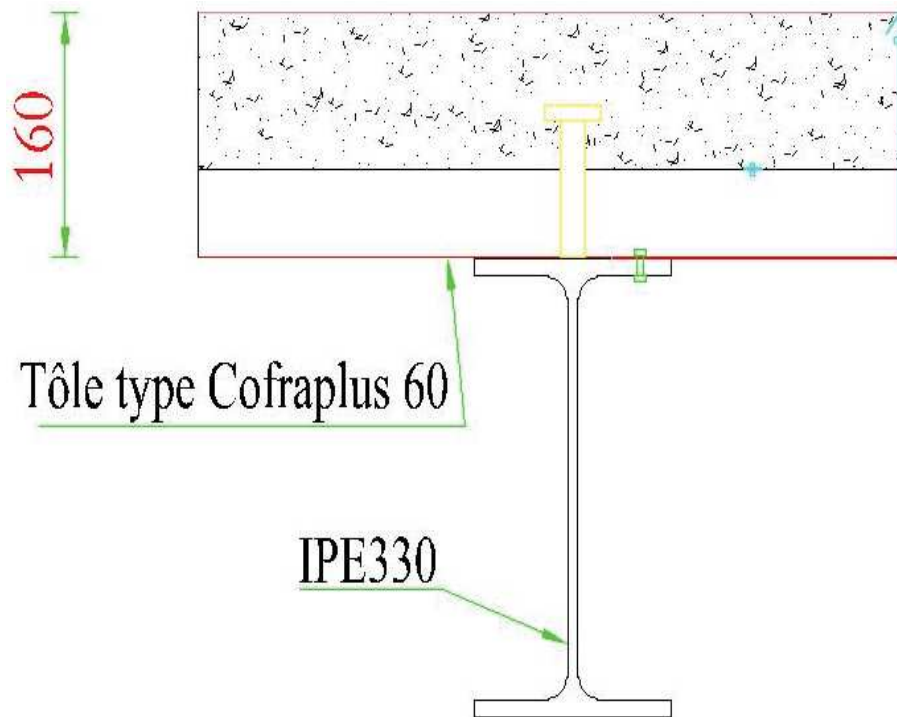


Figure I.3 : Plancher collaborant

c) Les escaliers :

L'escalier est le parti du bâtiment qui permet le passage à pied d'un étage à l'autre, il est composé d'une succession régulière de plans horizontaux consistant en des marches et des paliers

Il existe plusieurs types d'escalier (escalier droit, escalier balancé, escalier circulaire..) le choix du type d'escaliers dépend de plusieurs paramètres hauteur à franchir, espace disponible...)

On a un seul type d'escalier composé de volée plus un palier de repos en profilés métalliques.

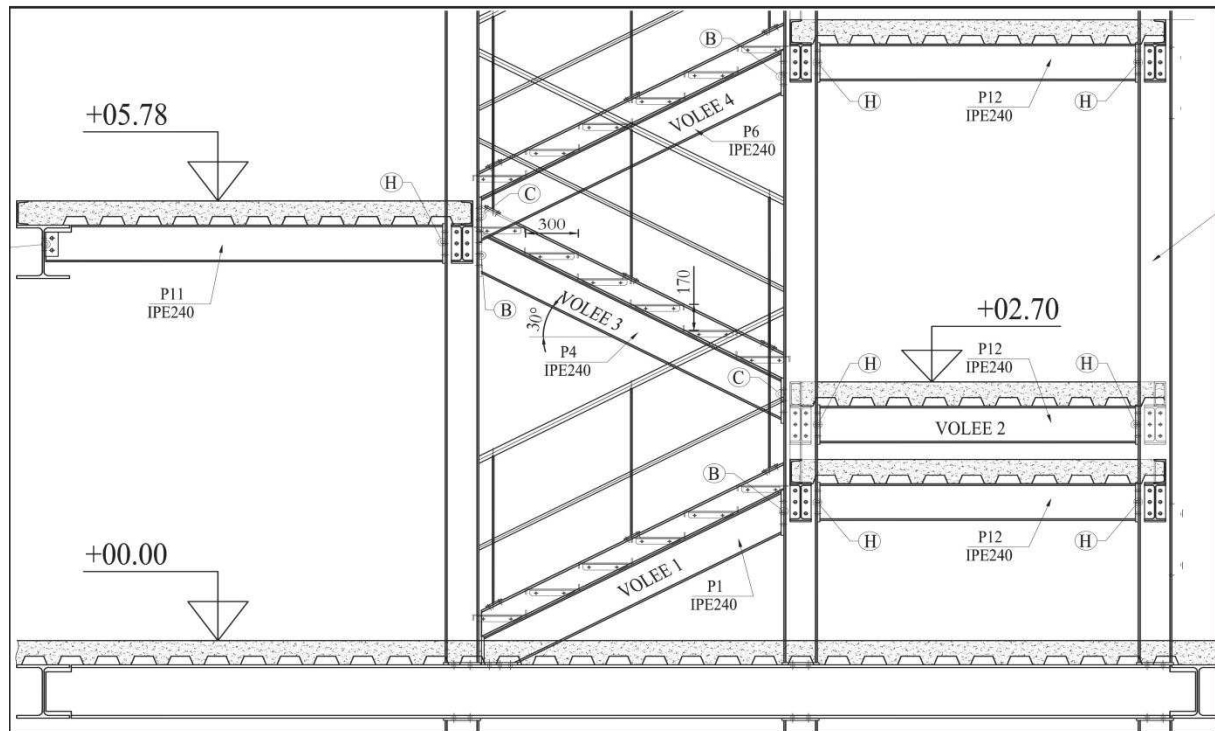


Figure I.4 : Présentation d'un escalier.

d) Parking :

Est un espace ou un bâtiment spécifiquement aménagé pour le stationnement des véhicules.

Dans notre cas on a un parking au niveau de RDC et 1^{er} étage.

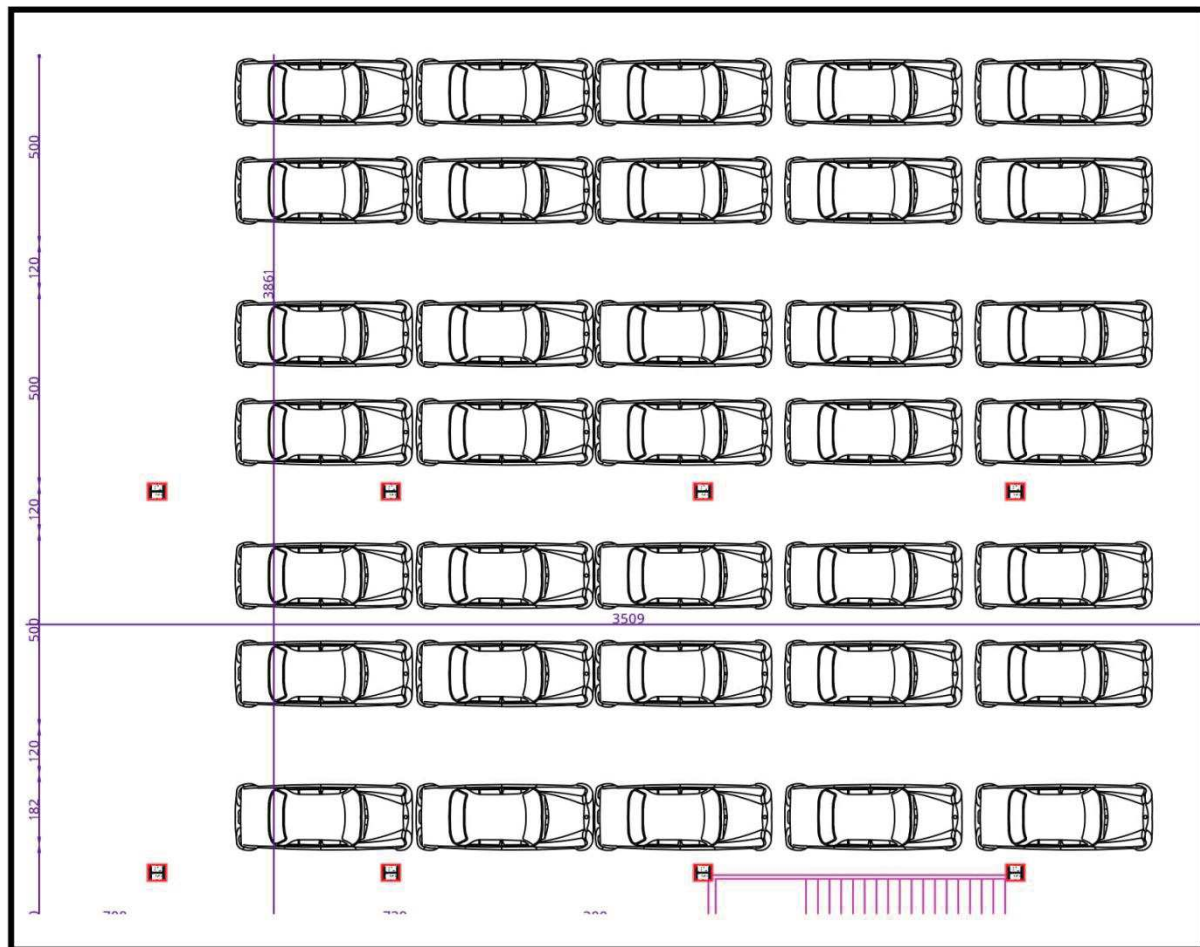


Figure I.5 : Parking au niveau de RDC.

e) La rampe :

Permettent pour les véhicules de passer d'un niveau à l'autre.

Dans notre cas la rampe est en béton armé est faite à l'extérieur du bâtiment ce dernier permet de passer les véhicules de niveau +00.00 au niveau +05.78 (1^{er} étage).

f) Les balcons :

ce sont des aires consolidées au niveau de chaque plancher.

Un balcon est une plate-forme en saillie de la façade, limitée vers l'extérieur par un ouvrage vertical formant un garde-corps. Le balcon se trouve en console à partir de la façade.

Les conceptions les plus courantes de balcons métalliques rapportés sont:

(a) **Balcons en porte-à-faux** : Les balcons en porte-à-faux sont directement encastrés à la façade. Ce type de structure est composé d'un cadre métallique porteur et de fixations ponctuelles du cadre par platines métalliques sur le bâtiment support

(b) **Balcons suspendus** : Les balcons suspendus (ou haubanés) sont liés au bâtiment supportent par une fixation classique à hauteur de son ossature et par des suspentes (ou haubans) fixées à un niveau supérieur.

(c) **Balcons en appui** : cette conception est caractérisée par la présence de poteaux, au bout de la saillie du balcon.

(d) **Balcons autoportants** : Les balcons autoportants sont supportés par deux files de poteaux, les uns ou les autres proche de la façade et l'autre en bout de saillie.

Dans notre cas on a un balcon en appui (poutre-console+ferme) :

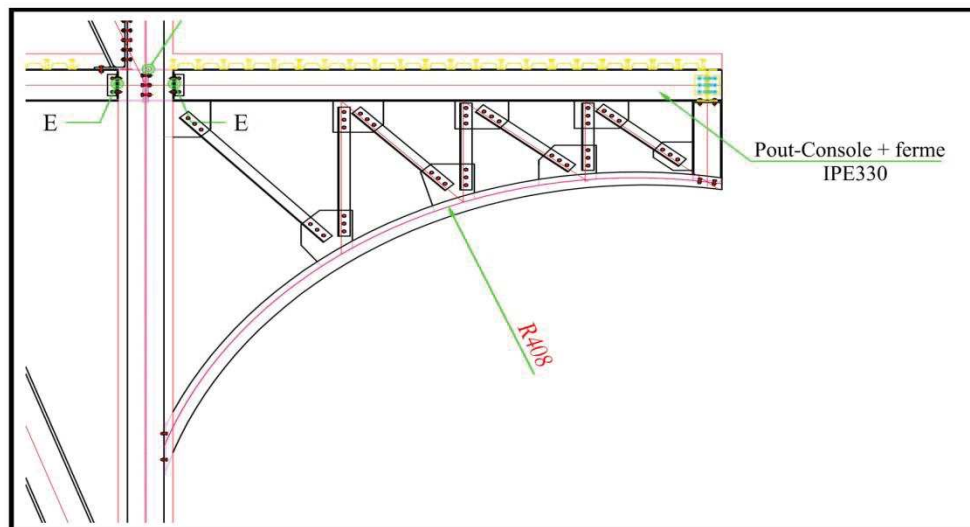


Figure I.6 : balcon en appui (poutre-console+ferme)

g) Les fondations,

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges au sol par sa liaison directe avec ce dernier.

Le choix du type de fondation dépend des caractéristiques mécaniques du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

h) Les pieux :

Un **pieu** est un élément de construction en béton, acier, ou mixte permettant de fonder un bâtiment ou un ouvrage. Ils sont utilisés lorsque le terrain ne peut pas supporter superficiellement les contraintes dues à la masse de l'ouvrage. Il est également possible d'utiliser des pieux pour renforcer des fondations existantes.

Dans notre cas : les pieux ont été utilisés pour renforcer les fondations.

- Langurs de pieu : $L = \text{une variable}$ → $L_{\min} = 15.55\text{m}$
- Diamètre de pieu $D = 100\text{cm}$

Coupe A-A : pieu Ø100

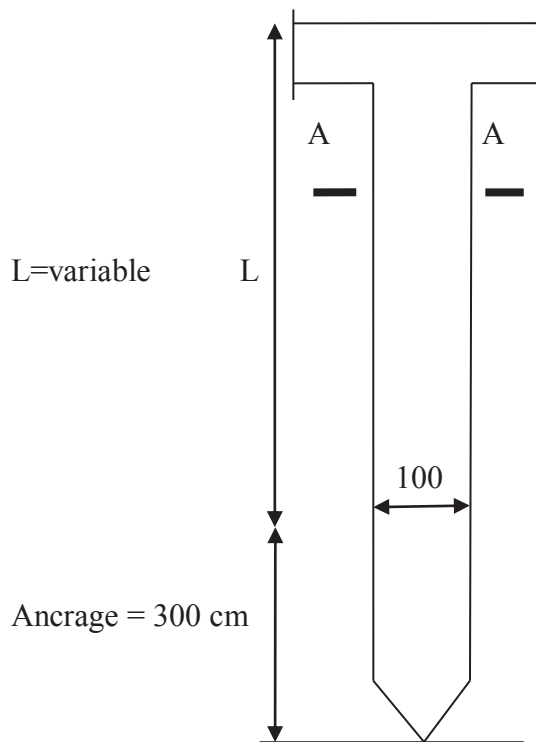


Figure I.7 représentation d'un pieu

I.3 Régularités de la structure :

Selon RPA, version 2003 (article 3.5.1), chaque bâtiment doit être classé selon sa configuration en plan élévation en régulier ou non.

I.3.1 Régularité en plan :

Les quatre conditions selon l'article 3.5.1.a du RPA 99 sont vérifiées, donc la structure est régulière en plan.

I.3.2 Régularité en élévation :

Les quatre conditions selon l'article 3.5.1.b du RPA sont vérifiées, donc la structure est régulière en élévation.

I.3.3 Régularité de la structure :

Les quatre conditions selon l'article 3.5.1 du rpa 99 sont vérifiées, donc la structure est régulière.

I.3.4 Règlement utilisée :

-CCM97(DTR BC-2.44)

- RPA 99 (D T R B C 2 48)
- RNVA 99(DTR C 2-4.7)
- charges permanentes et charges d'exploitations (DTR BC 2.2)
- BAEL 91-CBA93
- Eurocode 3
- Eurocode 4

Les combinaisons d'action [CCM-article 2.3.2.2] :

➤ **Situation durable :**

a. ELU

Pour les structure de batiment, on utilise la plus défavorable des deux formules suivantes :

-combinaison avec prise en compte uniquement de l'action verticale la plus défavorable avec :

$G_{k,j}$:valeur caractéristique des actions permanentes ;

$Q_{k,i}$:valeur caractéristique des actions variables ;

$\gamma_{G,j} = 1.35$ → Si l'action agit favorablement ;

b. ELS

pour les structures de batiments,on utilise la plus défavorable des deux formules suivantes :

-Avec prise en compte de toutes les actions variables la plus défavorable :

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

-Avec prise en compte de toutes les actions variables défavorable :

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

➤ **Situations accidentelles [RPA99 version 2003 article 5.2] :**

les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

$$G+Q \pm E$$

$$0,8.G \pm E$$

I.3.5 Limite des flèches et des déplacements :**a. flèches verticales :**

les valeurs des flèches admissibles des bâtiments à terrasse non accessible sont données dans le tableau(4.1)du CCM97 comme suite :

$$\text{Toiture : } f_{ad} = \frac{l}{250}$$

$$\text{Plancher courant : } f_{ad} = \frac{l}{250}$$

c. flèches horizontales :

on a un bâtiment à étages donc la flèche pour :

$$\text{entre niveaux : } \frac{h}{250} ; h \text{ est la hauteur d'étage}$$

$$\text{toute la structure : } \frac{h_0}{450} ; h_0 \text{ est la hauteur totale}$$

I.3.6 Matériaux utilisés :**I.3.6.1 L'acier :**

L'acier est un matériau constitué essentiellement de fer et un faible taux de carbone, qui sont extraits de matières premières naturelles. Le carbone n'intervient, dans la composition, que pour une faible part (généralement inférieure à 1%)

I.3.6.2. Résistance :

les nuances d'acier courantes et leurs résistances limites sont données par le règlement Eurocode 3. La nuance choisie pour la réalisation de cet ouvrage est S235.

I.3.6.3. Ductilité :

L'acier de construction doit satisfaire les conditions suivantes :

La contrainte à la rupture en traction F_u doit être supérieure à 20 % au moins la limite d'élasticité f_y ;

L'allongement à la rupture ϵ_u doit être supérieur à 15% ;

L'allongement à la rupture ϵ_u (correspondant à f_u) doit être supérieur à 20 fois l'allongement ϵ_y (correspondant à f_y).

I.3.6.4 Coefficients de calcul de l'acier :

Les valeurs des principales caractéristiques de l'acier sont :

-module d'élasticité longitudinale : $E=210000$ MPA

-Coefficient de poisson : $\nu=0.3$

-module d'élasticité transversale : $G= \frac{E}{2(1+\nu)}$

-coefficient de dilatation thermique $\alpha=12.10^{-6}$ par C°

-la masse volumique : $\rho=7850$ kg /m³

I.3.7.1 Le béton :

-la résistance à la compression : $f_{c28}=25$ MPa

-densité volumique : $\rho=2.5$ t /m³

-coefficient de retrait : $\varepsilon=4.10^{-6}$

-la résistance à la traction a 28 jours : $f_{t28}=2.1$ Mpa

-Coefficient de dilatation thermique $\epsilon=10^{-4}$ par C°

I.3.7.2. Données de site :

Le site est meuble :S₃

La contrainte admissible que l'on prend est :

$$\sigma_{sol} = 1 \text{ bar}$$

CHAPITRE II: Etude climatique

II.1-Introduction :

Ce chapitre a pour but de déterminer les différentes sollicitations climatiques produites par les charges du vent et de la neige, agissant sur l'ensemble de l'ouvrage et sur ses différentes parties, cette étude sera réalisée conformément au règlement neige et vent (RNV99)

II.2- Etude de la neige :

II.2.1-But de l'étude :

Le but de cette étude est de déterminer les valeurs représentatives de la charge statique de neige sur toute surface située au-dessus du sol et soumise à l'accumulation de la neige et notamment sur les toitures.

II.2.2-Calcul des charges de neige :

II.2.2.1- charge de la neige sur la toiture S :

D'après RNV99 (page13), la surcharge de la neige est donnée en fonction de la région et l'altitude du site d'implantation, par la formule suivante :

$$S = \mu \times S_k$$

Avec :

S : la charge caractéristique de la neige par unité de surface, en KN/m²

S_k : la charge de neige sur le sol, fonction de l'altitude et de la zone en KN/m²

μ : coefficient de forme, dépend de la forme de toiture.

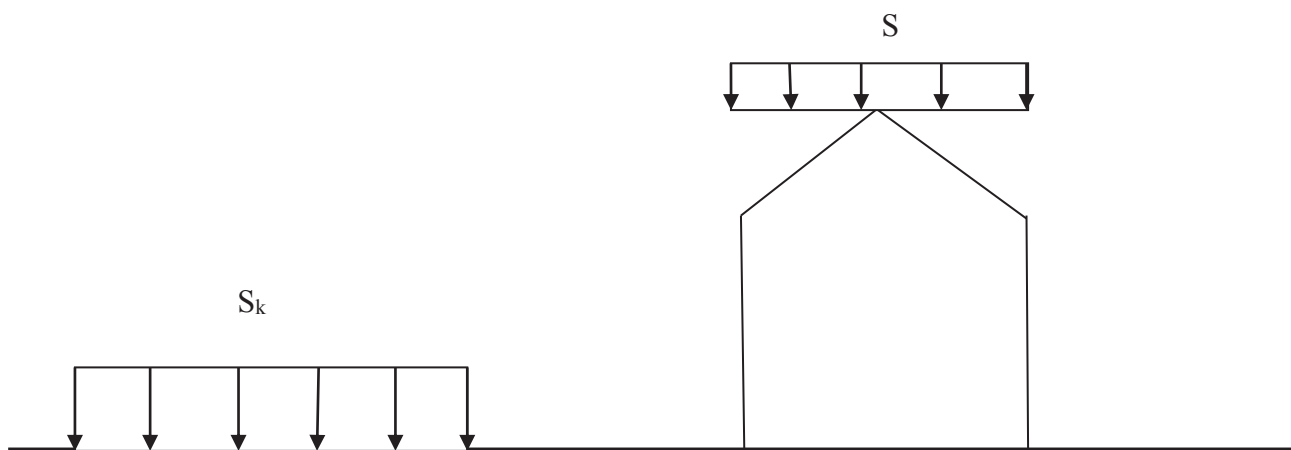


Figure II.1 : charge de neige sur les toitures ou autres surfaces

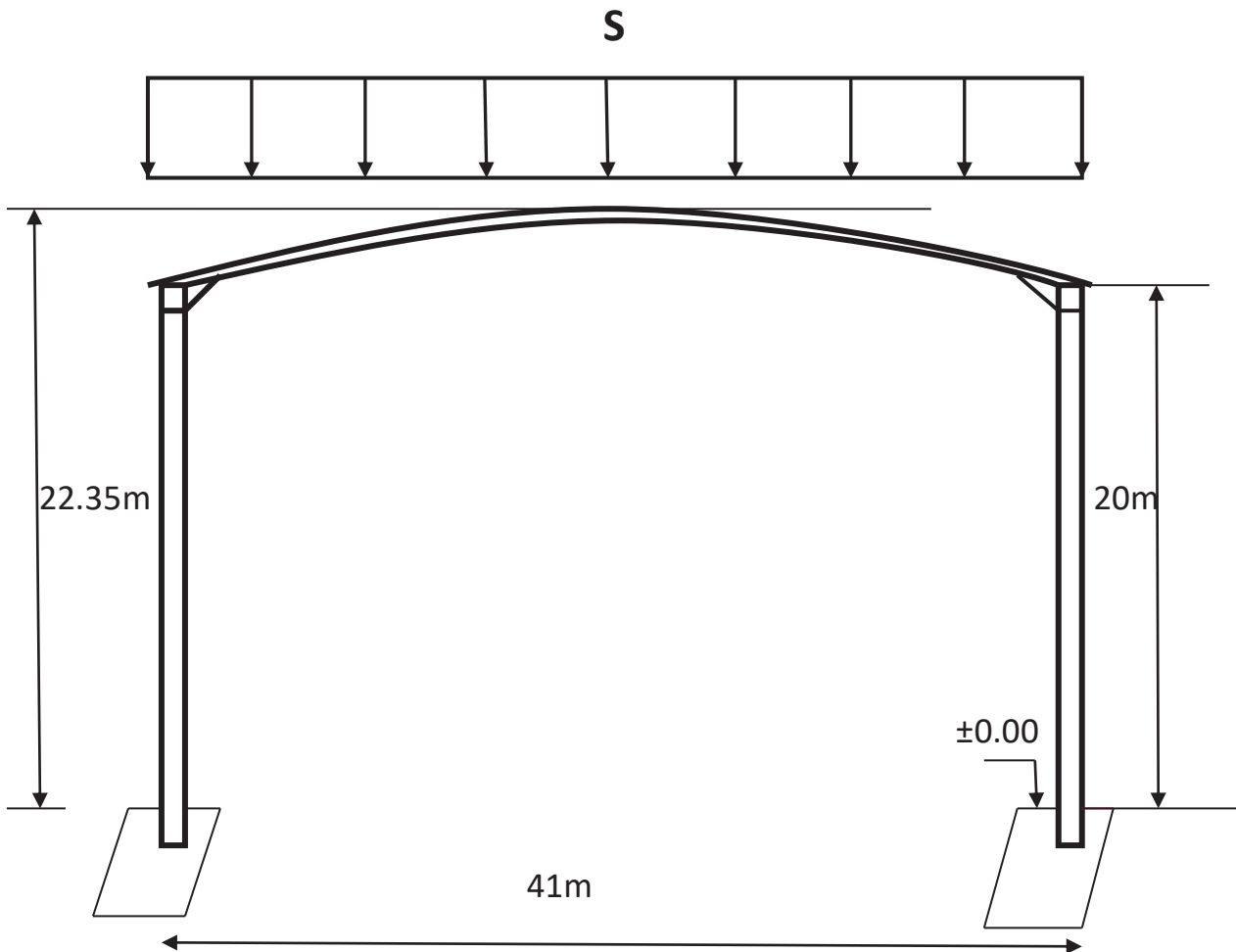


Figure II.2: charge de neige sur le bâtiment

a) Influence de l'altitude :

-La valeur de S_k est déterminée par les trois de variation suivantes en fonction de l'altitude (RNV99 pages 16) :

$$\text{Zone A : } S_k = \frac{0.07H+10}{100}$$

$$\text{Zone B : } S_k = \frac{0.04H+10}{100}$$

$$\text{Zone c : } S_k = \frac{0.0325H}{100}$$

Pour notre construction qui se situe à la commune de Bejaia qui est en zone A :

$$S_k = \frac{0.07H+10}{100}$$

AN:

$$H=10\text{m}, S_k = \frac{0.07 \times 10 + 10}{100} \quad S_k = 0.107 \text{KN/m}^2 = 10.7 \text{ daN/m}^2$$

On prend $S_k = 10.7 \text{ daN/m}^2$

b) Coefficients de forme des toitures μ :

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

Tableau II.1 : coefficient de forme des toitures μ

Dans notre cas $\alpha = 5^\circ$ ($0 \leq \alpha \leq 30^\circ$) donc $\mu = 0.8$

c) calcul de charge de la neige sur la toiture S :

AN :

$$S = 0.8 \times 10.7 = 8.56 \text{ daN/m}^2$$

On retiendra

$$S = 10 \text{ daN/m}^2$$

La neige sera estimée à 10 Kg/m^2 sur toute la toiture.

III.3-Etude au vent :

III.3.1-Le but de l'étude :

Le but de cette étude est calculer les actions du vent sur notre construction et ses différentes parties.

III.3.2-Principe de calcul :

Le calcul doit être effectué séparément pour chacune directions perpendiculaires aux différentes parois de la construction.

Il s'agit de déterminer les actions du vent s'exerçant sur le bâtiment en structure métallique présenté à la figure II.3.

- Au sens transversal (sens V1 du vent).
- Au sens longitudinal (sens V2 du vent).

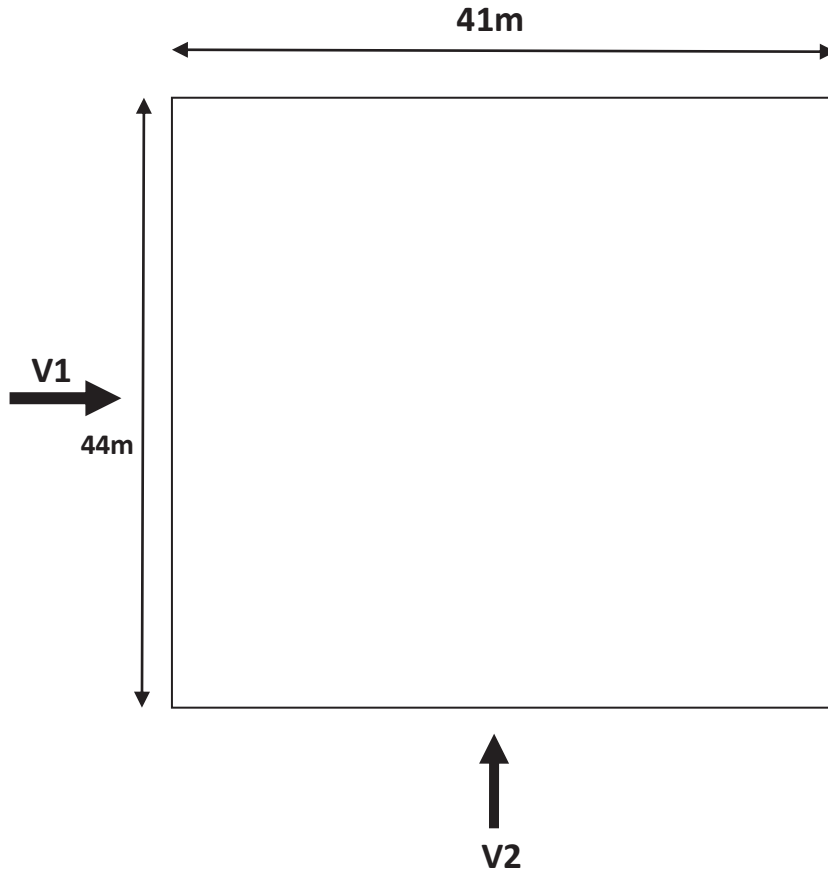


Figure II.3 : vent perpendiculaire à la façade principale.

II.3.3-Détermination de la pression due au vent :

La pression du vent P_h qui s'exerce sur une construction à la hauteur h est donnée par la formule suivante :

$$P_h = C_d \times q_h \times [C_e - C_i]$$

C_d : coefficient dynamique de la construction.

q_h : pression dynamique du vent calculée à la hauteur h considérée

C_e : coefficient de pression extérieure.

C_i : coefficient de pression intérieure.

II.3.4.1-détermination du coefficient dynamique C_d :

La structure de bâtiment étant métallique on utilise la fig 3.2 de DTRNV99 donné au chapitre3.

On doit déterminer la valeur de C_d pour chaque direction du vent :

A) Vent perpendiculaire au long pan Sens V1 de Vent)

$h= 22m$ $b=41m$ donne $C_d= 0.92$

B) Vent perpendiculaire au pignon Sens V2 de vent)

$h=22m$ $b=44m$ donne $C_d=0.90$

II.3.4.2-Calculs de la pression dynamique q_h :

La structure est de la hauteur total $>10m$, il ya lieu de considérer ce bâtiment comme étant constitué de 6 éléments de surface de hauteurs égales à la hauteur d'étage soit 4m

La pression dynamique q_h qui s'exerce sur un élément de surface au niveau de la hauteur h est donnée comme suit :

$$q_h = q_{ref} \times C_{ex}$$

q_{ref} : est la pression dynamique de référence pour les constructions permanentes (donnée d'utilisation est supérieure à 5 ans).

Q_{ref} est donnée par le tableau suivant en fonction de la zone :

Zone	I	II	III
q_{ref} (daN/m ²)	37.5	47	57.5

Tableau II.2 : pression dynamique de référence.

Bejaia est de zone I donc $q_{ref} = 37.5 \text{ dan/m}^2$

C_{ex} : coefficient d'exposition au vent

➤ **Coefficient d'exposition C_e :**

Le bâtiment en structure métallique est peu sensible excitation dynamique dans deux directions du vent le coefficient d'exposition $C_e(z_j)$ sera calculée de la formule suivante :

Dans notre cas la structure est peu sensible aux excitations dynamiques ($C_d < 1.2$) :

$$C_{ex} = C_t^2 \times C_r^2 \times \left[1 + \frac{7 \times K_t}{C_r \times C_t} \right]$$

C_t : coefficient de topographie.

C_r : coefficient de rugosité.

- coefficient de topographie : $C_t=1$ (site plat)
- coefficient de rugosité : on se réfère au paragraphe 4.2 du chapitre 2 du RNV99 le coefficient de rugosité est défini par la loi logarithmique suivante :

$$C_r = K_t \times \ln\left(\frac{h}{h_0}\right) \quad h_{\min} \leq h \leq 200\text{m}$$

$$C_r = K_t \times \ln\left(\frac{h_{\min}}{h_0}\right) \quad h \leq h_{\min}$$

Avec :

K_t : est le facteur de terrain

h_0 (m): est le paramètre de rugosité

h_{\min} (m): est la hauteur minimal, min z

h (m): est la hauteur considérée, z

Ces paramètres sont donnés en fonction de la catégorie de terrain dans le tableau 2.4 de DTRNV99

Le bâtiment est implanté à Bejaia sur un site plat En bord de mer,

Le terrain alors est de catégorie (I) les valeurs de ses paramètres sont données dans le tableau suivant :

Categorie de terrain	K_t	h_0 (m)	h_{\min} (m)	ϵ
I(En bord de mer)	0.17	0.01	2	0.11

Tableau II.3 : paramètre de la catégorie du terrain I

L'ensemble des résultats de C_r et C_e et q_h sont donnée dans les tableaux suivant :

niveau	h (m)	h_{\min} (m)	C_r	C_t	C_e	q_h (daN/m ²)
RDC	5.78	2	1.08	1	2.45	091.875
1 ^{er} étage	11.56	2	1.19	1	2.83	106.125
2 ^{eme} étage	17.34	2	1.26	1	3.08	115.500
3 ^{eme} étage	20.40	2	1.29	1	3.19	119.625
toiture	22.35	2	1.31	1	3.27	122.625

Tableau II.4: les valeurs de q_{dyn}

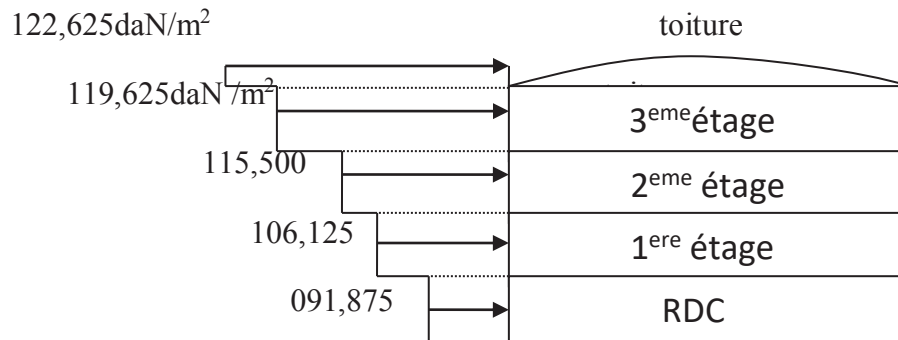


Figure II.4 : la répartition de la pression dynamique

II.3.4.3- Détermination des coefficients de pression :

a) coefficient de pression extérieure : C_e

Le bâtiment de base rectangulaire donc le coefficient de pression extérieure dépend de la dimension de la surface chargée

$$S = 41 \times 44 = 1804\text{m}^2 \Rightarrow \text{la surface des parois chargées} \geq 10\text{m}^2 \Rightarrow C_{pe} = C_{pe10}$$

a) vent perpendiculaires longs pans (sens V1 du vent) :

- **paroi verticale** : on se réfère au paragraphe 1.1.2 et 1.1.3 de chapitre 5 de DTRNV99, à la figure 5.1 et 5.2 pour déterminer les différentes zones de pression et au tableau 5.1 pour tirer les valeurs du coefficient C_{pe1} ou C_{pe10}

Pour cette direction de vent : $b=44\text{m}$ $d=41\text{m}$ $h=21\text{m}$ $e = \min(b; 2h)$

$$e = \min(44 ; 42) \Rightarrow e = 42\text{m}$$

Les zones de pression sont portées sur la figure II.5 :

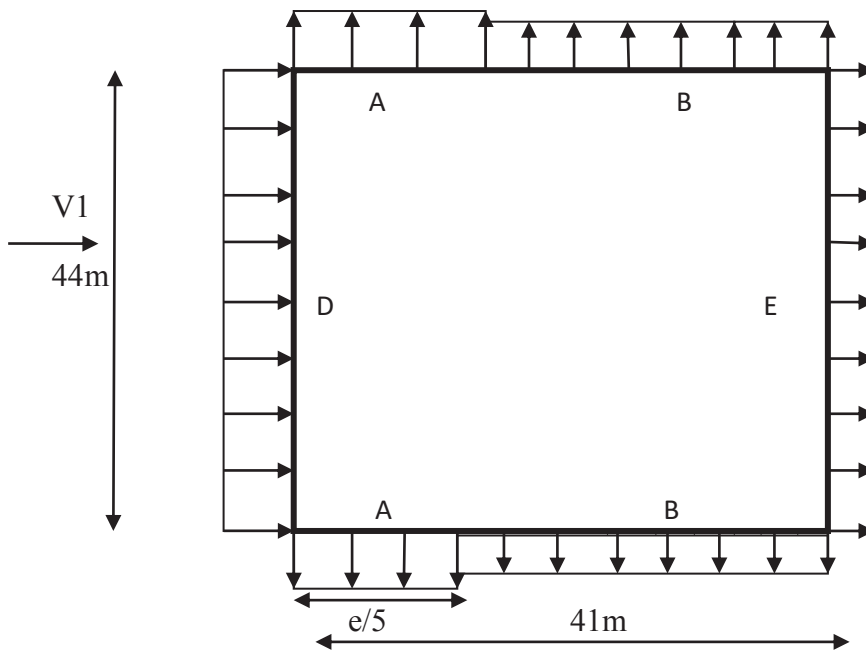


Figure II.5 : Zone de C_{pe} pour les parois verticale-direction v1 du vent

Les valeurs respectives des coefficient correspondantes a ces zones sont portées sur le tableau suivant :

Zone	A	B	D	E
C_{pe10}	-1.0	-0.8	+0.8	-0.3

Tableau II.5 : Zone de C_{pe} pour les parois verticale-derctionV1 du vent

➤ **Toiture :**

On se réfère au paragraphe 1.1.3 du chapitre 5 de DTRNV99, à la figure5.2pour déterminer les différentes zones de pression et au tableau 5.1 pour tirer les valeurs du coefficient C_{pe1} ou C_{pe10}

Les zones de pression sont portées sur la figure II.6 :

$\Theta=0^\circ$

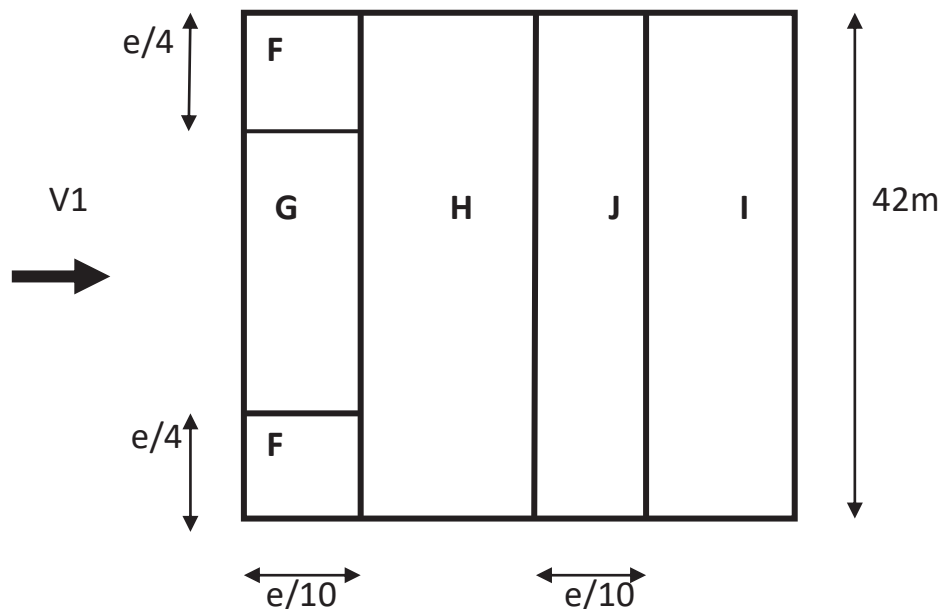


Figure II.6 : Zone de C_{pe} la toiture-direction V1 du vent.

Les valeurs respectives des coefficients correspondantes à ces zones sont portées sur le tableau suivant :

Zone	F	G	H	I	J
C_{pe10}	-1.7	-1.2	-0.6	-0.3	-0.3

Tableau II.6 : zone de C_{pe} pour la toiture-direction V1 du vent.

b) Vent perpendiculaires au pignon (sens V2 du vent) :

- **parois verticales** : on se réfère au paragraphe 1.1.2 et 1.1.3 de chapitre V de DTRNV99, à la figure 5.1 et 5.2 pour déterminer les différentes zones de pression et au tableau 5.1 pour tirer les valeurs du coefficient C_{pe10} ou C_{pe10}
- **pour cette direction de vent : $b = 41m$, $d=44m$ et $h=21m$**

$e = \min (41m, 2 \times 21) = 41m$

Les zones de pression sont portées sur la figure II.7

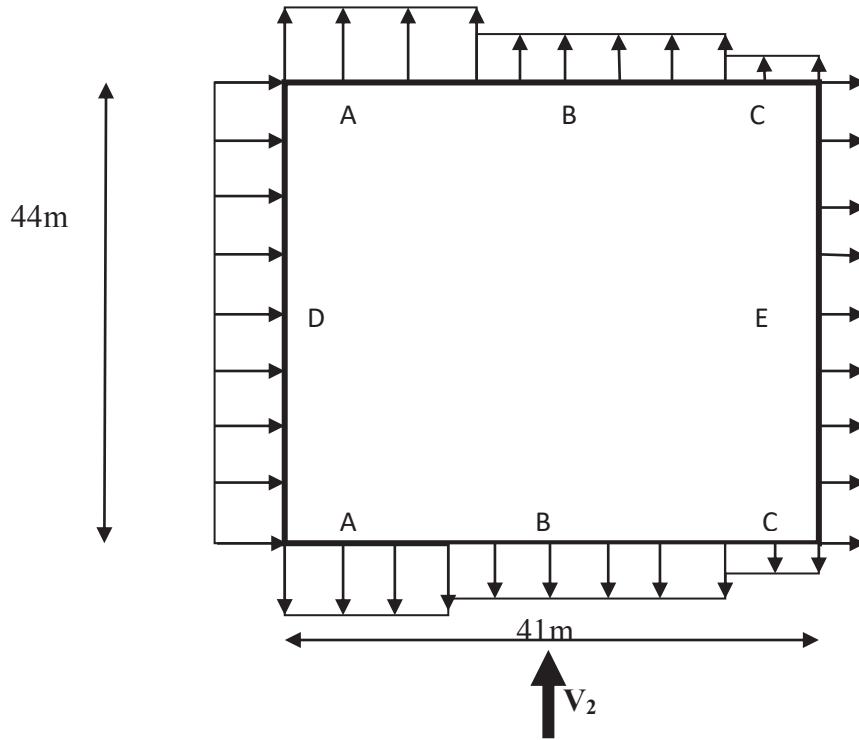


Figure II.7 : Zone de C_{pe} pour les parois verticale-direction V_2 du vent.

Les valeurs respectives des coefficient correspondantes a ces zones sont portées sur le tableau suivant :

Zone	A	B	C	D	E
C_{pe10}	-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Tableau II.7 : Zone de C_{pe} pour les parois verticale-derction V_1 du vent

➤ **Toiture :**

On se réfère au paragraphe 1.1.3 du chapitre 5 de DTRNV99, à la figure 5.2 pour déterminer les différentes zones de pression et au tableau 5.1 pour tirer les valeurs du coefficient C_{pe1} ou C_{pe10}

Les zones de pression sont portées sur la figure II.8 :

$\Theta=90^\circ$

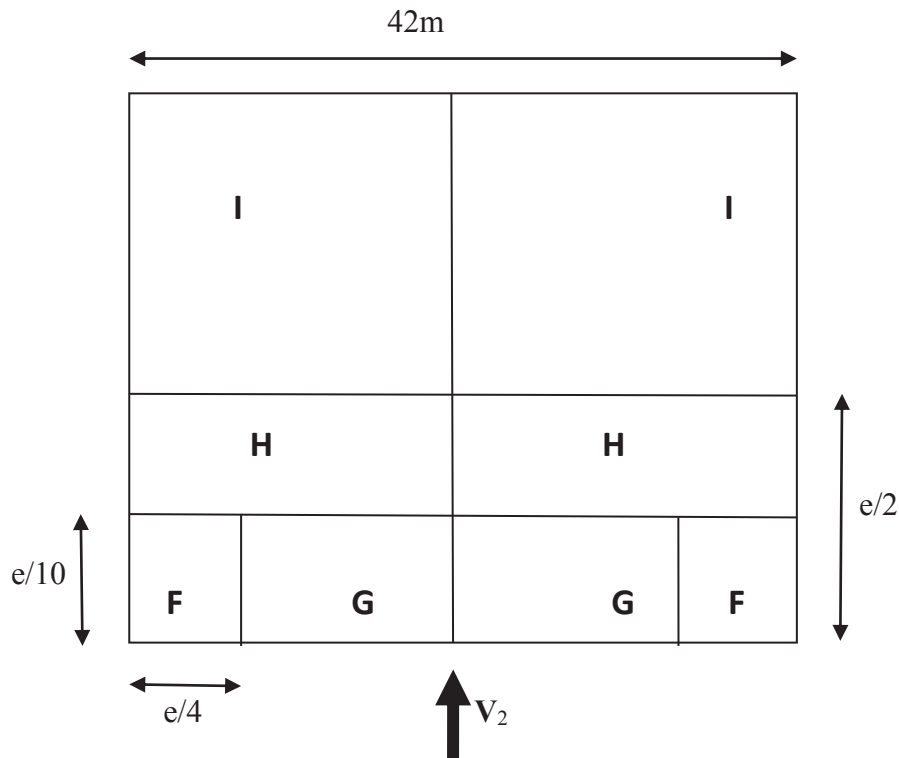


Figure II.8 : Zone de C_{pe} la toiture-direction V_2 du vent.

- Les valeurs respectives des coefficients correspondantes à ces zones sont portées sur le tableau suivant :

Zone	F	G	H	I
C_{pe}	-1.6	-1.3	-0.7	-0.5

Tableau II.8 : zone de C_{pe} pour la toiture-direction V_2 du vent.

❖ **Coefficient de pression intérieure C_{pi} :**

On se réfère au paragraphe 2.2.2 du chapitre 5, dans le cas bâtiment avec cloisons intérieures, les valeurs suivantes doivent être utilisées : $C_{pi}=0.8$ et $C_{pi}=-0.5$ et $C_{pi}=0$

II.4 Déterminations de p_{het} et q_{dyn} :

$$p_h = q_h \times [C_e - C_i]$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

A) Vent perpendiculaire au long pan (sens V1 de vent) :

- Pour : $c_i=0$ (construction étanche au vent dont les parois extérieures ne comportent aucune ouverture.)

RDC						
	C_d	q_h	C_e	C_i	$C_e - C_i$	P_h (daN/m ²)
A	0.92	91.875	-1	0	-1	-84.525
B	0.92	91.875	-0.8	0	-0.8	-67.620
D	0.92	91.875	+0.8	0	+0.8	+67.620
E	0.92	91.875	-0.3	0	-0.3	-25.357

1 ^{er} étage						
	C_d	q_h	C_e	C_i	$C_e - C_i$	P_h (daN/m ²)
A	0.92	106.125	-1	0	-1	-97.635
B	0.92	106.125	-0.8	0	-0.8	-78.108
D	0.92	106.125	+0.8	0	+0.8	+78.108
E	0.92	106.125	-0.3	0	-0.3	-29.290

2 ^{eme} étage						
	C_d	q_h	C_e	C_i	$C_e - C_i$	P_h (daN/m ²)
A	0.92	115.500	-1	0	-1	-106.26
B	0.92	115.500	-0.8	0	-0.8	-85.008
D	0.92	115.500	+0.8	0	+0.8	+85.008
E	0.92	115.500	-0.3	0	-0.3	-31.878

3 ^{eme} étage						
	C_d	q_h	C_e	C_i	$C_e - C_i$	P_h (daN/m ²)
A	0.92	119.625	-1	0	-1	-110.05
B	0.92	119.625	-0.8	0	-0.8	-88.044
D	0.92	119.625	+0.8	0	+0.8	+88.044
E	0.92	119.625	-0.3	0	-0.3	-33.016

Toiture						
	C_d	q_h	C_e	C_i	C_e-C_i	P_h (daN/m ²)
F	0.92	122.625	-1.7	0	-1.7	-191.785
G	0.92	122.625	-1.2	0	-1.2	-135.378
H	0.92	122.625	-0.6	0	-0.6	-67.689
I	0.92	122.625	-0.3	0	-0.3	-33.845
J	0.92	122.625	-0.3	0	-0.3	-33.845

c) Vent perpendiculaire au pignon (sens V2 du vent) :

$$C_i = +0.8$$

RDC						
	C_d	q_h	C_e	C_i	C_e-C_i	P_h (daN/m ²)
A	0.90	91.875	-1	+0.8	-1.2	-099.225
B	0.90	91.875	-0.8	+0.8	-1.6	-132.300
C	0.90	91.875	-0.5	+0.8	-1.3	-107.493
D	0.90	91.875	+0.8	+0.8	0	0
E	0.90	91.875	-0.3	+0.8	-1.1	-090.956

1 ^{er} étage						
	C_d	q_h	C_e	C_i	C_e-C_i	P_h (daN/m ²)
A	0.90	106.125	-1	+0.8	-1.2	-114.615
B	0.90	106.125	-0.8	+0.8	-1.6	-152.820
C	0.90	106.125	-0.5	+0.8	-1.3	-124.166
D	0.90	106.125	+0.8	+0.8	0	0
E	0.90	106.125	-0.3	+0.8	-1.1	-105.064

2 ^{eme} étage						
	C_d	q_h	C_e	C_i	C_e-C_i	P_h (daN/m ²)
A	0.90	115.500	-1	+0.8	-1.2	-124.740
B	0.90	115.500	-0.8	+0.8	-1.6	-166.320
C	0.90	115.500	-0.5	+0.8	-1.3	-137.332
D	0.90	115.500	+0.8	+0.8	0	0
E	0.90	115.500	-0.3	+0.8	-1.1	-116.204

3 ^{eme} étage						
	C_d	q_h	C_e	C_i	C_e-C_i	P_h (daN/m ²)
A	0.90	119.625	-1	+0.8	-1.2	-129.195
B	0.90	119.625	-0.8	+0.8	-1.6	-172.260
C	0.90	119.625	-0.5	+0.8	-1.3	-139.961
D	0.90	119.625	+0.8	+0.8	0	0
E	0.90	119.625	-0.3	+0.8	-1.1	-118.429

Toiture						
	C_d	q_h	C_e	C_i	C_e-C_i	P_h (daN/m ²)
F	0.90	122.625	-1.6	+0.8	-2.4	-264.870
G	0.90	122.625	-1.3	+0.8	-2.1	-231.761
H	0.90	122.625	-0.7	+0.8	-2.5	-275.906
I	0.90	122.625	-0.5	+0.8	-1.3	-143.471

Pour $C_i=-0.5$

RDC						
	C_d	q_h	C_e	C_i	C_e-C_i	P_h (daN/m ²)
A	0.90	91.875	-1	-0.5	-0.5	-041.344
B	0.90	91.875	-0.8	-0.5	-0.3	-024.806
C	0.90	91.875	-0.5	-0.5	0	0
D	0.90	91.875	+0.8	-0.5	1.3	107.494
E	0.90	91.875	-0.3	-0.5	0.2	016.537

1 ^{er} étage						
	C_d	q_h	C_e	C_i	C_e-C_i	P_h (daN/m ²)
A	0.90	106.125	-1	-0.5	-0.5	-047.756
B	0.90	106.125	-0.8	-0.5	-0.3	-028.654
C	0.90	106.125	-0.5	-0.5	0	0
D	0.90	106.125	+0.8	-0.5	1.3	124.166
E	0.90	106.125	-0.3	-0.5	0.2	019.103

2 ^{eme} étage						
	C _d	q _h	C _e	C _i	C _e -C _i	P _h (daN/m ²)
A	0.90	115.500	-1	-0.5	-0.5	-051.975
B	0.90	115.500	-0.8	-0.5	-0.3	-031.185
C	0.90	115.500	-0.5	-0.5	0	0
D	0.90	115.500	+0.8	-0.5	1.3	135.135
E	0.90	115.500	-0.3	-0.5	0.2	020.790

3 ^{eme} étage						
	C _d	q _h	C _e	C _i	C _e -C _i	P _h (daN/m ²)
A	0.90	119.625	-1	-0.5	-0.5	-053.831
B	0.90	119.625	-0.8	-0.5	-0.3	-032.299
C	0.90	119.625	-0.5	-0.5	0	0
D	0.90	119.625	+0.8	-0.5	1.3	139.961
E	0.90	119.625	-0.3	-0.5	0.2	021.532

Toiture						
	C _d	q _h	C _e	C _i	C _e -C _i	P _h (daN/m ²)
F	0.90	122.625	-1.6	-0.5	-1.1	-121.398
G	0.90	122.625	-1.3	-0.5	-0.8	-088.290
H	0.90	122.625	-0.7	-0.5	-0.2	-022.073
I	0.90	122.625	-0.5	-0.5	0	0

II.5.la force de frottement :

Vérifiant les conditions de considération de la force de frottement.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{h} = \frac{41}{22.35} = 1.83 \leq 3 \rightarrow \text{non vérifiée} \\ \frac{d}{h} = \frac{44}{22.35} = 1.96 \leq 3 \rightarrow \text{non vérifiée} \end{array} \right.$$

Les conditions sont non vérifier alors on ne tiendra pas compte des forces de frottement.

➤ Force résultante : force résultante R est donnée par :

$$R = \sum (p_{hi} \times S_i) + \sum F_{fr}$$

ZONE	Niveau	S _i (m ²)	P _{hi} (daN/m ²)	P _h .S _i (daN)
D	RDC	924	67.620	62480.880
	1 ^{er} étage	924	78.108	48739.392
	2 ^{eme} étage	924	85.008	53044.992
	3 ^{eme} étage	924	88.044	54939.456
E	RDC	924	25.357	15822.768
	1 ^{ere} étage	924	29.290	18276.960
	2 ^{eme} étage	924	31.878	19891.872
	3 ^{eme} étage	924	33.016	20601.984
F	TOITURE	44.1	191.785	8457.778
G	TOITURE	88.2	135.378	11940.339
J	TOITURE	176.4	33.845	5970.258
H	TOITURE	684.6	67.689	46339.889
I	TOITURE	684.6	33.845	23170.287

Tableau II.9 : valeurs des paramètres S_i, p_h et leur produit sens V1

Niveau	RDC	1 ^{er} étage	2 ^{eme} étage	3 ^{eme} étage	TOITURE
P_h.S_i (dan)	78303.648	67016.352	72936.864	75541.440	-83938.212
F_{fr}	0	0	0	0	0
F_w	78303.648	67016.352	72936.864	75541.440	0
F_u	0	0	0	0	-83938.212

Tableau II.10 : somme des forces résultante horizontales F_w et verticales F_u sens V1

➤ Excentricité de la force globale horizontal F_w

Excentricité de la force globale doit être prise égale $e = \pm b/10$

On trouve alors :

$$e = \pm \frac{42}{10} = \pm 4.2\text{m}$$

$$b/2 = 21\text{m}$$

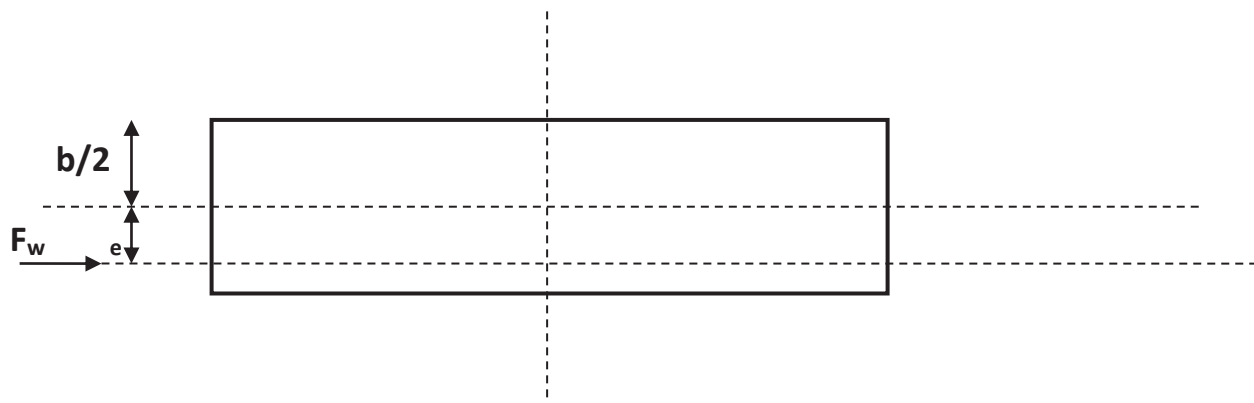


Figure II.9 : excentricité de la force globale sens V_1

CHAPITRE III: Prédimensionnement

III.1 Introduction :

Le prédimensionnement a pour but le pré dimensionnée les différents éléments résistants de la structure, il sera fait selon les Eurocode 3 et 4 et le RPA99/version2003.

