

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement supérieur et de la Recherche Scientifique

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية



Université Abderrahmane MIRA - Béjaïa-

Faculté des Sciences et Technologies

Département de Génie Civil



جامعة بجاية
Tasdawit n'Bgayet
Université de Béjaïa

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vue d'obtention du diplôme de Master
en Construction Métallique

Thème

Etude d'une salle des fêtes R+1,
en charpente métallique

Réalisé par :

M^{lle} : Hayoune ouezna

M^{me} : Sidhoum Saliha

Encadré par :

M^r : Hezzam Mustapha

Les membres de jury :

M^{me} : OUARI

M^r : A.LARABAT ZIANE

Promotion 2016

Remerciement

Nous remercions dieu, le Généreaux qui nous as donné la force afin d'accomplir ce modeste travail.

A monsieur le président de jury et l'examineur ainsi que tous les membres de jury pour l'honneur qu'ils nous ont fait en acceptant d'apporter leur jugement sur ce modeste travail.

A M.HAZAM nos sincères remerciements d'avoir accepté de nous encadrer, ainsi que pour l'aide qu'il nous a apportée afin de réaliser ce travail.

Nos remerciements les plus sincères à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

*OUEZNA ET
SALIHA.*



Dédicaces



Je dédie ce modeste travail à :

A la mémoire de mon très cher père.

*Ma mère, qui m'a appris l'éducation avant le savoir et qui n'a pas cessé de me soutenir
durant toutes mes études.*

A mes très chers frères Amare, Madjide, saïde et A.gani.

A mes très chères sœurs Kahina, Sabrina et ma seule et vraie amie Amel.

A mes belles-sœurs Samia et Faiza.

A toute la famille HAYOUNE.

A ma binôme Salîha et toute sa famille.

Mes dédicaces vont également à la promotion de GENIE CIVIL 2015/2016.

OUEZNA.



Dédicaces



Je dédié ce travail à :

A mes très chers parents :

A.Nour et rezkia que j'aime et qui m'ont soutenu tout au long de mes années d'études. A mes très chers frères Smail et sa femme Hayete, A mes très chères sœurs Zehra, Rima et yasmine. A mon adorable Marie Nabile et ma petite Aya.

A toute la famille Sidhoume.

A tous mes amis.

A ma binôme Ouezna et toute sa famille

Mes dédicaces vont également à la promotion de GENIE CIVIL 2015/2016.

SALHA.



NOTATIONS ET SYMBOLES

Actions :

G	Charge permanente ponctuelle.
Q	Charge d'exploitation ponctuelle.
S	Charge de neige normale.
W	Charge du vent normale.
P	Charge uniformément répartie, en général.
g	Charge permanente uniformément répartie.
q	Charge d'exploitation uniformément répartie.

Sollicitations, contraintes et déformations :

E	Module d'élasticité longitudinale de l'acier ($E = 210\,000$ MPa).
G	Module d'élasticité transversale de l'acier ($G = 81\,000$ MPa).
F_p	Effort de précontrainte dans un boulon.
M	Moment sollicitant, en général.
M_{cr}	Moment critique élastique de déversement.
M_{eff}	Moment efficace.
M_{el}	Moment élastique.
M_N	Moment résistant plastique réduit du fait de l'effort axial.
M_{pl}	Moment plastique.
M_R	Moment résistant.
N	Effort normal, en général.
N_K	Effort normal 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.
$f(ou \delta)$	Flèche d'une poutre.
f_u	Contrainte de rupture d'une pièce.
f_{ub}	Contrainte de rupture d'un boulon.
f_Y	Limite d'élasticité d'un acier.
ε (<i>epsilon</i>)	Déformation linéaire unitaire.

ε_Y	Déformation correspondant à la limite d'élasticité.
σ (<i>sigma</i>)	Contrainte normale.
σ_K	Contrainte critique.
τ (<i>tau</i>)	Contrainte tangentielle ou de cisaillement.
τ_{cr}	Résistance critique élastique au voilement par cisaillement.
τ_e	Contrainte limite de cisaillement pur en élasticité $\left[\tau_e = \frac{f_y}{\sqrt{3}} \right]$.
ν (<i>nu</i>)	Coefficient de Poisson (pour l'acier $\nu = 0,3$).
Δ ou δ (<i>delta</i>)	Déplacement horizontal en tête de poteaux.

Coefficients et grandeurs sans dimensions :

K	Coefficient d'encastrement ou de rigidité poteau/poutre.
a	A_w/A = Rapport de la section de l'âme d'une poutre à la section totale.
k_o	Coefficient de flambement.
k_D	Coefficient de déversement.
k_s	Coefficient de dimension des trous perçage pour boulons.
k_y et k_z	Coefficients de flambement flexion.
k_τ	Coefficient de voilement par cisaillement.
m	Nombre de plans de cisaillement ou de frottement.
n	N/N_{pl} ou nombre de boulons.
β_M	Facteur de moment uniforme équivalent (flambement).
β_w	Facteur de corrélation (soudures).
ε (<i>epsilon</i>)	Coefficient de réduction élastique de l'acier ($\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$).
η (<i>eta</i>)	Facteur de distribution de rigidités (flambement).
λ (lambda)	Elancement $\left[\lambda = \frac{l_k}{i} \right]$.
λ_k	Élancement eulérien.
$\bar{\lambda}$	Elancement réduit $\left[\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_k} \right]$.
$\bar{\lambda}_{LT}$	Élancement de déversement.

λ_w Élancement de l'âme d'une poutre $\left[\lambda_w = \sqrt{\frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \tau_w}} \right]$.

μ (**mu**) Coefficient de frottement.

ρ (**rho**) Rendement d'une section.

χ (**chi**) Coefficient de réduction de flambement.

χ_{LT} Coefficient de réduction de déversement.

ψ (**psi**) Coefficient de distribution de contraintes.

γ (**gamma**) Coefficient partiel de sécurité.

Caractéristiques géométriques :

A Section brute d'une pièce (cm^2)

A_v Aire de cisaillement (cm^2)

A_w Section de l'âme d'une pièce (cm^2)

A_s Section résistante de la tige d'un boulon (cm^2)

LISTE DES FIGURES

Chapitre I

Figure I.1 : Vue en 3D (Robot version 2013)	1
Figure I.2 : vue sur la façade principale	2
Figure I.3 : Coupe A-A	2
Figure I.4 : Vue en plans de la toiture	3
Figure I.5 : Diagramme σ - ϵ de l'acier	5
Figure I.6 : Lois de comportement des différents d'acier	7
Figure I.7 : Diagramme de contrainte-Déformation de l'acier	8
Figure I.8 : Panneau sandwichs	9
Figure I.9 : Résistance de béton à la compression	10

Chapitre II

Figure II.1: Vent sur la façade latérale	15
Figure II.2 : Vent sur la façade principale	15
Figure II.3 : Vent sur la toiture	16
Figure II.4: Subdivision du bâtiment pour la définition de la hauteur de référence	17
Figure II.5 : Légende pour les parois verticales	20
Figure II.6 : Les zones de pression extérieurs $C_{pe,10}$	22
Figure II.7 : Zones de toiture pour la direction $\theta = 0^\circ$	23
Figure II.8 : Zones de toiture pour la direction $\theta = 90^\circ$	24
Figure II.9 : Représentation de deux versants de la toiture	27
Figure II.10 : Neige suspendue en débord de toiture	28

Chapitre III

Figure III.1 : La pente de calcul	
Figure III.2 : Schéma statique de la panne sous charge permanente	30
Figure III.3: Schéma statique de la panne sous surcharge d'entretien	31
	31

Figure III.4 : Moment due à la surcharge d'entretien	32
Figure III.5 : Schéma statique de panne sous surcharge du vent	32
Figure III.6 : Schéma statique de la panne sous surcharge de la neige	33
Figure III.7: Schéma de décomposition de charge	34
Figure III.8 : Détails de l'échantignolle (Vue en 2D et 3D)	40
Figure III.9 : les schémas statiques	41
Figure III.10 : Dimension de l'échantignolle	42
Figure III.11 : Disposition des lisses de bardage	43
Figure III.12 : Schéma statique des lisses de bardage	44
Figure III.13 : Les modes de sollicitations (Flexion déviée)	44
Figure III.14 : Les schémas statiques	48
Figure III.15 : Le schéma statique des liernes	48
Figure III.16 : le trançon L₄ le plus sollicité	49

Chapitre IV

Figure IV.1 : présentation en plan de l'escalier	51
Figure IV.2 : vue en élévation de la cage d'escalier	53
Figure IV.3 : Schéma statique du cornier du support	53
Figure IV.4 : section composée des 2 cornières et la tôle.	54
Figure IV.5 : La distribution des charges sur un limon	56
Figure IV.6 : schémas statique représentant les charges sur le limon	58
Figure IV.7 : schéma statique de la poutre palière	59
Figure IV.8 : Disposition des potelets	61
Figure IV.9 : Schéma statique du potelet	62

Chapitre V

Figure V.1 : Plancher mixte acier-béton	67
Figure V.2 : schéma de la trame supportant les planchers	68
Figure V.3 : Schéma statique de la solive	71

Figure V.4 : Largeur de la dalle effective	72
Figure V.5 : caractéristique de connecteur	75
Figure V.6 : schéma statique du sommier	77
Figure V.7 : sommier sous charge équivalente	77
Figure V.8 : schéma statique de la poutre secondaire	79
Figure V.9 : schéma de ferrailage de la dalle	83

Chapitre VI

Figure VI.1 : vue en 3D du système de contreventement	85
Figure VI.2 : Schéma statique de la poutre au vent	85
Figure VI.3: représentation des surfaces	86
Figure VI.4 : Schéma statique explicatif	87
Figure VI.5 : Schéma statique de la palée de stabilité en long pan	91
Figure VI.6 : effort sur la poutre sablière	93
Figure VI.7 : la poutre sablière	94

Chapitre VII

Figure VII.1: Vue de poteau intermédiaire sur le plan	96
--	-----------

Chapitre VIII

Figure VIII.1 : Schéma du spectre de réponse suivant X	107
Figure VIII.2 : Schéma du spectre de réponse suivant Y	107
Figure VIII.3 : Mode de déformation (01)	108
Figure VIII.4 : Mode de déformation (02)	109
Figure VIII.5 : Mode de déformation (03)	109

Chapitre X

Figure X.1 : Représentation de l'assemblage traverse - traverse	129
Figure X.2: Vue de l'assemblage traverse - traverse	132
Figure X.3 : Vue de l'assemblage poteau – traverse	132
Figure X.4 : Vue de l'assemblage poteau – traverse	138
Figure X.5 : Assemblage diagonale-gousset	138
Figure X.6 : Disposition des boulons	139
Figure X.7 : Vue en 3D de l'assemblage d'échantignole	140
Figure X.8 : Assemblage solive-poutre principale	141
Figure X.9 : Disposition des boulons	142

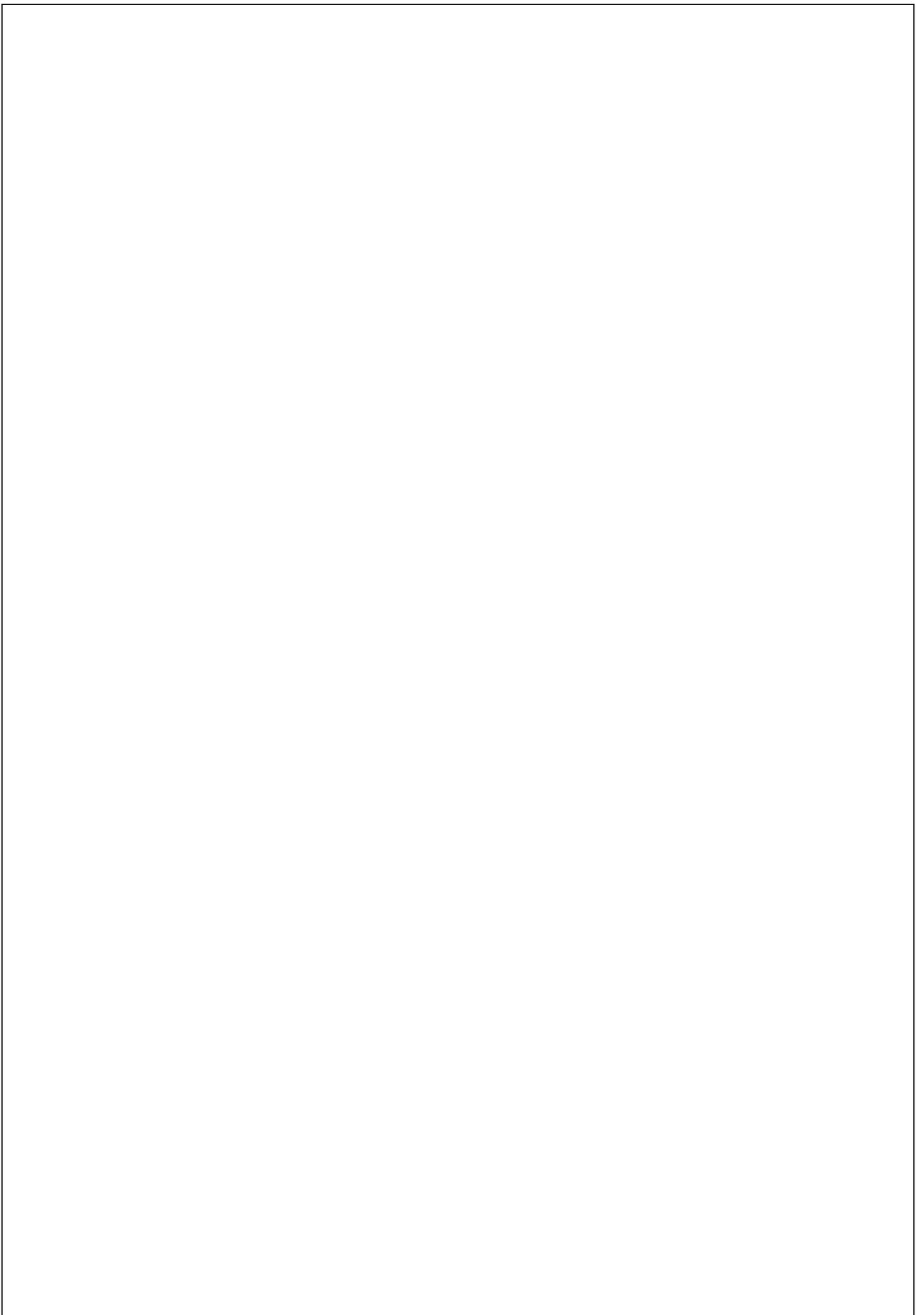
Figure X.10 : Schéma de cisaillement du bloc	144
Figure X.11 : Vue de l'assemblage poteau poutre principale	144
Figure X.12 : Vue de l'assemblage poteau – poutre principale	150
Figure X.13 : Présentation du pied du poteau	150
Figure X.14 : Dispositions des tiges d'encrages	151
Figure X.15 : Tiges d'encrages du pied du poteau	152

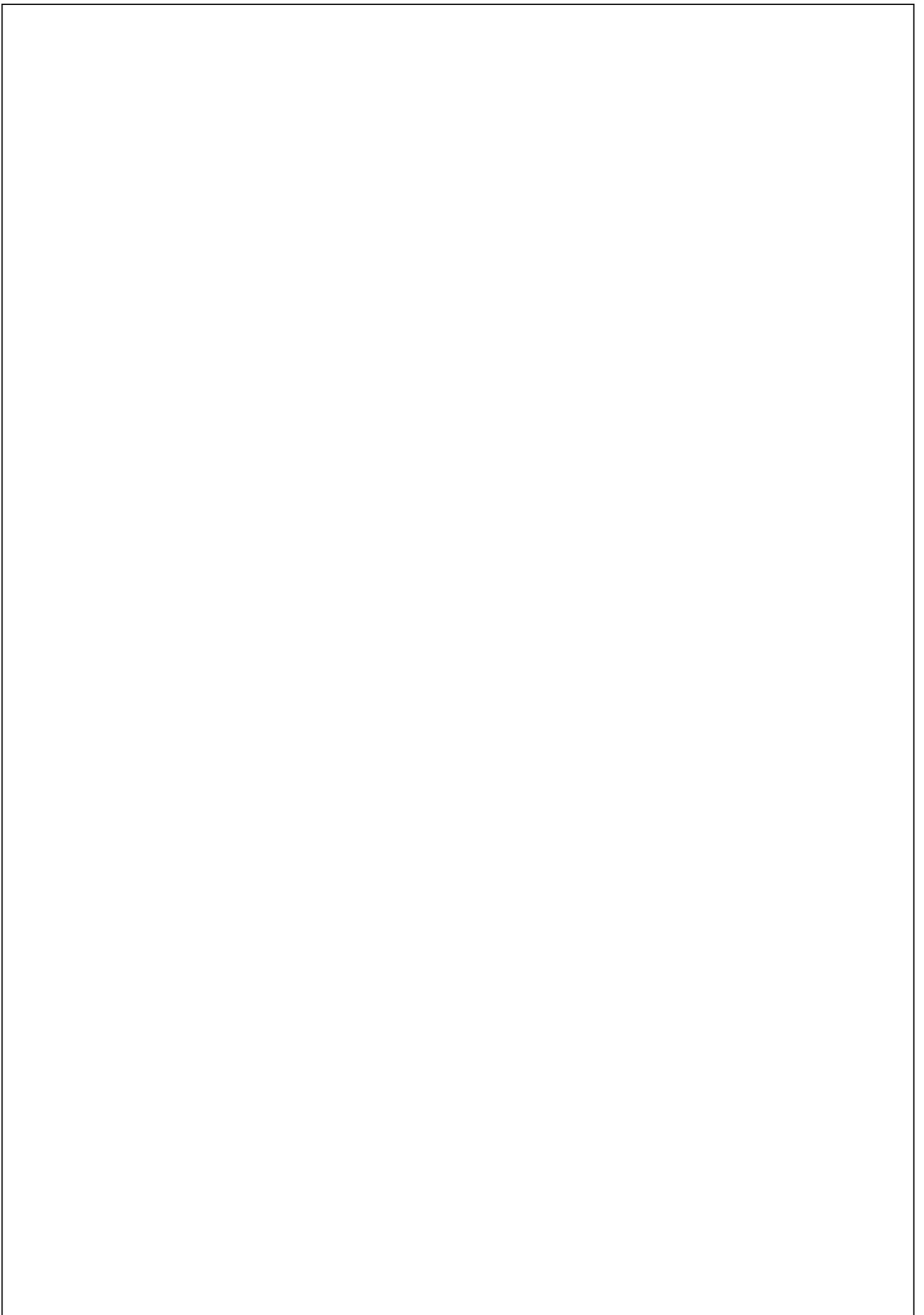
CHAPITRE XI

Figure XI.1 : Schéma de la semelle isolé	157
Figure XI.2 : Schéma de ferrailage de la semelle (semelle de poteau)	160
Figure XI.3 : Schéma de ferrailage des longrines	162
Figure XI.4 : Ferrailage du fût	163

CHAPITRE XI

Figure XII.1 : Résultantes des forces horizontale et verticale sur long pan	166
Figure XII.2 : Résultantes des forces horizontales et verticales sur le pignon V2	167





LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I

Tableau I.1 : les valeurs de E_{ij} et E_{vj} en fonction de f_{ej}	11
---	----

Chapitre II

Tableau II.1 : Paramètres de calcul	16
Tableau II.2 : Valeurs de $C_r(z)$	18
Tableau II.3 : Valeurs de $I_v(z)$	18
Tableau II.4 : Valeurs de $C_e(Z_e)$	18
Tableau II.5 : Récapitulatif	18
Tableau II.6 : Aires des Zones	20
Tableau II.7 : C_{pe} pour les parois verticales sens V1	21
Tableau II.8 : Aires des Zones	21
Tableau II.9 : C_{pe} pour les parois verticales sens V2	22
Tableau II.10: Aires des zones de toiture ($\theta = 0^\circ$)	23
Tableau II.11 : Les coefficients de pression C_{pe} pour la toiture ($\theta = 0^\circ$)	23
Tableau II.12 : Aires des zones de toiture ($\theta = 90^\circ$)	24
Tableau II.13 : Les coefficients de pression C_{pe} pour la toiture ($\theta = 90^\circ$)	24
Tableau II.14 : pression aérodynamique sur les parois vertical	25
Tableau II.15 : pression aérodynamique sur la toiture	25

Chapitre V

Tableau V.1 : Evaluation des charges de plancher	69
Tableau V.2 : résultats de choix des profilés	70

Chapitre VIII

Tableau VIII.1 : Pénalité de vérification selon le RPA99V2003	104
Tableau VIII.2: Distribution de la force sismique sur les différents niveaux	106
Tableau VIII.3 : Pourcentage de participation de masse	108
Tableau VIII.4: Combinaisons de calcul	110
Tableau VIII.5 : Vérification de l'effort sismique à la base	110
Tableau VIII. 6 : Déplacement max en situation durable	111
Tableau VIII.7 : Vérification des déplacements inter étages	112
Tableau VIII.8 : Effet de P-Δ sans X-X	113
Tableau VIII.9 : Effet de P-Δ sans Y-Y	113

Chapitre IX

Tableau IX.1 : Les caractéristiques de profile IPE400	120
Tableau IX.2 : Vérification de (IPE400) avec logiciel Robot	123
Tableau IX.3 : Sollicitations dans la poutre principale HEA500	123
Tableau IX.4: Vérification de (HEA500) avec logiciel Robot	124
Tableau IX.5: Sollicitation sur le poteauHEA450	125
Tableau IX.6: Vérification de HEA450 avec logiciel Robot	128

Chapitre XI

Tableau XI.1 : les sollicitations à la base de poteau HEA450	156
Tableau XI.2 : Les armatures des semelles (poteau HEA 450)	160

Chapitre XII

Tableau XII.1 : Les valeurs de Mst	164
Tableau XII.2 : Vent sur long pan V1, $C_{pi} = -0,16$	165
Tableau XII.3 : Vent sur le pignon V2, $C_{pi} = -0,41$	166
Tableau XII.4 : Les réactions à la base due aux efforts sismique	167
Tableau XII.5 : Les résultats de la vérification dans les deux sens x-x et y-y	168

SOMMAIRE

Introduction Générale

Chapitre I : Généralité

I. Introduction	01
I.1.Présentation et Implantation de l'ouvrage	01
I.2.Caractéristiques de l'ouvrage	03
I.2.1. Caractéristiques Géométrique de l'ouvrage	03
I.2.2.Caractéristique structurele	03
I.3. Caractéristiques de sol	04
I.4. Matériaux Utilisés	04
I.4.1. Acier	04
I.4.1.1. Définition	04
I.4.1.2. Essais de contrôle des aciers	05
I.4.1.3. Propriétés de l'acier doux	07
I.4.2. Couverture	08
I.4.3. Le béton	09
I.4.3.1. Résistance caractéristique à la compression	09
I.4.3.2. Résistance caractéristique à la traction	10
I.4.3.3.Déformation du béton	11
I.5. Les hypothèses fondamentales de calcul aux états limitent	11
I.5.1. Définition	11
I.5.2. Etat limite ultime (ELU)	11
I.5.3. Etat limite de Service (ELS)	12
I.6. Actions et combinaisons d'actions	12
I.6.1. Les actions	12
I.6.2. Les combinaisons d'actions	13
I.7. Les Règlements Utilisés	14

Chapitre II : Etude Climatique

II. Introduction	14
II.1. Etude au vent	14
II.1.1. Les coefficients du calcul	16
II.1.1.1. Effet de la région (q_{ref})	16
II.1.1.2. Effet de site (K_T, Z_0, Z_{min}, et ε)	16
II.1.1.3. Hauteur de référence Z_e	17
II.1.1.4. Calcul du coefficient d'exposition	17
II.1.2. Coefficient Dynamique C_D	19
II.1.3. Coefficients de pression	19
II.1.4. Perméabilité de l'ouvrage	24
II.1.5. La pression aérodynamique $W(z_j)$	25
II.2. Etude à la neige	26
II.2.1. Calcul de la charge de neige sur le sol	26
II.2.2. Neige sur la toiture	26
II.2.3. Neige suspendue en débord de toiture	27
II.2.4. Etude de la variation de la température	28
II.3. Calcul de force de frottement	28

Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments

II. Introduction	30
III.1. Etude des pannes	30
III.1.1. Définition	30
III.1.2. Donnée de calcul	30
III.1.3. Détermination des charges et surcharges	31
III.1.4. Les charges et surcharges appliquées	33
III.1.5. Combinaison d'action	34
III.1.6. Pré-dimensionnement	35
III.1.7. Dimensionnement des panes	36
III.1.7.1. Les combinaisons de calcul	36
III.1.7.2. Détermination des sollicitations	36
III.1.7.3. Vérification de la résistance des pannes	37

III.1.7.4 Vérification à L'ELS	39
III.2 Calcul de l'échantignolle	40
III.2.1 Introduction	40
III.2.2 Dimensionnement de l'échantignolle	41
III.2.2.1 Principe de dimensionnement	43
III.3 Calcul des lisses de bardages	43
III.3.1 Introduction	43
III.3.2 Espacement des lisses.....	43
III.3.3 Détermination des charges et surcharges	43
III.3.4 Combinaison d'actions	44
III.3.5 Pré dimensionnement	45
III.3.6 Dimensionnement des lisses	45
III.3.6.1 Les combinaisons de calcul	45
III.3.6.2 Détermination des sollicitations	45
III.3.6.3 Vérification de la résistance des lisses	46
III.3.6.4 Vérification à L'ELS	46
III.3.6.5 Détermination des sollicitations	47
III.3.6.6 Vérification de la résistance des lisses (avec liernes)	47
III.3.6.7 Vérification à L'ELS	47
III.4. Calcul des liernes	48
III.4.1 Dimensionnement des liernes	48
III.4.1.1 Calcul de l'effort de traction dans le lierne la plus sollicitée	48
III.4.1.2 Calcul de la section des liernes	49

Chapitre IV : Etude des éléments secondaire

IV. Etude des escaliers	51
IV.1. Introduction	51
IV.2. Définitions	51
IV.3. Pré-dimensionnement de l'escalier	51
IV.3.1 Dimensionnement des éléments porteurs	53
IV.3.1.1 Pré dimensionnement du la cornier	53
IV.3.2. Evaluations des charges	54

IV.3.3. Pré dimensionnement de limon	56
IV.3.3.1. Evaluation des charges	56
IV.3.4. Prédimensionnement de la poutre palière	59
IV.4. Calcul des potelets	61
IV.4.1. Introduction	61
IV.2.2. Calcul des charges et surcharges revenants au potelet le plus chargé	61
IV.2.2.1 charge permanentes G : (verticale concentrée)	61
IV.2.2.2 surcharge climatique V	61
IV.2.3. Pré-dimensionnement du potelet	62
IV.2.4. Vérification de la section à la résistance	62
IV.2.5. Vérification de l'élément aux instabilités	63

Chapitre V : Etude du plancher mixte

V. Etude du plancher mixte	67
V.1. Définition	67
V.2. Disposition des poutrelles	67
V.3. Méthode de calcul	68
V.4. Etude de la dalle collaborant	69
V.4.1. Evaluation des charges	69
V.4.2. Vérification des solives	70
V.4.2.1. Phase de construction	70
V.4.2.2. Phase finale	71
V.5. Calcul des goujons connecteurs	75
V.5.1. Vérification des soudures	76
V.6. Calcul de la poutre principale	77
V.6.1. Caractéristiques du plancher	77
V.6.2. Vérification de la flèche	77
V.6.3. Pré dimensionnement	77
V.6.4. Vérifications de la résistance	78
V.6.4.1. Détermination de la classe de la section	78
V.6.4.2. Vérifications au moment de flexion	78
V.6.4.3. Vérification au Cisaillement	78
V.7. Calcul de la poutre secondaire	79

V.7.1.Caractéristiques de la poutre secondaire	79
V.7.2.Pré dimensionnement	79
V.7.3.Vérifications de la résistance	79
V.7.3.1.Vérification de la classe de la section	79
V.7.3.2.Vérifications au moment de flexion	80
V.7.3.3.Vérification au Cisaillement	80
V.8.Conclusion	80
V.9.Ferraillage de la dalle du plancher	80

Chapitre VI : Etude des contreventements

VI. Introduction	84
VI.1. Les différents types de contreventements	84
VI.1.1. Contreventements de toiture : (poutre au vent)	84
VI.1.2. Effort du vent sur les pignons	84
VI.1.3. Calcul de la poutre au vent en pignon	84
VI.1.3.1. Dimensionnement de la poutre au vent	86
VI.1.3.2. Dimensionnement de la palée de stabilité en long pans	90
VI.4. Calcul de la poutre sablière	93
VI.4.1.Introduction	93
VI.4.2.Pré-dimensionnement de la poutre au vent	93

Chapitre VII : Etude des poteaux

VII. Pré-dimensionnement des poteaux	96
VII.1.Introduction	96
VII.2.Détermination de N_{max} par la descente de charges	96
VII.2.1.Poteau intermédiaire	97
VII.2.2.Pré dimensionnement	97
VII.3. Vérification au flambement	98

Chapitre VIII : Etude sismique

VIII.1.Introduction.....	100
VII.2.Description de ROBOT.....	100
VIII.3.Analyse de la structure	101

VIII.3.1.Type d'analyse	101
VIII.3.2.Méthodes de calcul	101
VIII.3.2.1.Méthode statique équivalente	101
VIII.3.2.2. Principe de la méthode spectrale	106
VIII.3.2.3. Spectre de réponse de calcul	106
VIII.3.2.4. Vérification des déplacements	111
VIII.4. L'effet de deuxième ordre	112

Chapitre IX : Vérification des éléments

IX.1.Introduction.....	114
IX.2. Origine des phénomènes d'instabilités	114
IX.3. Vérification des éléments avec le logiciel ROBOT	115
IX.3.1. Dimensionnement et vérification	115
IX.3.1.1. Les panne	115
IX.3.1.2. La poutre sablière	116
IX.3.1.3. Les poutre au vent	117
IX.3.1.4. La traverse	118
IX.4. Vérification des éléments avec un calcul manuel.....	119
IX.4.1. Vérification des traverses	120
IX.4.2. Vérification de résistance des poutres	123
IX.4.3. Vérification de résistance des poteaux	125

Chapitre X : Les assemblages

X.1.Introduction	129
X.2.Calcul d'assemblage.....	129
X.2.1. Assemblage traverse - traverse	129
X.2.2. Assemblage poteau - traverse	132
X.3.Assemblage des éléments de la poutre au vent	138
X.3.1. Assemblage de la diagonale sur le gousset	138
X.3.2. Vérifications	140
X.4. Assemblage de l'échantignole	140
X.4.1. Assemblage de la panne sur l'échantignole	140
X.5.Assemblage poutre-poutre (solive-poutre principale)	141

X.5.1. Dimensionnement des boulons	141
X.5.2. Vérifications nécessaires	142
X.6. Assemblage poteau-poutre principale (HEA450-HEA500)	144
X.7. calcul des tiges d'ancrages	150
X.7.1. Dimensionnement des tiges d'ancrages des poteaux HEA450	151
X.7.2. Vérification de la tige d'ancrage	152
X.7.3. Vérification des contraintes dans le béton et l'acier	153
X.7.4. Dimensionnement de l'épaisseur de la platine	154

Chapitre XI : Etude de l'infrastructure

XI. Introduction	155
XI.1. Choix du type de fondation	155
XI.2. Calcul des fondations sous poteaux HEA450	155
XI.3. Les sollicitations sous poteaux HEA450	155
XI.4. Pré-dimensionnement de la semelle	156
XI.4.1.1. La condition de rigidité	156
XI.4.1.2. Le critère de non poinçonnement	156
XI.5. Dimensionnement de la semelle	156
XI.5.1. Vérification en tenant compte du poids de la semelle	157
XI.5.2. Vérification de la stabilité au renversement : (RPA99v 2003.Art.10.1.5)	158
XI.6. Ferrailage de la semelle (BAEL 91)	158
XI.7. Calcul des longrines	161
XI.7.1. Introduction	161
XI.7.2. Pré-dimensionnement	161
XI.7.3. Ferrailage	161
XI.8. Ferrailage des futs	162

Chapitre XII : Vérification à la stabilité d'ensemble

XII. Introduction	164
XII.1. Vérification de la stabilité globale de la structure	164
XII.1.1. Calcul de moment stabilisateur de la structure (M_{st})	164
XII.1.2. Calcul de M_R sous l'action de vent	164
XII.1.2.1. Le vent sur le Lang-pan V1	165

XII.1.2.2. Le vent sur le pignon V2	166
XII.1.3. Calcul de M_R sous l'action sismique	167
XII.1.4. Vérification au renversement de la structure ($M_{st} \geq M_R$)	168

Conclusion Générale

Annexes

Références Bibliographique

Introduction Générale

Notre projet de fin d'étude consiste à étudier un ouvrage en charpente métallique (mixte), c'est une salle des fêtes qui se situe à Bejaia, commune de CHELLATA plus exactement dans un endroit appelé la place N'cheikh.

Dans le présent mémoire nous allons essayer d'appliquer toutes les connaissances acquises durant notre cursus sur un projet réel.

Dans le cadre de notre formation Master en Génie Civil, nous sommes amenés, à l'issue de notre cursus, à réaliser un projet de fin d'études (PFE) en charpente métallique. Le but de ce projet est d'être confronté à une situation professionnelle concrète et réelle.

Notre étude sera menée en se basant sur les démarches suivantes :

- ❖ Le premier chapitre qui est consacré pour les Généralités.
- ❖ Le deuxième chapitre portera sur l'étude climatique.
- ❖ Le troisième chapitre est le pré-dimensionnement des éléments.
- ❖ Le quatrième chapitre étudie des éléments secondaires.
- ❖ Le cinquième chapitre concernant l'étude du plancher mixte.
- ❖ Le sixième chapitre portera le calcul de contreventement.
- ❖ Le septième chapitre portera l'étude des poteaux.
- ❖ Le huitième chapitre c'est l'étude sismique.
- ❖ Le neuvième chapitre portera les vérifications des éléments.
- ❖ Le dixième chapitre c'est les assemblages.
- ❖ L'avant dernier chapitre c'est l'étude de l'infrastructure.
- ❖ Enfin, le dernier chapitre sera consacré à la vérification de la stabilité d'ensemble.

L'objectif principal sera de comprendre et de compléter les informations déjà acquises dans le cours de charpente métallique, ensuite viendra le second but qui est de présenter un travail satisfaisant en vue d'obtenir le diplôme de master.



*Chapitre I:
Généralité*

I. Introduction :

Notre choix de projet de fin d'étude 'Master' s'est porté sur l'étude d'un ouvrage en construction métallique suite à notre option construction métallique, sur la base des nouveaux règlements.

I.1. Présentation et Implantation de l'ouvrage :

L'ouvrage en question est **une salle des fêtes R+1** de forme rectangulaire avec ossature en charpente métallique, dont l'implantation est à **CHellata** (lieu dite La place N'chikh) commune de **CHellata** dans la wilaya de **Bejaia** qui est classée selon le règlement parasismique Algérien **RPA99 version 2003** zone de moyenne sismicité (**IIa**).

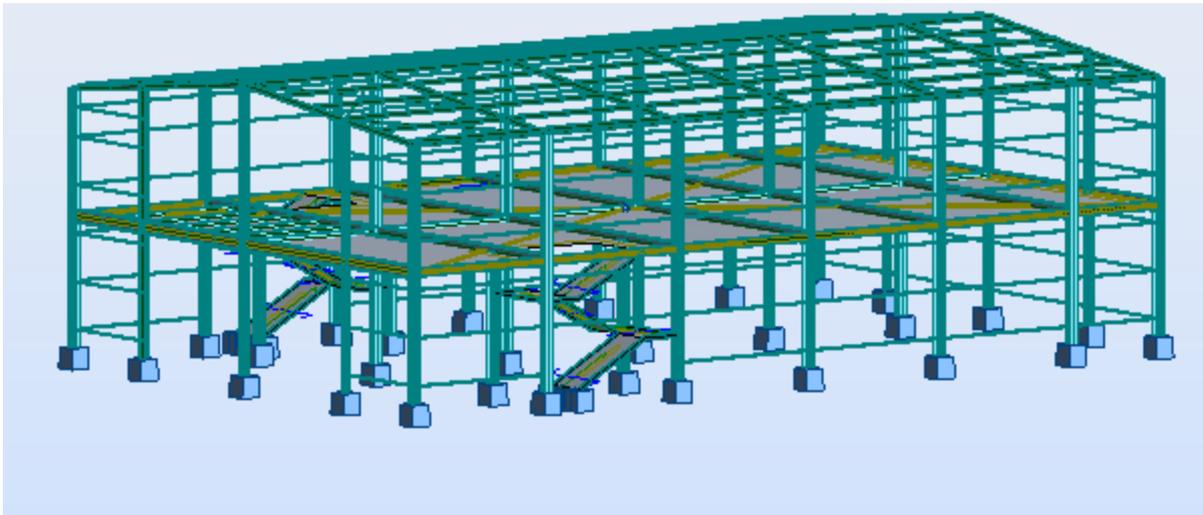


Figure I.1 : Vue en 3D (Robot version 2013).

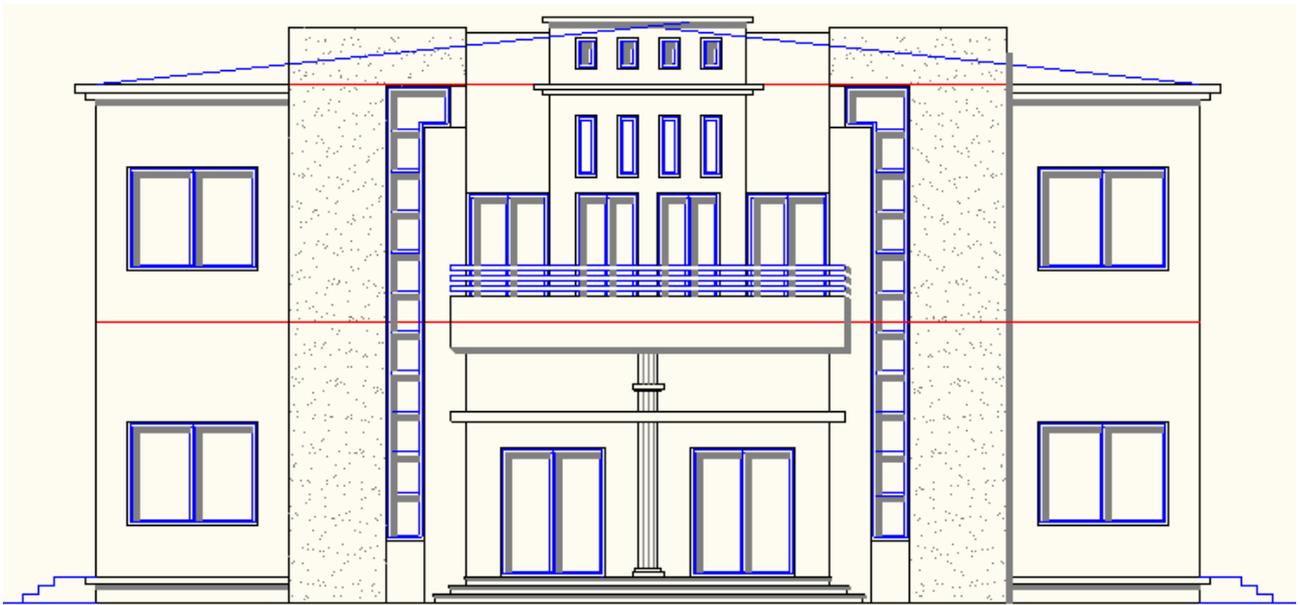


Figure I.2 : vue sur la façade principale.

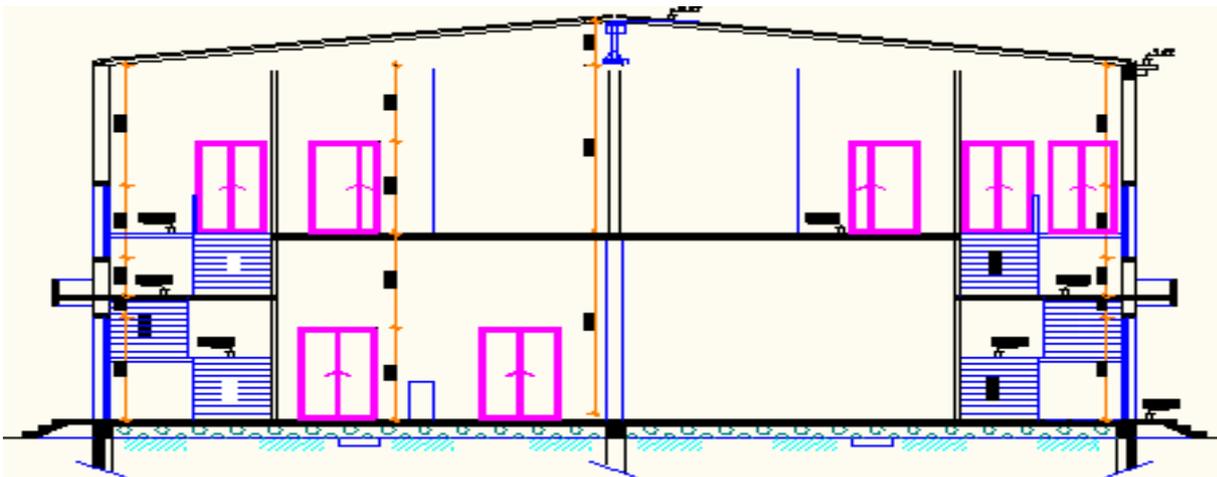


Figure I.3 : Coupe A-A.