Les éléments de la structure seront pré dimensionnes aux conditions de flèche et de la résistance.

a) Condition de flèche :

Les structures en aciers doivent être dimensionnées de manière que les flèches restent dans les limites appropriées à l'occupation envisagée du bâtiment et à la nature des matériaux de remplissage devant être supportés.

La flèche est vérifiée pour la condition suivante : $f_{cal} \leq f_{ad}$

$$f_{cal} = \frac{5 \cdot p_s \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_y} \quad \text{Cas d'une poutre simplement appuyée avec:}$$

L : portée l'élément considéré.

E : module d'élasticité longitudinale de l'acier.

P_s : charge sur le profilé à l'ELS.

I_y : moment d'inertie de profilé.

Les valeurs limites recommandées des flèches verticales sont indiqué dans le tableau ci-dessous (tableau eurocode3)

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

Tableau III.1: Valeur limites recommandées pour les flèches verticales

b) Condition de résistance :

La résistance est vérifiée par la condition suivante : $M_{sd} \leq M_{Rd}$

$$M_{sd} = \frac{p_u \cdot l^2}{8} \text{ Pour le cas d'une poutre simplement appuie.}$$

$$M_{Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} \text{ [CCM97article5.4.5.1]}$$

Avec:

M_{sd} : moment sollicitant le profile.

M_{Rd} : moment résistant du profilé.

P_u : charge sur le profilé à l'ELU.

f_y : limite d'élasticité de l'acier.

W_{pl} : Module de résistance plastique.

γ_{M0} : coefficient partiel de sécurité.



Figure III.1 : plancher courant

III.2. Evaluation des charges sur le plancher :

Les charges et surcharges ont été prises dans le document technique réglementaire (D.T.R-BC.2.2).

➤ **Les charges permanentes (G) :**

Plancher mixte :	
Matériaux	Valeur de la charge en KN/m²
Cloisons de séparation	0,9
Revêtements en carrelage	0.4
Mortier de pose	0.4
Couche de sable	0.36
Faux plafond	0.2
Dalle en béton armé	2,5
Toile type cofraplus 60	0.15
Total	
G=4,91KN/m²	
Toiture	
Panneaux sandwich + accessoires d'attache	0,32KN/m²
G=0,32KN/m²	

Murs extérieurs :	
Enduit intérieur en plâtre	0.27
Brique creuses	1,8
Enduit extérieur en ciment	0.27
total	G=2,34KN/m²
Murs intérieurs :	
Enduit en plâtre	0.15
Brique creuses	0.9
Enduit en plâtre	0,5
total	G=1.2KN/m²

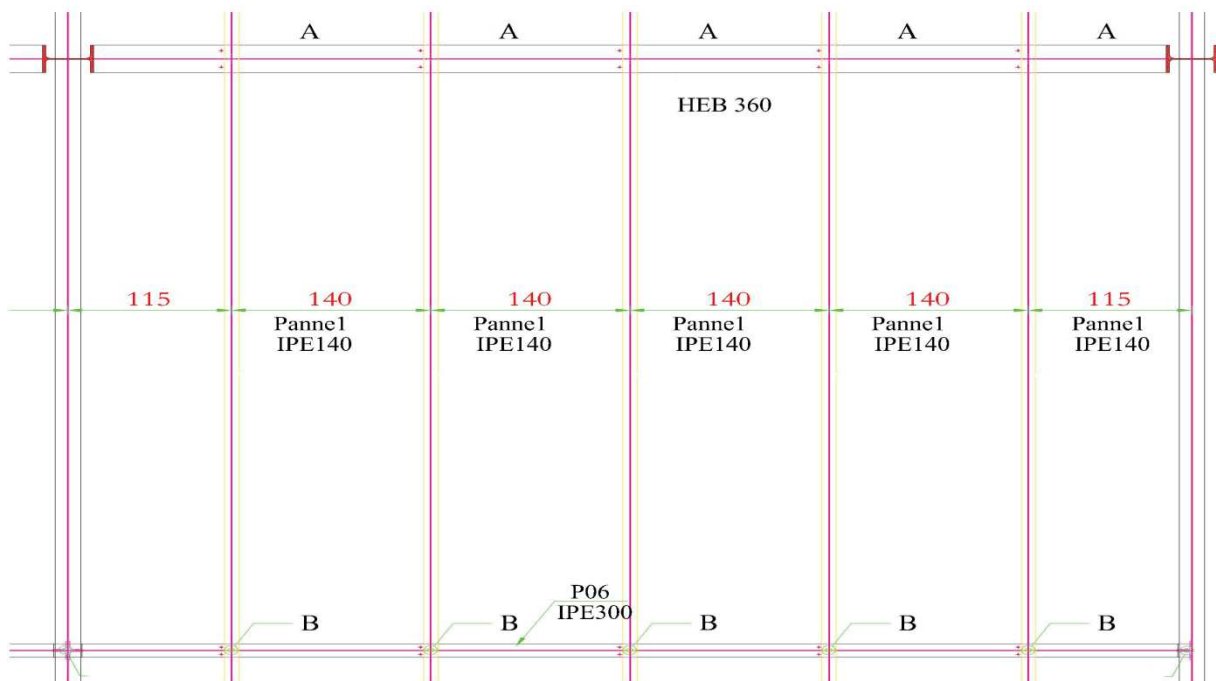
Tableau III.2 : Evaluation des charges permanentes

➤ **Les surcharges d'exploitation (Q) :**

- Toiture : **Q=1KN/m²**
- Plancher mixte : **Q=2,5KN/m²**

III.3. Pré dimensionnement des pannes:

Les pannes sont des poutres destinées à transmettre les charges et surcharges s'appliquant sur couverture à la traverse.



FigureIII.2 : les pannes en IPE140

❖ **Données :**

Neige (N)= 10 daN/m² }
 Vent (V)= -67.69 daN/m² } D'après le chapitre 2

- Poids bardage (p)= 32daN/m²
- Surcharges d'entretien :p=40daN/m² d'après l'EC3
- Poids propre de la panne : IPE140 G= 12,9 daN/m
- L_{pannes} : 6,45 m
- Entre axe l=1,4m
- α=5°

❖ **charge et surcharges :**

(Remarque : dans les calculs des pannes on prendre Q=0)

➤ **Charge permanentes par m² de couverture :**

$$G = 32 \times 1,4 + 12,9 = 57,7 \text{ daN/ml}$$

➤ **Surcharge climatique du vent (V) et Neige (N) :**

$$V = -67.69 \times 1,4 = 94,76 \text{ daN/ml}$$

$$N = 10 \times 1,4 = 14 \text{ daN/ml}$$

➤ **Surcharges d'entretien :**

$$p_{eq} = 40 \times 1,4 = 56 \text{ daN/m}$$

$$M_{max} = \frac{p_{eq} \cdot q \cdot l^2}{8}$$

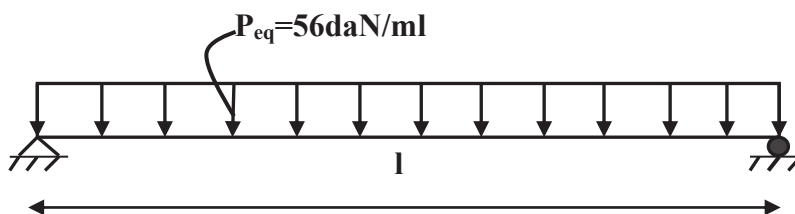


Figure III.3 : pannes de langurs l en charge répartie

$$M_{\max} = \frac{56 \cdot 6,45^2}{8} = 291,21 \text{ daN.m}$$

➤ **Combinaisons de charge les plus défavorables :**

Actions vers le bas : ↓

$$Q_{sd1} = 1,35G + 1,5p_{eq} = 1,35 \times 57,7 + 1,5 \times 56 = 161,89 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{sd2} = 1,35G + 1,5N = 1,35 \times 57,7 + 1,5 \times 14 = 96,01 \text{ daN/ml}$$

Actions vers le haut: ↑

$$Q_{zsd} = G \cos \alpha - 1,5V = 57,7 \cos(5^\circ) - 1,5 \times 94,76 = -84,66 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{ysd} = 1,35G \sin \alpha = 1,35 \times 57,7 \times \sin 5^\circ = 6,78 \text{ daN/ml} \leftarrow$$

➤ Les combinaisons les plus défavorables à retenir pour les calculs :

Flexion déviée :

$$Q_{sd} = 161,89 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{zsd} = Q_{sd} \cos \alpha = 161,27 \text{ daN/ml}$$

$$M_{ysd} = \frac{Q_{zsd} l^2}{8} = \frac{161,27 \cdot 6,45^2}{8} = 838,65 \text{ daN.m}$$

$$Q_{y.sd} = Q_{sd} \sin 5^\circ = 14,10 \text{ daN/ml}$$

$$M_{z.sd} = \frac{\left(\frac{l}{2}\right)^2 \cdot Q_{ysd}}{8} = \frac{14,10 \cdot \left(\frac{6,45}{2}\right)^2}{8} = 18,33 \text{ daN.m}$$

III.3.1. Vérification à la sécurité :

Dans notre projet les pannes sont en IPE140

G(kg/m)	h(mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	d(mm)	I _y (cm ⁴)	W _{ply} (cm ³)	A _{vz} cm ²	W _{plz} (cm ³)	I _z (cm ⁴)	b(mm)
12,9	140	4,7	6,9	112,2	541,2	88,34	7,64	19,25	44,92	73

Tableau III.3. : Caractéristique géométrique de l'IPE140

1. Vérification à l'état limite ultime :

a) Vérification de la résistance :

$$\left(\frac{M_{ysd}}{M_{ply.Rd}}\right)\alpha + \left(\frac{M_{z.sd}}{M_{plz.Rd}}\right)\beta < 1$$

Classe de la section :

-Classe de la semelle :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10 \varepsilon$$

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

$$\frac{c}{t_f} = \frac{36,5}{6,9} = 5,28 < 10 \Rightarrow \text{semelle de classe 1}$$

-Classe de l'âme :

$$\frac{c}{t_w} = \frac{d}{t_w} \leq 72 \varepsilon$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{112,2}{4,7} = 23,87 < 72 \Rightarrow \text{Ame de classe 1}$$

La section est de classe 1

$$M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{88,34 \cdot 2350 \cdot 10^{-2}}{1,1} = 1887,26 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$M_{plz,Rd} = \frac{W_{plz} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{19,25 \cdot 2350 \cdot 10^{-2}}{1,1} = 411,25 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$\left(\frac{838,65}{1887,26}\right)^2 + \left(\frac{18,33}{411,25}\right)^1 = 0,24 < 1 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

2) Vérification au cisaillement :

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes :

$$V_{zsd} \leq V_{ply,Rd}$$

$$V_{ysd} \leq V_{ply,Rd}$$

$$V_{z.sd} = \frac{l \cdot Q_{zsd}}{2} = \frac{161,27 \cdot 6,45}{2} = 520,09 \text{ daN}$$

$$V_{y.sd} = 0,625 Q_{ysd} (l/2) = 0,625 \times 14,10 \times (6,45/2) = 28,42 \text{ daN}$$

$$V_{plz,Rd} = \frac{f_y / \sqrt{3} A_{vz}}{\gamma_{M0}} = \frac{7,64 \left(\frac{2350}{\sqrt{3}}\right)}{1,1} = 9423,40 \text{ daN}$$

$$V_{ply,Rd} = \frac{A_{vy} \cdot f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = \frac{16,4 \left(\frac{2350}{\sqrt{3}}\right)}{1,1} = 20228,25 \text{ daN}$$

$$\left. \begin{array}{l} V_{z.sd}=520,09\text{daN} \leq V_{plz.Rd}=9423,40\text{daN} \\ V_{y.sd}=28,42\text{daN} \leq V_{ply.Rd}=20228,25\text{daN} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

2. Vérification à l'état limite de service :

a) Vérification à la flèche :

Le calcul de la flèche se fait par la combinaison de charges et surcharges de services (non pondérées).

Action vers le bas : ↓

$$Q_{sd1}=G+N=57,7+14=71,7\text{daN/ml}$$

$$Q_{sd1}=G+P=57,7+56=113,7\text{daN/ml}$$

Actions vers le haut: ↑

$$Q_{sd2}=G\cos\alpha-V=57,7\cos5^\circ-94,76=-37,27\text{daN/ml}$$

$$Q_{sd}=\max(Q_{sd1};Q_{sd2})=113,7\text{daN/ml}$$

$$Q_{z.sd}=Q_{sd}\cos\alpha=113,26\text{daN/ml}$$

$$Q_{y.sd}=Q_{sd}\sin\alpha=9,91\text{daN/ml}$$

Condition de vérification:

$$f \leq f_{ad} \text{ avec } f_{ad} = \frac{l}{200}$$

Flèche vertical (suivant zz') sur deux appuis :

$$f_{ad} = \frac{l}{200} = \frac{645}{200} = 3,22\text{cm}$$

$$f_z = \frac{5 \cdot Q_{z.sd} \cdot l^4}{384 E I_y} = \frac{5 \cdot 113,26 \cdot 10^{-2} \cdot 645^4}{384 \cdot 2.1 \cdot 10^6 \cdot 541,2} = 2,24\text{cm}$$

$$f_z=2,24\text{cm} < f_{ad}=3,22\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Flèche latéral (suivant yy') sur trois appuis :

$$f_{ad} = \frac{l/2}{200} = \frac{322,5}{200} = 1,61\text{cm}$$

$$f_y = \frac{2,05 \cdot Q_{y.sd} \cdot (l/2)^4}{384 E I_z} = \frac{2,05 \cdot 9,91 \cdot 10^{-2} \cdot (645/2)^4}{384 \cdot 2.1 \cdot 10^6 \cdot 44,92} = 0,06\text{cm}$$

$$f_y < f_{ad} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion: tous les conditions est vérifiées donc IPE140 convient pour les pannes.

III.4. Pré dimensionnement des éléments de plancher mixte :

III.4.1 Les solives :

Ce sont l'ensemble des poutres permettant de reprendre les charges du plancher et de les transmettre aux sommiers aux quels sont assemblées.

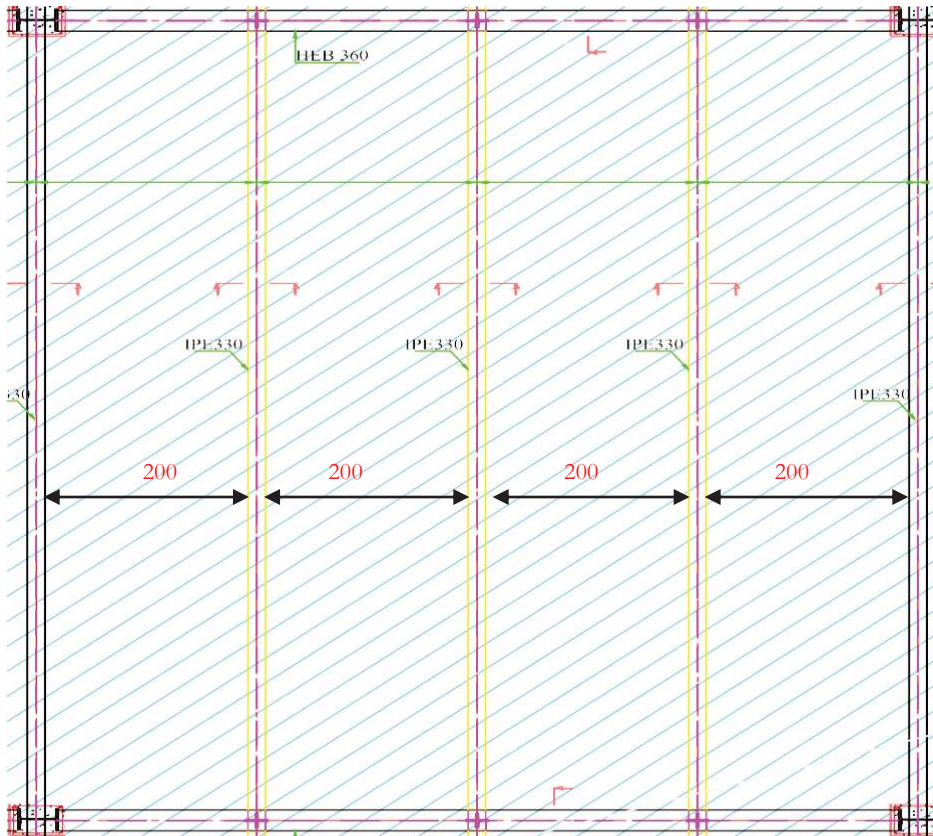


Figure III.4 : solives en IPE330 et entre axe 2m

a) Caractéristique :

On a les caractéristiques suivant :

Portée de la solive : $l=6,45\text{m}$

Entre axe des solives : $e_{\text{solives}}=2\text{m}$

Comme il est conclu précédemment les charges et surcharges sont :

$$G=4,91\text{KN/m}^2$$

$$Q=2,5\text{KN/m}^2$$

Poids propre du profilé estimé $g_p=0,491\text{kN/m}$.

Les solives est en IPE330

G(kg/m)	I _y (cm ⁴)	W _{pl,y} (cm ³)	A _{vz} (cm ²)	h(mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	r(mm)	d(mm)	b(mm)
49,1	11770	804,3	30,81	330	7,5	11,5	18	271	160

Tableau III.4 : caractéristique IPE330

➤ **Combinaisons de charges :**

A l'ELS: $p_s = [G+Q]e_{solive} + g_p$

A l'ELU: $p_u = [1,35G+1,5Q]e_{solive} + 1,35g_p$

a) vérification de résistance :

il faut vérifiée : $M_{y.sd} \leq M_{ply.Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$

$p_u = [1,35 \times 4,91 + 1,5 \times 2,5] \times 2 + 1,35 \times 0,491 = 21,41 \text{ KN/ml}$

$M_{max} = M_{sd} = \frac{l^2 q_u}{8} = \frac{21,41 \cdot 6,45^2}{8} = 111,33 \text{ KN.m}$

$M_{ply} = \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{804,3 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1} = 189,01 \text{ KN.m}$

$M_{sd} = 111,33 \text{ KN.m} < M_{ply} = 189,01 \text{ KN.m} \Rightarrow$ la condition est vérifiée

Classe de la section :

Classe de la semelle :

$\frac{b}{2t_f} \leq 10\epsilon \Rightarrow \frac{160}{2 \cdot 11,5} = 6,95 \leq 10\epsilon \Rightarrow$ semelle de classe 1

Classe de l'âme :

$\frac{d}{t_w} \leq 72\epsilon \Rightarrow \frac{271}{7,5} = 36,13 \leq 72\epsilon \Rightarrow$ âme de classe 1

Donc IPE330 est de classe 1

b) Vérification à l'effort tranchant :

$V_{sd} \leq V_{pl.Rd}$

$V_{sd} = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{21,41 \cdot 6,45}{2} = 69,58 \text{ KN}$

$V_{pl.Rd} = \frac{A_{vz} f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{30,81 \cdot 10^2 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{\sqrt{3} \cdot 1,1} = 380,02 \text{ KN}$

$V_{sd} = 69,58 \text{ KN} \leq 0,5 V_{pl.Rd} = 190,01 \text{ KN} \Rightarrow$ condition vérifiée.

c) Vérification de la flèche :

$$f \leq f_{ad}$$

$$p_s = [4,91 + 2,5] \cdot 2 + 0,491 = 15,31 \text{ kN/ml}$$

$$f^{\max} = \frac{5 l^4 q_s}{384 \cdot E I_y} = \frac{5 \cdot (645)^4 \cdot 15,31}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 11770} = 1,39 \text{ cm}$$

$$f_{ad} = \frac{l}{250} = \frac{645}{250} = 2,58 \text{ cm}$$

$$f^{\max} = 1,39 \text{ cm} \leq f_{adm} = 2,58 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Conclusion: toutes les conditions sont vérifiées donc IPE330 convient pour les solives.

III.4.2. Poutres principales:

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

➤ **Caractéristique du plancher :**

Portée de sommier : $L = 6 \text{ m}$

Entre axe des sommiers = $e_p = 6,25 \text{ m}$

Entre axe des solives : $e_{solive} = 2 \text{ m}$

Charge sur plancher courant : $G = 4,91 \text{ kN/m}^2$

Charge de mur extérieur : $G = 2,34 \text{ kN/m}^2$

Surcharges d'exploitation : $q = 2,5 \text{ kN/m}^2$

Poids de la solive : $G_{solive} = 0,491 \text{ kN/m}$

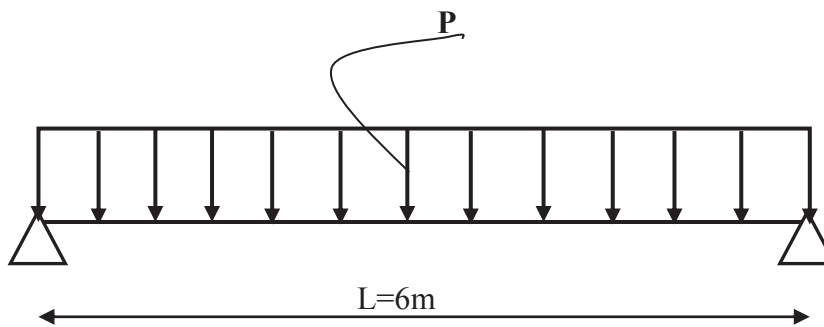


Figure III.5 : sommier sous charge répartie.

- Les charges :

Charge surfacique	Charges linéaire (KN/ml)	
$G_{\text{plancher}}=4,91 \text{ KN/m}^2$	$G_p=4,91 \times 6,25=30,68 \text{ KN/ml}$	$G_{\text{total}}=36,93 \text{ KN/ml}$
$G_{\text{solive}}=0,491 \text{ KN/m}$	$G_s=4 \times (0,491 \times 6,25)/6=2,04 \text{ KN/ml}$	
$Q=2,5 \text{ KN/m}^2$	$Q=2,5 \times 6,25=15,62 \text{ KN/ml}$	

- a) Calcul des charges :

A l'ELU :

$$P_u=1,35G+1,5Q=1,35 \times 36,93+1,5 \times 15,62=73,28 \text{ KN/ml}$$

A l'ELS :

$$P_s=G+Q=52,55 \text{ KN/ml}$$

Dans notre projet les sommiers est en HEB360.

b) Caractéristique HEB360

G(kg/m)	$W_{ply}(\text{cm}^3)$	$I_y(\text{cm}^4)$	$A_{vz}(\text{cm}^2)$	h(mm)	b(mm)	$t_f(\text{mm})$	$W_{plz}(\text{cm}^3)$
142	2683	43190	60,60	360	300	22,5	1032

Tableau III.5 : caractéristique de HEB360

- Vérification :

La classe de la section :

La semelle :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{300/2}{22,5} = 6,66 \leq 10 \epsilon \text{ semelle de classe 1}$$

L'âme :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{261}{12,5} = 20,88 \leq 72 \epsilon \text{ âme de classe 1}$$

La section est de classe 1

1. Vérification a la flèche :

$$f \leq f_{ad}$$

$$f_{ad} = \frac{L/2}{250} = \frac{300}{250} = 1,2 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5 \cdot L^4 \cdot p_s}{384 \cdot E \cdot I_y} = \frac{5 \cdot 52,55 \cdot 600^4}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 43190} = 0,97 \text{ cm}$$

$f=0,97\text{cm} < f_{ad}=1,2\text{cm}$ \Rightarrow condition vérifiée.

2. Vérification de la résistance :

$$M_{sd} = \frac{p_u \cdot l^2}{8} = \frac{73,28 \cdot 6^2}{8} = 329,76 \text{KN.m}$$

$$M_{pl.Rd} = \frac{f_y \cdot W_{ply}}{1,1} = \frac{235 \cdot 10^3 \cdot 2683 \cdot 10^{-6}}{1,1} = 573,18 \text{KN.m}$$

$M_{sd} \leq M_{pl.Rd}$ \Rightarrow condition vérifiée.

3. Vérification au cisaillement :

$$V_{sd} = \frac{p_u \cdot l}{2} = \frac{73,28 \cdot 6}{2} = 219,84 \text{KN}$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = \frac{60,60 (23,5 / \sqrt{3})}{1,1} = 747,45 \text{KN}$$

$V_{sd} \leq V_{pl.Rd}$ \Rightarrow condition vérifiée.

Conclusion: toutes les conditions sont vérifiées donc HEB360 convient pour les poutres principales.

III.5. Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui supportent les charges et les surcharges, et qui transmettent ces derniers aux fondations, ils sont généralement des profilés en **HEA** ou **HEB**.

Dans notre bâtiment tous les poteaux sont en construction mixte constitué d'un profilé de type HEB360.

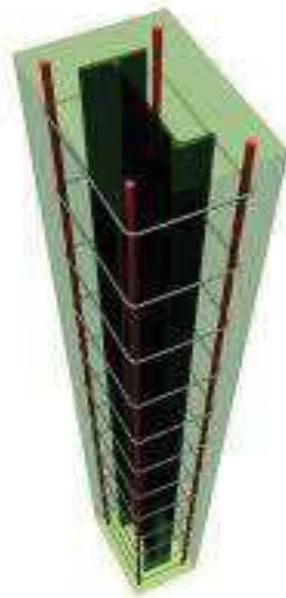


Figure III.6: poteau mixte

III.5.1. poteau mixte :

Les Poteaux mixtes sont par définition des éléments porteurs verticaux composés essentiellement d'un profilé métallique et du béton armé ou non, ils sont soumis principalement à la compression et à la flexion. Il existe principalement deux types de colonnes mixtes :

- les colonnes enrobées de béton, totalement ou partiellement (a)
- les colonnes remplies de béton (b)

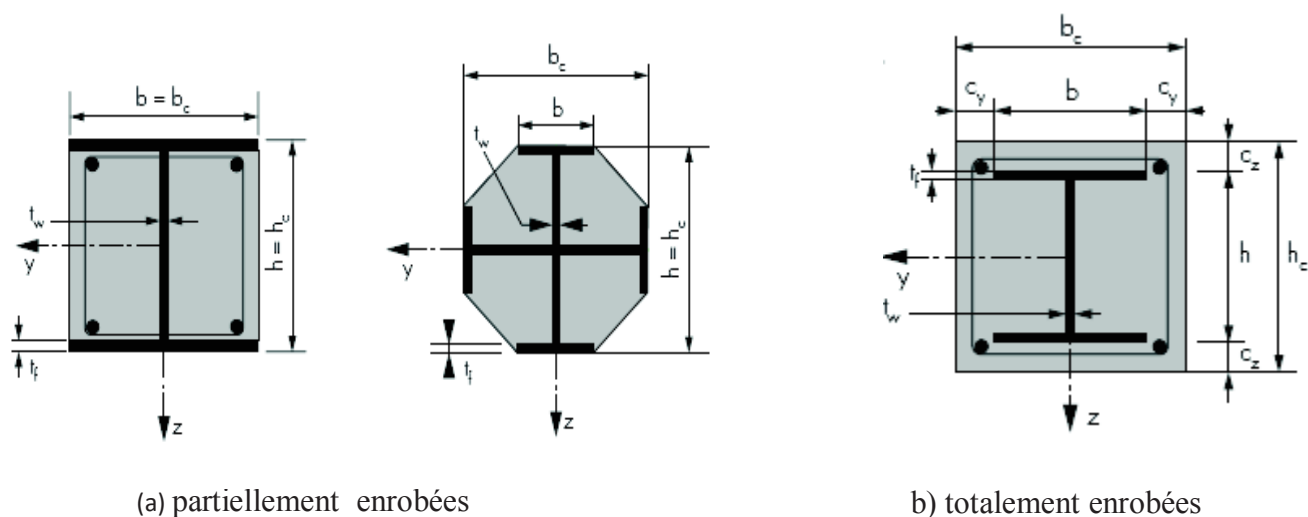


Figure III.7 : Exemples de colonnes mixtes partiellement ou totalement enrobées de béton

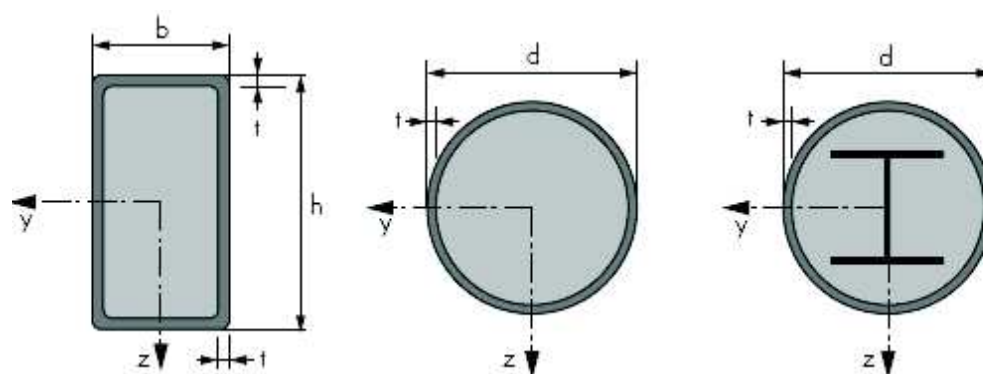


Figure III.8 : Exemples de colonnes mixtes remplies de béton

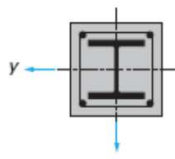
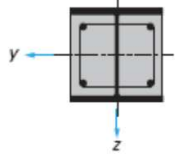
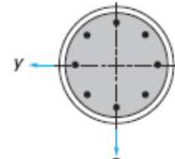
Section	Limites	Axe de flambement	Courbe de flambement	Imperfection e_0 d'élément
Profilé enrobé de béton 		y - y	b	L / 200
		z - z	c	L / 150
Profilé partiellement enrobé de béton 		y - y	b	L / 200
		z - z	c	L / 150
Profilé creux circulaire et rectangulaire en acier 	$\rho_s \leq 3\%$	quelconque	a	L / 300
	$3\% < \rho_s \leq 6\%$	quelconque	b	L / 200

Figure III.9 : tableau imperfection géométrique équivalentes de poteaux mixtes.

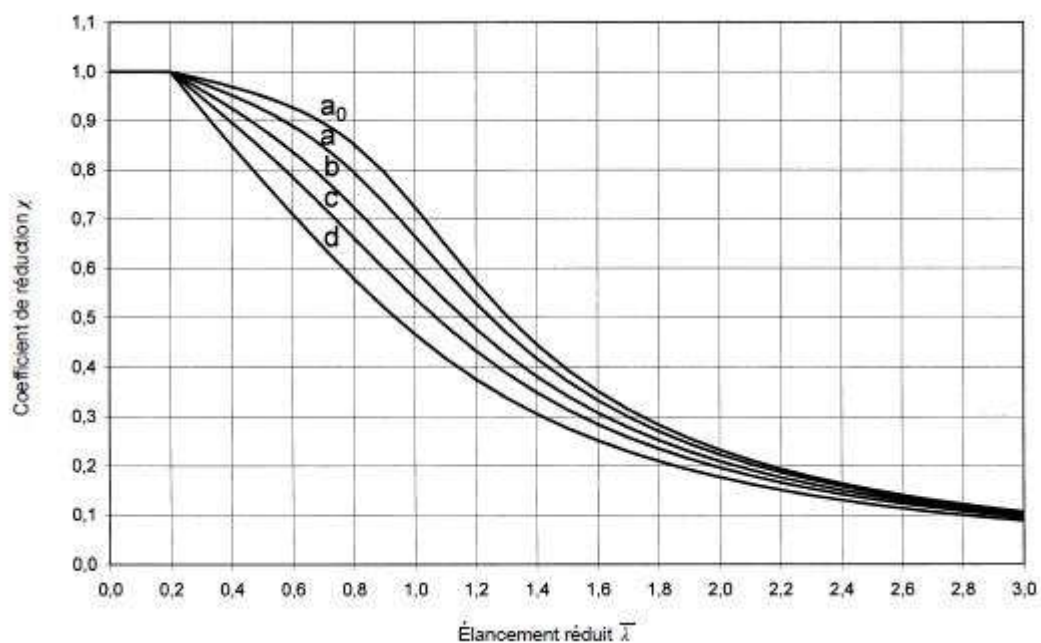


Figure III.10 : courbe de flambement

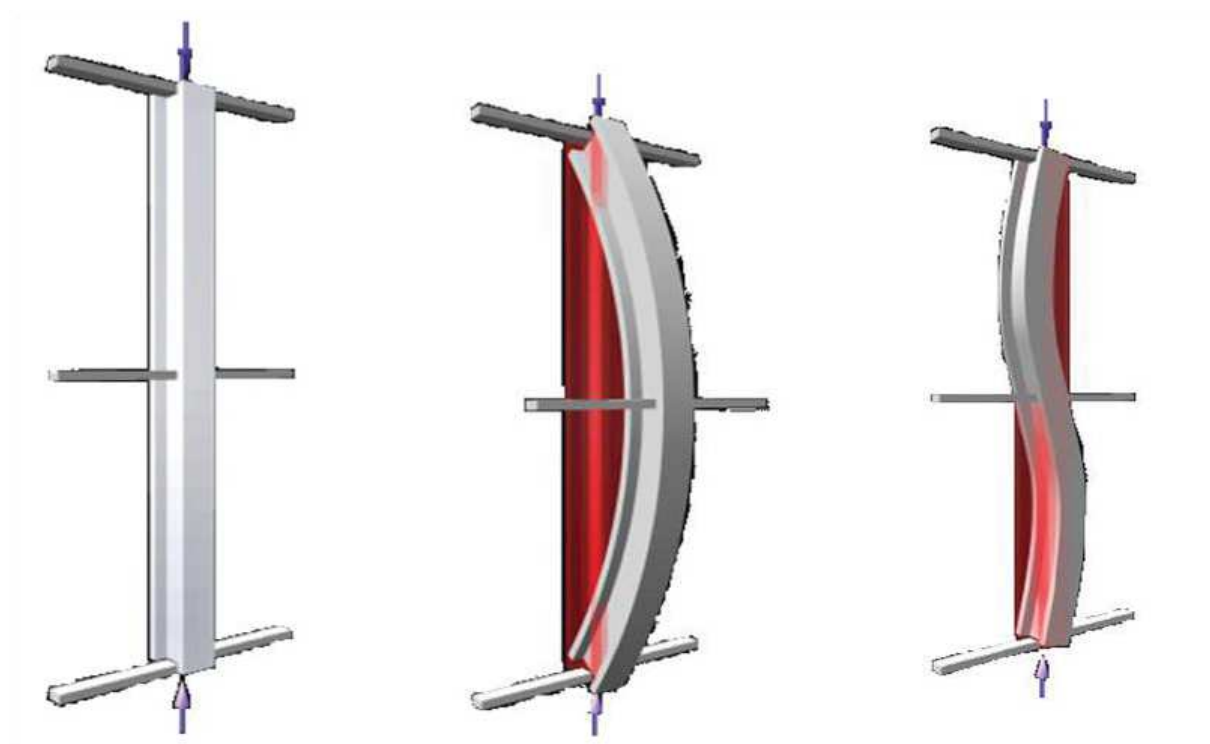


Figure III.11 : déformation d'un poteau métallique tenu latéralement sous un effort normal

➤ **Les avantages potentiels des poteaux mixtes :**

- Une amélioration de la résistance au feu ;
- Une conservation des dimensions externes de la colonne d'étage en étage par l'adaptation du type de profilé en acier aux charges à soutenir ;
- Augmentation de la tenue au flambement ;
- Augmentation de la résistance en cas de séisme.



Figure III.11 : image correspond à un poteau mixte.

III.5.2 Dimensionnement d'un poteau mixte :

- Vérification de poteau mixte a la compression :

Donnée :

-la hauteur de poteau 5,60m en profilé HEB360 ; S235 enrobé de béton

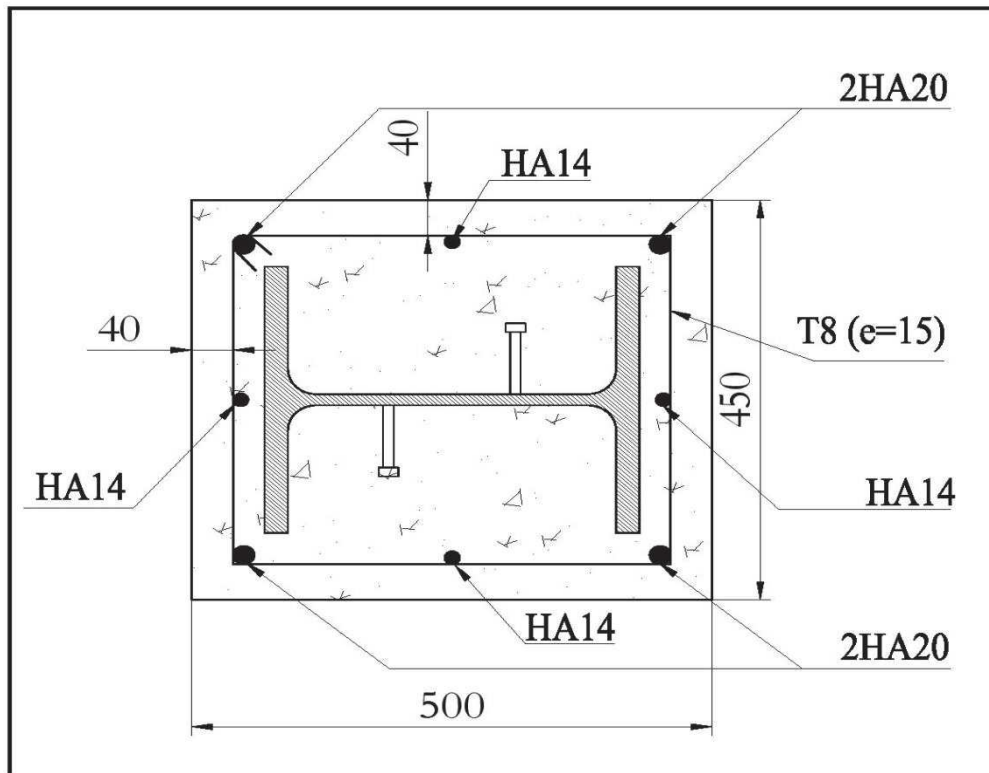


Figure:III.12:poteaux mixte totalement enrobé de béton.

Profilé laminé :

HEB360, acier S235.

$A_a = 18060 \text{ mm}^2$

$E_a = 210 \text{ kN/mm}^2$

$I_{a,z} = 101,40 \times 10^6 \text{ mm}^4$

Armatures :

4HA20 ; 4HA14

acier S500

cadre $\emptyset 15$, enrobage $e=40 \text{ mm}$

$$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

$$A_s = 1871,44 \text{ mm}^2 \quad (4\varnothing 14 + 4\varnothing 20)$$

$$E_s = 210 \text{ kN/mm}^2$$

$$I_{s,z} = A_s \times [(450/2) - 40 - 15 - 10]^2 = 47,91 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

Béton C30/37 :

$$f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2 \text{ et } f_{cm} = 38 \text{ N/mm}^2$$

$$A_c = (500 \times 450) - A_a - A_s = 225000 - 18060 - 1871,44 = 205069,56 \text{ mm}^2$$

$$I_{cz} = (500 \times 450^3 / 12) - I_{sz} - I_{az} = 3650 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$E_{cm} = 32 \text{ KN/m}^2$$

a) La descente de charges sur poteau situé au RDC permet de définir les valeurs suivantes :

Charge permanents :

❖ Toiture :

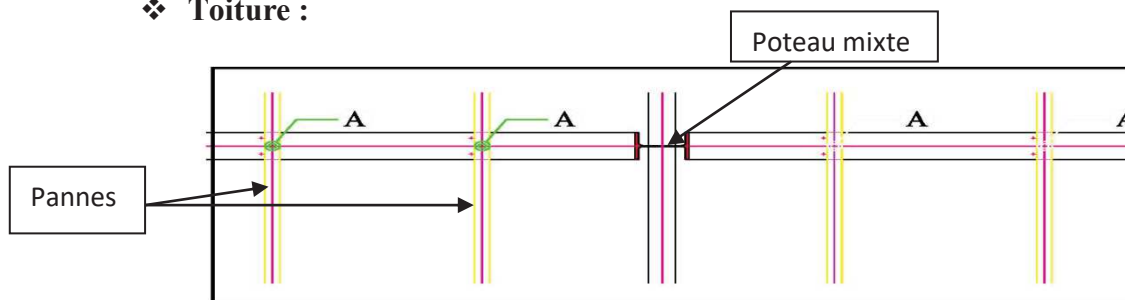


Figure III.13 : l'effort sollicité sur poteau par les pannes et traverse et la poutre

$$\text{Couverture : } 0,32 \times 8 \times 6,45 = 16,51 \text{ KN}$$

$$\text{Traverse : } 1,42 \times 8 = 11,36 \text{ KN}$$

$$\text{Poutre : } 0,663 \times 6,45 = 4,3 \text{ KN}$$

$$\text{Pannes : } 0,224 \times 6,45 \times 4 \text{ Nombre de pannes sollicité sur poteau} = 5,78 \text{ KN}$$

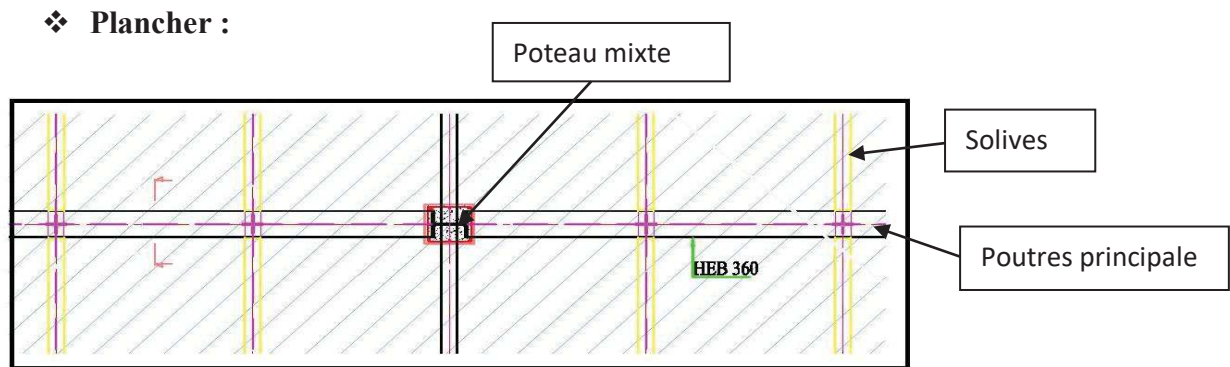


Figure III.14 : l'effort sollicité sur poteau par les solives et poutres

Plancher courant : $4,91(8 \times 6,45) \times 3 \text{ Nombre de plancher} = 760,06 \text{KN}$

Poutre principal : $1,42 \times 8 = 11,36 \text{KN}$

Poutre secondaire : $0,491 \times 6,45 = 3,16 \text{KN}$

Solive : $0,491 \times 6,45 \times 3 \text{ Nombre de solives sollicité au poteau} = 9,5 \text{KN}$

Total : G=1128,5KN

Les surcharges d'exploitations :

Toiture : $1 \times 8 \times 6,45 = 51,6 \text{KN}$

Plancher : $4,91 \times 8 \times 6,45 = 253,35 \text{KN}$

N (neige) : $0,1 \times 8 \times 6,45 = 5,16 \text{KN}$

Total : Q=412,3KN

Poids de poteau :

$G_{\text{pot}} = [5,6 \times (1,42 + (15,5 \times 0,5 \times 0,45))] \times 3 \text{ Nombre de poteau} = 82,44 \text{KN}$

b) Calcul de l'effort normal :

$N_{\text{sd}} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times (82,44 + 1128,5) + 1,5 \times 412,3 = 2253,23 \text{KN}$

c) Calcul de l'effort normal en situation d'incendie :

$N_{\text{sd,fi}} = (82,44 + 1128,5) \times 1 + 412,3 \times 0,5 = 1417,09 \text{KN}$

d) JUSTIFICATION DE LA STABILITÉ :

Résistance plastique à la compression :

$$N_{pl.Rd} = A_a \cdot f_y / \gamma_{Ma} + A_c \cdot 0,85 \cdot f_{ck} / \gamma_c + A_s \cdot f_{sk} / \gamma_s$$

$$N_{pl.Rd} = [(18060 \times 235 / 1,1) + (205069,56 \times 0,85 \times 30 / 1,5) + (1871,44 \times 500 / 1,15)] / 1000 = 8158 \text{ KN}$$

$$N_{pl.R} = A_a \cdot f_y + A_c \cdot 0,85 \cdot f_{ck} + A_s \cdot f_{sk}$$

$$N_{pl.R} = (18060 \times 235 + 205069,56 \times 0,85 \times 30 + 1871,44 \times 500) / 1000 = 10409 \text{ KN}$$

La part de l'acier dans la résistance plastique atteint :

$$\frac{A_a \cdot f_y}{\gamma_{Ma}}$$

➡ (18060x235/1,1)/1000=3858,3KN

Soit, rapportée à la résistance plastique totale :

$$\delta = A_a \frac{f_y}{\gamma_{Ma} N_{pl.Rd}}$$

$$\delta = 3858,3 / 8158 = 0,47$$

La condition $0,2 < \delta = 0,47 < 0,9$ est satisfaite.

Charge critique élastique de flambement :

$$N_{cr} = \pi^2 \cdot (E_a \cdot I_a + E_s \cdot I_s + 0,8 \cdot E_{cd} \cdot I_c) / L^2$$

$$E_{cd} = \frac{E_{cm}}{\gamma_c} = \frac{32}{1,35} = 23,7$$

$$N_{cr} = \frac{3,14^2}{5600^2} (210 \times 101,40 \cdot 10^6 + 210 \times 47,91 \cdot 10^6 + 0,8 \times 23,7 \times 3650 \cdot 10^6) = 31615,83 \text{ KN}$$

Élancement réduit (non dimensionnel) :

$$\lambda = \sqrt{N_{pl.R} / N_{cr}} = \sqrt{10409 / 31615,83} = 0,57$$

La condition $\lambda = 0,57 < 2,0$ est satisfaite

Courbe de flambement «c» → $\chi_z = 0,803$

Résistance du poteau au flambement :

$$N_{b,Rd} = \chi_z \cdot N_{pl,Rd} = 0,803 \times 8158 = 6550,90 \text{KN}$$

$$N_{sd} = 2253,23 \text{KN} < N_{b,Rd} = 6550,90 \text{KN} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

La résistance à la compression est vérifiée.

CHAPITRE IV: Etude des planchers mixtes

IV.1 introduction :

Une dalle mixte est une dalle pour laquelle on utilise des tôles profilées en acier comme coffrage permanent permettant de supporter le poids du béton frais, et les charges de construction, les tôles profilées en acier se combinent structurellement avec le béton durci, la présence des dispositifs de liaison (connecteurs) à l'interface acier béton solidarise dalle et solives entre elles s'opposent à leur glissement mutuel.

IV.1.2 descriptions d'un plancher collaborant :

De manière classique, une sous structure de plancher mixte est constituée par une poutraison métallique (solives) recouverte par une dalle en béton, connectée à la poutraison, le fonctionnement structurel de l'ensemble répondant au schéma suivant :

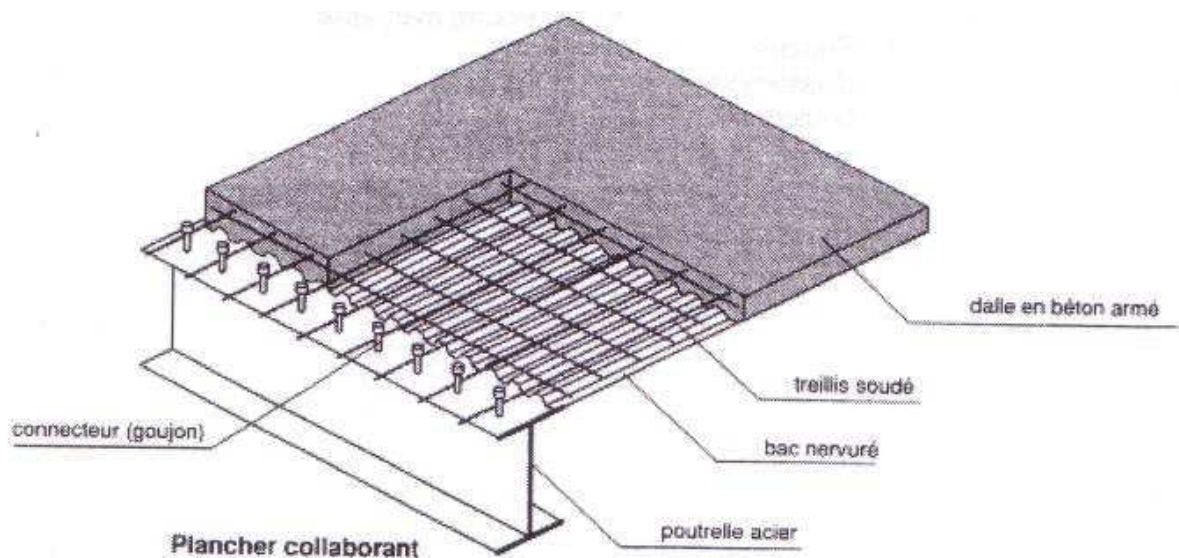


Figure IV.1 : constituant d'un plancher mixte.

IV.1.3 avantages des dalles mixtes :

Les poutres en I ou H reliées à une dalle de plancher au moyen des connecteurs procurent également une meilleure résistance au feu et présentent une capacité portante plus importante par rapport aux autres dalles.

L'avantage le plus important du comportement mixte est la réduction des flèches et l'augmentation de la rigidité des poutres résultantes.

IV.1.4 caractéristique des sections transversales des dalles mixtes :

a) Sections transversales participantes :

La flexibilité d'une semelle en béton provoque une répartition inégale des contraintes normales de flexion sur la largeur de la semelle en raison d'un cisaillement dans le plan (trainage de cisaillement).

Calcul de la largeur participante de la dalle en béton :

La figure VI.2 représente la disposition des solives dans une trame de (6,45m sur 8m)

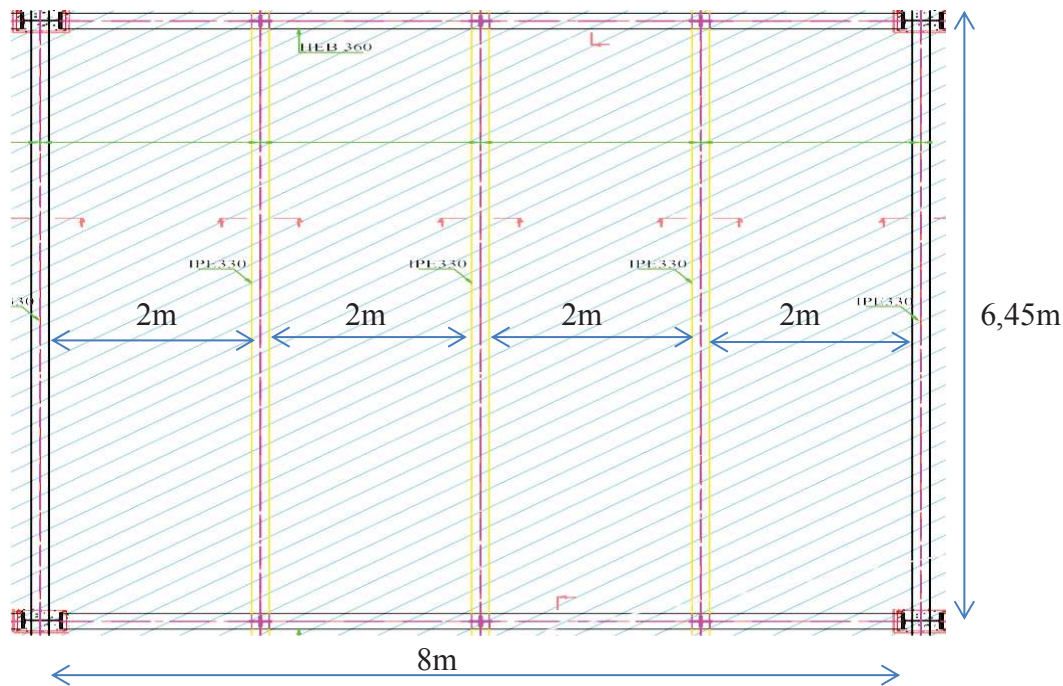


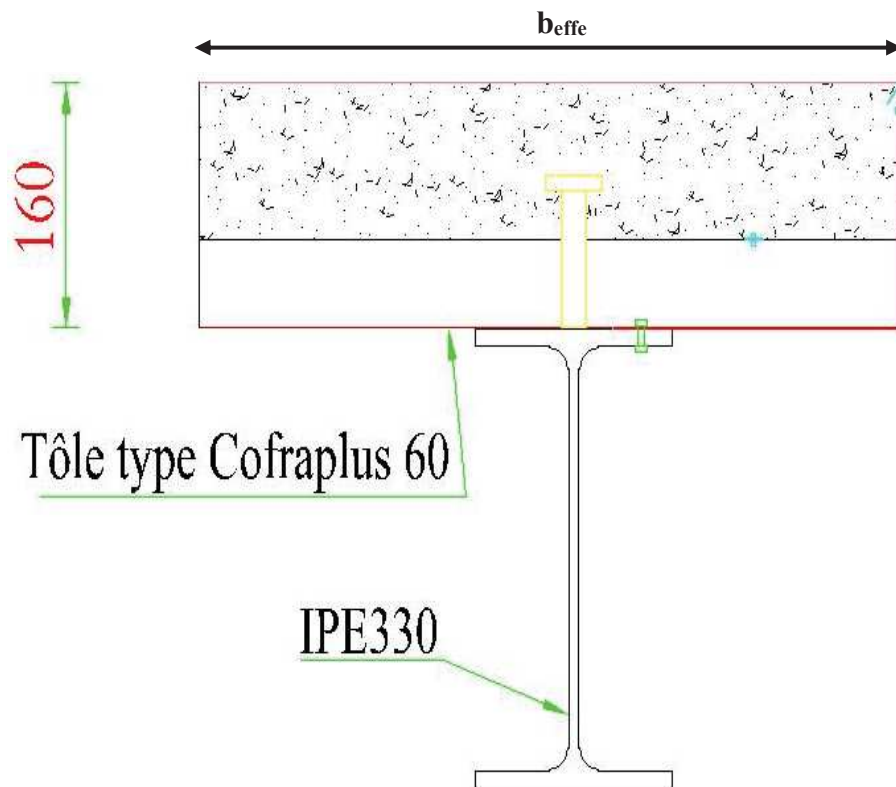
Figure IV.2 disposition des solives dans une trame.

$$b_{\text{effe}} = \min \left(2 \frac{l_e}{8} ; b \right)$$

$l_0 = l = 6,45\text{m}$ est la longueur de solive.

$$b_{\text{effe}} = \min \left(2 \cdot \frac{6,45}{8} ; 2 \right) = 1,6\text{m}$$

$$b_{\text{effe}} = 1,6\text{m}$$



FigureIV.3: Largeur participante de la dalle.

b) section équivalente acier-béton :

Il convient d'exprimer les propriétés élastiques d'une section transversale mixte comme celle d'une section transversale équivalente en acier en divisant la contribution de la partie en béton A_c par un coefficient d'équivalence n .