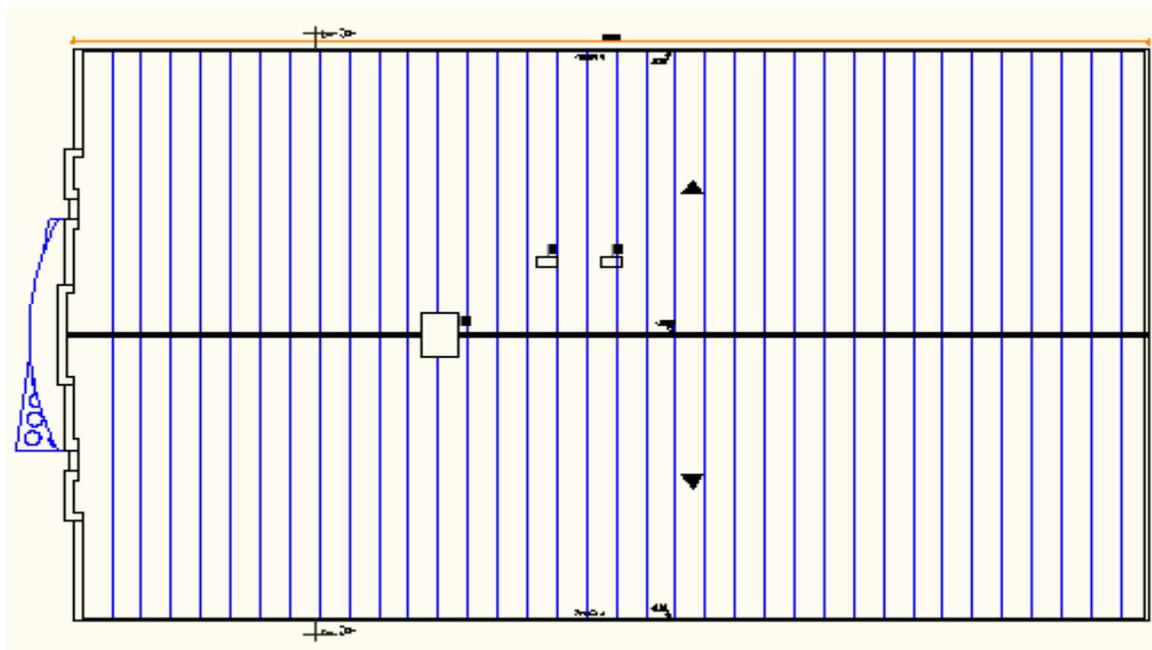


Figure I.4 : Vue en plans de la toiture.

I.2. Caractéristiques de l'ouvrage :

I.2.1. Caractéristiques Géométrique de l'ouvrage :

- Longueur totale de la salle : 34,30 m
- Largeur totale de la salle : 21,15 m
- Hauteur totale de la salle : 10,89 m
- Hauteur de niveau : 5,10 m
- Surface totale de la salle : 725,45 m²
- Surface totale de la toiture : 729,67 m²

I.2.2. Caractéristique structurele :

a) Ossature de la structure :

L'ossature de la structure est constituée par des portiques métalliques auto-stable qui assurent la stabilité horizontale et verticale.

b) planchers :

sont réalisées en planchers mixte à dalles participantes dont les constituants sont :

dalle en béton armée d'épaisseur : 10 cm

Toile nervurée de type : cofraplus60

Putres de section : IPE

Connecteurs de cisaillement de type : Goujons

c) Toiture :

on a une toiture en charpente métallique qui est composé des fermes triangulaire, des pannes qui supportent des panneaux sandwich comme couverture.

d) Escaliers :

On a un seul type d'escaliers qui est composé de trois volées plus deux paliers de repos en charpente métallique .

I.3. Caractéristiques de sol :

1.Prévoir des fondations superficielles.

2.L'ancrage des fondation :

- L'ancrage sera à : **2,00 m** de profondeur.
- Le taux de travail à prendre dans les calculs est $\sigma_{adm} = 2 \text{ bars}$.

I.4. Matériaux Utilisés :

Les matériaux entrant dans la composition de la structure jouent incontestablement un rôle important dans la résistance des constructions aux différentes sollicitations, leur choix est souvent le fruit d'un compromis entre divers critères tel que ;le cout, la disponibilité sur place, et la facilité de mise en œuvre du matériau prévalant généralement sur le critère de la résistance mécanique. Ce dernier est en revanche décisif pour les constructions de grandes dimensions.

I.4.1. Acier

I.4.1.1. Définition :

L'acier est un mélange constitue essentiellement de fer et d'un peu de carbone,qui sont extraits de matières naturelles tirées du sous-sol (mines de fer et de charbon).

Outre le fer et le carbone, l'acier peut comporter d'autres éléments qui lui sont associés, soit involontairement comme le phosphore et le soufre qui sont des impuretés et qui altèrent les propriétés des acier, ou volontairement comme le silicium, le cuivre, le manganèse, le nickel, le chrome, le tungstène, le vanadium,.....etc. qui ont pour propriétés d'améliorer les caractéristiques mécaniques des aciers (résistance à la rupture, dureté, limite d'élasticité, soudabilité, ductilité, corrosion...).

On ajoute le cuivre pour améliorer la stabilité, le nickel et le chrome pour diminuer la corrosion. le manganèse, le vanadium, le tungstène, le silicium pour augmenter la limite d'élasticité, la résistance à la rupture et la ductilité.

Il existe une multitude de types d'acier selon la teneur en carbone nous citons ici quelques exemples : aciers doux, aciers durs, aciers mi durs, aciers extra durs.

I.4.1.2. Essais de contrôle des aciers :

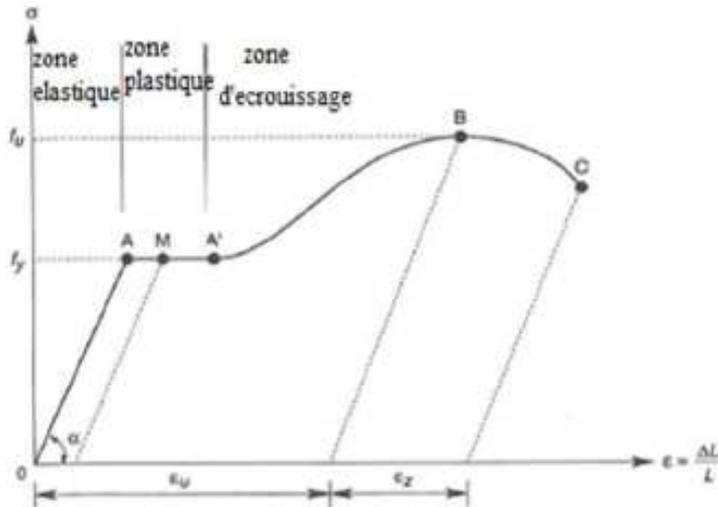
Les essais normalisés de contrôle des aciers sont de deux types :

a) Les essais destructifs :

Qui renseignent sur les qualités mécaniques des aciers :

- Essai de dureté : qui étudie la pénétration d'une bille ou d'une pointe dans l'acier, et qui définit des degrés de dureté.
- Essai de résilience : qui permet de mesurer l'aptitude d'un acier à rompre par choc.
- Essai de pliage.
- Essai de fatigue.
- Essai de traction : qui permet de mesurer le module d'élasticité longitudinale E , le coefficient de poisson, les contraintes limitent d'élasticité et de rupture, l'allongement à rupture.

Il est pratiqué sur une éprouvette cylindrique soumise à un effort progressif, croissant de zéro à la rupture un enregistrement graphique mesure l'allongement de l'éprouvette en fonction de la traction appliqué (ou la contrainte). On obtient un diagramme effort / déformation suivant :



ϵ_u : allongement à la rupture

ϵ_r : allongement de striction

Figure I.5 : Diagramme σ - ϵ de l'acier.

Ce diagramme se décompose en 4 phase :

Phase OA : zone rectiligne pour la quelle les allongements sont proportionnels aux efforts appliqués. C'est la zone élastique, qui est réversible car c'est l'on supprime l'effort de traction, la barre revient à sa longueur initiale ($\Delta l / l = 0$).

Phase AA' : palier horizontale, qui traduit un allongement de charge constante c'est la zone plastique, à partir de A (par exemple, on M) si on supprime l'effort de traction, le retour à l'équilibre se fait selon la droite MM' parallèle à OA et la pièce conserve un allongement rémanent OM'.

Phase A'B : la charge croît un nouveau avec les allongements jusqu'au point B ;

Phase BC : l'allongement continue, bien que la charge soit décroissante jusqu'au point C, qui correspond à la rupture. Dans cette dernière phase, la déformation plastique localisée dans une faible portion de l'éprouvette et n'est plus homogène. Il y a striction.

Le palier de ductilité AA' est particulièrement important en construction métallique car il représente une réserve de sécurité. En effet, il peut arriver que localement, dans une structure des pièces soient sollicitées au-delà de cette limite élastique. On dit qu'il y a adaptation plastique.

Ce diagramme permet de mesurer :

- La limite de d'élasticité f_y (point A).
- La contrainte de rupture f_u (point B).
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier E.

b) Les essais non destructifs (essais métallographiques) :

Qui renseignent sur la composition et la structure des aciers, ce sont :

- La macrographie : c'est-à-dire l'examen visuel d'une surface poli traité à l'acide.
- La micrographie : c'est à dire l'examen visuel au microscope des cristaux, qui permet de déterminer notamment la tenue en carbone.
- La radiographie : par rayons X (en laboratoire) ou rayon γ (sur chantier), permet de déceler les défauts, cavités ou fissures interne des pièces, notamment des soudures.
- Utilisation des ultrasons : les ultrasons aussi permettent de déceler les défauts.

c) Effets de pourcentage de carbone sur le comportement mécanique de l'acier :

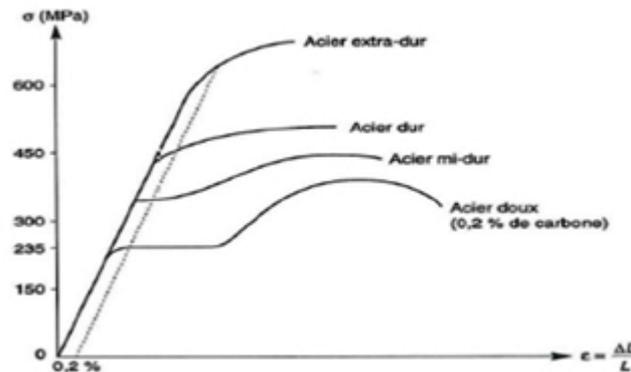


Figure I.6 : Lois de comportement des différents d'acier.

Plus la teneur en carbone des aciers augmente, plus la contrainte σ augmente, plus le palier de ductilité se raccourcit et plus l'allongement à rupture diminue. La sécurité est donc inversement proportionnelle au taux de carbone. C'est pourquoi seuls les aciers doux (faible taux de carbone) sont autorisés en construction métallique. Le taux moyen de carbone étant 0.2%.

La notion de plasticité / sécurité est très importante. En effet lorsqu'une pièce est excessivement sollicitée, au-delà de la limite d'élasticité f_y si elle est constituée en acier dur ou en fonte, elle va périr en rupture brutale sans présenter au préalable de signe ou de déformation prémonitoire. En revanche, une pièce en acier doux va présenter de grandes déformations, qui vont prévenir du danger latent.

I.4.1.3. Propriétés de l'acier doux :

A) Résistance :

Les nuances d'acier courantes et leurs résistances limites sont données par le règlement **Eurocode 3** et **CCM 97**.

La nuance choisie pour la réalisation de cet ouvrage est l'acier **S235**.

B) Ductilité :

CCM97(Chapitre3.2.2.3)

La ductilité est la capacité des matériaux à se déformer plastiquement lors d'efforts élevés sans diminution significative de la résistance pendant plusieurs cycles de chargement.

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 à la limite d'élasticité f_y .
- L'allongement à la rupture sur une longueur de $5,65\sqrt{A}$ doit être supérieur à 15%.

Avec A : section transversale de l'élément considéré.

- L'allongement à rupture ϵ_u (correspondant à f_u) doit être supérieur à 20 fois L'allongement ϵ_y (correspondant à f_y) $\epsilon_u \geq 20 * \epsilon_y$.

C) Propriétés mécanique de l'acier :

Les valeurs des principales caractéristiques mécaniques des aciers de construction sont :

- Module d'élasticité longitudinale : $E = 210000 \text{ MPa}$.
- Coefficient de poisson : $\nu = 0.3$.
- Module d'élasticité transversale : $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = 0,4 E$.
- Coefficient de dilatation linéaire : $\lambda = 12 * 10^{-6} \text{ par } ^\circ\text{C}$.
- Masse volumique de l'acier : $\rho = 78,5 \text{ KN/m}^3$.

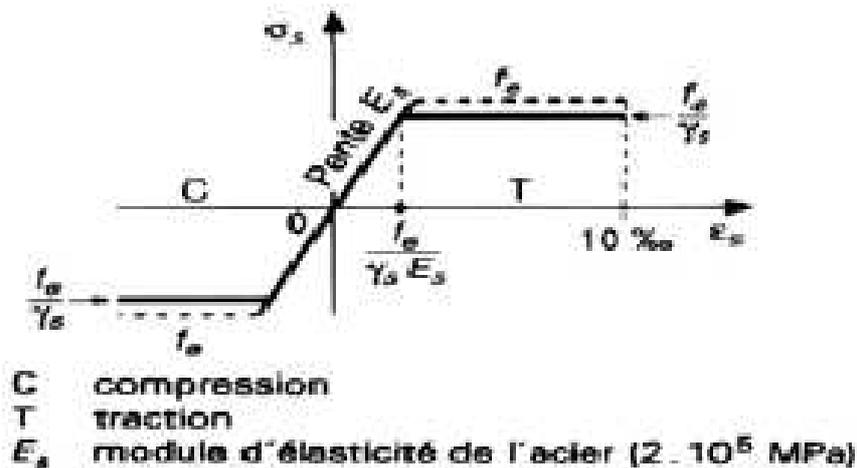


Figure I.7 : Diagramme de contrainte-Déformation de l'acier.

I.4.2. Couverture :

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

- De deux tôles parement intérieur et extérieur.
- D'une âme en mousse isolante.
- De profils latéraux destinés à protéger l'isolant et réaliser des assemblages aisés.

Les panneaux sandwichs nous offre plusieurs avantages on site :

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

- Une bonne capacité portante
- Un gain de temps appréciable au montage

Mais, leur point faible se situe dans l'étanchéité des joints.

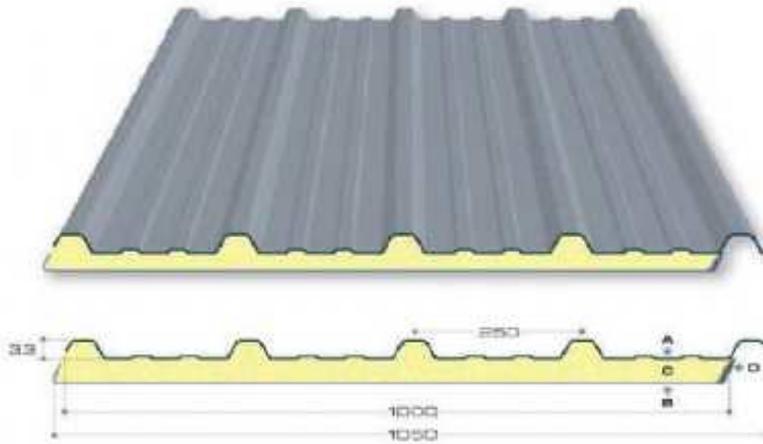


Figure I.8 : Panneau sandwichs.

I.4.3. Le béton :

Le béton est un matériau de construction hétérogène, constitué artificiellement d'un mélange de matériaux inertes appelés granulats (sable, gravier, pierres cassées,...) avec du ciment et de l'eau et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés. C'est le matériau de construction le plus utilisé au monde, que ce soit en bâtiment ou en travaux publics.

I.4.3.1. Résistance caractéristique à la compression :

Un béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de **28** jours, dite valeurs caractéristique requise (f_{c28}), et que l'on nomme résistance caractéristique à la compression cette résistance est obtenue par écrasement en compression axiale d'éprouvettes cylindriques normalisées de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur.

Pour les ouvrages courants, on admet une résistance caractéristique à la compression à **28j** de **25MPa**. **BAEL91 Art (A.2.1.1.1)**

$$F_{cj} = \frac{l}{4,76+0,83j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa si } j < 28 \text{ j}$$

$$F_{cj} = \frac{l}{1,4+0,95j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa si } j < 28 \text{ j}$$

$$F_{cj} = 1,1 \times f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa si } j \geq 60 \text{ j}$$

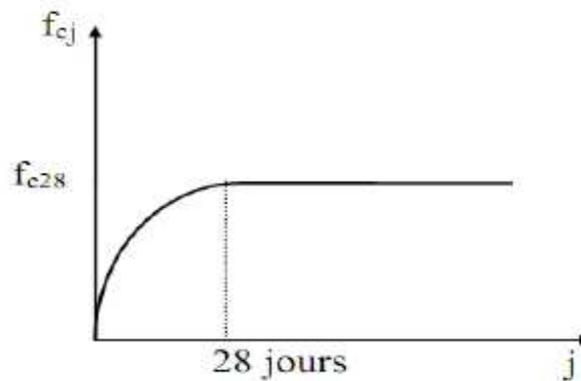


Figure I.9 : Résistance de béton à la compression.

I.4.3.2. Résistance caractéristique à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à (j) jours, notée (f_{cj}), est conventionnellement définie par la relation :

$$F_{cj} = 0,06 F_{cj} \text{ (MPa)}. F_{cj} \leq 60 \text{ MPa.}$$

BAEL91 Art (A.2.1.1.2)

I.4.3.3. Déformation du béton :

1) Déformation longitudinal:

- Module de déformation instantanée :

CBA93 Art (A.2.1.2.1)

$E_{cj} = 11000\sqrt{f_{cj}}$ (MPa) ; dû aux contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures.

- Module de déformation différée :

CBA93 Art (A.2.1.2.2)

$E_{cj} = 3700\sqrt{f_{cj}}$ (MPa) ; sollicitations de longue durée.

f_{cj} (MPa)	25	30	40	50	60
E_{ij} (MPa)	3264,20	34180	37620	40524,35	43063,54
E_{vj} (MPa)	10819	11497	12654	13631	14485

Tableau I.1 : les valeurs de E_{ij} et E_{vj} en fonction de f_{cj} .

2) Coefficient du Poisson :

Le coefficient de Poisson ν prend les valeurs suivantes :

- $\nu = 0$ à L'ELU.

CBA93 Art (A .2.1.3)

- $\nu = 0,2$ à L'ELS.

I.5. Les hypothèses fondamentales de calcul aux états limitent :

I.5.1. Définition :

On appelle un état limite, un état particulier au-delà duquel une structure cesse de remplir les fonctions pour les quelles elle a été conçue. Les ouvrages et les éléments d'ouvrages doivent être conçus et calculés de manière à pouvoir résister avec une sécurité appropriée à toutes les sollicitations prévues et à présenter une durabilité satisfaisante durant toute la période d'exploitation. Un état limite est donc atteint lorsqu'une condition requise d'une construction strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification est dans le sens défavorable d'une des actions agissant sur elle ; on distingue :

I.5.2. Etat limite ultime (ELU) :

Sont ceux qui mettent en cause la sécurité de l'ouvrage. Ils ne désignent pas nécessairement effondrement, mais la plastification des matériaux et les grandes déformations résultantes sont souvent considérées comme une ruine. On distingue 3 états limites ultime :

- Etat limite ultime de l'équilibre statique.
- Etat limite ultime de résistance de l'un des matériaux.
- Etat limite ultime de stabilité de forme.

I.5.3. Etat limite de Service (ELS) :

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son utilisation normale et sa durabilité soient assurées, son dépassement impliquera un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage. On distingue 03 états limites de service :

- Etat limite de service d'ouverture des fissures.
- Etat limite de service de déformation.
- Etat limite de service de compression de béton.

I.6. Actions et combinaisons d'actions :

I.6.1. Les actions :

Les actions sont des forces et couples dus aux charges appliquées (permanentes, climatiques, d'exploitation, sismiques....etc) et aux déformations imposées (variation de température, tassement d'appui....etc).

a) Actions Permanentes (G_i) :

Dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps, ou varie toujours dans Le même sens en tendant vers une limite.

- Poids propre des éléments de la construction.
- Poids propre des équipements fixes.
- Action de la précontrainte.
- Déplacement différentiel des appuis.
- Déformation imposée à la construction.

b) Actions variables (Q_i) :

Dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps.

- Charges d'exploitations.
- Charges appliquées en cours d'exécution.
- Actions climatiques :
 - Actions de la neige (S).
 - Actions du vent (W).
 - Actions de la variation de température.

c) Actions accidentelles (E_i) :

Elles se produisent rarement et leurs durées sont très courtes, (Séismes, incendies, chocs,...etc).

Les combinaisons d'actions sont :

- Avec action variable :

$$1,35 G_{\max} + G_{\min} + 1,5 Q$$

$$1.35G + 1,5Q$$

$$1,35G + 1,5Q + W$$

$$G + 1,5W$$

$$1,35G + 1,5W + 1,3.Q$$

Avec :

G_{\max} : action permanente défavorables.

G_{\min} : action permanente favorable.

Q : action variable défavorable.

- **Avec plusieurs actions défavorables :**

$$1,35 G_{\max} + G_{\min} + 1,35 \Sigma Q_i$$

- ❖ **ELS :**

Elles servent exclusivement pour le calcul ou la vérification des déformations.

Les combinaisons d'actions sont :

- **Avec action variable :**

$$G + Q$$

- **Avec plusieurs actions variables :**

$$G + 0,9 \Sigma Q_i$$

- **Situations accidentelles :**

- ❖ $G + Q \pm E$

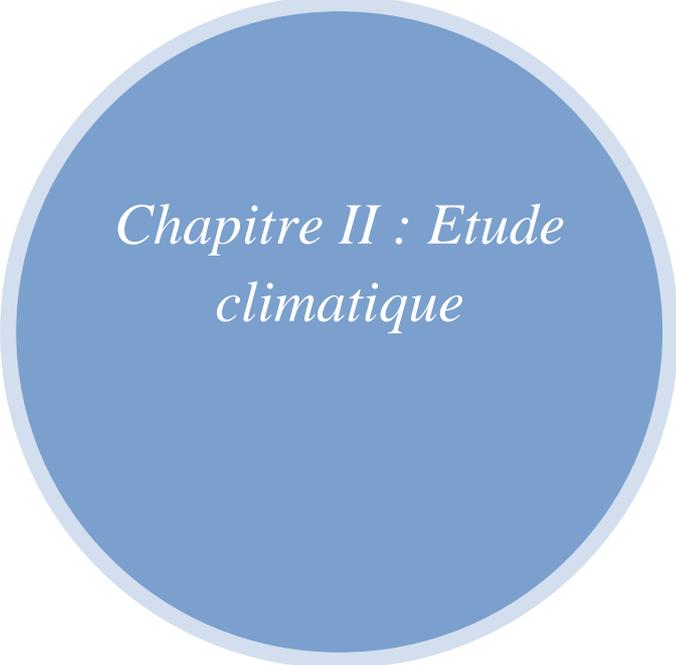
- ❖ $G + Q \pm 1,2 E$

- ❖ $0,8 G \pm E$

I.7. Les Règlements Utilisés :

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

- ❖ **RNVA 2013** : l'étude climatique se fait suivant le règlement Algérienne Neige et Vent 2013.
- ❖ **CCM97, Eurocode3** : L'étude et calcul de l'ouvrage se font conformément aux CCM97, et L'Eurocode3.
- ❖ **RPA99 V2003** : L'étude sismique se fait suivant le Règlement Parasismique Algérienne **RPA99 V2003**.
- ❖ **DTR-BC 2.2** : charges permanentes et surcharges d'exploitations.
- ❖ **DTU 13.12** : Règlement de calcul des fondations superficielles.
- ❖ **BAEL 1993** : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé, **DTR-BC 2.4** Ministère de l'habitat.



*Chapitre II : Etude
climatique*

II. Introduction

Les effets du vent ainsi que la neige, sur les structures métalliques est plus souvent prépondérant, une étude approfondie et détaillée doit être menée minutieusement afin de déterminer les différentes actions et détaillée doit être menée minutieusement afin de déterminer les différentes actions et sollicitations.

La réglementation en vigueur (**RNVA 2013**), nous fournit les principes généraux et les procédures à suivre afin de mieux prévoir ces phénomènes et de menée des calculs conformes.

II.1. Etude au vent :

Tout ouvrage doit résister aux actions verticales et horizontales, parmi les actions horizontales on site le vent, il peut venir de n'importe quel côté.

L'action du vent sur un ouvrage et sur chacun des éléments dépend des caractéristiques suivantes :

- ❖ Vitesse du vent.
- ❖ Catégorie de la construction et de ses proportions d'ensemble.
- ❖ Configuration dans l'espace (l'élément reposant sur le sol ou éloignant du sol).

Les pressions engendrées par le vent sur les différentes surfaces de la structure dépendent des facteurs suivants :

- ❖ La région.
- ❖ Le terrain d'implantation (site).
- ❖ La hauteur de la structure.
- ❖ La forme géométrique de la toiture.

Selon le sens de vent et l'état des ouvertures de notre ouvrage, des différentes cas ont été envisagés sont les suivants :

- ❖ Vent sur la façade principale avec surpression intérieure.
- ❖ Vent sur la façade principale avec dépression intérieure.
- ❖ Vent sur la façade latérale avec surpression intérieure.
- ❖ Vent sur la façade latérale avec dépression intérieure.
- ❖ Vent sur la toiture.

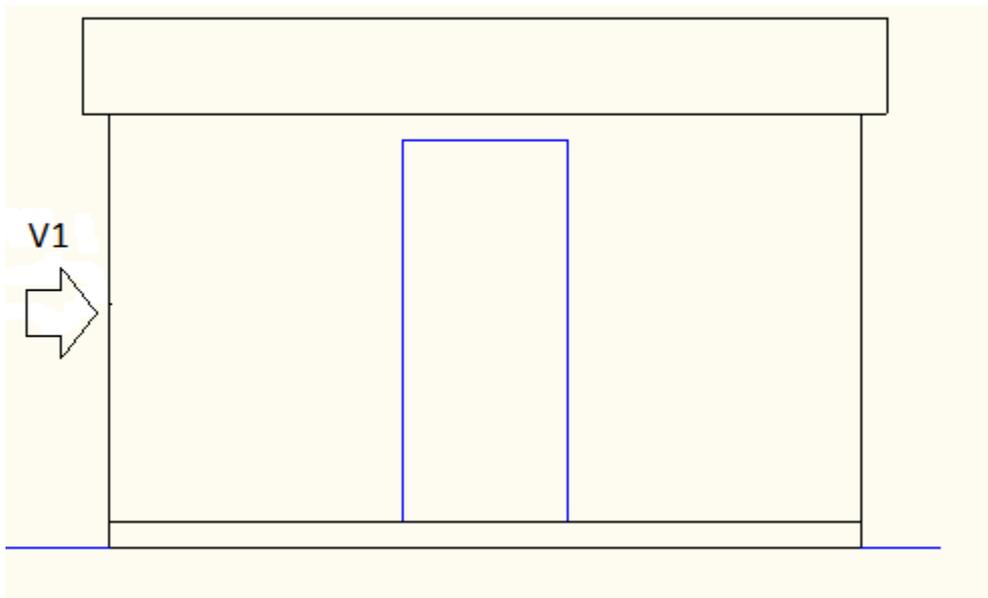


Figure II.1 : Vent sur la façade latérale.

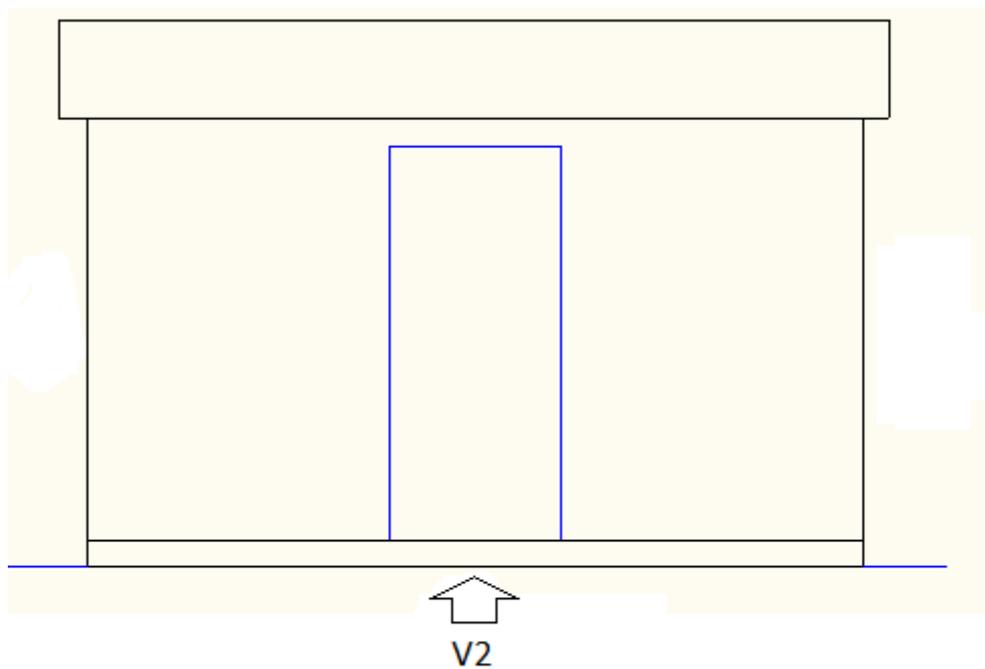


Figure II.2 : Vent sur la façade principale.

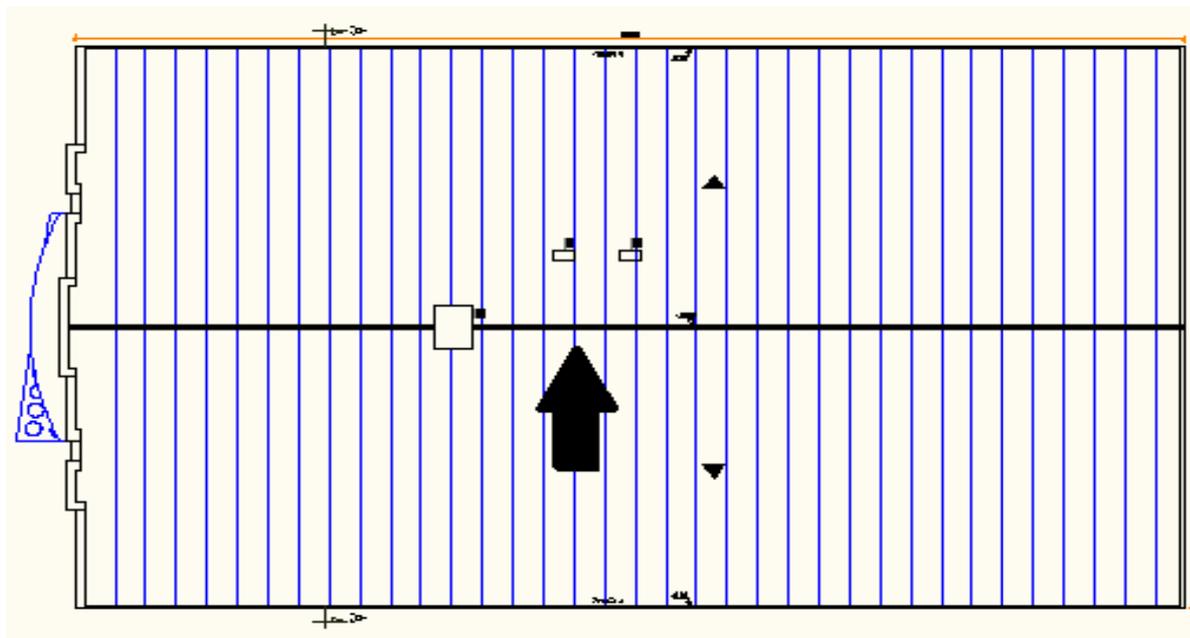


Figure II.3 : Vent sur la toiture.

II.1.1. Les coefficients du calcul :

II.1.1.1. Effet de la région (q_{ref}) :

La pression dynamique de référence q_{ref} qui est fonction de la zone de vent et qui sera utilisée pour calculer la pression dynamique $q_{dyn}(z_e)$.

$$q_p(z_e) = q_{ref} \times C_e(z) ; \quad (\text{cf. } \S 2.3 \text{ RNVA2013})$$

Pour notre bâtiment qui est une structure permanente elle sera implanté à Bejaia **zone I** donc la pression de référence est : $q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$, donnée par le tableau (2.2. chapitre II RNVA2013), et la vitesse de référence du vent $V_{ref} = 25 \text{ m/s}$ (cf. Tableau1.1 RNVA2013).

II.1.1.2. Effet de site (K_T , Z_0 , Z_{min} , et ε) :

Catégorie de terrain	K_T	Z_0	Z_{min}	ε
(III) Zone à végétation basse telle que l'herbe, avec ou non quelques obstacles isolés (arbres, bâtiments) séparés les uns des autres d'au moins 20 fois leur hauteur.	0,215	0,3	5	0,61

Tableau II.1 : Paramètres de calcul.

II.1.1.3. Hauteur de référence Z_e :

La hauteur de référence Z_e de cette structure est déterminée comme indiqué par la figure suivante.

(cf. Chapitre 2 § 2.3.2)

- Pour les murs au vent : $Z_e = 9,69$ m
- Pour les murs sous le vent et parallèles au vent : $Z_e = 9,69$ m
- Pour la toiture : $Z_e = 10,89$ m

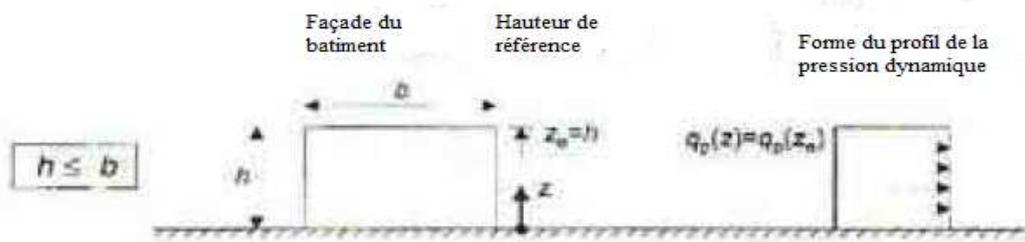


Figure II. 4 : Subdivision du bâtiment pour la définition de la hauteur de référence.

II.1.1.4. Calcul du coefficient d'exposition :

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

a) Coefficient topographique (C_t) :

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

Le coefficient topographique $C_t = 1$ pour site plat.

(cf. § 2.4.5 RNVA2013)

b) Coefficient de rugosité (C_r) :

(cf. Chapitre 2 § 2.4.4 RNVA2013)

$$\left\{ \begin{array}{l} C_r(z) = K_T \times \ln \left[\frac{Z}{Z_0} \right] \quad \text{pour} \quad Z_{\min} \leq Z \leq 200 \text{ m} \\ C_r(z) = K_T \times \ln \left[\frac{Z_{\min}}{Z_0} \right] \quad \text{pour} \quad Z < Z_{\min} \end{array} \right.$$

On obtient les valeurs suivantes :

Vent sur :	Z_e (m)	$C_r(z)$
Murs	9,69	0,747
Toiture	10,89	0,772

Tableau II.2 : Valeurs de $C_r(z)$.

c) Intensité de turbulence :

(cf. Chapitre 2 § 2.4.6 RNVA2013)

$$\left\{ \begin{array}{l} I_V(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} \quad \text{pour } Z > Z_{\min} \\ I_V(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{Z_{\min}}{Z_0}\right)} \quad \text{pour } Z \leq Z_{\min} \end{array} \right.$$

On obtient les valeurs suivantes :

Vent sur :	Z_e [m]	$I_V(z)$
Mur	9,69	0,287
Toiture	10,89	0,278

Tableau II.3 : Valeurs de $I_V(z)$.

d) Coefficient d'exposition :

Par la formule suivante :

$$C_e(z) = C_t^2(z) \times C_r^2(z) \times [1+7I_V(z)] \quad (\text{cf. § 2.4 RNVA 2013})$$

On obtient ses résultats :

Vent sur :	Z_e [m]	$C_e(Z_e)$
Mur	9,69	1,679
Toiture	10,89	1,752

Tableau II.4 : Valeurs de $C_e(Z_e)$.

Récapitulatif :

Vent sur :	Z_e [m]	$C_r(z)$	$I_V(z)$	$C_e(Z_e)$	$q_p(z_e) \text{ N/m}^2$
Mur	9,69	0,747	0,287	1,679	629,62
Toiture	10,89	0,772	0,278	1,752	657

Tableau II.5 : Récapitulatif.

II.1.2. Coefficient Dynamique C_D :

Définition et principes de détermination de C_D :

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

Du fait qu'il s'agit d'un bâtiment à ossature comportant des murs, et dont la hauteur h est inférieure à **15 m**, la valeur simplifiée et conservative $C_D = 1$ peut être considérée.

(cf. Chapitre 3. § 3.2 RNVA2013)

II.1.3. Coefficients de pression :

❖ Coefficient de pression extérieur :

Les coefficients de pression extérieure C_{pe} des constructions à base rectangulaire et de leurs éléments constitutifs individuels dépendent de la dimension de la surface chargée. Ils sont définis pour des surfaces chargées de 1 m^2 et 10 m^2 , auxquelles correspondent les coefficients de pression notés respectivement $C_{pe,1}$ et $C_{pe,10}$. (cf. chapitre 5 RNVA2013)

$$C_{pe} = C_{pe,1} \quad \text{Si : } S \leq 1 \text{ m}^2 ;$$

$$C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log_{10}(S) \quad \text{Si : } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2 ; \quad (\text{cf. eq.5.1 RNVA2013})$$

$$C_{pe} = C_{pe,10} \quad \text{Si : } S \geq 10 \text{ m}^2 ;$$

a) Sur les Parois verticales :

a.1. Direction du vent sur la façade latérale (V1) :

Il convient de diviser les parois comme l'indique la **figure 5.1**. les valeurs de $C_{pe,10}$ et $C_{pe,1}$ sont données dans le **tableau 5.1 chapitre 5 RNVA2013**.

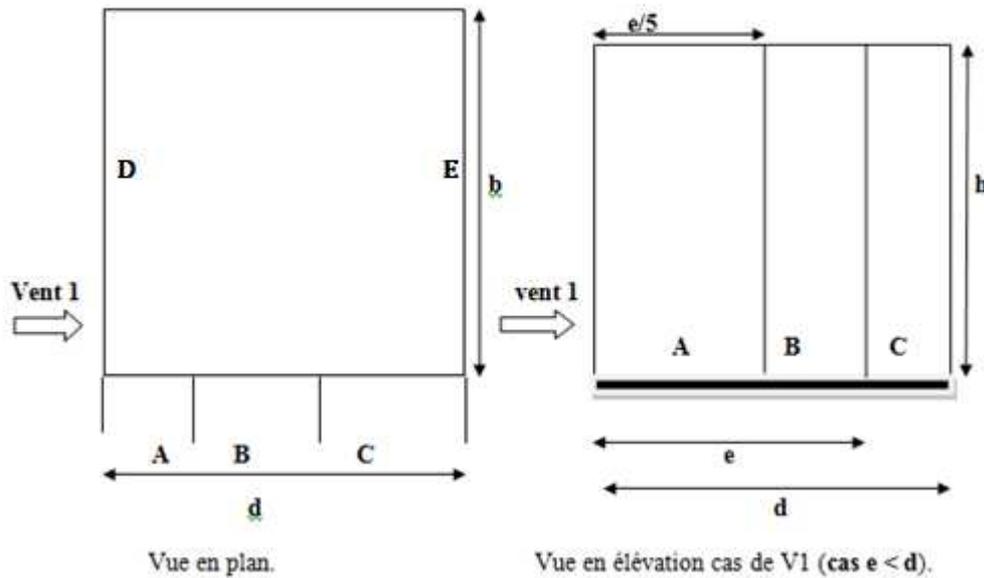


Figure II.5 : Légende pour les parois verticales.

Dans ce cas on a :

$$b = 34,30 \text{ m} ; d = 21,15 \text{ m} ; h = 9,69 \text{ m} \quad e = \min (b ; 2 \times h) ;$$

$$e = 19,38 \text{ m} \longrightarrow d > e ;$$

$$e / 5 = 3,87 \text{ m} ;$$

$$A = e / 5 = 3,87 \text{ m} ;$$

$$B = e - e/5 = 15,51 \text{ m} ;$$

$$C = d - e = 1,77 \text{ m} ;$$

La hauteur de la paroi verticale (long-pan) est de 9,69 m, on obtient donc les aires suivantes pour les zones A, B, D et D ;

Hauteur de référence Z_e	Aires des Zones				E [m ²]
	A [m ²]	B [m ²]	C [m ²]	D [m ²]	
9,69	37,50	150,29	17,15	332,36	332,36

Tableau II.6 : Aires des Zones.

Les aires des différentes zones étant supérieures à 10 m^2 , on obtient les coefficients de pression $C_{pe,10}$ suivant :

V1 sur la façade latérale			Paroi au vent	Paroi sous le vent
A	B	C	D	E
$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
-1	-0,8	-0,5	+0,8	-0,3

Tableau II.7 : C_{pe} pour les parois verticales sens V1.

a.2.Direction du vent sur la façade principale (V2) :

Pour cette direction du vent on a :

$$b = 21,15 \text{ m} ; d = 34,30 \text{ m} ; h = 9,69 \text{ m} ; e = \min [b, 2h] = 19,38 \text{ m} ;$$

$$d > e \rightarrow e = 19,38 \text{ m} ;$$

$$e / 5 = 3,87 \text{ m} ;$$

$$e / 4 = 4,84 \text{ m} ;$$

$$e / 10 = 1,93 \text{ m} ;$$

$$A = e / 5 = 3,87 \text{ m} ;$$

$$B = e - A = 15,50 \text{ m} ;$$

$$C = d - e = 14,92 \text{ m} ;$$

La hauteur de la paroi verticale (pignon) est de 9,69 m, on obtient donc les aires suivantes pour les zones A, B, et C.

Hauteur de référence Z_e	Aires des Zones		
	A [m^2]	B [m^2]	C [m^2]
9,69	37,55	150,19	144,57

Tableau II.8 : Aires des Zones.

Les aires des différentes zones étant supérieures à 10 m^2 , on obtient les coefficients de pression $C_{pe,10}$ suivant :

V2 sur la façade principale			Paroi au vent	Paroi sous le vent
A	B	C	D	E
$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
-1	-0,8	-0,5	+ 0,8	-0,8

Tableau II.9 : C_{pe} pour les parois verticales sens V2.

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients de pressions extérieures pour les parois verticales sont illustrées sur la figure ci-dessous [RNV2013. Tableau 5.1 chapitre 5].

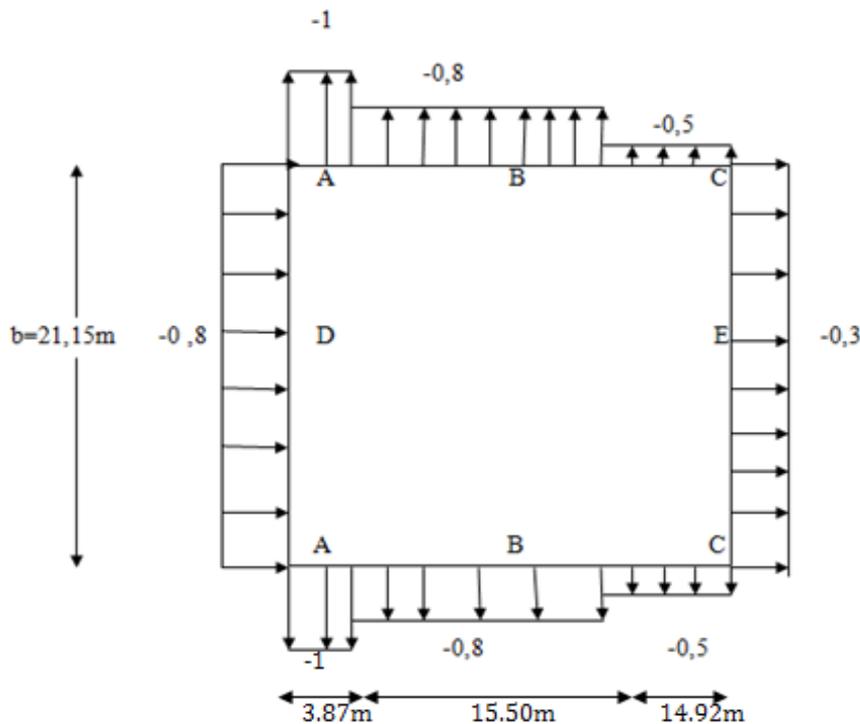


Figure II.6 : Les zones de pression extérieures $C_{pe,10}$.

b) sur les versants de toitures :

b.1.direction du vent $\theta = 0^\circ$:

La direction du vent est définie par un angle $\theta = 0^\circ$, les différentes zones de pressions sont données par la figure 5.4 chapitre5 RNVA2013.

La pente de la toiture : $\text{tg } \alpha = (10,89 - 9,69) / (21,15/2) \rightarrow \alpha = 6,47^\circ$.

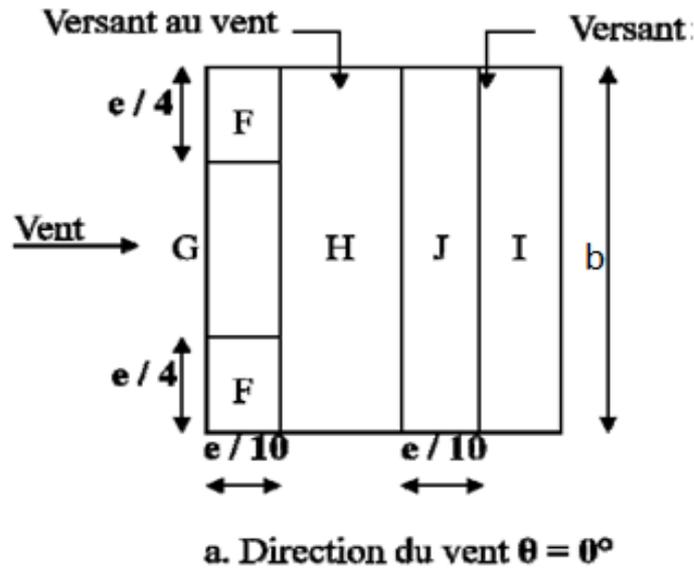


Figure II.7 : Zones de toiture pour la direction $\theta = 0^\circ$.

Hauteur de référence Z_e	Aires des zones				
	F [m^2]	G [m^2]	H [m^2]	I [m^2]	J [m^2]
10,89	11,80	52,99	296,69	76,60	296,69

Tableau II.10: Aires des zones de toiture ($\theta = 0^\circ$).

b.1.1. C_{pe} pour cette direction :

La valeur de $\alpha = 6,47^\circ$ n'existe pas dans le tableau cf. **Tableau 5.5 RNVA2013**, les valeurs de C_{pe} s'obtiennent par interpolation linéaire entre les valeurs correspondantes à $\alpha = 5^\circ$ et $\alpha = 15^\circ$. Les valeurs de ces coefficients sont celles correspondantes à $C_{pe,10}$ pour les aires supérieures à $10 m^2$. Les valeurs de C_{pe} sont données par le (cf. **tableau 5.5 RNVA2013**).

Zones	F	G	H	I	J
C_{pe}	-1,58	-1,14	-0,55	-0,57	0,08

Tableau II.11 : Les coefficients de pression C_{pe} pour la toiture ($\theta = 0^\circ$).

b.2.direction du vent $\theta = 90^\circ$:

La direction du vent est définie par un angle $\theta = 90^\circ$, les différentes zones de pressions sont données par la figure **5.4 chapitre5 RNVA2013**.

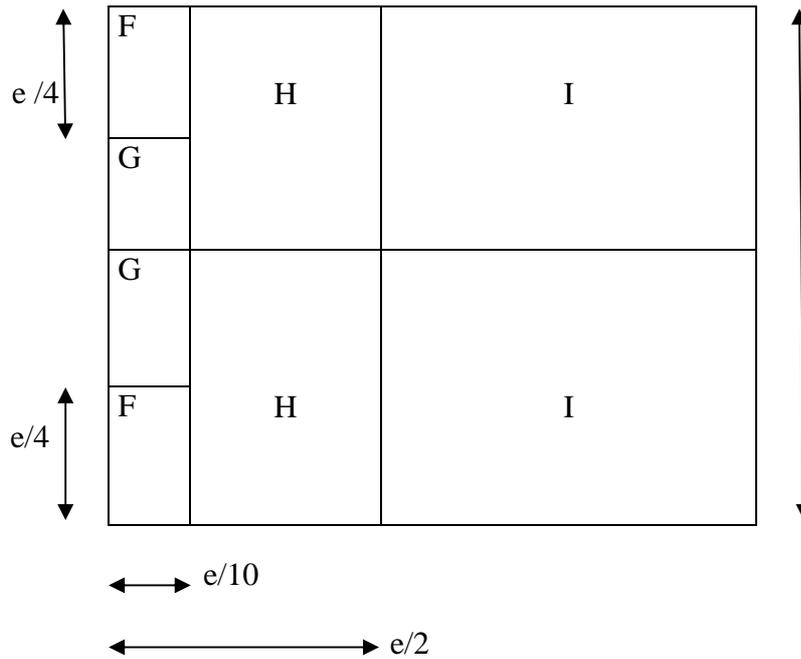


Figure II.8 : Zones de toiture pour la direction $\theta = 90^\circ$.

Hauteur de référence Z_e	Aires des zones			
	F [m^2]	G [m^2]	H [m^2]	I [m^2]
10,89	11,14	11,17	89,46	261,51

Tableau II.12 : Aires des zones de toiture ($\theta = 90^\circ$).

Zones	F	G	H	I
C_{pe}	-1,55	-1,3	-0,68	-0,58

Tableau II.13 : Les coefficients de pression C_{pe} pour la toiture ($\theta = 90^\circ$).

II.1.4.Perméabilité de l’ouvrage :

$$\mu_p = \frac{\Sigma \text{ des surfaces des ouvertures où } C_{pe} < 0}{\Sigma \text{ des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

Coefficient de pression intérieure est en fonction de μ_p et du rapport h/d . (cf.fig.5.15).

Donc :

Pour le sens V1 :

$$\mu_p = \frac{86,79+12+41,1+30}{240,99} = 0,70 \quad , \quad h/d = \frac{10,89}{21,15} = 0,51$$

Pour le sens V2 :

$$\mu_p = \frac{41,1+30+12+41,1+30}{240,99} = 0,63 \quad , \quad h/d = \frac{10,89}{34,30} = 0,32$$

La valeur de C_{Pi} est la valeur correspondant à une interpolation linéaire entre les valeurs correspondants à $h/d = 0,25$ et $h/d = 1$ (**note pour la figure 5.14 P97 RNVA2013**)

$$C_{Pi}(h/d) = C_{Pi}(0,25) + \left[\frac{\frac{h}{d} - 0,25}{1 - 0,25} \times (C_{Pi}(1) - C_{Pi}(0,25)) \right]$$

Pour le sens V1 :

$$C_{Pi}(0,51) = -0,3 + \left[\frac{0,51 - 0,25}{1 - 0,25} \times (-0,5 - (-0,3)) \right] = -0,16$$

Pour le sens V2 :

$$C_{Pi}(0,32) = -0,3 + \left[\frac{0,32 - 0,25}{1 - 0,25} \times (-0,5 - (-0,3)) \right] = -0,41$$

II.1.5. La pression aérodynamique $W(zj)$:

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

$$W(zj) = q_p(ze) \times [C_{pe} - C_{pi}] \quad [N/m^2] \quad \text{(Formule 2.6 RNVA2013).}$$

a) La pression aérodynamique sur les parois verticales :

zone	V1				V2			
	$q_p(ze)$	C_{pe}	C_{pi}	$W(zj)$ [N/m ²]	$q_p(ze)$	C_{pe}	C_{pi}	$W(zj)$ [N/m ²]
A	629,62	-1	-0,16	-528,88	629,62	-1	-0,41	-371,475
B		-0,8		-402,956		-0,8		-245,551
C		-0,5		-214,070		-0,5		-56,665
D		+0,8		604,435		+0,8		761,840
E		-0,3		-88,146		-0,3		69,258

Tableau II.14 : pression aérodynamique sur les parois vertical.

b) La pression aérodynamique sur la toiture :

zone	$(\theta = 0^\circ)$ V1				$(\theta = 90^\circ)$ V2			
	$q_p(ze)$	C_{pe}	C_{pi}	$W(zj)$ [N/m ²]	$q_p(ze)$	C_{pe}	C_{pi}	$W(zj)$ [N/m ²]
F	657	-1,58	-0,16	-932,94	657	-1,55	-0,41	-748,98
G		-1,14		-643,86		-1,3		-584,73
H		-0,55		-256,23		-0,68		-177,39
I		-0,57		-269,37		-0,58		-111,69
J		0,08		157,68				

Tableau II.15 : pression aérodynamique sur la toiture.

II.2. Etude à la neige

Le règlement **RNVA2013** a pour objet de définir les valeurs représentatives de la charge statique de neige sur toute surface située au-dessus de sol et soumise à l'accumulation de la neige et notamment sur les toitures.

La charge caractéristique de neige **S** par unité de surface en projection horizontale de toiture ou de toute autre surface soumise à l'accumulation de la neige s'obtient par la formule suivante :

$$S = \mu \cdot S_k \quad (\text{KN/m}^2) \quad (\text{p18 RNVA2013})$$

Où :

- **S_k** (KN /m²): est la charge de neige sur le sol donnée par le règlement **RNVA2013** dans le paragraphe 4, en fonction de l'altitude et de la zone de neige.
- **μ** : est un coefficient d'ajustement des charges, fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme et donné au **paragraphe 6 RNVA2013**.

II.2.1. Calcul de la charge de neige sur le sol :

La charge de neige sur le sol **s_k** par unité de surface est fonction de la localisation géographique et de l'altitude de lieu considéré.

D'après la carte de zonage de la neige en Algérie, la wilaya de Bejaia est située en A :

$$S_k = \frac{0,07.H+15}{100} \quad (\text{art 4 p 21 RNVA 2013})$$

H : l'altitude du site considéré par rapport au niveau de la mer.

Pour notre site : l'altitude **H = 1200m**.

Donc : **s_k = 0,99 (KN/m²)**.

II.2.2. Neige sur la toiture :

Dans notre projet on a une toiture à deux versants avec une faible pente, le calcul de coefficient de forme se fait comme suite :

On a :

$\alpha_1 = \alpha_2 = 6,47^\circ$, d'après le **tableau 2 p25 RNVA2013**, $0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$:

$\mu_1 = 0,8$ donc :

$$S_1 = \mu_1(\alpha_1) \cdot S_k = \mu_1(\alpha_2) \cdot S_k \quad \longrightarrow \quad S_1 = 0,8 \times 0,99 = 0,792 \text{ KN/m}^2.$$

$$S_2 = 0,5 \mu_1(\alpha_1) \cdot S_k \longrightarrow S_2 = 0,4 \times 0,99 = 0,396 \text{ KN/m}^2.$$

$$S_2 = \mu_1(\alpha_2) \cdot S_k \longrightarrow S_2 = 0,8 \times 0,99 = 0,792 \text{ KN/m}^2.$$

$$S_3 = \mu_1(\alpha_1) \cdot S_k \longrightarrow S_3 = 0,8 \times 0,99 = 0,792 \text{ KN/m}^2.$$

$$S_3 = 0,5 \mu_1(\alpha_2) \cdot S_k \longrightarrow S_3 = 0,4 \times 0,99 = 0,396 \text{ KN/m}^2.$$

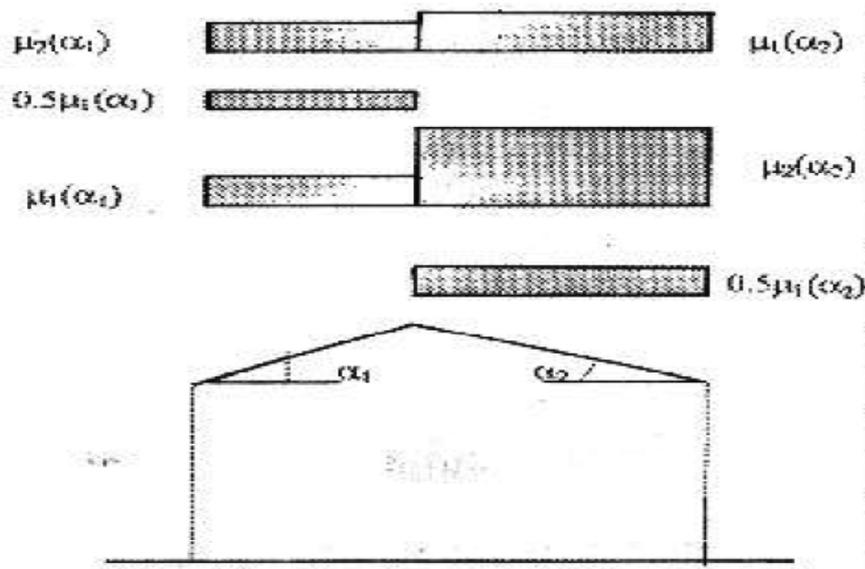


Figure. II.9 : Représentation de deux versants de la toiture.

II.2.3. Neige suspendue en débord de toiture :

Dans les constructions situées à plus de 1000 m d'altitude, le calcul des parties de toiture en débord des murs de façade doit tenir compte de la neige suspendue en rive, en plus de la charge de neige appliquée à cette partie de toiture.

Les charges suspendues sont supposées être appliquées au bord de la toiture et se déterminent comme suite :

$$S_e = \frac{K \cdot s^2}{y} \quad [\text{KN/m}]$$

Où :

- S_e (en KN/m) est la charge de neige suspendue. Par mètre linéaire ;
- S (en KN/m^2) est la charge de neige pour le cas de charge non accumulée le plus sévère pour la toiture considérée (cf. §4) ;
- K est un coefficient prenant en compte l'irrégularité de forme de la neige ; il doit être pris égale à 2,5 ;

- γ (en KN/m^3) est le poids volumique de la neige, pour ce calcul il doit être pris égal à 3 KN/m^3 .

Dans notre cas, $S_k = 0,792 \text{ KN/m}^2$

Donc :

$$S_e = \frac{2,5 \cdot 0,792^2}{3} = 0,552 \text{ KN/m}$$

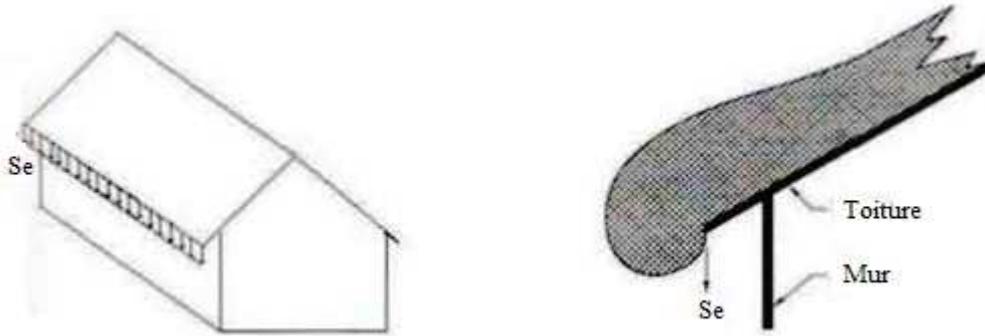


Figure II.10 : Neige suspendue en débord de toiture.

II.2.4. Etude de la variation de la température :

Selon le **CCM97 article 2.2.3.1** (actions de la variation de la température climatique), on adopte dans le cas d'une construction située à l'air libre au nord de l'Algérie (climat tempéré), une variation uniforme de température qui est de 35°C à -15°C .

La température de montage est prise égale à 15°C .

Donc le gradient de température est :

$$-\Delta T_1 = 35 - 15 = 20^\circ\text{C}.$$

$$-\Delta T_2 = 15 + 15 = 30^\circ\text{C}.$$

$$-\Delta T_3 = \max(\Delta T_1, \Delta T_2) = 30^\circ\text{C}.$$

Les déformations linéaire à considérer, entre les températures initiales moyennes au moment de la réalisation de l'ouvrage (généralement comprise entre $+10^\circ\text{C}$ et $+25^\circ\text{C}$) et les températures extrêmes peuvent être évaluées en admettant un coefficient de dilatation thermique $\alpha = 12 \times 10^{-6}/^\circ\text{C}$.

II.3. Calcul de force de frottement :

Les effets de frottement du vent sur la surface peuvent être négligés lorsque l'aire totale de toutes les surfaces parallèles au vent (ou faiblement inclinées par rapport à la direction du vent) est inférieure ou égale à 4 fois l'aire totale de toutes les surfaces extérieures perpendiculaires au vent (au vent et sous le vent). (Chapitre 2.RNVA2013)

Sens V1 :

$$\Sigma S// \text{ au vent (V1)} = 2 \times (9,69 \times 21,15) + 2 \times ((21,15 \times 1,2) / 2) = 435,27 \text{ m}^2.$$

$$\Sigma S \perp \text{ au vent (V1)} = 2 \times (9,69 \times 34,30) + 2 \times (10,63 \times 34,30) = 1393,952 \text{ m}^2.$$

Remarque :

10,65 m est la longueur développée de la toiture, trouvé par :

$$\frac{10,59}{\cos 6,47^\circ} = 10,63 \text{ m}$$

On à :

$$\Sigma S// \text{ au vent (V1)} < 4 * \Sigma S \perp \text{ au vent (V1)}.$$

Sens V2 :

$$\Sigma S// \text{ au vent (V2)} = 2 \times ((9,69 \times 34,30)) + 2 \times ((10,63 \times 34,30)) = 1393,952 \text{ m}^2.$$

$$\Sigma S \perp \text{ au vent (V2)} = 2 \times (9,69 \times 21,15) + 2 \times ((21,15 \times 1,2) / 2) = 435,27 \text{ m}^2.$$

On à :

$$\Sigma S// \text{ au vent (V1)} < 4 * \Sigma S \perp \text{ au vent (V1)}.$$

Donc il ya pas lieu de considérer les force de frottement.



Chapitre III :
Pré-
dimensionnement

II. Introduction.

Les caractéristiques de notre structure (géométrie, matériaux), étant définies, nous passons, dans ce chapitre, au pré-dimensionnement des éléments porteurs du bâtiment, à savoir la poutraison et les poteaux.

III.1. Etude des pannes

III.1.1. Définition :

Les pannes sont des poutres destinées à supporter la couverture et de transmettre les charges et surcharges s'appliquent sur la couverture à la traverse ou bien à la ferme. Elles sont disposées parallèlement à la ligne de faitage, et elles sont calculées en flexion déviée, sous l'effet des charges permanentes, d'exploitation et climatique.

Elles sont réalisées soit en profilé formé à chaud en (I), ou bien en (U), soit en profilé formée à froid en (Z), (U), (Σ) ou en treillis pour les portées supérieure à 6m.

On utilisera des profilés en (I) laminés à chaud.

III.1.2. Donnée de calcul :

Dans notre structure on a un seul type de pannes à étudier :

- Panne de 6 m de portée réalisée en profilé (I)
- L'espace entre les pannes est de 2,01 m
- Toiture à traverse avec une pente de calcul de $6,47^\circ$

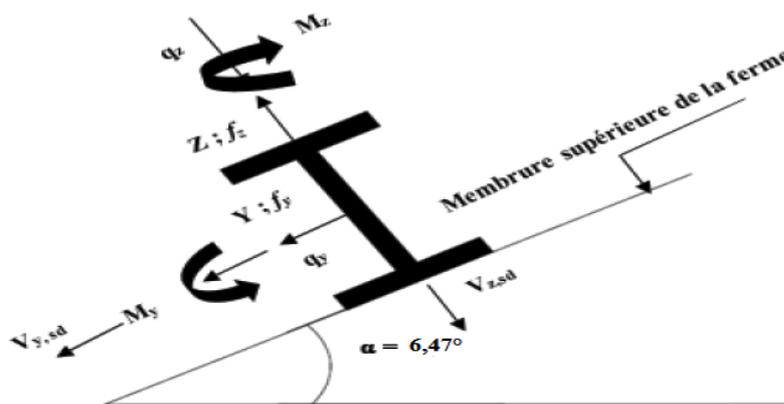


Figure III.1 : La pente de calcul.

III .1.3. Détermination des charges et surcharges :

a) Charge permanente :

- Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs).....14 Kg/m²
- Poids propre d'accessoire d'attache3Kg/m²
- Poids propre des pannes est estimé à12Kg/m²

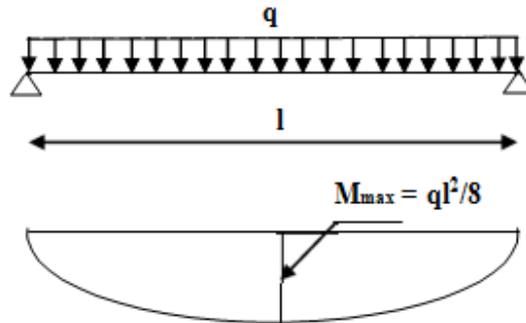


Figure III.2 : Schéma statique de la panne sous charge permanente.

$$Cp = [(P_{tole} + P_{accessoire}) \times \left(\frac{e}{\cos\alpha}\right)] + P_{panne}$$

e: espacement entre les pannes $e = \frac{2}{\cos 6,47^\circ} = 2,01 \text{ m}$.

$$Cp = \left[(14 + 8) \times \left(\frac{2}{\cos\alpha}\right) \right] + 12 \Rightarrow 56,28 \text{ kg/ml}$$

b) Surcharge d'entretien P :

Deux charges concentrées de 100 Kg chacune située à 1/3 et 2/3 de la portée.

- **Le moment maximum :**

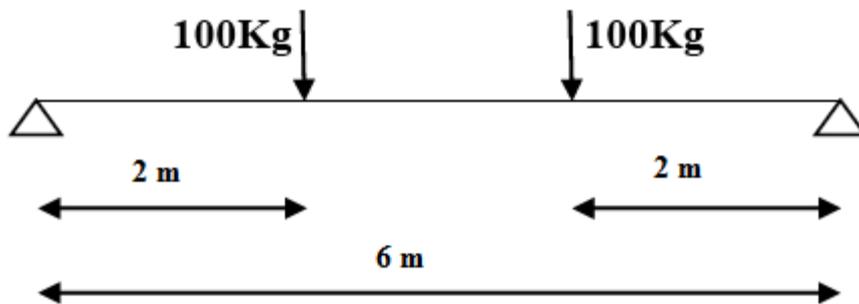


Figure III.3 : Schéma statique de la panne sous surcharge d'entretien.

$$M_{max} = 100 \times 2 = 200 \text{ Kg.m}$$

Afin d'unifier l'expression de la flèche sous les charges (charge permanente) et les surcharges (charges d'exploitations), on cherche la charge uniformément répartie équivalente qui nous donne le même moment trouvé par les deux charges concentrées.

La charge uniformément répartie P due aux surcharge d'entretien est obtenue en égalisant les deux moments max due à P aux charges ponctuelle P_{eq} .

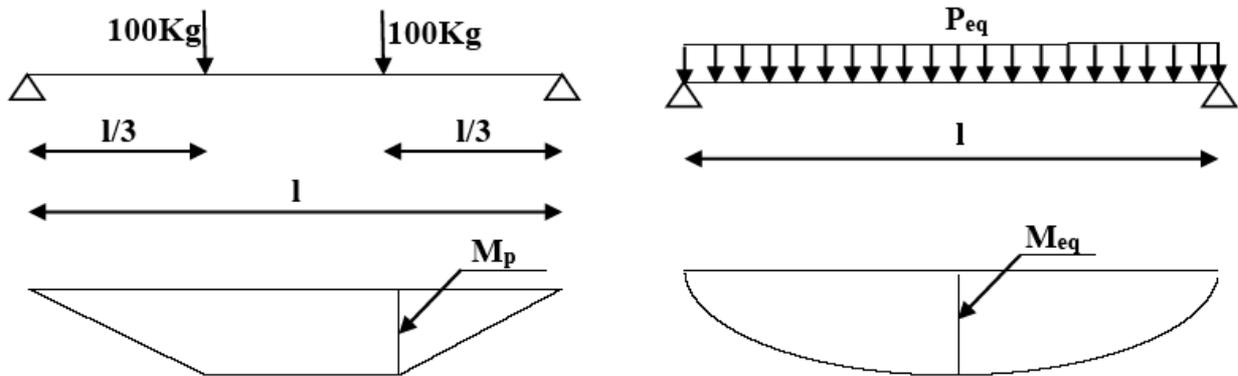


Figure III.4 : Moment due à la surcharge d'entretien.

$$M_{\max} = M_p = P \cdot l / 3 = P_{eq} \cdot l^2 / 8$$

$$P_{eq} = P / 3 \times 8 / l$$

$$P_{eq} = 44,44 \text{ Kg/ml} \rightarrow P_{eq} = 0,444 \text{ KN/ml.}$$

c) Surcharge climatique due au vent (W) :

La panne la plus sollicitée est celle exposée au vent sur la façade latérale dont $C_{pi} = -0,16$ chargée en $W = -0,932 \text{ kn/m}^2$ la charge linéaire du vent est égale à :

$$W = -0,932 \times 2,01 \rightarrow W = -1,873 \text{ KN/ml}$$

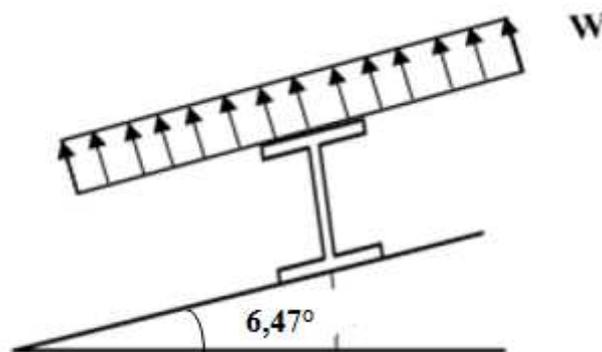


Figure III.5 : Schéma statique de panne sous surcharge du vent.

d) Surcharge climatique de la neige (S) :

La surcharge de la neige est en fonction de l'implantation du site de construction (région, altitude) et de la forme de la toiture (inclinaison, possibilité d'accumulation).

S : charge de la neige.

Sur le sol : $S_k = 0,99 \text{ KN/m}^2$

Sur la toiture :

$S_1 = 0,792 \text{ KN/m}^2$; $S_2 = 0,396 \text{ KN/m}^2$

La charge linéaire de la neige sur la toiture est égale à :

$$S = 0,792 \times 2,01 \rightarrow S = 1,591 \text{ KN/ml}$$

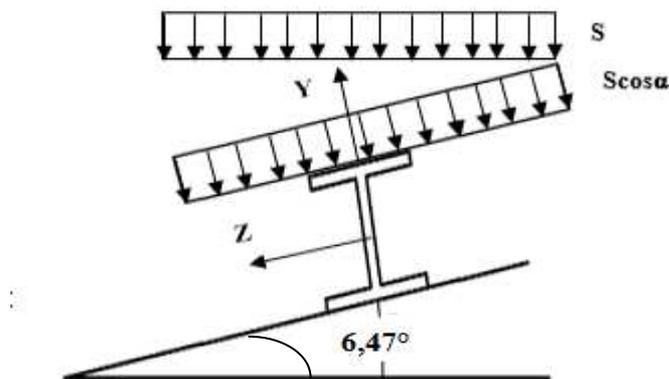


Figure III.6 : Schéma statique de la panne sous surcharge de la neige.

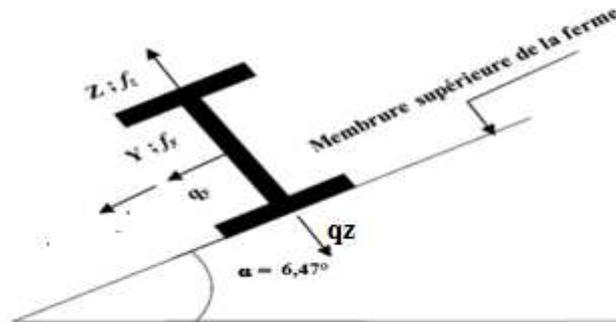
III.1.4. Les charges et surcharges appliquées :

$G = 0,562 \text{ KN/ml}$. (Charge permanente).

$W = -1,873 \text{ KN/ml}$. (Vent).

$S = 1,591 \text{ KN/ml}$. (Neige).

$Q = 0,444 \text{ KN/ml}$. (Peq).

❖ **Decomposition des charges:****Figure III.7:** Schéma de décomposition de charge.**a) Suivant l'axe Z-Z**

$$G_{zz} = G \cdot \cos\alpha = 0,558 \text{ KN/ml}$$

$$S_{zz} = S \cdot \cos\alpha = 1,580 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{zz} = Q \cdot \cos\alpha = 0,441 \text{ KN/ml}$$

$$W_{zz} = W = -1,873 \text{ KN/ml}$$

b) Suivant l'axe Y-Y

$$G_{yy} = G \cdot \sin\alpha = 0,063 \text{ KN/ml}$$

$$S_{yy} = S \cdot \sin\alpha = 0,179 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{yy} = Q \cdot \sin\alpha = 0,050 \text{ KN/ml}$$

$$W_{yy} = 0 \text{ KN/ml}$$

III.1.5. Combinaison d'action:• **ELU:**❖ **Axe Z-Z:**

$$G_{\min} + 1,5W = 0,558 - 1,5 \cdot 1,873 = -2,251 \text{ KN/ml}$$

$$1,35G_{z,\max} + 1,5S_{zz} = 1,35 \cdot 0,558 + 1,5 \cdot 1,580 = 3,123 \text{ KN/ml}$$

$$1,35G_{z,\max} + 1,5Q_{zz} = 1,35 \cdot 0,558 + 1,5 \cdot 0,441 = 1,414 \text{ KN/ml}$$

❖ **Axe Y-Y:**

$$1,35G_y + 1,5S_y = 1,35 \cdot 0,063 + 1,5 \cdot 0,179 = 0,353 \text{ KN/ml}$$

$$1,35G_y + 1,5Q_y = 1,35 \cdot 0,063 + 1,5 \cdot 0,050 = 0,160 \text{ KN/ml}$$

• **ELS:**

❖ **Axe Z-Z:**

$$G_z + W = 0,558 - 1,873 = -1,315 \text{ KN/ml}$$

$$G_z + S_z = 0,558 + 1,580 = 2,138 \text{ KN/ml}$$

$$G_z + Q_z = 0,558 + 0,441 = 0,999 \text{ KN/ml}$$

❖ **Axe Y-Y:**

$$G_y + S_y = 0,063 + 0,179 = 0,242 \text{ KN/ml}$$

$$G_y + Q_y = 0,063 + 0,050 = 0,113 \text{ KN/ml}$$

Remarque :

La 4^{ème} combinaison : $1,35G + 1,35(S+Q)$ à l'ELU et $G + 0,9(S+Q)$ à l'ELS sont négligé car on a une pente de $6,47^\circ$.

III.1.6. Pré-dimensionnement :

Les pannes sont sollicitées à la flexion déviée (flexion bi axiale).

Elles doivent satisfaire les deux conditions suivantes :

- Condition de flèche (l'ELS).
- Condition de résistance (l'ELU).

Généralement, on fait le pré dimensionnement des pannes par l'utilisation de la condition de flèche, puis on fait la vérification de la condition de résistance.

$$\begin{cases} f_y = \frac{5 \times q_{sy} \times l^4}{384 \times E \times I_z} \leq \frac{1}{200} \Rightarrow I_z \geq \frac{200 \times 5 \times q_{sy} \times l^4}{384 \times E \times l} = \frac{200 \times 5 \times 0,242 \times 600^4}{384 \times 2,1 \cdot 10^6 \times 600} \\ f_z = \frac{5 \times q_{sz} \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq \frac{1}{200} \Rightarrow I_y \geq \frac{200 \times 5 \times q_{sz} \times l^4}{384 \times E \times l} = \frac{200 \times 5 \times 2,138 \times 600^4}{384 \times 2,1 \cdot 10^6 \times 600} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} I_y \geq 572,67 \text{ cm}^4 \\ I_z \geq 64,821 \text{ cm}^4 \end{cases}$$

Donc on choisit **IPE 160**.

Ses caractéristiques sont :

$$I_y = 869,3 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 68,31 \text{ cm}^4$$

$$A = 20,1 \text{ cm}^2$$

$H = 16 \text{ cm}$

$P = 15,8 \text{ Kg/ml}$

Poids propre réel ;

$$Cp = \left[(14 + 8) \times \left(\frac{2}{\cos\alpha} \right) \right] + 15,8 \Rightarrow Cp = 60,08 \text{ kg/ml}$$

$Gz = 0,600 \cos 6,47^\circ = 0,596 \text{ KN/ml}$

$Gy = 0,600 \sin 6,47^\circ = 0,067 \text{ KN/ml}$

III.1.7. Dimensionnement des panes :

III.1.7.1. Les combinaisons de calcul :

$$(1) \begin{cases} q_z = 1,35Gz + 1,5Qz = 1,35 \cdot 0,596 + 1,5 \cdot 0,441 = 1,466 \text{ KN/ml} \\ q_y = 1,35Gy + 1,5Qy = 1,35 \cdot 0,067 + 1,5 \cdot 0,050 = 0,165 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$(2) \begin{cases} Gz + 1,5W = 0,596 + 1,5(-1,873) = -2,213 \text{ KN/ml} \\ 1,35Gy + 1,5W = 1,35 \cdot 0,067 + 1,5 \cdot 0 = 0,090 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$(3) \begin{cases} 1,35Gz + 1,5Sz = 1,35 \cdot 0,596 + 1,5 \cdot 1,580 = 3,174 \text{ KN/ml} \\ 1,35Gy + 1,5Sy = 1,35 \cdot 0,067 + 1,5 \cdot 0,179 = 0,358 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

III.1.7.2. Détermination des sollicitations :

a) Moments :

❖ Sous le vent :

Axe Z-Z: $My = qz \cdot l^2 / 8 = 2,213 \cdot 6^2 / 8 = 9,958 \text{ KN.m}$

Axe Y-Y : $Mz = qy \cdot l^2 / 8 = 0,090 \cdot 6^2 / 8 = 0,405 \text{ KN.m}$

❖ Sous charge d'exploitation :

Axe Z-Z: $My = qz \cdot l^2 / 8 = 1,466 \cdot 6^2 / 8 = 6,597 \text{ KN.m}$

Axe Y-Y : $Mz = qy \cdot l^2 / 8 = 0,165 \cdot 6^2 / 8 = 0,742 \text{ KN.m}$

❖ Sous la neige :

Axe Z-Z: $My = qz \cdot l^2 / 8 = 3,174 \cdot 6^2 / 8 = 14,283 \text{ KN.m}$

Axe Y-Y : $Mz = qy \cdot l^2 / 8 = 0,358 \cdot 6^2 / 8 = 1,611 \text{ KN.m}$

b) Effort tranchant :

❖ Effort tranchant due au vent : $Vz = \frac{ql}{2} = \frac{-2,213 \times 6}{2} = -6,639 \text{ KN}$

❖ Effort tranchant due à la neige : $Vz = \frac{ql}{2} = \frac{3,174 \times 6}{2} = 9,522 \text{ KN}$

- ❖ Effort tranchant due au poids propre : $V_z = \frac{ql}{2} = \frac{0,596 \times 6}{2} = 1,788 \text{ KN}$
- ❖ Effort tranchant due aux charges d'exploitation : $V_z = \frac{ql}{2} = \frac{1,466 \times 6}{2} = 4,398 \text{ KN}$

1^{ère} combinaison : $V_z = VG + 1,5VW = 1,788 - 1,5(6,639) = -8,170 \text{ KN}$

2^{ème} combinaison : $1,35VG + 1,5VQ = 1,35(1,788) + 1,5(4,398) = 9,010 \text{ KN}$

3^{ème} combinaison : $1,35VG + 1,5VS = 1,35(1,788) + 1,5(9,522) = 16,696 \text{ KN}$

III.1.7.3. Vérification de la résistance des pannes :

a) Vérification à l'effort tranchant :

La vérification à l'effort de cisaillement est donnée par la formule suivante : $V_z < V_{plz}$

$$V_{plz} = A_{vz} \cdot f_y / \sqrt{3} \cdot \gamma_{m0} = 9,66 \cdot 23,5 / \sqrt{3} \cdot 1,1 = 119,14 \text{ KN} \quad \text{EC3 Art5.4.6(2)}$$

Sous le vent: $V_z = 8,170 \text{ KN} < V_{plz} = 119,14 \text{ KN}$ **Vérifiée.**

Sous charge vertical : $V_z = 9,910 \text{ KN} < V_{plz} = 119,14 \text{ KN}$ **Vérifiée.**

Sous la neige : $V_z = 16,696 \text{ KN} < V_{plz} = 119,14 \text{ KN}$ **Vérifiée.**

❖ Vérification au déversement :

La combinaison de charge défavorable pour le risque de déversement. Il s'agit de la première combinaison dans laquelle le vent agit seul et risque de faire déverser la panne (fléchie vers le haut) et en comprimant la semelle inférieure au niveau de la mi-travée.

$$\text{La vérification à faire est : } M_{sdy} \leq \chi_{lt} \times \beta_w \times \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{EC3 Art5.52 (1)}$$

$\beta_w = 1 \rightarrow$ classe 1

χ_{lt} : coefficient de réduction en fonction de $^{-}\lambda_{LT}$

$$^{-}\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{ply} \times f_y}{M_{cr}}} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] (\beta_w)^{0,5}$$

M_{cr} : est le moment critique de déversement.

$$M_{cr} = \frac{c_1 \pi^2 E I_z}{(KL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{KL^2 \cdot GI_t}{\pi^2 E I_z} + (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j) \right\} \quad \text{EC3 Art F.1.2 (1)}$$

C_1, C_2, C_3 : facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement.