➤ le coefficient d'équivalence n :

$$n = E_a / (E_{cm} / 2) = \frac{210\,000 \text{ N/mm}^2}{\frac{30\,500 \text{ N/mm}^2}{2}} = 13,8$$

IV.2 dimensionnement des dalles mixtes selon (EC4) :

l'entre axe des solives est : $e_{\text{solives}} = 2\text{m}$

IV.2.1 vérification au stade de construction :

- **Evaluation des charges :**

a) les Charges permanentes :

Dalle en béton $g_b=(0,1 \times 25)=2,5 \text{KN/m}^2$

Poids propre du profilé IPE330..... $g_p=0,491 \text{KN/m}$

Poids propre tôle cofraplus60..... $g_t=0,15 \text{KN/m}^2$

$G=(2,5+0,15) \times 1,6+0,491=4,731 \text{KN/m}$

b) charges variables :

$Q_m=1 \times 1,6=1,6 \text{KN/m}$

Q_m : une charge de construction (ouvriers, les matériels etc)...

➤ **Combinaisons d'action :**

$q_{sd}=1,35G+1,5Q_m=1,35+1,5 \times 1,6=8,481 \text{KN/m}$

a) **Vérification de la résistance :**

La vérification à la résistance à ce stade se fait avec les charges définies précédemment avec un calcul élastique afin d'éviter une plastification de l'acier, qui entrainerait des déformations trop importantes

1) **détermination de la classe de la section IPE330 :**

- âme fléchie :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{271}{7,5} = 36,133 < 72\varepsilon \text{ L'âme est de classe 1}$$

- Semelle comprimée :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{160/2}{11,5} = 6,95 < 10\varepsilon \text{ La semelle est de classe 1}$$

L'IPE330 est de classe 1

2) **Vérification de l'effort tranchant :**

Condition à vérifier : $V_{ysd} < V_{plyRd}$

$V_{sd} = \frac{q_{sd.l}}{2}$; la valeur de calcul de l'effort tranchant dans la section.

$V_{ply.Rd} = \frac{A_{vz}f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$; La résistance plastique au cisaillement de la section.

AN:

$$V_{sd} = \frac{8,48.6,45}{2} = 27,348 \text{KN.m}$$

$$V_{ply.Rd} = \frac{30,8.23,50}{\sqrt{3}.1,1} = 379,896 \text{KN.m}$$

$$V_{sd} < V_{ply.Rd} \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

3) vérification du moment fléchissant :

$$M_{sd} = \frac{p_u l^2}{8} = \frac{8,481. 6,45^2}{8} = 44,103 \text{KN.m}$$

$$M_{pl.yRd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{804,3.235.10^{-3}}{1,1} = 171,82 \text{KN.m}$$

$$M_{sd} < M_{pl} \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

4) Vérification de la flèche en service:

Les conditions à considérées :

$$q_s = [G+Q] = [4,731+1,6] = 6,331 \text{KN/m}$$

Il faut vérifiée la condition suivante:

$$f_{cal} = \frac{5 p_s l^4}{384 E I_y} = \frac{5.6,331.(645)^4}{384 \cdot 2,1.10^6 \cdot 11770} = 0,577 \text{cm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{645}{250} = 2,58 \text{cm}$$

$$f_{max} < f_{adm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

5) vérification au déversement :

Notre plancher est collaborant, la tôle soudée sur les solives joue le rôle d'appuis latéral ce qui empêche le déversement.

➤ L'IPE330 est vérifiée au stade de construction.

IV.2.2 vérification au stade définitif (final) :

Les charges au stade final sont :

$$g_{fi} = 2,41 \text{KN/m}^2 \times B = 2,41 \times 2 = 4,82 \text{KN/m}$$

$$g_s = A_a \times \omega_a = 62,6 \cdot 10^{-4} \times 78,5 = 0,49 \text{KN/m}$$

- ω_a : le poids volumique de l'acier est égale a 78,5 KN /m³

$$g_f = B \times (h_c + h_p) \times \omega_c = 2 \times 0,16 \times 25 = 8 \text{KN/m}$$

-Le poids volumique de béton $\omega_c=25\text{KN/m}^3$

B l'espacement entre poutres du plancher est : $B=2\text{m}$

$G=g_s+g_{it}+g_f= 4,82+0,49+8=13,31\text{KN/m}$

$q=2,5\text{KN/m}^2 \times B =2,5 \times 2=5 \text{ KN/m}^2$

- ELU :

$q_u=1,35G+1,5Q=1,35(13,31)+1,5(5)=25,46 \text{ KN/m}$

- ELS :

$q_s=G+Q = [13,31+5] =18,31\text{KN/m}$

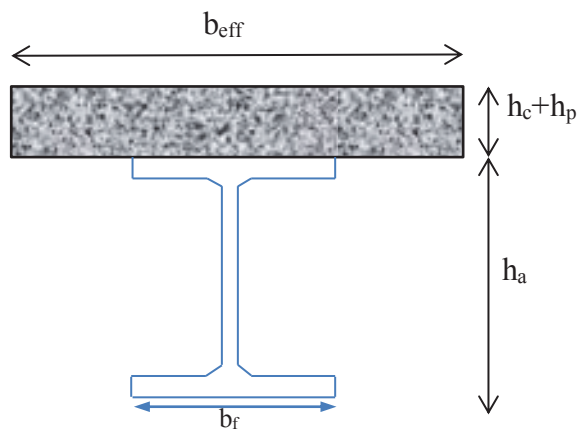
IV.2.1.2.1 vérification de la résistance à l'ELU:

$$M_{sd} = \frac{p_u l^2}{8} = \frac{25,46 \cdot 6,45^2}{8} = 132,39\text{KN.m}$$

$$b_{eff} = 2 \times \min\left[\frac{l_e}{8}, \frac{b}{2}\right]$$

$$b_{eff} = 2 \times \min\left[\frac{6,45}{8}; \frac{2}{2}\right] = \min(1,6; 2) = 1,6\text{m}$$

$b_{eff}=1,6\text{m}$



FigureIV.4: section mixte acier-béton.

$$F_a = \frac{A_a f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{6260 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1,1} = 1337,36\text{KN}$$

$$F_c = h_c \times b_{eff} \left(0,85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c}\right)$$

$h_c=10\text{cm}; h_p=6\text{cm}$

$$F_c = 0,1 \times 1,6 \times \left(0,85 \frac{25 \cdot 10^3}{1,5} \right) = 2266,66 \text{KN}$$

$F_c > F_a \Rightarrow$ Axe neutre situé dans la dalle

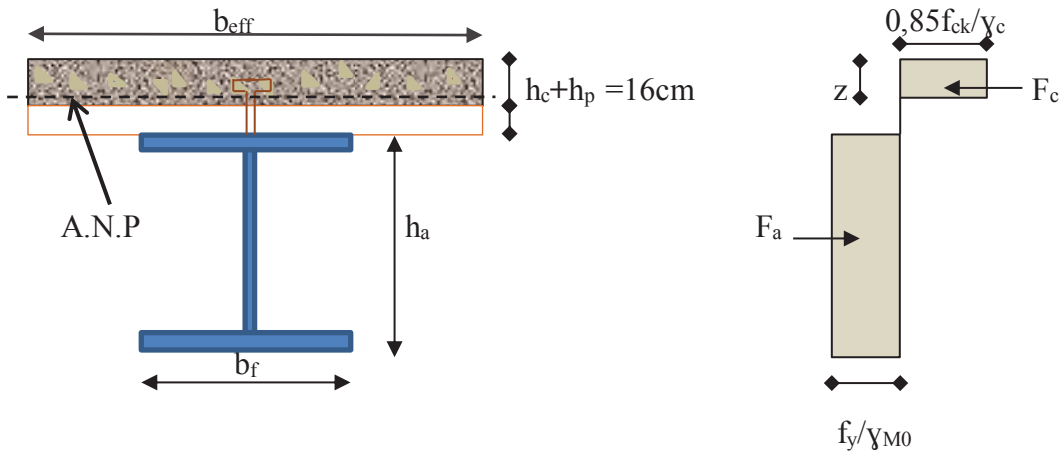


Figure IV.5: distribution plastique des contraintes avec axe neutre dans la dalle (flexion positive).

La cote Z de l'axe neutre plastique (ANP) par rapport à la face supérieure de la dalle est donnée par :

$$Z = F_a / (b_{\text{eff}} \times 0,85 f_{ck} / \gamma_c) \leq h_c$$

$$Z = \frac{1337,36}{\frac{1,6 \cdot 0,85 \cdot 25 \cdot 10^3}{1,5}} = 0,06 \text{m}$$

$$Z = 6 \text{cm} < h_c = 10 \text{cm}$$

Calculant le moment résistant au niveau de la résultante du béton comprimé, on obtient:

$$M_{pl,Rd} = F_a (h_a/2 + h_c + h_p - z/2)$$

$$M_{pl,Rd} = 1337,36 (330/2 + 100 + 60 - 60/2) = 394,52 \text{KN.m}$$

$$M_{sd} = 132,39 \text{KN.m} < M_{pl,Rd} = 394,52 \text{KN.m} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

IV.2.1.2.2 vérification de la flèche en service:

$$P_s = 18,31 \text{ kN/M}$$

$$f_{\text{cal}} = \frac{5 \cdot 1831 \cdot (6,45)^4}{384 \cdot 2,1 \cdot 11770} = 1,6 \text{ cm}$$

$$f_{\text{adm}} = \frac{l}{250} = \frac{645}{250} = 2,58 \text{ cm}$$

$$f_{\text{max}} < f_{\text{adm}} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

IV.2.2.3 Résistance de la section au cisaillement :

$$V_{\text{sd}} = \frac{p_u l}{2} = \frac{25,46 \cdot 6,45}{2} = 82,10 \text{ kN}$$

$$V_{\text{pl,Rd}} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{30,81 \cdot 23,5}{\sqrt{3} \cdot 1,1} = 380,01 \text{ kN}$$

$$V_{\text{sd}} < V_{\text{pl,Rd}} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

IV.2.1.3 vérification des contraintes :

IV.2.1.3.1 contrainte dues au moment fléchissant :

IV.2.1.3.1.1 contrainte dans la poutre acier :

a- Traction dans la fibre inférieure :

$$\sigma_{ai} = \frac{M_{sd}}{I_m} v_i$$

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

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

d : distance entre le centre de gravité de la solive et l'axe neutre.

S : section mixte

I_m : moment d'inertie mixte de gravité de la solive et l'axe neutre.

η = coefficient d'équivalence acier/béton

$\eta = 13,8$ est déjà calculer

$$S = Aa + \frac{b_{\text{eff}} \times t}{\eta} = 62,6 + \frac{160 \times 16}{13,8} = 248,10 \text{ cm}^2$$

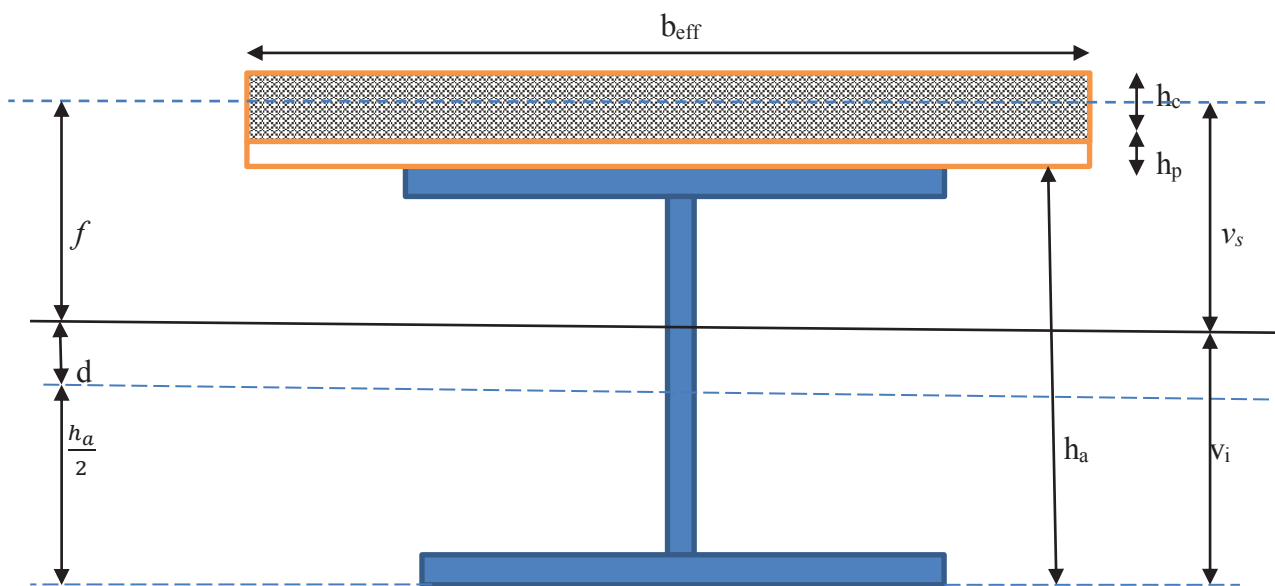
$$S=248,10\text{cm}^2.$$

t:l'épaisseur de la dalle (tôle + béton) $t=(h_c+h_p)$

$$d = \frac{b_{eff} \times t}{\eta} \cdot \frac{t+h_a}{2 \cdot S} = \frac{160 \cdot 16}{13,8} \cdot \frac{16+33}{496,2} = 18,31\text{cm}$$

$$d=18,31\text{cm}.$$

d: la position de l'axe neutre (Δ) de la sections mixte par rapport à G_A , centre de gravité e la poutre d'acier



FigureIV.6: schéma de la section mixte.

$$V_s = \frac{h}{2} + (h_c + h_p) - d = \frac{33}{2} + 16 - 18,31 = 14,19\text{cm}$$

$$V_i = \frac{h_a}{2} + d = 16,5 + 18,31 = 34,81\text{cm}$$

$$f = \frac{t+h}{2} - d = \frac{16+33}{2} - 18,32 = 6,18\text{cm}$$

$$I_m = I_a + A_a \cdot d^2 + \frac{b_{eff}(h_c+h_p)^3}{12 \cdot \eta} + \frac{b_{eff}(h_c+h_p)}{\eta} \cdot f^2$$

$$I_m = 11770 + 62,6 \times 18,32^2 + \frac{160 \cdot 16^3}{12 \cdot 13,8} + \frac{160 \cdot 16}{13,8} \cdot 6,18^2 = 43822,42 \text{ cm}^4$$

$$I_m=43822,42 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{ai} = \frac{139,16}{43822,42} 34,82.103 = 110,57MPa$$

b- compression dans la fibre supérieure:

$$\sigma_{as} = \frac{M_{sd}}{I_m} \cdot [v_s - (hc + hp)] = \frac{139,16}{43822,42} [14,18 - 16] \cdot 103 = -5,77MPa$$

$$\sigma_{as} = -5,77MPa$$

IV.2.1.3.1.2 contrainte dans la dalle béton :

a- Compression dans la fibre inférieure :

$$\sigma_{bi} = \frac{M_{sd}}{\eta \cdot I_m} \cdot [v_s - (hc + hp)] = \frac{139,16}{13,8 \cdot 43822,42} [14,18 - 16] \cdot 103 = -0,42MPa$$

b- compression dans la fibre supérieure :

$$\sigma_{bs} = \frac{M_{sd}}{\eta \cdot I_m} \cdot v_s = \frac{139,16}{13,8 \cdot 43822,42} 14,18 \cdot 103 = 3,26MPa$$

c- Contraintes dues au retrait :

Après coulage de la dalle, le béton, en durcissant, devrait s'accompagner d'un retrait (raccourcissement ε). Mais la dalle étant solidarifiée avec les poutres en acier. Ce retrait est contrarié par l'acier, qui s'oppose au raccourcissement de la dalle, à l'interface acier-béton.

Ces contraintes sont déterminées à partir des formules suivantes :

β : distance entre le CDG de l'acier et CDG du béton.

$$\beta = \frac{h_a + h_c + h_p}{2} = \frac{33 + 10 + 6}{2} = 24,5cm$$

α : distance entre le CDG de l'acier et L'AN de la section homogène

$$\alpha = \frac{I_y}{A_a \beta} = \frac{11770}{62,6 \cdot 24,5} = 7,67cm$$

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

$$B = b_{\text{eff}} \cdot (h_c + h_p) = 160 \times 16 = 2560 \text{cm}^2$$

$$K = \frac{2560 \cdot 2,1 \cdot 10^4 \cdot 2 \cdot 10^{-4} \cdot 24,5 \cdot 62,6}{(13,8 \cdot 11770 \cdot 62,6) + (2560 \cdot 11770) + (2560 \cdot 62,6 \cdot 24,5^2)} = 0,12 \text{KN/cm}^3$$

Avec:

$$E_a = 2,1 \cdot 10^5 \text{MPa}$$

$$\varepsilon = 2 \cdot 10^{-4}$$

Y_1 : Distance entre l'interface et l'AN de la section homogène.

$$Y_1 = \frac{h_a}{2} + \alpha = 16,5 + 7,67 = 24,17 \text{ cm}$$

Y_2 : Distance entre la fibre supérieure du béton et l'AN de la section homogène.

$$Y_2 = Y_1 + h_c + h_p = 24,17 + 10 + 6 = 40,17 \text{ cm}$$

D'où les valeurs de contraintes sont :

$$\sigma_{as} = K \cdot Y_1 = 0,12 \times 24,17 \times 10 = 29 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ai} = K(h_a - Y_1) = 0,12 \times (33 - 24,17) \times 10 = 10,59 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bi} = \frac{E_a \cdot \varepsilon - K \cdot Y_1}{\eta} = \frac{2,1 \cdot 10^5 \cdot 2 \cdot 10^{-4} - 0,12 \cdot 24,17 \cdot 10}{13,8} = -0,94 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bs} = \frac{E_a \cdot \varepsilon - K \cdot Y_2}{\eta} = \frac{2,1 \cdot 10^5 \cdot 2 \cdot 10^{-4} - 0,12 \cdot 40,17 \cdot 10}{13,8} = -0,44 \text{ MPa}$$

d- Contraintes final :

$$\sigma_{as} = 29 + 5,77 = 23,23 \text{ MPa} < f_y = 235 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$\sigma_{ai} = 10,59 + 110,57 = 121,16 \text{ MPa} < f_y = 235 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$\sigma_{bs} = -0,44 + 3,26 = 2,82 \text{ MPa} < f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14,2 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$\sigma_{bi} = -0,94 + 0,42 = -0,52 \text{ MPa} < f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14,2 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{vérifiée}$$

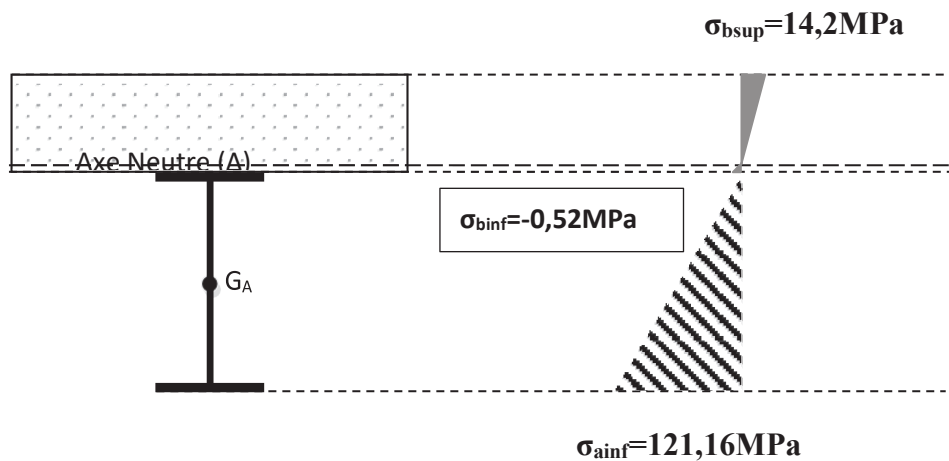


Figure VI.7 : Distribution plastique des contraintes avec axe neutre dans la dalle mixte.

IV.2.1.4 calculs des goujons connecteurs :

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

a) l'avantage des goujons connecteurs :

L'avantage des goujons est de combiner une rigidité relativement élevée avec une grande capacité de déformation. En effet, par rapport à des cales, les goujons à tête peuvent être

Disposée avec un espacement suffisant qui facilite grandement leur utilisation.

b) L'inconvénient des goujons connecteurs :

Il est lié au problème de soudabilité particulièrement lors de l'utilisation de tôles galvanisées ou de semelle de poutres peintes mais également en présence d'eau entre la tôle profilée de la semelle.

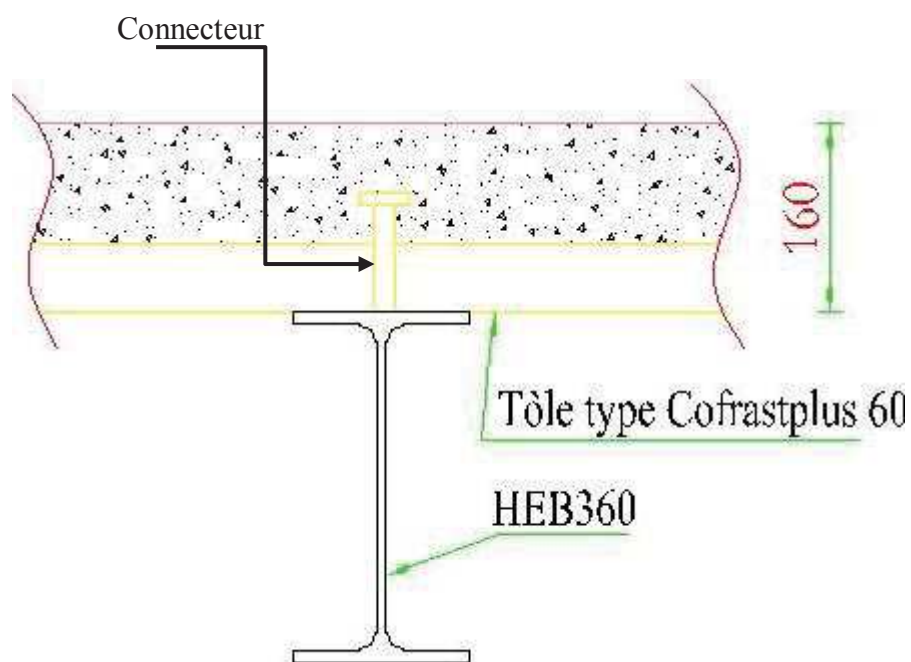


Figure IV.8 : schéma de position des connecteurs.

On a des connecteurs de type :

$h=100\text{mm}$

$d=19\text{mm}$

$\alpha=1$

$E_{cm}=30500\text{MPa}$

$f_{qt}=400\text{MPa}$

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

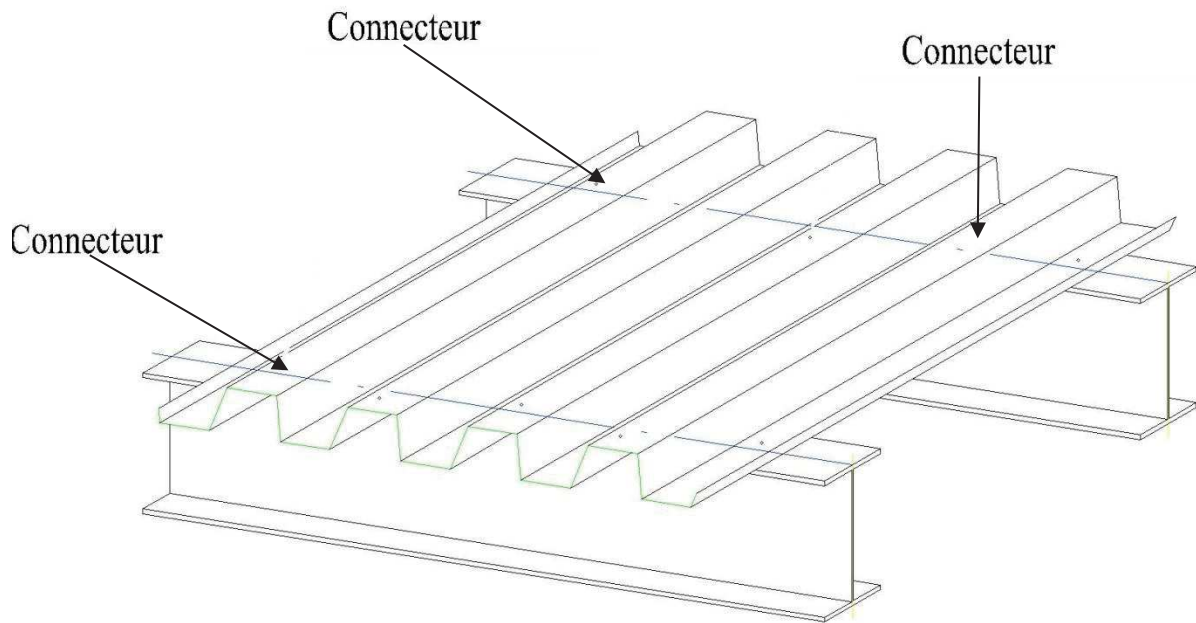


Figure IV.9 : schéma fixation tôle.

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

$$P_{rd} = \min(p_{rd1}; p_{rd2}) \rightarrow \text{EC4 art 6.3.2.1}$$

Avec:

P_{rd1} : Effort résistant au cisaillement de goujon lui-même.

$$P_{rd1} = 0,8 \frac{f_u}{\gamma_r} \left(\frac{\pi d^2}{4} \right) = 0,8 \frac{400}{1,25} \left(\frac{\pi 19^2}{4} \right) 10^{-3} = 72,54 \text{ kN}$$

P_{rd2} : Effort résistant au cisaillement de l'enrobage du goujon.

$$P_{rd2} = 0,29 \frac{\alpha \cdot d^2}{\gamma_r} \cdot \sqrt{E_{cm} \cdot f_{ck}} = \left(0,29 \frac{1 \cdot 19^2}{1,25} \sqrt{30500 \cdot 25} \right) 10^{-3} = 73,13 \text{ kN}$$

$$P_{rd} = \min(72,54; 73,13) = 72,54 \text{ kN}$$

L'effort total de cisaillement longitudinales est donné par :

$$V_{el} = \min \left(\frac{A_{\alpha}}{\gamma_{\alpha}} f_y; 0,85 \cdot b_{\text{eff}} \frac{(h_c + h_p) f_{ck}}{\gamma_c} \right) \rightarrow \text{EC4 art 6.2.1.1}$$

$$V_{el} = \min \left(\frac{62,6 \cdot 235 \cdot 10^{-1}}{1,1} = 1337,36 \text{ kN}; 0,85 \frac{(16 \cdot 25)}{1,5} 10 = 2266,66 \text{ kN} \right)$$

$$V_{el} = \min(1337,36\text{KN}; 2266,66\text{KN}) = 1337,36\text{KN}$$

Le nombre des goujons est donc:

$$N_f = \frac{V_{el}}{P_{rd}} = \frac{1337,36}{72,54} = 18,43$$

On choisit $N_f = 19$

$$L_{cr} = \frac{l - 6,45}{2} = 3,225\text{m}$$

L'entraxe longitudinal maximal des connecteurs sur la longueur critique ne doit pas dépasser 6fois l'épaisseur totale de la dalle (ht) ni 800 mm conformément à L'EC4.

$$S_t < \min(6ht ; 800) = \min(720 ; 800)$$

L'espace est donnée par :

$$S_t = \frac{L_{cr}}{N_f} = \frac{322,5}{19} = 16,97 \text{ cm}$$

$$S_t = 169,7\text{mm} < 720\text{mm} \text{ (condition vérifiée).}$$

IV.2.1.4.1 : vérification des soudures :

$$a < \min(d ; t_f) = \min(19 ; 11,5) = 11,5\text{mm}$$

on prend $a = 11\text{mm}$

$$l = \pi \cdot d = 3,1 \times 19 = 59,66\text{mm}$$

IV.2.1.4.2 Vérification au l'effort de cisaillement :

$$\text{Acier S235} \left\{ \begin{array}{l} \beta = 0,8 \\ \gamma_{Mw} = 1,25 \\ f_u = 360\text{MPa} \end{array} \right.$$

L'effort résistant de cisaillement vaut:

$$F_{wrd} = a \cdot l \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{Mw} \cdot \sqrt{3}} = 11 \times 59,66 \frac{360 \cdot 10^{-3}}{0,8 \cdot 1,25 \cdot \sqrt{3}} = 136,40\text{KN}$$

L'effort sollicitant est donnée par :

$$F_{sd} = \frac{V_{el}}{N_f} = \frac{1337,36}{19} = 70,38\text{KN}$$

Quelle que soit la direction de l'effort sollicitant F_{sd} par rapport au cordon, on a :

$$F_{sd} \leq F_{wrd} \longrightarrow 70,38\text{KN} \leq 136,40\text{KN} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

IV.2.1.5.1 vérification des vibrations :

Notre plancher est à usage d'habitation, donc la condition à vérifier est :

$$f(\text{Hz}) \geq 3(\text{Hz})$$

$$f(\text{Hz}) = \frac{18}{\sqrt{f_{cal}}} = \frac{18}{\sqrt{1,75 \cdot 10}} = 4,3 \text{Hz} \geq 3 \text{Hz} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

IV.2.4 ferrailage de la dalle du plancher :

- ELU :

$$P_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 4,91 + 1,5 \times 2,5 = 10,378 \text{KN/m}$$

- ELS :

$$P_s = G + Q = 4,91 + 2,5 = 7,41 \text{KN/m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2}{6,45} = 0,31 < 0,4 \longrightarrow \text{la dalle travaille selon la petite portée.}$$

$$M_0 = \frac{q_u l_x^2}{8} = \frac{10,378 \cdot 2^2}{8} = 5,18 \text{KN.m}$$

IV.2.4.2.1 Moment en travée et en appuis :

Le moment en travée est :

$$M_t = 0,75 M_0 = 3,88 \text{KN.m}$$

Le moment en appuis est :

$$M_a = 0,5 M_0 = 2,59 \text{KN.m}$$

IV.2.4.2.2 Calcul des armateurs :

$$M_t = 3,88 \text{KN.m}$$

$$b = 1 \text{m}$$

$$h = 13 \text{cm}$$

$$d = 11,7 \text{cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{3,88 \cdot 10^{-2}}{1 \cdot 0,117^2 \cdot 14,2} = 0,20 < 0,392 \longrightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,28$$

$$z = d \cdot (1 - 0,4\alpha) = 10 \text{cm}$$

$$\Omega_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{z \cdot f_{st}} = \frac{3,88 \cdot 10^{-2}}{0,01 \cdot 347,82} = 1,115 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} < 5\% B = 6,20 \text{ cm}^2$$

$$4T14 = 6,16 \text{ cm}^2 > A_{st} = 1,115 \text{ cm}^2$$

La dalle est ferrailée dans les deux sens avec **4T14**

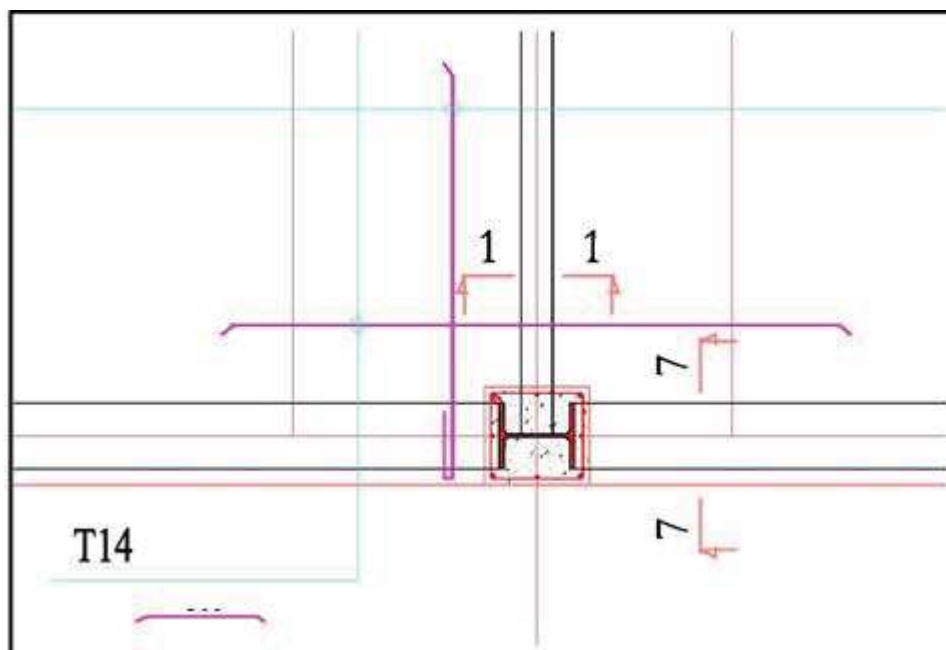


Figure:IV.10 : ferrailage de la dalle avec armatures en T14

CHAPITRE V: Etude des elements secondaires

V1 Etudes des escaliers

V.1.1 Introduction :

Les escaliers sont des éléments qui permettent l'accès aux différents étages du bâtiment.

Dans notre projet, on a un seul type d'escalier en charpente métallique.

- Le type d'escalier : escalier droit, demi-tour nant, sans contremarches
- les marches est en métal Tôle striée sont fixés marche par marche avec boulonnage à un limon (UPN160) qui est lui-même fixé au (IPE 240)

L'escalier est composé de deux volées liées à un palier de repos, ce dernier se compose des poutres en IPE 240 et UPN 160 et potelet HEA 200.

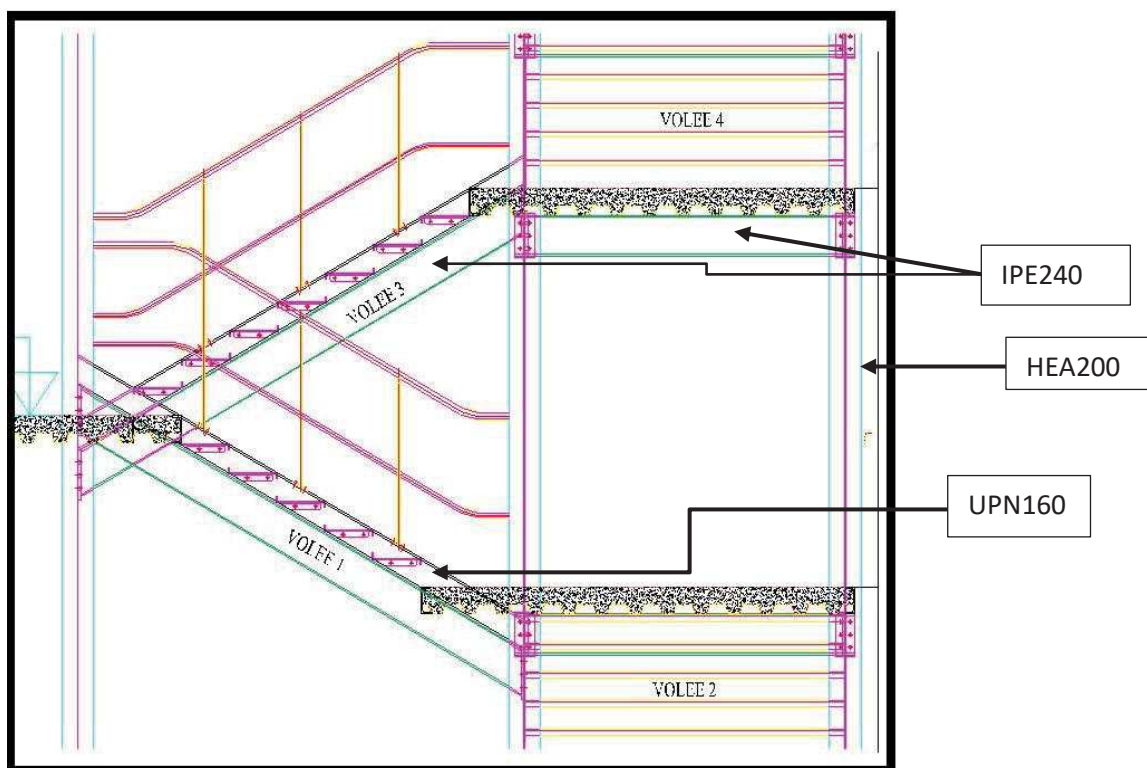


Figure V1 : escalier

V.1.2-pré dimensionnement de l'escalier :

h : hauteur entre les deux marches (contremarche) donné par : $16\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$

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

n : Nombre de contremarche.

H : hauteur a franchir avec une volée H=2.89m

La condition assurant le confort de l'escalier est donnée par la relation de **BLONDEL**

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

Avec $h = \frac{H}{n}$

On prend

$$h = 17\text{cm}; n = \frac{289}{17} = 17 \text{ contremarches}$$

$n-1=16$ marches

$$60 \leq g + 2 \cdot 17 \leq 64 \quad \rightarrow \quad 26 \leq g \leq 30 \quad \rightarrow \quad \text{on prend } g = 30 \text{ cm}$$

$$\text{tg} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.566 \quad \rightarrow \quad \alpha = 29.54^\circ$$

V.1.3-Calcul des éléments de l'escalier:

- Charges et surcharges sur l'escalier :

Charge sur la volée	
Tôle striée (e=0.5cm)	$0.9 \times 0.5 = 0.45 \text{ kN/m}^2$
Mortier de pose (e=2cm)	$0.2 \times 1.5 = 0.3 \text{ kN/m}^2$
Revêtements en carrelage (e= 2cm)	$0.2 \times 2 = 0.4 \text{ kN/m}^2$
G=1.25 kN/m²	

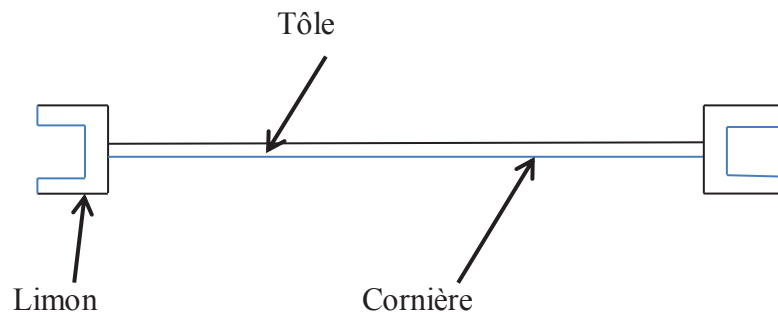
Charges sur le palier	
Revêtement en carrelage e=2cm	$0.2 \times 2 = 0.4 \text{ kN/m}^2$
Mortier de pose	$0.2 \times 2 = 0.4 \text{ kN/m}^2$
Dalle en béton armé e=16cm	$0.16 \times 25 = 4 \text{ kN/m}^2$
Tôle type cofraplus 60	0.15 kN/m^2
G=4.95 kN/m²	

Charges d'exploitation	
Bâtiment à usage bureaux :	Q=2.5 kN/m²

Tableau V.1 : charges et surcharges sur l'escalier.

Pré dimensionnement de la cornière de support :

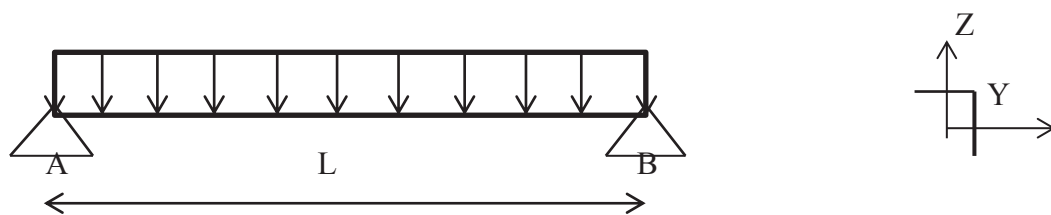
La cornière est considérée comme une poutre simplement appuyée, sollicitée en flexion simple.



FigureV.2 : constituant de la cornière de support

Chaque cornière reprend la moitié de la charge permanente et la moitié de la charge d'exploitation

$$q = (G+Q).g/2 = (1,25+2,5).0,3/2 = 0.562 \text{KN/m}$$



FigureV.3 : Schémas statique de la cornière de support

a) Condition de flèche :

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

Avec :

$$f_{cal} = \frac{5.q.l^4}{384.E.I_y} = 4.735$$

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

$$I_y = 300 \frac{5.q.l^3}{384.E} = 300 \frac{5 \times 0,562 \times 1,19^3}{384.2.1} = 1.76 \text{cm}^4$$

Soit une cornière à ailes égale L35x35x5 avec les caractéristiques suivantes :

$$I_y = I_z = 3.56 \text{cm}^4$$

$$W_{ely} = W_{elz} = 1.45 \text{cm}^3$$

$$G_{\text{cornière}} = 0,0218 \text{ KN/m}$$

b) Vérification et tenant compte du poids du profilé :

• **La flèche :**

$$q = Q + G_{\text{cornière}} = 0,562 + 0,0218 = 0,584 \text{ KN/m}$$

$$f_{\text{cat}} = \frac{5 \cdot 0,584 \cdot 1,19^4}{384 \cdot 2,1 \cdot 3,56} = 0,203 \text{ cm} < f_{\text{ad}} = \frac{119}{300} = 0,396 \text{ cm} \Rightarrow \text{Vérfiée}$$

• **la résistance :**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q \cdot \frac{g}{2} + 1,35G_{\text{cornière}} = 0,874 \text{ KN/m}$$

$$M_{\text{sd}} = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{0,874 \cdot 1,19^2}{8} = 0,130 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{Rd}} = \frac{W_{\text{ely}} \cdot f_y}{\gamma_{\text{Mo}}} = \frac{1,45 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1} = 0,340 \text{ KN.m} > 0,130 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

• **Cisaillement :**

$$V_{\text{sd}} = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{0,874 \cdot 1,19}{2} = 0,52 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{V_{\text{sd}} \cdot S}{e \cdot I_y} \leq \bar{\tau} = \frac{f_y}{\sqrt{3}}$$

Avec :

$$S \text{ est le moment statique : } \sum A_i x_i Z_i = 35 \times 5 \times \frac{5}{2} + (35 - 5) \times \frac{35}{2} = 3062,5 \text{ mm}^3$$

$$\tau = 21,968 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 135,67 \text{ Mpa (condition vérifiée)}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors L35x35x5 convient comme cornière de support.

V.1.4-Pré dimensionnement du limon :

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

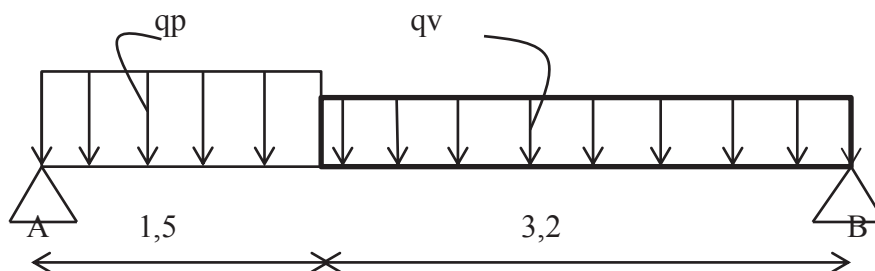


FigureV.4 : limon d'un escalier

a) La charge revenant au limon est :

$$q_v = \frac{(Gv+Q).Em}{2} + G_{cornière} = \frac{(1,25+2,5).1,19}{2} + 0,0218 = 2,25\text{KN/m}$$

$$q_p = \frac{(Gp+Q).Em}{2} = \frac{(4,95+2,25).1,19}{2} + 0,0218 = 4,31\text{KN/m}$$



FigureV.5 : charge revenant au limon

$$q = \max(q_v; q_p) = 4,31 \text{ KN/m}$$

b) Condition de flèche :

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

Avec :

$$f_{cal} = \frac{5 \cdot q l^4}{384 \cdot E \cdot I_y}$$

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

$$I_y = 300 \frac{5 \cdot q \cdot l^3}{384 \cdot E} = 300 \frac{5 \cdot 4,31 \cdot 4,7^3}{384 \cdot 2,1} = 832,36 \text{ cm}^4$$

c) Soit un UPN 160 avec la caractéristique suivante :

$$I_y = 925 \text{ cm}^4$$

$$W_{ply} = 138 \text{ cm}^3$$

$$G_{profilé} = 0,188 \text{ KN/m}$$

$$A_{vz} = 12,6 \text{ cm}^2$$

d) Vérification en tenant compte du poids du profilé :

La flèche :

$$q' = q + G_{profilé} = 4,31 + 0,188 = 4,498 \text{ KN/m}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \cdot 4,498 \cdot 4,7^4}{384 \cdot 2,1 \cdot 925} \cdot 10^2 = 1,47 \text{ cm} < f_{ad} = \frac{470}{300} = 1,57 \text{ cm} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

• La résistance :

$$q_v = \frac{(1,35 G_v + 1,5 Q) \cdot E_m}{2} + 1,35 (G_{cornière} + G_{profilé}) = 3,52 \text{ KN/m}$$

$$q_p = \frac{(1,35 G_p + 1,5 Q) \cdot E_m}{2} + 1,35 G_{profilé} = 6,46 \text{ KN/m}$$

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

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (4,31 \times 1,5) + (2,25 \times 3,2) = 13,66 \text{ KN}$$

$$\sum (M/A) = 0 \Rightarrow R_B = 5,78 \text{ KN} \text{ et } R_A = 7,88 \text{ KN}$$

- Calcul des efforts internes :

$0 \leq x \leq 1,5$

$$\begin{cases} M_z = -2,155(x^2) + 7,88(x) \\ T_y = 4,31(x) - 7,88 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} x=0 \Rightarrow M_z = 0 \text{KN.m} ; T_y = -7,88 \\ x=1,5 \Rightarrow M_z = 6,97 \text{KN.m} ; T_y = -1,42 \text{KN} \end{cases}$$

$0 \leq x \leq 3,2$

$$\begin{cases} M_z = -1,125(x^2) + 5,78(x) \\ T_y = -2,25(x) + 5,78 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} x=0 \Rightarrow M_z = 0 \text{KN.m} ; T_y = 5,78 \text{KN} \\ x=3,2 \Rightarrow M_z = 6,97 \text{KN.m} ; T_y = -1,42 \text{KN} \end{cases}$$

Donc les efforts max sont: $\begin{cases} M_{sd} = 6,97 \text{KN.m} \\ V_{sd} = R_A = 7,88 \text{KN} \end{cases}$

$M_{Rd} = (W_{ply} \cdot f_y) / \gamma_{M0} = (138 \cdot 235 \cdot 0,001) / 1 = 32,43 \text{KN.m} > 6,97 \text{KN.m} \Rightarrow$ vérifiée

- Cisaillement :

$$V_{pl.Rd} = \frac{A_{vz} \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}} = \frac{12,6 \cdot 0,01 \cdot 235 / \sqrt{3}}{1} = 17,09 \text{KN} > 7,88 \text{KN}$$

$V_{pl.Rd} > V_{sd} \Rightarrow$ vérifiée.

Toutes les conditions sont vérifiées, alors UPN 160 convient comme limon pour la volée.

V1.5-Etude de la poutre palière :

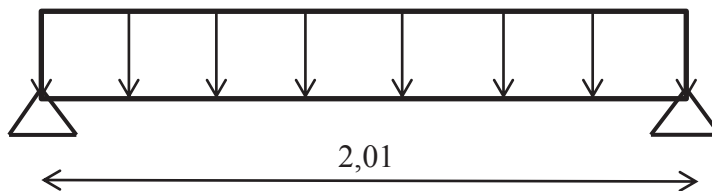


Figure V.6 : schéma statique de la poutre palière.

- Les charges revenant sur la poutre palière sont :

Charge du cloisons.....=3,6KN/m

Charge revenant du palier.....G=4,95x0,6=2,97KN/m

$$Q=2,5 \times 0,6=1,5 \text{KN/m}$$

$$q_s=3,6+2,97+1,5=8,07 \text{KN/m}$$

$$f = \frac{5 \cdot q_s \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{300} \implies I_y \geq \frac{5 \cdot q_s \cdot L^3 \cdot 300}{384 \cdot E}$$

$$I_y \geq \frac{1500 \cdot 8,07 \cdot 2010^3}{384 \cdot 210000} = 121,90 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

V.1.5.1 Soit un IPE 240 caractérisé par:

$$I_y=3892 \text{ cm}^4$$

$$W_{ply}=367 \text{ cm}^3$$

$$G_{profilé}=0,307 \text{KN/m}$$

$$A_{vz}=19,1 \text{ cm}^2$$

V.1.5.2 Vérification en tenant compte le poids du profilé :

$$q_u=1,35 (3,6+2,97+0,307)+1,5 \times 1,5=11,53 \text{KN/m}$$

$$q_s=3,6+2,97+0,307+1,5= 8,37 \text{KN/m}$$

- Critère de flèche

$$\left. \begin{aligned} f &= \frac{5 \cdot q_s \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_y} = 6,68 \text{ mm} \\ f_{adm} &= \frac{2010}{300} = 6,7 \text{ mm} \end{aligned} \right\}$$

$$f < f_{adm} \text{ (condition vérifiée)}$$

- Critère de résistance:

$$\left. \begin{aligned} M_{sd} &= \frac{q_u \cdot L^2}{8} = 6,35 \text{KN} \cdot \text{m} \\ M_{Rd} &= \frac{f_y \cdot W_{ply}}{\gamma_{M0}} = 86,24 \text{KN} \cdot \text{m} \end{aligned} \right\}$$

$$M_{Rd} > M_{sd} \text{ (condition vérifiée)}$$

- Vérification au cisaillement :

$$V_{sd} = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{11,53 \cdot 2,01}{2} = 11,58 \text{KN}$$

$$V_{Rd} = \frac{A_{vz} f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{19,1 \cdot 235}{\sqrt{3} \cdot 1,1} 0,1 = 235,58KN > V_{sd} \text{ (condition vérifiée)}$$

V.2. Etude de la console du balcon :

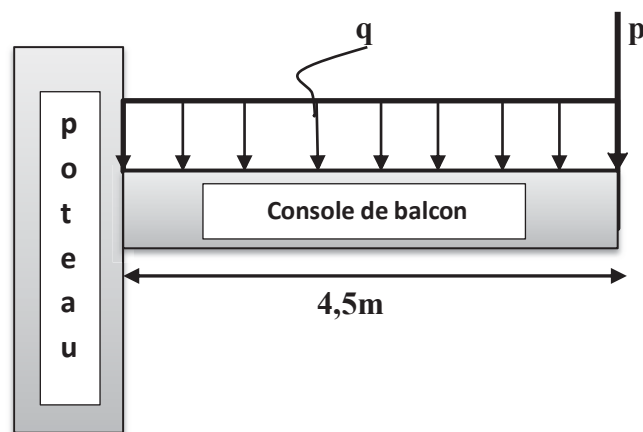


Figure V.2.1 : charges sur le balcon.

V.2.1-Evaluation des charges :

- **Charge permanentes :**

- Dalle en béton armé :.....4KN/m²
- tôle type Cafraplast 60 :.....0,15KN/m²
- Mortier de pose :.....0,4KN/m²
- Couche de sable :.....0,54KN/m²
- Revêtement carrelage :.....0,4KN/m²
- Poids du mur :.....1,2KN/m²
- Charge totale :.....6,69KN/m²
- poids du garde-corps :0,13KN/m²

- **Charge d'exploitation :**

Q=3,5KN/m²

V.2.2-combinaison d'action :

ELU :

$$q_{ELU}=1,35G+1,5Q=1,35 \times 6,69+1,5 \times 3,5=14,28 \text{KN/m}$$

$$p_{ELU}=1,35P=0,175 \text{KN}$$

ELS :

$$q_{ELS}=G+Q=10,19 \text{KN/m}$$

$$p_{ELS}=p=0,13 \text{KN}$$

V.2.3-pré-dimensionnement de la console du balcon (condition de rigidité) :

$$f_{max} = \frac{q_{ELS} \cdot l^4}{8 \cdot E \cdot I_y} + \frac{p_{ELS} \cdot l^3}{3 \cdot E \cdot I_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{300}$$

soit un IPE330 avec $I_y=11770 \text{cm}^4$

V.2.4-vérification à l'ELU :

a-Détermination de la classe de la section (IPE330) :

- âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} = \frac{271}{7,5} = 36,13 \leq 72\varepsilon \longrightarrow \text{L'âme est de classe 1}$$

- Semelle comprimée :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{\frac{b}{2}}{t_f} = \frac{80}{11,5} = 6,95 \leq 10\varepsilon \longrightarrow \text{la semelle est de classe 1}$$

L'IPE330 est de classe 1

b-vérification de l'effort tranchant :

Détermination de la réaction d'appuis R :

$$\sum F_V = 0 \longrightarrow R=ql+p=14,28 \times 4,5+ 0,175=64,43 \text{KN}$$

$$V_{sd}=ql+p - qx$$

À $x=0$

$$V_{sd}=ql +p=64,43 \text{KN}$$

$$V_{plRd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot 1,1} = \frac{30,8 \cdot 23,5}{\sqrt{3} \cdot 1,1} = 379,89 \text{KN}$$

$$V_{sd}=64,43 \text{KN} < V_{plRd} = 379,89 \text{KN} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$V_{sd}=64,46 \text{KN} < 0,5V_{plRd}=189,94 \text{KN}$ alors pas d'interaction entre le moment fléchissant et effort tranchant.

Vérification du moment fléchissant :

$$M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{804 \cdot 235,0,001}{1,1} = 171,76KN.m$$

$$\sum M/x=0 ; M_{sd} = pl + \frac{q \cdot l^2}{2} = 0,175 \times 4,5 + \frac{14,28 \cdot 4,5}{2} = 32,91KN.m$$

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

V.2.5-vérification au déversement :

La vérification au déversement est effectuée avec la formule suivante :

$$M_{sd} \leq M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot \beta_W \cdot W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M0}$$

a)calcul du moment critique au déversement M_{cr} :

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L^2} \sqrt{\left[\frac{I_W}{I_z} + \frac{l^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} \right]}$$

$$M_{cr} = 1,879 \frac{3,14^2 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 788 \cdot 10^4}{450^2} \sqrt{\frac{199 \cdot 10^6}{788 \cdot 10^4} + \frac{450^2 \cdot 49,1 \cdot 28,1}{3,14^2 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 788 \cdot 10^4}} = 760,8KN.m$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E \cdot W_{ply}}{M_{cr}}}$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{3,14^2 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 804 \cdot 0,001}{760,8}} = 46,77$$

c) Calcul de l'élancement réduit $\overline{\lambda}_{LT}$:

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

$$\lambda_1 = 93,9\varepsilon, \text{ avec } \varepsilon = \frac{235}{235} = 1$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{46,77}{93,9} \cdot 1 = 0,5$$

d) Détermination de χ :

On considère la courbe de flambement a et on lit à partir du tableau

$$\chi = 0,8430$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot \beta_W \cdot W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M0} = 0,8430 \cdot 1 \cdot 804 \frac{235}{1,1} 10^{-3} = 144,79 \text{KN.m}$$

$M_{sd}=32,91 \text{KN.m} < M_{b,Rd}=144,79 \text{KN.m}$ il ya pas de risque au déversement donc l'IPE330 est opté comme console du balcon.