$C_1 = 1,132$, $C_2 = 0,459$, $C_3 = 0,525$;

K et K_w : les facteurs de longueur effective avec : $K = 1$ appui simple , $K_w = 1$;

$$L = 600 \text{ cm ;}$$

$$Z_g = Z_a - Z_s .$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Z_a = -8 \text{ cm} \quad \text{sous le vent.} \\ Z_a = 8 \text{ cm} \quad \text{sous la charge verticale.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Z_s = 0 \quad \text{section doublement symétrique EC3 figure F. 1.1} \\ Z_j = 0 \quad \text{section doublement symétrique EC3 figure F. 1.1} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Z_s = 0 \quad \text{section doublement symétrique EC3 figure F. 1.1} \\ Z_j = 0 \quad \text{section doublement symétrique EC3 figure F. 1.1} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Z_s = 0 \quad \text{section doublement symétrique EC3 figure F. 1.1} \\ Z_j = 0 \quad \text{section doublement symétrique EC3 figure F. 1.1} \end{array} \right.$$

$$Z_g = Z_a - Z_s = -8 \text{ cm}$$

$$I_t = 3,60 \text{ cm}^4 \quad , \quad I_w = 3,96 \cdot 10^3 \text{ cm}^4$$

❖ **Sous le vent :**

$$M_{cr} = \frac{1,132 \times 3,14^2 \times 2,1 \times 68,31}{(1 \times 6)^2} \left\{ \left[\left(\frac{1}{1} \right)^2 \cdot \frac{0,396}{68,31} + \frac{(6)^2 \times 0,4 \times 3,60}{3,14^2 \times 68,31} + (0,459 \times (-0,08) - 0)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (0,459 \times (-0,08) - 0) \right\}$$

$$M_{cr} = 14,33 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 124 \cdot 10^{-6} \times 235}{14,33 \times 10^{-3}}} = 1,42$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 1,42 > 0,4 \quad \text{Donc il y a risque de déversement}$$

On calcul χ_{LT} à l'aide du tableau 5.5.2 de L'ECO03 par interpolation entre:

$$\bar{\lambda}_{LT} = 1,4 \quad \bar{\lambda}_{LT} = 1,5$$

$$f_x = \chi_{LT} = f(x_0) + \frac{f(x_1) - f(x_0)}{x_1 - x_0} (x - x_0)$$

Profilé laminé ; $\alpha = 0,21$; courbe(a) $\rightarrow \chi_{LT}$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 1,42$$

$$\chi_{LT} = 0,408$$

$$M_{sdy} = 9,958 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdy} \leq 0,408 \times 1 \times \frac{124 \times 235 \cdot 10^{-3}}{1,1} = 10,80 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdy} = 9,958 \text{ KN.m} < 10,80 \text{ KN.m}$$

Vérifiée.

La stabilité au déversement de la panne est vérifiée.

b) Condition de résistance :

La condition à vérifier est :

$$\left(\frac{M_y}{M_{pl,y}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{pl,z}}\right)^\beta \leq 1 \quad \text{EC03 Art 5.4.8.1(11)}$$

Avec : $\alpha = 2$, $\beta = 1$

❖ Sous le vent :

$$\left(\frac{9,958}{29,14}\right)^2 + \left(\frac{0,405}{6,13}\right)^1 = 0,182 \leq 1 \quad \text{Vérfiée.}$$

❖ Sous charge verticale :

$$\left(\frac{6,597}{29,14}\right)^2 + \left(\frac{0,742}{6,13}\right)^1 = 0,172 \leq 1 \quad \text{Vérfiée.}$$

III.1.7.4 Vérification à L'ELS :**a) Combinaison de calcul :**

$$(1) \begin{cases} q_z = G_z + Q_z \\ q_y = G_y + Q_y \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_z = 0,596 + 0,441 = 1,037 \text{ KN} \\ q_y = 0,067 + 0,050 = 0,117 \text{ KN} \end{cases}$$

$$(2) \begin{cases} q_z = G_z + W_z \\ q_y = G_y + W_z \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_z = 0,596 + (-1,873) = -1,277 \text{ KN} \\ q_y = 0,067 + 0 = 0,067 \text{ KN} \end{cases}$$

$$(3) \begin{cases} q_z = G_z + S_z \\ q_y = G_y + S_y \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_z = 0,596 + 1,580 = 2,176 \text{ KN} \\ q_y = 0,067 + 0,179 = 0,246 \text{ KN} \end{cases}$$

b) Calcul de la flèche :

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s l^4}{EI} \leq \frac{L}{200}$$

❖ Suivant l'axe Z-Z :

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{2,176 \times (6)^4}{2,1 \times 869,3} = 2,01 \text{ cm} < \frac{600}{200} = 3 \text{ cm} \quad \text{Vérfiée.}$$

❖ Suivant l'axe Y-Y :

$$f_y = \frac{5}{384} \frac{0,246 \times (6)^4}{2,1 \times 68,31} = 2,8 \text{ cm} < \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

Vérifiée.

Donc on choisit pour toutes les pannes un **IPE160**.

III.2 Calcul de l'échantignolle

III.2.1 Introduction :

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

III.2.2 Dimensionnement de l'échantignolle :

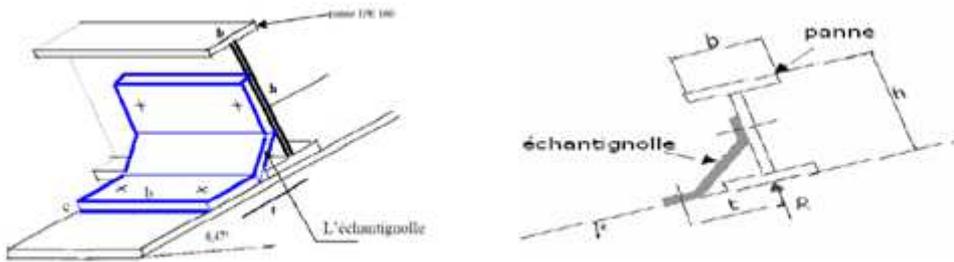


Figure III.8 : Détails de l'échantignolle (Vue en 2D et 3D).

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

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

$$\text{pour un IPE160} \Rightarrow \begin{cases} b = 8,2 \text{ cm} \\ h = 16 \text{ cm} \end{cases}$$

$$8,2 \leq t \leq 12,3 \text{ cm}$$

Soit $t = 10 \text{ cm}$.

III.2.2.1 Principe de dimensionnement :

On doit vérifier 2 cas :

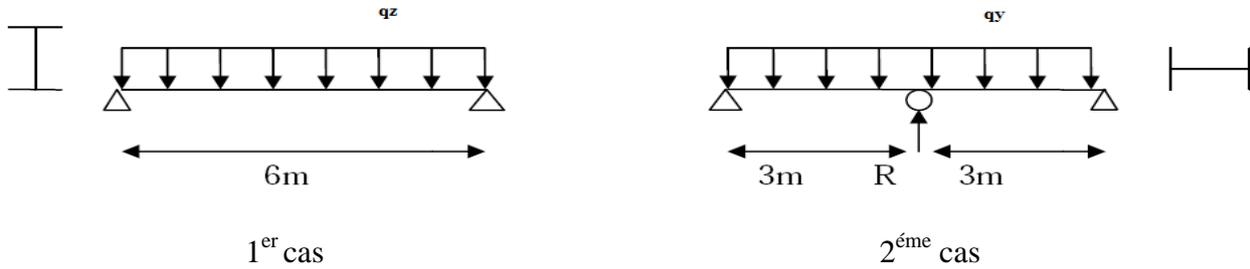


Figure III.9 : les schémas statiques.

$$M_r(A) = R_1 \cdot t + R_2 \cdot (h/2)$$

1^{er} cas :

Selon la combinaison (03) page 37 :

$$q_y^{max} = 0,358 \text{ KN/m}$$

$$q_z = 3,174 \text{ KN/ml}$$

$$R_1 = \frac{q_z \cdot l}{2} = \frac{3,174 \times 6}{2}$$

$$R_1 = 9,522 \text{ KN.}$$

$$R_2 = 0,375 \frac{q_y \cdot l}{2} = 0,375 \frac{0,358 \times 6}{2}$$

$$R_2 = 0,402 \text{ KN}$$

- **Moment de renversement:**

$$M_r(1) = 9,522 \cdot 10 + 0,402 \cdot 8$$

$$M_r(1) = 98,436 \text{ KN.cm}$$

2^{ème} cas :

Selon la combinaison (03) page 37 :

$$q_z^{max} = 3,174 \text{ KN/ml}$$

$$q_y = 0,358 \text{ KN/ml}$$

$$R_1 = \frac{q_z \cdot l}{2} = \frac{3,174 \times 6}{2}$$

$$R_1 = 9,522 \text{ KN}$$

$$R_2 = 0,375 \frac{q_y \cdot l}{2} = 0,375 \frac{0,358 \times 6}{2}$$

$$R_2 = 0,402 \text{ KN}$$

- **Moment de renversement:**

$$M_r (2) = 9,522 \cdot 10 + 0,402 \cdot 8$$

$$M_r (2) = 98,436 \text{ KN.cm}$$

$$M_r = \max (M_r (1) ; M_r (2))$$

$$M_r = 98,436 \text{ KN.cm}$$

- **Epaisseur de l'échantignolle:**

Le moment de renversement le plus défavorable est :

$$M_r = 98,436 \text{ KN.cm}$$

$$\sigma \leq \frac{M_R}{W_{el}} \implies W_{el} \geq \frac{M_R}{\sigma} \implies W_{el} \geq \frac{98,436}{23,5} = 4,18 \text{ cm}^3$$

On a :

$$W_{el} = \frac{a \cdot e^2}{6} \quad \text{Section rectangulaire}$$

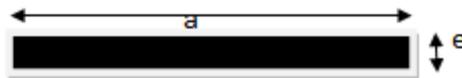


Figure III.10 : Dimension de l'échantignolle.

$$\text{Donc } e \geq \sqrt{\frac{6 \cdot W_{el}}{a}} \implies e \geq \sqrt{\frac{6 \times 4,18}{13}} = 1,92 \text{ cm}$$

Soit $e = 2 \text{ cm}$.

On adopte une échantignolle de 20 mm d'épaisseur.

III.3 Calcul des lisses de bardages :

III.3.1 Introduction :

Les lisses sont constituées des poutrelles (IPE ; UAP) ou des profils minces formés à froid, disposées horizontalement, qui transmettent les efforts due au vent directement au potelets, et supporte le poids du bardage.

L'entraxe des lisses est déterminé par la portée admissible de l'abaque de bardage, pour notre cas on travaille avec des panneaux sandwich.

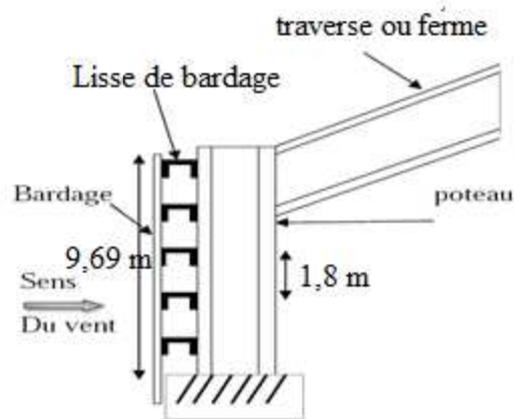


Figure III.11 : Disposition des lisses de bardage.

III.3.2 Espacement des lisses :

Prenons l'espacement de $e = 1,8 \text{ m}$

La hauteur de mur de soubassement $h = H - (n-1) \cdot e$

H : hauteur de poteau = $9,69 \text{ m}$

e : espacement des lisses $e = 1,8 \text{ m}$

n = nombre de lisse $n = 6$

Alors $h = 9,69 - (6-1) \cdot 1,8 = 0,69 \text{ m}$

III.3.3 Détermination des charges et surcharges :

a) Les charges permanentes :

- Poids propre de bardage (panneaux sandwich)..... 14 kg/m^2
- Poids propre d'accessoires d'attache 3 kg/m^2
- Poids propre de la lisse..... 12 kg/m^2

$$G = [(P_{\text{bardage}} + P_{\text{accessoire}}) \times e] + P_{\text{lisse}}$$

e : espacement entre les pannes $e = 1,8 \text{ m}$

$$G = [(14 + 3) \times 1,8] + 12 = 42,6 \text{ kg/ml}$$

$$G = 0,426 \text{ KN/ml.}$$

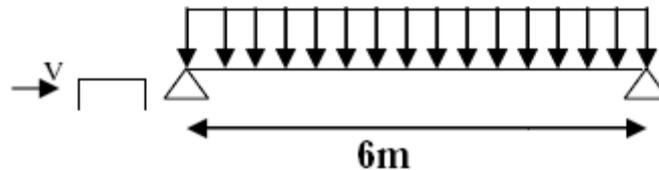


Figure III.12 : Schéma statique des lisses de bardage.

b) Surcharge climatique due au vent :

On calcul les pannes avec la valeur max obtenue lors de l'étude au vent avec $C_{pi} = -0,41$ direction V2.

$$V = 0,6041 \text{ KN/m}^2$$

$$V = 0,604 \times 1,8 = 1,087 \text{ KN/ml}$$

III.3.4 Combinaison d'actions :

• **ELU :**

$$q_y = 1,35 \times G = 1,35 \times 0,426 = 0,575 \text{ KN/ml}$$

$$q_z = 1,5 \times V = 1,5 \times 1,087 = 1,630 \text{ KN/ml}$$

• **ELS :**

$$q_y = G = 0,426 \text{ KN/ml}$$

$$q_z = V = 1,087 \text{ KN/ml}$$

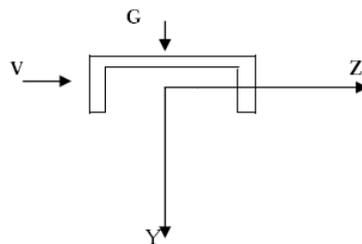


Figure III.13 : Les modes de sollicitations (Flexion déviée).

III.3.5 Pré dimensionnement :

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

$$f = \frac{5}{384} \frac{V.l^4}{EI} \leq f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{600}{200} = 3cm$$

Suivant l'axe Z-Z :

$$I_y \geq \frac{5}{3 \times 384} \frac{V \times l^4}{E} = \frac{5 \times 1,087 \times 600^4 \times 10^{-1}}{3 \times 384 \times 2,1 \times 10^5} = 366,964 cm^4$$

On choisit **UPE140**.

Ses caractéristiques sont :

$$I_y = 600 cm^4$$

$$I_z = 78,8 cm^4$$

$$A = 18,4 cm^2$$

$$H = 14 cm$$

$$G = 14,5 kg/ml$$

Le poids propre réel G :

$$G = [(14 + 3) \times 1,8] + 14,5 = 45,1 kg/ml$$

III.3.6 Dimensionnement des lisses :

III.3.6.1 Les combinaisons de calcul :

$$q_y = 1,35 \times G = 1,35 \times 0,451 = 0,608 KN/ml$$

$$q_z = 1,5 \times V = 1,5 \times 1,087 = 1,630 KN/ml$$

III.3.6.2 Détermination des sollicitations :

- **Moment :**

- ❖ **Sous le vent :**

$$\text{Axe Z-Z} \quad M_y = \frac{q_z \times l^2}{8} = \frac{1,630 \times 6^2}{8} = 7,335 KN.m$$

$$\text{Axe Y-Y} \quad M_z = 0KN.m$$

- ❖ **Sous poids propre :**

$$\text{Axe Z-Z} \quad M_y = 0KN.m$$

$$\text{Axe Y-Y} \quad M_z = \frac{q_y \times l^2}{8} = \frac{0,608 \times 6^2}{8} = 2,736 \text{ KN.m}$$

III.3.6.3 Vérification de la résistance des lisses :

a) Condition de résistance :

La condition à vérifier est :

$$\left(\frac{M_y}{M_{pl,y}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{pl,z}} \right)^\beta \leq 1 \quad \text{EC03 Art 5.4.8.1(11)}$$

Avec :

$$\alpha = 2, \beta = 1$$

❖ Sous le vent :

$$\left(\frac{7,335}{23,21} \right)^2 + \left(\frac{2,736}{7,80} \right)^1 = 0,223 \leq 1 \quad \text{Vérifiée.}$$

❖ Sous charge verticale :

$$\left(\frac{0,145}{23,31} \right)^2 + \left(\frac{2,299}{7,80} \right)^1 = 0,294 \leq 1 \quad \text{Vérifiée.}$$

❖ Sous charge verticale et vent :

$$\left(\frac{7,335}{23,21} \right)^2 + \left(\frac{2,299}{7,80} \right)^1 = 0,393 \leq 1 \quad \text{Vérifiée.}$$

III.3.6.4 Vérification à L'ELS :

a) Combinaison de calcul :

$$q_y = G = 0,608 \text{ KN/ml}$$

$$q_z = V = 1,630 \text{ KN/ml}$$

b) Calcul de la flèche :

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot l^4}{EI} \leq \frac{L}{200}$$

❖ Suivant l'axe Z-Z :

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{1,630 \times (6)^4}{2,1 \times 600} = 0,166 \text{ cm} \leq \frac{L}{200} = 3 \text{ cm} \quad \text{Vérifiée.}$$

❖ Suivant l'axe Y-Y :

$$f_y = \frac{5}{384} \frac{0,608 \times (6)^4}{2,1 \times 78,80} = 6,20 \text{ cm} > \frac{L}{200} = 3 \text{ cm} \quad \text{Non vérifiée.}$$

Donc on adopte des liernes, les résultats de la nouvelle vérification sont donnés comme suite :

III.3.6.5 Détermination des sollicitations :

- **Moment :**

- ❖ **Sous le vent :**

$$\text{Axe Z-Z} \quad M_y = \frac{q_z \times l^2}{8} = \frac{1,630 \times 6^2}{8} = 7,335 \text{ KN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y} \quad M_z = 0,145 \text{ KN.m}$$

- ❖ **Sous poids propre :**

$$\text{Axe Z-Z} \quad M_y = 0 \text{ KN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y} \quad M_z = \frac{q_y \times (l/2)^2}{8} = \frac{0,608 \times 3^2}{8} = 0,684 \text{ KN.m}$$

III.3.6.6 Vérification de la résistance des lisses (avec liernes) :

a) **Condition de résistance :**

La condition à vérifier est :

$$\left(\frac{M_y}{M_{pl,y}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{pl,z}} \right)^\beta \leq 1 \quad \text{EC03 Art 5.4.8.1(11)}$$

Avec :

$$\alpha = 2 \quad , \quad \beta = 1$$

- ❖ **Sous le vent :**

$$\left(\frac{7,335}{23,21} \right)^2 + \left(\frac{0,145}{7,80} \right)^1 = 0,118 \leq 1 \quad \text{Vérifiée.}$$

- ❖ **Sous charge verticale :**

$$\left(\frac{0}{23,21} \right)^2 + \left(\frac{0,684}{7,80} \right)^1 = 0,087 \leq 1 \quad \text{Vérifiée.}$$

- ❖ **Sous charge verticale et vent :**

$$\left(\frac{7,335}{23,21} \right)^2 + \left(\frac{0,684}{7,80} \right)^1 = 0,187 \leq 1 \quad \text{Vérifiée.}$$

III.3.6.7 Vérification à L'ELS :

a) **Combinaison de calcul :**

$$q_y = G = 0,608 \text{ KN/ml}$$

$$q_z = V = 1,630 \text{ KN/ml}$$

b) Calcul de la flèche :

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot l^4}{EI} \leq \frac{L}{200}$$

❖ **Suivant l'axe Z-Z :**

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{1,630 \times (6)^4}{2,1 \times 600} = 2,18 \text{ cm} \leq \frac{L}{200} = 3 \text{ cm}$$

Vérifiée.

❖ **Suivant l'axe Y-Y :**

$$f_y = \frac{2,05}{384} \frac{0,608 \times (3)^4}{2,1 \times 78,80} = 0,158 \text{ cm} < \frac{L}{200} = 1,5 \text{ cm}$$

Vérifiée.

Donc on choisit pour toutes les lisses un **UPE140**.

III.4. Calcul des liernes :

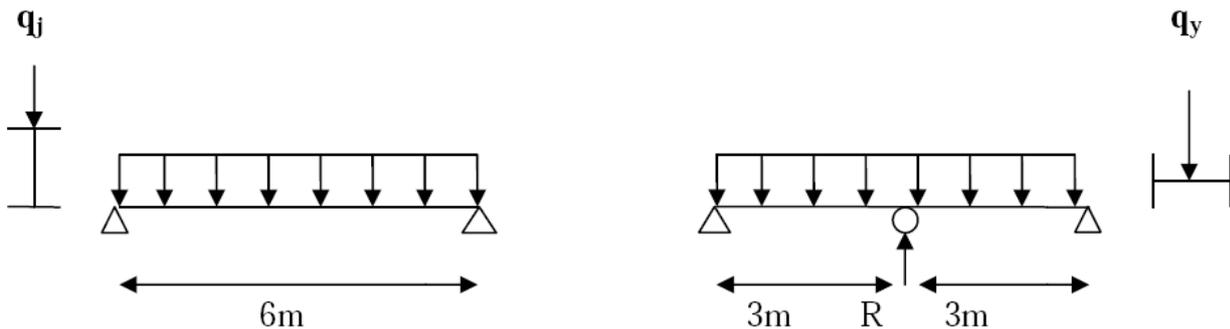


Figure III.14 : Les schémas statiques.*

III.4.1 Dimensionnement des liernes :

III.4.1.1 Calcul de l'effort de traction dans le lierne la plus sollicitée :

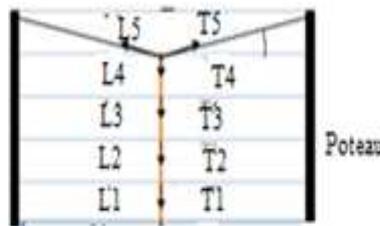


Figure III.15 : Le schéma statique des liernes.

La réaction R au niveau de lierne :

$$R = 1,25 Q_y \times l_y \text{ avec } l_y = L/2$$

$$R = 1,25 \times 0,456 \times 3 = 1,47 \text{ KN}$$

$$\mathbf{R = 1,47 KN}$$

Effort de traction dans le tronçon de lierne L₁ :

$$\text{Lierne 1 : } T_1 = R/2 = 0,735 \text{ KN}$$

Effort dans le tronçon L₂ :

$$\text{Lierne 2 : } T_2 = T_1 + R = 2,205 \text{ KN}$$

Effort dans le tronçon L₃ :

$$\text{Lierne 3 : } T_3 = T_2 + R = 3,675 \text{ KN}$$

Effort dans le tronçon L₄ :

$$\text{Lierne 4 : } T_4 = T_3 + R = 5,145 \text{ KN}$$

Effort dans le tronçon L₅ :

$$2T_5 \times \cos \theta = T_4$$

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{e}{L/2} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{1,8}{3} \right) \Rightarrow \theta = 30,96^\circ$$

$$T_5 = \frac{T_4}{2 \times \cos \theta} = \frac{5,145}{2 \times \cos 30,96} \Rightarrow T_5 = 2,999 \text{ KN}$$

III.4.1.2 Calcul de la section des liernes :

Le tronçon le plus sollicité est L₄

Condition de vérification à la résistance est la résistance plastique de la section brute :



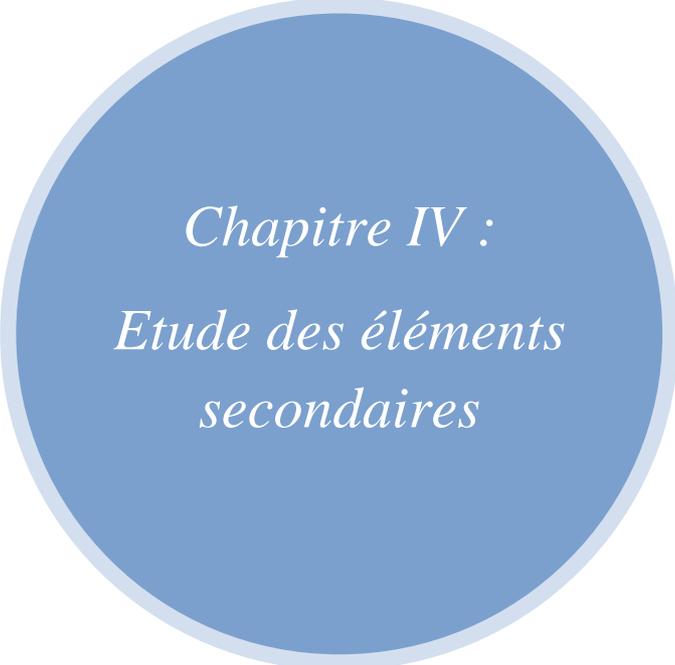
Figure III.16 : le tronçon L₄ le plus sollicité.

$$N_{t,sd} \leq N_{pl,sd} \text{ avec : } N_{pl} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{M_0}} \Rightarrow A \geq \frac{N_{t,sd} \times \gamma_{M_0}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{N_{t,sd} \times \gamma_{M_0}}{f_y} = \frac{5,145 \times 1}{23,5} = 0,22 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{\pi \times \varphi^2}{4} \geq 0,22 \text{ cm}^2 \Rightarrow \varphi \geq \sqrt{\frac{0,22 \times 4}{\pi}} = 0,52 \text{ cm}$$

On va choisir un $\varphi = 8 \text{ mm}$ pour les liernes des lisses de bardage.



Chapitre IV :
Etude des éléments
secondaires

IV. Etude des escaliers

IV.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 mixte qui est composé de trois volées liées à un palier de repos, la volée est constituée de deux limons en profilé UAP, et des marches constituées par des cornières de support et de tôle striée.

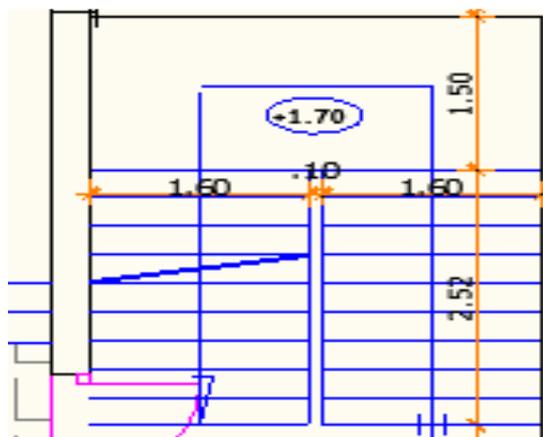


Figure IV.1 : présentation en plan de l'escalier.

IV.2. Définitions :

-**un palier** dont la fonction est de permettre un repos pendant la montée, est une aire plane située à chaque étage au départ et à l'arrivée d'une volée d'escaliers.

-**une volée** est une partie droite ou courbe d'escalier comprise entre deux paliers successifs.

-**Giron** : largeur d'une marche d'escalier, mesurée entre l'aplomb de deux contremarches successives.

-**Limons** : c'est une partie rampante d'un escalier dans laquelle s'assemblent les marches et contremarches.

-**Garde-corps** : il est utilisé pour assurer la sécurité.

IV.3. Pré-dimensionnement de l'escalier :

Les escaliers sont mixte (charpente métallique + béton).

Pour le dimensionnement des marches (g : giron) et contre marche (h) on utilise la formule de BLONDEL.

$$60\text{cm} \leq g+2h \leq 66\text{cm}$$

h : varie de 14cm à 20cm

g : varie de 22cm à 30cm

Donc :

Hauteur d'étage $H = 5,10\text{m}$

h : hauteur de marche $16,5\text{cm} \leq h \leq 18,5\text{cm}$

g : giron $25\text{cm} \leq g \leq 32\text{cm}$

On a $g = 30\text{cm}$, $h = 17\text{cm} \implies g + 2h = 64$

Sachant que la hauteur de l'étage H est égale à 510 cm le nombre de marche sera de :

- $N = \frac{H}{h} = \frac{510}{17} = 30$ marche

On dispose trois volées dans le RDC, la hauteur de chacune est :

- $h' = \frac{h}{3} = \frac{510}{3} = 170\text{cm}$

On admet une hauteur de marche de $h = 17\text{cm}$, alors le nombre des marches (n) pour chaque volée est :

- $h' = \frac{h'}{h} = \frac{170}{17} = 10$ marches

La largeur d'une marche est :

$$G = 30\text{cm}$$

❖ **Vérification de la formule de BLONDEL :**

$$60\text{cm} \leq 30 + 2 \times 17 \leq 66\text{cm}$$

vérifiée.

La figure suivante montre la disposition et les dimensions des différents éléments constituant l'escalier.

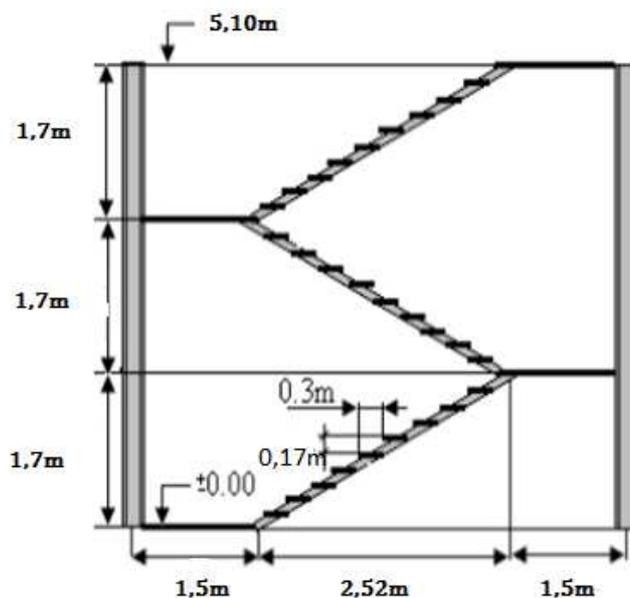


Figure IV.2 : vue en élévation de la cage d’escalier.

❖ L’inclinaison de la paillasse :

$$\arct \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 29.53^\circ$$

❖ La longueur de la paillasse :

$$L = \frac{170}{\sin 29.53} = 3,45\text{m}$$

IV.3.1 Dimensionnement des éléments porteurs :

IV.3.1.1 : Pré dimensionnement du la cornier :

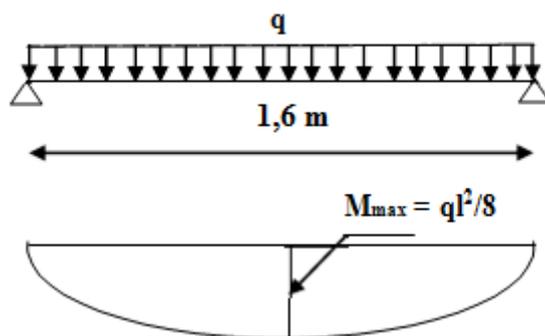


Figure IV.3 : Schéma statique du cornier du support.

❖ Charges et surcharges sur l'escalier :

a) Charge permanentes :

Tôle striée $e_p=5\text{mm}$ $G_t=0,39 \text{ KN/m}^2$ Mortier de pose $G_m=0,2 \text{ KN/m}^2$ Revêtement en carrelage..... $G_r= 0,5 \text{ KN/m}^2$

$$G = (G_t+G_m+G_r) \times g = (0,39+0,2+0,5) \times 0,30 = 0,327 \text{ KN/m}$$

b) Charges d'exploitation :

 $P = 4 \text{ KN/m}^2$ (fréquenté par plusieurs personnes).

$$Q = 4 \times 0,30 = 1,2 \text{ KN/m}$$

❖ Combinaison des charges :

$$q_s = G+Q = 0,327+1,2 = 1,53 \text{ KN/m}$$

❖ Condition de flèche :

$$f_z = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I} \leq f_{adm} = \frac{l}{300}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 300 \times q_s \times l^3}{384 \times E} = \frac{5 \times 300 \times 0,327 \cdot 10^{-2} \times 160^3}{384 \times 2,1 \cdot 10^4} = 2,49 \text{ cm}^4$$

On choisit 2 cornier à aile égale (40*40*5) $A = 3,79 \text{ cm}^2$

$$I_y = 8 I_z = 5,43 \text{ cm}^4 \quad W_{ply} = W_{plz} = 1,91 \text{ cm}^3 \quad P_c = 2,97 \text{ kg}$$

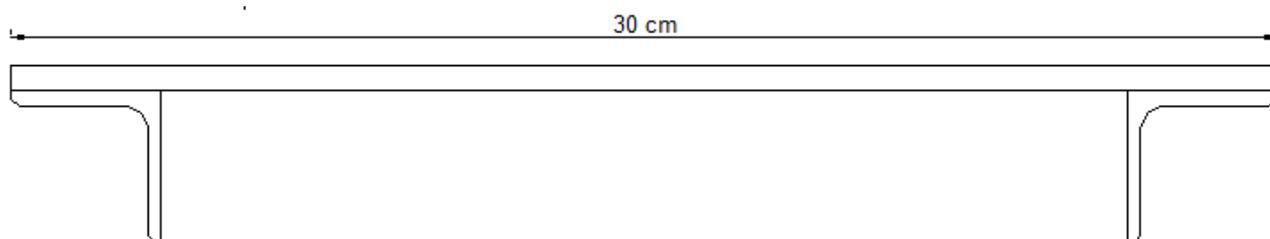


Figure IV.4 : section composée des 2 cornières et la tôle.

IV.3.2. Evaluations des charges :

a) Charge permanentes :

Tôle striée $e_p=5\text{mm}$ $G_t=0,39 \text{ KN/m}^2$ Mortier de pose $G_m=0,2 \text{ KN/m}^2$

Revêtement en carrelage.....Gr= 0,5 KN/m²

2 Cornier (40×40×5).....Gc=0,0594KN/m²

$$G = (G_t + G_m + G_r) \times g + G_c = (0,39 + 0,2 + 0,5) \times 0,30 + 0,0594 = 0,386 \text{ KN/m}$$

b) Charges d'exploitation :

$$P = 4 \text{ KN/m}^2 \text{ (fréquenté par plusieurs personnes).}$$

$$Q = 4 \times 0,30 = 1,2 \text{ KN/m}$$

❖ Combinaison des charges :

❖ A L'ELU :

$$q_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 1,35 \times 0,386 + 1,5 \times 1,2 = 2,321 \text{ KN/m}$$

❖ A L'ELS :

$$q_s = G + Q = 0,386 + 1,2 = 1,586 \text{ KN/m}$$

❖ Vérification de la flèche :

Avec :

L : longueur des cornières, L= 1,6m.

I_y : l'inertie des cornières jumelées, I_y= 2× 5,43 = 10,86 cm⁴.

W_y : 2 × 1,91 = 3,82 cm³.

$$f_z = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I} \leq f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{160}{250} = 0,64 \text{ cm}$$

$$f_z = \frac{5 \times 1,586 \cdot 10^{-2} \times 160^4}{384 \times 2 \cdot 1,10^4 \times 10,86} = 0,59 \text{ cm} \rightarrow 0,59 \text{ cm} < 0,64 \text{ cm}$$

Vérifier.

❖ Verification à la résistance:

IL faut verifier que:

$$M_{y.sd} \leq M_{el.yrd} \quad \text{Avec} \quad M_{ysd} = \frac{q \cdot l^2}{8}$$

$$q_u = (1,35 \times G + 1,5 \times Q) \cdot \frac{g}{2} + 1,35 P_c$$

$$q_u = (1,35 \times 0,326 + 1,5 \times 1,2) \cdot \frac{0,3}{2} + 1,35 \times 0,0594$$

$$q_u = 0,416 \text{ Kn/ml}$$

$$M_{sd} = \frac{0,416 \times 1,6^2}{8} = 0,133 \text{ Kn.m}$$

$$M_{ely.rd} = \frac{W_{ely} \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{3,82 \cdot 10^{-3} \times 235}{1} = 0,897 \text{Kn.m}$$

$$M_{sd} = 0,133 \text{ Kn.m} < M_{ely.rd} = 0,897 \text{Kn.m} \quad \text{vérifiée.}$$

IV.3.3. Pré dimensionnement de limon :

Le limon : est l'élément qui supporte le poids total de l'escalier.0

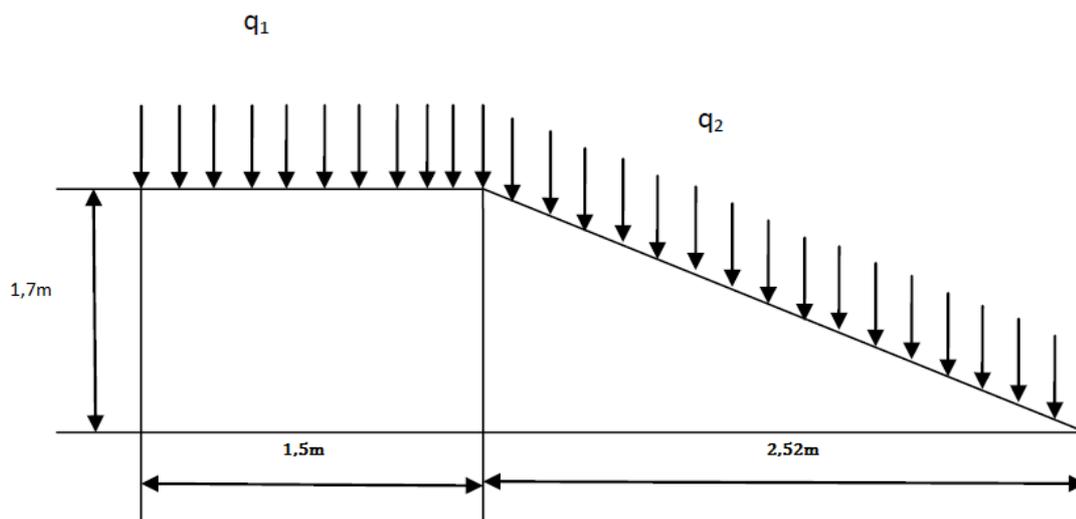


Figure IV.4 : La distribution des charges sur un limon.

Remarque importante :

Il faut calculer la hauteur minimale qui répond à la condition de pente et de la largeur de marche pour avoir le profile UPN minimum a adopté :

Dans le triangle ABC :

$$\cos \alpha = \frac{x}{AC} = \frac{x}{h} \Rightarrow h \cdot \cos \alpha = 17 \times \cos 29,53 = 14,79 \text{cm}$$

Donc on adopte au minimum un UPN160 de h= 16cm

IV.3.3.1. Evaluation des charges:

❖ Sur la volée:

a) Les charges permanentes:

Tôle striée ep=5mm.....G_t=0,39 KN/m²

Mortier de poseG_m=0,2 KN/m²

Revêtement en carrelage.....G_r= 0,5 KN/m²

2 Cornier (40×40×5).....G_c=0,0594KN/m²

Cornier de support γ (50×50×5)..... $G_c.s=0,0377\text{KN/m}^2$

Garde de corps..... $G_{cp}=0,15\text{KN/m}^2$

$$G = (G_t + G_m + G_c + G_{cp}).g + 2G_c.s + G_c.N.a/L = (0,39 + 0,2 + 0,5 + 0,15) \times 0,30 + 2 \times 0,0377 + 0,0594 \times 10 \times (1,6/3,45) = 0,351\text{KN/m}$$

La charge permanente qui revient à chaque limon est :

$$G' = G/3 = 0,117\text{KN/m}$$

b) charge d'exploitation :

$P = 4 \text{ KN/m}^2$ (fréquenté par plusieurs personnes).

$$Q = 4 \times 0,30 = 1,2 \text{ KN/m}$$

La charge d'exploitation qui revient à chaque limon est :

$$Q' = Q/3 = 0,4\text{KN/m}$$

❖ **sur le palier :**

a) les charges permanentes :

Mortier de pose $G_m=0,2 \text{ KN/m}^2$

Revêtement en carrelage..... $G_r= 0,5 \text{ KN/m}^2$

Dalle en béton 8cm..... $G_b=2 \text{ KN/m}^2$

$$G = (G_m + G_r + G_b) \times d = (0,2 + 0,5 + 2) \times 1,5 = 4,05\text{KN/m}$$

La charge permanente qui revient à chaque limon est :

$$G' = G/3 = 1,35 \text{ KN/m}$$

b) charge d'exploitation :

$P = 4 \text{ KN/m}^2$ (fréquenté par plusieurs personnes).

$$Q = 4 \times 1,5 = 6 \text{ KN/m}$$

La charge d'exploitation qui revient à chaque limon est :

$$Q' = Q/3 = 2\text{KN/m}$$

d: est l'entre-axe de limon de palier.