CHAPITRE VI: Etude sismique

VI.1-introduction :

les actions sismiques sur un bâtiment sont des actions dynamiques complexes, elles se manifestent par des mouvements essentiellement horizontaux imposés aux fondations, les constructions résistent à ces mouvements par des forces d'inertie dues à leur masse qui s'opposent aux mouvements, ce qui entraîne bien entendu des efforts dans les structures.

Le but de l'étude sismique est la détermination des efforts induits et leur distribution dans le système de stabilité.

VI.2-Le séisme :

un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs de différentes parties de l'écorce terrestre, lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignant la surface du sol.

VI.3 Analyses de la structure :**VI.3.1 Type d'analyse :**

L'analyse élastique globale, peut-être statique ou dynamique, selon la satisfaction des conditions posées par les règlements en vigueur, sur les cas de chargement.

Les chargements statiques sont :

- le poids propre de la structure
- Les effets dus aux actions climatiques
- Les charges d'exploitation

Les chargements dynamiques sont

- Les effets sismiques

VI.3.2 choix de la méthode de calcul :

en Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le « RPA99 versions 2003 ». ce dernier propose trois méthodes de calcul dont les conditions d'application diffèrent et cela selon le type de structure à étudier, ces méthodes sont les suivantes :

- a) la méthode statique équivalente (M.S.E)
- b) La méthode d'analyse modale spectrale
- c) La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

VI.3.2.1 la méthode statique équivalente(M.S.E) :

la méthode de calcul la plus employée pour le calcul dynamique des structures, est celle-ci basée sur l'utilisation des spectres de repenser.

Mais comme le « RPA99 Versions 2003 » préconise que le l'effort tranchant dynamique soit supérieur à 80% de l'effort tranchant statique, donc on calcule l'effort tranchant statique par la méthode statique équivalente.

❖ **principe de la méthode :**

les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statique fictives dont les effets considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Pour appliquer cette méthode, on doit satisfaire les conditions suivantes :

❖ **Condition sur la hauteur :**

Celle-ci est en fonction de la zone de sismicité : le bâtiment ne doit pas dépasser 65m

De hauteur pour les zones I et II et 30m pour la zone III. Notre bâtiment est implanté à Bejaia (ZONE IIa) Sa hauteur totale $h=22.35m < 65m$condition vérifiée.

❖ **Condition de régularité en plan :**

1-notre bâtiment présente une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis d aux deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des masses que rigidités.

• **condition de l'excentricité :**

à chaque niveau et pour chaque direction du bâtiment la distance entre le centre de gravité « G » et le centre de torsion « T » doit être inférieure ou égale à 15% de la dimension mesurée perpendiculaire à la direction de la force sismique.

➤ **Calculons C.D.G (centre de masse) :**

$$X_G = \frac{\sum X_i S_i}{\sum S_i} = \frac{20,535(44,76 .41,07)}{(44,76 .41,07)} = 20,535m$$

$$Y_G = \frac{\sum X_i S_i}{\sum S_i} = \frac{22,38m(44,76 . 41,07)}{(44,76 .41,07)} = 22,38m$$

$$G=(20,535m ;22,38m)$$

- **Calcul (X_T , Y_T) coordonné du centre torsion (point par lequel passe la résultante au séisme) :**

$$X_T = \frac{\sum I_{Xi} \cdot X_i}{\sum I_X} = \frac{7I_{xi} \cdot 0 + 7I_{xi} \cdot 5,38 + 7I_{xi} \cdot 10,68 + 7I_{xi} \cdot 16,67 + 7I_{xi} \cdot 24,67 + 7I_{xi} \cdot 32,67 + 7I_{xi} \cdot 41,07}{7 \cdot (7I_{xi})} = 18,73m$$

$$Y_T = \frac{\sum I_{Yi} \cdot Y_i}{\sum I_Y} = \frac{7I_{xi} \cdot 0 + 7I_{xi} \cdot 1,43 + 7I_{xi} \cdot 14,34 + 7I_{xi} \cdot 25,84 + 7I_{xi} \cdot 35,62 + 7I_{xi} \cdot 40,03 + 7I_{xi} \cdot 44,76}{7 \cdot (7I_{xi})} = 23,15m$$

- **Calcul de l'excentricité théorique :**

Les coordonnées du point d'excentricité réelle sont données par la relation suivante :

$$\begin{aligned} e_x &= X_G - X_T = 20,535 - 18,73 = 1,8m \leq 15\% I_x = 6,16m \\ e_y &= Y_G - Y_T = 22,38 - 23,15 = 0,77m \leq 15\% I_y = 6,71m \end{aligned} \quad \left. \vphantom{\begin{aligned} e_x \\ e_y \end{aligned}} \right\} \text{Condition vérifiée}$$

- **Calcul de l'excentricité Accidentelle :**

$$e_{\text{accidentelle}} = 5\% \quad l_{\text{max}} = 5\% \times 44,76 = 2,238m$$

Comme l'excentricité accidentelle est plus importante que l'excentricité théorique, elle sera prise pour les calculs à suivre.

- **condition de décrochement :**

Le plan architecturale ne dessine que on n'a pas un décrochement en plan

- **condition sur les ouvertures :**

Pour que le plancher soit infiniment rigide il faut que la surface totale des ouvertures ne doive pas dépasser 15% de la surface de plancher.

$$S_{\text{ouvertures}} \leq 15\% S_{\text{totale}}$$

$$S_{\text{ouvertures}} = (6 \times 4) + (3,33 \times 0,5) \times 2 + (3,56 \times 3) \times 2 + (3 \times 3) \times 2 = 66,69m^2$$

$$15\% S_{\text{totale}} = 44,76 \times 41,07 \times 0,15 = 275,743m^2$$

$$275,743m^2 > 66,69m^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion : toutes les conditions sont vérifiées donc notre bâtiment est classé régulier en plan.

- ❖ **Condition de régularité en élévation :**

- On a un système en portique continue de bas vers le haut.
- Condition des masses et de rigidité :

$$\left. \begin{array}{l} M1=M2 \\ M2>M3 \end{array} \right\} \text{ et } \left. \begin{array}{l} R1=R2 \\ R2>R3 \end{array} \right\}$$

La condition sur la variation des masses et des rigidités est vérifiée.

➤ Pas de décrochement en élévation.

Conclusion : toutes les conditions sont vérifiées donc notre bâtiment est classé régulier en élévation.

➡ Toutes les conditions sont satisfaites donc la méthode statique équivalente MSE est applicable.

VI.4. calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W_T \dots \dots \dots \text{Formule 4.1 chapitre 4RPA99 versions 2003.}$$

VI.4.1 Détermination du coefficient d'accélération de Zone :

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) de RPA99/versions 2003 en fonction de zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment dans notre cas, on est dans la **zone IIa** et ouvrage de grande importance **1B**

Donc : A=0,20

VI.4.2 Détermination du facteur d'amplification dynamique moyenne D :

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement(η) et de la période fondamentale de la structure.

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0 S \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0 S \end{cases}$$

Avec :

,T₂ : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site est donné par le tableau 4.7du « RPA99 versions 2003 », (site S3 → T₂=0,50s)

η:facteur de correction d'amortissement donné par la formule : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = 1 \geq 0,7$

Où $\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif,

ξ : est donnée par le tableau 4.2 du RPA99 versions 2003 :

nous avons structuré en portiques acier, donc

$$\xi=5\%$$

$$D'où \eta=1>0,7$$

VI.4.3 estimation de la période fondamentale de la structure :

La valeur de la période fondamentale « T » de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques

La formule empirique à utiliser est donnée par l' RPA99 versions 2003 par la formule (4.6)

$$T = C_T h_N^{3/4} \text{ avec :}$$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la construction jusqu'au dernier niveau(N)

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage est donnée par le tableau 4.6 de RPA99 versions 2003.

Sens X-X :

Contreventement assurée par des palées de stabilité en acier avec remplissage en maçonnerie,

$$D'où C_T=0,050$$

Sens Y-Y :

Contreventement assurée par des palées de stabilité en acier avec remplissage en maçonnerie, d'où $C_T=0,050$

$$\text{Donc : } T_x = T_y = 0,050 \times (22,35)^{3/4} = 0,51s$$

$$T_1=0,51s$$

➤ **Remarque :** pour notre système de contreventement on peut également utiliser une

Autre formule pour le calcul de la période :

$$T = \frac{0,09.H_N}{\sqrt{D}} \dots\dots\dots 4.7p46 \text{ de RPA.}$$

Ou H_N désignent la hauteur du bâtiment.

Le RPA propose de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par 4.6 et 4.7

Sens longitudinal :

$$T_2 = \frac{0,09.H_N}{\sqrt{D}} = \frac{0,09.22,35}{\sqrt{44,76}} = 0,30s$$

$$T_x = \min(0,30 ; 0,51) = 0,3s$$

Donc la valeur du facteur d'amplification dynamique moyenne est égale :

$$D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_1}\right)^{\frac{2}{3}}$$

$$D = 2,5 \times 1 \left(\frac{0,51}{0,3}\right)^{\frac{2}{3}} = 3,56$$

$$D_x = 3,56$$

Sens transversal :

$$T_2 = \frac{0,09.H_N}{\sqrt{D}} = \frac{0,09.22,35}{\sqrt{41,07}} = 0,31s$$

$$T_y = \min(0,31 ; 0,51) = 0,31s$$

Donc la valeur du facteur d'amplification dynamique moyenne est égale :

$$D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_1}\right)^{\frac{2}{3}}$$

$$D_y = 2,5 \times 1 \left(\frac{0,51}{0,31}\right)^{\frac{2}{3}} = 3,48$$

$$D_y = 3,48$$

VI.4.4 détermination du coefficient de comportement global de la structure R :

R : coefficient de comportement global de la structure. Sa valeur est donnée dans le tableau 4.3 de RPA99versions 2003, en fonction du système de contreventement

Sens X-X :

Ossature contreventée par palées triangulées en V \longrightarrow R=3

Sens Y-Y :

Ossature contreventée par palées triangulées en V \longrightarrow R=3

VI.4.5 Détermination du facteur de qualité Q :

Q : facteur de qualité de la structure, fonction de la redondance géométrie, régularité en plan et en élévation et la qualité de contrôle de la construction.

$$Q = 1 + \sum_1^6 p_q \dots \dots \dots \text{4.4 p46 de RPA.}$$

p_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité 'q' est satisfait ou non.

La valeur de P_q est donnée au tableau 4.4 de RPA99.

❖ Les critères de qualité "q_i" à vérifier sont :

1-condition minimale sur les files de contreventement :

Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois travées

Dont le rapport des portées n'excède pas 1,5. les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement.

Sens X: 7files, chaque file comporte 4travées dont le rapport des portées est :

$$\frac{l_1}{l_2} = \frac{8}{5,99} = 1,33 < 1,5 \text{ Critère observé : } p_1 = 0$$

Sens-Y : 5files, chaque file comporte 7travées dont le rapport des portées est :

$$\frac{l_1}{l_2} = \frac{9,78}{4,41} = 2,21 > 1,5 \text{ Critère non observé : } p_1 = 0,05$$

2-Redondances en plan :

Chaque étage devra avoir, en plan au moins quatre files de portique et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées. Ces files de contreventement devront disposées symétriquement autant que possible avec un rapport être valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.pour notre cas on a :

Sens X : on a 4files de portique dans le rapport est :

$$\frac{l_{max}}{l_{min}} = \frac{8}{5,30} = 1,51 > 1,5 \text{ Critère non observé : } p_2 = 0,05.$$

Sens Y : on a 7files de portique dans le rapport est :

$$\frac{l_{max}}{l_{min}} = \frac{12,91}{4,41} = 2,92 > 1,5 \text{ Critère non observé : } p_2 = 0,05.$$

3-régularités en plan :

La structure est classée régulière en plan dans les deux sens : $P_3=0$

4-régularité en élévation :

La structure est classée régulière en élévation dans les deux sens : $p_4=0$

5-contrôles de la qualité des matériaux :

Des essais systématiques sur les matériaux mis en œuvre doivent être réalisés par l'entreprise : critère observé : $p_5=0$

6-contrôle de la qualité de l'exécution :

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier .cette mission doit comprend notamment une supervision des essais effectuée sur les matériaux : critère observé $P_6=0$

N°	Critère de qualité « q »	P_{qx}	p_{qy}
1	Conditions minimales sur les files porteuses	0	0,05
2	Redondance en plan	0,05	0,05
3	Régularité en élévation	0	0
4	Contrôles de qualité des matériaux	0	0
5	Régularité en élévation	0	0
6	Contrôles de la qualité de l'exécution	0	0

Tableau VI.1 : pénalités de vérification.

$$Q_x=1+(0+0,05+0+0+0+0)=1,05$$

$$Q_y=1+(0,05+0,05+0+0+0+0)=1,1$$

VI.4.6 poids totale de la structure W :

W est égal à la somme des poids W_i , calculé à chaque niveau

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

Avec :

$$W_i=W_{Gi}+\beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids du aux charges permanentes et celles des équipements fixes solidaires de la structure.

W_{Qi} : charge d'exploitation

β :coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation est donnée par le tableau 4.5 du RPA99versions2003.

Dans notre cas $\beta=0,20$

a-Evaluation des charges :

a-1-charges permanentes par niveaux :

Poids des poteaux HEB360.....51707,88dan.

Poids des solives IPE330 :.....39558,88 dan

Poids des poutres secondaire IPE330 :.....15384,01dan

Poids des poutres principales HEB360 :.....29159,7dan

Poids de Contreventements HEB400.....7905 dan

Poids des escaliers :.....17670 dan

Poids des plancher :.....1139246,48dan

Poids des murs :.....121077,59dan

Balcon :.....56600,14dan

Poids de la toiture :

Poids des pannes IPE140 :.....26068,22dan

Poids des poutres secondaire IPE400 :.....20773,11dan

Poids des poutres principales IPE300+HEB360 :.....37825,47dan

Poids de couverture :.....58825,28dan

a-2 Charge d'exploitation par niveau :

Plancher :.....413369,55dan

Escalier :.....7125dan

Balcon :.....14663,25dan

Toiture :.....183829,32dan

b-charges totales :

NIVEAU	WG _i (dan)	WQ _i (dan)	βWQ _i (dan)	W _i (dan)
RDC	1421709,54	420494,55	84098,91	1505808,45
1 ^{er} étage	1478309,68	435157,8	87031,56	1565341,24
2 ^{eme} étage	1478309,68	435157,8	87031,56	1565341,24
3 ^{eme} étage	474650,28	21788,25	4357,65	479007,93
totales	4852979,18	1496427,72	299285,54	5128549,72

La force sismique totale :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W_T$$

	Sens longitudinal	Sens transversal
A	0,20	0,20
D	3,56	3,48
Q	1,05	1,1
R	3	3
W_T(dan)	5128549,72	5128549,72
V_T (dan)	1283944.36	1314857,95

VI.5 Distributions de la résultante des forces sismiques suivant la hauteur :

La résultante des forces sismiques V à la base doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$V = F_t + \sum_{i=1}^n F_i$$

Avec :

F_t=Force concentrée au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieures des vibrations (la force Fouad), elle est donnée par la formule suivante :

F_t=0,07T.V.....pour T > 0,7s

F_t=0.....pour T ≤ 0,7s

On a T=0,51s<0,7s donc F_t=0

La partie restante de V soit (V-F_t) doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_i = \frac{(V-F_t)}{\sum W_j \times h_j} W_j \times h_i$$

Avec :

F_i : Effort horizontal revenant au niveau i .

h_i : niveau du plancher où s'exerce la force F_i .

h_j : niveau du plancher quelconque.

W_i, W_j : poids revenant aux planchers i, j .

$$F_t = 0 \implies F_i = \frac{V \cdot W_i \cdot h_i}{\sum_{j=i}^n W_j \cdot h_j}$$

Sens longitudinal: V=1283,94t				
Niveau	$W_i=W_j$ (tonne)	$h_i=h_j$ (m)	$W_j \times h_j$ (t.m)	F_i (tonne)
RDC	1505,808	5,78	8703,57	174,60
1 ^{er} étage	1565,341	11,56	18095,34	363,01
2 ^{ème} étage	1565,341	17,34	27143,01	544,52
3 ^{ème} étage	479,007	21,66	10375,291	207,118

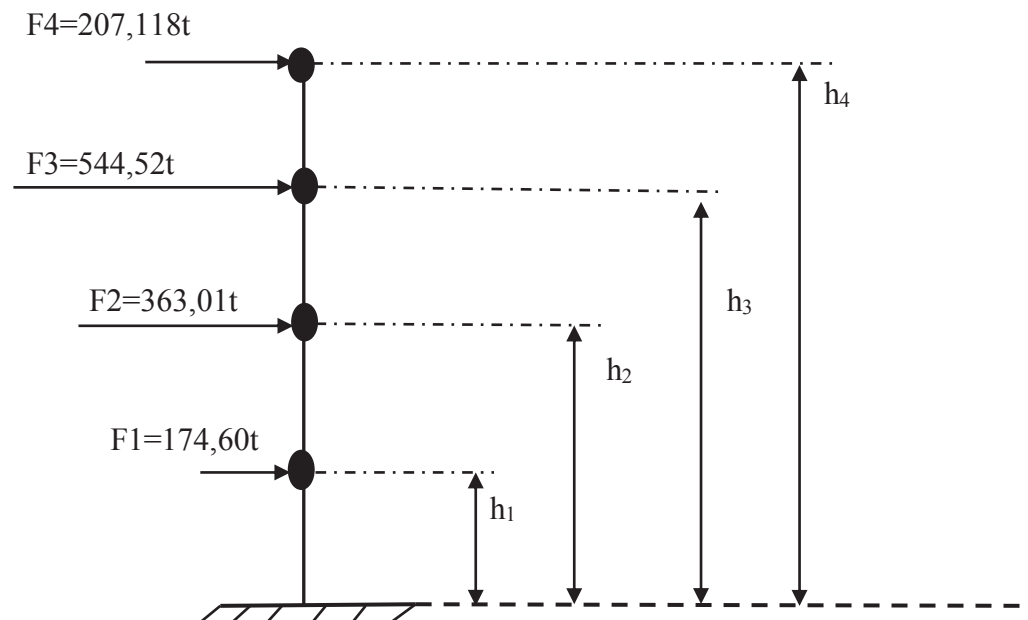
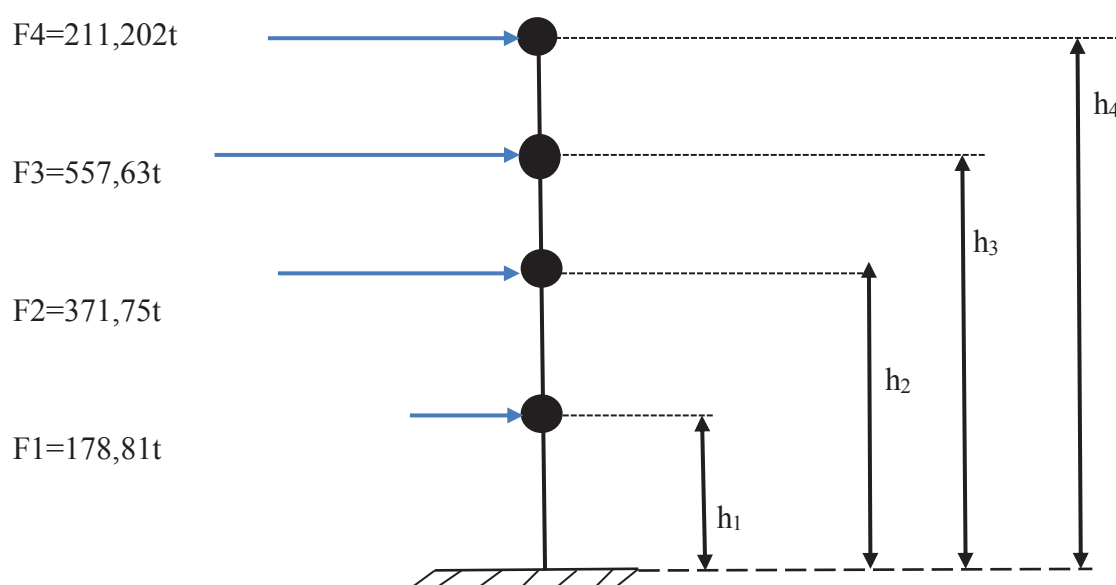


Figure VI.1: la répartition de l'effort sismique longitudinal selon la hauteur.

Sens transversal : V=1314,86t				
Niveau	W _i =W _j (tonne)	h _i =h _j (m)	W _i x h _j (t.m)	F _i (tonne)
RDC	1505,808	5,78	8703,57	178,81
1 ^{er} étage	1565,341	11,56	18095,34	371,75
2 ^{ème} étage	1565,341	17,34	27143,01	557,63
3 ^{ème} étage	479,007	21,55	10322,600	211,202



FigureVI.2 : la répartition de l’effort sismique transversal selon la hauteur.

VI.6 Distributions horizontale des forces sismiques (efforts tranchants) :

$$V = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

V_K: l’effort tranchant au niveau de l’étage K

Résultante des efforts tranchants de tous les niveaux sont donnés sur le tableau suivant :

Sens longitudinal :

niveaux	F _i (tonne)	V _k (tonne)
RDC	174,60	1283,94
1 ^{er} étage	363,01	920,93
2 ^{ème} étage	544,52	376,41
3 ^{ème} étage	207,118	169,292

Sens transversal :

niveaux	F _i (tonne)	V _k (tonne)
RDC	178,81	1314,86
1 ^{er} étage	371,75	943,11
2 ^{eme} étage	557,63	385,48
3 ^{eme} étage	211,202	171,278

VI.7-répartitions de la charge sismique suivant les portiques :

L'effort tranchant du niveau j est distribué sur les différentes files porteuses en fonction de leurs rigidités relatives en tenant compte de l'excentricité (e) entre le centre de masse (G) et le centre de rigidité (T).

La répartition se fait suivant les deux sens comme suit :

a-Sens longitudinal :

$$T_{jx} = F_{jx} \left(\frac{R_{jx}}{\sum R_{jx}} \right) + F_{jx} \left(\frac{R_{jx} \cdot e_y \cdot Y_T}{R_{j\theta}} \right);$$

b-Sens transversal :

$$T_{jx} = F_{jy} \left(\frac{R_{jy}}{\sum R_{jx}} \right) + F_{jy} \left(\frac{R_{jy} \cdot e_x \cdot X_T}{R_{j\theta}} \right);$$

Avec :

F_j : Effort sismique du niveau j ;(voir la distribution des forces sismiques selon la hauteur).

R_{jx} : Rigidité relative d'un portique longitudinal du niveau j.

R_{jy} : Rigidité relative d'un portique transversal du niveau j.

(e_x, e_y) : excentricité dans les deux sens.

(X_T, Y_T) : Cordonnée des portiques par rapport au centre de torsion

R_{jθ} : Rigidité de niveau j.

VI.6.1 calcule des rigidités relatives des portiques :

La rigidité relative d'un portique est donnée par la formule suivante :

$$R_j = \sum r_j^i = \frac{12 \cdot E}{h_c^2} \sum_{p=1}^{p=n} i_j^p \cdot a_j^p$$

Avec :

E : module d'élasticité de l'acier (E=2,1.10⁶ dan/cm²).

h_c : hauteur de calcul du poteau

i_j^p : La rigidité linéaire du poteau, elle est calculée par la formule suivante :

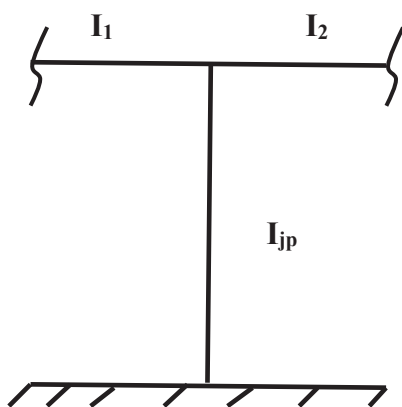
$$i_j^{\text{poteau}} = \frac{I}{h_c}$$

I : moment d'inertie du poteau.

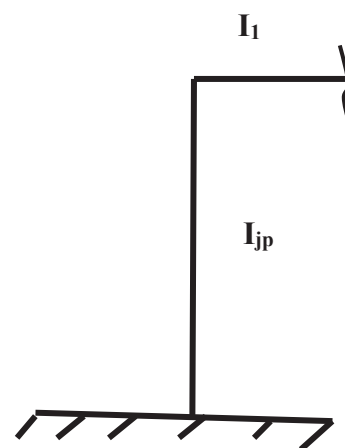
a_j^p : Coefficient donnée par MUTO en fonction de position du poteau et de son inertie :

1-RDC :

Poteau intermédiaire :



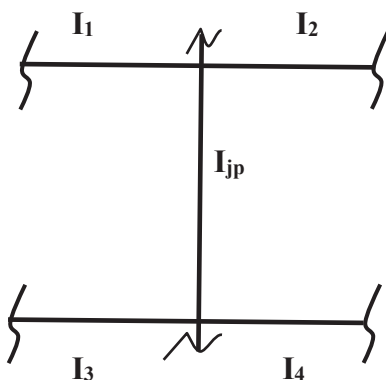
poteau de rive



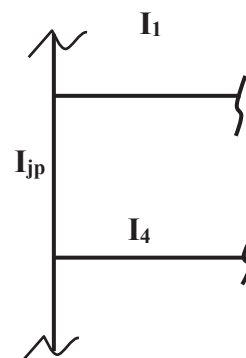
$$a_j = \frac{0,5 + \bar{K}_j}{2 + \bar{K}_j} \quad \text{Avec} \quad \bar{K}_j = \frac{i_1 + i_2}{i_{jp}}$$

2-étage courant :

Poteau intermédiaire



poteau de rive



$$a_j = \frac{\bar{K}_j}{2 + \bar{K}_j} \quad \text{Avec} \quad \bar{K}_j = \frac{\sum i_{\text{potre}}}{2 \cdot i_j^{\text{poteau}}}$$

➤ Moment d'inertie du poteau mixte selon deux axes :

Axes Z-Z :

$$I_{peffz} = I_{az} + I_{sz} + I_{cz}$$

$$I_{pz} = 101,40 \times 10^6 + 47,91 \times 10^6 + 3650 \times 10^6 = 379931 \text{ cm}^4$$

Axes Y-Y :

$$I_{py} = 431,90 \times 10^6 + 64,050 \times 10^6 + 4319,65 \times 10^6 = 481560 \text{ cm}^4$$

1-Sens longitudinal:

✓ **Niveau de RDC**

Fille	Poteaux	$I_p(\text{cm}^4)$	$h_c \text{ cm}$	$i_j^p \text{ cm}^3$	$i_1 \text{ cm}^3$	$i_2 \text{ cm}^3$	\bar{K}_j	a_j	$a_j \cdot i_j^p \text{ cm}^3$
A	1	379931	578	657,320	0	80,278	0,122	0,293	192,595
	2	379931	578	657,320	80,278	81,490	0,246	0,332	218,230
	3	379931	578	657,320	81,490	72,103	0,234	0,328	215,600
	4	379931	578	657,320	72,103	53,987	0,192	0,316	207,713
	5	379931	578	657,320	53,987	53,987	0,164	0,306	201,139
	6	379931	578	657,320	53,987	54,670	0,165	0,307	201,797
	7	379931	578	657,320	54,670	0	0,083	0,279	183,392
$R_j = 107145,937 \text{ daN/cm}$									
Fille	Poteaux	$I_p(\text{cm}^4)$	$h_c \text{ cm}$	$i_j^p \text{ cm}^3$	$i_1 \text{ cm}^3$	$i_2 \text{ cm}^3$	\bar{K}_j	a_j	$a_j \cdot i_j^p \text{ cm}^3$
B	1	379931	578	657,320	0	80,278	0,122	0,293	192,595
	2	379931	578	657,320	80,278	81,490	0,246	0,332	218,230
	3	379931	578	657,320	81,490	72,103	0,234	0,328	215,600
	4	379931	578	657,320	72,103	53,987	0,192	0,316	207,713
	5	379931	578	657,320	53,987	53,987	0,164	0,306	201,139
	6	379931	578	657,320	53,987	54,670	0,165	0,307	201,797
	7	379931	578	657,320	54,670	0	0,083	0,279	183,392
$R_j = 107145,937 \text{ daN/cm}$									
Fille	Poteaux	$I_p(\text{cm}^4)$	$h_c \text{ cm}$	$i_j^p \text{ cm}^3$	$i_1 \text{ cm}^3$	$i_2 \text{ cm}^3$	\bar{K}_j	a_j	$a_j \cdot i_j^p \text{ cm}^3$
C	1	379931	578	657,320	0	80,278	0,122	0,293	192,595
	2	379931	578	657,320	80,278	81,490	0,246	0,332	218,230
	3	379931	578	657,320	81,490	72,103	0,234	0,328	215,600
	4	379931	578	657,320	72,103	53,987	0,192	0,316	207,713
	5	379931	578	657,320	53,987	53,987	0,164	0,306	201,139
	6	379931	578	657,320	53,987	54,670	0,165	0,307	201,797
	7	379931	578	657,320	54,670	0	0,083	0,279	183,392

R _j =107145,937daN/cm									
Fille	Poteaux	I _p (cm ⁴)	h _c cm	i _j ^p cm ³	i ₁ cm ³	i ₂ cm ³	\bar{K}_j	a _j	a _j . i _j ^p cm ³
D	1	379931	578	657,320	0	80,278	0,122	0,293	192,595
	2	379931	578	657,320	80,278	81,490	0,246	0,332	218,230
	3	379931	578	657,320	81,490	72,103	0,234	0,328	215,600
	4	379931	578	657,320	72,103	53,987	0,192	0,316	207,713
	5	379931	578	657,320	53,987	53,987	0,164	0,306	201,139
	6	379931	578	657,320	53,987	54,670	0,165	0,307	201,797
	7	379931	578	657,320	54,670	0	0,083	0,279	183,392
R _j =107145,937daN/cm									
Fille	Poteaux	I _p (cm ⁴)	h _c cm	i _j ^p cm ³	i ₁ cm ³	i ₂ cm ³	\bar{K}_j	a _j	a _j . i _j ^p cm ³
E	1	379931	578	657,320	0	80,278	0,122	0,293	192,595
	2	379931	578	657,320	80,278	81,490	0,246	0,332	218,230
	3	379931	578	657,320	81,490	72,103	0,234	0,328	215,600
	4	379931	578	657,320	72,103	53,987	0,192	0,316	207,713
	5	379931	578	657,320	53,987	53,987	0,164	0,306	201,139
	6	379931	578	657,320	53,987	54,670	0,165	0,307	201,797
	7	379931	578	657,320	54,670	0	0,083	0,279	183,392
R _j =107145,937daN/cm									

• Niveau de étage 1et 2

Fille	Poteaux	I _p (cm ⁴)	h _c cm	i _j ^p cm ³	i ₁ cm ³	i ₂ cm ³	\bar{K}_j	a _j	a _j . i _j ^p cm ³
A	1	379931	578	657,320	0	80,278	0,122	0,057	37,467
	2	379931	578	657,320	80,278	81,490	0,246	0,109	71,647
	3	379931	578	657,320	81,490	72,103	0,234	0,104	68,361
	4	379931	578	657,320	72,103	53,987	0,192	0,087	57,186
	5	379931	578	657,320	53,987	53,987	0,164	0,075	49,299
	6	379931	578	657,320	53,987	54,670	0,165	0,076	49,956
	7	379931	578	657,320	54,670	0	0,083	0,039	25,635
R _j =27120,979daN/cm									
Fille	Poteaux	I _p (cm ⁴)	h _c cm	i _j ^p cm ³	i ₁ cm ³	i ₂ cm ³	\bar{K}_j	a _j	a _j . i _j ^p cm ³
B	1	379931	578	657,320	0	80,278	0,122	0,057	37,467
	2	379931	578	657,320	80,278	81,490	0,246	0,109	71,647
	3	379931	578	657,320	81,490	72,103	0,234	0,104	68,361
	4	379931	578	657,320	72,103	53,987	0,192	0,087	57,186

	5	379931	578	657,320	53,987	53,987	0,164	0,075	49,299
	6	379931	578	657,320	53,987	54,670	0,165	0,076	49,956
	7	379931	578	657,320	54,670	0	0,083	0,039	25,635
R_j=27120,979daN/cm									
Fille	Poteaux	I _p (cm ⁴)	h _c cm	i _j ^p cm ³	i ₁ cm ³	i ₂ cm ³	\bar{K}_j	a _j	a _j · i _j ^p cm ³
C	1	379931	578	657,320	0	80,278	0,122	0,057	37,467
	2	379931	578	657,320	80,278	81,490	0,246	0,109	71,647
	3	379931	578	657,320	81,490	72,103	0,234	0,104	68,361
	4	379931	578	657,320	72,103	53,987	0,192	0,087	57,186
	5	379931	578	657,320	53,987	53,987	0,164	0,075	49,299
	6	379931	578	657,320	53,987	54,670	0,165	0,076	49,956
	7	379931	578	657,320	54,670	0	0,083	0,039	25,635
R_j=27120,979daN/cm									
Fille	Poteaux	I _p (cm ⁴)	h _c cm	i _j ^p cm ³	i ₁ cm ³	i ₂ cm ³	\bar{K}_j	a _j	a _j · i _j ^p cm ³
D	1	379931	578	657,320	0	80,278	0,122	0,057	37,467
	2	379931	578	657,320	80,278	81,490	0,246	0,109	71,647
	3	379931	578	657,320	81,490	72,103	0,234	0,104	68,361
	4	379931	578	657,320	72,103	53,987	0,192	0,087	57,186
	5	379931	578	657,320	53,987	53,987	0,164	0,075	49,299
	6	379931	578	657,320	53,987	54,670	0,165	0,076	49,956
	7	379931	578	657,320	54,670	0	0,083	0,039	25,635
R_j=27120,979daN/cm									
Fille	Poteaux	I _p (cm ⁴)	h _c cm	i _j ^p cm ³	i ₁ cm ³	i ₂ cm ³	\bar{K}_j	a _j	a _j · i _j ^p cm ³
E	1	379931	578	657,320	0	80,278	0,122	0,057	37,467
	2	379931	578	657,320	80,278	81,490	0,246	0,109	71,647
	3	379931	578	657,320	81,490	72,103	0,234	0,104	68,361
	4	379931	578	657,320	72,103	53,987	0,192	0,087	57,186
	5	379931	578	657,320	53,987	53,987	0,164	0,075	49,299
	6	379931	578	657,320	53,987	54,670	0,165	0,076	49,956
	7	379931	578	657,320	54,670	0	0,083	0,039	25,635
R_j=27120,979daN/cm									

• **Niveau Etage 3**

Fille	Poteaux	I _p (cm ⁴)	h _c cm	i _j ^p cm ³	i ₁ cm ³	i ₂ cm ³	\bar{K}_j	a _j	a _j · i _j ^p cm ³
A	1	379931	386	984,277	0	80,278	0,0815	0,0391	38,485
	2	379931	400	949,827	80,278	81,490	0,170	0,0783	74,371
	3	379931	424	896,063	81,490	72,103	0,1714	0,0789	70,699
	4	379931	432	879,469	72,103	53,987	0,1433	0,0668	58,748
	5	379931	430	883,560	53,987	53,987	0,1222	0,0575	50,814
	6	379931	413	919,929	53,987	54,670	0,1181	0,0557	51,240

	7	379931	386	984,277	54,670	0	0,0555	0,0270	26,575
R_j=27979,449daN/cm									

• **Etage 3**

Fille	Poteaux	I _p (cm ⁴)	h _c cm	i _j ^p cm ³	i ₁ cm ³	i ₂ cm ³	\bar{K}_j	a _j	a _j . i _j ^p cm ³
B	1	379931	386	984,277	0	80,278	0,0815	0,0391	38,485
	2	379931	400	949,827	80,278	81,490	0,170	0,0783	74,371
	3	379931	424	896,063	81,490	72,103	0,1714	0,0789	70,699
	4	379931	432	879,469	72,103	53,987	0,1433	0,0668	58,748
	5	379931	430	883,560	53,987	53,987	0,1222	0,0575	50,814
	6	379931	413	919,929	53,987	54,670	0,1181	0,0557	51,240
	7	379931	386	984,277	54,670	0	0,0555	0,0270	26,575
R_j=27979,449daN/cm									

Fille	Poteaux	I _p (cm ⁴)	h _c cm	i _j ^p cm ³	i ₁ cm ³	i ₂ cm ³	\bar{K}_j	a _j	a _j . i _j ^p cm ³
C	1	379931	386	984,277	0	80,278	0,0815	0,0391	38,485
	2	379931	400	949,827	80,278	81,490	0,170	0,0783	74,371
	3	379931	424	896,063	81,490	72,103	0,1714	0,0789	70,699
	4	379931	432	879,469	72,103	53,987	0,1433	0,0668	58,748
	5	379931	430	883,560	53,987	53,987	0,1222	0,0575	50,814
	6	379931	413	919,929	53,987	54,670	0,1181	0,0557	51,240
	7	379931	386	984,277	54,670	0	0,0555	0,0270	26,575
R_j=27979,449daN/cm									

Fille	Poteaux	I _p (cm ⁴)	h _c cm	i _j ^p cm ³	i ₁ cm ³	i ₂ cm ³	\bar{K}_j	a _j	a _j . i _j ^p cm ³
D	1	379931	386	984,277	0	80,278	0,0815	0,0391	38,485
	2	379931	400	949,827	80,278	81,490	0,170	0,0783	74,371
	3	379931	424	896,063	81,490	72,103	0,1714	0,0789	70,699
	4	379931	432	879,469	72,103	53,987	0,1433	0,0668	58,748
	5	379931	430	883,560	53,987	53,987	0,1222	0,0575	50,814
	6	379931	413	919,929	53,987	54,670	0,1181	0,0557	51,240
	7	379931	386	984,277	54,670	0	0,0555	0,0270	26,575
R_j=27979,449daN/cm									

Fille	Poteaux	$I_p(\text{cm}^4)$	h_c cm	$i_j^p \text{ cm}^3$	$i_1\text{cm}^3$	$i_2\text{cm}^3$	\bar{K}_j	a_j	$a_j \cdot i_j^p \text{ cm}^3$
E	1	379931	386	984,277	0	80,278	0,0815	0,0391	38,485
	2	379931	400	949,827	80,278	81,490	0,170	0,0783	74,371
	3	379931	424	896,063	81,490	72,103	0,1714	0,0789	70,699
	4	379931	432	879,469	72,103	53,987	0,1433	0,0668	58,748
	5	379931	430	883,560	53,987	53,987	0,1222	0,0575	50,814
	6	379931	413	919,929	53,987	54,670	0,1181	0,0557	51,240
	7	379931	386	984,277	54,670	0	0,0555	0,0270	26,575
$R_j=27979,449\text{daN/cm}$									

✓ Sens transversal :

- Niveau de RDC

Fille	Poteaux	$I_p(\text{cm}^4)$	h_c cm	$i_j^p \text{ cm}^3$	$i_1\text{cm}^3$	$i_2\text{cm}^3$	\bar{K}_j	a_j	$a_j \cdot i_j^p \text{ cm}^3$
1	A	481560	578	833,148	0	9,446	0,0113	0,254	211,619
	B	481560	578	833,148	9,446	10,651	0,0241	0,258	214,952
	C	481560	578	833,148	10,651	12,615	0,0279	0,260	216,618
	D	481560	578	833,148	12,615	29,722	0,0508	0,268	223,283
	E	481560	578	833,148	29,722	0	0,0356	0,263	219,117
$R_j= 81886,120\text{daN/cm}$									
Fille	Poteaux	$I_p(\text{cm}^4)$	h_c cm	$i_j^p \text{ cm}^3$	$i_1\text{cm}^3$	$i_2\text{cm}^3$	\bar{K}_j	a_j	$a_j \cdot i_j^p \text{ cm}^3$
2	A	481560	578	833,148	0	9,446	0,0113	0,254	211,619
	B	481560	578	833,148	9,446	10,651	0,0241	0,258	214,952
	C	481560	578	833,148	10,651	12,615	0,0279	0,260	216,618
	D	481560	578	833,148	12,615	29,722	0,0508	0,268	223,283
	E	481560	578	833,148	29,722	0	0,0356	0,263	219,117
$R_j= 81886,120\text{daN/cm}$									
Fille	Poteaux	$I_p(\text{cm}^4)$	h_c cm	$i_j^p \text{ cm}^3$	$i_1\text{cm}^3$	$i_2\text{cm}^3$	\bar{K}_j	a_j	$a_j \cdot i_j^p \text{ cm}^3$
3	A	481560	578	833,148	0	9,446	0,0113	0,254	211,619
	B	481560	578	833,148	9,446	10,651	0,0241	0,258	214,952
	C	481560	578	833,148	10,651	12,615	0,0279	0,260	216,618
	D	481560	578	833,148	12,615	29,722	0,0508	0,268	223,283
	E	481560	578	833,148	29,722	0	0,0356	0,263	219,117
$R_j= 81886,120\text{daN/cm}$									
Fille	Poteaux	$I_p(\text{cm}^4)$	h_c cm	$i_j^p \text{ cm}^3$	$i_1\text{cm}^3$	$i_2\text{cm}^3$	\bar{K}_j	a_j	$a_j \cdot i_j^p \text{ cm}^3$
	A	481560	578	833,148	0	9,446	0,0113	0,254	211,619
	B	481560	578	833,148	9,446	10,651	0,0241	0,258	214,952

4	C	481560	578	833,148	10,651	12,615	0,0279	0,260	216,618
	D	481560	578	833,148	12,615	29,722	0,0508	0,268	223,283
	E	481560	578	833,148	29,722	0	0,0356	0,263	219,117
R_j= 81886,120daN/cm									
Fille	Poteaux	Ip(cm ⁴)	h _c cm	i _j ^p cm ³	i ₁ cm ³	i ₂ cm ³	\bar{K}_j	a _j	a _j · i _j ^p cm ³
5	A	481560	578	833,148	0	9,446	0,0113	0,254	211,619
	B	481560	578	833,148	9,446	10,651	0,0241	0,258	214,952
	C	481560	578	833,148	10,651	12,615	0,0279	0,260	216,618
	D	481560	578	833,148	12,615	29,722	0,0508	0,268	223,283
	E	481560	578	833,148	29,722	0	0,0356	0,263	219,117
R_j= 81886,120daN/cm									
Fille	Poteaux	Ip(cm ⁴)	h _c cm	i _j ^p cm ³	i ₁ cm ³	i ₂ cm ³	\bar{K}_j	a _j	a _j · i _j ^p cm ³
6	A	481560	578	833,148	0	9,446	0,0113	0,254	211,619
	B	481560	578	833,148	9,446	10,651	0,0241	0,258	214,952
	C	481560	578	833,148	10,651	12,615	0,0279	0,260	216,618
	D	481560	578	833,148	12,615	29,722	0,0508	0,268	223,283
	E	481560	578	833,148	29,722	0	0,0356	0,263	219,117
R_j= 81886,120daN/cm									
Fille	Poteaux	Ip(cm ⁴)	h _c cm	i _j ^p cm ³	i ₁ cm ³	i ₂ cm ³	\bar{K}_j	a _j	a _j · i _j ^p cm ³
7	A	481560	578	833,148	0	9,446	0,0113	0,254	211,619
	B	481560	578	833,148	9,446	10,651	0,0241	0,258	214,952
	C	481560	578	833,148	10,651	12,615	0,0279	0,260	216,618
	D	481560	578	833,148	12,615	29,722	0,0508	0,268	223,283
	E	481560	578	833,148	29,722	0	0,0356	0,263	219,117
R_j= 81886,120daN/cm									

• Niveau étage 1 et 2

Fille	Poteaux	Ip(cm ⁴)	h _c cm	i _j ^p cm ³	i ₁ cm ³	i ₂ cm ³	\bar{K}_j	a _j	a _j · i _j ^p cm ³
1	A	481560	578	833,148	82,30	9,116	0,1097	0,0519	43,240
	B	481560	578	833,148	9,116	10,234	0,0232	0,0114	9,497
	C	481560	578	833,148	10,234	12,035	0,0267	0,0132	10,997
	D	481560	578	833,148	12,035	26,689	0,0465	0,0227	18,912
	E	481560	578	833,148	26,689	27,825	0,0654	0,0316	26,327
R_j= 8219,847 daN/cm									
Fille	Poteaux	Ip(cm ⁴)	h _c cm	i _j ^p cm ³	i ₁ cm ³	i ₂ cm ³	\bar{K}_j	a _j	a _j · i _j ^p cm ³
	A	481560	578	833,148	82,30	9,116	0,1097	0,0519	43,240
	B	481560	578	833,148	9,116	10,234	0,0232	0,0114	9,497
	C	481560	578	833,148	10,234	12,035	0,0267	0,0132	10,997

2	D	481560	578	833,148	12,035	26,689	0,0465	0,0227	18,912
	E	481560	578	833,148	26,689	27,825	0,0654	0,0316	26,327
R_j = 8219,847 daN/cm									
Fille	Poteaux	I _p (cm ⁴)	h _c cm	i _j ^p cm ³	i ₁ cm ³	i ₂ cm ³	\bar{K}_j	a _j	a _j · i _j ^p cm ³
3	A	481560	578	833,148	82,30	9,116	0,1097	0,0519	43,240
	B	481560	578	833,148	9,116	10,234	0,0232	0,0114	9,497
	C	481560	578	833,148	10,234	12,035	0,0267	0,0132	10,997
	D	481560	578	833,148	12,035	26,689	0,0465	0,0227	18,912
	E	481560	578	833,148	26,689	27,825	0,0654	0,0316	26,327
R_j = 8219,847 daN/cm									
Fille	Poteaux	I _p (cm ⁴)	h _c cm	i _j ^p cm ³	i ₁ cm ³	i ₂ cm ³	\bar{K}_j	a _j	a _j · i _j ^p cm ³
4	A	481560	578	833,148	82,30	9,116	0,1097	0,0519	43,240
	B	481560	578	833,148	9,116	10,234	0,0232	0,0114	9,497
	C	481560	578	833,148	10,234	12,035	0,0267	0,0132	10,997
	D	481560	578	833,148	12,035	26,689	0,0465	0,0227	18,912
	E	481560	578	833,148	26,689	27,825	0,0654	0,0316	26,327
R_j = 8219,847 daN/cm									
Fille	Poteaux	I _p (cm ⁴)	h _c cm	i _j ^p cm ³	i ₁ cm ³	i ₂ cm ³	\bar{K}_j	a _j	a _j · i _j ^p cm ³
5	A	481560	578	833,148	82,30	9,116	0,1097	0,0519	43,240
	B	481560	578	833,148	9,116	10,234	0,0232	0,0114	9,497
	C	481560	578	833,148	10,234	12,035	0,0267	0,0132	10,997
	D	481560	578	833,148	12,035	26,689	0,0465	0,0227	18,912
	E	481560	578	833,148	26,689	27,825	0,0654	0,0316	26,327
R_j = 8219,847 daN/cm									
Fille	Poteaux	I _p (cm ⁴)	h _c cm	i _j ^p cm ³	i ₁ cm ³	i ₂ cm ³	\bar{K}_j	a _j	a _j · i _j ^p cm ³
6	A	481560	578	833,148	82,30	9,116	0,1097	0,0519	43,240
	B	481560	578	833,148	9,116	10,234	0,0232	0,0114	9,497
	C	481560	578	833,148	10,234	12,035	0,0267	0,0132	10,997
	D	481560	578	833,148	12,035	26,689	0,0465	0,0227	18,912
	E	481560	578	833,148	26,689	27,825	0,0654	0,0316	26,327
R_j = 8219,847 daN/cm									
Fille	Poteaux	I _p (cm ⁴)	h _c cm	i _j ^p cm ³	i ₁ cm ³	i ₂ cm ³	\bar{K}_j	a _j	a _j · i _j ^p cm ³
7	A	481560	578	833,148	82,30	9,116	0,1097	0,0519	43,240
	B	481560	578	833,148	9,116	10,234	0,0232	0,0114	9,497
	C	481560	578	833,148	10,234	12,035	0,0267	0,0132	10,997
	D	481560	578	833,148	12,035	26,689	0,0465	0,0227	18,912
	E	481560	578	833,148	26,689	27,825	0,0654	0,0316	26,327
R_j = 8219,847 daN/cm									

Niveau etage 3

File	Poteaux	$I_p(\text{cm}^4)$	h_c cm	$i_j^p \text{ cm}^3$	$i_1 \text{ cm}^3$	$i_2 \text{ cm}^3$	\bar{K}_j	a_j	$a_j \cdot i_j^p \text{ cm}^3$
1	A	481560	400	1203,9	82,30	9,116	0,1125	0,0532	64,047
					161,74	17,916			
	B	481560	400	1203,9	9,116	10,234	0,0238	0,0117	14,085
					17,916	20,113			
	C	481560	400	1203,9	10,234	12,035	0,0274	0,0135	16,252
					20,113	23,650			
	D	481560	400	1203,9	12,035	26,689	0,0476	0,0232	27,930
					23,650	52,448			
	E	481560	400	1203,9	26,689	27,825	0,0671	0,0324	39,006
					52,448	54,680			
$R_j=12168,388 \text{ daN/cm}$									
File	Poteaux	$I_p(\text{cm}^4)$	h_c cm	$i_j^p \text{ cm}^3$	$i_1 \text{ cm}^3$	$i_2 \text{ cm}^3$	\bar{K}_j	a_j	$a_j \cdot i_j^p \text{ cm}^3$
2	A	481560	400	1203,9	82,30	9,116	0,1125	0,0532	64,047
					161,74	17,916			
	B	481560	400	1203,9	9,116	10,234	0,0238	0,0117	14,085
					17,916	20,113			
	C	481560	400	1203,9	10,234	12,035	0,0274	0,0135	16,252
					20,113	23,650			
	D	481560	400	1203,9	12,035	26,689	0,0476	0,0232	27,930
					23,650	52,448			
	E	481560	400	1203,9	26,689	27,825	0,0671	0,0324	39,006
					52,448	54,680			
$R_j=12168,388 \text{ daN/cm}$									
File	Poteaux	$I_p(\text{cm}^4)$	h_c cm	$i_j^p \text{ cm}^3$	$i_1 \text{ cm}^3$	$i_2 \text{ cm}^3$	\bar{K}_j	a_j	$a_j \cdot i_j^p \text{ cm}^3$
3	A	481560	400	1203,9	82,30	9,116	0,1125	0,0532	64,047
					161,74	17,916			
	B	481560	400	1203,9	9,116	10,234	0,0238	0,0117	14,085
					17,916	20,113			
	C	481560	400	1203,9	10,234	12,035	0,0274	0,0135	16,252
					20,113	23,650			
	D	481560	400	1203,9	12,035	26,689	0,0476	0,0232	27,930
					23,650	52,448			
	E	481560	400	1203,9	26,689	27,825	0,0671	0,0324	39,006
					52,448	54,680			
$R_j=12168,388 \text{ daN/cm}$									
File	Poteaux	$I_p(\text{cm}^4)$	h_c cm	$i_j^p \text{ cm}^3$	$i_1 \text{ cm}^3$	$i_2 \text{ cm}^3$	\bar{K}_j	a_j	$a_j \cdot i_j^p \text{ cm}^3$
4	A	481560	400	1203,9	82,30	9,116	0,1125	0,0532	64,047
					161,74	17,916			
	B	481560	400	1203,9	9,116	10,234	0,0238	0,0117	14,085
					17,916	20,113			
	C	481560	400	1203,9	10,234	12,035	0,0274	0,0135	16,252

					20,113	23,650			
	D	481560	400	1203,9	12,035	26,689	0,0476	0,0232	27,930
					23,650	52,448			
	E	481560	400	1203,9	26,689	27,825	0,0671	0,0324	39,006
					52,448	54,680			
R_j=12168,388 daN/cm									
File	Poteaux	I _p (cm ⁴)	h _c cm	i _j ^p cm ³	i ₁ cm ³	i ₂ cm ³	\bar{K}_j	a _j	a _j · i _j ^p cm ³
5	A	481560	400	1203,9	82,30	9,116	0,1125	0,0532	64,047
					161,74	17,916			
	B	481560	400	1203,9	9,116	10,234	0,0238	0,0117	14,085
					17,916	20,113			
	C	481560	400	1203,9	10,234	12,035	0,0274	0,0135	16,252
					20,113	23,650			
	D	481560	400	1203,9	12,035	26,689	0,0476	0,0232	27,930
					23,650	52,448			
	E	481560	400	1203,9	26,689	27,825	0,0671	0,0324	39,006
					52,448	54,680			
R_j=12168,388 daN/cm									
File	Poteaux	I _p (cm ⁴)	h _c cm	i _j ^p cm ³	i ₁ cm ³	i ₂ cm ³	\bar{K}_j	a _j	a _j · i _j ^p cm ³
6	A	481560	400	1203,9	82,30	9,116	0,1125	0,0532	64,047
					161,74	17,916			
	B	481560	400	1203,9	9,116	10,234	0,0238	0,0117	14,085
					17,916	20,113			
	C	481560	400	1203,9	10,234	12,035	0,0274	0,0135	16,252
					20,113	23,650			
	D	481560	400	1203,9	12,035	26,689	0,0476	0,0232	27,930
					23,650	52,448			
	E	481560	400	1203,9	26,689	27,825	0,0671	0,0324	39,006
					52,448	54,680			
R_j=12168,388 daN/cm									
File	Poteaux	I _p (cm ⁴)	h _c cm	i _j ^p cm ³	i ₁ cm ³	i ₂ cm ³	\bar{K}_j	a _j	a _j · i _j ^p cm ³
7	A	481560	400	1203,9	82,30	9,116	0,1125	0,0532	64,047
					161,74	17,916			
	B	481560	400	1203,9	9,116	10,234	0,0238	0,0117	14,085
					17,916	20,113			
	C	481560	400	1203,9	10,234	12,035	0,0274	0,0135	16,252
					20,113	23,650			
	D	481560	400	1203,9	12,035	26,689	0,0476	0,0232	27,930
					23,650	52,448			
	E	481560	400	1203,9	26,689	27,825	0,0671	0,0324	39,006
					52,448	54,680			
R_j=12168,388 daN/cm									

VI.8 calcul de la rigidité à la torsion :

La rigidité à la torsion est donnée par la formule suivante :

$$R_{J\theta} = \sum_{i=1}^n R_{jy} \cdot X_j^2 + \sum_{i=1}^n R_{jx} \cdot y_j^2$$

Avec :

R_{jy}, R_{jx} :Rigidités relative des portiques suivant les deux sens.

X_j, Y_j :cordonnées des portiques par rapport au centre de rigidité.

Les résultantes obtenues sont donnée dans les tableaux suivants :

• **Niveau RDC :**

Sens	File	$R_{jy}(\text{daN/cm})$	$X_j(\text{cm})$	$X_j^2 (\text{cm}^2)$	$R_{jy} \cdot X_j^2 (\text{daN.cm})$
transversal	1	81886,120	1873	3508129	2,8726x10 ¹¹
	2	81886,120	1335	1782225	1,4594x10 ¹¹
	3	81886,120	805	648025	5,3064x10 ¹⁰
	4	81886,120	206	42436	3,4749x10 ⁹
	5	81886,120	594	352836	2,8892x10 ¹⁰
	6	81886,120	1394	1943236	1,5912x10 ¹¹
	7	81886,120	2184	4769856	3,9058x10 ¹¹
Sens	File	$R_{jx}(\text{daN/cm})$	$Y_j(\text{cm})$	$Y_j^2 (\text{cm}^2)$	$R_{jx} \cdot Y_j^2 (\text{daN.cm})$
longitudinal	A	107145,937	2315	5359225	5,7421x10 ¹¹
	B	107145,937	1024	1048576	1,1235x10 ¹¹
	C	107145,937	126	15876	1,701x10 ⁹
	D	107145,937	1104	1218816	1,3059x10 ¹¹
	E	107145,937	1545	2387025	2,5576x10 ¹¹
$R_{J\theta} = 21,4285 \times 10^{11} \text{ daN/cm}$					

• **Niveau étage 1et 2**

Sens	File	$R_{jy}(\text{daN/cm})$	$X_j(\text{cm})$	$X_j^2 (\text{cm}^2)$	$R_{jy} \cdot X_j^2 (\text{daN.cm})$
transversal	1	8219,847	1873	3508129	2,8836x10 ¹⁰
	2	8219,847	1335	1782225	1,4649x10 ¹⁰
	3	8219,847	805	648025	5,3266x10 ⁹
	4	8219,847	206	42436	3,4881x10 ⁸
	5	8219,847	594	352836	2,9002x10 ⁹
	6	8219,847	1394	1943236	1,5973x10 ¹⁰
	7	8219,847	2184	4769856	3,9207x10 ¹⁰
Sens	File	$R_{jx}(\text{daN/cm})$	$Y_j(\text{cm})$	$Y_j^2 (\text{cm}^2)$	$R_{jx} \cdot Y_j^2 (\text{daN.cm})$
	A	27120,979	2315	5359225	1,4534x10 ¹¹

longitudinal	B	27120,979	1024	1048576	$2,8438 \times 10^{10}$
	C	27120,979	126	15876	$4,3057 \times 10^8$
	D	27120,979	1104	1218816	$3,3055 \times 10^{10}$
	E	27120,979	1545	2387025	$6,4738 \times 10^{10}$
$R_{j0} = 3,7924 \times 10^{11} \text{ daN/cm}$					

• **Niveau étage 3**

Sens	File	$R_{jx} (\text{daN/cm})$	$X_j (\text{cm})$	$X_j^2 (\text{cm}^2)$	$R_{jy} \cdot X_j^2 (\text{daN.cm})$
transversal	1	12168,388	1873	3508129	$4,2688 \times 10^{10}$
	2	12168,388	1335	1782225	$2,1686 \times 10^{10}$
	3	12168,388	805	648025	$7,8854 \times 10^9$
	4	12168,388	206	42436	$5,1637 \times 10^8$
	5	12168,388	594	352836	$4,2897 \times 10^9$
	6	12168,388	1394	1943236	$2,3646 \times 10^{10}$
	7	12168,388	2184	4769856	$5,8041 \times 10^{10}$
Sens	File	$R_{jx} (\text{daN/cm})$	$Y_j (\text{cm})$	$Y_j^2 (\text{cm}^2)$	$R_{jy} \cdot Y_j^2 (\text{daN.cm})$
longitudinal	A	27979,449	2315	5359225	$1,4994 \times 10^{11}$
	B	27979,449	1024	1048576	$2,9338 \times 10^{10}$
	C	27979,449	126	15876	$4,4420 \times 10^8$
	D	27979,449	1104	1218816	$3,4110 \times 10^{10}$
	E	27979,449	1545	2387025	$6,6787 \times 10^{10}$
$R_{j0} = 4,3937 \times 10^{11} \text{ daN/cm}$					

VI.8.1 : répartition des charges sismiques par niveau suivant les portiques :

✓ **Sens longitudinal**

Niveau	Portique	$F_j \text{ daN}$	$R_{j0} \cdot 10^{11} \text{ daN/cm}$	$\frac{R_{jx}}{\text{daN/cm}}$	$\sum R_{jx} \text{ daN/cm}$	$e_y (\text{cm})$	$Y_t (\text{cm})$	$T_{jx} \text{ daN}$
RDC	A	174600	21,4285	107145,937	535729,685	223,8	2315	39443,131
	B	174600	21,4285	107145,937	535729,685	223,8	1024	36920,728
	C	174600	21,4285	107145,937	535729,685	223,8	126	35166,183
	D	174600	21,4285	107145,937	535729,685	223,8	1104	37077,035
	E	174600	21,4285	107145,937	535729,685	223,8	1545	37938,677

Niveau	Portique	$F_j \text{ daN}$	$R_{j0} \cdot 10^{11} \text{ daN/cm}$	$\frac{R_{jx}}{\text{daN/cm}}$	$\sum R_{jx} \text{ daN/cm}$	$e_y (\text{cm})$	$Y_t (\text{cm})$	$T_{jx} \text{ daN}$
Etage1	A	363010	3,7924	27120,979	135604,895	223,8	2315	86051,956
	B	363010	3,7924	27120,979	135604,895	223,8	1024	78551,354
	C	363010	3,7924	27120,979	135604,895	223,8	126	73334,049
	D	363010	3,7924	27120,979	135604,895	223,8	1104	79016,147
	E	363010	3,7924	27120,979	135604,895	223,8	1545	81578,321

Niveau	Portique	F _j daN	R _{j0} 10 ¹¹ daN/cm	<u>R_{jx}</u> daN/cm	Σ R _{jx} daN/cm	e _y (cm)	Y _T (cm)	T _{jx} daN
Etage2	A	544520	3,9219x10 ¹¹	27120,979	135604,895	223,8	2315	129079,119
	B	544520	3,9219x10 ¹¹	27120,979	135604,895	223,8	1024	117828,112
	C	544520	3,9219x10 ¹¹	27120,979	135604,895	223,8	126	110002,083
	D	544520	3,9219x10 ¹¹	27120,979	135604,895	223,8	1104	118525,308
	E	544520	3,9219x10 ¹¹	27120,979	135604,895	223,8	1545	122368,605
Niveau	Portique	F _j daN	R _{j0} 10 ¹¹ daN/cm	<u>R_{jx}</u> daN/cm	Σ R _{jx} daN/cm	e _y (cm)	Y _T (cm)	T _{jx} daN
Etage3	A	207118	4,3937	27979,449	139897,245	223,8	2315	48257,013
	B	207118	4,3937	27979,449	139897,245	223,8	1024	44446,241
	C	207118	4,3937	27979,449	139897,245	223,8	126	41795,526
	D	207118	4,3937	27979,449	139897,245	223,8	1104	44682,385
	E	207118	4,3937	27979,449	139897,245	223,8	1545	45984,128

✓ Sens transversal

Niveau	Portique	F _j daN	R _{j0} 10 ¹¹ daN/cm	R _{jy} daN/cm	Σ R _{jy} daN/cm	e _x (cm)	X _T (cm)	T _{jy} daN
RDC	1	178810	21,4285	81886,120	573202,84	223,8	1873	28408,517
	2	178810	21,4285	81886,120	573202,84	223,8	1335	27585,796
	3	178810	21,4285	81886,120	573202,84	223,8	805	26775,309
	4	178810	21,4285	81886,120	573202,84	223,8	206	25859,305
	5	178810	21,4285	81886,120	573202,84	223,8	594	26452,643
	6	178810	21,4285	81886,120	573202,84	223,8	1394	27676,020
	7	178810	21,4285	81886,120	573202,84	223,8	2184	28884,105

Niveau	Portique	F _j daN	R _{j0} 10 ¹¹ daN/cm	R _{jy} daN/cm	Σ R _{jy} daN/cm	e _x (cm)	X _T (cm)	T _{jy} daN
Etage 1	1	371750	3,7924	8219,847	57538,929	223,8	1873	56484,666
	2	371750	3,7924	8219,847	57538,929	223,8	1335	55514,507
	3	371750	3,7924	8219,847	57538,929	223,8	805	54558,774
	4	371750	3,7924	8219,847	57538,929	223,8	206	53478,616
	5	371750	3,7924	8219,847	57538,929	223,8	594	54178,284
	6	371750	3,7924	8219,847	57538,929	223,8	1394	55620,900
	7	371750	3,7924	8219,847	57538,929	223,8	2184	57045,483
Niveau	Portique	F _j daN	R _{j0} 10 ¹¹ daN/cm	R _{jy} daN/cm	Σ R _{jy} daN/cm	e _x (cm)	X _T (cm)	T _{jy} daN
Etage 2	1	557630	3,7924	8219,847	57538,929	223,8	1873	84727,758
	2	557630	3,7924	8219,847	57538,929	223,8	1335	83272,507
	3	557630	3,7924	8219,847	57538,929	223,8	805	81838,895
	4	557630	3,7924	8219,847	57538,929	223,8	206	80218,643
	5	557630	3,7924	8219,847	57538,929	223,8	594	81268,154

	6	557630	3,7924	8219,847	57538,929	223,8	1394	83432,098
	7	557630	3,7924	8219,847	57538,929	223,8	2184	85568,991
Niveau	Portique	F_j daN	R_{j0} 10¹¹daN/cm	R_{jy} daN/cm	∑ R_{jy}daN/cm	e_x (cm)	X_T (cm)	T_{jy} daN
Etage 3	1	211202	4,3937	12168,388	85178,716	223,8	1873	32623,590
	2	211202	4,3937	12168,388	85178,716	223,8	1335	31919,314
	3	211202	4,3937	12168,388	85178,716	223,8	805	31225,506
	4	211202	4,3937	12168,388	85178,716	223,8	206	30441,381
	5	211202	4,3937	12168,388	85178,716	223,8	594	30949,298
	6	211202	4,3937	12168,388	85178,716	223,8	1394	31996,548
	7	211202	4,3937	12168,388	85178,716	223,8	2184	33030,709

CHAPITRE VII: Vérification de l'ossatur

VII.1 introduction :

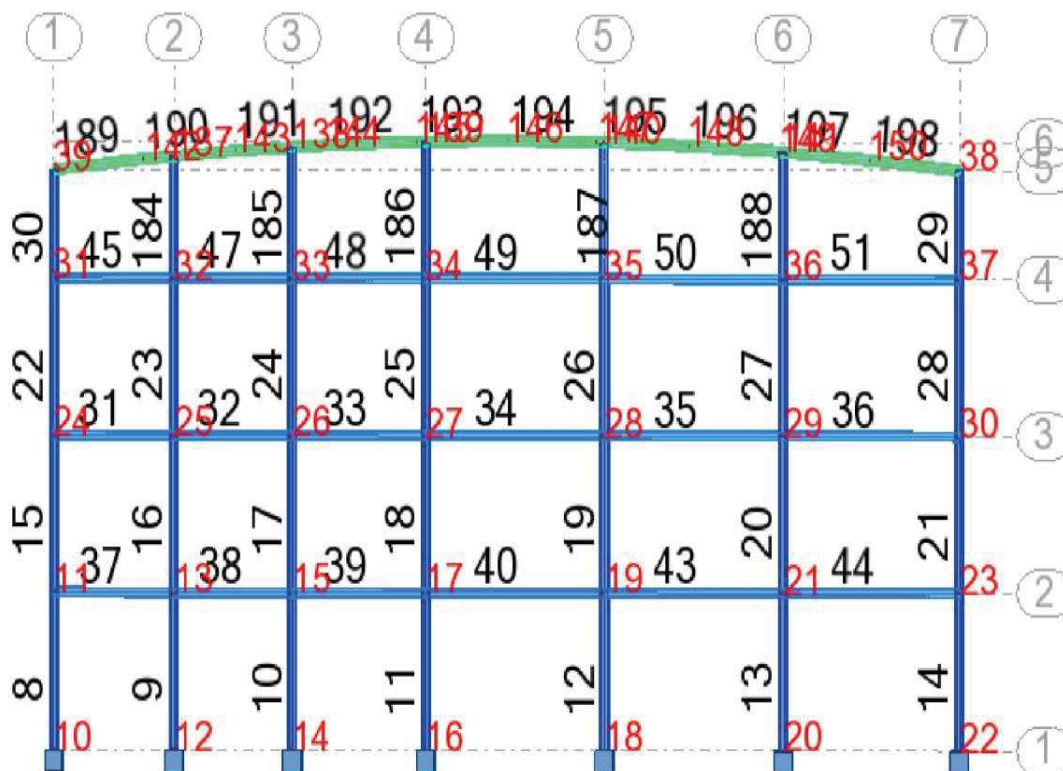
L'étude de portique nécessite préalable l'évaluation de toutes les charges (permanentes, d'exploitations, sismique, et climatique variable), les sollicitations obtenues servent à la vérification des éléments de portique (poteaux, poutres), elles servent également au calcul des assemblages ainsi qu'à celui de l'infrastructure.

Il y a cinq portiques longitudinaux (A, B, C, D, E), J'ai choisi un portique longitudinal (E).

VII.1.2 Combinaisons de calcul

Les éléments structuraux doivent être dimensionnés pour des combinaisons de charges sur la base des règlements EUROCODE 3.

➤ **Portique étudiée :**



FigureVII-1 :Vue du portique longitudinal

Les combinaisons d'action :

Cas1 : G

Cas2 : Q

Cas3 : S

Cas4 : E

Cas5: ELU: $1,35G+1,5Q$ Cas6 : ELS: $G+1,5$ Cas7 : sismique $G+Q+1,2E$ Cas 8: sismique $G+Q+E$ Cas 9 : sismique $G+Q-E$ Cas10 : sismique $0,8G+E$ Cas 11 : sismique $0,8G-E$ Cas 12 : neige $1,35G+0,9Q+0,9S$

- **charges d'exploitation:**

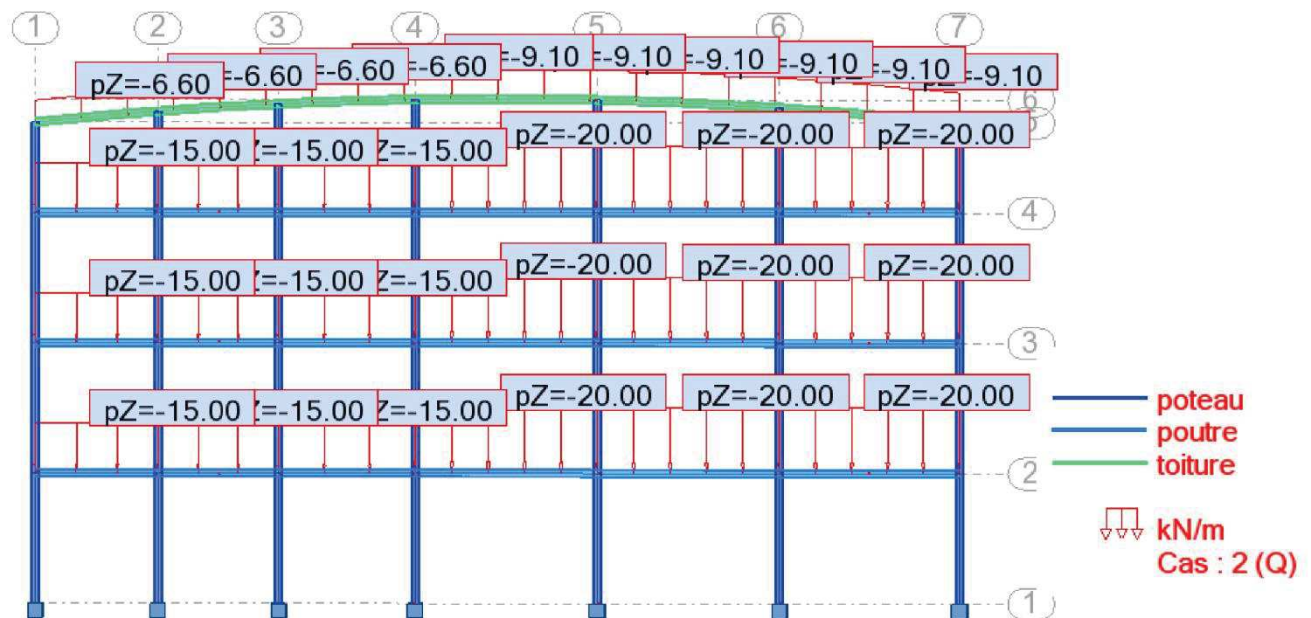


Figure VII.2 : charges d'exploitations

Charges permanentes :

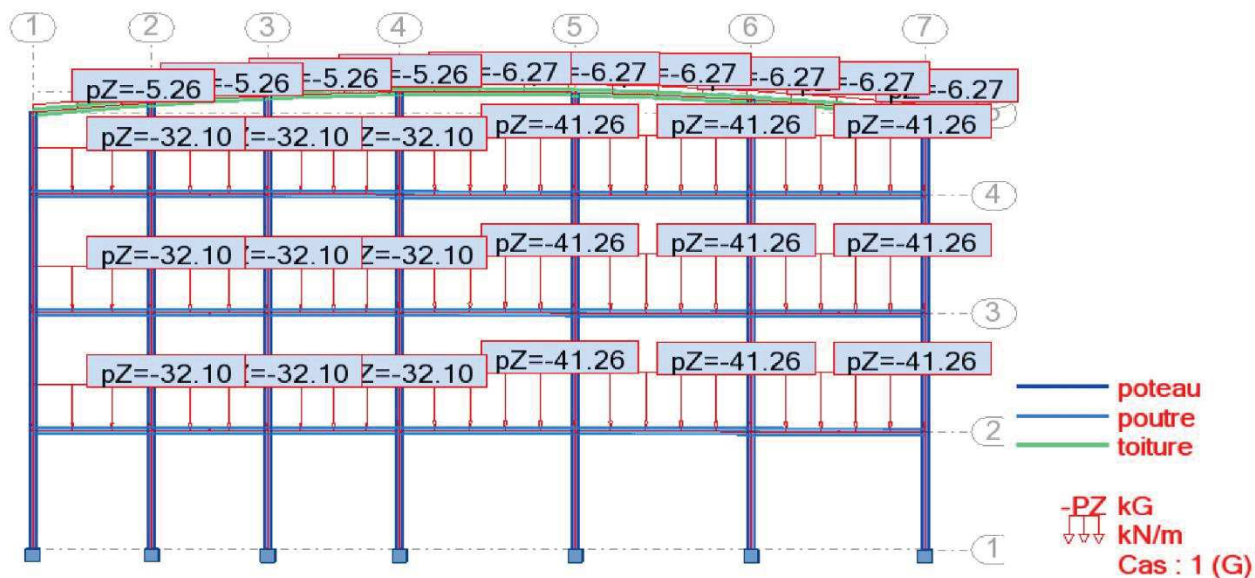


Figure VII.3 : charges permanentes

Charges sismiques

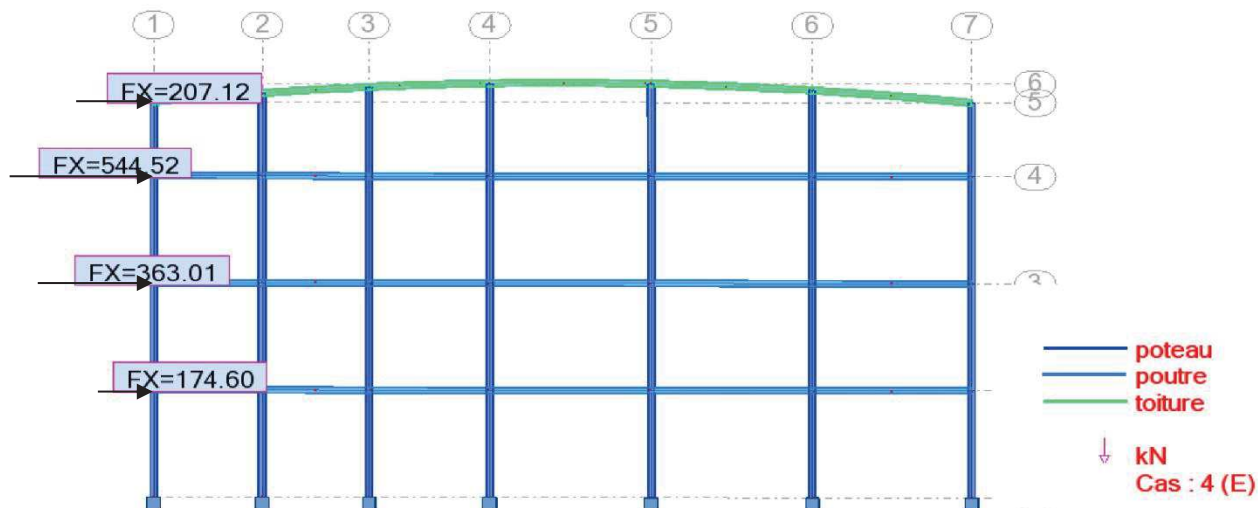
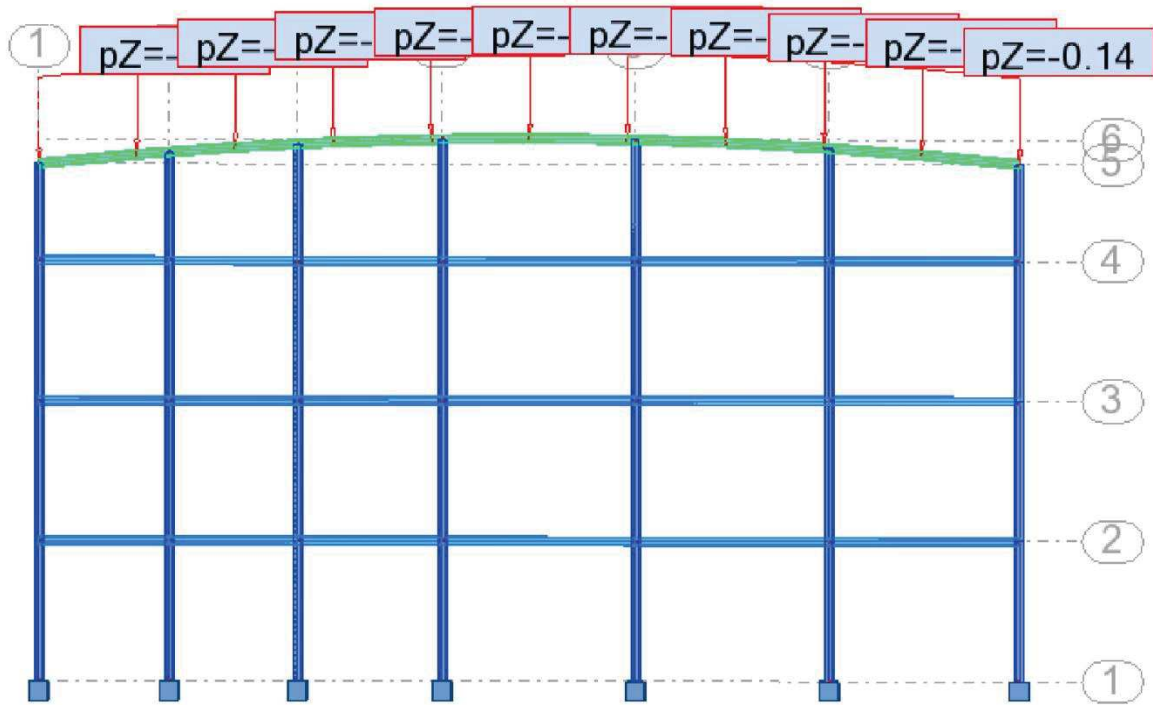


Figure VII.4 : charges sismiques

Charge de la neige :



FigureVII.5 : Charges de la neige

Diagramme des moments selon cas 7 :

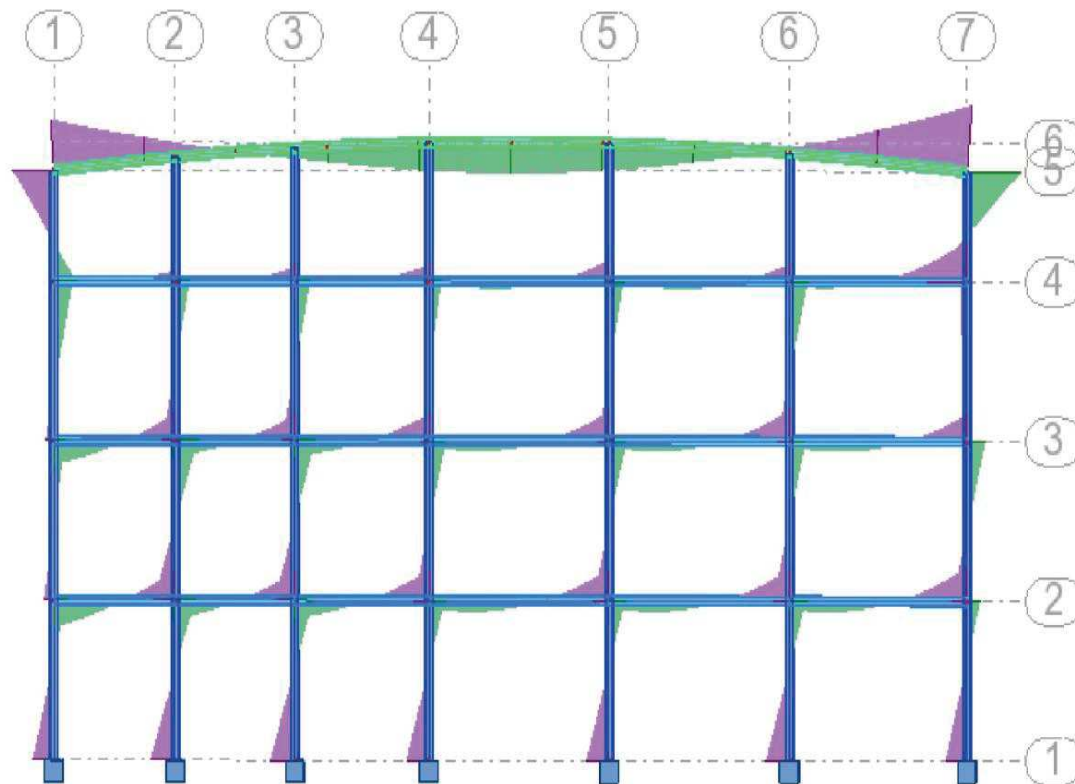


Figure VII.6 : diagramme des moments selon cas 7.

VII.2 vérifications des poteaux :

Les poteaux sont des éléments qui travaillent principalement à la compression et à la flexion. Comme les moments sont faibles devant l'effort normal on possède à la vérification à la résistance au flambement.

VII.2.1 Poteaux :

Tous les poteaux sont en HEB360

Il s'agit de vérifier le poteau le plus sollicité sous les combinaisons les plus défavorables,

Les poteaux sont de hauteur égale à 5,78 m

➤ Logiciel robots nous donne les résultats suivants :

Barre/Noeud/Cas			FX [kN]	FZ [kN]	MY [kNm]
15/	11/	7 (C)	275,06	120,25	-337,28
15/	24/	7 (C)	267,02	120,25	357,78
16/	13/	7 (C)	512,60	250,34	-708,95
16/	25/	7 (C)	504,56	250,34	738,01
17/	15/	7 (C)	606,61	226,23	-642,83
17/	26/	7 (C)	598,57	226,23	664,75
18/	17/	7 (C)	917,50	182,52	-511,23
18/	27/	7 (C)	909,46	182,52	543,73
19/	19/	7 (C)	1040,58	189,03	-530,17
19/	28/	7 (C)	1032,54	189,03	562,43
20/	21/	7 (C)	924,50	182,53	-526,84
20/	29/	7 (C)	916,46	182,53	528,19
21/	23/	7 (C)	1115,81	186,67	-479,47
21/	30/	7 (C)	1107,77	186,67	599,51
22/	24/	7 (C)	394,65	156,65	-290,46
22/	31/	7 (C)	386,61	156,65	615,00
23/	25/	7 (C)	195,68	156,74	-426,60
23/	32/	7 (C)	187,64	156,74	479,35
24/	26/	7 (C)	304,07	160,51	-413,14
24/	33/	7 (C)	296,03	160,51	514,63
25/	27/	7 (C)	441,24	121,34	-308,09
25/	34/	7 (C)	433,20	121,34	393,23
26/	28/	7 (C)	536,27	143,53	-367,07
26/	35/	7 (C)	528,23	143,53	462,52
27/	29/	7 (C)	406,99	176,36	-419,65
27/	36/	7 (C)	398,95	176,36	599,73
28/	30/	7 (C)	751,78	-13,17	-131,06
28/	37/	7 (C)	743,74	-13,17	-207,18
29/	37/	7 (C)	344,95	769,39	-1296,36
29/	38/	7 (C)	339,39	769,39	1781,19
30/	31/	7 (C)	290,33	-520,84	715,06
30/	39/	7 (C)	284,77	-520,84	-1368,32
184/	32/	7 (C)	6,24	0,00	-0,00
184/	137/	7 (C)	-0,00	0,00	0,00
185/	33/	7 (C)	6,71	0,00	-0,00
185/	138/	7 (C)	-0,00	0,00	-0,00
186/	34/	7 (C)	6,99	-0,00	0,00
186/	139/	7 (C)	0,00	-0,00	0,00
187/	35/	7 (C)	6,97	0,01	-0,03
187/	140/	7 (C)	0,00	0,00	0,00
188/	36/	7 (C)	6,49	-0,00	-0,00
188/	141/	7 (C)	-0,00	-0,00	-0,00

Tableau1 : les valeurs des efforts correspond au cas (7).

✓ Poteau N°19 est le plus sollicité :

combinaison	Fx(kN)	My(KN.m)	Fy (KN)
G+Q+E	1040,58	562,43	189,03

Tableau VII.1 : sollicitation dans le poteau N°19

Classification du profilé :

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

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{300}{45} = 6,66 < 33\varepsilon \dots \dots \dots \text{semelle de classe 1}$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{261}{12,5} = 20,88 < 72\varepsilon \dots \dots \dots \text{Ame de classe 1}$$

➡ HEB360 est de classe 1

VII.2.2 vérification a la résistance :

a) Vérification à l'effort tranchant :

$$V_{plRd} = \frac{A_v x f_y}{\sqrt{3} x \gamma_{M0}} = \frac{60,60 x 23,5}{\sqrt{3} x 1,1} = 747,45kN$$

$$0,5V_{plRd} = 373,72KN .$$

$$V_{sd} = 189,03KN$$

$V_{sd} < V_{plRd} \dots \dots \dots$ condition vérifié.

➤ Condition de résistance :

$$M_{sd} = 562,43KN.m$$

$$M_{ply.Rd} = \frac{w_{ply} x f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2683 x 235 \cdot 10^{-3}}{1,1} = 573,186KN.m$$

$M_{sd} < M_{ply} \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

Vérification de l'effort normal :

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{180,6 x 10^2 x 235}{1,1} = 3858,27KN$$

$N_{sd} = 1040,58KN < N_{pl.Rd} = 3858,27KN \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

$0,5N_{plRd}=1929,135 > N_{sd}=1040,58\text{KN}$condition vérifiée.

Vérification au flambement :

Calcul de la longueur de flambement :

$$L_f=l_0=5,78\text{m}$$

Détermination de l'élanement réduit:

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{578}{15,46}=37,38$$

$$\lambda_k = 93,9 \sqrt{\frac{235}{235}} = 93,9$$

$$\lambda = \frac{37,38}{93,9} = 0,39 > 0,2 \dots \dots \dots \text{il ya un risque de flambement.}$$

Le choix de la courbe de flambement :

$$\frac{h}{b} = \frac{360}{300} = 1,2$$

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

axe y courb $\chi_y=0,93$

Vérification au risque de déversement :

$$M_{cr}=C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{K L^2} \left[\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(K L)^2 G I_t}{\pi^2 E I_z} + c_2 Z_g^2 \right]^{0,5} - c_2 Z_g$$

$$K=1 ; C_1=1,285 ; C_2=1,562$$

$$M_{cr} = 1,285 \frac{3,14^2 2,1 \times 10^5 10140 \cdot 10^4}{(5780)^2} \left[\frac{2883 \cdot 10^9}{10140 \cdot 10^4} + \frac{5780^2 \times 81000 \times 292,5 \cdot 10^4}{3,14^2 2,1 \times 10^5 10140 \cdot 10^4} + (1,562 \cdot 180)^2 \right]^{0,5} - 1,562 \times 180 = 3076,81 \text{KN.m}$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w W_{pl,y} f_y}{M_{cr}}}$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 2683 \times 10^3 \times 235}{3,07981 \times 10^9}} = 0,45 > 4 \text{ il ya un risque de flambement.}$$

Calcul de coefficient de flambement-flexion :

$$K_y = 1 - (\mu_y \cdot N_{sd} / \chi_y A f_y)$$

$$\mu_y = \lambda_y (2\beta_{My} - 4) + (w_{ply} - w_{ely}) / (w_{ely})$$

$$\beta_{My} = 1,3$$

$$K_y = 0,52$$

On doit vérifier la condition suivante:

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\gamma_{M1}} \frac{N_{pl}}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_y M_y}{\frac{M_{ply}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$\frac{1040,58}{0,93 \frac{3858,27}{1,1}} + \frac{0,5 \times 562,43}{\frac{573,186}{1,1}} = 0,319 + 0,561 = 0,88 < 1 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Le Poteau N°19 est le plus sollicité en profilé HEB360 est vérifiée.

✓ Vérification selon logiciel robots :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : Eurocode 3

TYPE D'ANALYSE : Vérification des pièces

FAMILLE :

PIECE : 19 19
0.00 m

POINT : 1

COORDONNEE : x = 0.00 L =

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif : 7 G+Q+1,2E (1+2)*1.00+4*1.20

MATERIAU :

ACIER $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION : poteau

h=36.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=30.0 cm	Ay=148.01 cm ²	Az=60.60 cm ²	Ax=180.63 cm ²
tw=1.3 cm	Iy=43193.50 cm ⁴	Iz=10141.20 cm ⁴	Ix=310.00 cm ⁴
tf=2.3 cm	Wply=2683.14 cm ³	Wplz=1032.51 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

N,Ed = 1026.63 kN	My,Ed = -34.66 kN*m	
Nc,Rd = 4244.88 kN	My,pl,Rd = 630.54 kN*m	
Nb,Rd = 2753.74 kN	My,c,Rd = 630.54 kN*m	Vz,Ed = 11.63 kN
	My,N,Rd = 547.15 kN*m	Vz,c,Rd = 822.14 kN
	Mb,Rd = 630.54 kN*m	

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT :

z = 0.00	Mcr = 4244.14 kN*m	Courbe,LT -	XLT = 0.96
Lcr,low=5.78 m	Lam_LT = 0.39	fi,LT = 0.59	XLT,mod = 1.00

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :



en y :

Ly = 5.78 m	Lam_y = 0.40
Lcr,y = 5.78 m	Xy = 0.93
Lamy = 37.38	kyy = 0.58



en z :

Lz = 5.78 m	Lam_z = 0.82
Lcr,z = 5.78 m	Xz = 0.65
Lamz = 77.14	

FORMULES DE VERIFICATION :

Contrôle de la résistance de la section :

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.24 < 1.00$ (6.2.4.(1))
$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.05 < 1.00$ (6.2.5.(1))
$M_{y,Ed}/M_{y,N,Rd} = 0.06 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.6.(1))

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$\lambda_{y} = 37.38 < \lambda_{y,max} = 210.00$	$\lambda_{z} = 77.14 < \lambda_{z,max} = 210.00$	STABLE
$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.05 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))		
$N_{Ed}/(X_{min} \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) = 0.40 < 1.00$ (6.3.3.(4))		
$N_{Ed}/(X_{min} \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) = 0.39 < 1.00$ (6.3.3.(4))		

Profil correct !!!

- **Vérifiée de poteaux mixtes en profilé HEB360 totalement enrobé de béton :**

Caractéristiques de la section :

Profilé laminé :

HEB360, acier S235.
 $A_a = 18060 \text{ mm}^2$
 $E_a = 210 \text{ kN/mm}^2$
 $I_{a,z} = 101,40 \times 10^6 \text{ mm}^4$

Armatures :

4HA20 ; 4HA14
 acier S500
 cadre Ø15, enrobage $e = 40 \text{ mm}$
 $f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$
 $A_s = 1871,44 \text{ mm}^2$ (4Ø14 + 4Ø20)
 $E_s = 210 \text{ kN/mm}^2$
 $I_{s,z} = A_s \times [(450/2) - 40 - 15 - 10]^2 = 47,91 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$

Béton C30/37 :

$f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$ et $f_{cm} = 38 \text{ N/mm}^2$
 $A_c = (500 \times 450) - A_a - A_s = 225000 - 18060 - 1871,44 = 205069.56 \text{ mm}^2$
 $I_{c,z} = (500 \times 450^3 / 12) - I_{sz} - I_{az} = 3650 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$
 $E_{cm} = 32 \text{ KN/m}^2$

a) Vérifications a la compression :

$$N_{pl.Rd} = A_a \cdot f_y / \gamma_{Ma} + A_c \cdot 0,85 \cdot f_{ck} / \gamma_c + A_s \cdot f_{sk} / \gamma_s$$

$$N_{pl.Rd} = (18060 \times 235 / 1,1 + 205069.56 \times 0,85 \times 30 / 1,5 + 1871,44 \times 500 / 1,15) / 1000 = 8158 \text{ KN}$$

$$N_{pl.Rd} = 8158 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = G + Q + 1,2E$$

$$N_{sd} = 1040,58 \text{ KN}$$

$$N_{pl.Rd} > N_{sd} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

b) Vérification au flambement :

$$N_{pl.R} = A_a \cdot f_y + A_c \cdot 0,85 \cdot f_{ck} + A_s \cdot f_{sk}$$

$$N_{pl.R} = (18060 \times 235 + 205069,56 \times 0,85 \times 30 + 1871,44 \times 500) / 1000 = 10409 \text{ KN}$$

La part de l'acier dans la résistance plastique atteint :

$$\frac{A_a \cdot f_y}{\gamma_{Ma}}$$

$$\rightarrow (18060 \times 235 / 1,1) / 1000 = 3858,3 \text{ KN}$$

$$\delta = A_a \frac{f_y}{N_{pl.Rd}}$$

$$\delta = 3858,3 / 8158 = 0,47$$

La condition $0,2 < \delta = 0,47 < 0,9$ est satisfaite.

$$N_{cr} = \pi^2 \cdot (E_a \cdot I_a + E_s \cdot I_s + 0,8 \cdot E_{cd} \cdot I_c) / L^2$$

$$E_{cd} = \frac{E_{cm}}{\gamma_c} = \frac{32}{1,35} = 23,7$$

$$N_{cr} = \frac{3,14^2}{5600^2} (210 \times 101,40 \cdot 10^6 + 210 \times 47,91 \cdot 10^6 + 0,8 \times 23,7 \times 3650 \cdot 10^6) = 31615,83 \text{ KN}$$

Élancement réduit:

$$\lambda = \sqrt{N_{pl.R} / N_{cr}} = \sqrt{10409 / 31615,83} = 0,57$$

La condition $\lambda = 0,57 < 2,0$ est satisfaite

Courbe de flambement «c» $\rightarrow \chi_z = 0,803$

Résistance du poteau au flambement :

$$N_{b.Rd} = \chi_z \cdot N_{pl.Rd} = 0,803 \times 8158 = 6550,90 \text{ KN}$$

$N_{sd} = 1040,58 < N_{b.Rd} = 6550,90 \text{ KN}$ condition vérifiée.

c) Vérification a la flexion :

$$M_{pl.Rd} = w_{pla} \frac{f_y}{\gamma_{M1}} + w_{plc} 0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} + w_{pls} \frac{f_{sk}}{\gamma_s}$$

✓ Valeur des modules de résistance plastique des matériaux :

Profilée :

$$w_{pla} = w_{ply} = 2683 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

Armature :

$$w_{pls} = A_{si} \times e_{yi} = 1871,44 \text{ mm}^2 \times 185 \text{ mm} = 346216,4 \text{ mm}^3$$

Béton :

$$w_{plc} = \frac{hb^2}{4} - w_{pla} - w_{pls} = 2509,57 \times 10^4 \text{ mm}^3$$

$$\Rightarrow M_{pl.Rd} = 1150,34 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 562,43 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} = 562,43 \text{ KN.m} < M_{pl.Rd} = 1150,34 \text{ KN.m}$condition vérifiée.

Remarque :

Lorsque en utilise un poteau mixte en aura augmentation de la sollicitation résistante de calcul de l'élément (R_d)

VII.3 vérifications des poutres :

VII.3.1 Poutre principale plus sollicité :

Les poutres principales sont des éléments structuraux, qui permettent de supporter les Charge des planchers et les transmettant aux poteaux, elles sont sollicitées principalement par un moment de flexion.

✓ **Caractéristiques de la poutre la plus sollicitée :**

La poutre est en profilée HEB360 est de portée de L= 8m.

VII.3.2 Condition de flèche :

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

$$\text{Pour une poutre bi articulée : } f_{max} = \frac{5qL^4}{384EI}$$

$$f \leq \frac{l}{250} \text{ Plancher en général}$$

Pour le calcul en prend la charge non pondéré

$$q = G + Q_{exp} = 32,10 + 15 = 47,1 \text{ kN/m}$$

$$\text{Le module d'élasticité } E = 21000 \text{ kN/cm}^2$$

$$L = 8 \text{ m} = 800 \text{ cm}$$

$$f = \frac{800}{250} = 3,2 \text{ cm}$$

$$I = 43190 \text{ cm}^4$$

$$\frac{5 \times q \times L^4}{384EI} = \frac{5 \times 47,1 \times 800^4}{384 \times 21000 \times 43190} = 2,7 \text{ cm} < 3,2 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

➤ La semelle :

$$b = 300 \text{ mm}$$

$$c = b/2 = 300/2 = 150 \text{ mm}$$

$$t_f = 22,5 \text{ mm}$$

$c/t_f = 6,66 < 10\varepsilon$ donc la semelle est de **classe 1**.

➤ Ame fléchie :

$$d = 261 \text{ mm}$$

$$t_w = 12,5$$

$d/t_w = 20,88 < 72\varepsilon$ donc l'âme est de **classe 1**.

La section globale étant de classe 1.

VII.3.3 Vérification de sécurité :

La charge q sur une bande de 8m

$$\text{Combinaison } [1,35G + 1,5Q] = 1,35 \times 32,1 + 1,5 \times 15 = 65,83 \text{ kN/m}$$

➤ **Condition de résistance :**

$$V_{sd} = \frac{47,1l}{2} = 262,85 \text{ kN}$$

$$A_v = A - 2b \cdot t_f + (t_w + 2r) \cdot t_f = 180,6 - 2 \times 30 \times 2,25 + (1,25 + 2 \times 2,7) \times 2,25 = 60,56 \text{ cm}^2$$

$$A_v = 60,60 \text{ cm}^2$$

$$V_{plRd} = \frac{A_v f_y}{\gamma_{M0} \sqrt{3}} = \frac{60,60 \times 23,5}{1,1 \sqrt{3}} = 747,45 \text{ kN}$$

$V_{sd} = 262,85 \text{ kN} < 0,5 V_{plRd} = 373,72 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$

➤ Condition de résistance :

$$M_{sd} = 263,32 \text{KN.m}$$

$$M_{ply} = \frac{f_y W_{ply}}{\gamma_{M_0}} = \frac{23,5 \times 2683}{1,1} 10^{-2} = 573,18 \text{KN.m}$$

$M_{sd} < M_{ply}$vérifiée.

VII.3.4 Vérification au déversement :

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

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \beta_w W_{ply} f_y}{\gamma_{M_1}}$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{(\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2})}$$

$$\phi_{LT} = 0,5 [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w W_{ply} f_y}{M_{cr}}}$$

M_{cr} : Moment critique élastique de déversement donné par la formule suivante :

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{K L^2} \left[\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(K L)^2 G I_t}{\pi^2 E I_z} + c_2 Z_g^2 \right]^{0,5} - c_2 Z_g$$

Pour une section doublement symétrique : $Z_j=0$; « B.1.3 page 145 CCM97 »

D'après le Tableau B.12 page 144 (CCM97) chargement et conditions d'appuis et diagrammes de moment de flexion:

$$[K=1 ; K_w=1 ; C_1=1,285 ; C_2=1,562]$$

La valeur de module de rigidité :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{210}{2(1+0,30)} = 80,76 \text{KN/mm}^2$$

E: Module de young E = 210 KN/mm².

G :Module de rigidité ;

ν : Coefficient de poisson $\nu=0,30$

Le module de rigidité de l'acier (G) vaut environ 81000N/mm²

$$M_{cr} = 1,285 \frac{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 10140 \cdot 10^4}{(8000)^2} \left[\frac{2883 \cdot 10^9}{10140 \cdot 10^4} + \frac{8000^2 \times 81000 \times 292,5 \cdot 10^4}{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 10140 \cdot 10^4} + (1,562 \cdot 180)^2 \right]^{0,5} - 1,562 \times 180 = 1,78698 \times 10^9 \text{N.mm} = 1786,98 \text{KN.m}$$

$$M_{cr} = 1786,98 \text{KN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 2683 \times 10^3 \times 235}{1,7867 \times 10^9}} = 0,059 > 0,4 \dots \dots \dots \text{Il faut vérifier le déversement.}$$

$$\phi_{LT} = 0,5[1 + 0,21(0,59 - 0,2) + 0,59^2] = 0,889$$

$$\phi = 0,889$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0,889 + \sqrt{0,889^2 - 0,59^2}} = 0,64 < 1$$

$$M_{b,Rd} = \frac{0,64 \times 1 \times 2683 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 366,84 \text{KN.m}$$

$$M_{sd} = 263,32 \text{KN.m}$$

$M_{b,Rd} > M_{sd}$ condition vérifiée

➡ La poutre en HEB360 est vérifiée.

- ✓ Vérification de la poutre la plus sollicitée (barre N°40) par logiciel robot :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

- ✓ **NORME :** Eurocode 3
 ✓ **TYPE D'ANALYSE :** Vérification des familles

- ✓ **FAMILLE :** 40 40
 ✓ **PIECE :** 40 40 **POINT :** 3 **COORDONNEE :** x = 1.00 L = 8.00 m

- ✓ **CHARGEMENTS :**
 ✓ Cas de charge décisif: 5 1,35G+1,5Q 1*1.35+2*1.50

- ✓ **MATERIAU :**
 ✓ ACIER E24 $f_y = 235.00$ MPa



- ✓ **PARAMETRES DE LA SECTION :** poutre
- | | | | |
|-------------|------------------------------|------------------------------|---------------------------|
| ✓ h=36.0 cm | gM0=1.00 | gM1=1.00 | |
| ✓ b=30.0 cm | Ay=148.01 cm ² | Az=60.60 cm ² | Ax=180.63 cm ² |
| ✓ tw=1.3 cm | Iy=43193.50 cm ⁴ | Iz=10141.20 cm ⁴ | Ix=310.00 cm ⁴ |
| ✓ tf=2.3 cm | Wply=2683.14 cm ³ | Wplz=1032.51 cm ³ | |

- ✓ **EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :**
- | | | | |
|----------------------|-----------------------|------------------------|--------------------------|
| ✓ N,Ed = 28.22 kN | My,Ed = -482.68 kN*m | | |
| ✓ Nc,Rd = 4244.88 kN | | My,pl,Rd = 630.54 kN*m | |
| ✓ Nb,Rd = 1973.82 kN | | My,c,Rd = 630.54 kN*m | Vz,Ed = -357.25 kN |
| | My,N,Rd = 630.54 kN*m | | Vz,c,Rd = 822.14 kN |
| | Mb,Rd = 510.46 kN*m | | |
| | | | Classe de la section = 1 |



- ✓ **PARAMETRES DE DEVERSEMENT :**
- | | | | |
|------------------|--------------------|--------------|----------------|
| ✓ z = 0.00 | Mcr = 1122.26 kN*m | Courbe,LT - | XLT = 0.79 |
| ✓ Lcr,low=8.00 m | Lam_LT = 0.75 | fi,LT = 0.85 | XLT,mod = 0.81 |

- ✓ **PARAMETRES DE FLAMBEMENT :**

- | | | |
|-------------------------------|----------------|--------------|
| ✓ en y : | en z : | |
| ✓ Ly = 8.00 m Lam_y = 0.55 | Lz = 8.00 m | Lam_z = 1.14 |
| ✓ Lcr,y = 8.00 m Xy = 0.86 | Lcr,z = 8.00 m | Xz = 0.46 |
| Lamy = 51.73 kyy = 1.00 | Lamz = 106.77 | |

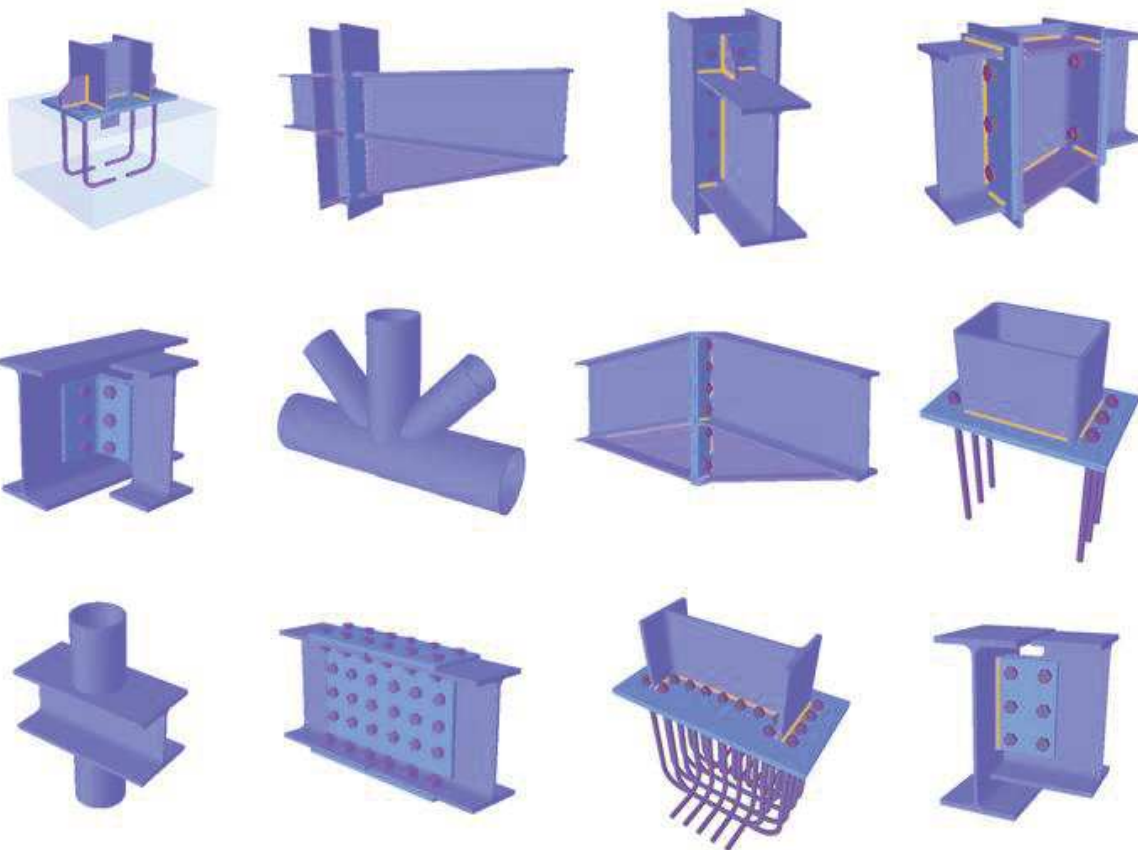
- ✓ **FORMULES DE VERIFICATION :**

- ✓ **Contrôle de la résistance de la section :**
- ✓ $N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.4.(1))
- ✓ $M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.77 < 1.00$ (6.2.5.(1))
- ✓ $V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.43 < 1.00$ (6.2.6.(1))
- ✓ **Contrôle de la stabilité globale de la barre :**
- ✓ $\lambda_{y} = 51.73 < \lambda_{max} = 210.00$ $\lambda_{z} = 106.77 < \lambda_{max} = 210.00$
STABLE
- ✓ $M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.95 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))
- ✓ $N_{Ed}/(X_{min} * N_{Rk}/gM1) + k_{yy} * M_{y,Ed}/(X_{LT} * M_{y,Rk}/gM1) = 0.96 < 1.00$ (6.3.3.(4))
- ✓ $N_{Ed}/(X_{min} * N_{Rk}/gM1) + k_{zy} * M_{y,Ed}/(X_{LT} * M_{y,Rk}/gM1) = 0.51 < 1.00$ (6.3.3.(4))
- ✓ -----

- ✓ **Profil correct !!!**

CHAPITRE VIII: Calcul des assemblages

CALCUL DES ASSEMBLAGES



VIII.1 Introduction :

Pour réaliser une ossature métallique, les composants élémentaires « poutre, poteaux, barre »

Doivent être réalisés entre eux par des dispositifs particuliers appelés assemblages. Les assemblages sont définis en fonction du mode de liaison retenues « par soudure ou par boulons » de la géométrie des pièces à attacher, et des efforts à transmettre d'une pièce à l'autre.

Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il y a lieu de distinguer, parmi les assemblages :

Les assemblages articulés, qui transmettent uniquement les efforts normaux et tranchants,

Les assemblages rigides, qui transmettent en outre les divers moments.

Les assemblages semi-rigides.

VIII.2 Fonctionnements des assemblages :

Les principaux modes d'assemblages sont :

a) Le boulonnage :

Le boulonnage consiste le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur site, pour le cas le choix a été porté sur le boulon de haute résistance (HR) il comprend une vis à tige filetée, une tête hexagonale ou carrée et un écrou en acier à très haute résistance :

classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.9
$f_{yb} (N/mm^2)$	240	320	300	400	360	480	640	900
$f_{ub} (N/mm^2)$	400	400	500	500	600	600	800	1000

b) Le soudage :

En charpente soudée les assemblages sont plus rigides, cela a pour effet un encastrement partiel des éléments constructifs. Les soudages à la flamme oxyacétylénique et le soudage à l'arc électrique sont des moyens de chauffage qui permettent d'élever à la température de fusion brillent des pièces de métal à assembler.

C) Fonctionnement par adhérence :

Dans ce cas, la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact. Cela concerne le soudage, le collage, le boulonnage par boulons HR.

D) Coefficients partiels de sécurité : (chap.6.1.2 –eurocode3) :

- Résistance des boulons au cisaillement : $\gamma_{MB} = 1,25$
- Résistance des boulons à traction : $\gamma_{MB} = 1,5$

E) Coefficient de frottement :

Un bon assemblage par boulons *HR* exige que des précautions élémentaires soient prises, notamment :

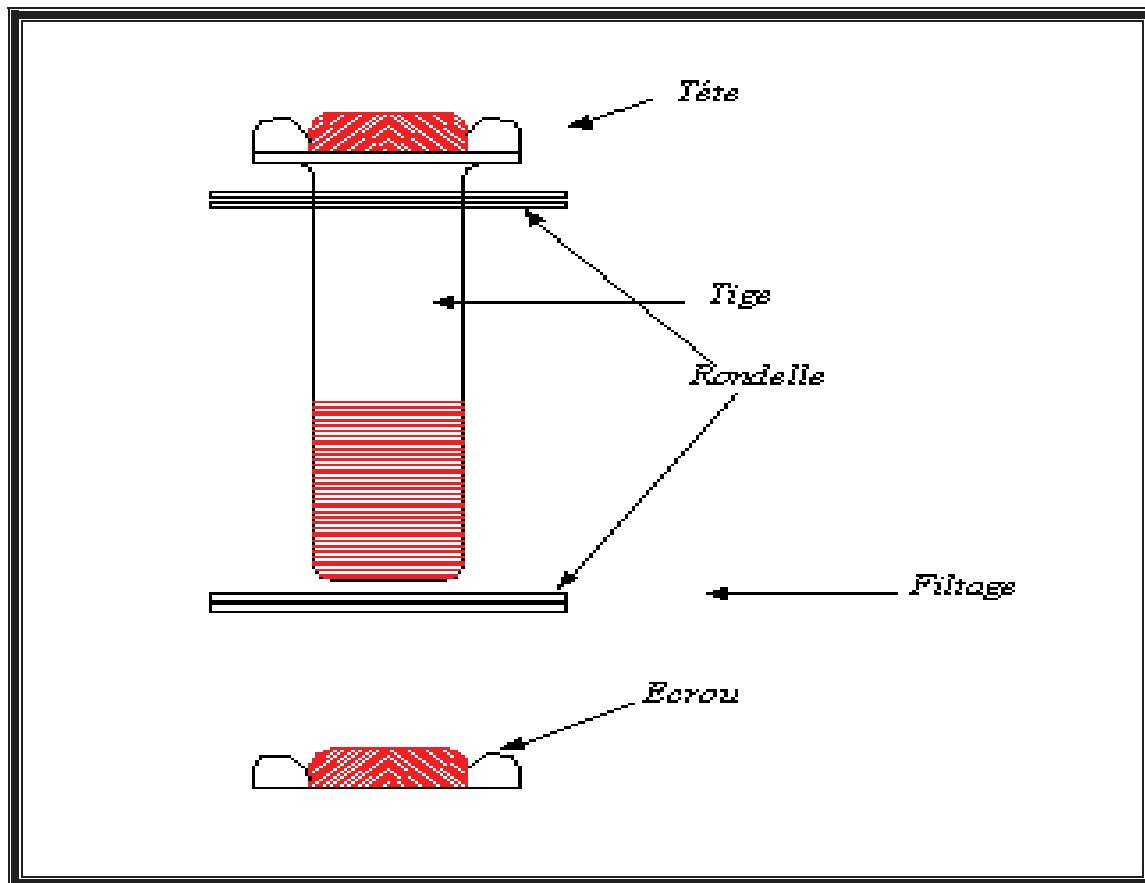
- Le coefficient de frottement μ doit correspondre à sa valeur de calcul. Cela nécessite une préparation des surfaces, par brossage ou grenaillage, pour éliminer toute trace de rouille ou de calamine ; de graissage, etc.