❖ **Combinaison des charges :**

❖ **Sur la volée :**

• **A L'ELU :**

$$q_u = 1,35.G + 1,5.Q = 1,35 \times 0,117 + 1,5 \times 0,4 = 0,757 \text{ KN/m}$$

- A L'ELS :

$$q_s = G + Q = 0,117 + 0,4 = 0,517 \text{ KN/m}$$

- ❖ Sur le palier :

- A l'ELU :

$$q_u = 1,35.G + 1,5.Q = 1,35 \times 1,35 + 1,5 \times 2 = 4,82 \text{ KN/m}$$

- A L'ELS :

$$q_s = G + Q = 1,35 + 2 = 3,35 \text{ KN/m}$$

- ❖ Vérification de la flèche :

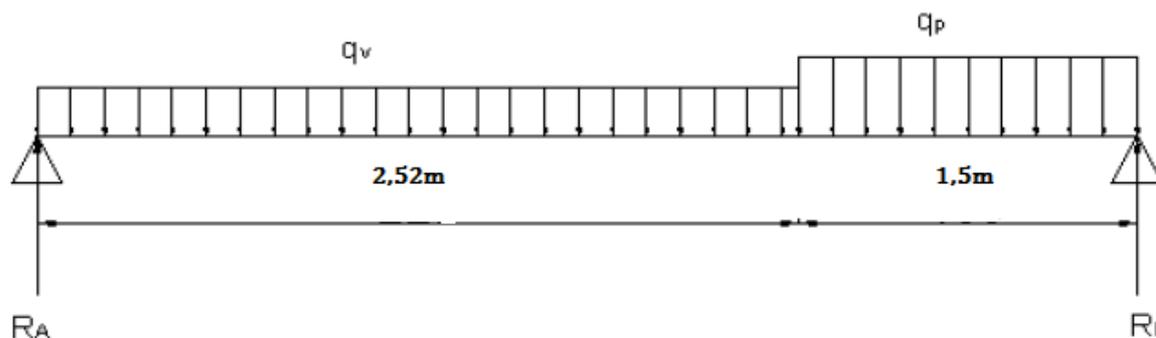


Figure IV.5 : schémas statique représentant les charges sur le limon.

$$f_z = \frac{q_s \times l^4}{384 \times E \times I} \leq f_{adm} = \frac{l}{300} = \frac{330}{300} = 1,1 \text{ cm}$$

$$q_s = (q_{sv} \times l_v + q_{sp} \times l_p) / L = (0,517 \times 2,52 + 3,35 \times 1,5) / 3,30 = 1,98 \text{ KN/m}$$

$$f_z = \frac{1,98 \times 10^{-2} \times 330^4}{384 \times 2,1 \cdot 10^4 \times 925} = 0,031 \text{ cm} < 1,1 \text{ cm}$$

Vérifier.

- ❖ Vérification à la résistance:

IL faut vérifier que:

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd} \quad \text{Avec} \quad M_{sd} = \frac{q_u \cdot l^2}{12}$$

$$q_u = (q_{uv} \times l_v + q_{up} \times l_p) / L = (0,757 \times 2,52 + 4,82 \times 1,5) / 3,30 = 4,17 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{4,17 \times 3,3^2}{12} = 3,78 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl.rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} \quad \text{avec : } \gamma_{m0} = 1$$

$$M_{pl.rd} = \frac{138 \times 23,5}{1} = 32,43 \text{KN.m}$$

$$M_{sd} = 3,78 \text{KN.m} < M_{pl.rd} = 32,43 \text{KN.m} \quad \text{vérifier.}$$

❖ Vérification à l'effort tranchant :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{4,51 \times 3,30}{2} = 7,44 \text{KN.m}$$

$$V_{rd} = A_v \frac{f_y}{\gamma_{m0} \cdot \sqrt{3}} \quad \text{avec } A_v = 12,6 \text{cm}^2$$

$$V_{rd} = 12,6 \frac{23,5}{1 \cdot \sqrt{3}} = 170,95 \text{KN}$$

$$V_{sd} = 7,44 \text{KN} < V_{rd} = 170,95 \text{KN} \quad \text{vérifier.}$$

IV.3.4. Prédimensionnement de la poutre palière :

- La charge du palée de repos :

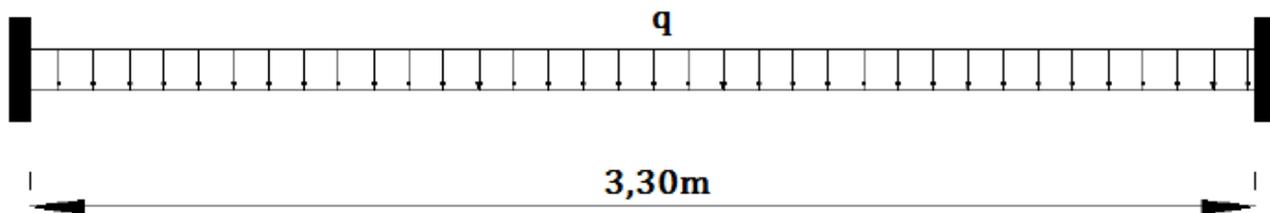


Figure IV.6 : schéma statique de la poutre palière.

Pour faciliter les calculs on va supposer que la poutre est sollicitée par l'action la plus défavorable qui est la réaction R_b .

$$R_{bs} = \frac{2 \times q_s \times l}{2} = \frac{2 \times 3,25 \times 3,30}{2} = 10,72 \text{KN/m}$$

$$R_{bu} = \frac{2 \times q_u \times l}{2} = \frac{2 \times 4,82 \times 3,30}{2} = 15,90 \text{KN/m}$$

❖ Calcul de la flèche:

$$f_z = \frac{q_s \times l^4}{384 \times E \times I} \leq f_{adm} = \frac{l}{300}$$

$$I_y \geq \frac{300 \times q_s \times l^3}{384 \times E} = \frac{300 \times 10,72 \times 10^{-2} \times 330^3}{384 \times 2,1 \times 10^4} = 143,32 \text{cm}^4$$

On adopte un IPE120 avec $I_y = 318 \text{cm}^4$

Vérification de la flèche en tenant compte du poids propre du profilé IPE120.

$$q_s' = q_s + G_{\text{IPE120}} = 10,72 + 0,104 = 10,82 \text{KN}$$

$$f_z = \frac{q_s' \times l^4}{384 \times E \times I} \leq f_{adm} = \frac{l}{300}$$

$$f_z = \frac{10,82 \cdot 10^{-2} \times 330^4}{384 \times 2,1 \cdot 10^4 \times 318} = 0,50 \text{cm} \leq f_{adm} = \frac{330}{300} = 1,1 \text{cm}$$

vérifier.

❖ Vérification à la résistance :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{pl.rd}$$

$$\text{Avec : } M_{sd} = \frac{q_u \cdot l^2}{12} = \frac{15,90 \times 3,3^2}{12} = 14,42 \text{KN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Et : } M_{pl.rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{60,7 \cdot 10^{-6} \times 235 \cdot 10^3}{1} = 14,26 \text{KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{sd} = 14,42 \text{KN} \cdot \text{m} = M_{pl.rd} = 14,26 \text{KN} \cdot \text{m}$$

vérifier.

❖ Vérification à l'effort tranchant :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{15,90 \times 3,30}{2} = 26,23 \text{KN} \cdot \text{m}$$

$$V_{rd} = A_v \frac{f_y}{\gamma_{m0} \cdot \sqrt{3}} \quad \text{avec} \quad A_v = 7,64 \text{cm}^2$$

$$V_{rd} = 6,31 \frac{23,5}{1 \cdot \sqrt{3}} = 85,61 \text{KN}$$

$$V_{sd} = 26,23 \text{KN} < V_{rd} = 85,61 \text{KN}$$

vérifier.

IV.4. Calcul des potelets :

IV.4.1. Introduction :

Les potelets sont le plus souvent des profils en I ou H destinés à rigidifier la clôture (bardage) et résister aux efforts horizontaux du vent. Leurs caractéristiques varient en fonction de la nature du bardage (en maçonnerie ou en tôle ondulée) et de la hauteur de la construction

Ils sont considérés comme articulés dans les deux extrémités. Ils sont calculés à la flexion composée.

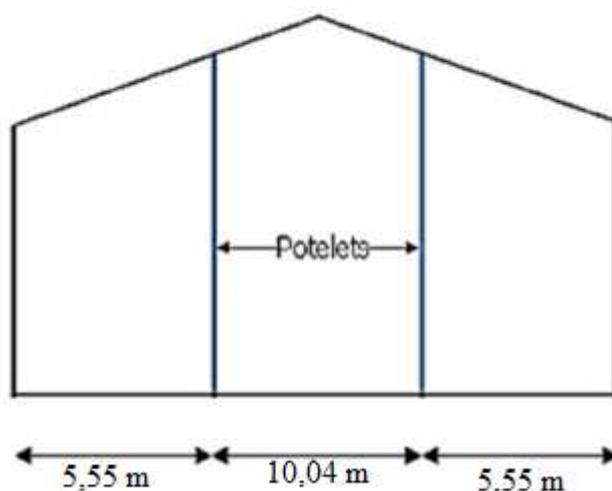


Figure IV.7 : Disposition des potelets.

IV.2.2. Calcul des charges et surcharges revenants au potelet le plus chargé :

IV.2.2.1 charge permanentes G : (verticale concentrée) :

Bardage (panneau sandwich).....10Kg/m²

Poids propre de la lisse (UPE140).....14 ,5Kg/ml

Accessoire de pose.....3Kg/m²

La longueur de la lisse est de : L=5,02 m et le nombre des lisses supporter par le potelet : N=6 lisses.

L'entraxe des potelets e= 5,02 m

IV.2.2.2 Surcharge climatique V :

Vent.....761,8 N/m²

V= 76,18×5,02 m= 382,423 daN/ml

IV.2.3. Pré-dimensionnement du potelet :



Figure IV.8 : Schéma statique du potelet.

a) Sous la condition de flèche :

$$V = 382,423 \text{ daN/ml}$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{Vl^4}{EI} \leq f_{adm} = \frac{l}{200}$$

$$I_y \geq \frac{10^3 \times 382,423 \times 10^{-2} \times 969^3}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 4314,841 \text{ cm}^4$$

Soit un **IPE270**.

$$I_y = 5790 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 419,9 \text{ cm}^4$$

$$A = 45,9 \text{ cm}^2$$

$$H = 27 \text{ cm}$$

$$P = 36,1 \text{ Kg/ml}$$

IV.2.4. Vérification de la section à la résistance:

$$M_{y.sd} \leq M_{c.Rd}$$

Où $M_{c.Rd}$ est le moment résistant qui dépend de la classe de la section.

$$M_{c.Rd} = M_{ply.Rd} = W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$M_{c.Rd} = 484 \times \frac{2350 \cdot 10^{-2}}{1,1} = 10340 \text{ daN.m}$$

$$M_{Y.sd} = \frac{Q_{Z.sd}.l^2}{8}$$

$$Q_{Z.sd} = 1,5 \times V = 1,5 \times 382,423 = 573,634 \text{ daN/ml}$$

$$M_{Y.sd} = \frac{573,634.(9,69)^2}{8} = 6732,74 \text{ daN.m}$$

$$M_{y.sd} = 6732,74 \text{ daN.m} \leq M_{c.Rd} = 10340 \text{ daN.m}$$

Vérifiée.

• **Incidence de l'effort normale :**

$$\text{Si } N_{sd} \leq \text{Min}(0,25N_{pl.Rd}, 0,5A_w \frac{f_y}{\gamma_{M0}})$$

Il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

$$\text{Poids des lisses (UPE140)} : 14,5 \times 5,02 \times 6 = 436,74 \text{ Kg}$$

$$\text{Poids du bardage} : (10+3) \times 9,69 \times 5,02 = 632,36 \text{ Kg}$$

$$\text{Poids propre du potelet} : 36,1 \times 9,69 = 349,80 \text{ Kg}$$

G= poids propre du potelet+poids propre des lisses+poids propre du bardage.

$$G = (349,80 + 436,74 + 632,36) = 1418,9 \text{ kg}$$

$$N_{sd} = 1,35 \times G = 1,35 \times 1418,9 = 1915,51 \text{ daN}$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A.f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{45,9 \times 2350}{1,1} = 98059,09 \text{ daN}$$

$$0,25.N_{pl.Rd} = 24514,77 \text{ daN}$$

$$A_w = A - 2.b.t_f = 45,9 - 2(13,5 \times 1,02) = 18,36 \text{ cm}^2$$

$$0,5A_w \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 19611,18 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 1915,51 \text{ daN} \leq \text{Min}(24514,77; 19611,18 \text{ daN}) = 19611,18 \text{ daN}$$

Donc pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

IV.2.5. Vérification de l'élément aux instabilités :

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

❖ **Flexion composée avec risque de flambement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min}.N_{pl.Rd}} + \frac{k_y.M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}} \leq 1$$

❖ **Flexion composée avec risque de déversement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y,sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply,Rd}} \leq 1$$

a) Calcul du coefficient de réduction minimal pour le flambement χ_{min} :

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

Flambement par rapport à l'axe fort **y-y** (dans le plan du portique) :

α : facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée, donnée par le tableau 5.5.1 de l'eurocode 3.

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

$$\lambda_y = \frac{969}{11,2} = 86,51$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0,5}$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{86,51}{93,9} \right) \times 1 = 0,921$$

Courbe de flambement

$$h/b = 270/135 = 2 > 1,2$$

Axe de flambement **y-y** → courbe de flambement a ; $\alpha = 0,21$

$$\chi_y = 0,719$$

Flambement par rapport à l'axe faible **z-z** (hors du plan de portique)

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

$$\lambda_z = \frac{180}{3,02} = 59,602$$

$$\bar{\lambda}_z = \left(\frac{59,602}{93,9} \right) \times 1 = 0,634$$

Axe de flambement **z-z** → courbe de flambement b ; $\alpha = 0,34$

$$\chi_z = 0,818$$

$$\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z) = \min(0,719; 0,818) = 0,719$$

b) Calcul de l'élancement réduit vis-à-vis du déversement $\bar{\lambda}_{LT}$:

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{l_z}{i_z}}{(C_1)^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{l_z}{h} \right)^2 \right]^{0,25}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{264}{3,02}}{(1,132)^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{264}{3,02}}{\frac{27}{1,02}} \right)^2 \right]^{0,25}} = 73,707$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0,5} = 0,784$$

$\bar{\lambda}_{LT} = 0,784 > 0,4 \rightarrow$ Il y a risque de déversement.

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0,5 [1 + 0,21(0,784 - 0,2) + 0,784^2] = 0,868$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}} = 0,805$$

$$\chi_{LT} = 0,805 < 1$$

c) Calcul du coefficient k :

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}}$$

$$\mu_y = 0,921(2 \times 1,3 - 4) + \frac{484 - 429}{429} = -1,161$$

Avec $\mu_y \leq 0,9$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y}$$

$$k_y = 1 - \frac{(-1,161) \cdot 1915,51}{0,719 \cdot 45,9 \cdot 2350} = 1,028 \quad \text{Avec } k_y \leq 1,5$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{MLT} - 0,15$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times 0,634 \times 1,3 - 0,15 = -0,026 < 0,9$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y}$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{(-0,026) \cdot 1915,51}{0,818 \cdot 45,9 \cdot 2350} = 1$$

$$M_{Y.sd} = \frac{1,5 V l^2}{8}$$

$$M_{Y.sd} = \frac{1,5.382,423,9,69^2}{8} = 6732,75 \text{ daN.m}$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{45,9.2350}{1,1} = 98059,09 \text{ daN}$$

$$M_{ply.Rd} = W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 484 \times \frac{2350 \times 10^{-2}}{1,1} = 10340 \text{ daN.m}$$

❖ **Vérification au flambement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}} \leq 1$$

$$\frac{1915,51}{0,719 \times 98059,09} + \frac{1,027 \times 6732,75}{10340} = 0,695 \leq 1$$

Vérifiée.

❖ **Vérification au déversement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_Z \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}} \leq 1$$

$$\frac{1915,51}{0,818 \times 98059,09} + \frac{1 \times 6732,75}{0,805 \times 10340} = 0,832 \leq 1$$

Vérifiée.

Conclusion :

I'PE270 convient comme potelet.



Chapitre V :
Etude du plancher
mixte

V. Etude du plancher mixte :

V.1. Définition :

Un plancher mixte est constitué d'une dalle mixte (composée d'un treille d'armatures, une couche de béton et d'un bac d'acier), et des solives qui reposent sur des poutres principales et ces dernières sont connecter a la dalle par des connecteurs de différent type.

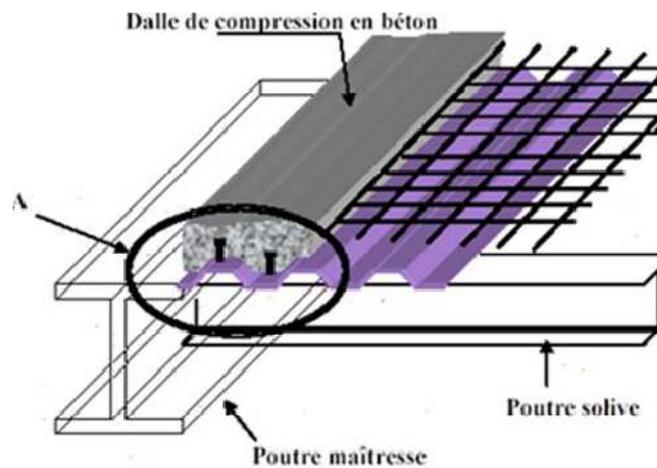


Figure V.1 : Plancher mixte acier-béton.

V.2. Disposition des poutrelles :

Dans notre cas les démentions les plus défavorable pour le dimensionnement des éléments de plancher sont montrer sur la figure ci-après :

- Distance entre les solives est $d=1,76\text{m}$.
- La longueur de solives est $l = 6\text{m}$.

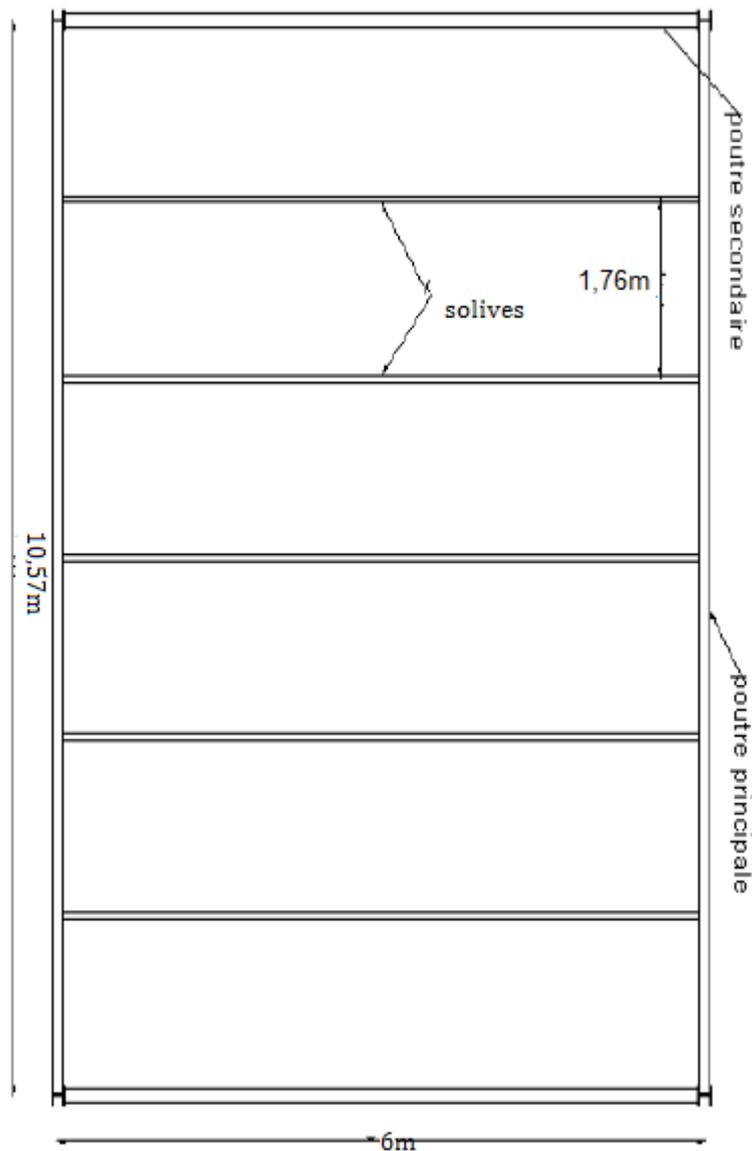


Figure V.2 : schéma de la trame supportant les planchers.

V.3. Méthode de calcul :

Le calcul de plancher mixte se fait en deux phases :

- Phase de construction
- Phase final

a) **Phase de construction** : Le profilé d'acier travail seul

Les charges de la phase de construction :

- Poids propre du profilé et la tôle.
- Poids propre du béton frais.
- Surcharge de construction (ouvrier).

b) Phase finale : Le béton ayant durci, donc le profilé et la dalle travaillant ensemble.

- Les charges de la phase finale sont:
- Poids propre du profilé et la tôle.
- Poids propre du béton.
- Surcharge d'exploitation.
- Finition.

V.4. Etude de la dalle collaborant :

- Dalle en béton armé d'épaisseur $t = 10\text{cm}$.
- L'épaisseur de la tôle cofraplus60 = 4cm
- Entraxe des solives : 1,76m
- Coefficient d'équivalence (acier – béton) : $n = \frac{E_a}{E_c} = 15$
- Coefficient de retrait du béton : $\varepsilon = 2 \cdot 10^{-4}$

Contraintes admissibles des matériaux :

- Acier S₂₃₅ $\Rightarrow f_y = 235\text{MPa}$
- Pour le béton $f_{c28} = 25\text{MPa}$

V.4.1. Evaluation des charges :

Ce sont les actions correspondant aux mobiliers et aux personnes qui habitent ou fréquentent l'immeuble. Pour cela le règlement technique DTR-BC 2.2 (charges et surcharges) nous fixe les valeurs des charges et surcharges.

Nature de l'élément	Matériau	Epaisseur (cm)	Poids surfacique (KN/m ²)	Valeur de la charge totale (KN/m ²)
Plancher	Revêtement en carrelage	2	0,5	3,82
	Mortier de pose	2	0,2	
	Lit de sable	3	0,54	
	Tôle type cofraplus 60	4	0,085	
	Dalle en BA	10	2,5	

Tableau V.1 : Evaluation des charges de plancher.

V.4.2. Vérification des solives:**V.4.2.1. Phase de construction :**

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

- Poids propre du béton frais..... $G_b = 2,5 \text{ KN/m}^2$
- Poids propre de la tôle $G_t = 0,085 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge de construction (ouvrier)..... $Q_c = 1,00 \text{ KN/m}^2$

a) Combinaison de charge :

L'entraxe entre les solives est de 1,76 m

- **A l'Etat Limite Ultime :**

$$q_u = (1,35 \times G + 1,5 \times Q) \times 1,76 = (1,35 \times 3,82 + 1,5 \times 1) \times 1,76$$

$$q_u = 11,72 \text{ KN/m.}$$

- **A l'Etat Limite De Service :**

$$q_s = (G + Q) \times 1,76 = (3,82 + 1) \times 1,76$$

$$q_s = 8,48 \text{ KN/m.}$$

Le pré dimensionnement se fait par la condition de flèche :

$$f_z = \frac{5 \times Q_{zx}(l)^4}{384 \times E I_y} \leq \frac{l}{200} \Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times 8,48 \times 10^{-2} \times (600)^4}{384 \times 21000 \times 3} = 2271,42 \text{ cm}^4$$

On a $I_y \geq 3565,17 \text{ cm}^4$ soit un **IPE220** avec $I_y = 2772 \text{ cm}^4$

b) vérification de la condition de résistance :

On a des profilés en I \Rightarrow section de classe 1

On prenant compte du poids du profilé : $M_{sd} \leq M_{rd} = \frac{W_{ply} \times F_y}{\gamma_{m1}}$

$$q_u = 11,72 + 0,262 = 11,98 \text{ KN/m}$$

$$q_s = 8,48 + 0,262 = 8,74 \text{ KN/m.}$$

$$M_{\max} = M_{sd} = \frac{q_u \times (l)^2}{8} = \frac{11,98 \times (6)^2}{8} = 53,91 \text{ KN.m}$$

$$M_{rd} = \frac{W_{ply} \times F_y}{\gamma_{m1}} = \frac{285 \cdot 10^{-3} \times 235}{1,1} = 60,88 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 53,91 \text{ KN.m} \leq M_{rd} = 60,88 \text{ KN.m}$$

Verifier.

C) Vérification à l'effort tranchant:

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq V_{rd} = \frac{f_y \times A_{vz}}{\sqrt{3} \times \gamma_{m1}}$

Où : V_{rd} : effort tranchant résistant de la section.

A_{vz} : aire de cisaillement.

$$A_{vz} = 15,9 \text{ cm}^2$$

$$V_{rd} = \frac{23,5 \times 15,9}{\sqrt{3} \times 1,1} = 196,11 \text{ KN}$$

✓ **Calcul de l'effort tranchant V_{sd} :**

$$V_{sd}^{max} = V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{11,98 \times 3}{2} = 17,97 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 17,97 \text{ KN} \leq V_{plrd} = 196,11 \text{ KN}$$

Verifier.

$$V_{sd} = 17,97 \text{ KN} \leq 0,5 \times V_{plrd} = 98,05 \text{ KN}$$

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

V.4.2.2. Phase finale :

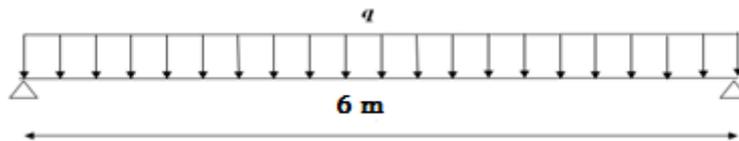


Figure V.3 : Schéma statique de la solive.

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

Surcharge d'exploitation (chambres+salle de jeu)..... $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$.

Poids propre du béton (sec)..... $G_b = 3,5 \text{ KN/m}^2$.

Poids propre de la tôle $G_t = 0,085 \text{ KN/m}^2$.

Revêtement en Carrelage..... $G_r = 0,5 \text{ KN/m}^2$.

a) Combinaison de charge :

L'entre axe entre les solives est de 1,76 m.

• **A l'Etat Limite Ultime :**

$$q_u = (1,35 \times G_b + 1,35 \times G_t + 1,35 \times G_r + 1,5 \times Q) \times 1,76$$

$$q_u = (1,35 \times 3,5 + 1,35 \times 0,085 + 1,35 \times 0,5 + 1,5 \times 1,5) \times 1,76$$

$$q_u = 13,66 \text{ KN/m.}$$

• **A l'Etat Limite De Service :**

$$q_s = (G_b + G_t + Q + G_c) \times 1,76$$

$$q_s = (3,5 + 0,085 + 1,5 + 0,5) \times 1,76$$

$$q_s = 9,82 \text{ KN/m}$$

En tenant compte du poids du profilé :

$$q_u' = q_u + G_{profilé} = 13,66 + 0,262 = 13,92 \text{ KN/m}$$

b) Vérification de la résistance à L'ELU :

Il faut vérifier la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M^+_{pl,Rd}$$

$$M_{sd} = \frac{Q_u \times L^2}{8} = \frac{13,92 \times 6^2}{8} = 62,64 \text{ KN.m}$$

c) Largeur de la dalle effective :

$$b_{\text{eff}} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2 \cdot L_o}{8} \text{ Avec } l : \text{ Longueur libre d'une poutre simplement appuie} \\ b \quad b : \text{ Entraxe entre les poutres} \end{array} \right.$$

$$b_{\text{eff}} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2 \cdot L_o}{8} = \frac{2 \cdot 6}{8} = 1,5 \text{ m} \\ b = 1,76 \text{ m} \end{array} \right. \Rightarrow b_{\text{eff}} = 1,5 \text{ m}$$

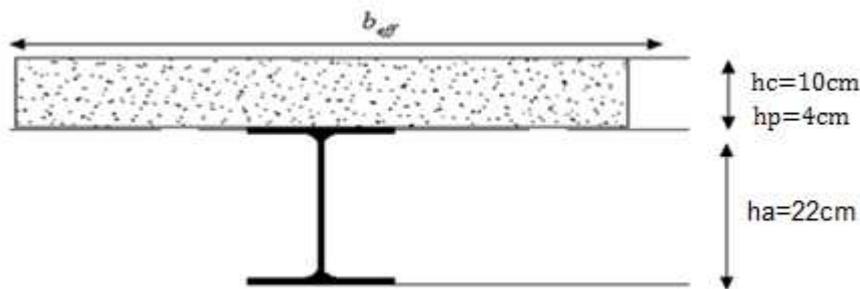


Figure V.4 : Largeur de la dalle effective.

▪ **Détermination de la position de l'axe neutre plastique :**

$$F_a = \frac{A}{\gamma_{ma}} \times f_y = \frac{33,4 \times 23,5}{1,1} = 713,54 \text{ KN}$$

$$F_c = b_{\text{eff}} \times h_c \times \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 1500 \times 100 \times \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 21250 \text{ KN}$$

$F_c > F_a \Rightarrow$ L'axe neutre plastique (ANP) est situé dans l'épaisseur de la dalle

$$Z = \frac{F_a}{b_{\text{eff}} \times \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b}} = \frac{713,54 \times 10^3}{1500 \times \frac{0,85 \times 25}{1,5}} = 3,35 \text{ cm}$$

$$M^+_{pl} = F_a \times \left(\frac{h_a}{2} + h_p + h_c - \frac{z}{2} \right) = 713,54 \times \left(\frac{22}{2} + 4 + 10 - \frac{3,3}{2} \right) \times 10^{-2} = 159,47 \text{ KN.m}$$

$$M^+_{pl} = 159,47 \text{ KN.m}$$

$$M^+_{P,} = 159,47 \text{ KN.m} > M_{sd} = 62,64 \text{ KN.m}$$

Vérifiée.

d) Vérification de la flèche en service :

$$q_s = 9,82 + 0,262 = 10,08 \text{ KN}$$

Il faut vérifier la condition suivante : $f_{adm} > f_{cal}$

Avec :

$$f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \times Q_s \times l^4}{384 \times E \times I_m}$$

Calcul de I_m :

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

$$S = A_a + \frac{b_{eff} \times (hc + hp)}{\eta} = 33,4 + \frac{150 \times (10 + 4)}{15} = 173,4 \text{ cm}$$

$$d = \frac{b_{eff} \times (hc + hp)}{\eta} \times \frac{(hc + hp) + h_a}{2 \times s} = \frac{150 \times (10 + 4)}{15} \times \frac{(10 + 4) + 22}{2 \times 173,4} = 13,72 \text{ cm}$$

$$f = \frac{h_a + hc + hp}{2} - d = \frac{22 + 10 + 4}{2} - 13,72 = 3,28 \text{ cm}$$

$$I_m = 2772 + 33,4 \times (13,72)^2 + \frac{150 \times (10 + 4)^3}{12 \times 15} + \frac{150 \times (10 + 4)}{15} \times (3,28)^2$$

$$I_m = 12852,01 \text{ cm}^4$$

$$f_{cal} = \frac{5 \times 10,08 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 21000 \times 12852,01} = 0,63 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = 3 \text{ cm} > f_{cal} = 0,63 \text{ cm}$$

verifier.

e) Calcul des contraintes:**e.1) Contraintes dues au moment fléchissant :**

$$v_i = \frac{h_a}{2} + d = \frac{22}{2} + 13,72 = 23,72 \text{ cm}$$

- **Contrainte dans la poutre acier :**
- **Traction dans la fibre inférieure :**

$$\sigma_{ai} = \frac{M_{sd}}{I_m} \times v_i = \frac{62,64 \times 10^6 \times 237,2}{12852,01 \times 10^4} = 115,61 \text{ MPa}$$

- **Compression dans la fibre supérieure :**

$$\sigma_{as} = \frac{M_{sd}}{I_m} \times [v_i - (hc + hp)] = \frac{62,64 \times 10^6}{12852,01 \times 10^4} \times [23,72 - (10 + 4)] \times 10 = 47,37 \text{ MPa}$$

- **Contrainte dans la dalle béton :**

- **Compression dans la fibre inférieure :**

$$v_s = \frac{h_a}{2} + (h_c + h_p) - d = \frac{22}{2} + (10 + 4) - 13,72 = 10,28 \text{ cm}$$

$$\sigma_{bi} = \frac{M_{sd}}{\eta \times I_m} \times v_s = \frac{62,64 \times 10^6 \times 102,8}{15 \times 12852,01 \times 10^4} = 3,34 \text{ MPa}$$

- **Compression dans la fibre supérieure :**

$$\sigma_{bs} = \frac{M_{sd}}{\eta \times I_m} \times [v_s - (h_c + h_p)] = \frac{62,64 \times 10^6}{15 \times 12852,01 \times 10^4} \times [10,28 - (10 + 4)] \times 10 = -1,20 \text{ MPa}$$

e.2) Contraintes dues au retrait :

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

$$\beta = \frac{h_a + h_c + h_p}{2} = \frac{22 + 10 + 4}{2} = 17 \text{ cm}$$

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

$$\alpha = \frac{I_y}{A_a \times \beta} = \frac{2772}{33,4 \times 17} = 4,88 \text{ cm}$$

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

$$B = b_{eff} \times (h_c + h_p) = 150 \times (10 + 4) = 2100 \text{ cm}^2$$

$$K = 0,0086$$

Avec :

$$E_a = 2,1 \times 10^4 \text{ MPa}$$

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

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

$$Y_1 = \frac{h_a}{2} + \alpha = \frac{22}{2} + 4,88 = 14,88 \text{ cm}$$

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

$$Y_2 = Y_1 + h_c + h_p = 14,88 + 10 + 4 = 28,88 \text{ cm}$$

D'où les valeurs de contraintes sont :

$$\sigma_{as} = k \times y_1 = 0,0086 \times 14,88 = 0,13 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ai} = k \times (h_a - y_1) = 0,0086 \times (22 - 14,88) = 0,04 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bi} = \frac{(E_a \times \varepsilon) - (k \times y_1)}{\eta} = \frac{(2,1 \times 10^{-4} \times 2,1 \times 10^4) - (0,0086 \times 14,88)}{15} = -0,008 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bs} = \frac{(E_a \times \varepsilon) - (k \times y_2)}{\eta} = \frac{(2,1 \times 10^{-4} \times 2,1 \times 10^4) - (0,0086 \times 28,88)}{15} = -0,01 \text{ MPa}$$

f) Contraintes finales :

$$\sigma_{as} = 47,37 + 0,13 = 47,5 \text{ MPa} < f_y = 235 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

$$\sigma_{ai} = 115,61 + 0,04 = 115,65 \text{ MPa} < f_y = 235 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

$$\sigma_{bs} = -1,20 - 0,01 = -1,21 \text{ MPa} < f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

$$\sigma_{bi} = 3,34 - 0,008 = 3,33 \text{ MPa} < f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

L'IPE220 convient pour les solives.

V.5. Calcul 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.

On choisit des connecteurs de diamètre $\varnothing 18$

$$\frac{h}{d} > 4 \Rightarrow h > 4d$$

$$\text{On a } d = 18 \text{ mm} \Rightarrow h > 4 \times 18 = 72 \text{ mm}$$

On prend $h = 75 \text{ mm}$

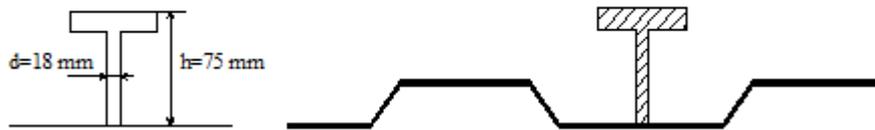


Figure V.5 : caractéristique de connecteur.

$$\frac{h}{d} > 4 \Rightarrow \frac{75}{18} = 4.16 > 4 \Rightarrow \alpha = 1$$

Béton de la classe C 25/30 $\Rightarrow f_{ck} = 25 \text{ MPa}$, $E_{cm} = 30500 \text{ MPa}$

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

$$P_{Rd} = \min = \begin{cases} 0.8 \times \frac{f_{ux} \pi d^2}{\gamma_r \times 4} \\ 0.29 \times \frac{\alpha \times d^2}{\gamma_r} \times \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}} \end{cases}$$

$$P_{Rd} = \min = \begin{cases} 0.8 \times \frac{400 \times \pi \times 18^2}{1.25 \times 4} \times 10^{-3} = 65.144 \text{ KN} \\ 0.29 \times \frac{1 \times 18^2}{1.25} \times \sqrt{25 \times 30500} = 65.638 \text{ KN} \end{cases}$$

$P_{Rd} = 65,144\text{KN}$ (Résistance d'un goujon).

$$\left\{ \begin{array}{l} d = 18\text{mm} \leq 20\text{mm} \\ h_p = 40\text{mm} \leq 85\text{mm} \end{array} \right. \Rightarrow P'_{Rd} = r \times P_{Rd} = 1 \times 65,144 = 65,444\text{KN}$$

✓ **Effort de cisaillement V_{lf} :**

$$V_{lf} = \min \left(\frac{A_a \times f_y}{\gamma_a}; 0,85 \times b_{\text{eff}} \times \frac{(h_c + h_p) \times F_{ck}}{\gamma_c} \right)$$

$$V_{lf} = \min \left(\frac{33,4 \times 23,5}{1,1}; 0,85 \times 1,25 \times \frac{(10+4) \times 25}{1,5} \times 10 \right)$$

$$V_{lf} = 713,54\text{KN}$$

✓ **Nombre des goujons N :**

$$N \geq \frac{V_{lf}}{P'_{Rd}} = \frac{713,54}{65,144} = 10,95 \text{ goujon, on prend 11 goujon}$$

Soit 13 goujon sur longueur $L/2 = 600/2 = 300\text{cm} \Rightarrow 22$ goujon sur 6 m

✓ **Espacement :**

$$e = 600 / 22 = 27,27\text{cm} \quad e = 28\text{cm}$$

V.5.1. Vérification des soudures :

a = la gorge

$$a < \min(d, t_f) = \min(18; 9,8)$$

On prend $a = 8\text{mm}$

l = longueur du cordon de soudure circulaire

$$l = \pi \times d = 3,14 \times 18 = 56,549\text{mm}$$

$$\text{Acier 235} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \beta_w = 0,8 \\ \gamma_{Mw} = 1,25 \\ f_u = 400\text{MPa} \end{array} \right.$$

➤ **L'effort résistant de cisaillement :**

$$F_{\text{wrđ}} = a \times l \times \frac{f_u}{\beta_w \times \gamma_{Mw} \times \sqrt{3}} = 8 \times 56,549 \times \frac{400 \times 10^{-3}}{0,8 \times 1,25 \times \sqrt{3}} = 104,47\text{KN}$$

➤ **L'effort sollicitant est donné par :**

$$F_{sd} = \frac{V_{lf}}{N} = \frac{835,31}{26} = 32,12\text{KN}$$

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

$$F_{sd} \leq F_{wrd} \Rightarrow 32,12\text{KN} \leq 104,47\text{KN}$$

condition vérifiée.

V.6. Calcul de la poutre principale :

Les poutres porteuses 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.

Dans notre cas ont va s'intéresser pour le cas le plus défavorable.

V.6.1. Caractéristiques du plancher :

Portée du sommier : $L = 10,57\text{m}$

Entre axe des sommiers : $e_{\text{sommier}} = 6\text{ m}$

Entre axe des solives : $e_{\text{solive}} = 1,76\text{m}$

Charges permanentes du plancher : $G = 3.82\text{KN/m}^2$

Surcharges d'exploitation : $Q = 1.5\text{KN/m}^2$ (salle de jeu+ des chambres).

Poids de la solive : $G_{\text{solive}} = 0.262\text{KN/m}^2$

Les solives exercent des charges concentrées sur le sommier avec :

$$P_{\text{solive}} = G_{\text{solive}} \cdot e_{\text{sommier}} = 0,262 \times 6 = 1,572\text{KN}$$

V.6.2. Vérification de la flèche :

Pour vérifier cette poutre, on utilise le principe de superposition.

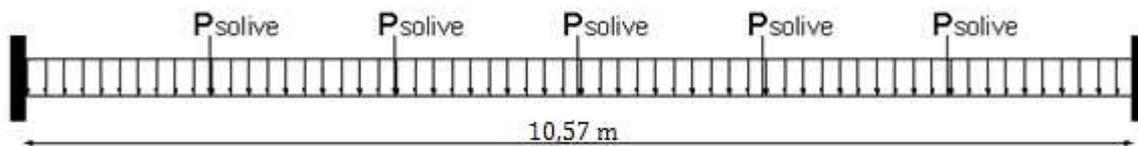


Figure V.6 : schéma statique du sommier.

On considère le sommier soumis à une charge répartie P_s sur sa longueur.

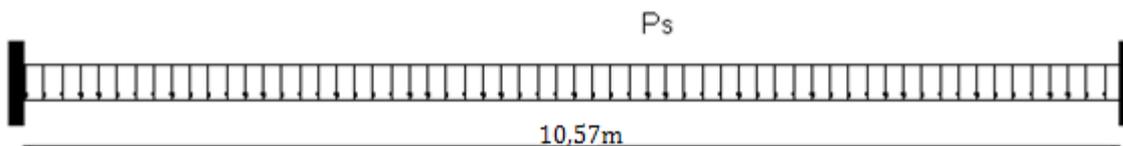


Figure V.7 : sommier sous charge équivalente.

V.6.3 .Pré dimensionnement :

$$P_s = [G+Q] \cdot d_{\text{sommier}} + [(5 \cdot P_{\text{solive}})/L] = [3,82+1.5] \cdot 6 + [(5 \cdot 1,572)/10,57] = 32,66\text{KN/m}$$

Il faut vérifier que :

$$f_z = \frac{q_s \times l^4}{384 \times EI_Y} \leq f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{1057}{250} = 4,22 \text{ cm}$$

$$I_y \geq \frac{q_s \times l^4}{4,22 \times 384 E} = \frac{32,66 \times 1057^4 \times 10^{-1}}{4,22 \times 384 \times 2,1 \times 10^5} = 11979,89 \text{ cm}^4$$

On adopte un **IPE360** $I_y = 16265,6 \text{ cm}^2$.

- **Vérification de la flèche en tenant compte du poids du profilé :**

$$P'_s = P_s + G_{\text{profilé}} = 32,66 + 0,571 = 33,36 \text{ KN/m}$$

$$f_z = \frac{q_s \times l^4}{384 \times EI_Y} = \frac{33,36 \times 1057^4 \times 10^{-1}}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 16265,6} = 3,17 \text{ cm} < 4,22 \text{ cm}$$

Vérifier.

V.6.4. Vérifications de la résistance :

V.6.4.1. Détermination de la classe de la section

- **Classe de la semelle (semelle comprimé) :**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon \Rightarrow \frac{170/2}{12,7} = 6,69 \leq 10$$

$$\text{Avec : } \varepsilon = \sqrt{235/f_y} = 1$$

⇒ Semelle de classe 1

- **Classe de l'âme (âme fléchie) :**

$$\frac{d}{t_w} < 72\varepsilon \Rightarrow \frac{298,6}{8} = 37,32 \leq 72\varepsilon$$

⇒ Âme de classe 1

Donc IPE360 est de classe 1

V.6.4.2. Vérifications au moment de flexion :

$$P_u = 1,35[(G \cdot d_{\text{sommier}}) + 5(G_{\text{profilé}} \cdot d_{\text{sommier}})/L] + 1,5Q \cdot d_{\text{sommier}}$$

$$P_u = 1,35[(3,82 \times 6) + 5(0,571 \times 6)/10,57] + 1,5(1,5 \times 6) = 18,61 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{P_u \times l^2}{12} = \frac{18,61 \times 10,57^2}{12} = 173,26 \text{ KN.M}$$

$$M_{plrd} = \frac{w_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1019,1 \times 23,5}{1} = 239,48 \text{ KN.m}$$

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

vérifiée.

V.6.4.3. Vérification au Cisaillement :

$$V_{sd} = \frac{P_u \cdot L + 5(G_{\text{profilé}} \cdot d_{\text{sommier}})}{2} = \frac{18,61 \times 10,57 + 5(0,571 \times 6)}{2} = 106,91 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_{vz} \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{m0}} = \frac{35,1 \times \left(\frac{23,5}{\sqrt{3}} \right)}{1} = 476,22 \text{ KN}$$

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

Vérifiée.

Toutes les conditions sont vérifiées alors on adopte IPE360 pour la poutre principale de plancher.

V.7.Calcul de la poutre secondaire :

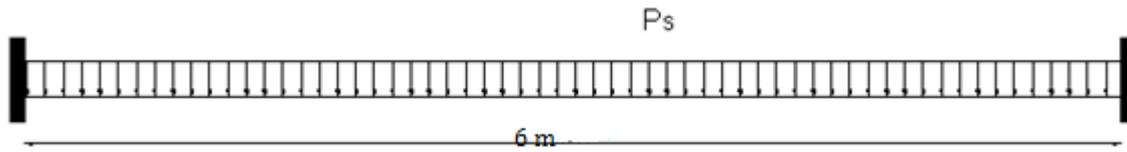


Figure V.8 : schéma statique de la poutre secondaire.

V.7.1.Caractéristiques de la poutre secondaire :

Portée de la poutre : $L = 6\text{m}$

Entre axe de la poutre : $d_{\text{poutre}} = 1\text{ m}$

Charges permanentes du plancher : $G = 3.82\text{KN/m}^2$

Surcharges d'exploitation : $Q = 1,5\text{KN/m}^2$ (chambres+salle de jeu)

V.7.2.Pré dimensionnement :

$$P_s = [G+Q] \cdot d_{\text{poutre}}$$

$$P_s = [3,82+1,5] \times 1 = 5,32\text{KN/m}$$

Il faut vérifier que :

$$f_z = \frac{q_s \times l^4}{384 \times EI_Y} \leq f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{600}{250} = 2,4\text{cm}$$

$$I_y \geq \frac{q_s \times l^4}{2,4 \times 384E} = \frac{5,32 \times 600^4 \times 10^{-1}}{2,4 \times 384 \times 2,1 \times 10^5} = 356,25\text{ cm}^4$$

On choisit un **IPE300**.

- **Vérification de la flèche en tenant compte du poids du profilé :**

$$P'_s = [G+Q] \cdot d_{\text{poutre}} + G_{\text{poutre}} = [3,82+1,5] \times 1 + 0,422 = 5,74\text{KN/m}$$

$$f_z = \frac{q'_s \times l^4}{384 \times EI_Y} = \frac{5,74 \times 600^4 \times 10^{-1}}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 8356,1} = 0,11\text{cm} < 2,4\text{cm}$$

Vérifier.

V.7.3.Vérifications de la résistance

V.7.3.1.Vérification de la classe de la section :

- **Classe de la semelle (semelle comprimé) :**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon \Rightarrow \frac{150/2}{10,7} = 7,01 \leq 10$$

$$\text{Avec : } \varepsilon = \sqrt{235/f_y} = 1$$

⇒ Semelle de classe 1

- **Classe de l'âme (âme fléchie) :**

$$\frac{d}{t_w} < 72\varepsilon \Rightarrow \frac{248,6}{7,1} = 35,01 \leq 72\varepsilon$$

⇒ Âme de classe 1

Donc IPE300 est de classe 1

V.7.3.2. Vérifications au moment de flexion :

$$P_u = 1,35[(G \cdot d_{\text{poutre}}) + G_{\text{profilé}}] + 1,5Q \cdot d_{\text{poutre}}$$

$$P_u = 1,35[(3,82 \times 1) + 0,422] + 1,5 \times 1,5 \times 1 = 7,97 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{P_u \times l^2}{12} = \frac{7,97 \times 6^2}{12} = 23,91 \text{ KN.M}$$

$$M_{plrd} = \frac{w_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{628,4 \times 23,5}{1} = 147,67 \text{ KN.m}$$

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

vérifiée.

V.7.3.3. Vérification au Cisaillement :

$$V_{sd} = \frac{P_u \cdot L}{2} = \frac{7,97 \times 6}{2} = 23,91 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_{vz} \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{m0}} = \frac{26,7 \times \left(\frac{23,5}{\sqrt{3}} \right)}{1} = 362,25 \text{ KN}$$

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

Vérifiée.

Toutes les conditions sont vérifiées alors on adopte IPE300 pour la poutre secondaire.

V.8. Conclusion :

D'après notre étude du plancher mixte de notre structure et les vérifications effectuées nous avons obtenues les résultats suivants :

Eléments	La section finale
Solives	IPE220
Poutres principales	IPE360
Poutres secondaires	IPE300

Tableau V.2 : résultats de choix des profilés.

V.9. Ferrailage de la dalle du plancher :

Dans notre cas, on a une dalle sur quatre appuis de 2 x 6 m :

$$\text{➤ Plancher RDC} \begin{cases} G = 3,82 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 \\ S = 0 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

- À L'ELU :

$$q_{u1} = 1,35 \times G + 1,5 \times \max[Q; S] = 7,41 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{u2} = 1,35 \times G + 1,35 \times [Q + S] = 7,18 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \max(P_{u1}; P_{u2}) = 7,41 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 7,41 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2}{6} = 0,33 < 0,4 \rightarrow \text{La dalle travaille selon la petite portée.}$$

$$M_0 = \frac{q_u \times l_x^2}{8} = \frac{7,41 \times 2^2}{8} = 3,7 \text{ KN.m}$$

Le moment en travée est : $M_t = 0,75 \times M_0 = 2,77 \text{ KN.m}$

Le moment en appuis est : $M_a = 0,5 \times M_0 = 1,85 \text{ KN.m}$

- Calcul des armatures en travée :

$$M_t = 2,77 \text{ KN.m}$$

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

$$h = 14 \text{ cm}$$

$$d = 0,9h = 12,6 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0,01 < 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0,014$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,12 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_t}{z \times f_{st}} = 0,66 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec : 5HA6=2,51cm²

Les armatures de répartition sont données par :

$$A_r = \frac{2,51}{4} = 0,627\text{cm}^2$$

On choisit : 4HA8=2,01cm²

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,72\text{cm}^2 < 2,51\text{cm}^2$$

Vérifiée.

- **Calcul des armatures en appui :**

$$M_a = 1,85\text{KN.m}$$

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

$$h = 12,6\text{cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0,008 < 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0,01$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,125\text{m}$$

$$A = \frac{M_a}{z \times f_{st}} = 0,42\text{cm}^2$$

Donc on ferraille avec : 4HA8 = 2,01cm²

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,72\text{cm}^2 < 2,01\text{cm}^2$$

Vérifiée.

- **Espacement des barres :**

$$St_{\parallel x} = \min[(3 \times h), 33] \Rightarrow St_{\parallel x} = 33\text{cm}$$

On a :

$$St_{\parallel x} = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < 33\text{cm}$$

Vérifiée.

$$St_{\parallel y} = \min[(4 \times h_c); 45] \Rightarrow St_{\parallel y} = 40\text{cm}$$

On a:

$$St_{\parallel y} = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < 44\text{cm}$$

Vérifiée.

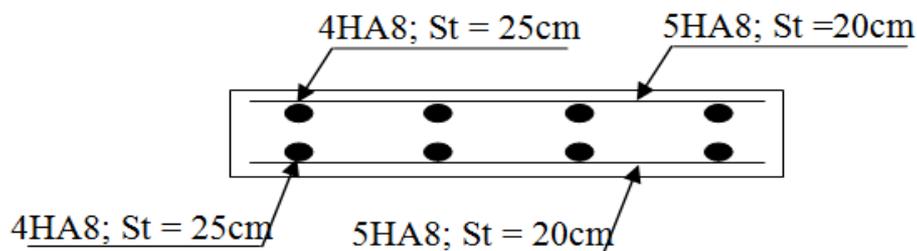
- Vérification de l'effort tranchant :

$$V_x = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{7,41 \times 2}{2} = 7,41\text{KN}$$

$$\tau = \frac{V_x}{b \times d} = \frac{7,41}{1 \times 0,06} \times 10^{-3} = 0,123\text{MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0,05 \times f_{c28} = 1,25\text{MPa} > \tau$$

Vérifiée.



Coupe A-A

Figure V.9 : schéma de ferrailage de la dalle



Chapitre VI :
Etude des
contreventements

VI. Introduction :

Les contreventements sont des pièces qui ont pour objet d'assurer la stabilité de l'ossature en s'opposant à l'action de forces horizontales : vent, freinage des ponts roulants, effets de séismes, chocs etc. ils sont généralement conçus pour garantir le cheminement des charges horizontales jusqu'aux fondations.

Ils sont disposés en toiture, dans le plan des versants « poutres au vent », et en façade « palées de stabilité », et doivent reprendre les efforts horizontaux appliqués sur les pignons que sur les long pans.

VI.1. Les différents types de contreventements :

VI.1.1. Contreventements de toiture : (poutre au vent) :

Les contreventements sont disposés généralement suivants de la toiture comme la montre la figure IV.1. Ils sont placés le plus souvent dans les travées de rive. Leurs diagonales sont généralement des cornières doubles qui sont fixées sur la traverse (ou ferme). Leur rôle principal est de transmettre les efforts du vent du pignon aux fondations.

VI.1.2. Effort du vent sur les pignons :

La transmission des efforts sur le pignon passe successivement du bardage aux lisses, puis aux potelets, puis à la traverse (ferme) du portique de rive. Ce dernier n'étant pas rigide transversalement, il est nécessaire de le stabiliser en construisant un dispositif, tant dans le plan de la toiture (poutre au vent) que dans le plan verticale (palée de stabilité).

VI.1.3. Calcul de la poutre au vent en pignon :

Elle sera calculée comme une poutre à treillis reposant sur deux appuis et soumise aux réactions horizontales supérieures des potelets auxquelles on adjoint l'effort d'entraînement.

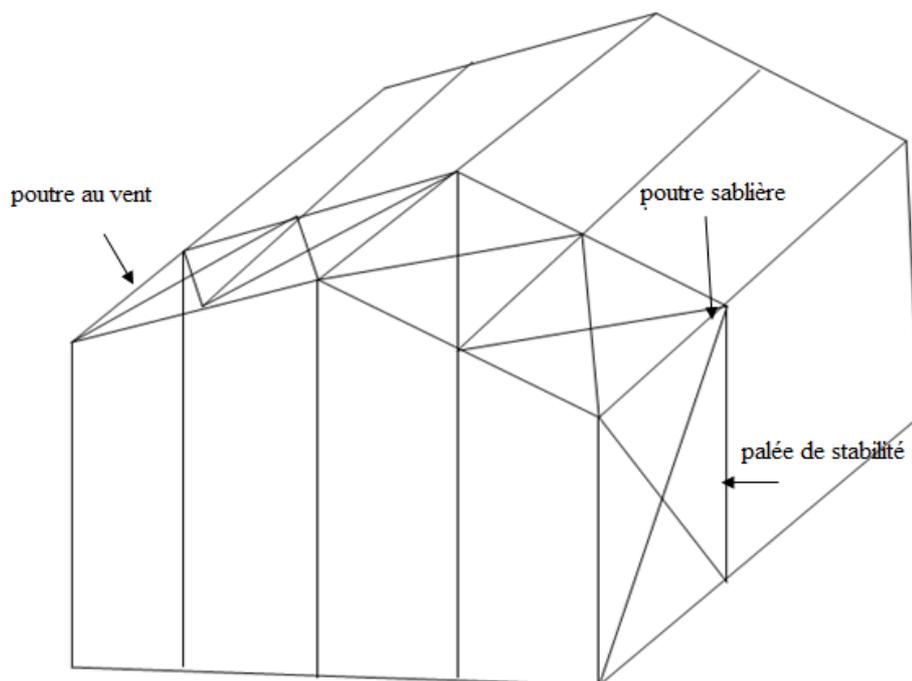


Figure VI.1 : vue en 3D du système de contreventement.

❖ Schéma statique :

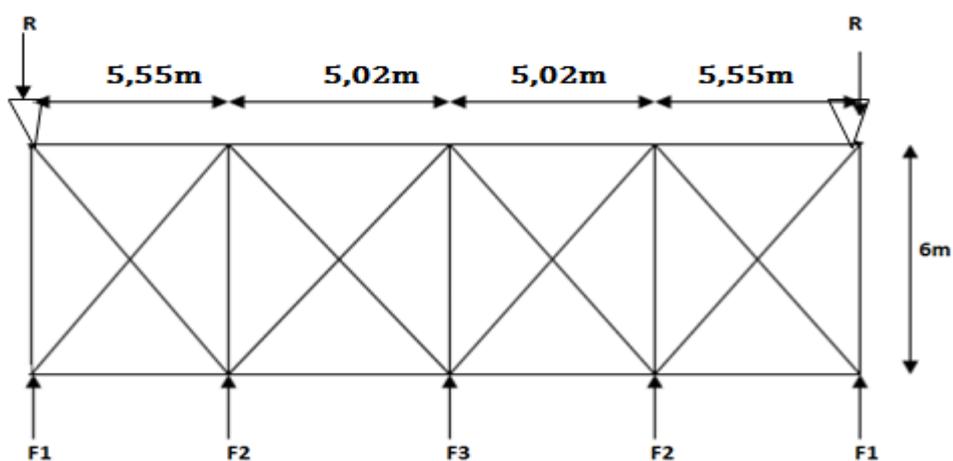


Figure VI.2 : Schéma statique de la poutre au vent.

VI.1.3.1. Dimensionnement de la poutre au vent :

a) Calcul des actions s'exerçant sur cette poutre :

On a:

$$F_{fr} = 0 \text{ KN}$$

$$W_i = 0,932 \text{ KN/m}^2$$

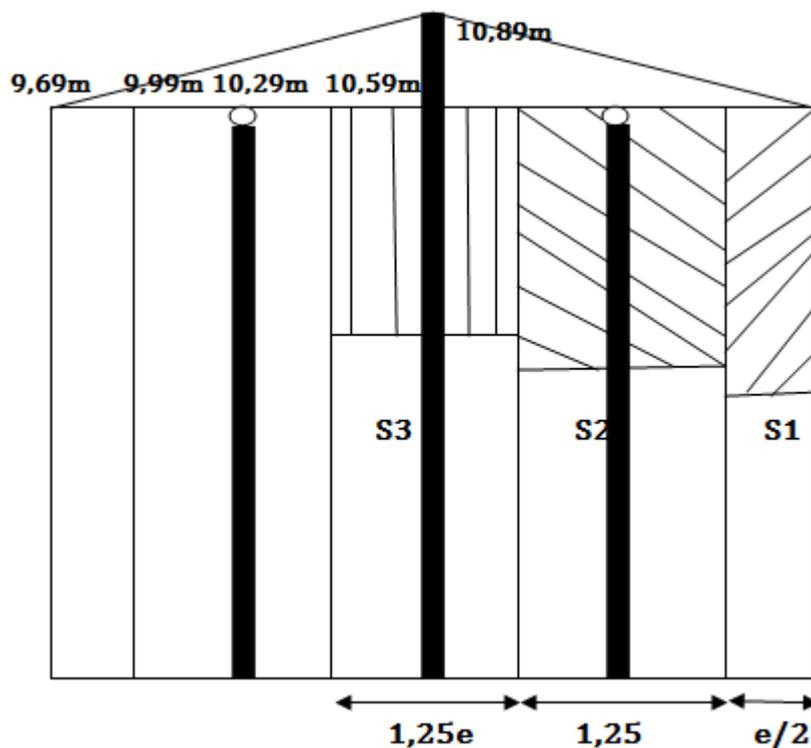


Figure VI.3: représentation des surfaces.

❖ Calcul de S_i :

$$S_1 = \frac{9,63}{2} \times \frac{e}{2} + \frac{1}{2} (9,99 - 9,69) \times \frac{e}{2}$$

$$S_1 = \frac{9,63}{2} \times \frac{5,55}{2} + \frac{1}{2} (9,99 - 9,69) \times \frac{5,55}{2}$$

$$S_1 = 13,77 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 1,25 \times e (9,99 - 5,14) + \frac{1}{2} (1,25 \times e (10,59 - 9,99))$$

$$S_2 = 1,25 \times 5,28 (9,99 - 5,14) + \frac{1}{2} (1,25 \times 5,28 (10,59 - 9,99))$$

$$S_2 = 33,99 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 1,25 \times e(10,59 - 5,44) + \frac{1}{2}(1,25 \times e(10,89 - 10,59))$$

$$S_3 = 1,25 \times 5,02(10,59 - 5,44) + \frac{1}{2}(1,25 \times 5,02(10,89 - 10,59))$$

$$S_3 = 33,25 \text{ m}^2$$

❖ Calcul de F_i :

$$F_1 = 1,5 \cdot W \cdot S_1 = 1,5 \times 0,932 \times 13,77 = 19,25 \text{ KN}$$

$$F_2 = 1,5 \cdot W \cdot S_2 = 1,5 \times 0,932 \times 33,99 = 47,51 \text{ KN}$$

$$F_3 = 1,5 \cdot W \cdot S_3 = 1,5 \times 0,932 \times 33,25 = 46,48 \text{ KN}$$

❖ La réaction à l'appui :

$$R = F_1 + F_2 + \frac{F_3}{2} = 19,25 + 47,51 + \frac{46,48}{2}$$

$$R = 90 \text{ KN}$$

En négligeant les diagonales comprimées, le système devient isostatique :

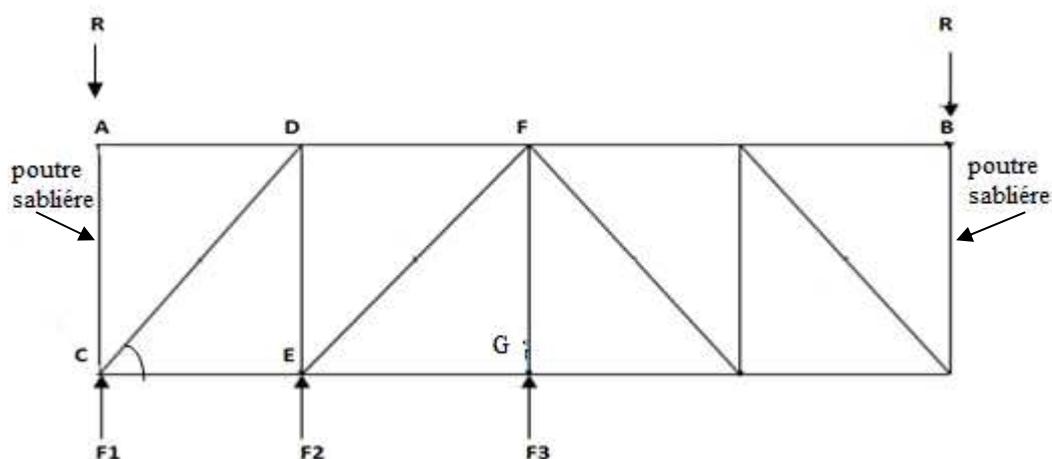


Figure VI.4 : Schéma statique explicatif.

On applique la méthode des nœuds pour trouver les efforts internes.

- **Equilibre du nœud A :**

$$\sum F_H = 0 \implies N_{AD} = 0 \text{ KN}$$

$$\sum F_V = 0 \implies N_{AC} = -R = -90 \text{ KN}$$

$$N_{AC} = -90 \text{ KN (compression)}$$

- **Equilibre du nœud C :**

$$\sum F_H = 0 \implies N_{CD} \cos \alpha = N_{CE}$$

$$\sum F_V = 0 \implies F_1 + N_{CD} \sin \alpha = N_{AC}$$

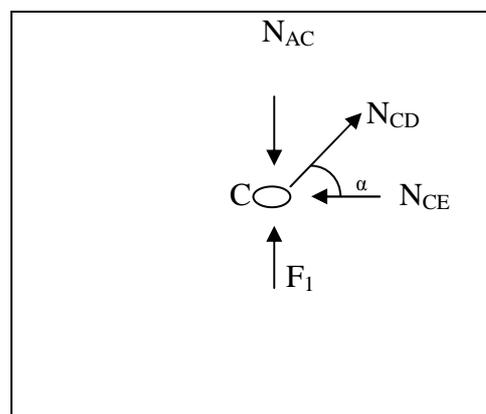
$$N_{CD} = \frac{N_{AC} - F_1}{\sin \alpha}$$

$$\operatorname{tng} \alpha = \frac{6}{5,55} = 47,23^\circ$$

$$N_{CD} = \frac{90 - 19,25}{\sin 47,23} = 96,37 \text{ KN}$$

$$N_{CD} = 96,37 \text{ KN}$$

$$N_{CE} = 65,44 \text{ KN}$$



- **Equilibre du nœud D :**

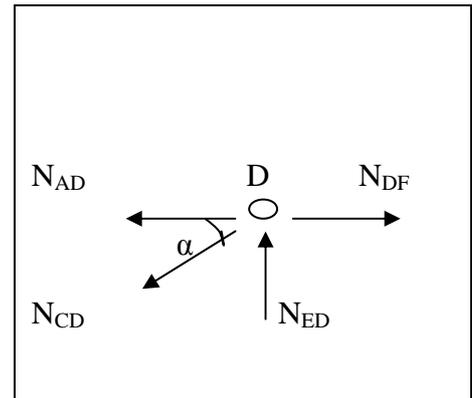
$$\sum F_H = 0 \implies N_{AD} + N_{CD} \cos \alpha = N_{DF}$$

$$\sum F_V = 0 \implies N_{ED} = N_{CD} \sin \alpha$$

$$N_{DF} = 0 + 96,37 \times \cos 47,23$$

$$N_{DF} = 65,44 \text{ KN}$$

$$N_{ED} = 70,74 \text{ KN}$$



- **Equilibre du nœud E :**

$$\sum F_H = 0 \implies N_{EF} \cos \alpha = N_{EG}$$

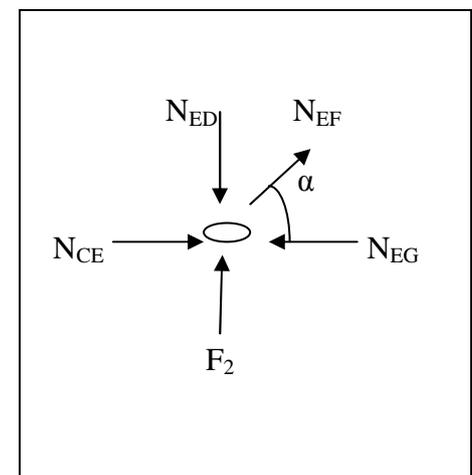
$$\sum F_V = 0 \implies F_2 + N_{EF} \sin \alpha = N_{ED}$$

$$N_{EF} = \frac{N_{ED} - F_2}{\sin \alpha} = \frac{70,74 - 47,51}{\sin 47,23} = 31,64 \text{ KN}$$

$$N_{EF} = 31,64 \text{ KN}$$

$$N_{EG} = 31,64 \cos 47,23 = 21,48 \text{ KN}$$

$$N_{EG} = 21,48 \text{ KN}$$



La barre la plus sollicitée

$$N_{CD} = 96,37 \text{ KN}$$

b) Dimensionnement de la barre tendue :

- **On section brute :**

$$N_{Tsd} \leq \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \rightarrow A \geq \frac{N_{Tsd} \times \gamma_{m0}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{96,37 \times 1}{23,5} = 4,10 \text{ cm}^2$$

$$A \geq 4,10 \text{ cm}^2$$

Soit une cornière de section (70×70×7) $A = 9,40 \text{ cm}^2$

- **On section Nette :**

$$A_{nette} = A_1 + \xi A_2$$

$$A_1 = (9,40 \times 0,7) - (1,6 \times 0,7) = 5,46 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = (9,40 - 0,6) \times 0,6 = 5,28 \text{ cm}^2$$

$$\xi = \frac{3 \times 5,46}{3 \times 5,28 + 5,46} = 0,76$$

$$A_{nette} = 5,46 + 0,76 \times 5,28$$

$$A_{nette} = 9,47 \text{ cm}^2$$

- c) **Vérification à la résistance ultime de la section :**

$$N_{sd} \leq N_{uRd}$$

$$N_{uRd} = \frac{0,9 \cdot A_{nette} \cdot f_u}{\gamma_{m2}}$$

$$N_{uRd} = \frac{0,9 \times 3,86 \times 36}{1,25} = 245,46 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 96,37 \text{ KN} < N_{uRd} = 245,46 \text{ KN}$$

Vérifiée.

Donc la cornière **L (70×70×7)** convient pour les diagonales de la poutre au vent.

VI.1.3.2. Dimensionnement de la palée de stabilité en long pans :

Les palées de stabilités devant reprendre les efforts du vent sur le pignon transmis par le contreventement des versants (poutre au vent). On ne fait travailler que les diagonales tendues, comme dans le cas de la poutre au vent.

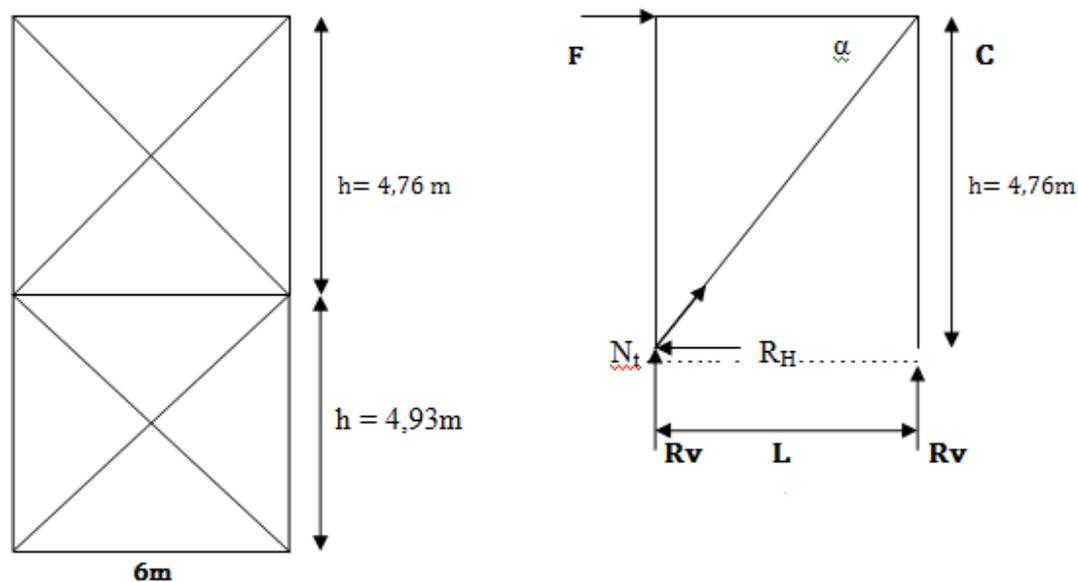


Figure VI.5 : Schéma statique de la palée de stabilité en long pan.

$$F = R_A$$

R_A : réaction d'appuis de la poutre au vent $F = 90$ KN

$$R_v = \frac{F}{\cos\alpha}$$

$$R_H = -F$$

$$N_t = \frac{F}{\cos\alpha}$$

$$\begin{cases} h = 4,76 \text{ m} \\ L = 6\text{m} \end{cases}$$

$$\text{tg}\theta = \frac{4,76}{6} = 0,79$$

$$\theta = \text{acctg}0,79 = 38,31^\circ$$

$$\begin{cases} R_v = \frac{90 \times 4,76}{6} = 71,4\text{KN} \\ R_H = -90\text{KN} \end{cases}$$

$$N_t = \frac{90}{\cos 38,31} = 114,69 \text{ KN}$$

a) Dimensionnement de la diagonal:

- **On section brute A:**

$$N_{Tsd} \leq \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \quad A \geq \frac{N_{Tsd} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{114,69 \times 1}{23,5}$$

$$A = 4,88 \text{ cm}^2$$

On adopte une cornière L (70×70×7) A = 9,40 cm²

- **On section Nette :**

$$A_{nette} = A_1 + \xi A_2$$

$$A_1 = (9,40 \times 0,7) - (1,6 \times 0,7) = 5,46 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = (9,40 - 0,6) \times 0,6 = 5,28 \text{ cm}^2$$

$$\xi = \frac{3 \times 5,46}{3 \times 5,28 + 5,46} = 0,76$$

$$A_{nette} = 5,46 + 0,76 \times 5,28$$

$$A_{nette} = 9,47 \text{ cm}^2$$

b) Vérification à la résistance ultime de la section :

$$N_{Sd} \leq N_{uRd}$$

$$N_{uRd} = \frac{0,9 \cdot A_{nette} \cdot f_u}{\gamma_{m2}}$$

$$N_{uRd} = \frac{0,9 \times 9,47 \times 36}{1,25} = 245,46 \text{ KN}$$

$$N_{Sd} = 114,69 \text{ KN} < N_{uRd} = 245,46 \text{ KN}$$

Vérifiée.

Donc la cornière L (70×70×7) convient pour les diagonales de la palée de stabilité.

VI.4. Calcul de la poutre sablière :

VI.4.1.Introduction :

La poutre sablière est considérée comme une barre de contreventement verticale, donc elle est soumise à un effort horizontal et son propre poids, d'où la vérification va se faire en flexion composée.

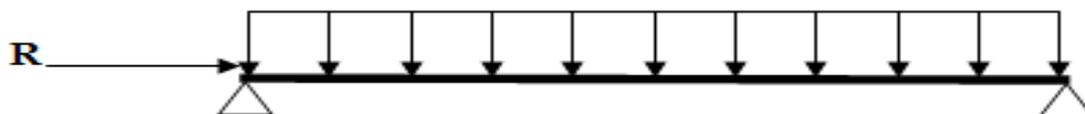


Figure VI.6 : effort sur la poutre sablière.

VI.4.2.Pré-dimensionnement de la poutre sablière :

La poutre sablière du portique longitudinal intermédiaire reçoit la réaction de la poutre au vent de pignon calculé précédemment.

$$N_{sd} = R_A = 90 \text{ KN}$$

Donc :

Les poutres sablières qui sont des poutres de rive, travaillent simultanément à la flexion déviée sous l'action des verticaux pavements de la toiture et la compression sous l'action de l'effort à la traction de la poutre au vent.

$$F_1 = 19,25 \text{ KN}$$

$$R = 90 \text{ KN}$$

$$N^{\max} = R - F = 70,75 \text{ KN}$$

$$N_{pl} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \geq N^{\max} \Rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{70,75 \times 1}{23,5} = 3,02 \text{ cm}^2$$

On adopte un **HEA120**, $A = 25,3 \text{ cm}^2$

❖ Vérification de l'élément aux instabilités :

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

Flexion composée avec risque de flambement

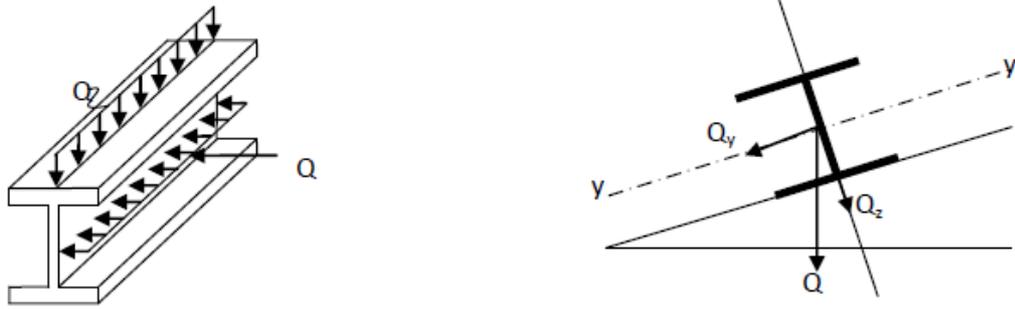


Figure VI.7 : la poutre sablière.

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times N_{pl,rd}} + \frac{k_y \times M_{y,sd}}{M_{ply,rd}} \leq 1$$

❖ **Calcul du coefficient de réduction minimal pour le flambement χ_{min} :**

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

Flambement par rapport à l'axe y-y (hors plan du portique) :

α : Facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée, donné par le **tableau 5.5.2 de l'Euro code3**.

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{600}{4,89} = 122,69$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{122,69}{93,9} = 1,3$$

❖ **Courbe de flambement :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{114}{120} = 0,95 < 1,2 \\ t_f = 8\text{mm} < 100 \\ \text{Axe de flambement } y - y \end{array} \right\} \rightarrow \text{la courbe } b$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{la courbe } b \\ \bar{\lambda}_y = 1,3 \end{array} \right\} \Rightarrow \chi_y = 0,4269$$

❖ **Calcul de coefficient k :**

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2\beta_{M,y} - 4) + \left(\frac{w_{ply} - w_{ely}}{w_{ely}} \right)$$

$$\mu_y = 1,3 \times (2 \times 1,3 - 4) + \left(\frac{119,5 - 106,3}{106,3} \right) = -1,67$$

Avec : $\mu_y \leq 0,9$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} = 1 - \frac{1,67 \times 70,75}{0,42 \times 25,3 \times 23,5} = 0,527 < 1,5$$

Vérifier.

$$N_{sd} = 90 \text{ KN}$$

$$M_{y,sd} = \frac{G \times L^2}{8} = \frac{0,199 \times 6^2}{8} = 0,895 \text{ KN.m}$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{25,3 \times 23,5}{1,1} = 540,5 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply,rd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{119,5 \cdot 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1,1} = 25,52 \text{ KN.m}$$

❖ **Vérification au flambement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times N_{pl,rd}} + \frac{k_y \times M_{y,sd}}{M_{ply,rd}} \leq 1$$

$$\frac{90}{0,42 \times 540,5} + \frac{0,52 \times 0,895}{25,52} = 0,41 < 1$$

Vérifier.

Donc **HEA120** convient pour la poutre sablière.



Chapitre VII :
Etude des poteaux

VII. Pré-dimensionnement des poteaux

VII.1.Introduction :

Les poteaux sont des éléments verticaux et rectilignes destinés à résister des charges axiales de compression. On les utilise pour supporter les planchers, les toitures,... Ils permettent aussi de transmettre les actions gravitaires (poids propre, charges permanentes, charges de neige et les charges d'exploitations) jusqu'aux fondations.

Les poteaux seront pré dimensionné à L'ELU en compression simple.

Le pré dimensionnement se fera selon la formule suivante :

$$N_{max} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_0}}$$

Avec :

N_{max} : Effort normal de compression déterminé par la descente de charges.

A : Section du poteau.

f_y : Limite d'élasticité de l'acier.

γ_{M_0} : Coefficient partiel de sécurité.

VII.2.Détermination de N_{max} par la descente de charges :

Le poteau le plus sollicité est le poteau intermédiaire:

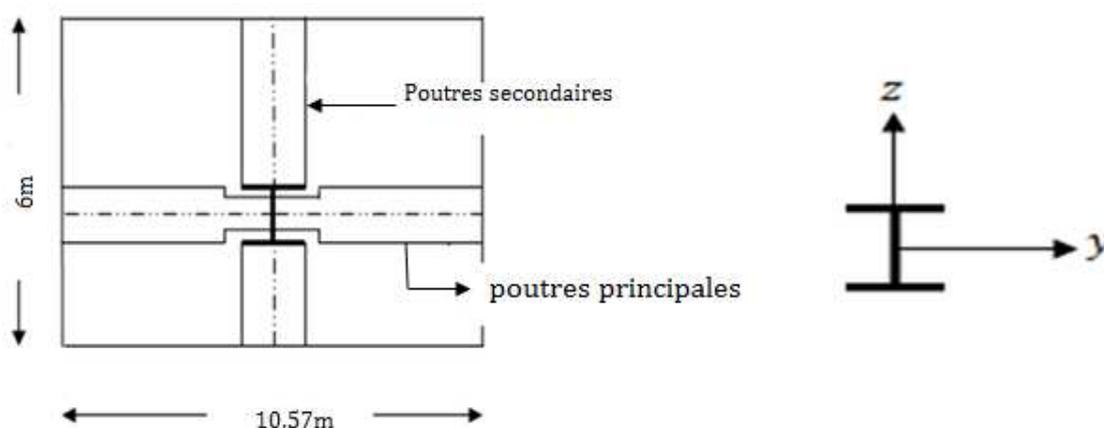


Figure VII.1: vue de poteau intermédiaire sur le plan.

VII.2.1. Poteau intermédiaire :

- **Poids propre des pannes IPE160.**

$$0,158 \times 12 \times 6 = 11,376KN$$

- **Poids propre de la couverture.**

$$0,14 \times [6 \times 10,57] = 8,87KN$$

- **Surcharges de fond plafond.**

$$0,09 \times [6 \times 10,57] = 5,70KN$$

- **Surcharges de neige.**

$$0,792 \times [6 \times 10,57] = 50,22KN$$

- **Poids du plancher.**

$$3,82 \times [6 \times 10,57] = 242,26KN$$

- **Poids de la poutre principale (Sommier) IPE 360.**

$$0,571 \times 10,57 = 6,035KN$$

- **Poids propre de la solive IPE 220.**

$$0,262 \times 5 \times 6 = 7,86KN$$

- **Poids propre de la poutre secondaire IPE300.**

$$0,422 \times 6 = 2,532KN$$

- **Surcharges d'exploitation.**

$$6 \times [1,5 \times 10,57] = 95,13KN$$

$$\Rightarrow \begin{cases} N_G = 278,93KN \\ N_Q = 100,83KN \\ N_S = 50,22KN \end{cases}$$

VII.2.2. Pré dimensionnement :

L'effort est donné par le maximum des deux combinaisons suivantes :

$$N_1 = 1,35 \times N_{G \text{ étage}} + 1,35 \times (N_{Q \text{ étage}} + N_{S \text{ étage}}) = 580,47KN$$

$$N_2 = 1,35 \times N_{G \text{ étage}} + 1,5 \times \max(N_{Q \text{ étage}}; N_{S \text{ étage}}) = 527,80KN$$

$$N_{\max} = 580,47KN$$

- N_{max} Doit vérifier la condition suivante :

$$N_{max} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_0}} \Rightarrow A = \frac{N_{max} \times \gamma_{M_0}}{f_y} = \frac{580,47 \times 1,1 \times 10}{23,5} = 27,17 \text{ cm}^2$$

On prend un **HEA240** avec : $A = 76,8 \text{ cm}^2$

CCM97 ; Article 5.4.4

VII.3. Vérification au flambement :

- Classe de la section :

$$\text{On a : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

- Vérification de la semelle (comprimée) :

$$\frac{b_f}{2 \times t_f} \leq 10 \times \varepsilon \Rightarrow \frac{240}{2 \times 12} \leq 10 \times 1 \Rightarrow 10 = 10 \rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

- Vérification de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \times \varepsilon \Rightarrow \frac{164}{7,5} \leq 72 \times 1 \Rightarrow 21,86 \leq 72 \rightarrow \text{âme de classe 1}$$

Donc la section est de classe 1

- Calcul de l'élançement réduit $\bar{\lambda}_i$:

$$\bar{\lambda}_i = \left(\frac{\lambda_i}{\lambda_1} \right) \times \beta_A^{0,5}$$

$\beta_A = 1 \rightarrow$ Pour les sections de classe 1 et 2

$$\lambda_k = \pi \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \times \varepsilon = 93,9 \times \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 93,9 \times \sqrt{\frac{235}{235}} = 93,9$$

$l_f = l = 476 \text{ cm}$ (Poteau bi articulé).