$\mu = 0,50$ pour les surfaces de la classe A

$\mu = 0,40$ pour les surfaces de la classe B

$\mu = 0,30$ pour les surfaces de la classe C

$\mu = 0,20$ pour les surfaces de la classe D.

**VIII.3 Rôles des assemblages :**

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la réparation des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsion.

Pour réaliser une structure métallique ; on dispose de pièces individuelles, qu'il convient d'assembler :

- Soit bout à bout (éclissage, rabotages).
- Soit concourantes (attaches poutre/poteau, treillis et systèmes réticulés)

Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il y a lieu de distinguer, parmi les assemblages :

- Les assemblages articulés, qui transmettent uniquement les efforts normaux et les tranchants.
- Les assemblages rigides, qui transmettent en outre les divers moments.

VIII.3 Assemblage poutre-poutre (solive-poutre principale) :

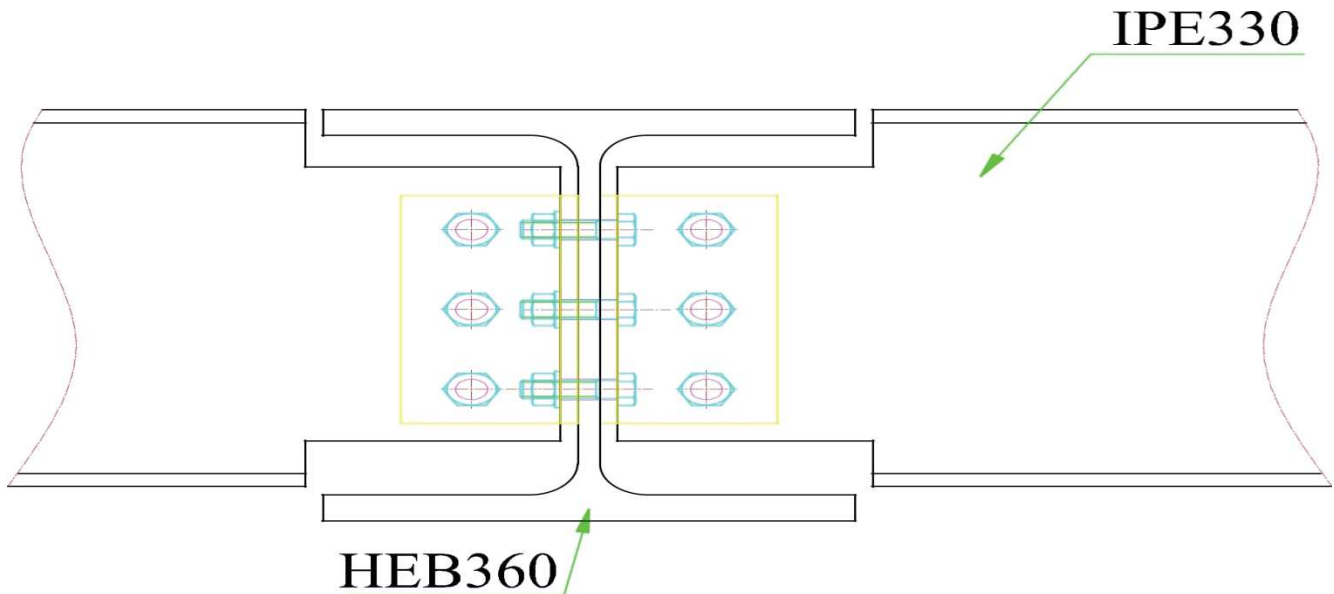


Figure VIII.1 : Assemblage solive-poutre principale.

✓ Assemblage par double cornière :

Ils sont de loin les plus répandus, notamment en Algérie, pour assembler les solives ou les poutres secondaires du plancher sur les poutres principales. Les boulons sont des boulons ordinaires non précontraints, autorisant un certain glissement. Ce fait ainsi que la souplesse intrinsèque des cornières confèrent à la poutre supportée une certaine latitude pour tourner. C'est la raison pour laquelle ce type d'assemblage est considéré comme une articulation par conséquent ne transmet pas de moment fléchissant. Le seul effort global transmis est l'effort tranchant V_{sd} correspondant à la réaction de la poutre supportée sur la poutre support.

✓ Caractéristiques des éléments d'assemblage :

Les solives sont articulées aux poutres par des cornières d'attache, l'effort tranchant repris par l'assemblage est celui qui transmet la solive à la poutre soit $V_{st}=69,58\text{KN}$.

Solive : IPE330

Poutre principale : HEB360

Cette assemblage est réalisé avec des boulons ordinaires de classe 10,9 et Les boulons de classe 8.8 et 10.9 sont appelés boulons à Haute Résistance (ou boulons HR), ce sont les seuls autorisés pour les assemblages par boulons précontraints. (La qualité classe 8.8 et 10.9. Ce

type de boulon est utilisable lorsqu'il existe le risque de glissements alternés, par exemple pour la fixation de poutres ou de ponts roulants)

Les boulons de $\varnothing 18$ de classe 10,9 caractérisé par :

$F_{yb}=900\text{MPa}$ (limite d'élasticité).

$F_{ub}=1000\text{MPa}$ (limite de la résistance ultime à la traction).

VIII.3.1 Dimensionnement des boulons :

✓ Coté solive :

La résistance de calcul au cisaillement est obtenue par la formule suivante :

$$F_{vRd} = 0,6 \frac{f_{ub} A_s}{\gamma_{Mb}}$$

- $\gamma_{Mb} = 1,25$ (Résistance au cisaillement)

- A_s : aire de la section résistante en traction du boulon.

- On choisit une double cornière de 2 (L100x100x10)

- Le nombre de boulon $n=3$ de diamètre $\varnothing 18$

- Le nombre de plan de cisaillement $p=2$

$$F_{v.sd} = \frac{V_{sd}}{np} = \frac{69,58}{6} = 11,59\text{KN}$$

$$F_{v.sd} \leq F_{v.Rd} = \frac{0,5 f_{ub} A_s}{\gamma_{Mb}} \Rightarrow A_s \geq \frac{F_{v.sd} \times \gamma_{Mb}}{0,5 \times f_{ub}}$$

$$A_s \geq \frac{11,59 \times 1,25 \times 10^3}{0,5 \times 1000} = 28,97\text{mm}^2$$

On choisit des boulons de type M18 $A_s=192\text{mm}^2$

✓ Coté poutre principale :

On choisit le même type des boulons M18 avec $A_s=192\text{mm}^2$

Disposition géométrique :

$$d_0 = \Phi + 2 = 18 + 2 = 20 \text{ mm}$$

$$\left. \begin{array}{l} 1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t_w \\ 1,5d_0 \leq e_2 \leq 12t_w \\ 2,2d_0 \leq p_1 \leq 14t_w \\ 3d_0 \leq p_2 \leq 14t_w \end{array} \right\} \begin{array}{l} 26,4 \leq e_1 \leq 120 \\ 33 \leq e_2 \leq 120 \\ 48,4 \leq p_1 \leq 140 \\ 66 \leq p_2 \leq 140 \end{array}$$

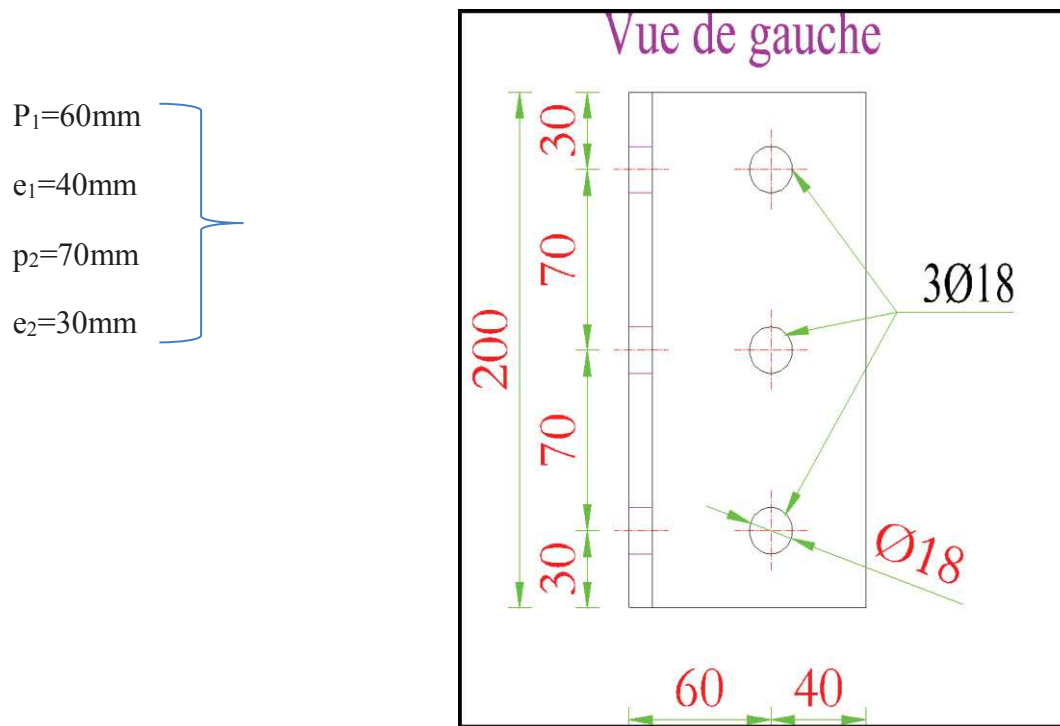


Figure VIII.2 : Disposition des boulons.

VIII.3.2 vérifications nécessaires:**a) Assemblage long :**Assemblage long $\Rightarrow L > 15xd$

$$L = (n-1) p_2 = (3-1) 70 = 140 \text{ mm}$$

 $15d = 15 \times 18 \text{ mm} = 270 \text{ mm} > L = 140 \text{ mm} \Rightarrow$ assemblage n'est pas long
b) La pression diamétrale :

On doit vérifier que :

$$F_{V.Sd} \leq F_{b.Rd} = 2,5 \alpha \frac{F_u d \times t_p}{\gamma_{mb}}$$

$$\gamma_{mb} = 1,25$$

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{F_{ub}}{F_u}; 1 \right) \dots \dots \alpha = 0,75$$

$$F_{b.Rd} = 2,5 \frac{0,75 \times 360 \times 18 \times 6}{1,25} = 58,32 \text{ KN}$$

$F_{v,sd}=11,59\text{KN} < F_{b,Rd}=58,32\text{KN}$ condition vérifiée.

c) cisaillement du bloc :

la rupture par cisaillement de bloc résulte d'une rupture de traction le long de la ligne de trou de fixation délimitant le bloc en zone tendue accompagnée d'un écoulement plastique le long de la rangée de trou délimitant ce bloc en zone cisailée. Elle se traduit par l'enlèvement de la zone hachurée.

Il faut vérifiée : $V_{sd} \leq V_{eff,Rd}$ (art 5.5.2.2EC3)

$$V_{eff,Rd} = \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right) \frac{A_{veff}}{\gamma_{M0}}$$

$V_{eff,Rd}$: la valeur de calcul de la résistance réduite à l'effort de cisaillement

Avec : A_{veff} aire efficace de cisaillement $= t \times L_{v,eff}$

$L_{v,eff} = L_v + L_1 + L_2$ et $L_{v,eff} < L_3$

$L_1 = a_1 = e_2 = 30\text{mm}$

$L_2 = (a_2 - K d_{0,t}) (f_u / f_y)$

$d_{0,t}$: taille des trous le long de la ligne tendue

t : épaisseur de l'âme

$K=0,5$ pour une seule rangée de boulons..... (CCM 97 page 108)

Donc $L_2 = 45,95\text{mm}$

$L_v = p_2 = 70\text{mm}$

Donc:

$L_{v,eff} = 145,95\text{mm}$

$A_{v,eff} = 1459,5\text{mm}^2$

$$V_{eff,Rd} = \left(\frac{235}{\sqrt{3}}\right) \frac{1459,5}{1,1} = 180,02\text{KN}$$

$V_{eff,Rd} = 180,02\text{KN} > V_{sd} = 69,58\text{KN}$pas de risqué du cisaillement du bloc.

VIII.4 Assemblage poteau-poutre principale (HEB360-HEB360) :

Cet assemblage sera réalisé avec des boulons ordinaires sous l'effort tranchant $V_{sd} = 373,22\text{KN}$ obtenue à l'ELU dans le Nœud N°17

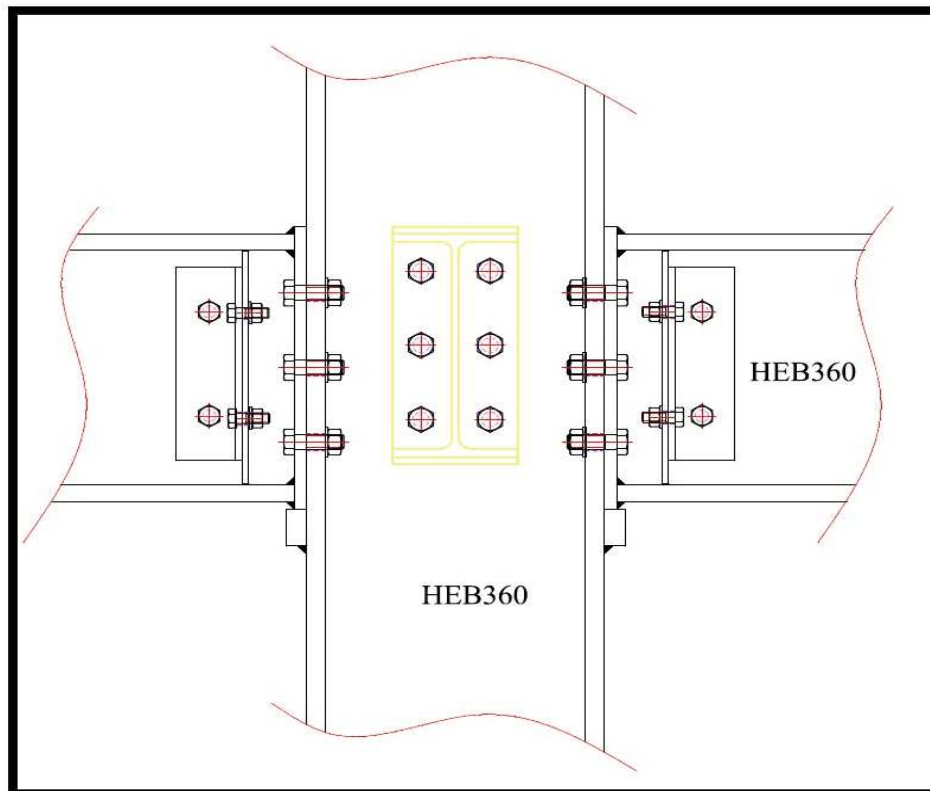


Figure VIII.3 : assemblage poteau poutre principale.

VIII.4.1 calculs des boulons :

a. Distribution des efforts sur les boulons :

Effort de au cisaillement

$$F_{v.sd} = \frac{V_{sd}}{np} = \frac{373,22}{3} = 124,40KN$$

b. Dimensionnement des boulons :

Vérification des boulons à la traction

On doit vérifier que :

$$F_{tsd} \leq F_{tRd} = 0,9A_s \frac{f_{ub}}{\gamma_{ms}}$$

$$A_s = \frac{124,40 \cdot 1,5}{0,9 \cdot 1000} \times 1000 = 207,34mm^2$$

—on choisit des boulons de M20..... $A_s=245mm^2$

-Choix de la cornière :

On choisit une cornière de (L380x330x15).

Et une cornière d'appui de (L250x50x25)

✓ Disposition géométrique:

$1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t_w$	}	$26,4 \leq e_1 \leq 120$	}
$1,5d_0 \leq e_2 \leq 12t_w$		$33 \leq e_2 \leq 120$	
$2,2d_0 \leq p_1 \leq 14t_w$		$48,4 \leq p_1 \leq 140$	
$3d_0 \leq p_2 \leq 14t_w$		$66 \leq p_2 \leq 140$	
$e_1=60\text{mm}$	}		
$P_1=180\text{mm}$			
$e_2=90\text{mm}$			
$P_2=100\text{mm}$			

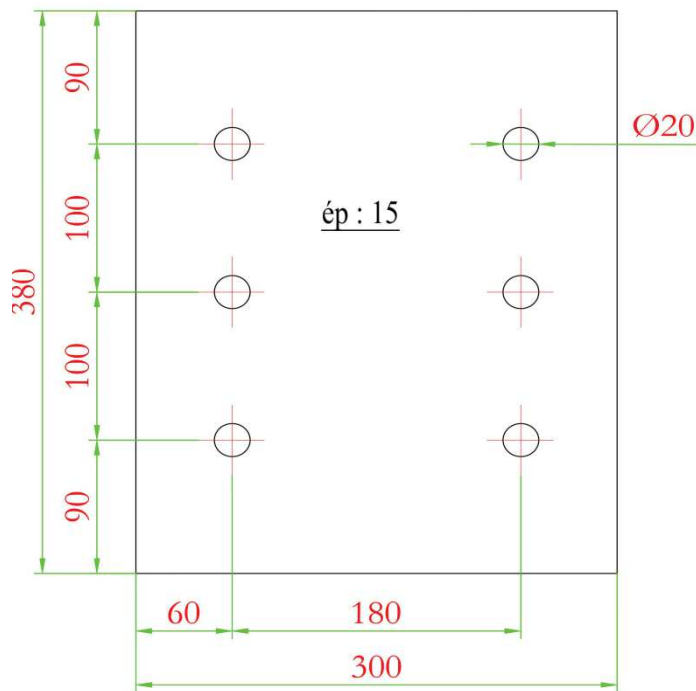


Figure VIII.4: disposition des boulons.

VIII.2.2 Verification nécessaires:

a) Assemblage long:

Assemblage long $\rightarrow L > 15d$

$$L = (n-1)p_2 = 180 \text{ mm}$$

$15d = 300 \text{ mm} > L = 180 \text{ mm} \rightarrow$ assemblage né pas long

b) Vérification de la pression diamétrale :

$$F_{v.sd} \leq F_{b.Rd} = 2,5 \alpha dt_p \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}$$

$$\text{Avec } \alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{F_{ub}}{F_u}; 1 \right) \dots \dots \alpha = 0,9$$

$$F_{b.Rd} = 2,5 \times 0,9 \times 20 \times 15 \frac{360}{1,25} = 194,4 \text{ KN}$$

$F_{v.sd} = 124,40 \text{ KN} < F_{b.Rd} = 194,4 \text{ KN} \dots \dots$ condition vérifiée.

c) Cisaillement du bloc :

Il faut vérifiée :

Il faut vérifiée : $V_{sd} \leq V_{eff.Rd}$ (art 5.5.2.2EC3)

$$V_{eff.Rd} = \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right) \frac{A_{veff}}{\gamma_{M0}}$$

$V_{eff.Rd}$: la valeur de calcul de la résistance réduite à l'effort de cisaillement

Avec : A_{veff} aire efficace de cisaillement $= t x L_{v.eff}$

$$L_{v.eff} = L_v + L_1 + L_2 \text{ et } L_{v.eff} < L_3$$

$$L_1 = a_1 = e_2 = 90 \text{ mm}$$

$$L_2 = (a_2 - K d_{0,t}) (f_u / f_y)$$

$d_{0,t}$: taille des trous le long de la ligne tendue

t: épaisseur de l'âme

$K = 0,5$ pour une seule rongé de boulons..... (CCM 97 page 108)

Donc $L_2 = 75,06 \text{ mm}$

$$L_v = p_2 = 100 \text{ mm}$$

Donc:

$$L_{v,\text{eff}} = 265,06 \text{ mm}$$

$$A_{v,\text{eff}} = 3975,9 \text{ mm}^2$$

$$V_{\text{eff},Rd} = \left(\frac{235}{\sqrt{3}} \right) \frac{3975,9}{1,1} = 490,39 \text{ kN}$$

$V_{\text{eff},Rd} = 490,39 \text{ kN} > V_{sd} = 373,22 \text{ kN}$pas de risqué du cisaillement du bloc.

VIII.4.3 assemblage platine-poutre :

Cette attache au moyen de cordons de soudure.

Le dimensionnement des cordons se fait suivant l'hypothèse suivante :

On supposera que le moment est repris uniquement par les cordons reliant les semelles à la platine, on supposera également que l'effort tranchant est repris uniquement par les cordons reliant l'âme à la platine.

Cet assemblage est soumis au système de forces suivantes :

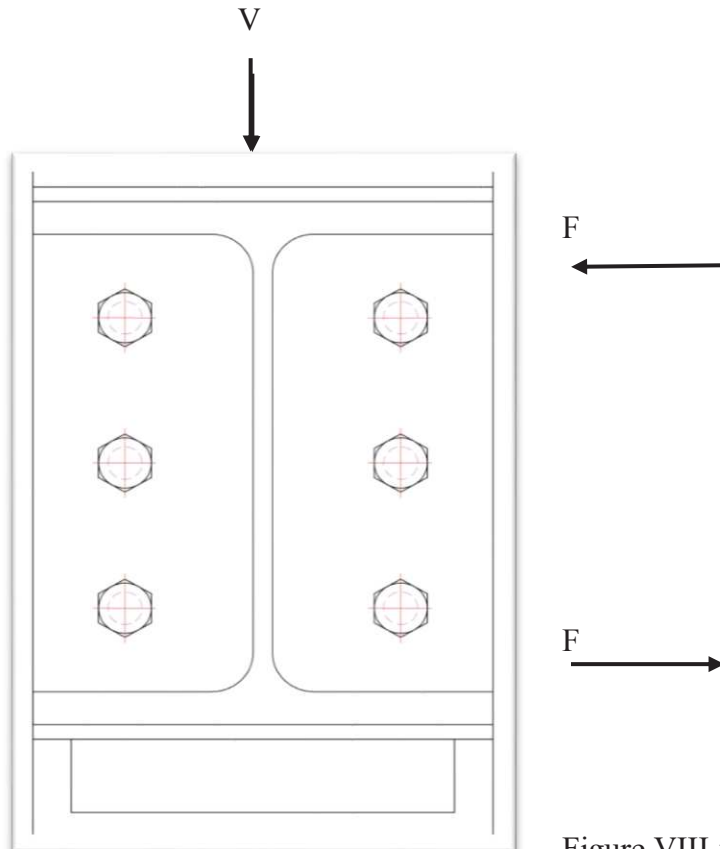


Figure VIII.5 sollicitation sur l'assemblage platine-poutre

L'assemblage est soumis à l'effort suivant :

$$V=344,21\text{KN}$$

En prend $e=25\text{mm}$ épaisseur de la platine

➤ **Gorge reliant l'âme :**

$$3\text{mm} \leq \alpha \leq 0,5 \cdot t_w \rightarrow 3\text{mm} \leq \alpha \leq 0,5 \cdot 12,5 \rightarrow 3\text{mm} \leq \alpha \leq 6,25\text{mm}$$

→ soit $\alpha = 5\text{mm}$

➤ **Gorge reliant la semelle a la platine :**

$$3\text{mm} \leq \alpha \leq 0,5 \cdot t_f \rightarrow 3\text{mm} \leq \alpha \leq 0,5 \cdot 22,5$$

$$\text{Soit } \alpha = 7\text{mm}$$

➤ **Distribution des efforts sur les différents cordons :**

✓ **Cordon âme-platine :**

Chaque cordon reprend $V/2$

$$\frac{V}{2} = \frac{344,21}{2} = 172,105\text{KN}$$

La longueur du cordon est : $L_w = h - 2t_f = 360 - 2 \times 22,5 = 315\text{mm}$

✓ **Cordon semelle-platine :**

La longueur du cordon est : $L_f = 2 \cdot b - t_w = 2 \times 300 - 12,5 = 587,5\text{mm}$

➤ **Vérification :**

✓ **Cordon âme-platine :**

Il faut vérifiée la condition suivante :

$$\frac{V}{2} \leq F_{w.Rd}$$

Avec :

$F_{w.Rd}$: Résistance d'un cordon de soudure.

$$F_{w.Rd} = \alpha L_w \frac{F_u}{\beta_w \gamma_{Mw} \sqrt{3}} \dots \dots \text{CCM97 art 6.6.5.3}$$

On a :

$$S235 \left\{ \begin{array}{l} F_u = 360\text{MPa} \\ \beta_w = 0,8 \\ \gamma_{Mw} = 1,25 \end{array} \right.$$

$$F_{w,Rd} = 5 \times 315 \frac{360}{0,8 \times 1,25 \times \sqrt{3}} = 327,35 \text{KN}$$

$$\frac{V}{2} = 172,105 \text{KN}$$

$$F_{w,Rd} = 327,35 \text{KN} > 172,105 \text{KN} \dots \dots \dots \text{vérifié.}$$

✓ **Cordon semelle-platine :**

Il faut vérifiée la condition suivante :

$$F \leq F_{w,Rd}$$

$$F = \frac{M_{sd}}{h - tf} = \frac{369,76}{(360 - 22,5) \times 2} 10^3 = 547,79 \text{KN}$$

$$F_{w,Rd} = 7 \times 587,5 \frac{360}{0,8 \times 1,25 \times \sqrt{3}} 10^{-3} = 854,76 \text{KN} > 547,79 \text{KN} \dots \dots \text{vérifiée.}$$

VIII.5 Assemblage poteau-poteau (HEB360-HEB360) :

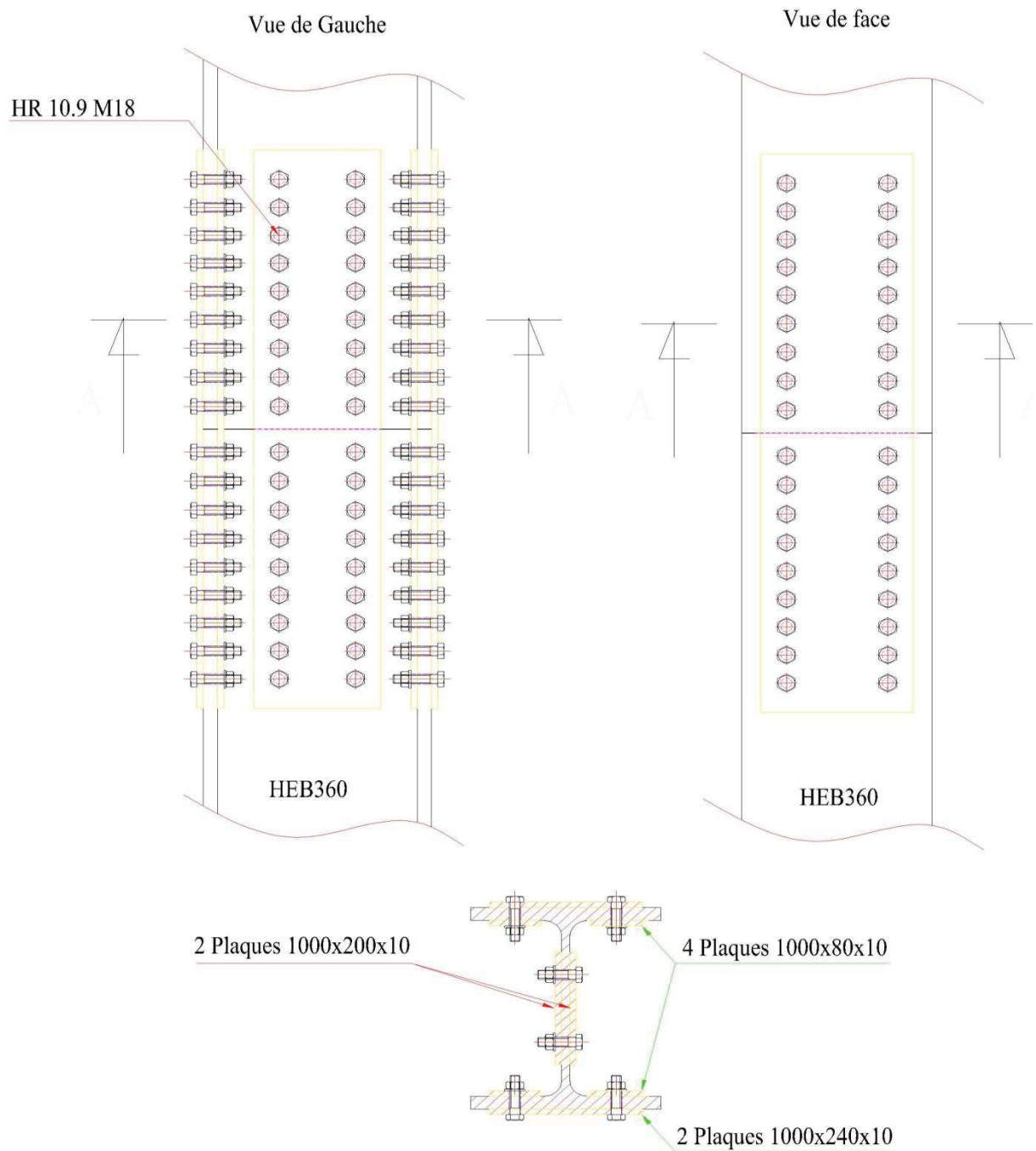


Figure VIII.6 : assemblage poteau –poteau (HEB360-HEB360)

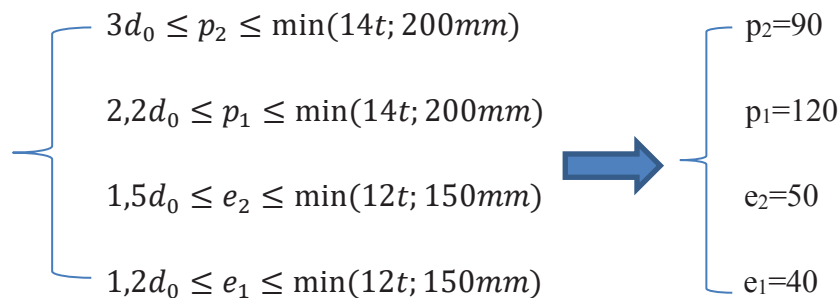
-36boulons de classe 10.9 de type M18

-Epaisseur de la platine $e_p=10\text{mm}$

$-f_{ub}=1000\text{N/mm}^2$

$-f_u(\text{couvre joint})=360\text{ MPa}$

✓ **Disposition des géométrique**



On vérifiera en premier lieu l'assemblage des semelles (couvre joint et boulon) et en second lieu l'âme (couvre joint en boulon).

➤ **Assemblage des semelles par couvre joint :**

✓ Résistance de la semelle du profilé

$$A_{brut} = bt_f = 300 \times 22,5 = 6750\text{mm}^2$$

$$A_{net} = A_{brut} - 2d_0t_f = 5850\text{mm}^2$$

Dans le cas des structures pouvant être soumise au séisme, un comportement ductile des éléments peut être requis, ce qui exclut toute rupture d'assemblage avant plastification de la section courante de l'élément, il convient alors de s'assurer que :

$$N_u \geq N_{pl} \iff 0,9 \frac{A_{net} \times F_u}{\gamma_{M2}} \geq \frac{A \times F_y}{\gamma_{M0}} \iff 0,9 \frac{A_{net}}{A} \geq \frac{\gamma_{M2} \times f_y}{\gamma_{M0} \times f_u} \dots\dots\dots(1)$$

$$0,9 \frac{A_{net}}{A} = 0,9 \frac{5850}{6750} = 0,78$$

$$\frac{\gamma_{M2} \times f_y}{\gamma_{M0} \times f_u} = \frac{1,25 \times 235}{1,1 \times 360} = 0,74$$

Il n'est pas nécessaire de faire une vérification en section de la semelle en traction.

✓ Résistance des couvre joint de la semelle

Calcul des sections brutes et nettes des couvre joint :

$A=300 \times 20=6000\text{mm}^2$, (section brute).

$A_{net}=6000-2 \times (20 \times 20)=5200\text{mm}^2$ (section nette).

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{6000 \times 235}{1,1} \times 10^{-3} = 1281,81 \text{KN}$$

$$\frac{N_{sd}}{2} = \frac{970,23}{2} = 485,115 \text{KN}$$

$N_{pl.Rd} > N_{sd}$ condition vérifiée.

➤ **Résistance des boulons des semelles :**

$$F_{v.Rd} = \frac{0,6 \cdot f_{ub} \cdot A}{\gamma_{Mb}} = \frac{0,6 \times 1000 \times 192}{1,25} = 92,16 \text{KN}$$

La résistance de 18 boulons sollicité en cisaillement est :

$$F_{v.Rd} = 18 \times 2 \times 92,16 = 3317,76 \text{KN} > N_{sd} \text{condition vérifiée.}$$

✓ Boulons de la semelle tendue en pression diamétrale

La résistance de calcul à la pression diamétrale est donnée par

$$F_{v.Rd} = \frac{2,5 \alpha \alpha F_u \times d_0 \times t}{\gamma_{MB}}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = \min(0,66; 1,75; 2,77; 1) = 0,66$$

La résistance totale des boulons vaut donc :

$$F_{b.Rd} = \frac{2,5 \times 0,66 \times 360 \times 20 \times 10}{1,25} \times 10^{-3} = 95,04 \text{KN}$$

La résistance totale des 18 boulons vaut donc :

$$F_{b.Rd} = 18 \times 2 \times 95,04 = 3421,44 \text{KN} > N_{sd} \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Assemblage des âmes par couvre joint :**

La largeur de la couvre joint : b (HEB360)=300mm

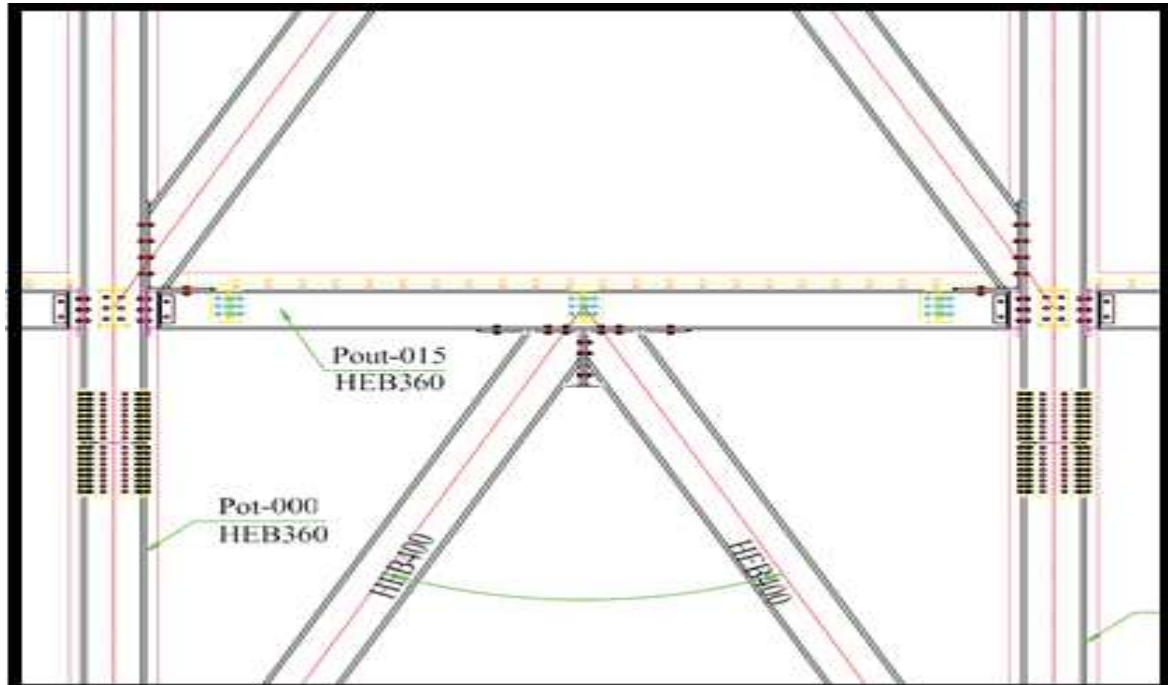
$$A_{net} = 300 \times 20 = 600 \text{mm}^2 \text{ (section brute)}$$

$$A_{net} = A_v - 2 \times d_0 \times e_p = 6060 - 2 \times 20 \times 10 = 5660 \text{mm}^2 \text{ (section nette)}$$

$$(1) \text{ } 0,9 \frac{A_{net}}{A} = 0,9 \frac{5660}{6060} = 0,93 > \frac{\gamma_{M2} \times f_y}{\gamma_{M0} \times f_u} = \frac{1,25 \times 235}{1,1 \times 360} = 0,74$$

Donc il n'y a pas lieu de tenir des trous de fixation.

VIII.6 Assemblage de contreventement en « V » inversé :

figure VIII.7 : palis de stabilité en « Λ »**Assemblage gousset-poutre principale :**

La plaque est soumise à deux efforts de traction :

$$N_{tsd} = 2269,2 \text{ KN}$$

On prend l'épaisseur du gousset $t = 18 \text{ mm}$

✓ **Pré dimensionnement de la gorge de soudure :**

La gorge de soudure :

On doit vérifier la condition suivante :

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0,5 \text{ max} = 9 \text{ mm}$$

$$t_{\text{max}} = t_{\text{HEB360}} = 22,5 \text{ mm}$$

donc on prend : $a = 20 \text{ mm}$

La longueur du cordon de soudure est donnée par :

$$N_{pl.Rd} \geq \frac{\frac{N_{sd}}{2} \gamma_{Mw} \beta_w \sqrt{3}}{a F_u} = \frac{1134,5 \times 0,8 \times 1,25 \times \sqrt{3}}{20 \times 360} 10^3 = 27,3 \text{ cm}$$

Soit $L=30\text{cm}$

✓ **Assemblage des diagonales sur le gousset :**

1. Distribution de l'effort normale sur les boulons :

$$F_{v.sd} = \frac{V_{sd}}{np} = \frac{1134,6}{6} = 189,1 \text{ KN}$$

2. Dimensionnement des boulons :

$$F_{v.sd} \leq F_{v.Rd} = 0,6 \times A_s \frac{F_{ub}}{\gamma_{Mb}} \longrightarrow A_s \geq \frac{F_{v.sd} \times \gamma_{Mb}}{0,6 F_{ub}} = \frac{189,1 \times 1,25}{0,6 \times 1000} 1000 = 393,95 \text{ mm}^2$$

On choisit des boulons de type M20

$$2,2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200); \quad \text{on prend } p_1 = 150 \text{ mm}$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200); \quad \text{on prend } p_2 = 120 \text{ mm}$$

$$e_1 \geq 1,5d_0 : e_1 \geq 33 \text{ mm} \quad \text{on prend } e_1 = 100 \text{ mm}$$

$$e_2 \geq 1,2d_0 : e_2 \geq 26,4 \text{ mm}; \quad \text{on prend } e_2 = 90 \text{ mm}$$

Coupe de la Platine (590 x 300 x 20)

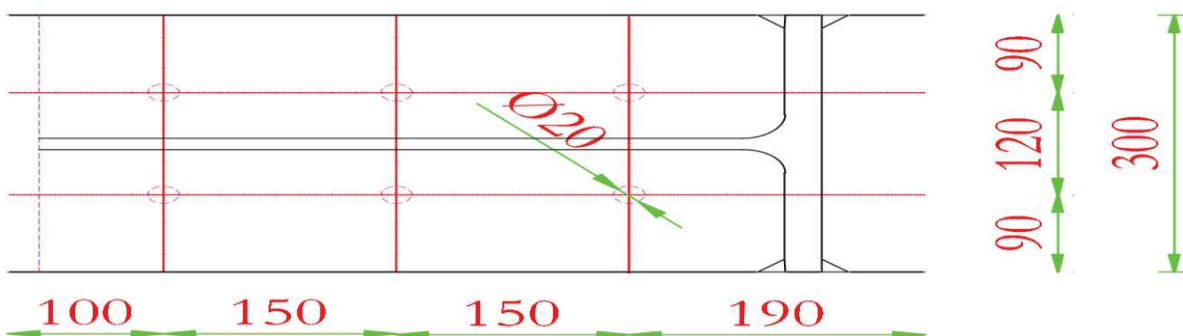


Figure VIII.8 : Disposition géométrique.

Assemblage long $L \geq 15xd$

$$L=(n-1)p_2=200\text{mm}$$

$15d=330\text{mm} > L=200\text{mm}$ assemblage n'est pas long.

• **La pression diamétrale :**

✓ Cornière :

On doit vérifier que :

$$F_{v.sd} \leq F_{b.Rd} = 2,5\alpha \frac{F_u x d x t_p}{\gamma_{Mb}}$$

$$F_u=360\text{dan/mm}^2, \gamma_{Mb} = 1,25, d = 20\text{mm} d_0 = 22\text{mm}$$

L'épaisseur des cornières est $t=20\text{mm}$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right)=1$$

$$F_{b.Rd} = \frac{2,5 \times 1 \times 360 \times 20 \times 20}{1,25} 10^{-3} = 240\text{KN}$$

$F_{b.Rd} = 240\text{KN} > F_{v.sd} = 189,1\text{KN}$condition vérifiée.

VIII.7 calcul des pieds de poteau :**VIII.7.1 introduction :**

La base des poteaux sert à transmettre les charges au sol à l'aide d'assises en acier, ces assises sont des plaques métalliques appelées « platines », fixées aux pieds des poteaux par des tiges d'ancrages sur le béton d'appui, dans notre cas les poteaux sont encastré à leur base.

Les tiges d'ancrages ont pour but de résister aux effets des charges de calcul, elles doivent assurer la résistance en traction nécessaires vis-à-vis des effets de soulèvement et des moments de flexions.

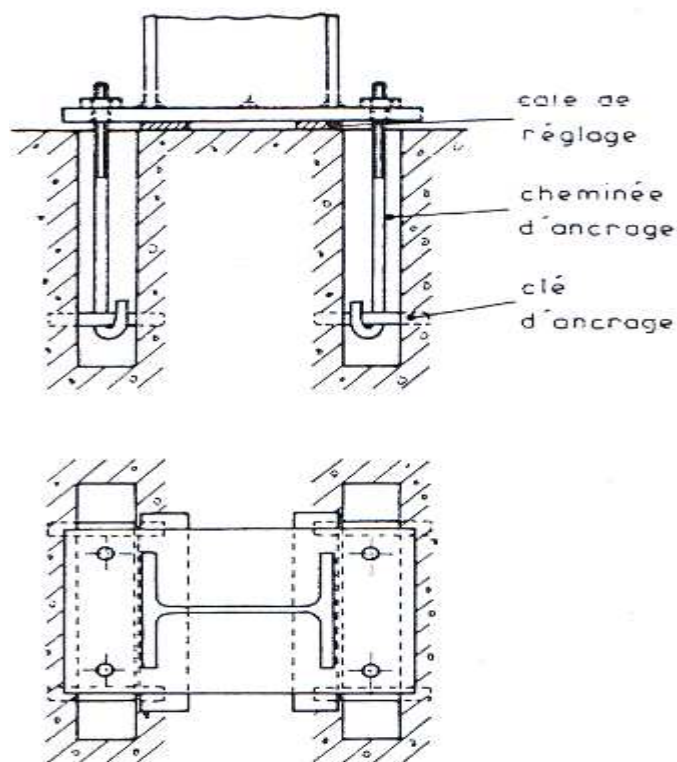


Figure VIII.9 : un bourrage de mortier sous la platine.

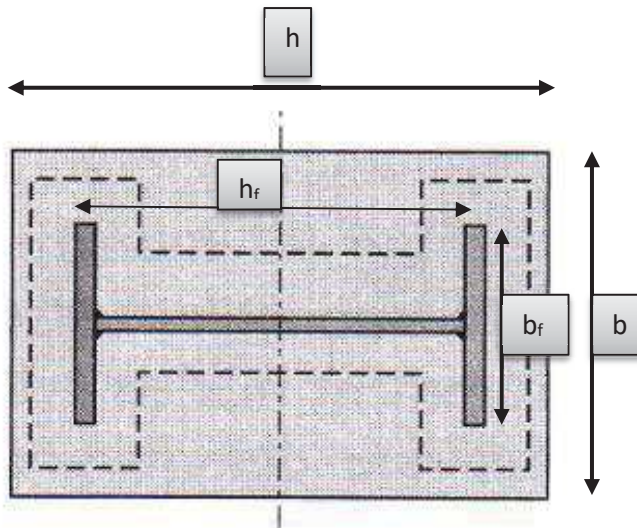


Figure VIII.10 : dimensionnement de la platine

VIII.7.2 dimensionnement de la platine :

La platine sera dimensionnée avec les efforts obtenue sous la combinaison (1,35G+1,5Q)

- $M=65,275\text{KN.m}$
- $N=3838,903\text{KN}$ (compression)
- $V=20,45\text{KN}$

Par la relation suivante :

$$Af \geq \max\left[\frac{N_c}{\sigma}; \frac{1}{h_f b_f} \left(\frac{N_c}{\sigma}\right)^2\right]$$

Avec :

$$\sigma = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,167\text{MPa}$$

Af : L'aire de la platine.

h, b : Hauteur et largeur de la platine.

$$Af \geq \max[270917,64; 489309,12]$$

$$Af \geq 48903,12\text{mm}^2$$

On a :

$$\frac{h}{b} = \frac{h_f}{b_f} \dots \dots h = b \frac{h_f}{b_f}$$

$$b=541,83\text{mm} \longrightarrow b=600\text{mm}, h=850\text{mm}$$

VII.7.2.1 dimensionnement de l'épaisseur de la platine :

Vérification vis-vis du noyau central :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{65,275}{3838,903} = 17\text{mm}$$

$$e \leq \frac{h}{6} = 141,66\text{mm} \longrightarrow \text{section entierement comprimée}$$

Moment correspondant pour une bande unité [1cm] :

$M=C_1.d_1+C_2.d_2$; Avec :

$$d_1 = \frac{u}{2}, d_2 = \frac{2}{3}u$$

$$c_1 = \sigma_1 \cdot u \cdot b$$

$$c_2 = (\sigma^{max} - \sigma_1) \frac{u}{2} b$$

$$\sigma^{max} = \frac{N}{bh} + \frac{6M}{bh^2} = 8,43\text{MPa}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{b \cdot h} = 7,527\text{MPa}$$

$$c_1 = 790335\text{N}$$

$$C_2 = 4747,5\text{N}$$

$$M=74685203,3\text{N}$$

$$M_{ely} = \frac{b \cdot t^2}{6} = \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

Il faut vérifiée la condition suivante :

$$M \leq M_{ely} \longrightarrow t \geq \sqrt{\frac{6M\gamma_{M0}}{b f_y}} = 48,10\text{mm}$$

Donc, on adopte une platine d'épaisseur $t=50\text{mm}$

➤ **Vérification de l'écrasement du béton :**

$$\sigma^{max} = 8,43\text{MPa} \leq \sigma = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 14,17\text{MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

b) Vérification de la bèche :

si : $0,3.N < V$la bèche est nécessaire.

On a :

$N=3838,903\text{KN}$ (compression)

$V=20,45\text{KN}$

$0,3.N=0,3 \cdot 3838,903=1151,6709\text{KN} > V=20,45\text{KN}$La beche est inutile

VIII.7.3 dimensionnement des tiges d'ancrages :

Les tiges seront dimensionnées avec les efforts obtenus sous la combinaison (0,8G-Ex)

- $M=63,695\text{KN.m}$
- $N=-2131,94\text{KN}$
- $V=24,358\text{KN}$

$$T = \frac{N}{2} \mp \frac{M}{h_0}$$

$$h_0 = 750\text{mm}$$

$$T=-1066,05\text{KN}$$

On dimensionne la tige avec :

$$\sigma_a \leq \frac{f_e}{\gamma_s}; \quad \sigma_a = \frac{T}{\frac{\pi \phi^2}{4}}$$

n :nombre de tiges tendues =8tiges

$$\phi \geq \sqrt{\frac{T \gamma_s}{n f_e \pi}} = 28,18\text{mm}$$

On prend $\phi = 30\text{mm}$

a) Vérification de l'arrachement de la tige :

Il faut :

$$N_a = 0,1 \left(1 + \frac{7 \cdot g_c}{1000} \right) \cdot \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1}\right)^2} (l_1 + 6,4 \cdot r + 3,5 \cdot l_2) \geq \frac{T}{n}$$

$$\phi = 30\text{mm}$$

$$g_c = \text{dosage en ciment du béton Kg/m}^3$$

$$d_1 : \text{Enrobage} = 700\text{mm}$$

n_b : nombres des goujons.

$$r=3\phi$$

$$l_1 = 20\phi$$

$$l_2 = 2\phi$$

$$N_a = 135,21\text{KN} \geq \frac{T}{n} = 133,25\text{KN} \dots \dots \dots \text{c'est vérifiée.}$$

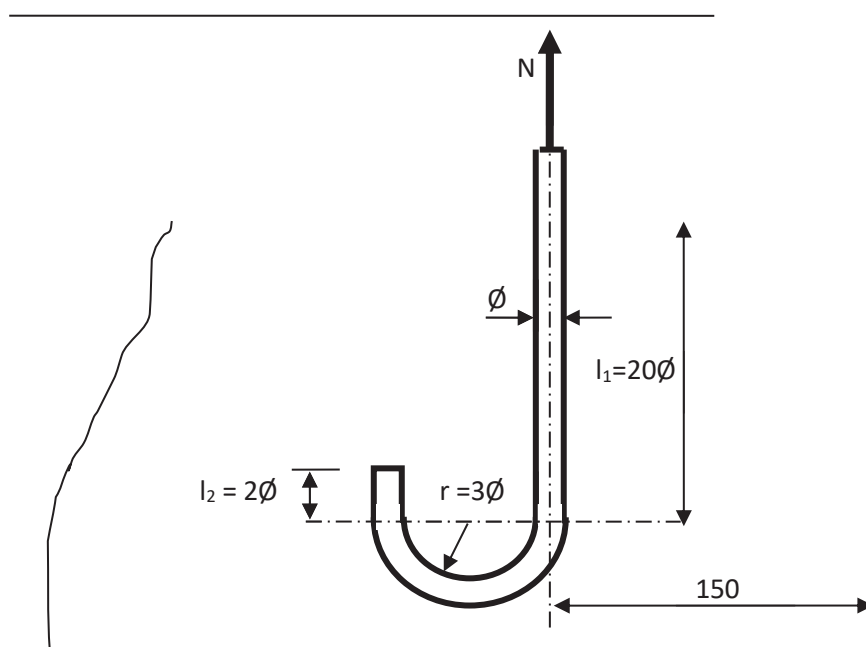


Figure VIII.11 : dimensionnement de la tige d'ancrage.

VIII.8 vérification selon logiciel robots :

- Vérification assemblage (poteau HEB 360- poutre traverse HEB360) :

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010-Non enregistrée Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau NF P 22-430	 Ratio 0,96
---	--	---

**GENERAL**

Assemblage N° : 5

Nom de l'assemblage : Poutre - poteau

GEOMETRIE**POTEAU**

Profilé : HEB 360

 $\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison $h_c = 360$ [mm] Hauteur de la section du poteau

Profilé :	HEB 360
$\alpha =$	-90,0 [Deg] Angle d'inclinaison
$b_{fc} =$	300 [mm] Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	13 [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	23 [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	27 [mm] Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	180,63 [cm ²] Aire de la section du poteau
$I_{xc} =$	43193,50 [cm ⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau :	ACIER E24
$\sigma_{ec} =$	235,00 [MPa] Résistance

POUTRE

Profilé :	HEB 360
$\alpha =$	0,0 [Deg] Angle d'inclinaison
$h_b =$	360 [mm] Hauteur de la section de la poutre
$b_f =$	300 [mm] Largeur de la section de la poutre
$t_{wb} =$	13 [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fb} =$	23 [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_b =$	27 [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
$r_b =$	27 [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b =$	180,63 [cm ²] Aire de la section de la poutre
$I_{xb} =$	43193,50 [cm ⁴] Moment d'inertie de la poutre
Matériau :	ACIER E24
$\sigma_{eb} =$	235,00 [MPa] Résistance

BOULONS

$d =$	22 [mm] Diamètre du boulon
Classe =	10.9 Classe du boulon
$F_b =$	162,41 [kN] Résistance du boulon à la rupture
$n_n =$	2 Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	6 Nombre de rangées des boulons

BOULONS

$d = 22$ [mm] Diamètre du boulon

$h_1 = 120$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about

Ecartement $e_i = 150$ [mm]

Entraxe $p_i = 100; 100; 160; 100; 100$ [mm]

PLATINE

$h_p = 750$ [mm] Hauteur de la platine

$b_p = 300$ [mm] Largeur de la platine

$t_p = 40$ [mm] Epaisseur de la platine

Matériau : ACIER E24

$\sigma_{ep} = 235,00$ [MPa] Résistance

JARRET INFERIEUR

$w_d = 300$ [mm] Largeur de la platine

$t_{fd} = 25$ [mm] Epaisseur de l'aile

$h_d = 355$ [mm] Hauteur de la platine

$t_{wd} = 15$ [mm] Epaisseur de l'âme

$l_d = 337$ [mm] Longueur de la platine

$\alpha = 46,5$ [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau : ACIER E24

$\sigma_{ebu} = 235,00$ [MPa] Résistance

RAIDISSEUR POTEAU**Supérieur**

$h_{su} = 315$ [mm] Hauteur du raidisseur

$b_{su} = 144$ [mm] Largeur du raidisseur

$t_{hu} = 20$ [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau : ACIER E24

$\sigma_{esu} = 235,00$ [MPa] Résistance

Inférieur

$h_{sd} = 315$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{sd} = 144$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{hd} = 20$ [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau : ACIER E24

$\sigma_{esu} = 235,00$ [MPa] Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w = 10$ [mm] Soudure âme
 $a_f = 10$ [mm] Soudure semelle
 $a_s = 10$ [mm] Soudure du raidisseur
 $a_{fd} = 10$ [mm] Soudure horizontale

EFFORTS

Cas : Calculs manuels

$M_y = 112,99$ [kN*m] Moment fléchissant
 $F_z = 43,41$ [kN] Effort tranchant
 $F_x = 570,86$ [kN] Effort axial

RESULTATS

DISTANCES DE CALCUL

Bou lon N°	Type	a ₁	a ₂	a ₃	a ₄	a ₅	a ₆	a'1	a'2	a'3	a'4	a'5	a'6	s	s ₁	s ₂
1	Intérieurs	55	69			23	38	42	69			26	40			
2	Centraux	55	69					42	69							100
3	Centraux	55	69					42	69							130
4	Centraux	55	69					42	69							130
5	Centraux	55	69					42	69							100

$x = 112$ [mm] Zone comprimée

$x = e_s \cdot \sqrt{(b/e_a)}$

EFFORTS PAR BOULON - EFFORTS PAR BOULON - METHODE PLASTIQUE

Boulo n N°	d _i	F _t	F _a	F _s	F _p	F _b		F _i	p _i [%]
1	619	309,26	0,00	548,95	204,20	162,41	>	85,60	100,00
2	519	111,91	146,88	237,39	82,34	162,41	>	79,45	100,00
3	419	123,52	190,94	308,60	90,88	162,41	>	73,30	100,00
4	259	123,52	190,94	308,60	90,88	162,41	>	63,47	100,00
5	159	111,91	146,88	237,39	82,34	162,41	>	57,32	100,00

d_i – position du boulon

F_t – effort transféré par la platine de l'élément aboutissant

F_a – effort transféré par l'âme de l'élément aboutissant

F_s – effort transféré par la soudure

F_p – effort transféré par l'aile du porteur

F_b – effort transféré par le boulon

F_i – effort sollicitant réel

$$F_i \leq \min(F_{ti}, F_{ai}, F_{si}, F_{pi}, F_{bi}) \quad 79,45 < 82,34 \quad \text{vérifié} \quad (0,96)$$

Traction des boulons

$$1.25 \cdot F_{i\max} / A_s \leq \sigma_{red} \quad |353,12| < 670,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,53)$$

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$$\sqrt{[F_{i\max}^2 + 2.36 \cdot T_i^2] / A_s} \leq \sigma_{red} \quad |283,09| < 670,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,42)$$

T₁ = 3,62 [kN] Effort tranchant dans le boulon

T_b = 131,82 [kN] Résistance du boulon au cisaillement

Effort tranchant [9.2.2.1]

$$T_1 \leq T_b \quad 3,62 < 131,82 \quad \text{vérifié} \quad (0,03)$$

VERIFICATION DE LA POUTRE

F_{res} = -423,43 [kN] Effort de compression F_{res} = 2*ΣF_i - 2*N

Compression réduite de la semelle [9.2.2.2]

N_{c adm} = 3010,63 [kN] Résistance de la section de la poutre N_{cadm} = A_{bc}*σ_e + N*A_{bc}/A_b

$$F_{res} \leq N_{c adm} \quad -423,43 < 3010,63 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

VERIFICATION DU POTEAU

Compression de l'âme du poteau [9.2.2.2.2]

$$F_{res} \leq F_{pot} \quad -423,43 < 2445,47 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

Cisaillement de l'âme du poteau - (NF, CM66)

$$V_R = 924,67 \text{ [kN]} \quad \text{Effort tranchant dans l'âme} \quad V_R = (1/1.54) \cdot A_v \cdot \sigma_e$$

$$|F_{res}| \leq V_R \quad |-423,43| < 924,67 \quad \text{vérifié} \quad (0,46)$$

REMARQUES

.

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,96

➤ **VIII.9 Assemblage poutre-poutre (solive-poutre principale) :**

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010-Non enregistrée	
	Calcul de l'assemblage par cornières CM 66 - Revue construction métallique n° 2 - juin 1976 (NT 84)	



GENERAL

Assemblage N° : 1

Nom de l'assemblage : Par cornières : poutre-poutre (âme)

GEOMETRIE

POUTRE PORTEUSE

Profilé : HEB 360

$\alpha_1 = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison

$h = 360$ [mm] Hauteur de la section poutre principale

$b = 300$ [mm] Largeur de l'aile de la section de la poutre principale

$t_w = 13$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre principale

$t_f = 23$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre principale

Profilé : HEB 360

$\alpha_1 = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison

$r = 27$ [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la poutre principale

$A = 180,63$ [cm²] Aire de la section de la poutre principale

$I_y = 43193,50$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section de la poutre principale

Matériau : ACIER

$\sigma_e = 235,00$ [MPa] Résistance

POUTRE PORTEE

Profilé : IPE 330

$\alpha_2 = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison

$h_b = 330$ [mm] Hauteur de la section de la poutre

$b_{fb} = 160$ [mm] Largeur de la section de la poutre

$t_{wb} = 8$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre

$t_{fb} = 12$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre

$r_b = 18$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre

$A_b = 62,61$ [cm²] Aire de la section de la poutre

$I_{yb} = 11766,90$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre

Matériau : ACIER

$\sigma_{eb} = 235,00$ [MPa] Résistance

ENCOCHE DE LA POUTRE PORTEE

$h_1 = 50$ [mm] Encoche supérieur

$h_2 = 60$ [mm] Encoche inférieure

$l = 140$ [mm] Longueur de l'encoche

CORNIERE

Profilé : CAE 100x10

$\alpha_3 = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison

$h_c = 100$ [mm] Hauteur de la section de la cornière

$b_c = 100$ [mm] Largeur de la section de la cornière

Profilé : CAE 100x10
 $\alpha_3 = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $t_c = 10$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la cornière
 $r_c = 12$ [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière
 $L_c = 130$ [mm] Longueur de la cornière
 Matériau : ACIER
 $\sigma_c = 235,00$ [MPa] Résistance

BOULONS

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE PORTEUSE

Classe = 10.9 Classe du boulon
 $d' = 18$ [mm] Diamètre du boulon
 $A'_s = 1,57$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A'_v = 2,54$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $f_y = 670,00$ [MPa] Limite de plasticité
 $f_u = 1000,00$ [MPa] Résistance du boulon à la traction
 $n' = 2,00$ Nombre de rangées des boulons
 $h'_1 = 30$ [mm] Niveau du premier boulon

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE PORTEE

Classe = 10.9 Classe du boulon
 $d = 16$ [mm] Diamètre du boulon
 $A_s = 1,57$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 2,01$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $f_y = 670,00$ [MPa] Limite de plasticité
 $f_u = 1000,00$ [MPa] Résistance du boulon à la traction
 $n = 2,00$ Nombre de rangées des boulons
 $h_1 = 30$ [mm] Niveau du premier boulon

EFFORTS

Cas : Calculs manuels

T = 69,58 [kN] Effort tranchant

RESULTATS

BOULONS

cisaillement des boulons (*Côté de la poutre portée*)

$$T \leq 1.3 * n * A_s * f_y / \sqrt{(1 + (a^2 * \alpha^2) / \delta^2)} \quad | 69,58 | < 127,75 \quad \text{vérifié} \quad (0,54)$$

cisaillement des boulons (*Côté de la poutre porteuse*)

$$T \leq 1.3 * n' * A'_s * f_y \quad | 69,58 | < 273,49 \quad \text{vérifié} \quad (0,25)$$

PROFILES

Pression diamétrale (*Côté de la poutre portée*)

$$T \leq 3 * n * d * t_{wb} * \sigma_{eb} / \sqrt{(1 + (a^2 * \alpha^2) / \delta^2)} \quad | 69,58 | < 79,04 \quad \text{vérifié} \quad (0,88)$$

Pression diamétrale (*Côté de la poutre porteuse*)

$$T \leq 6 * n' * d' * t_w * \sigma_e \quad | 69,58 | < 634,50 \quad \text{vérifié} \quad (0,11)$$

Pince transversale

$$T \leq 1.25 * n * t_{wb} * d_t * \sigma_{eb} \quad | 69,58 | < 352,50 \quad \text{vérifié} \quad (0,20)$$

Effort tranchant (*Côté de la poutre portée*)

$$T \leq 0.65 * (h_a - n * d) * t_{wb} * \sigma_{eb} \quad | 69,58 | < 215,38 \quad \text{vérifié} \quad (0,32)$$

Moment fléchissant (*Côté de la poutre portée*)

$$T \leq 1/f * I/v * \sigma_{eb} \quad | 69,58 | < 101,55 \quad \text{vérifié} \quad (0,69)$$

CORNIERE

Pression diamétrale (*Côté de la poutre portée*)

$$T \leq 6 * n * d * t_c * \sigma_c / \sqrt{(1 + (a^2 * \alpha^2) / \delta^2)} \quad | 69,58 | < 210,77 \quad \text{vérifié} \quad (0,33)$$

Pression diamétrale (*Côté de la poutre porteuse*)

$$T \leq 6 * n' * d' * t_c * \sigma_c \quad | 69,58 | < 507,60 \quad \text{vérifié} \quad (0,14)$$

Pince transversale (*Côté de la poutre portée*)

$$T \leq 2.5 * n * t_c * d_v * \sigma_c \quad | 69,58 | < 352,50 \quad \text{vérifié} \quad (0,20)$$

Pince transversale (*Côté de la poutre porteuse*)

$$T \leq 2.5 * n' * t_c * d'_v * \sigma_c \quad | 69,58 | < 352,50 \quad \text{vérifié} \quad (0,20)$$

Effort tranchant (Côté de la poutre portée)

$$T \leq 0.866 * t_c * (L_c - n * d) * \sigma_c \quad | 69,58 | < 199,44 \quad \text{vérifié} \quad (0,35)$$

Effort tranchant (Côté de la poutre porteuse)

$$T \leq 0.866 * t_c * (L_c - n' * d') * \sigma_c \quad | 69,58 | < 191,30 \quad \text{vérifié} \quad (0,36)$$

Moment fléchissant (Côté de la poutre portée)

$$T \leq (2/a) * (I/v)_c * \sigma_c \quad | 69,58 | < 175,76 \quad \text{vérifié} \quad (0,40)$$

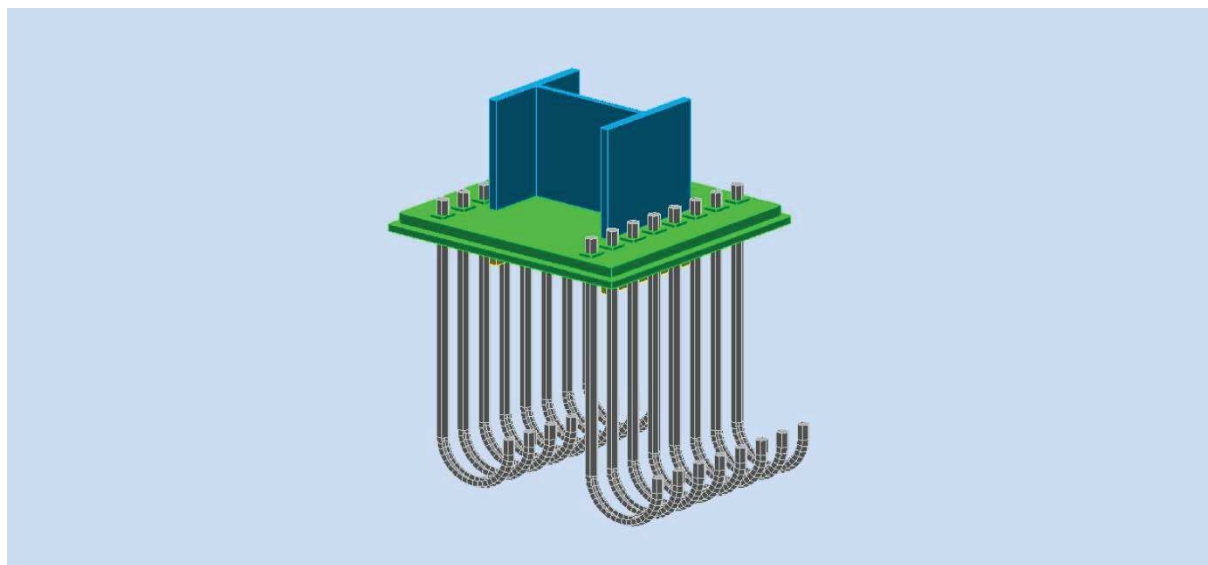
Moment fléchissant (Côté de la poutre porteuse)



$$T \leq t_c * L_c^2 / (3a') * \sigma_c \quad | 69,58 | < 199,82 \quad \text{vérifié} \quad (0,35)$$

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,88

➤ VIII.10 Assemblage pieds poteaux (tige d'ancrage):



	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010-Non enregistrée	
	Calcul du Pied de Poteau encastré 'Les pieds de poteaux encastrés' de Y.Lescouarc'h (Ed. CTICM)	



GENERAL

Assemblage N° : 1

Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé :	HEB 360	
$\alpha =$	0,0	[Deg] Angle d'inclinaison
$h_c =$	360	[mm] Hauteur de la section du poteau
$b_{fc} =$	300	[mm] Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	13	[mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	23	[mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	27	[mm] Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	180,63	[cm ²] Aire de la section du poteau
$I_{yc} =$	43193,50	[cm ⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau :	ACIER	
$\sigma_{ec} =$	235,00	[MPa] Résistance

PLAQUE PRINCIPALE DU PIED DE POTEAU

$l_{pd} =$	640	[mm] Longueur
$b_{pd} =$	620	[mm] Largeur
$t_{pd} =$	30	[mm] Epaisseur
Matériau :	ACIER	
$\sigma_e =$	235,00	[MPa] Résistance

PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pp} =$	675	[mm] Longueur
$b_{pp} =$	650	[mm] Largeur
$t_{pp} =$	20	[mm] Epaisseur

ANCRAGE

Classe =	4.6	Classe de tiges d'ancrage
$d =$	30	[mm] Diamètre du boulon
$d_0 =$	32	[mm] Diamètre des trous pour les tiges d'ancrage

Classe =	4.6	Classe de tiges d'ancrage
$n_H =$	2	Nombre de colonnes des boulons
$n_V =$	8	Nombre de rangées des boulons
$e_H =$	450 [mm]	Ecartement
$e_V =$	75 [mm]	Entraxe

Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 =$	48 [mm]
$L_2 =$	600 [mm]
$L_3 =$	200 [mm]
$L_4 =$	50 [mm]

Plaquette

$l_{wd} =$	42 [mm]	Longueur
$b_{wd} =$	50 [mm]	Largeur
$t_{wd} =$	15 [mm]	Epaisseur

BECHE

Profilé :	HEB 360	
$h_w =$	100 [mm]	Hauteur
Matériau :	ACIER	
$\sigma_e =$	235,00 [MPa]	Résistance

SEMELLE ISOLEE

$L =$	3000 [mm]	Longueur de la semelle
$B =$	1100 [mm]	Largeur de la semelle
$H =$	900 [mm]	Hauteur de la semelle

BETON

$f_{c28} =$	25,00 [MPa]	Résistance
$\sigma_{bc} =$	14,17 [MPa]	Résistance
$n =$	6,56	ratio Acier/Béton

SOUDURES

$a_p = 20$ [mm] Plaque principale du pied de poteau
 $a_w = 8$ [mm] Bêche

EFFORTS

Cas : Calculs manuels

$N = 383,80$ [kN] Effort axial
 $Q_y = 10,00$ [kN] Effort tranchant
 $Q_z = 20,45$ [kN] Effort tranchant
 $M_y = 65,00$ [kN*m] Moment fléchissant
 $M_z = 0,00$ [kN*m] Moment fléchissant

RESULTATS

ANCRAGE

$N_t = 42,04$ [kN] Force de traction max dans le boulon d'ancrage $N_t = 0.5 \cdot (M_y/d_{tz} + N)/n_v$

Vérification de la semelle tendue du poteau

$l_1 = 150$ [mm] $l_1 = 0.5 \cdot b_{fc}$
 $l_2 = 71$ [mm] $l_2 = \pi \cdot 0.5 \cdot a_2$
 $l_3 = 183$ [mm] $l_3 = 0.5 \cdot [(b_{fc} - s) + \pi \cdot a_2]$
 $l_4 = 108$ [mm] $l_4 = 0.5 \cdot (s + \pi \cdot a_2)$
 $l_{eff} = 71$ [mm] $l_{eff} = \min(l_1, l_2, l_3, l_4)$

$N_t \leq l_{eff} \cdot t_{fc} \cdot \sigma_{ec}$ $42,04 < 373,75$ vérié (0,11)

Adhérence

$N_t \leq \pi \cdot d \cdot \tau_s \cdot (L_2 + 6.4 \cdot r + 3.5 \cdot L_4)$ $42,04 < 168,03$ vérié (0,25)

Vérification de la résistance de la section fileté d'une tige

$N_t \leq 0.8 \cdot A_s \cdot \sigma_e$ $42,04 < 107,71$ vérié (0,39)

Transfert des efforts tranchants

$|t_z| \leq \sqrt{(A_t^2 \cdot \sigma_e^2 - N^2) / 2.36}$ $|1,28| < 86,24$ vérié (0,01)

$|t_y| \leq \sqrt{(A_t^2 \cdot \sigma_e^2 - N^2) / 2.36}$ $|0,63| < 86,24$ vérié (0,01)

BECHE

Béton

$ T_z \leq (l - 30) * \sigma_{bc} * B$	$ 20,45 < 297,50$	vérifié	(0,07)
$ T_y \leq (l-30) * \sigma_{bc} * H$	$ 10,00 < 357,00$	vérifié	(0,03)

Ame

$ T_z \leq f * t * h / \sqrt{3}$	$ 20,45 < 534,23$	vérifié	(0,04)
$ T_y \leq f * t * h / \sqrt{3}$	$ 10,00 < 1831,64$	vérifié	(0,01)

Semelle

$ T_z \leq 3*b*t*f / l / (1/h + 1/h_0)$	$ 20,45 < 8565,75$	vérifié	(0,00)
$ T_y \leq 3*b*t*f / l / (1/h + 1/h_0)$	$ 10,00 < 2379,37$	vérifié	(0,00)

Soudure âme

$ T_z \leq 2/k*f*t*h / \sqrt{3}$	$ 20,45 < 976,88$	vérifié	(0,02)
$ T_y \leq 3*b*t*f / l / (1/h + 1/h_0)$	$ 10,00 < 3076,52$	vérifié	(0,00)

Semelle

$ T_z \leq 2*3*b*t*f / l / (1/h + 1/h_0)$	$ 20,45 < 6153,04$	vérifié	(0,00)
$ T_y \leq (l - 30) * \sigma_{bc} * B$	$ 10,00 < 1783,19$	vérifié	(0,01)

Ame poteau

$ T_z \leq 3*b*t*f / l / (1/h + 1/h_0)$	$ 20,45 < 1775,98$	vérifié	(0,01)
$ T_y \leq 3*b*t*f / l / (1/h + 1/h_0)$	$ 10,00 < 3710,64$	vérifié	(0,00)

PLATINE

Zone de traction

$M_{11'} = 15,14$ [kN*m] Moment fléchissant $M_{11'} = n_v * N_t * (d_{tz} - h_c / 2)$

$M_{11'} \leq \sigma_e * b_{pd} * t_{pd}^2 / 6$	$15,14 < 21,86$	vérifié	(0,69)
---	-----------------	---------	--------

Cisaillement

$V_{11'} = 336,34$ [kN] Effort tranchant $V_{11'} = n_v * N_t$

$V_{11'} \leq \sigma_e / \sqrt{3} * (b_{pd} * t_{pd} / 1.5)$	$336,34 < 1682,40$	vérifié	(0,20)
--	--------------------	---------	--------

$t_{pmin} = 6$ [mm] $t_{pmin} = V_{11'} * 1.5 * \sqrt{3} / (\sigma_e * b_{pd})$

$t_{pd} \geq t_{pmin}$	$30 > 6$	vérifié	(0,20)
------------------------	----------	---------	--------

Traction

$a_1 = 17$ [mm]	Pince bord de la soudure de l'aile du poteau-axe du boulon d'ancrage	$a_1 = a_2 - \sqrt{2}a_p$
$a_2 = 45$ [mm]	Pince bord de l'aile du poteau-axe du boulon d'ancrage	$a_2 = (a_h - h_c)/2$
$s = 75$ [mm]	Entraxe verticale des boulons d'ancrage	$s = a_v$

$N_i[\text{daN}] \leq 375 * t_{pd}[\text{mm}] * [(a_2/a_1) * (s/(s+a_2))]$	$4204,31 < 18928,65$	vérifié	(0,22)
--	----------------------	----------------	--------

Pression diamétrale

$ t_z = 1,28$ [kN]	Effort tranchant	$t_z = Q_z/n_v$
---------------------	------------------	-----------------

$ t_z \leq 3 * d * t_{pd} * \sigma_e$	$ 1,28 < 634,50$	vérifié	(0,00)
--	-------------------	----------------	--------

$ t_y = 0,63$ [kN]	Effort tranchant	$t_y = Q_y/n_v$
---------------------	------------------	-----------------

$ t_y \leq 3 * d * t_{pd} * \sigma_e$	$ 0,63 < 634,50$	vérifié	(0,00)
--	-------------------	----------------	--------

PLATINE DE PRESCELLEMENT

Pression diamétrale

$ t_z \leq 3 * d * t_{pp} * \sigma_e$	$ 1,28 < 423,00$	vérifié	(0,00)
--	-------------------	----------------	--------

$ t_y \leq 3 * d * t_{pp} * \sigma_e$	$ 0,63 < 423,00$	vérifié	(0,00)
--	-------------------	----------------	--------

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,69

CHAPITRE IX: Etude de contreventements

Afin d'assurer la stabilité globale d'un bâtiment, il est nécessaire que celui-ci soit contreventé selon au moins 3 plans verticaux.

IX Introduction :

Les contreventements sont des éléments stabilisateurs principaux d'une structure. Ils sont soumis à des forces situées essentiellement dans leur plan. Les charges et action qui provoquent ces forces sont :

- Le vent agissant sur la façade de la structure.
- Le mouvement horizontal imposé aux fondations de la structure par les séismes.
- L'action horizontale des ponts roulants agissant sur les voies de roulement.

Les contreventements ayant pour rôle de transférer les forces qui les sollicitent jusqu'aux fondations, ils doivent être conçus de manière à fonctionner comme les éléments porteurs stables, reposant des appuis.

La vérification de la sécurité structurale d'une barre, comprimée soumise au flambage consiste à vérifier la relation suivante :

$$N_{c.sd} < N_{ord} = X \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}$$

La vérification de la sécurité structurale d'une barre tendue consiste à vérifier :

$$N_{o.sd} \leq N_{trd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0}$$

IX.1 Calcul de la palée de stabilité en long pan :

Dans ce sens la stabilité verticale est assurée par des palées de stabilité en V.

Les valeurs de l'effort sismique sont données selon la figure 1 :

- **dimensionnement des diagonales en V**

- **calcul des angles des diagonales :**

$$tga = \frac{5,78}{5} \rightarrow \alpha = 49,15^\circ$$

- **longueur des diagonales :**

$$D = \sqrt{5,78^2 + 2,5^2} = 6,29m$$

- **vérification des diagonales à la traction :**

On doit vérifier la formule suivante :

$$N_{sd} \leq N_{trd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}}$$

On a :

$$N_{sd} = \frac{\sum H_i}{\cos \alpha} = \frac{2578,5}{\cos 49,15^\circ} = 3942,17 daN$$

$$N_{sd} = 3942,17 daN$$

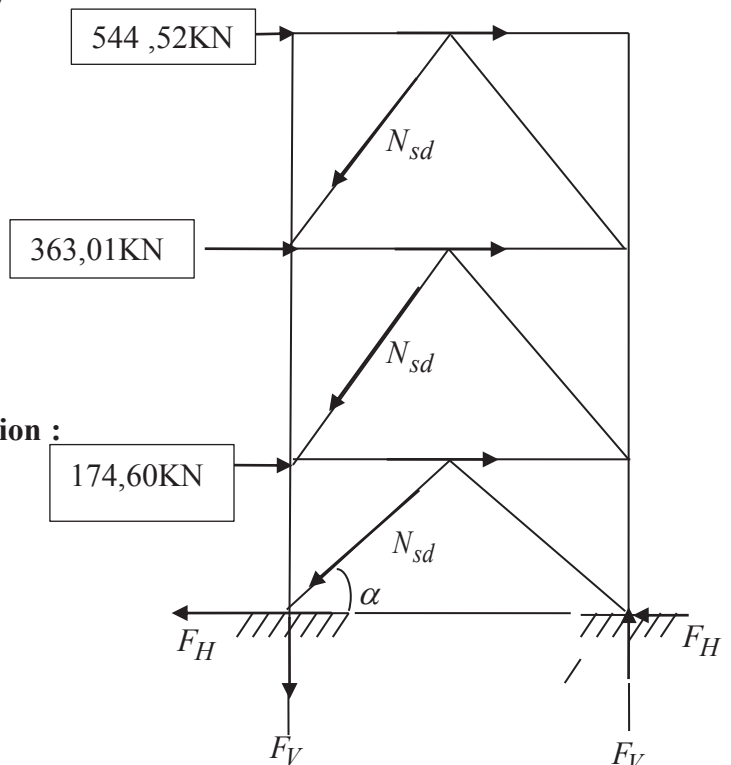


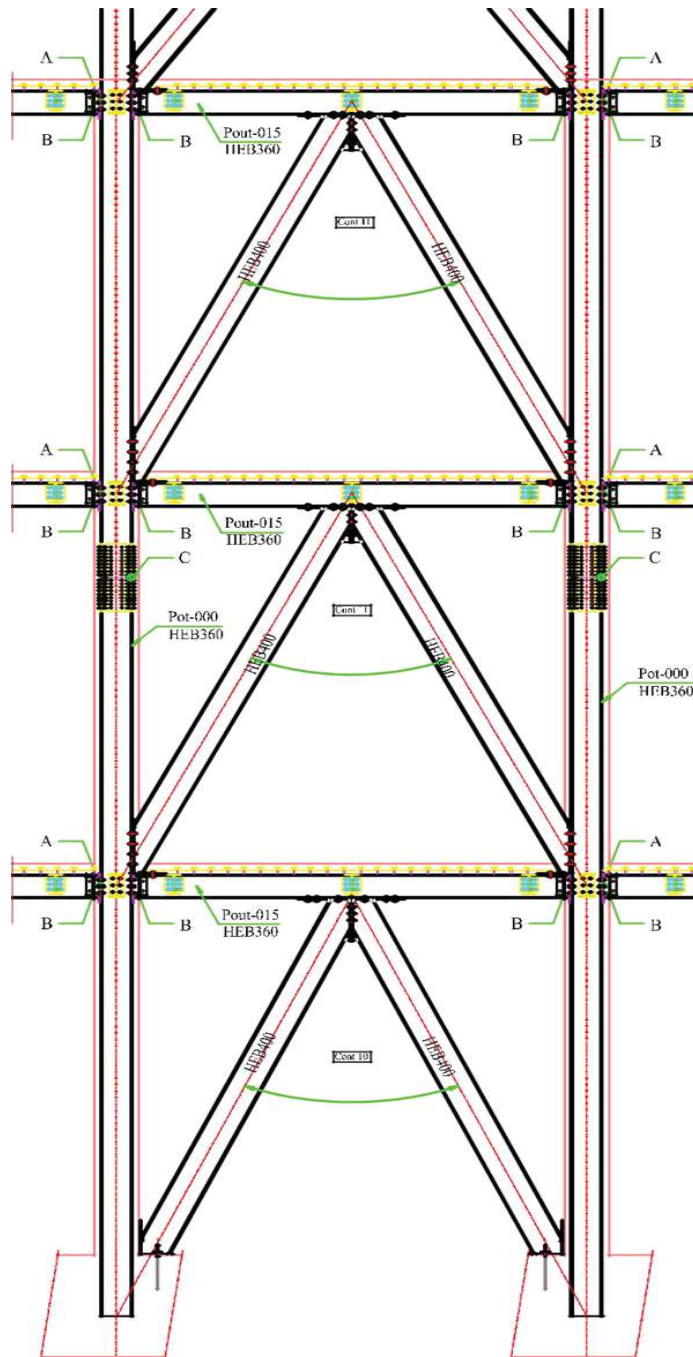
Figure IX.1 : contreventement en V

Donc :

$$A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{3942,17 \times 1,1}{23,5} = 184,52 \text{ cm}^2$$

Soit une section de 197,8cm² Donc on choisit un **HEB 400**



FigureIX.2: contreventement portique longitudinal (palis de stabilités HEB400)

➤ vérification au flambement :

On a :

$$N_{sd} = 3942,17 \text{ daN}$$

On doit vérifier la formule suivant :

$$N_{csd} < N_{by.Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot B_A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$L_1 = D = 5,3 \text{ m}$$

$$A = 19780 \text{ mm}^2; \quad i_y = 17,08 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{L_1}{i_y} = \frac{530}{17,08} = 31,03$$

$$\bar{\lambda} = 31,03 / 93,3 = 0,33$$

On a :

$$\left. \begin{array}{l} \bar{\lambda} = 0,33 \\ h/b > 1,2 ; t_f < 40 \text{ mm ; axe y-y} \\ \text{Courbe b} \end{array} \right\} \rightarrow \chi = 0,9530$$

Donc :

$$N_{by.Rd} = \frac{0,9530 \times 197,80 \times 23,5}{1,1} = 4027,93 \text{ daN}$$

$N_{sd} = 3942,17 \text{ daN} < N_{by.Rd} = 4027,93 \text{ daN} \dots \dots \dots$ vérifiée.

Conclusion : le profile **HEB 400** convient comme des diagonales en Δ ,

IX.2 Dimensionnement de la poutre sablière :

Les poutres sablières jouent le rôle de relieur entre différents portiques transversaux, leurs évitant un important déplacement longitudinal notamment en cas de séisme.

Les poutres sablières qui sont des poutres de rives travaillent simultanément à la flexion sous l'action des charges verticales provenant de poids de plancher, les murs, et à la compression sous l'effet de l'effort sismique.

➤ Sollicitation :

✓ Soit poutre HEB 360 L=6m comme poutre de sablière

D'après le chapitre III et le chapitre VII en attirant les valeurs suivantes :

$$G=36,93\text{KN.m}$$

$$Q=15,62\text{KN.m}$$

$$E_x=544,52\text{KN}$$

IX.2.1 vérification de la flèche :

$$f = \frac{5Ql^4}{384EI} \leq \frac{l}{250}$$

D'où :

$$f = \frac{5 \cdot L^4 \cdot p_s}{384 \cdot E \cdot I_y} = \frac{5 \cdot 52,55 \cdot 600^4}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 43190} = 0,97\text{cm}$$

$$f_{ad} = \frac{L/2}{250} = \frac{300}{250} = 1,2\text{cm}$$

$f=0,97\text{cm} < f_{ad}=1,2\text{cm}$ ➡ condition vérifiée.

IX.2.2 détermination des sollicitations :

On a :

$$N_{sd} = 1101,70\text{KN}$$

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{73,28 \times 36}{8} = 329,76\text{KN}$$

IX.3 vérification de la résistance ultime en section de la poutre sablière:

La résistance en section en cas d'interaction entre un moment de flexion et un effort normal se vérifie ainsi :

$$M_{ysd} \leq M_{ny.Rd}$$

M_{nyRd} : Le moment de résistance plastique réduit par prise en compte l'effort axial.

$$M_{Ny.Rd} = M_{ply.Rd} \left(\frac{1-n}{1-0,5\alpha} \right) \leq M_{ply.Rd}$$

Ou:

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl.Rd}} \text{ et } \alpha = \frac{A-2bt_f}{A} \leq 0,5$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{6060 \times 235}{1,1} = 1294,63 \text{ KN}$$

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl.Rd}} = \frac{1101,70}{1294,63} = 0,85$$

$$\alpha = \frac{18060 - 2 \times 300 \times 22,5}{18060} = 0,25 \leq 0,5 \dots \text{OK}$$

$$M_{ply.Rd} = \frac{w_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2683 \times 23,5}{1,1} = 573,18 \text{ KN.m}$$

Vérification :

$$M_{NyRd} = 573,18 \left(\frac{1 - 0,85}{1 - 0,5 \times 0,25} \right) = 98,25 \text{ KN.m} < M_{ply.Rd} = 573,18 \text{ KN.m}$$

Donc la condition de résistance en section est vérifiée.

IV.4 Vérification de contreventement par logiciel robots :

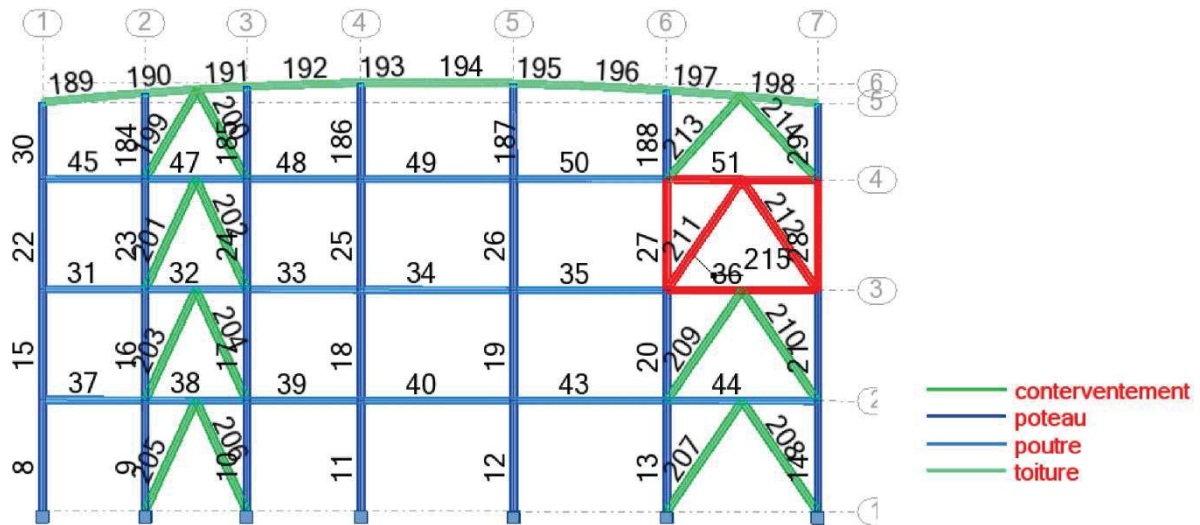


Figure IX.3 : portique contreventé par pales de stabilité.

➤ Vérification de système de contreventement :

- ✓ barre 212 en HEB400:

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : Eurocode 3

TYPE D'ANALYSE : Vérification des pièces

FAMILLE :

PIECE : 212 212

POINT : 2

COORDONNEE : $x = 0.50 L = 3.50 \text{ m}$

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif : $7 G+Q+1,2E (1+2)*1.00+4*1.20$

MATERIAU :

ACIER $f_y = 235.00 \text{ MPa}$ $f_{yb} = 235.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION : contreventement

$h=40.0 \text{ cm}$	$gM0=1.10$	$gM1=1.10$	
$b=30.0 \text{ cm}$	$A_y=144.00 \text{ cm}^2$	$A_z=69.98 \text{ cm}^2$	$A_x=197.78 \text{ cm}^2$
$t_w=1.4 \text{ cm}$	$I_y=57680.50 \text{ cm}^4$	$I_z=10819.00 \text{ cm}^4$	$I_x=382.00 \text{ cm}^4$
$t_f=2.4 \text{ cm}$	$W_{ely}=2884.02 \text{ cm}^3$	$W_{elz}=721.27 \text{ cm}^3$	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

$N_{.sd} = 658.52 \text{ kN}$	$M_{y.sd} = 8.14 \text{ kN*m}$	
$N_{c.rd} = 4225.26 \text{ kN}$	$M_{ply.rd} = 690.45 \text{ kN*m}$	
$N_{b.rd} = 2501.43 \text{ kN}$	$M_{ny.rd} = 674.55 \text{ kN*m}$	$V_{z.sd} = 0.75 \text{ kN}$
		$V_{plz.rd} = 863.13 \text{ kN}$

Mny.rd = 690.45 kN*m

Vz.sd = 16.48 kN

Mb.rd = 646.19 kN*m

Vplz.rd = 863.13 kN

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT :

ID_inf=7.00 m

C1 = 2.43

C2 = 0.00

Mcr = 3570.37 kN*m

XLT = 0.94

kLT = 1.00

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :



en y :



en z :

FORMULES DE VERIFICATION :

My.sd/Mny.rd = 69.83/690.45 = 0.10 < 1.00 (5.23)

Meff.sd/Mb.rd = 0.04 < 1.00 (5.5.3)

Vz.sd/Vplz.rd = 0.02 < 1.00 (5.20)

Profil correct !!!

✓ **Vérification de la poutre de contreventement en HEB360 (barre N°51) :**

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : Eurocode 3

TYPE D'ANALYSE : Vérification des pièces

FAMILLE :

PIECE : 51 51

POINT : 1

COORDONNEE : x = 0.00 L =

0.00 m

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif : 10 0,8G+E 1*0.80+4*1.00

MATERIAU :

ACIER fy = 235.00 MPa fyb = 235.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION : poutre

h=36.0 cm

gM0=1.10

gM1=1.10

b=30.0 cm

Ay=135.00 cm²

Az=60.60 cm²

Ax=180.63 cm²

tw=1.3 cm

Iy=43193.50 cm⁴

Iz=10141.20 cm⁴

Ix=310.00 cm⁴

tf=2.3 cm

Wely=2399.64 cm³

Welz=676.08 cm³

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

N.sd = 167.90 kN

My.sd = -67.34 kN*m

Nc.rd = 3858.98 kN

Mply.rd = 573.22 kN*m

Nb.rd = 1822.68 kN

Mny.rd = 573.22 kN*m

Vz.sd = 72.66 kN

Vplz.rd = 747.40 kN

Mb.rd = 478.68 kN*m

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT :

C1 = 1.11

Mcr = 1195.51 kN*m

kLT = 0.99

ID_inf=7.90 m

C2 = 0.00

XLT = 0.84

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :

en y :

Ly = 7.90 m

Lfy = 7.90 m

Lambda y = 51.09

Lambda_y = 0.54

Xy = 0.86

ky = 1.03



en z :

Lz = 7.90 m

Lfz = 7.90 m

Lambda z = 105.43

Lambda_z = 1.12

Xz = 0.47

kz = 0.99

FORMULES DE VERIFICATION : $My.sd/Mny.rd = 67.34/573.22 = 0.12 < 1.00$ (5.23) $Nsd/(Xmin*A*fy/gM1)+ky*My.sd/(Wply*fy/gM1) = 0.21 < 1.00$ (5.51) $Nsd/(Xz*A*fy/gM1)+klt*My.sd/(Xlt*Wply*fy/gM1) = 0.23 < 1.00$ (5.52) $Vz.sd/Vplz.rd = 0.10 < 1.00$ (5.20)***Profil correct !!!*****❖ Remarque :**

Après avoir un portique contreventé en (Λ) par des palis de stabilité en HEB 400 on aura :

-Des résultats différents, et on aura une grande rigidité expérimentalement et numériquement par rapport au portique ne pas contreventé.

- diminution des efforts de la structure selon les combinaisons de comportement dynamique.

-Les résultats obtenus ont montré que les coefficients de comportement dynamique pour les modèles à contreventement limitant le flambement étaient plus moins que ceux à ne pas contreventé,

-L'étude a également montré que la hauteur des bâtiments et le nombre de travées contreventées ont une grande influence sur le coefficient de comportement dynamique.

-On conclura dans cette étude que les systèmes de contreventement permettent d'obtenir des structures économiques, puisqu'elle réduit considérablement les efforts internes dans les éléments de la structure.

CHAPITRE X: Etude de l'infrastructure

X.1-introduction :

Toute structure a besoin d'une bonne base pour ne pas s'effondre, c'est pour cela qu'une fondation fait office de relais entre la structure et le sol.

Les fondations correspondent à l'ensemble des ouvrages entrés qui assurent la stabilité de l'ouvrage en répartissant les charges dans le sol, elles limitent les phénomènes de tassement et de glissement.

X.1.1-Les fondations :**➤ Définition :**

On appelle fondation la base des ouvrages qui se trouvent en contact direct avec le sol et dont la fonction est de transmettre à ce dernier les charges supportées par la superstructure dans de bonnes conditions afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage.

X.1.2-Différentes type de fondation :

Suivant l'importance des charges et la résistance de terrain on opte pour :

- Des fondations superficielles, lorsque les couches de terrain sont capables de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur.
- Des fondations profondes, lorsque les couches de terrain capable de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur.

X.1.3-Choix de type de fondation :

Le type de fondation est choisi essentiellement les critères suivants :

- La résistance du sol.
- Le tassement du sol.
- Le mode constructif de la structure.

Le choix porté sur le type de fondation, doit aussi satisfaire certains critères qui sont :

- La stabilité de l'ouvrage (rigidité).
- La facilité d'exécution (coffrage).
- L'économie.

X.2.1-Définitions et justification des fondations sur pieux :

La fondation d'un ouvrage de construction est la partie qui reprend les charges de la superstructure et les transmet par contact au sol support. Elle joue un rôle important pour une bonne tenue des ouvrages.

On distingue généralement trois types de fondations classés en fonction du rapport de la longueur d'encastrement D par rapport à la largeur ou le diamètre B de la fondation.

Ainsi on a:

- des fondations superficielles (semelles et radiers) lorsque $D/B < 4$.
- des fondations semi-profondes (puits) lorsque $4 \leq D/B < 10$.
- des fondations profondes (pieux) lorsque $D/B \geq 10$.

➤ **Fondation profondes (pieux) :**

Une fondation profonde est caractérisée par la manière dont le sol est sollicité pour résister aux charges appliquées.

- Résistance en pointe
- Par frottement latéral
- Résistance en pointe et frottement latéral (cas courant)

Ses dimensions sont définies par :

- ❖ D : longueur de fondation enterrée dans le sol.
- ❖ B : largeur de la fondation ou diamètre.

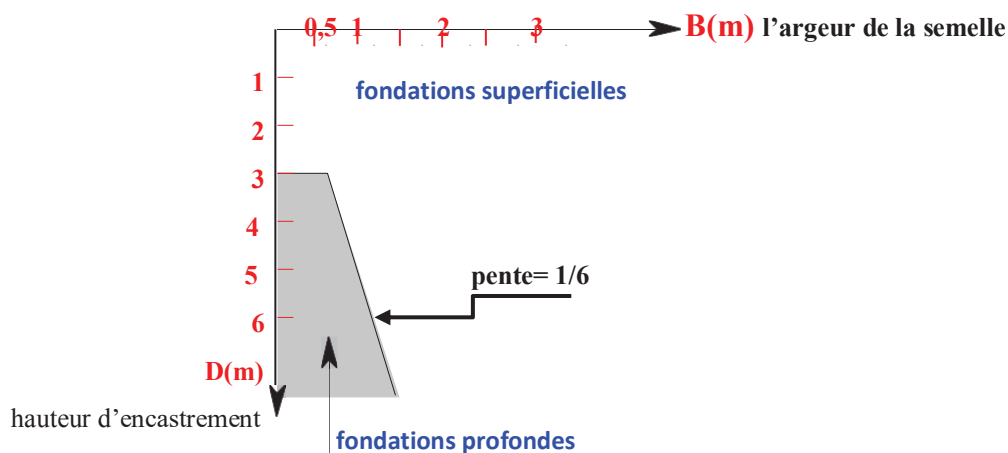


Figure X.1: le domaine de fondation profonde.

X.2.2 Caractéristique d'un pieu:

- **La tête** : qui reçoit directement les charges de la superstructure de l'ouvrage par l'intermédiaire parfois d'une semelle de répartition.
- **La pointe** : qui assure la transmission de charge entre la base du pieu et le sol.

- **Le fût** : compris entre la tête et la pointe qui est le siège de la transmission des efforts latéraux.
- **La longueur d'ancrage h** : est la longueur de pénétration du pieu dans les couches de terrain résistant.
- **La longueur D du pieu** : la hauteur d'encastrement équivalente
- **D_e** : définie à partir des résultats des essais de sols en place.

Cette valeur de se tient compte de la différence entre les caractéristiques mécaniques de la Couche d'ancrage et celles des sols de couverture traversés par le pieu.

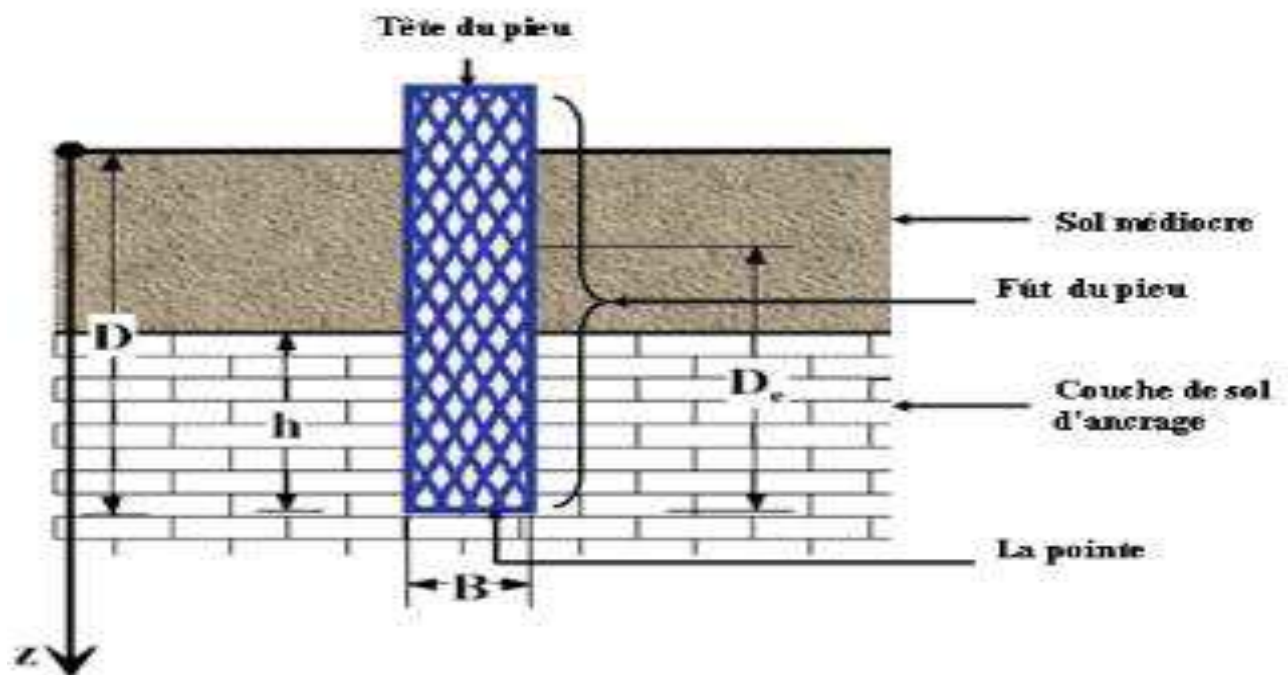
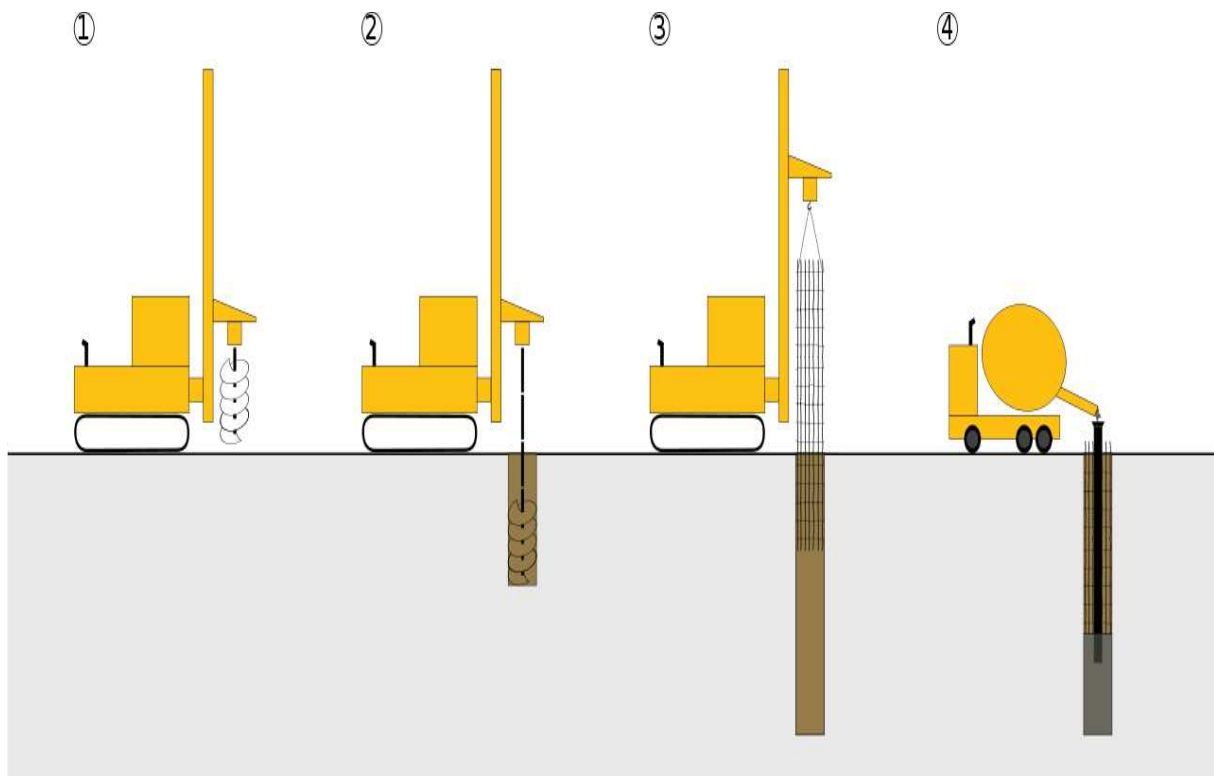


Figure X.2: Emplacement d'un pieu.

X.2.3.Mise en œuvre :

- **Principe de réalisation d'un pieu foré en béton armé :**

1. Mise en station de la foreuse.
2. Forage.
3. Mise en place d'une cage d'armatures.
4. Coulage du béton.



FigureXI.3: réalisation d'un pieu.

X.2.4 les fondations de notre bâtiment R+3 :

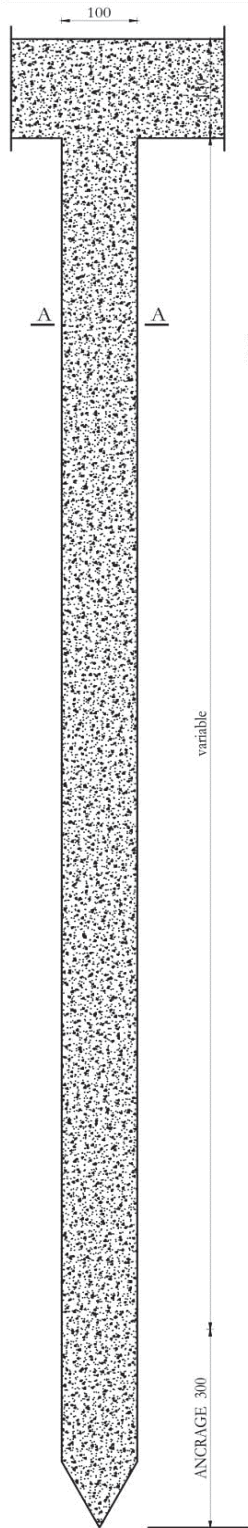
Lorsque le terrain ne peut pas supporter superficiellement les contraintes dues à la masse de l'ouvrage, Ou pour renforcer des fondations existantes. On a utilisé des pieux de caractéristique suivant :

-B=1m

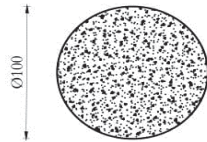
- La longueur d'ancrage h : 3m.

-D=variable.

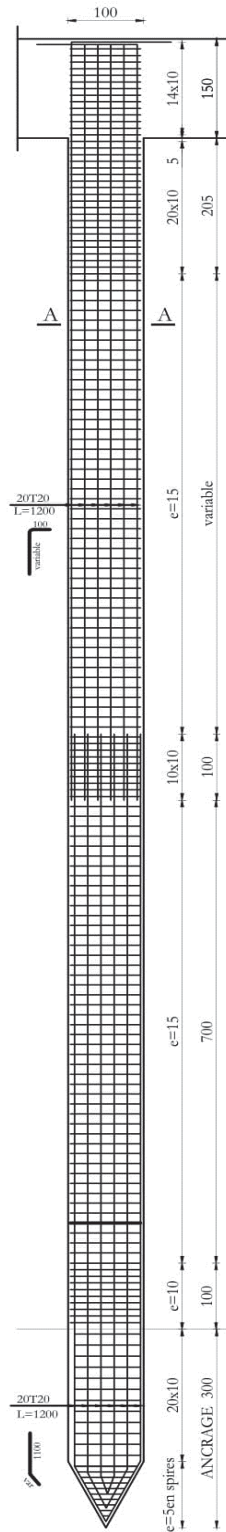
COFFRAGE PIEU Ø 100



COUPE A - A



FERRAILLAGE PIEU Ø 100



COUPE A - A

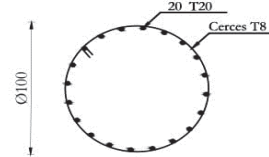
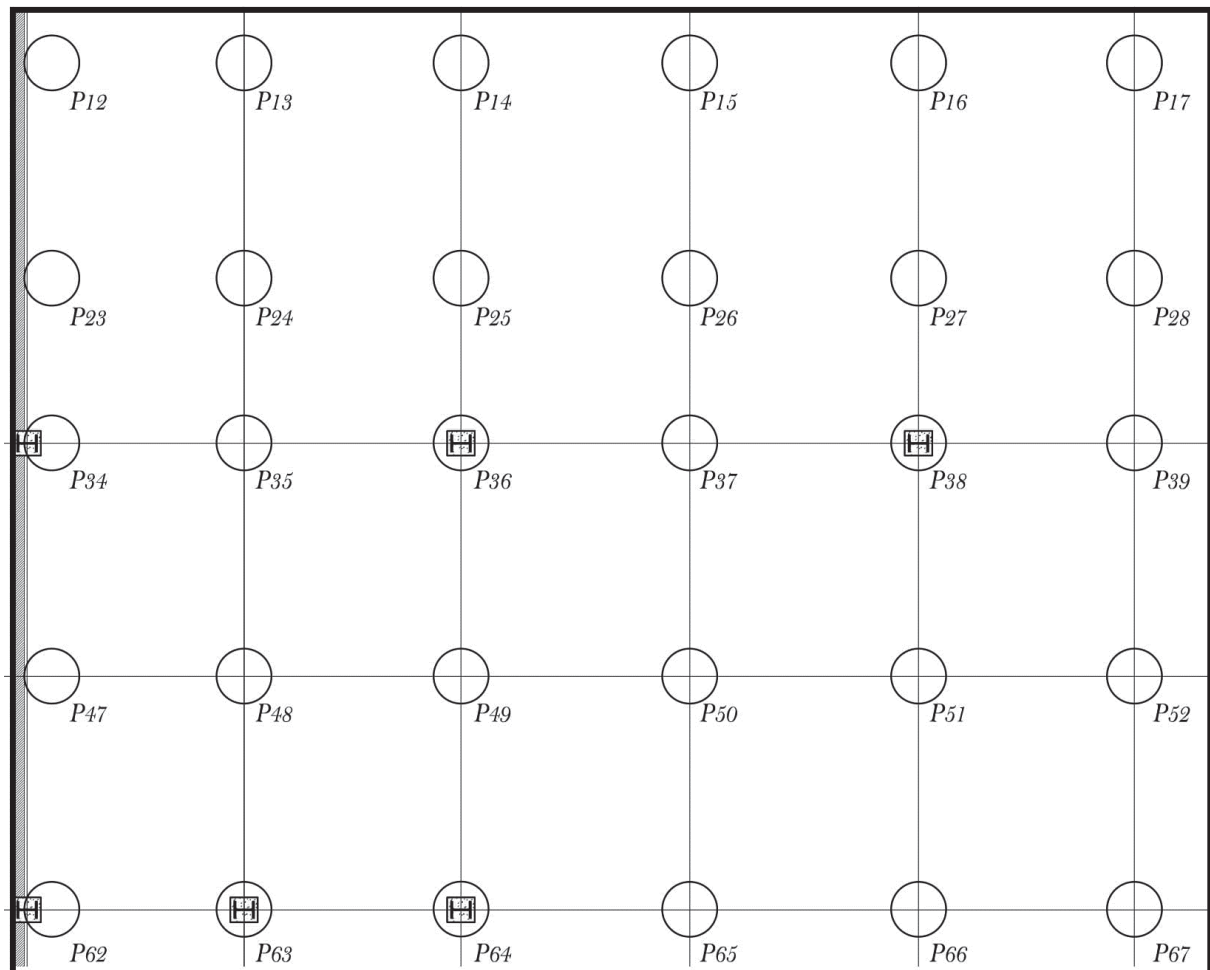


Figure X.4 : pieu Ø100 en coffrage et en ferrailage.



FigureX.5 : Repérage des pieux sur plan

X.2.5 détermination de la charge limite d'un pieu :

Considérons un pieu isolé soumis à une charge verticale. Le pieu traverse différentes couches de sol de qualité plus ou moins bonnes pour s'ancrer dans une couche de sol aux caractéristiques mécaniques favorables. Cette couche s'appelle couche d'ancrage ou substratum résistant.