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{0,7 \times 476}{10,05} = 33,15 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,9} = 0,35 > 0,2$$

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{0,7 \times 476}{6} = 55,53 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93,9} = 0,59 > 0,2$$

Donc, il ya lieu de tenir compte du risque de flambement autour de Z - Z et Y-Y.

[CCM97 ; Article 5.5.1.2]

Le choix de la courbe de flambement se fait par :

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{230}{240} = 0,95 < 1,2 \\ t_f = 12 \text{ mm} \leq 40 \text{ mm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Y - Y \Rightarrow \text{Courbe } b \Rightarrow \alpha = 0,34 \Rightarrow \chi_y = 0,945 \\ Z - Z \Rightarrow \text{Courbe } c \Rightarrow \alpha = 0,49 \Rightarrow \chi_z = 0,814 \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_{brd,y} = \frac{\chi_y \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{0,945 \times 1 \times 76,8 \times 235}{10 \times 1} = 1705,53 \text{ KN} \\ N_{brd,z} = \frac{\chi_z \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{0,814 \times 1 \times 76,8 \times 235}{10 \times 1} = 1469,10 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_{brd,y} = 1705,53 \text{ KN} \\ N_{brd,z} = 1469,10 \text{ KN} \end{cases}$$

$$N'_{max} = N_{max} + (G_{profilé} \times H_{poteau}) = 580,47 + (0,603 \times 4,76) = 583,34 \text{ KN}$$

Il faut que :

$$\begin{cases} N'_{max} = 583,34 \text{ KN} \leq N_{brd,y} = 1705,53 \text{ KN} \\ N'_{max} = 583,34 \text{ KN} \leq N_{brd,z} = 1469,10 \text{ KN} \end{cases} \quad \begin{array}{l} \text{Vérfiée.} \\ \text{Vérfiée.} \end{array}$$

La condition est vérifiée, donc le profilé **HEA240** convient.



Chapitre VIII :
Etude sismique

VIII.1.Introduction

Malgré les progrès effectués par le génie parasismique depuis plusieurs décennies, le nombre des victimes des tremblements de terre ne cesse de croître dans le monde. De ce constat accablant, pour les ingénieurs de génie civil, l'étude du comportement de la construction, sous l'action dynamique, est devenue plus que nécessaire.

La principale cause des dommages dans une structure durant un séisme est sa réponse au mouvement appliqué à sa base suite au mouvement transmis à son sol d'assise. Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliqués pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure.

Quand on considère une analyse de structure sous un chargement dynamique, le terme dynamique 'signifie une variation dans le temps', ceci rend l'étude plus compliquée voire impossible quand il s'agit d'une structure élevée avec un nombre infini de degrés de liberté.

Pour cela les ingénieurs essayent de simplifier les calculs, en considérant non pas la structure réelle mais un modèle simple qui doit être le plus proche possible de la réalité.

Pour modéliser une structure, plusieurs méthodes sont utilisées parmi lesquelles :

- **Modélisation en masse concentrée** : dans ce modèle les masses sont concentrées au niveau de chaque plancher formant ainsi un pendule multiple, c'est un modèle simple mais qui a des limitations (discontinuité dans le système structurel, irrégularités).
- **Modélisation en éléments finis** : dans ce cas la structure est décomposée en plusieurs éléments, on d'interpolations on balaie tout l'élément puis toute la structure.

L'analyse de structure sera faite par le logiciel Robot structure qui est basé sur la méthode des éléments finis.

VII.2.Description de ROBOT

Le logiciel Robot est un progiciel **CAO/DAO** destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. **Robot** permet de modéliser les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure ; la dernière étape gérée par **Robot** est la création de la documentation pour la structure calculée.

Les caractéristiques principales du progiciel **Robot** sont les suivantes :

- La définition de la structure réalisée en mode entièrement graphique dans l'éditeur conçu à cet effet (vous pouvez aussi ouvrir un fichier, p. ex. au format **DXF** et importer la géométrie d'une structure définie dans un autre logiciel **CAO/DAO**).
- La possibilité de présentation graphique de la structure étudiée et de représentation à l'écran des différents types de résultats de ouvertures etc.).

- La possibilité de calculer (dimensionner) une structure et d'en étudier simultanément une autre (architecture multithread).
- La possibilité d'effectuer l'analyse statique et dynamique de la structure,
- La possibilité de composer librement les impressions (notes de calcul, captures d'écran, composition de l'impression, copie des objets vers d'autres logiciels).
- La possibilité d'affecter le type de barres lors de la définition du modèle de la structure et non pas seulement dans les modules métier (très utile pour accélérer le dimensionnement).

Le logiciel **Robot** regroupe plusieurs modèles de structure, calcul de la structure, dimensionnement). Les modules fonctionnent dans le même environnement.

VIII.3. Analyse de la structure

VIII.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 chargement.

- ✓ **Les chargements statiques :**
 - Poids propre de la structure.
 - Les effets dus aux actions climatiques.
- ✓ **Les chargements dynamiques :**
 - Les effets sismiques.

VIII.3.2. Méthodes de calcul

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le « **RPA99 version 2003** ». Ce dernier propose trois méthodes de calcul dont les conditions d'application différent et cela selon le type de structure à étudier, le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure doivent avoir pour objectif de reproduire au mieux le comportement réel de l'ouvrage. Ces méthodes sont les suivantes :

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode d'analyse modale spectrale.
3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

VIII.3.2.1. Méthode statique équivalente

La méthode de calcul la plus employée pour le calcul dynamique des structures, est celle basé sur l'utilisation des spectres de reponse. Mais comme le **RPA99 version 2003** préconise, que l'effort tranchant dynamique soit supérieure à **80 %** de l'effort tranchant statique, donc on calcul l'effort tranchant statique par la méthode statique équivalent.

a. Principe de la méthode :

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

b. Calcul de la force sismique totale :

D'après l'Art 4.2.3 de RPA 99 version 2003, la force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions, horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad \text{RPA99/2003 (4.1.Art.4.2.3)}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) de RPA99 version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment dans notre cas, on a :

- ✓ Groupe d'usage : 1B (h= 10.89 m < 17 m)
 - ✓ Zone sismique : IIa
- ⇒ A = 0.20

D : facteur d'amplification dynamique moyen il est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (**T**).

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (4.2.Art.4.2.3)}$$

Avec :

T_1, T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du RPA99 version 2003.

Dans notre cas : site (S3) → T_1 (sec) = 0.15s ; T_2 (sec) = 0.50 s

(η) : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$(\eta) = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7 \quad \text{RPA99/2003 (4.3.Art.4.2.3)}$$

ξ (%) : Est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ : Est le donnée par le tableau **4.2 du RPA99 V2003** :

Nous avons une structure en portiques acier (léger), donc : $\xi = 4\%$

D'où :

$$(\eta) = \sqrt{\frac{7}{2+4}} = \mathbf{1.080} > \mathbf{0.7} \quad \text{vérifier.}$$

Estimation de la période fondamentale de la structure :

La valeur de la période fondamentale (**T**) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser est donnée par le **RPA99 version 2003** est suivante :

$$\mathbf{T} = \mathbf{C_T} \times \mathbf{h_N}^{3/4} \quad \text{RPA99/2003 (4.6.Art.4.2.4)}$$

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (**N**), dans notre cas : ($h_N = 10.89$ m).

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et est donné par le **tableau 4.6 du RPA99/2003**.

Portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie.

D'où : $C_T = 0.085$.

Donc : $T = T = 0.085 \times (10.89)^{3/4} = 0.51$ s

Pour notre cas, on peut utiliser la formule suivante :

$$\mathbf{T} = \mathbf{0.09} \times \frac{\mathbf{h_N}}{\sqrt{\mathbf{D}}} \quad \text{RPA99/2003 (4.7.Art.4.2.4)}$$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

- Sens transversale : $D_x = 21.15$ m
- Sens longitudinale : $D_y = 34.30$ m

D'après le **RPA99/version 2003**, il faut utiliser la plus petite valeur des périodes obtenues dans chaque direction.

$$T_x = 0.09 \times \frac{10.89}{\sqrt{21.15}} = 0.21 \text{ s}$$

$$T_x = \min (T ; T_x) = \min(0.51 \text{ s} ; 0.21 \text{ s}) = \mathbf{0.21 \text{ s}}$$

$$T_y = 0.09 \times \frac{10.89}{\sqrt{34.30}} = 0.17 \text{ s}$$

$$T_y = \min(T; T_y) = \min(0.51s ; 0.17s) = \mathbf{0.17s}$$

T_x et T_y sont inférieure à $T_2 = 0.50s$.

Donc la valeur du facteur d'amplification dynamique moyen est égale :

$$D_{x,y} = 2.5\eta = 2.5 \times 1.080 = \mathbf{2.7}$$

R : coefficient de comportement global de la structure sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 du RPA99/2003 en fonctions du système de contreventement.

En cas d'utilisation de systèmes de contreventement différents dans les deux directions considérées il ya lieu d'adopter pour le coefficient **R** la valeur la plus petite.

Dans notre cas on a : portiques auto stables ductile.(bâtiment de hauteur qui dépassent pas 17m §8 RPA99 version 2003).

On prend : **R = 4**.

Tabl.4.3RPA99.version 2003

Q : facteur de qualité :

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- La régularité en plan et en élévation
- La qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule :

RPA99/2003 (4.4.Art.4.2.3)

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

Critère de qualité 'q'	$P_{q(x)}$	$P_{q(y)}$
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0
2. Redondance en plan	0,05	0,05
3. Régularité en plan	0	0
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0
$\sum_1^6 P_q$	0,1	0,1

Tableau VIII.1 : Pénalité de vérification selon le RPA99V2003.

$$Q_x = 1 + 0.1 = 1,1$$

$$Q_y = 1 + 0.1 = 1,1$$

W : poids total de la structure.

$$W = \sum W_i$$

Avec :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Charges permanentes et à 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 et donné par le tableau 4.5 du « RPA99 version 2003 ».

Dans notre cas $\beta = 0,4$ (salle recevant du public temporairement, salle des fêtes).

$W = 6147,12 \text{ KN}$ (donnée par ROBOT)

$$\text{On a: } V = \frac{A \times D \times Q}{R} \cdot W$$

$$\text{Donc : } V_x = \frac{0,2 \times 2,7 \times 1,1}{4} \times 6147,12 = 912,84 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{0,2 \times 2,7 \times 1,1}{4} \times 6147,12 = 912,84 \text{ KN}$$

c. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

F_t : Force concentrée au sommet de la structure qui permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration qui sera prise égale à 0.

$$F_i = \frac{(V - F_t) \times W_i \times h_i}{\sum_{i=0}^n W_j \times h_j}$$

F_t : Effort horizontal revenant à chaque niveau i .

h_i : Niveau du plancher où s'exerce la force F_i .

W_i, W_j : Poids revenant aux plancher quelconque.

On a: $T = 0,51 \text{ s} < 0,7 \text{ s} \Rightarrow F_t = 0 \text{ KN}$

Niv	h_i (m)	$W_i \times h_i$	$\sum W_j \times h_j$	F_{ix} (KN)	F_{iy} (KN)	V_x (KN)	V_y (KN)
RDC	5,10	12875,61	13838,69	849,31	849,31	849,31	849,31
1	9,69	963,08		63,52	63,52	63,52	63,52

Tableau VIII.2: Distribution de la force sismique sur les différents niveaux.

VIII.3.2.2. Principe de la méthode spectrale :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

VIII.3.2.3. Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul **RPA99V2003** :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_1 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3s \end{cases}$$

Avec les coefficients A, η , R, T_1 , T_2 , Q : sont déjà déterminés.

$$Q = 1.1 \quad A = 0,20 \quad \eta = 1,080 \quad T_1 = 0,15s \quad T_2 = 0.50s$$

a. Nombre de modes de vibrations à considérer :

Selon le **RPA99/V2003**, le nombre de modes de vibration à retenir doit être tel que :

- La somme des masse modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois [03] dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes [K] à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0.2s$$

Ou : N est le nombre de niveau au dessus du sol et T_K la période du mode K .

b. Résultats de calcul :

❖ Schématisation du spectre de réponse suivant X et Y :

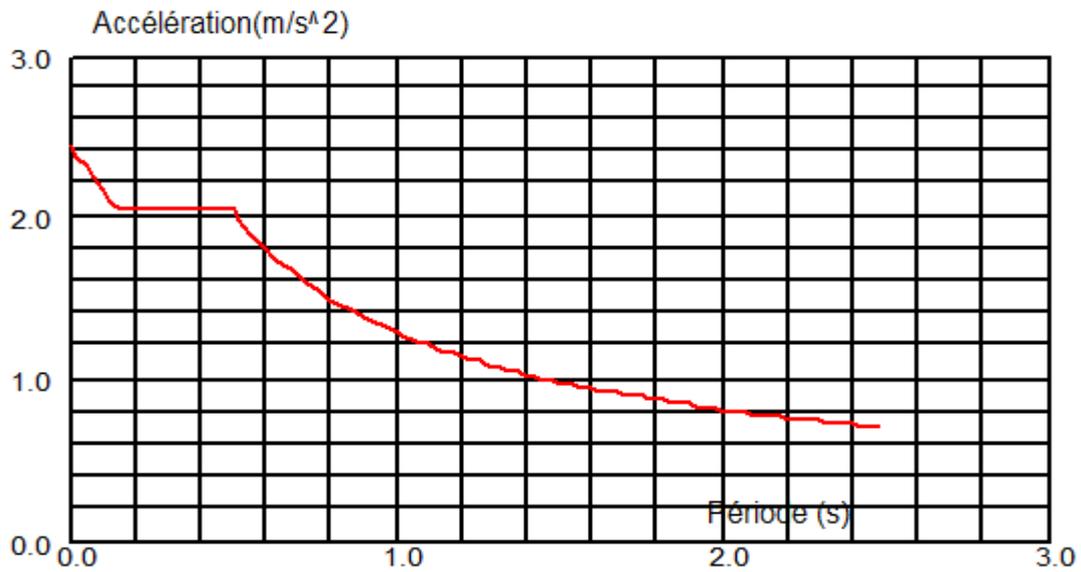


Figure VIII.1 : Schéma du spectre de réponse suivant X.

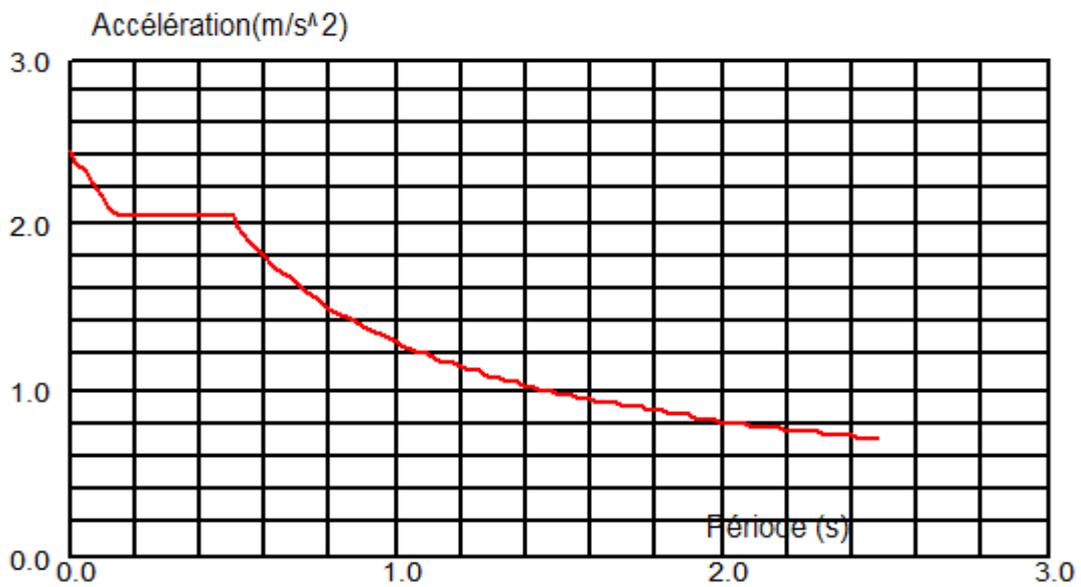


Figure VIII.2 : Schéma du spectre de réponse suivant Y.

1. Pourcentage de participation de mass :

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
6/ 1	0,67	61,82	8,21	614712,74	614712,74
6/ 2	0,67	67,84	93,11	614712,74	614712,74
6/ 3	0,50	96,29	93,11	614712,74	614712,74
6/ 4	0,43	96,29	97,62	614712,74	614712,74
6/ 5	0,34	96,29	97,62	614712,74	614712,74
6/ 6	0,34	96,29	97,62	614712,74	614712,74
6/ 7	0,33	96,29	97,62	614712,74	614712,74
6/ 8	0,33	96,29	97,62	614712,74	614712,74
6/ 9	0,33	96,29	97,62	614712,74	614712,74
6/ 10	0,33	96,29	97,62	614712,74	614712,74
6/ 11	0,30	96,30	97,62	614712,74	614712,74
6/ 12	0,24	96,75	97,62	614712,74	614712,74

Tableau VIII.3 : Pourcentage de participation de masse.

Mode01: Translation suivant X-X, période $T=0.67s$, taux de participation de la masse 61,82 %.

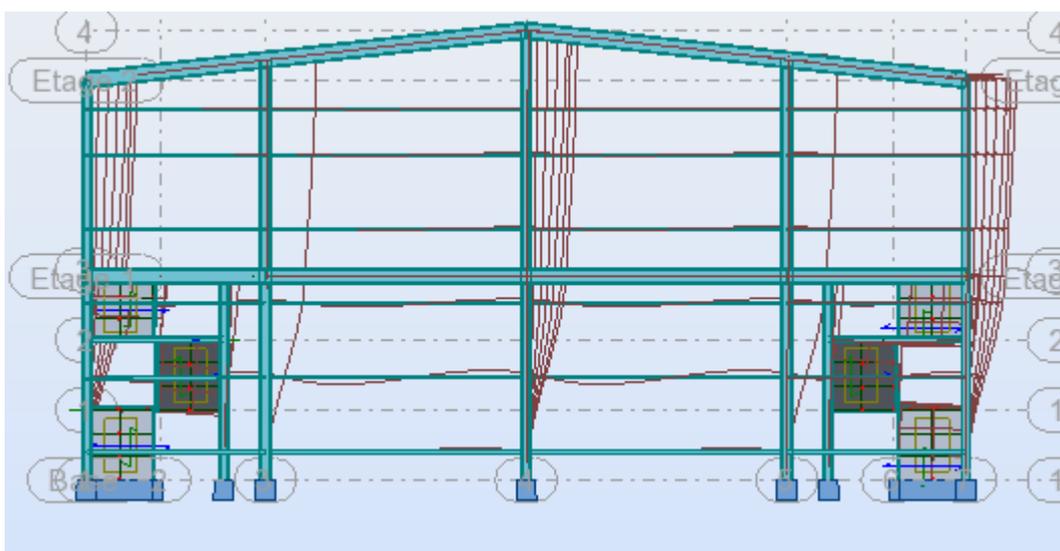


Figure VIII.3 : Mode de déformation (01).

Mode 02 : Translation suivant Y-Y, période $T=0.67s$, taux de participation de la masse **93,11%**.

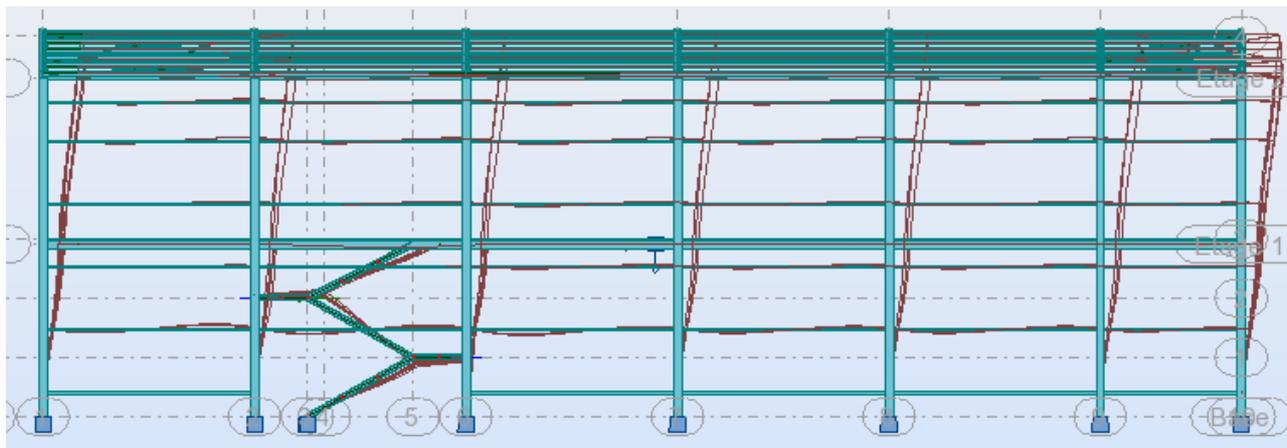


Figure VIII.4 : Mode de déformation (02).

Mode 03 : Rotation suivant Z-Z, période $T= 0,50s$.

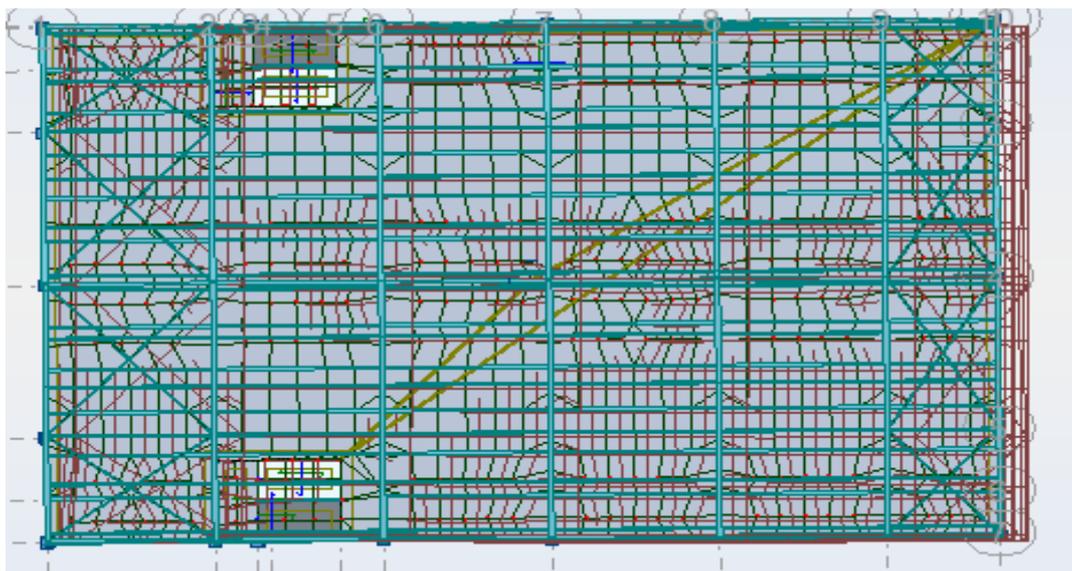


Figure VIII.5 : Mode de déformation (03).

c. Analyse des résultats :

Il y a lieu de constater que la structure présente des translations suivant les deux directions horizontales et une rotation autour de l'axe verticale.

❖ Les combinaisons de calcul :

Notation :

G : Poids propre.

Q : Charge d'exploitation.

N : Action de la neige.

W : Action du vent.

E : Action sismique.

- Ex : Action sismique suivant l'axe X-X.
- Ey : Action sismique suivant l'axe Y-Y.

Les combinaisons de calcul adoptées selon les règlements en vigueur sont données dans le tableau suivant :

Combinaisons à l'état limite ultime	Combinaisons à l'état limite de service	Combinaisons Accidentelles suivant X-X et Y-Y
1.35G+1.5Q	G+Q	G+Q+Ex
1.35G+1.5S	G+S	G+Q+1.2Ex
1.35(G+Q+W1)	G+W1	0.8G+Ex
1.35(G+Q+W2)	G+W2	0.8G-Ex
1.35(G+Q+S)	G+0.9(Q+S)	G+Q+Ey
G+1.5W1	G+0.9(Q+W1)	G+Q-Ey
G+1.5W2	G+0.9(Q+W2)	0.8G+Ey
		0.8G-Ey

Tableau VIII.4: Combinaisons de calcul.

d. Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon l'article 4.3.6 du RPA99, la résultante des forces sismiques à la base obtenue par la combinaison des valeurs modales doit être supérieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

Forces sismiques	V statique (KN)	0.8V statique (KN)	V dynamique (KN)	Observation
Sens X-X	912,84	730,27	882,56	vérifiée
Sens Y-Y	912,84	730,27	1009,44	vérifiée

Tableau VIII.5 : Vérification de l'effort sismique à la base.

VIII.3.2.4. Vérification des déplacements :**1^{er} Cas : situation durable :**

Les déplacements sont limités à :

❖ **Déplacement horizontal:**

$$\begin{cases} \frac{h}{150} \text{ sans charge du vent} \\ \frac{h}{125} \text{ avec charge du vent} \end{cases} \quad \text{EC3 Art 4.2.2(1) I}$$

Ou h: hauteur du Poteau.

❖ **Déplacement vertical:**

$$\frac{L}{200} \quad L: \text{longueur de la travée} \quad \text{EC3 tab 4.1}$$

	Combinaisons		Déplacements max (cm)	
	Avec le vent	Sans le vent	Avec le vent	Sans le vent
Suivant X	1,35(G+Q+W1)	1,35(G+Q+S)	1,4	0,8
Suivant Y	1,35(G+Q+W1)	1,35(G+Q+S)	7	0,8
Suivant Z	1,35(G+Q+W2)	1,35(G+Q+S)	0,8	0,5

Tableau VIII. 6 : Déplacement max en situation durable.

$$\begin{cases} \frac{1089}{150} = 7,26cm \\ \frac{1089}{125} = 8,7cm \\ \frac{3430}{200} = 17,15cm \end{cases}$$

On constate que les déplacements suivant les trois directions sont inférieurs aux déplacements admissibles.

2^{ème} Cas : situation accidentelle :

On doit vérifier que :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1} < \Delta$$

Avec :

Δ : Le déplacement admissible, il est donné par la relation suivante :

$$\Delta = \frac{h}{100} \rightarrow h : \text{hauteur de l'étage.}$$

δ_K et δ_{K-1} : le déplacement horizontal du niveau k et k_{-1} donné par :

$$\delta_K = R \times \delta_{eK}$$

Tel que ;

R : coefficient de comportement ($R = 4$).

δ_{eK} : déplacement du aux forces sismiques F_k .

Δ_K : le déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k_{-1}

Les résultats des déplacements horizontaux (δ_{eK}) de tous les niveaux (k) sont donnés par ROBOT V2013, comme l'indique le tableau suivant :

niveau	Hauteur (cm)	Δ (cm)	Suivant l'axe OX			Suivant l'axe OY			Observation
			δ_{eK} (cm)	δ_K (cm)	Δ_K (cm)	δ_{eK} (cm)	δ_K (cm)	Δ_K (cm)	
1	579	5,79	1,2	4,8	3,7	2,01	8,04	4,84	Vérifiée
RDC	510	5,10	0,2	1,02	1,02	0,8	3,2	3,2	Vérifiée

Tableau VIII.7 : Vérification des déplacements inter étages.

VIII.4. L'effet de deuxième ordre :

Les effets de second ordre (effet P- Δ) peuvent être négligés si la condition suivante est vérifiée :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1$$

Avec :

$$P_k = \sum_{i=1}^n w_{G1} + \beta w_{Q1}$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau 'k'

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau 'k'

Δ_k : Déplacement relative du niveau k par rapport au niveau k_{-1}

h_k : Hauteur d'étage k

Remarque :

- ❖ si $0,1 \leq \theta \leq 0,2$ les effets (P- Δ) peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur : $\frac{1}{1-\theta_k}$
- ❖ si $\theta > 0,2$ la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Niveau	h_k (cm)	P_k (cm)	V_k (KN)	Δ_k (cm)	θ_k
RDC	510	2524,63	849,31	1,02	0,0059
1	579	99,39	63,52	3,7	0,0099

Tableau VIII.8 : Effet de P- Δ sans X-X.

Niveau	h_k (cm)	P_k (cm)	V_k (KN)	Δ_k (cm)	θ_k
RDC	510	2524,63	849,31	3,2	0,0186
1	579	99,39	63,52	4,84	0,0131

Tableau VIII.9 : Effet de P- Δ sans Y-Y.

On remarque que $\theta < 0,1$; donc les effets P- Δ peuvent être négligés.



*Chapitre IX :
Vérification des
éléments*

IX.1.Introduction

Après un pré dimensionnement des éléments effectué au chapitre précédent et la modélisation de la structure en **3D** sous **Robot**, on se rapproche ainsi du cas réel avec les vraies sollicitations, on passe alors aux différentes vérifications (traction, flambement...etc.) des différents éléments dans les cas les plus défavorables tirés directement du logiciel.

IX.2. Origine des phénomènes d'instabilités :

Le calcul d'une structure exige que, pour toutes les combinaisons d'actions possibles, définies réglementairement, la stabilité statique soit assurée.

- Tant globalement au niveau de la structure qu'individuellement au niveau de chaque élément.

Les actions développent diverses sollicitations, qui génèrent les contraintes au sein du matériau et des déformations des éléments.

Il s'agit donc, afin de garantir le degré de sécurité souhaité ou souhaitable, de vérifier que les contraintes et les déformations restent en-dessous des limites admissibles.

Deux cas de figures se présentent :

a) Le cas des petites déformations :

On admet que les sollicitations ne varient pas sous l'effet des déformations, ce qui conduit simplement à vérifier que les contraintes restent inférieures à la contrainte de ruine.

b) Le cas des grandes déformations :

Dans ce cas les déformations modifient considérablement les sollicitations et affectent les zones comprimées des pièces, qui peuvent présenter trois types de comportement, dénommés phénomènes d'instabilités, qui sont :

❖ Le voilement

Dans une plaque soumise à une compression uniforme sur deux côtés opposés, parallèlement à son plan moyen, on observe que la plaque, au-delà d'une certaine charge, se déforme transversalement.

Il s'agit du phénomène de voilement, qui se manifeste par des ondulations, qui ne sont pas sans rappeler le phénomène de flambement pour des pièces à une dimensions, à la différence près que le voilement se développe plus progressivement, les grandes déformations n'apparaissant pas brutalement et ne conduisant généralement pas à la ruine de la pièce.

Le phénomène de voilement peut également apparaître sous effort de cisaillement simple. Il est dans ce cas, attaché à la diagonale comprimée.

Les âmes des poutres utilisées en construction métallique sont généralement minces et donc susceptibles de se voiler sous des âmes des poutres, deux moyens sont possibles :

- Soit augmenter l'épaisseur de l'âme
 - Soit disposer des raidisseurs d'âme, judicieusement positionnés.
- ❖ **Le flambement :**

Lors d'un chargement en compression simple d'une barre élancée, initialement rectiligne, en position verticale et bi articulée aux extrémités, soumise à un effort N que l'on augmente progressivement, on observe que quand N atteint une certaine valeur, la barre se dérobe latéralement, et apparaît alors une grande déformation, cette déformation a les traits caractéristiques de toutes les instabilités de forme. Dans le cas des barres comprimées, cette instabilité prend le nom de flambement.

❖ **Déversement :**

Ce phénomène d'instabilité élastique se produit, d'une façon générale, lorsqu'une poutre fléchie présente une faible inertie transversale et a la torsion. La partie supérieure de la poutre, comprimée, flambe latéralement et il existe une valeur critique du moment de flexion (selon le plan de plus grande raideur) comme il existe un effort normal critique provoquant le flambement pour une barre comprimée, pour lequel la poutre fléchit dans le plan de sa plus faible raideur et entre en torsion.

IX.3. Vérification des éléments avec le logiciel ROBOT :

Autodesk ROBOT structural Analysis est un logiciel CAO /DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Il permet de créer les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure ; la dernière étape gérée par Robot est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.

Après le pré dimensionnement des éléments et leurs modélisation, on procède à la vérification (traction, flambement et résistance) sous les efforts les plus défavorables tiré du logiciel ROBOT.

IX.3.1. Dimensionnement et vérification :

IX.3.1.1. Les panne :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 1 les pannes						
174 les pannes_ <input checked="" type="checkbox"/>	IPE 160	ACIER E24	91.22	325.39	0.57	11 1.35G+1.5S

NORME : [NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009](#), [Eurocode 3: Design of steel structures](#).

TYPE D'ANALYSE : Vérification des familles

FAMILLE : 1 les pannes

PIECE : 174 les pannes_174

POINT : 7

COORDONNEE : $x = 1.00$ $L = 6.00$ m

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif : 11 1.35G+1.5S 1*1.35+3*1.50

MATERIAU :ACIER E24 $f_y = 235.00$ MPa**PARAMETRES DE LA SECTION : IPE 160**

h=16.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=8.2 cm	Ay=13.73 cm ²	Az=9.66 cm ²	Ax=20.09 cm ²
tw=0.5 cm	Iy=869.29 cm ⁴	Iz=68.31 cm ⁴	Ix=3.53 cm ⁴
tf=0.7 cm	Wply=123.87 cm ³	Wplz=26.10 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

N,Ed = 0.45 kN	My,Ed = -5.60 kN*m	Mz,Ed = -0.54 kN*m	Vy,Ed = 0.54 kN
Nc,Rd = 472.15 kN	My,pl,Rd = 29.11 kN*m	Mz,pl,Rd = 6.13 kN*m	Vy,T,Rd = 186.22 kN
Nb,Rd = 472.15 kN	My,c,Rd = 29.11 kN*m	Mz,c,Rd = 6.13 kN*m	Vz,Ed = -5.64 kN
	MN,y,Rd = 29.11 kN*m	MN,z,Rd = 6.13 kN*m	Vz,T,Rd = 130.99 kN
	Mb,Rd = 11.57 kN*m		Tt,Ed = 0.00 kN*m
			Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT :**

z = 1.00	Mcr = 13.42 kN*m	Courbe,LT -	XLT = 0.40
Lcr,low=6.00 m	Lam_LT = 1.47	fi,LT = 1.69	XLT,mod = 0.40

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :

en y :

kyy = 1.00



en z :

kzz = 1.00

FORMULES DE VERIFICATION :**Contrôle de la résistance de la section :**

$N,Ed/Nc,Rd = 0.00 < 1.00$ (6.2.4.(1))
 $(My,Ed/MN,y,Rd)^{2.00} + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^{1.00} = 0.12 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
 $Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.04 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $Tau,ty,Ed/(f_y/(\sqrt{3}*gM0)) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)
 $Tau,tz,Ed/(f_y/(\sqrt{3}*gM0)) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$My,Ed/Mb,Rd = 0.48 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))
 $N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed/(Mz,Rk/gM1) = 0.57 < 1.00$ (6.3.3.(4))
 $N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed/(Mz,Rk/gM1) = 0.57 < 1.00$ (6.3.3.(4))

Profil correct !!!**IX.3.1.2. La Poutre sablière :**

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Familie : 14 la poutre sablière						
1362 Poutre sabl	HEA 120	ACIER E24	81.78	132.50	0.28	30 G+Q+1.2Ey

NORME : NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.**TYPE D'ANALYSE :** Vérification des familles**FAMILLE :** 14 la poutre sablière**PIECE :** 1362 Poutre sablière_1362 **POINT :** 7**COORDONNEE :** x = 1.00 L = 4.00 m**CHARGEMENTS :**

Cas de charge décisif: 30 G+Q+1.2Ey (1+2)*1.00+9*1.20

MATERIAU :

ACIER E24 $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION : HEA 120

h=11.4 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=21.64 cm ²	Az=8.46 cm ²	Ax=25.34 cm ²
tw=0.5 cm	Iy=606.15 cm ⁴	Iz=230.90 cm ⁴	Ix=5.63 cm ⁴
tf=0.8 cm	Wply=119.50 cm ³	Wplz=58.85 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

N,Ed = 4.96 kN	My,Ed = -7.61 kN*m	Mz,Ed = 0.01 kN*m	Vy,Ed = -0.01 kN
Nc,Rd = 595.40 kN	My,pl,Rd = 28.08 kN*m	Mz,pl,Rd = 13.83 kN*m	Vy,T,Rd = 293.49 kN
Nb,Rd = 205.54 kN	My,c,Rd = 28.08 kN*m	Mz,c,Rd = 13.83 kN*m	Vz,Ed = -4.08 kN
	MN,y,Rd = 28.08 kN*m	MN,z,Rd = 13.83 kN*m	Vz,T,Rd = 114.72 kN
			Tt,Ed = -0.00 kN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT :

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :



en y :



en z :

Ly = 4.00 m	Lam_y = 0.87	Lz = 4.00 m	Lam_z = 1.41
Lcr,y = 4.00 m	Xy = 0.68	Lcr,z = 4.00 m	Xz = 0.35
Lamy = 81.78	kyy = 1.00	Lamz = 132.50	kyz = 0.72

FORMULES DE VERIFICATION :

Contrôle de la résistance de la section :

N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))
 $(My,Ed/MN,y,Rd)^{2.00} + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^{1.00} = 0.07 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
 Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
 Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.04 < 1.00 (6.2.6-7)
 Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
 Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

Lambda,y = 81.78 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 132.50 < Lambda,max = 210.00 STABLE
 $N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed/(Mz,Rk/gM1) = 0.28 < 1.00$ (6.3.3.(4))
 $N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed/(Mz,Rk/gM1) = 0.17 < 1.00$ (6.3.3.(4))

Profil correct !!!

IX.3.1.3. La poutre au vent :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Familie : 2 poutre au vent						
195	CAE 80x8	ACIER E24	152.45	152.45	0.71	30 G+Q+1.2Ey

NORME : *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE : Vérification des familles

FAMILLE : 2 poutre au vent

PIECE : 195

POINT : 7

COORDONNEE : x = 1.00 L = 3.70 m

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisiif : 30 G+Q+1.2Ey (1+2)*1.00+9*1.20

MATERIAU :

ACIER E24 $f_y = 235.00$ MPa

**PARAMETRES DE LA SECTION : CAE 80x8**

h=8.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=8.0 cm	Ay=6.40 cm ²	Az=6.40 cm ²	Ax=12.27 cm ²
tw=0.8 cm	Iy=72.25 cm ⁴	Iz=72.25 cm ⁴	Ix=2.59 cm ⁴
tf=0.8 cm	Wely=12.59 cm ³	Welz=12.59 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

N,Ed = 16.22 kN	My,Ed = -0.44 kN*m	Mz,Ed = -0.01 kN*m	Vy,Ed = 0.01 kN
Nc,Rd = 288.28 kN	My,el,Rd = 2.96 kN*m	Mz,el,Rd = 2.96 kN*m	Vy,T,Rd = 86.77 kN
Nb,Rd = 86.65 kN	My,c,Rd = 2.96 kN*m	Mz,c,Rd = 2.96 kN*m	Vz,Ed = -0.36 kN
			Vz,T,Rd = 86.77 kN
			Tt,Ed = 0.00 kN*m
			Classe de la section = 3

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT :****PARAMETRES DE FLAMBEMENT :**

en y :

L _y = 3.70 m	Lam _y = 1.62
L _{cr,y} = 3.70 m	X _y = 0.30
Lam _y = 152.45	k _{yy} = 0.92



en z :

L _z = 3.70 m	Lam _z = 1.62
L _{cr,z} = 3.70 m	X _z = 0.30
Lam _z = 152.45	k _{zz} = 111.96

FORMULES DE VERIFICATION :**Contrôle de la résistance de la section :**

$N,Ed/Nc,Rd + My,Ed/My,c,Rd + Mz,Ed/Mz,c,Rd = 0.12 < 1.00$ (6.2.9.3.(1))

$Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)

$Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)

$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}*gM0)) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

$\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}*gM0)) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$\lambda_{y,Ed} = 152.45 < \lambda_{y,max} = 210.00$ $\lambda_{z,Ed} = 152.45 < \lambda_{z,max} = 210.00$ STABLE

$N,Ed/(X_{min}*N_{Rk}/gM1) + k_{yy}*My,Ed/(XLT*My_{Rk}/gM1) + k_{yz}*Mz,Ed/(Mz_{Rk}/gM1) = 0.71 < 1.00$ (6.3.3.(4))

$N,Ed/(X_{min}*N_{Rk}/gM1) + k_{zy}*My,Ed/(XLT*My_{Rk}/gM1) + k_{zz}*Mz,Ed/(Mz_{Rk}/gM1) = 0.71 < 1.00$ (6.3.3.(4))

Profil correct !!