La charge limite du pieu Q_u est obtenue en additionnant la charge limite de pointe Q_{pu} qui correspond au poinçonnement du sol sous la base du pieu et la charge limite Q_{su} mobilisable par le frottement latéral entre le sol et le pieu.

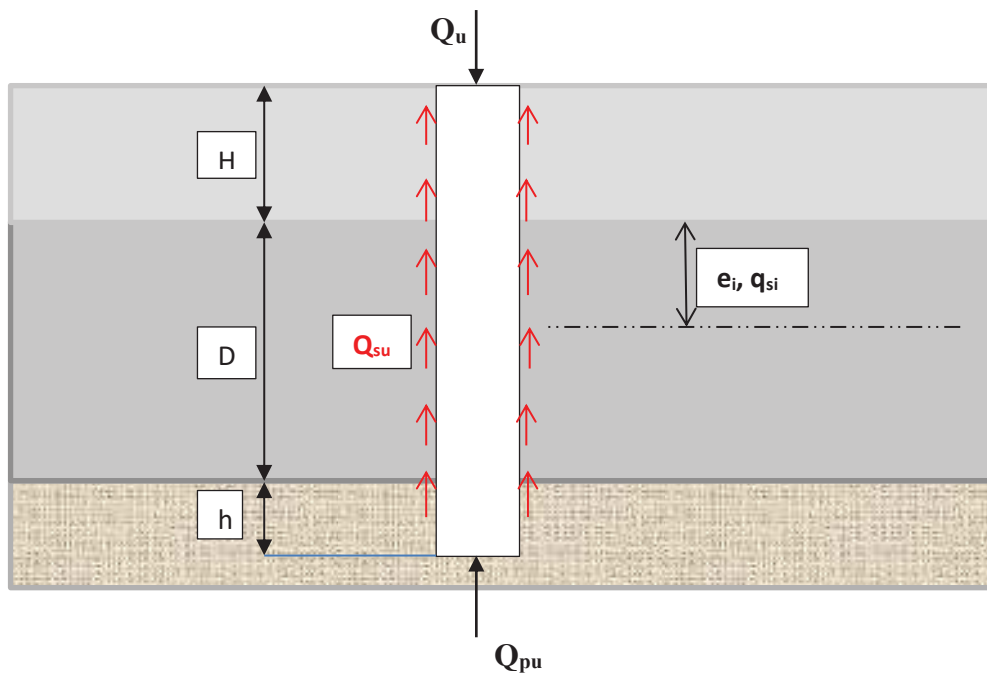


Figure X.6 : le pieu sous charge limite et l'évaluation de frottement.

La charge limite de pieu :

$$Q_u = Q_{pu} + Q_{su}$$

La charge limite de pointe est donnée par :

$$Q_{pu} = \rho_p \cdot A \cdot q_{pu}$$

La charge limite de frottement est donnée par :

$$Q_{su} = \rho_s \cdot P \cdot \sum q_{si} \cdot e_i$$

Avec :

- ρ_p : coefficient réducteur de section de l'effort de pointe.
- ρ_s : coefficient réducteur de section de l'effort de frottement latéral.
- A : aire de la section droite.
- P : périmètre de la section du pieu.
- q_{pu} : résistance limite de pointe.
- q_{si} : frottement latéral unitaire limite dans couche i .
- e_i : épaisseur de la couche i .
- h : hauteur d'ancrage.

$$q_{pu} = K_p \cdot p_{le}^*$$

K_p est appelé coefficient de portance .il traduit la proportionnalité entre la contrainte limite de pointe et la pression nette équivalente mesuré au pressiomètre.

P_{le}^* : Pression limite nette équivalente.

La valeur de la pression limite nette équivalente est donnée par la formule :

$$p_{le}^* = \frac{1}{b+3a} \int_{D-b}^{D+3a} p_l^*(z) \cdot dz$$

$p_l^*(z)$: Pression limite nette à la profondeur z

D : hauteur d'encastrement réelle du pieu

$$a = \max\left(\frac{B}{2}; 0,50m\right)$$

b : $\min(a, h)$

h : ancrage dans la couche où se situe la pointe du pieu

X.3 les Radiers :

Le radier est une base ou une plate- forme stable sur laquelle reposent d'autres éléments. L'architecture de cette plate-forme dépend du contexte où elle est utilisée.

Si la capacité du sol est faible, les semelles deviennent très larges et tendent à occuper tout l'entraxe des poteaux ; on opte alors pour un radier général, qui est une fondation superficielle occupant la totalité de la surface de la construction.

X.3.1 Types de radiers :

Il existe deux types de radiers

a) Radier simple :

Il est constitué par une simple dalle de 15 à 30 cm d'épaisseur.

Radier simple : qui sert à fonder deux murs ou deux files de poteaux.

b) Radier générale :

Un radier général est un type de fondation qui est constituée par un plancher renversé couvrant toutes la surface du sol du bâtiment

Radier général : qui sert à fonder les murs et les poteaux de tout un bloc d'immeubles.

Dans le **radier général** on distingue :

✓ **Le radier nervuré :**

Ce radier général est constitué par un plancher nervuré composé d'un réseau de poutres principales relié par des goussets, de poutres secondaires, et, éventuellement de poutrelles. Le tout supporte la réaction du sol appliquée à une dalle inférieure en béton armé.

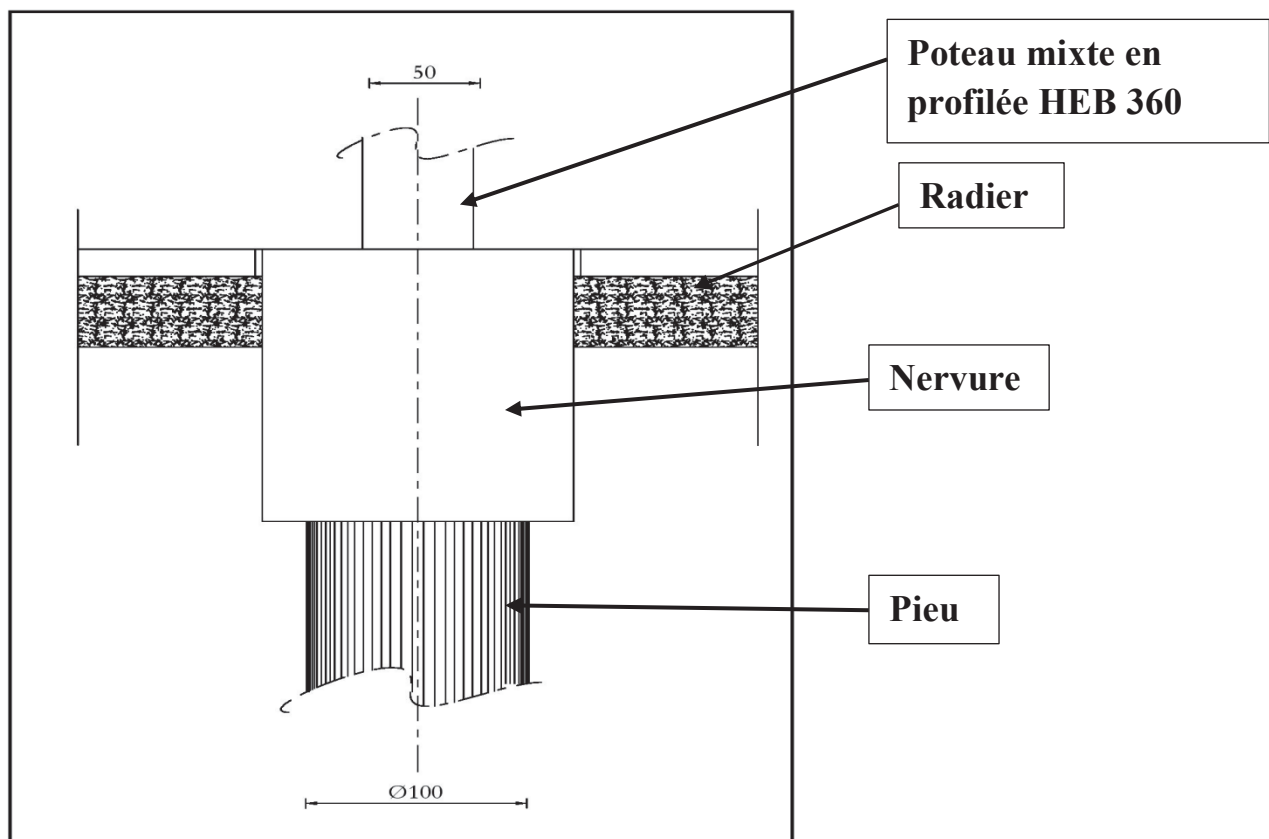


Figure X.7 : Radier nervuré connecté à un pieu

X.3.2 Etude de radier :**1. Pré dimensionnement de radier :**

- Calcul de la surface minimale de radier :

On a $N_u = 166800,70 \text{ KN}$

$$\sigma_{sol} = 1,5 \text{ bar} = 15 \text{ t/m}^2$$

La surface de radier est:

$$S_{rad} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{166800}{15} = 11120 \text{ m}^2$$

La surface de bâtiment est : $S_{Bâtiment} = 44,76 \times 41,07 = 1838,29 \text{ m}^2 > S_{rad}$

- Pré dimensionnement de la dalle :

Condition forfaitaire :

$$\frac{l_x}{35} < h_2 < \frac{l_x}{30}$$

Telle que : $l_x = 8 \text{ m}$ entre axe des poteaux perpendiculaires aux nervures.

Donc on a : $22,85 < h_2 < 26,66$ on choisit $h_2 = 24 \text{ cm}$

Condition de résistance au cisaillement : d'après le règlement A 5.1.2.1 de C.B.A 93[4], la contrainte de cisaillement du radier doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq 0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

V_u : la valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis l'ELU

$$\tau_u = \frac{N_u \times l_{max} \times 1}{S_{rad} \times 2 \times b \times 0,9 \times h_r} \leq 0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$h_r \geq \frac{N_u \times l_{max} \times \gamma_b}{0,9 \times 2 \times S_{rad} \times b \times 0,15 \times f_{cj}}$$

On a :

$l_{max} = 12,91 \text{ m}$ la grande portée de la dalle.

$$b = 1,5 \text{ m}$$

$$h_r \geq \frac{166800 \times 12,91 \times 1,5}{0,9 \times 2 \times 11120 \times 1,5 \times 0,15 \times 25} = 28,68 \text{ cm}$$

On prend $h_r = 30 \text{ cm}$

Calcul de débordement D :

$$D \geq \max(h_r; 2,30 \text{ cm})$$

Soit $D = 30\text{cm}$

$$D'ou : S_{radier} = S_{batiment} + D \times 2 \times (X + Y) = 1838,29 + 0,3 \times 2 \times (44,76 + 41,07) = 1891,58\text{m}^2$$

X : longueurs de bâtiment

Y : largeur de bâtiment

Alors la surface de radier est : $S_r = 1891,58\text{m}^2$

- **La contrainte de bâtiment doit être inférieure ou égale à la contrainte admissible du sol :**

$$\sigma_{batiment} = \frac{N_u}{S_r} = \frac{16680,07}{1891,58} = 8,82\text{t/m}^2 = 88,2\text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{batiment} = 88,2\text{KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 150\text{KN/m}^2 \dots\dots\dots\text{vérifiée.}$$

X.3.3 Pré dimensionnement de la nervure :

Le pré dimensionnement nécessite les vérifications suivantes :

Condition forfaitaire :

L'épaisseur de radier général doit satisfaire

$$h_1 \geq \frac{l_{max}}{10} = \frac{12,91}{10} = 1,3\text{m}$$

Condition de la longueur élastique :

$$l_e = \sqrt{\frac{4EI}{K_b}} \geq \frac{2l_{max}}{\pi}$$

E : module d'élasticité.

I : inertie d'une bonde d'un mètre de radier.

K : coefficient de raideur de sol.

b : largeur de radier.

$$\text{Avec } I = \frac{b h^3}{12} ; E = 3,21 \times 10^6 \text{ t/m}^2 ; K = 4000 \text{ t/m}^2$$

$$D'ou : h_1 \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times l_{max} \times K}{E \pi^4}} = 0,46\text{m}$$

On prend $h_1 = 0,5\text{m}$

X.3.4 Vérification au poinçonnement (Art A.5.2.4 BAEL 91)[5] :

Sous l'action des forces localisés, il y a lieu de vérifier la résistance de radier au poinçonnement par l'effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_u \geq 0,045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

N_u : la charge de calcul de poteau le plus sollicité .

$$N_u = 2178,68 \text{KN}$$

$$\mu_c = 2(a + h) = 2(12 + 0,5) = 26,82 \text{m}$$

$$\overline{N}_u = \frac{0,045 \times 26,82 \times 0,5 \times 25000}{1,5} = 10057,5 \text{KN}$$

$\overline{N}_u \geq N_u$donc la condition est vérifiée.

X.3.5 vérification au non soulèvement (effet de sous pression) :

La condition à vérifier est :

$$W \geq F_s \times \delta \times Z \times S_r$$

$$\text{Avec } W = W_{bat} + W_{rad}$$

$$W = 51285,4972 + 18915,8 = 702701,29 \text{KN}$$

F_s : le coefficient de sécurité.

$\delta = 1 \text{t/m}^3$le poids volumique de l'eau.

$Z = 1,5 \text{m}$ Hauteur d'ancrage de radier

$$F_s \times \delta \times Z \times S_r = 1,5 \times 10 \times 1,5 \times 1891,58 = 42560,55 \text{KN}$$

$W > F_s \times \delta \times Z \times S_r$donc la condition est vérifiée.

X.4 ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage de surcharges.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut être alternativement noyé et émergés en eau douce.

X.4.1 méthode de calcul :

Les panneaux seront calculés comme des dalles appuyées sur 4 cotés et chargées par la contrainte du sol en tenant compte des vérifications de moment selon les conditions composées par le BAEL91[5].

Dans le sens de grande portée : $M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$

Dans le sens de petite portée : $M_y = \mu_y M_x$

Tel que :

μ_x et μ_y Sont des coefficients fonction de $\alpha = l_x/l_y$ et ν prend 0,2 à l'ELS et 0 à l'ELU

Pour le calcul on suppose que les panneaux sont partiellement encastés au niveau des appuis,

D'où en déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

Moment en travée : $M_{tx} = 0,75 \cdot M_x$; $M_{ty} = 0,75 \cdot M_y$

Moment sur appuis : $M_{ax} = 0,5 \cdot M_x$; $M_{ay} = 0,5 M_y$

$N_u = N + 1,35P = 92374,245 \text{ KN}$ à ELU

$N_u = N + P = 82755,45 \text{ KN}$ à ELS

ELU : $q_u = \frac{N_u}{s_{rad}} = \frac{92374,245}{1112} = 83,07 \text{ KN/m}^2$

ELS : $q_s = \frac{N_s}{N_{rad}} = \frac{82755,45}{1112} = 74,42 \text{ KN/m}^2$

Si $0,4 < l_x/l_y < 1$ la dalle travaille dans les deux sens.

Si $0,4 > l_x/l_y$ la dalle travaille dans le sens de la petite portée (sens l_x)

Avec :

l_x : dimension de la petite portée de panneau ($L_x = 4,41 \text{ m}$)

l_y : dimension de la grande portée de panneau ($L_y = 12,91 \text{ m}$)

$L_x/L_y = 0,34 < 0,4$ donc la dalle travaille dans le sens de la petite portée sens l_x

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

	μ_x	$M_x(KN.m)$	$M_{tx}(KN.m)$	$M_{ax}(KN.m)$
ELU ($\nu = 0$)	0,1101	177,87	133,40	88,93
ELS ($\nu = 0,2$)	0,1121	162,24	121,68	81,12

TableauX.1 : sollicitation dans la dalle.

Calcul des sections d'armatures :

$$\text{En appuis : } \mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bx d^2 f_{bc}} ; A_s = \frac{M_{ua}}{Z x d x f_e / \gamma_s}$$

$$\text{En travée : } \mu_{bu} = \frac{M_{ut}}{bx d^2 f_{bc}} ; A_s = \frac{M_{ut}}{Z x d x f_e / \gamma_s}$$

$$A_{smin} = \max\left(\frac{0,23 f_{t28}}{f_e} ; \frac{bd}{1000}\right), \text{ Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$$

$$\text{Avec : } f_{bc}=14,16 ; f_e=400\text{KN/m}^2 ; \gamma_s = 1,15$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) ; Z = d(1 - 0,4\alpha)$$

$$b=0,5\text{m}=50\text{cm} ; h=30\text{cm} ; d=27\text{cm}$$

à ELU:

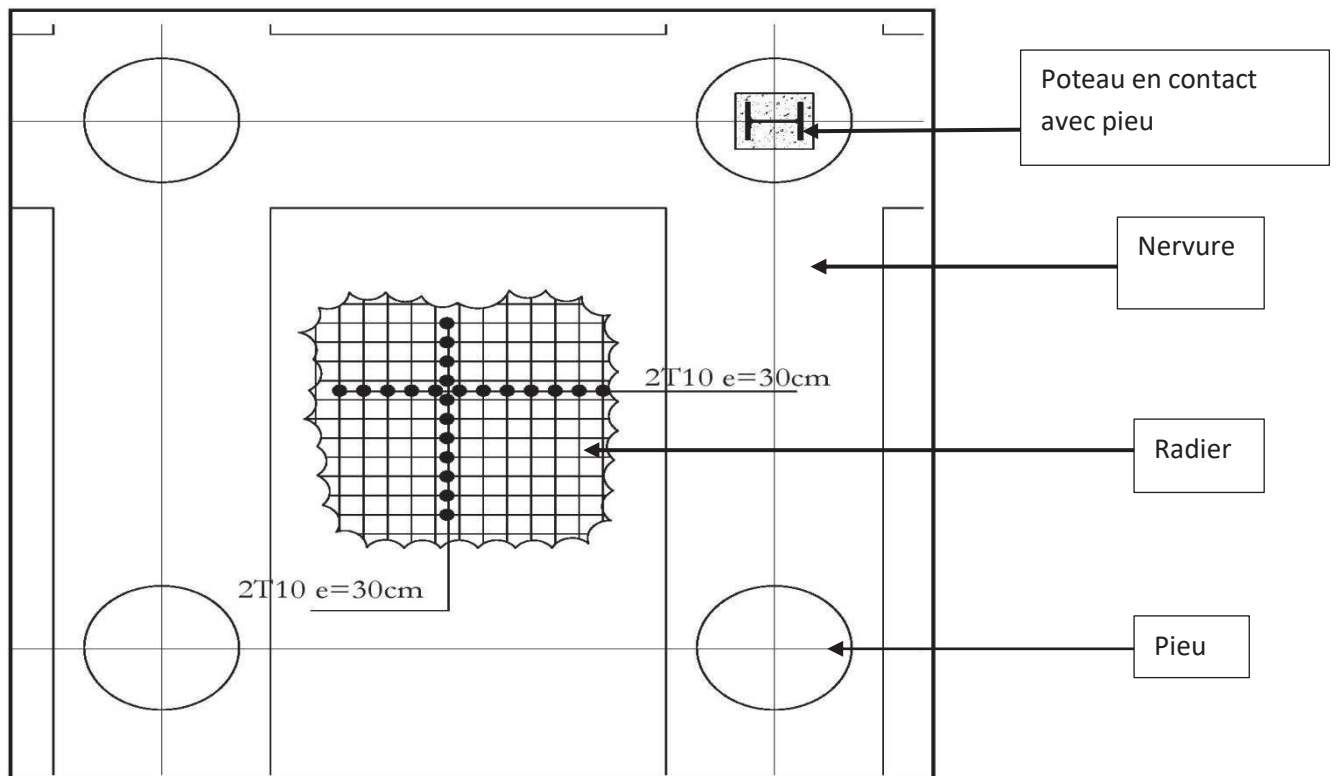
	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm^2)	S_{min}	Choix (armateur)
En travée	0,025	0,03	0,26	3,64	1,35	2T10
En appuis	0,017	0,02	0,26	5,46	1,35	2T10

à ELS :

	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm^2)	S_{min}	Choix (armateur)
En travée	0,023	0,029	0,26	3,32	1,35	2T10
En appuis	0,015	0,018	0,26	4,98	1,35	2T10

Tableau X.2 : Tableau de ferrailage de radier

Donc : $e_p=30\text{cm}$ et le ferrailage ce fait en 2T10 :



FigureX.8 : ferrailage de radier.

X.4.2 Vérification au cisaillement (C.B.A93 :A5.2.2) :

$$\bar{\tau}_u = \frac{0,07x f_{cj}}{\gamma_b} = \frac{0,07x25}{1,5} = 1,17\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0d} = \frac{2153,38}{1891,58} = 1,13\text{MPa}$$

Donc $\bar{\tau}_u = 1,17\text{MPa} > \tau_u = 1,13\text{MPa}$vérifiée.

X.5.1 Ferrailage de la nervure :

Charge triangulaire :

$P = \frac{q l_x}{3}$ Avec P charge équivalente produisant le même moment que la charge triangulaire.

Charge trapézoïdale :

$P = (1 - \frac{\rho^3}{3})x \frac{q l_x}{2}$ avec p charge équivalente produisant le même moment que la charge trapézoïdale.

La Surface occupé par les nervures est $S_N=726,11m^2$

$$q_u = \frac{92374,245}{726,11} = 127,21KN/m^2$$

$$q_s = \frac{82755,45}{726,11} = 113,97KN/m^2$$

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

	μ_x	$M_x(KN.m)$	$M_{tx}(KN.m)$	$M_{ax}(KN.m)$
ELU ($v = 0$)	0,1101	272,38	231,52	136,19
ELS ($v = 0,2$)	0,1121	248,46	211,19	124,23

Tableau X.3 sollicitation dans la nervure

Calcul des sections d'armatures :

$$\text{En appuis : } \mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bx d^2 f_{bc}} ; A_s = \frac{M_{ua}}{Z x d x f_e / \gamma_s}$$

$$\text{En travée : } \mu_{bu} = \frac{M_{ut}}{bx d^2 f_{bc}} ; A_s = \frac{M_{ut}}{Z x d x f_e / \gamma_s}$$

Avec : $f_{bc}=14,16$; $f_e=400KN/m^2$; $\gamma_s = 1,15$

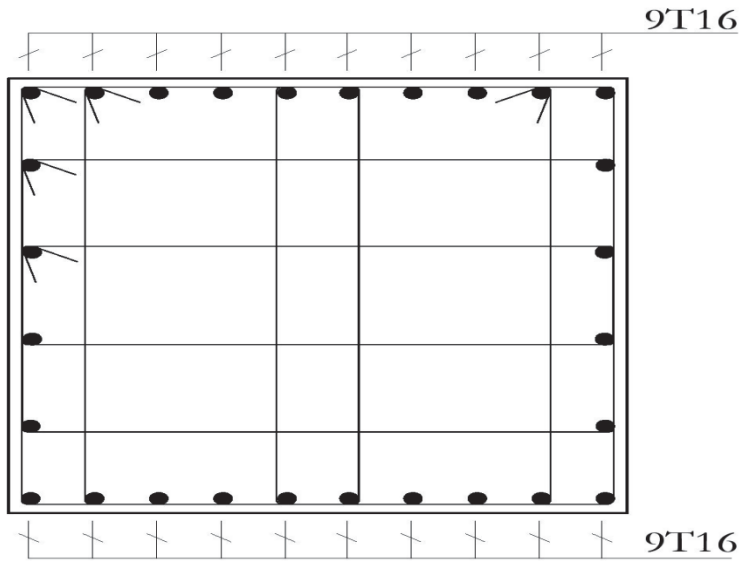
$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) ; Z = d(1 - 0,4\alpha)$$

$b=1,4m=140cm$; $h=150cm$; $d=135cm$

À ELU :

	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	Choix (armateur)
En travée	0,086	0,112	1,28	0,38	18,9	9T16
En appuis	0,037	0,047	1,32	0,21	18,9	9T16

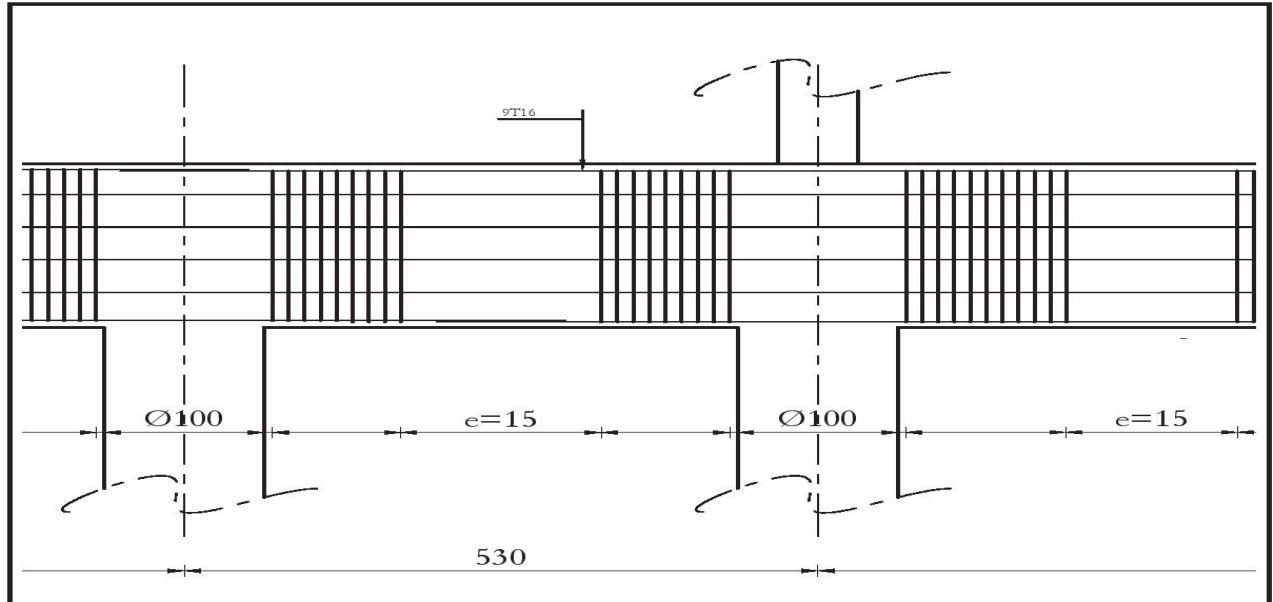
Tableau X.4 : ferrailage de la section à l'ELU.



FigureX.9 : Ferrailage de la nervure.

Espacement des armateurs :

$$S \leq \min\left(\frac{h}{4}; 15; 10\phi_{lmin}\right) S_t = \min(37,5; 15; 16) = 15cm$$



FigureX.10 Détail de ferrailage de la nervure.

X.5.2 Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,1f_{c28} = 2,5MPa$$

$$\tau_u = \frac{21533,8}{18900} = 1,13MPa < 2,5MPa \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

CHAPITRE XI: Protection de la structure

XI.1.Introduction :

L'acier présente quelques inconvénients parmi lesquels on cite la corrosion et le feu, chaque élément doit subir un traitement spécifique contre ces deux facteurs. Les types de protections diffèrent selon l'usage et l'implantation de l'édifice.

XI.1.1 la corrosion :

Comme tous les matériaux de construction, l'acier tend à se dégrader superficiellement lorsqu'il est soumis à des milieux corrosifs comme le sol, l'air et plus particulièrement le milieu marin. Les techniques de prévention de la corrosion sont diverses : la protection par peinture ou autre revêtement de surface ou la protection cathodique. Le choix de l'une ou de plusieurs de ces techniques dépend de divers paramètres comme l'agressivité du milieu ambiant, la durée de protection envisagée, les possibilités de mise en œuvre et d'entretien

XI.1.2 Protection par peinture :

Le traitement de surface par une peinture anticorrosive est une méthode très courante en termes de prévention des ouvrages métalliques (85 % des surfaces protégées), et plus particulièrement en milieu marin. Cette technique présente l'avantage de pouvoir traiter la plupart du temps les éléments en usine avant de les amener sur chantier. On a donc une facilité de mise en œuvre et de ce fait un avantage économique. C'est en grande majorité sur les pieux que ce type de protection est effectué.

XI.1.3 Mise en œuvre :

Les surfaces à peindre doivent être propres, débarrassées de la rouille et de la calamine (ton bleu noir). Les éléments en acier arrivant à l'atelier ou sur site déjà oxydés, on a recours à différentes techniques de décapage : brossage, piquage, martelage ou projection d'abrasifs (grenailage). Le grenailage par sable est la technique la plus couramment utilisée. Les ateliers sont souvent équipés de cabines de grenailage, qui récupèrent le sable en circuit fermé. Sur chantier, cette récupération est une contrainte environnementale assez lourde.

Les travaux de peinture doivent se dérouler à l'abri des poussières et des intempéries, en dehors des périodes de gel et par un ensoleillement modéré en respectant la fiche technique du produit.

XI.2 Le feu :

L'incendie étant très défavorable, car l'acier ne résiste pas aux températures élevées, qui causent la déformation de l'acier et ainsi la ruine de la structure, nous devons protéger la structure et le personnels.

Pour remédier aux problèmes, ils existent plusieurs techniques parmi lesquelles, la peinture intumescente, le flocage (fibreuse et pâteux)...etc.

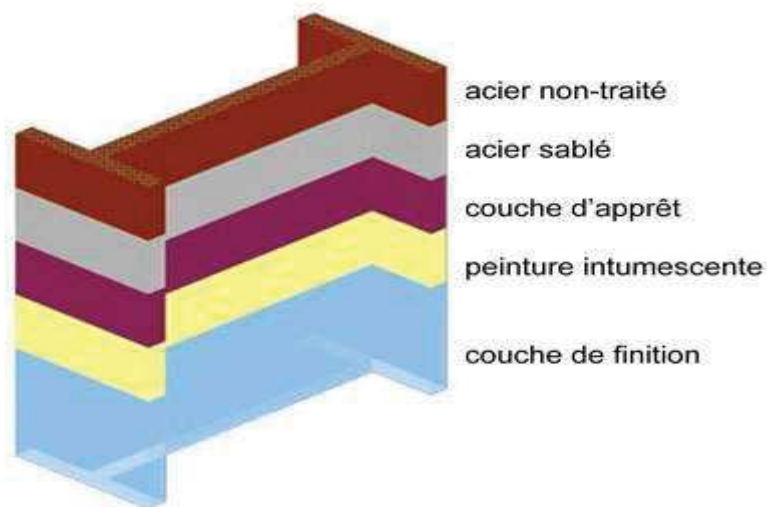
Pour notre structure la protection choisit et la peinture intumescente plus un dispositif d'alerte anti incendie.

XI.2.1 La peinture intumescente :

La peinture intumescente est une solution esthétique puisqu'elle propose une finition avec un vaste choix de couleurs et simple à mettre en œuvre. Elle permet d'améliorer la réaction au feu.

Des matériaux employés dans des ouvrages neufs comme sur les chantiers de rénovation. C'est une peinture qui gonfle sous l'action de la chaleur pour former une mousse microporeuse isolante appelée « meringue ». Elle protège les supports des flammes, limite la propagation de l'incendie et retarde l'élévation de la température des matériaux. Elle permet à la construction de supporter ses charges durant toute la période de résistance au feu exigée.

Les peintures intumescentes sont en phase aqueuse ou à base solvante et peuvent être appliquées par projection, à la brosse ou au rouleau. Les peintures intumescentes réagissent aux températures de 270 °C à 300 °C en gonflant d'environ 20 fois leur épaisseur appliquée. Elle peut se composer de trois couches : une couche anticorrosion, une couche de produit chimique intumescent et une couche de protection externe et de finition. La mise en œuvre d'un produit améliorant le comportement au feu d'un matériau constitue un acte de sécurité. L'application du complexe doit être réalisée avec le plus grand soin, soit au pistolet qui est préférable pour des questions esthétiques, soit au rouleau. La peinture intumescente garantit de 30 à 120 minutes de stabilité au feu.



FigureXI.1: Couche de protection d'un profilé

XI.2.2L'alarme anti-incendie :

Afin qu'un incendie ne puisse pas se propager rapidement et pour la sécurité des occupants, l'installation d'une alarme anti-incendie reliée à des détecteurs de fumée est très importante. Cette alarme permet d'évacuer rapidement et d'intervenir le plus tôt possible.

Conclusion générale :

Mon travail s'est inscrit en premier lieu dans une démarche de conception à partir des plans d'architecte. Il a été nécessaire de définir des solutions technologiques concernant l'enveloppe du bâtiment et le plancher. De ces choix ont découlé les hypothèses de charges permettant d'établir les descentes de charges.

Ce projet de fin d'études me permet de réaliser la conception et le dimensionnement d'un bâtiment en charpente métallique à usages multiples, présente de nombreuses spécificités techniques et technologiques qui sont illustrées par la vérification parasismique, la vérification de la stabilité d'ensemble du bâtiment vis-à-vis du vent et du séisme.

L'élaboration de mon calcul concernant les portiques longitudinaux et contreventements, assemblages et de l'infrastructure a fait partie intégrante de ce travail. Les calculs de cette structure m'ont permis d'élargir mes connaissances dans le domaine de la construction métallique, et la nécessité d'un logiciel de calcul me a poussé à débiter et d'avoir certaines connaissances sur logiciel ROBOT.

Au cours de mon étude je suis parvenu à un certain nombre de conclusions :

- La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaire soit ils, ou structuraux ceci permet d'avoir un comportement de la structure proche du réel.
- Durant mon étude, j'ai remarqué que l'action sismique est la plus défavorable que celle de vent à cause de poids considérable de la structure.
- Vu sa bonne rigidité et son poids léger, l'acier nous offre la possibilité de concevoir des éléments de grandes portées.
- Utilisation de l'outil informatique (logiciel robot) permet d'obtenir des résultats précis ; gagner du temps est facilité l'étude de la structure.
- L'étude a également montré que la hauteur des bâtiments et le nombre de travées contreventées ont une grande influence sur le coefficient de comportement dynamique.

Bibliographie

1. Règlement Neige et vent : document Technique Réglementaire DTR B-C 2.48, Ministère de l'habitat, 1999
2. Règles parasismiques Algériennes : RPA99/version 2003. Document technique réglementaire DTR B-C 2 48 version complète de vulgarisation pour étudiants (Attari nasser eddine)
3. Règles de conception et de calcul des structures en acier ‘‘CCM97’’ document techniques réglementaire D.T.R-B.C-2.44
4. calcul des ouvrages en béton arme, Règles CBA 93 et RPA 2003 3^{ème} Edition
5. document de projet **SKILLS** support de formation continue pour la construction métallique.
6. calcul des éléments de construction métallique selon l'eurocode 3(2^{ème} Edition) livre de Mr DAHMANI lahlou professeur département de Génie civil à université Mouloud Mammeri tizi-ouzou
7. livre construction mixte acier-béton, conception et calcul des poutres mixtes des planches de bâtiments courants. D'après l'Eurocode 4 Editeur : CSTB ; collection : Gauide eurocode Auteurs :jean-marie aribert ,Hoang-tung vu,Mouhamed hijaj,samy Guezouly
8. charges permanentes et surcharges d'exploitations. Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.2, Ministère de l'urbanisme et de la construction.
9. les cours de module (calculs des structures mixtes acier-béton) Master 1(construction métallique) semestre 2.
10. les anciens mémoires de fin d'étude :
 - étude d'un bâtiment R+5 en charpente métallique à usage de bureaux (à université Abderahmane Mira bejaia)
 - étude d'une structure R+5 en CM avec prise en compte des effets du second ordre et les imperfections (à université Mouloud Mammeri de tizi ouzou)
 - étude d'un bâtiment métallique R+14 avec sous-sol(à université Aboubakr Belkaid de Tlemcen)
 - étude des poteaux mixte acier-béton (à université Mouloud Mammeri de tizi ouzou)
 - étude de la performance des poteaux mixtes acier-béton sous différentes sollicitations (à université Mentouri Constantine)
11. document [les parcs de stationnements en construction métallique (Arcelor méttal)]

Annexe

Annexe

Annexe

Valeur de χ en fonction de $\bar{\lambda}$

Coefficients de réduction				
$\bar{\lambda}$	Valeurs de χ pour la courbe de flambement			
	a	b	c	d
0,2	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9775	0,9641	0,9491	0,9235
0,4	0,9528	0,9261	0,8973	0,8504
0,5	0,9243	0,8842	0,8430	0,7793
0,6	0,8900	0,8371	0,7854	0,7100
0,7	0,8477	0,7837	0,7247	0,6431
0,8	0,7957	0,7245	0,6622	0,5797
0,9	0,7339	0,6612	0,5998	0,5208
1,0	0,6656	0,5970	0,5399	0,4671
1,1	0,5960	0,5352	0,4842	0,4189
1,2	0,5300	0,4781	0,4338	0,3762
1,3	0,4703	0,4269	0,3888	0,3385
1,4	0,4179	0,3817	0,3492	0,3055
1,5	0,3724	0,3422	0,3145	0,2766
1,6	0,3332	0,3079	0,2842	0,2512
1,7	0,2994	0,2781	0,2577	0,2289
1,8	0,2702	0,2521	0,2345	0,2093
1,9	0,2449	0,2294	0,2141	0,1920
2,0	0,2229	0,2095	0,1962	0,1766
2,1	0,2036	0,1920	0,1803	0,1630
2,2	0,1867	0,1765	0,1662	0,1508
2,3	0,1717	0,1628	0,1537	0,1399
2,4	0,1585	0,1506	0,1425	0,1302
2,5	0,1467	0,1397	0,1325	0,1214
2,6	0,1362	0,1299	0,1234	0,1134
2,7	0,1267	0,1211	0,1153	0,1062
2,8	0,1182	0,1132	0,1079	0,0997
2,9	0,1105	0,1060	0,1012	0,0937
3,0	0,1036	0,0994	0,0951	0,0882

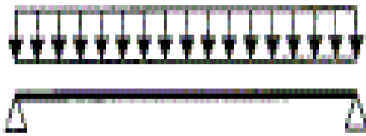
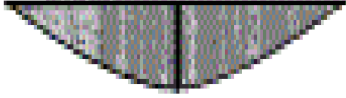
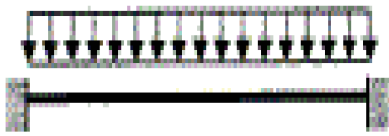


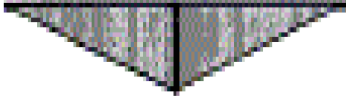

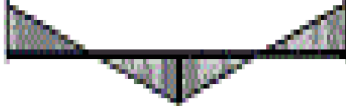
Annexe

Section en cm^2 de 1 à 20 armatures de diamètre \emptyset en mm

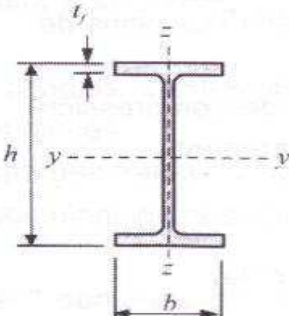
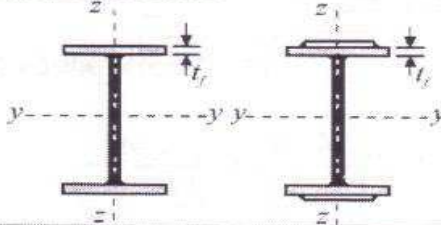

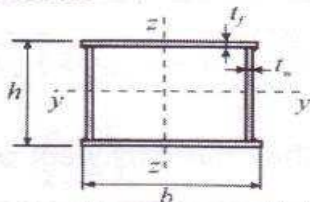

\emptyset	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,5
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,1
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,7
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,2
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,6	163,4
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,6	175,9
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,6	188,5
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,7	201,1
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,7	213,6
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,8	226,2
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	92,27	152,8	238,8
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,8	251,3

Section en cm^2 de 1 à 20 armatures de diamètre ϕ en mm.

Annexe

Chargement et conditions d'appui dans le plan	Diagramme du moment fléchissant	C_1	C_2
		1,13	0,45
		2,57	1,55
		1,35	0,59
		1,89	1,50


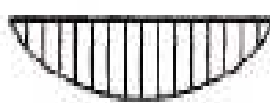

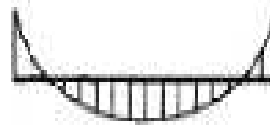

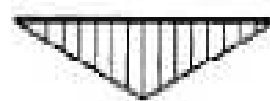


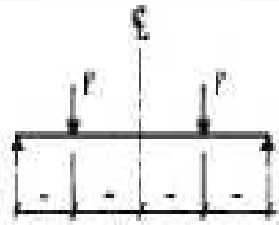

Annexe

Tableau 5.5.3 Choix de la courbe de flambement correspondant à une section			
Type de section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
Sections en I laminées 	$h/b > 1,2$; $t_f \leq 40$ mm	$y-y$ $z-z$	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100$ mm	$y-y$ $z-z$	b c
	$h/b \leq 1,2$; $t_f \leq 100$ mm	$y-y$ $z-z$	b c
	$t_f > 100$ mm	$y-y$ $z-z$	d d
Sections en I soudées 	$t_f \leq 40$ mm	$y-y$ $z-z$	b c
	$t_f > 40$ mm	$y-y$ $z-z$	c d
Sections creuses 	laminées à chaud	quel qu'il soit	a
	formées à froid - en utilisant f_{yb} ¹	quel qu'il soit	b
	formées à froid - en utilisant f_{ya} ¹	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

¹ Voir 5.5.1.4 et figure 5.5.2.

Annexe

Tableau F.1.2 Coefficients C_1 , C_2 et C_3 pour différentes valeurs de k , dans le cas de charges transversales

Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	Valeur de k	Coefficients		
			C_1	C_2	C_3
		1,0 0,5	1,132 0,972	0,450 0,304	0,525 0,060
		1,0 0,5	1,205 0,712	1,582 0,652	0,753 1,070
		1,0 0,5	1,365 1,070	0,553 0,132	1,730 3,050
		1,0 0,5	1,565 0,938	1,267 0,715	2,040 4,000
		1,0 0,5	1,046 1,010	0,430 0,410	1,120 1,860

Annexe

Tableau des classes des boulons :



OUEST FIXATION

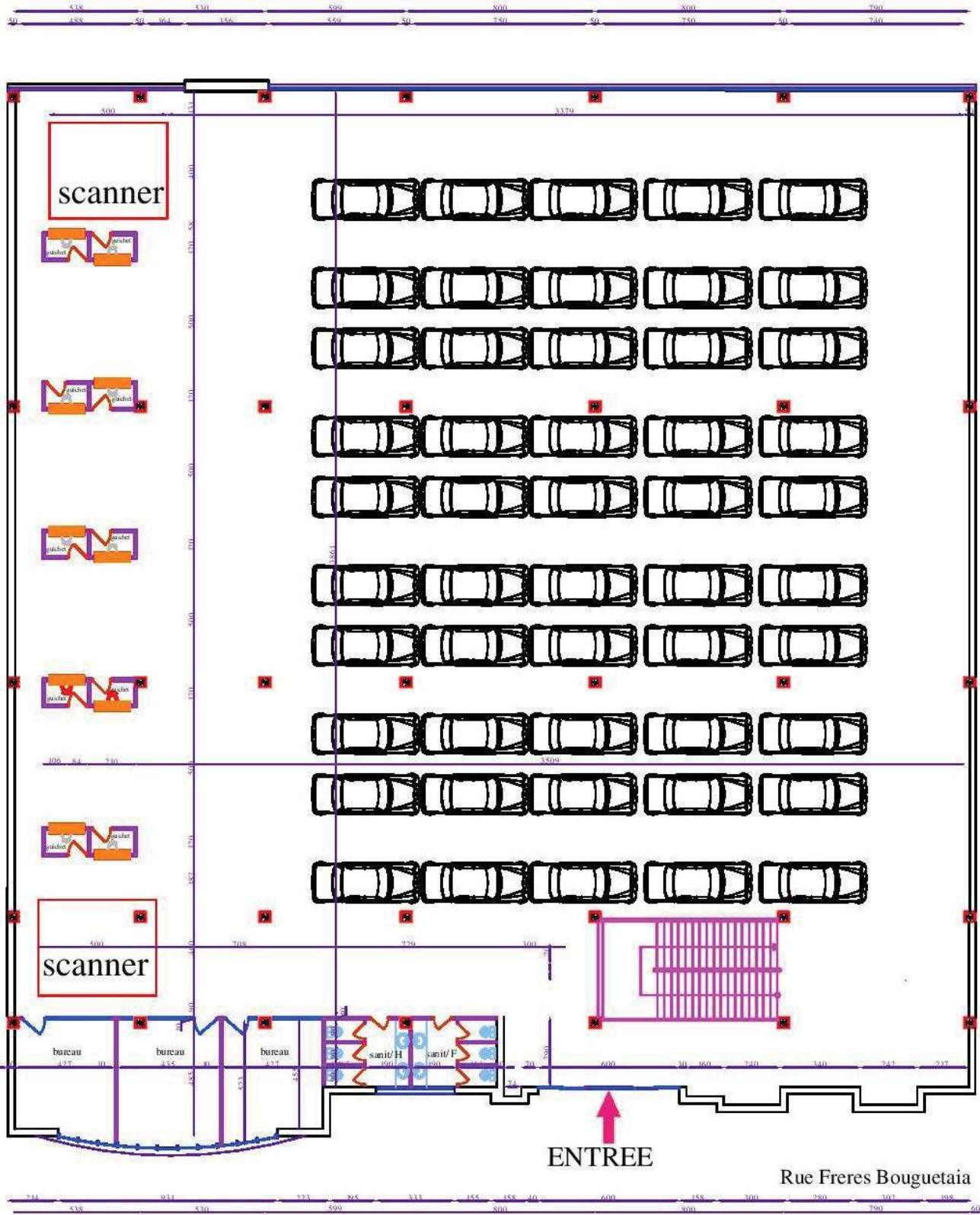
TABLEAU DES RESISTANCES EN FONCTION DES DIAMETRES PAR CLASSE D'ACIER

CLASSE 8.8																		
Diamètre m/m	3	4	5	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30	33	36	39
Pas m/m	0,50	0,70	0,80	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,00	2,50	2,50	2,50	3,00	3,00	3,50	3,50	4,00	4,00
Section Résistante mm ²	5,03	8,78	14,20	20,10	36,60	58,00	84,30	115,00	157,00	192,00	245,00	303,00	353,00	459,00	581,00	694,00	817,00	976,00
Charge d'épreuve daN	292	510	823	1160	2120	3370	4890	6670	9100	11500	14700	18200	21200	27500	33700	41600	49000	58600
Limite élastique daN	322	562	909	1286	2342	3712	5395	7360	10048	12288	15680	19392	22592	29376	37184	44416	52288	62464
Rupture mini daN	402	702	1135	1610	2920	4640	6740	9200	12500	15900	20300	25200	29300	38100	46600	57600	67800	81000
CLASSE 10.9																		
Pas m/m	0,50	0,70	0,80	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,00	2,50	2,50	2,50	3,00	3,00	3,50	3,50	4,00	4,00
Section Résistante mm ²	5,03	8,78	14,20	20,10	36,60	58,00	84,30	115,00	157,00	192,00	245,00	303,00	353,00	459,00	581,00	694,00	817,00	976,00
Charge d'épreuve daN	417	729	1179	1668	3038	4814	6997	9545	13031	15936	20333	25149	29299	38097	48223	57602	67811	81008
Limite élastique daN	473	825	1335	1889	3440	5452	7924	10810	14758	18048	23030	28482	33182	43146	54614	65236	76798	91744
Rupture mini daN	523	913	1477	2090	3806	6032	8767	11960	16328	19968	25480	31512	36712	47736	60424	72176	84968	101504
CLASSE 12.9																		
Pas m/m	0,50	0,70	0,80	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,00	2,50	2,50	2,50	3,00	3,00	3,50	3,50	4,00	4,00
Section Résistante mm ²	5,03	8,78	14,20	20,10	36,60	58,00	84,30	115,00	157,00	192,00	245,00	303,00	353,00	459,00	581,00	694,00	817,00	976,00
Charge d'épreuve daN	488	852	1380	1950	3550	5630	8180	11200	15200	18600	23800	29400	34200	44500	54400	67300	79200	94700
Limite élastique daN	553	966	1562	2211	4026	6380	9273	12650	17270	21120	26950	33330	38830	50490	63910	76340	89870	107360
Rupture mini daN	614	1070	1730	2450	4460	7080	10300	14000	19200	23400	29900	37000	43100	56000	68400	84700	99700	120000

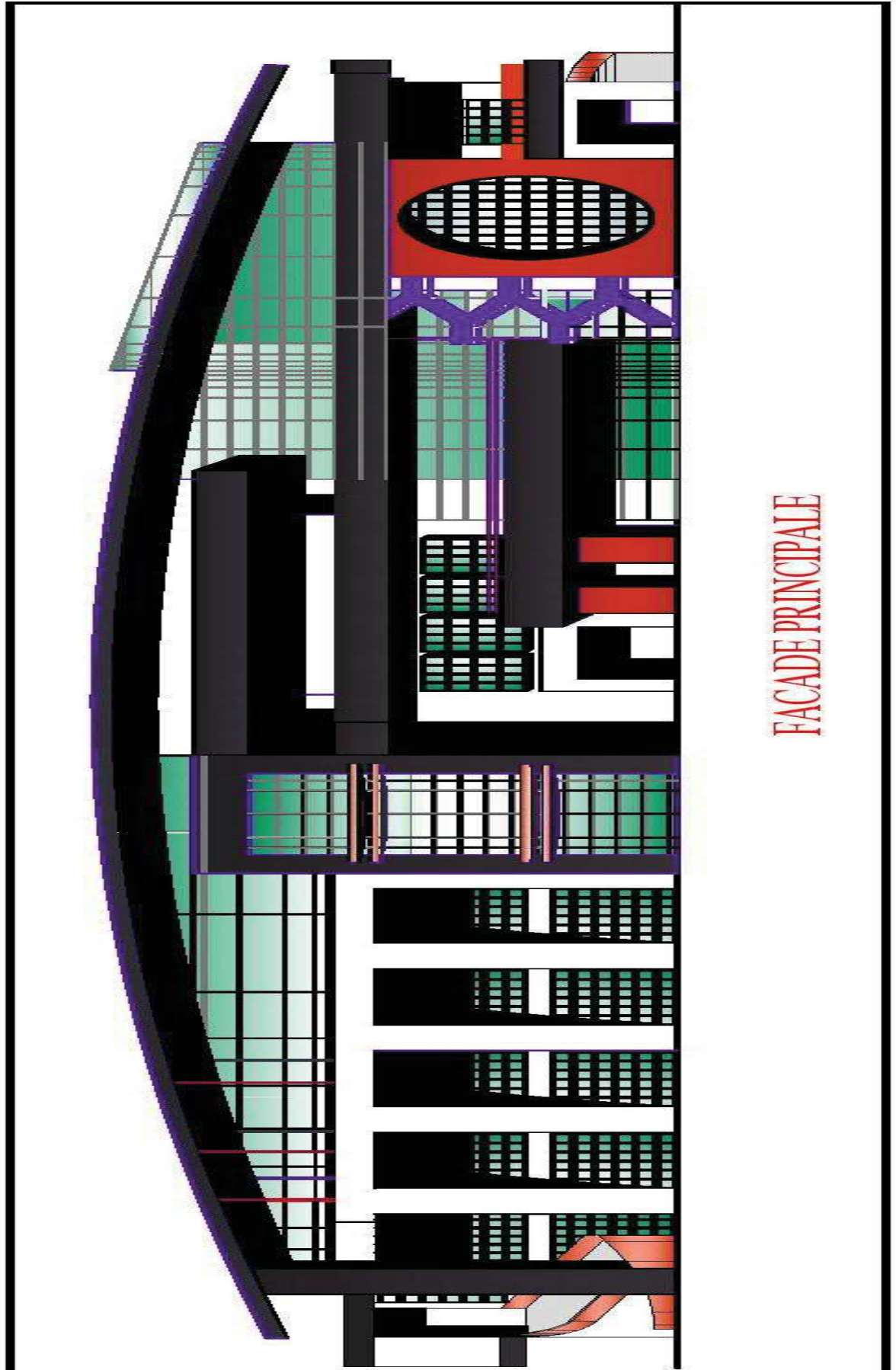
Rappel : 1daN=1,02kgf

Annexe

PLAN RDC

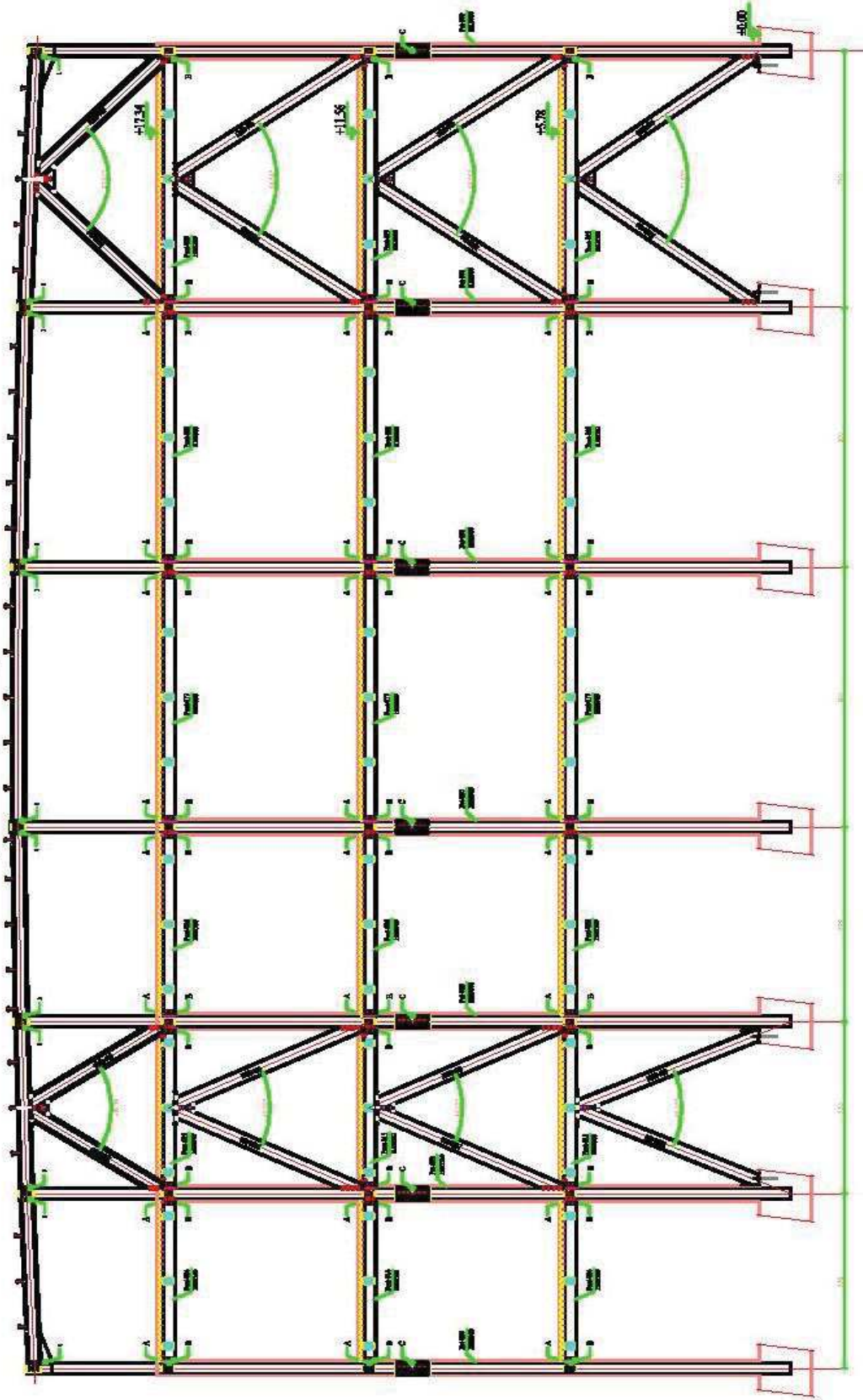


Rue Freres Bouguetaia



Les plans

Portique longitudinal E



Les plans