IX.3.1.4.La traverse :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 16 traverse						
1678 Poutre_167	IPe 400	ACIER E24	64.29	269.32	0.54	11 1.35G+1.5S

NORME : NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE : Vérification des familles

FAMILLE : 16 traverse

PIECE : 1678 Poutre_1678

POINT : 7

COORDONNEE : x = 1.00 L = 10.64

m

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif : 11 1.35G+1.5S 1*1.35+3*1.50

MATERIAU :

ACIER E24 $f_y = 235.00$ MPa

**PARAMETRES DE LA SECTION : IPE 400**

h=40.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=18.0 cm	Ay=56.00 cm ²	Az=42.69 cm ²	Ax=84.46 cm ²
tw=0.9 cm	Iy=23128.40 cm ⁴	Iz=1317.82 cm ⁴	Ix=46.80 cm ⁴
tf=1.4 cm	Wply=1307.26 cm ³	Wplz=229.01 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

N,Ed = 54.96 kN	My,Ed = -60.31 kN*m	Mz,Ed = 0.01 kN*m	Vy,Ed = -0.77 kN
Nc,Rd = 1984.89 kN	My,pl,Rd = 307.21 kN*m	Mz,pl,Rd = 53.82 kN*m	Vy,T,Rd = 758.84 kN
Nb,Rd = 1984.89 kN	My,c,Rd = 307.21 kN*m	Mz,c,Rd = 53.82 kN*m	Vz,Ed = -34.65 kN
	MN,y,Rd = 307.21 kN*m	MN,z,Rd = 53.82 kN*m	Vz,T,Rd = 578.82 kN
	Mb,Rd = 117.08 kN*m		Tt,Ed = -0.01 kN*m
			Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT :**

z = 1.00	Mcr = 137.90 kN*m	Courbe,LT -	XLT = 0.38
Lcr,low=10.64 m	Lam_LT = 1.49	fi,LT = 1.74	XLT,mod = 0.38

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :

en y :

$$k_{yy} = 1.00$$



en z :

$$k_{zz} = 1.00$$

FORMULES DE VERIFICATION :**Contrôle de la résistance de la section :**

$$N,Ed/Nc,Rd = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(My,Ed/MN,y,Rd)^{2.00} + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^{1.00} = 0.04 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.06 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$$My,Ed/Mb,Rd = 0.52 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + k_{yy}*My,Ed/(XLT*My,Rk/gM1) + k_{yz}*Mz,Ed/(Mz,Rk/gM1) = 0.54 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + k_{zy}*My,Ed/(XLT*My,Rk/gM1) + k_{zz}*Mz,Ed/(Mz,Rk/gM1) = 0.54 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

❖ **Conclusion:**

Donc après les vérifications de tous les éléments de notre structure, on peut dire que notre structure est stable.

IX.4. Vérification des éléments avec un calcul manuel:

Après un pré dimensionnement des éléments effectué au chapitre III et la modélisation de la structure en 3D sous Robot, on se rapproche ainsi du cas réel avec les vraies sollicitations, on passe

alors aux différentes vérifications (traction, flambement...etc.) des différents éléments dans les cas les plus défavorables tirés directement du logiciel.

IX.4.1. Vérification des traverses:

Les efforts sollicitant les plus défavorables calculés par le logiciel robot sont :

$$N_{sd} = 54,96 \text{ KN (Correspondant)}$$

$$V_{sd} = 34,65 \text{ KN (Correspondant)}$$

$$M_{sd} = 307,21 \text{ KN.m (Max)}$$

- **Les caractéristique de profilé IPE400 :**

	b (mm)	h (mm)	d (mm)	t _f (mm)	t _w (mm)	r (mm)
IPE400	180	400	331	13,5	8,6	21
	A (cm ²)		I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)	W _{ply} (cm ³)	W _{plz} (cm ³)
	84,5		23130	1318	1307	299

Tableau .1 : Les caractéristique de profilé IPE400.

4.1.1. Détermination de la classe de la section transversale :

→La classe de l'âme en flexion composée :

$$\alpha = \frac{1}{d} \left(\frac{d + d_c}{2} \right) \leq 1 \quad \text{avec} \quad d_c = \frac{N_{sd}}{t_w \times f_y} = \frac{54,96}{0,86 \times 23,5} = 2,71 \text{ cm}$$

Donc : $\alpha = 0,90 \leq 1$

On à :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{33,1}{0,86} = 38,48 \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1} = 68,75$$

Donc l'âme est de classe I

→La classe de la semelle en compression :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b_f}{2t_f} = 6,66 \leq 10\varepsilon$$

Donc la semelle est de classe I

Finalement le profilé est de classe I

4.1.2. Vérification de la résistance de la section transversale :

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

La vérification à faire est comme suit :

$$V_{sd} \leq 0,5V_{ply.rd}$$

Avec :

$$V_{ply.rd} = \frac{A_{vz}(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{m0}} = \frac{84,5(23,5/\sqrt{3})}{1,0} = 1145,47 \text{ KN}$$

Donc :

$$V_{sd} = 34,65 \text{ KN} \leq 0.5V_{ply.rd} = 0.5 \times 573,23 = 490.48 \text{ KN}$$

Vérifiée

- **Vérification de l'effort normale :**

La vérification à faire est comme suit :

$$N_{sd} < \min \left(0.25N_{ply.rd} ; 0.5 \frac{A_w \times f_y}{\gamma_{m0}} \right)$$

Avec :

$$N_{ply.rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = 1985,75 \text{ KN} \Rightarrow 0.25N_{ply.rd} = 496,43 \text{ KN}$$

$$A_w = A - (2 \times b \times t_f) = 84,01 \text{ cm}^2 \Rightarrow 0.5 \frac{A_w \times f_y}{\gamma_{m0}} = 987,11 \text{ KN}$$

Donc :

$$N_{sd} = 54,96 \text{ KN} < \min(496,43 ; 987,11) = 496,43 \text{ KN}$$

Vérifiée

- **Vérification de moment fléchissant :**

La vérification à faire est comme suit :

$$M_{sd} \leq M_{ply.rd}$$

Avec :

$$M_{ply.rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = 309,73 \text{ KN.m}$$

Donc :

$$M_{sd} = 307,21 \text{ KN.m} \leq M_{ply.rd} = 309,73 \text{ KN.m}$$

Vérifiée

4.1.3. Vérification de la résistance au phénomène d'instabilité :

- **Vérification au flambement :**

La vérification à faire est comme suit :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times N_{ply.rd}} + \frac{K_y \times M_{sd}}{M_{ply.rd}} \leq 1$$

- **les longueurs de flambement :**

Autour de l'axe fort y-y' (dans le plan de l'âme) : la traverse risque de flamber sur toute sa longueur, donc la longueur de flambement $l_{ky} = 10,57 \text{ m}$

Autour de l'axe faible z-z' (dans le plan perpendiculaire de l'âme) : la traverse est empêchée de flamber sur toute sa longueur par les pannes, donc la longueur de flambement $l_{kz} = 2,01 \text{ m}$

- **calcul des élancements réduits et le coefficient de réduction χ_{min} :**

Pour l'IPE550, les rayons de giration sont : $i_y = 16,6 \text{ cm}$ $i_z = 3,95 \text{ cm}$

$$\begin{cases} \lambda_y = L_{ky}/i_y = 63,67 \\ \lambda_z = L_{kz}/i_z = 50,88 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \bar{\lambda}_y = 0,67 \\ \bar{\lambda}_z = 0,54 \end{cases}$$

Détermination de la courbe de flambement de profilé :

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = 2.2 > 1.2 \\ t_f = 13,5 < 40 \end{cases}$$

Donc :

Flambement / y'y : courbe (a) et $\bar{\lambda}_y = 0.67 \Rightarrow \chi_y = 0,52$

Flambement / z'z : courbe (b) et $\bar{\lambda}_z = 0.54 \Rightarrow \chi_z = 0.86$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y ; \chi_z) = (0.52; 0.86) = 0.52$$

- **Calcul de coefficient K_y :**

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} \quad \text{Mais } K_y \leq 1.5$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{pl,y}}{W_{el,y}} - 1 \quad \text{Mais } \mu_y \leq 0.9$$

β_{Mz} : Facteur de moment uniforme équivalent $\beta_{My} = 1.8 - 0.7\Psi$

Avec :

$$\Psi = -\frac{M_{\min}}{M_{\max}} = -\frac{-60,31}{307,21} = 0.19 \Rightarrow \beta_{My} = 1,66$$

$$\mu_y = -0,227 < 0.9 \Rightarrow K_y = 0.98 \leq 1.5$$

Application de la vérification :

$$\frac{47.71}{0.93 \times 3158.4} + \frac{0.99 \times 268.70}{654.95} = 0.63 \leq 1 \quad \text{vérifiée}$$

- **Vérification au déversement :**

Calcul de l'élanement réduit vis-à-vis de déversement $\bar{\lambda}_{LT}$:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) \sqrt{\beta_w}$$

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

Avec :

$$C_1 = 1.132 \quad \lambda_1 = 93.9\epsilon$$

$\beta_w = 1$ pour les section de classe I

$$\lambda_{LT} = \frac{201/3,95}{\sqrt{1.132} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{201/3,95}{40/1.35} \right)^2 \right]^{0.25}} = 36,20 \quad \Rightarrow \quad \bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{36,20}{93,9} \right) \sqrt{1} = 0.38$$

$\bar{\lambda}_{LT} = 0.38 < 0.4$ Donc il n'y pas de risque de déversement

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 16 traversse						
1678 Poutre_167	IPE 400	ACIER E24	64.29	269.32	0.54	11 1.35G+1.5S

Tableau IX.2 : Vérification de (IPE400) avec logiciel Robot.

IX.4.2. Vérification de résistance des poutres :

Poutre principale [HEA500] :

Les efforts interne de poutre la plus sollicité son retiré par logicielle ROBOT, donnée dans le tableau ci-dessus :

Combinaison	M_y (KN.m)	V_z (KN)
1,35G + 1,5Q	-541,55	- 394,63

Tableau IX.3 : sollicitation dans la poutre principale HEA500.

➤ Classe de la section :

$$\text{On a : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

➤ Vérification de la semelle (comprimée) :

$$\frac{b_f}{2 \times t_f} \leq 10 \times \varepsilon \Rightarrow \frac{300}{2 \times 23} \leq 10 \times 1 \Rightarrow 6,52 < 10 \rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

➤ Vérification de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \times \varepsilon \Rightarrow \frac{390}{12} \leq 72 \times 1 \Rightarrow 32,5 \leq 72 \rightarrow \text{âme de classe 1}$$

Donc la section est de classe 1

a. Vérification a l'effort tranchant :

$$V_{plz} = \frac{A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} = \frac{74,72 \times 10^{-1} \times (235 / \sqrt{3})}{1} = 1013,78 \text{KN}$$

$$V_{plz} = 1013,78 \text{KN} > V_z = 394,63 \text{KN} \quad \text{Vérifiée.}$$

$$0,5V_{plz} = 506,89 \text{KN} > V_z = 394,63 \text{KN} \quad \text{Vérifiée}$$

b. Vérification du moment fléchissant :

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{3949 \times 235 \times 10^{-3}}{1} = 928,01 \text{KN.m}$$

$$M_{ply} = 928,01 \text{ KN.m} > M_y = 541,55 \text{ KN.m} \quad \text{Vérifiée.}$$

c. Vérification au déversement :

$$M_{cr} = \frac{C_1 \pi^2 E_a I_z}{(KL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 G I_t}{\pi^2 E I_z} + (C_2 Z_g - C_3 Z_j)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C_2 Z_g - C_3 Z_j) \right\}$$

C_1, C_2, C_3 : dépend des conditions de charge et d'encastrement.

$$C_1 = 1,132 \quad , \quad C_2 = 0,459 \quad , \quad C_3 = 0,525 \quad , \quad L = 1057 \text{ cm} \quad , \quad Z_g = Z_a - Z_s \quad , \quad G = 0,4 \times E.$$

K et K_w : les facteurs de longueur effective avec : $K=1$ appui simple , $K_w=1$.

$$\left\{ \begin{array}{l} Z_a = 24,5 \text{ cm} \\ Z_s = 0 \quad \text{section doublement symétrique} \\ Z_j = 0 \quad \text{section doublement symétrique} \end{array} \right.$$

$$Z_g = Z_a - Z_s = 24,5 \text{ cm} \quad I_t = 309,3 \text{ cm}^4, \quad I_w = 5643 \text{ cm}^6$$

$$\Rightarrow M_{cr} = 836,46 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w W_{pl,y} f_y}{M_{cr}}} = 3,33 > 0,4$$

Il ya risque du déversement.

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0,5 [1 + 0,21(3,33 - 0,2) + 3,33^2]$$

$$\phi_{LT} = 6,37$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + (\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2)^{0,5}} = \frac{1}{6,37 + (6,37^2 - 3,33^2)^{0,5}} = 0,084$$

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \beta_w W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M_1}} = 708,66 \text{ KN.m}$$

$$M_{b,Rd} = 708,66 \text{ KN.m} > M_y = 541,55 \text{ KN.m} \quad \text{Vérifiée.}$$

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Familie : 7 poutre principales						
30 Poutre_30	↑ HEA 450	ACIER E24	55.87	144.96	1.02	12 1.35(G+Q+W1)
	↻ HEA 500		50.37	145.91	0.84	
	↓ HEA 550		45.97	147.88	0.73	

Tableau IX.4 : Vérification de (HEA500) avec logiciel Robot.

IX.4.3. Vérification de résistance des poteaux :

Les éléments poteaux de la structure sont soumis à une compression et une flexion suivant les deux axes (y-y) et (z-z).

- **Poteaux [HEA450] :**

Les sollicitations les plus défavorables tirés à partir du ROBOT sont :

combinaison	H (m)	N (kn)	My (kn.m)	Mz (kn.m)	Vz (kn)
G+Q+1,2Ey	10,89	444,20	-30,61 755,78	-145,17 226,90	40,36

Tableau IX.5 : Sollicitations sur le poteau HEA450.

- ❖ **Vérification à la résistance :**

Classification de la semelle

$$\text{On a : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

Semelle comprimée

$$C = \frac{b}{2} = \frac{300}{2} = 150 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{150}{21} = 7,14 < 10 \varepsilon$$

Donc la semelle est de classe 1

Ame fléchie

$$\frac{d}{t_w} = \frac{344}{11,5} = 29,91 < 72 \varepsilon$$

Donc l'âme est de classe 1

La section globale étant de classe 1.

- ❖ **Vérification à l'effort tranchant :**

Il faut vérifiée que : $V_{sd} \leq V_{Rd}$

$$V_{sd} = 40,36 \text{ KN}$$

$$V_{Rd} = \frac{f_y \times A_{vz}}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{235 \times 65,78 \times 10^2}{\sqrt{3} \times 1,1} \times 10^{-3} = 811,5 \text{ KN} > V_{sd} = 40,36 \text{ KN}$$

$V_{sd} < 0,5 V_{Rd}$ Pas de réduction du moment plastique.

- ❖ **Vérification au moment fléchissant :**

$$M_{sd} = 30,61 \text{ KN}$$

$$M_{Rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_{m0}} = \frac{235 \times 3216 \times 10^3}{1,1} \times 10^{-6} = 687,05 \text{ KN} > M_{sd}$$

- ❖ **Verification à l'effort normal:**

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{178 \times 23,5}{1,1} = 3802,72 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 444,20 \text{ KN} < N_{pl,rd} = 3802,72 \text{ KN}$$

- **Vérification de l'élément aux instabilités:**

Les vérifications aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

Flexion composée avec risque de déversement :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y.Sd}}{M_{ply.Rd}} \leq 1$$

Flexion composée avec risque de déversement :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_z \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y.Sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply.Rd}} \leq 1$$

Calcul du coefficient de réduction minimal pour le flambement χ_{min}

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

Flambement par rapport à l'axe fort y-y (dans le plan du portique):

α : facteur d'imperfection correspondant a la courbe de flambement appropriée, donné par le **tableau 5.5.1 de l'Eurocode3**.

$$\eta_1 = \frac{K_c}{K_c + K_{2tra}}$$

$$\eta_2 = 0$$

$$K_c = \frac{I_y}{L} = \frac{63720}{1089} = 58,51 \text{ cm}^3$$

$$K_{2tra} = \frac{I_{2tra}}{L} = \frac{46260}{2115} = 21,87 \text{ cm}^3$$

$$\eta_1 = 0,728$$

$$l_{cr} = 10,89\text{m}$$

$$\lambda_y = \frac{1089}{18,92} = 57,55$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{57,55}{93,9} \right] = 0,61$$

Courbe de flambement :(voir tableau 2 annexe)

$$\frac{h}{b} = \frac{450}{300} = 1,5 > 1,2$$

Axe de flambement y-y courbe de flambement a

$$\chi_y = 0,3724$$

Flambement par rapport à l'axe faible z-z (hors du plan de portique)

$$\lambda_z = \frac{180}{7,29} = 24,69$$

$l_z = 1,80\text{m}$ Entre axe des lisses

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{24,69}{93,9} \right] = 0,26$$

Axe de flambement z-z courbe de flambement b;

$$\chi_z = 0,9820$$

$$\chi_{min} = \min (\chi_y; \chi_z) = 0,3724$$

❖ Calcul de l'élancement réduit vis-à-vis de déversement $\bar{\lambda}_{LT}$:

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{l_z}{i_z}}{(C_1)^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{l_z}{\frac{i_z}{h}} \right)^2 \right]^{0,25}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{180}{7,29}}{(1,132)^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{180}{7,29}}{\frac{45}{2,1}} \right)^2 \right]^{0,25}} = 21,37$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0,5} = 0,23$$

$\bar{\lambda}_{LT} = 0,23 < 0,4 \Rightarrow$ Il n'y a pas de risque de déversement.

❖ **Calcul de coefficient K_y K_z :**

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}}$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2\beta_{Mz} - 4) + \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}}$$

❖ **Calcul des coefficients réducteurs :**

Suivant (Y-Y)

$$\Psi = \frac{M_{min}}{M_{max}} = -\frac{30,61}{755,78} = -0,0405$$

$$\beta_{Mz} = 1,8 - 0,7\Psi = 1,82$$

$$\mu_y = 0,61(2 \times 1,82 - 4) + \frac{3216 - 2896}{2896} = 0,109$$

$$\mu_z = 0,436$$

Avec $\mu_y \leq 0,9$

$$\mu_z \leq 0,9$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} = 1 - \frac{0,109 \times 444,21}{0,3724 \times 178 \times 23,5} = 0,969 \text{ avec } K_y \leq 1,5$$

$$K_z = 0,903 \leq 1,5$$

$$N_{sd} = 444,21 \text{ KN}$$

$$M_{y,sd} = 30,61 \text{ KN}$$

$$M_{z,sd} = 145,17KN$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{178 \times 23,5}{1} = 4183KN$$

$$M_{ply,Rd} = 3216 \times \frac{23,5 \times 10^{-2}}{1,1} = 687,05KN$$

$$M_{plz,Rd} = 965,5 \times \frac{23,5 \times 10^{-2}}{1,1} = 206,26KN$$

❖ **Vérification au flambement :**

$$\frac{N}{X_{\min} \times N_{ply}} + \frac{K_{LT} \times M_{y,sd}}{X_{LT} \times M_{PLY}} + \frac{K_z \times M_{z,sd}}{M_{PLY}} \leq 1$$

$$\frac{444,21}{0,3724 \times 4183} + \frac{0,96 \times 30,61}{687,05} + \frac{0,90 \times 145,17}{206,26} = 0,96 \leq 1$$

Vérifiée.

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 4 poteau						
1650 Poteau_16	HEA 450	ACIER E24	18.24	47.33	0.74	30 G+Q+1.2Ey

Tableau .IX.6 : Vérification de HEA450 avec logiciel Robot.

Conclusion

Toutes les vérifications sont satisfaisante alors notre structure est stable.



Chapitre X :
Les assemblages

X.1.Introduction

Après avoir présenté les composants métalliques dans leur conception et leur dimensionnement, nous nous intéressons ici à la liaison ou la continuité de ces composants.

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 retenus « 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.

X.2.Calcul d'Assemblage :

X.2.1. Assemblage traverse - traverse :

L'assemblage traverse - traverse est réalisé par l'intermédiaire d'une platine boulonnée.

Si la portée du portique ne dépasse pas certaines limites pour le transport (environ 16).

L'assemblage du faitage peut être réalisé en usine. Hors chantier. Permettant ainsi des économies.

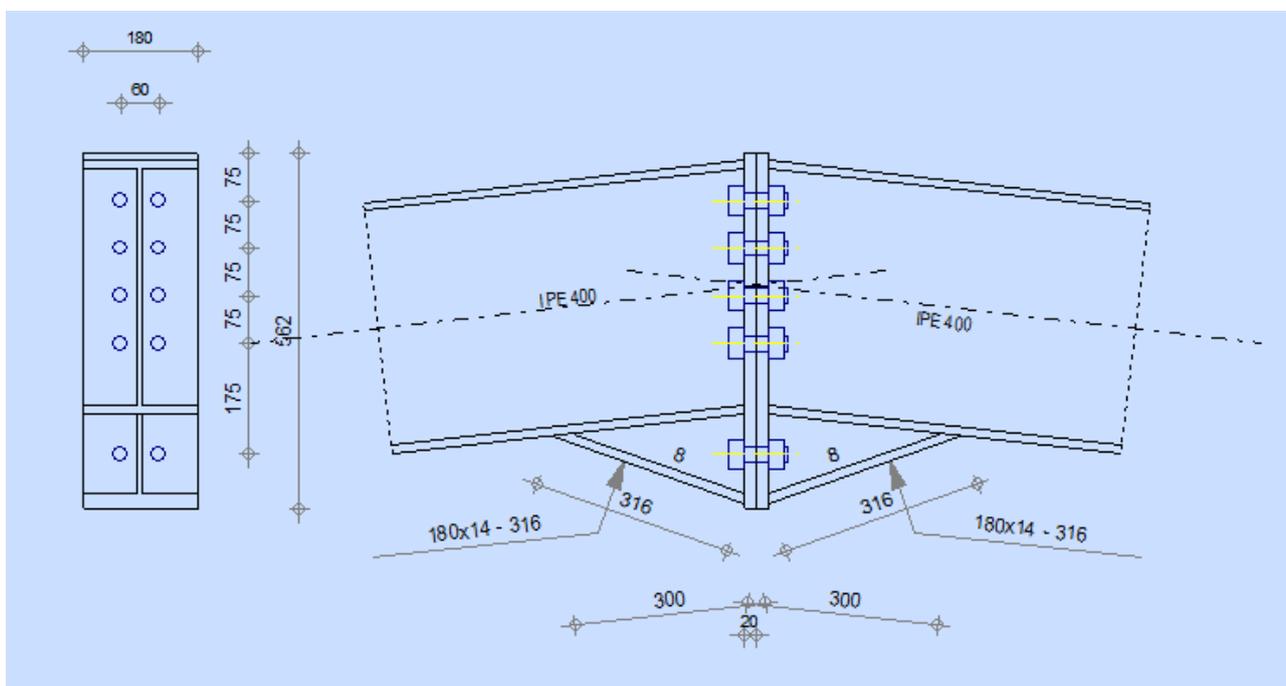


Figure X.1 : Représentation de l'assemblage traverse – traverse.

- **Efforts de calcul :**

$$M^{\max} = 307,21 \text{ KN.m.} \quad N^{\max} = 54,96 \text{ KN.} \quad V^{\text{sd}} = 34,65 \text{ KN.}$$

- **Dimensionnement des boulons :**

- ❖ **Choix des diamètres des boulons :**

Le choix se fait suivant l'épaisseur des pièces assemblées et selon le type de profilés. On choisit des boulons de diamètre M24 de classe 10.9

- ❖ **Disposition des boulons :**

Les pièces ne sont pas soumises aux intempéries et ne sont pas situées dans des conditions favorisant l'oxydation

- ❖ **Entre axe des boulons :**

$$P_1 = 2,2d_0 \quad P_2 \geq 3d_0 \quad \text{avec } d_0 = 26 \text{ mm (tableau 6.1 Eurocode 3)}$$

$$P_1 \geq 2,2 \times 26 = 57,2 \text{ mm}$$

$$\text{On prend : } P_1 = 75 \text{ mm}$$

$$P_1 \geq 3 \times 26 = 78 \text{ mm} \quad \text{On prend : } P_2 = 100 \text{ mm}$$

- ❖ **Pince longitudinale :**

$$e_1 \geq 1,2d_0 \quad e_1 \geq 1,2 \times 26 = 31,2 \text{ mm} \quad \text{On prend : } e_1 = 60 \text{ mm}$$

- ❖ **Pince transversale :**

$$e_2 \geq 1,5d_0 \quad e_2 \geq 1,5 \times 26 = 39 \text{ mm} \quad \text{On prend : } e_2 = 100 \text{ mm}$$

- ❖ **Détermination des efforts dans les boulons :**

$$d_1 = 665 \text{ mm} \quad d_2 = 590 \text{ mm} \quad d_3 = 515 \text{ mm} \quad d_4 = 440 \text{ mm}$$

$$d_5 = 365 \text{ mm}$$

$$\sum di^2 = 665^2 + 590^2 + 515^2 + 440^2 + 365^2 = 1382375 \text{ mm}^2.$$

$$N_i = \frac{M \cdot d_i}{\sum di^2}$$

$$N_1 = \frac{307,21 \cdot 0,665}{1,3823} = 147,79 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{307,21 \cdot 0,59}{1,3823} = 131,12 \text{ KN}$$

$$N_3 = \frac{307,21 \cdot 0,515}{1,38237} = 114,45 \text{ KN}$$

$$N_4 = \frac{307,21 \cdot 0,44}{1,3823} = 97,78 \text{ KN}$$

$$N_5 = \frac{307,21 \cdot 0,365}{1,3823} = 81,11 \text{ KN}$$

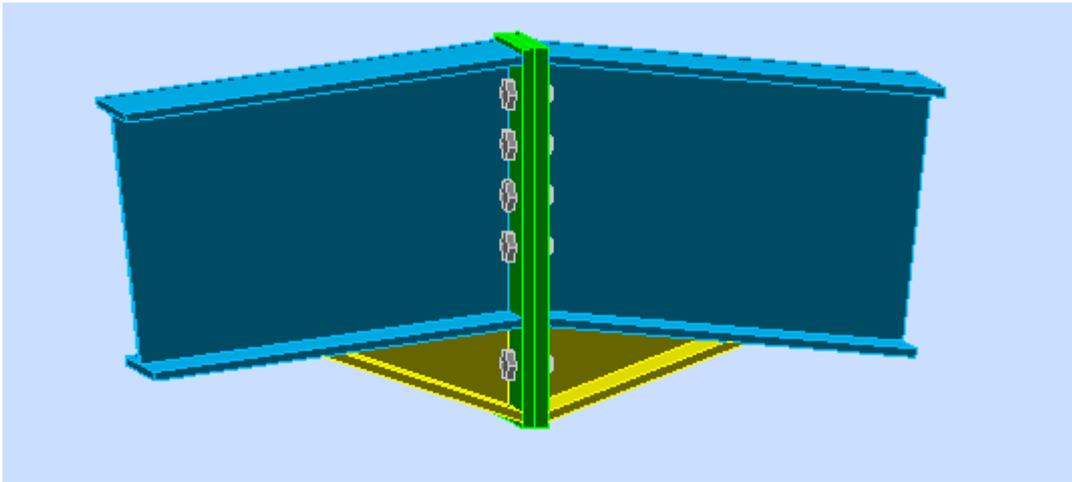


Figure X.2 : Vue de l'assemblage traverse – traverse.

X.2.2. Assemblage poteau - traverse :

- L'assemblage poteau – traverse est réalisé à l'aide d'une platine boulonnée à la traverse et au poteau.
- L'assemblage est sollicité par un moment fléchissant, effort tranchant et un effort normal.

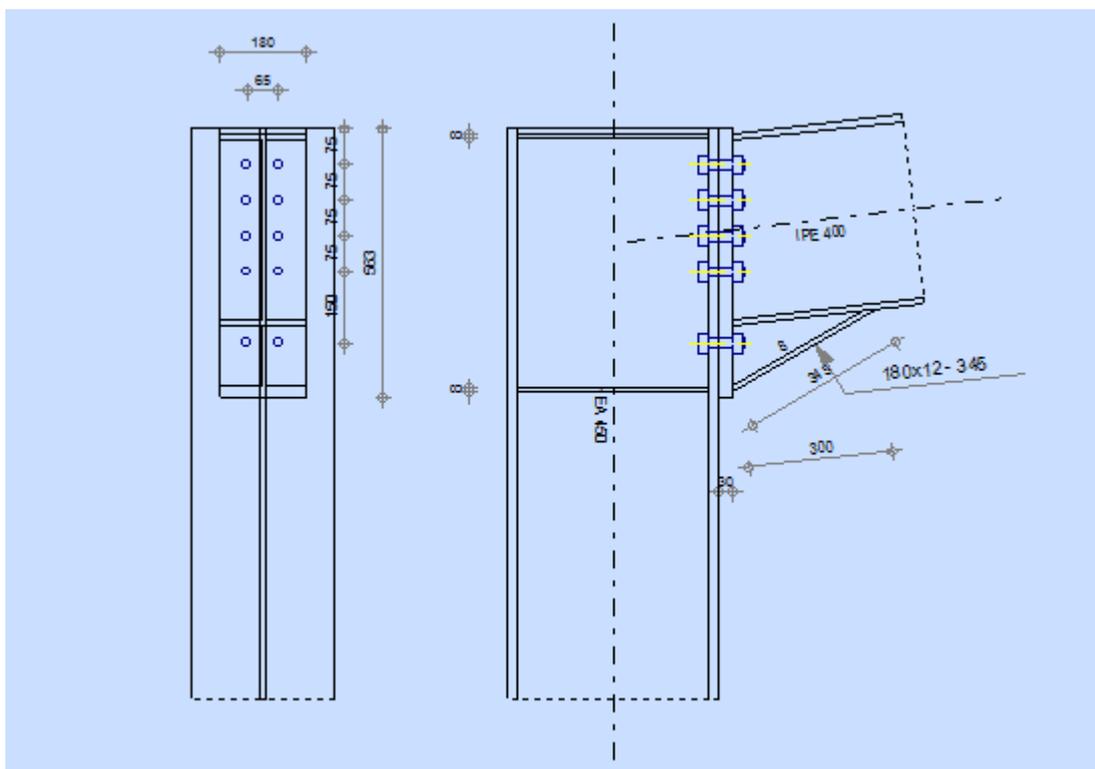


Figure X.3 : Vue de l'assemblage Poteau – traverse.

❖ **Efforts de calcul :**

$$M^{\max} = 30,61 \text{ KN.m.} \quad N^{\max} = 444,21 \text{ KN.} \quad V^{\text{sd}} = 40,36 \text{ KN.}$$

I. Assemblage poteau jarret :**Dimensionnements des boulons :**• **Choix des diamètres des boulons :**

On choisit des boulons M20 de diamètre \varnothing 20 de classe 10.9

- Disposition des boulons :

❖ **Distance entre axe des boulons :**

$$P_1 = 2,2d_0 \quad P_2 \geq 3d_0 \quad \text{avec } d_0 = 22 \text{ mm (tableau 6.1 Eurocode 3)}$$

$$P_1 \geq 2,2 \times 22 = 48,4 \text{ mm}$$

On prend : $P_1 = 100 \text{ mm}$

$$P_1 \geq 3 \times 22 = 66 \text{ mm} \quad \text{On prend : } P_2 = 150 \text{ mm}$$

❖ **Pince longitudinale :**

$$e_1 \geq 1,2d_0 \quad e_1 \geq 1,2 \times 22 = 26,4 \text{ mm} \quad \text{On prend : } e_1 = 65 \text{ mm}$$

❖ **Pince transversale :**

$$e_2 \geq 1,5d_0 \quad e_2 \geq 1,5 \times 22 = 33 \text{ mm} \quad \text{On prend : } e_2 = 75 \text{ mm}$$

❖ **Détermination des efforts dans les boulons :**

$$d_1 = 765 \text{ mm} \quad d_2 = 665 \text{ mm} \quad d_3 = 565 \text{ mm} \quad d_4 = 465 \text{ mm}$$

$$d_5 = 365 \text{ mm}$$

❖ **Vérification de la résistance de l'assemblage des boulons à L'ELU :**

- **Calcul du moment résistance :**

$$M_{Rd} = \frac{N_i \times \sum d_i^2}{d_i}$$

$$D'où : \quad N_i = \frac{M_{Rd} \times d_i}{\sum d_i^2}$$

N_i : L'effort maximal de traction du boulon le plus éloigné de centre de rotation.

d_i : Distance des boulons par rapport au centre de rotation.

L'effort de calcul de précontrainte autorisé dans les boulons vaut :

$$F_p = 0,7 \times f_{ub} \times A_s$$

$$F_p = 0,7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 245 = 171,5 \text{KN} \quad \text{Par boulon}$$

❖ **Le moment résistant de l'assemblage :**

$$M_{Rd} = \frac{N_i \times \sum d_i^2}{d_i} = \frac{n \times F_p \times \sum d_i^2}{d_i}$$

n : est le nombre de boulons dans une rangée horizontale.

❖ **Vérification de la résistance de l'assemblage :**

$$M_{sd} \leq M_{Rd}$$

$$\sum d_i^2 = 165^2 + 265^2 + 365^2 + 465^2 + 565^2 = 766125 \text{mm}^2.$$

$$M_{Rd} = \frac{N_i \times \sum d_i^2}{d_i} = \frac{n \times F_p \times \sum d_i^2}{d_i} = \frac{2 \times 171,5 \times 766125}{565} \times 10^{-3} = 465,09 \text{KN.m}$$

$$M_{sd} = 30,61 \text{KN.m} < M_R = 465,09 \text{KN.m}$$

Vérifiée

❖ **Vérification a l'effort tranchant :**

$$F_{vsd} = \frac{V_{sdmax}}{n} = \frac{40,36}{10} = 4,03 \text{KN}$$

$$F_{rd} = \frac{K_s \times m \times \mu \times F_p}{\gamma_{m2}} = 41,16 \text{KN}$$

$$F_{vsd} = 4,03 \text{KN} < F_{rd} = 41,16 \text{KN}$$

vérifiée

❖ **Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue:**

$$F_V < F_{TRd}$$

Avec :

$$F_{TRd} = T_{wc} \times b_{eff} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

Où :

F_{TRd} : Résistance de l'âme du poteau à la traction.

T_{wc} : Épaisseur de l'âme du poteau.

$b_{eff} = P$: entre axe des rangées de boulons. (P= 100mm).

$$F_{TRd} = 23,5 \times 1,15 \times \frac{10}{1,1} = 246,5 \text{KN}$$

L'effort de cisaillement vaut :

$$F_V = \frac{M_{sd}}{h-t_f} = \frac{30,61}{41,9} = 18,03 \text{ KN}$$

$$F_V = 18,03 \text{ KN} < F_{TRd} = 246,5 \text{ KN} \quad \text{Vérfiée}$$

❖ Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée :

On doit vérifier que : $N_{Sd} < F_{c,Rd}$

$$\text{Avec : } F_{c,Rd} = \frac{k_c \cdot \rho \cdot b_{eff} \cdot f_{t,wc} \cdot f_y}{\gamma_{ml} \sqrt{\left(1 + 1,3 \left(\frac{b_{eff}}{h}\right)^2\right)}}$$

$$\text{Et : } b_{eff} = t_{fb} + 2a_p \sqrt{2} + 5(t_{fc} + r_c) + 2t_p$$

$$\text{- Lorsque : } \sigma_{c,sd} \leq 0,7 f_y \rightarrow k_c = 1$$

$$\text{- Lorsque : } \sigma_{c,sd} > 0,7 f_y \rightarrow k_c = 1,7 - \sigma_{c,sd} / f_y$$

Avec :

$\sigma_{c,sd}$: Contrainte normale de compression dans l'âme du poteau dû à l'effort de compression et au moment fléchissant.

$$\sigma_{c,sd} = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{sd} \times Z_{max}}{I_y}$$

$$\sigma_{c,sd} = \frac{40,36}{178} + \frac{30,61 \times 10^2 \times 30}{63720} = 0,73 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_{c,sd} = 0,73 \text{ KN/cm}^2 < 0,7 \times f_y = 23,5 \times 0,7 = 16,45 \text{ KN/cm}^2$$

Donc: $K_C = 1$

Avec:

t_p 30mm: Épaisseur de la platine d'extrémité.

$$b_{eff} = 13,5 \times 2 \times 9 \times \sqrt{2} + 5(21 + 27) + 2 \times 30 = 643,65 \text{ mm}$$

t_{fb} : Épaisseur de la semelle du poutre.

t_{fc} : Épaisseur de la semelle du poteau.

r_c : Rayon de raccordement âme / semelle du poteau.

a_p : Épaisseur de la gorge de la soudure (estimée à 5mm).

$$- \text{ Si } \bar{\lambda}_p \leq 0,72 \rightarrow \rho = 1$$

$$- \text{ Si } \bar{\lambda}_p > 0,72 \rightarrow \rho = (\bar{\lambda}_p - 0,2) / \bar{\lambda}_p^2$$

$$\text{Et : } \bar{\lambda}_p = 0,932 \sqrt{\frac{b_{\text{eff}} \cdot d_{\text{wc}} \cdot f_y}{E \cdot t_{\text{wc}}^2}} : \text{élancement réduit de la partie efficace de l'âme.}$$

$$\bar{\lambda}_p = 0,932 \sqrt{\frac{64,36 \times 34,4 \times 23,5}{2,1 \times 10^4 \times 12^2}} = 0,22 < 0,77$$

$$\rho = 1$$

$$F_{cRd} = \frac{1 \times 1 \times 64,36 \times 1,2 \times 23,5}{1,1 \times \sqrt{(1 + 1,3 \times (\frac{64,36}{40})^2)}} = 789,82 \text{ KN}$$

$$N_{sd} t_q : N_{sd} = \sum N_i$$

$\sum N_i$: La somme des efforts dans les boulons tendus.

$$N_i = \frac{M \cdot d_i}{\sum d_i^2}$$

$$N_1 = \frac{30,61 \cdot 765 \cdot 10^{-3}}{1793575 \cdot 10^{-6}} = 13,05 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{30,61 \cdot 665 \cdot 10^{-3}}{1793575 \cdot 10^{-6}} = 11,34 \text{ KN}$$

$$N_3 = \frac{30,61 \cdot 565 \cdot 10^{-3}}{1793575 \cdot 10^{-6}} = 9,64 \text{ KN}$$

$$N_4 = \frac{30,61 \cdot 465 \cdot 10^{-3}}{1793575 \cdot 10^{-6}} = 7,93 \text{ KN}$$

$$N_5 = \frac{30,61 \cdot 365 \cdot 10^{-3}}{1793575 \cdot 10^{-6}} = 6,23 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = \sum N_i = 13,05 + 11,34 + 9,64 + 7,93 + 6,23 = 48,19 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 48,19 \text{ KN} < F_{cRd} = 789,82 \text{ KN}$$

❖ Vérification à la résistance de l'âme du Poteau dans la zone cisillée:

On doit vérifier que : $F_V \leq V_{Rd}$

$$V_R = 0,58 \times f_y \times h \times \frac{t_w}{\gamma_{m0}}$$

$$V_R = 0,58 \times 23,5 \times 45 \times \frac{1,15}{1,1} = 641,22 \text{ KN}$$

L'effort de cisaillement vaut :

$$F_V = \frac{M_{sd}}{h-t_f} = \frac{30,61}{1,9} = 16,11 \text{ KN}$$

$$F_V = 16,11 \text{ KN} < V_R = 641,22 \text{ KN}$$

Vérifiée

II. Assemblage platine poutre :

Cette liaison se fera au moyen de cordon de soudure

❖ Epaisseur de la platine :

Soit $e = 20 \text{ mm}$

❖ Gorge reliant l'âme :

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0,5 t_w \quad \rightarrow \quad 3 \text{ mm} \leq a \leq 0,5 \times 14 \text{ mm} \rightarrow a = 7 \text{ mm}$$

❖ Gorge reliant la semelle :

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0,5 t_f \quad \rightarrow \quad 3 \text{ mm} \leq a \leq 0,5 \times 24 \text{ mm} \rightarrow a = 12 \text{ mm}$$

❖ Distribution des efforts sur les différents cordons :

- Cordon âme platine :

Chaque cordon reprend : $V/2 = 20,18 \text{ KN}$

- Cordon semelle :

$$L = 2b - t_w = 2 \times 180 - 8,6 = 351,4 \text{ mm}$$

$$N = M / L = 87,20 \text{ KN}$$

❖ Vérification :

- Cordon semelle platine :

$$L = \frac{N \cdot \sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{mw}}{a \cdot f_u} \quad (\text{EC3 Art 6.6.5.3})$$

β_w : Coefficient de corrélation = 0,8

γ_{mw} : Coefficient de sécurité = 1,25

f_u : Valeur normal de la résistance = 360 MPa

$$L = \frac{444,21 \times \sqrt{3} \times 0,8 \times 1,25}{1 \times 36} = 21,34 \text{ cm}$$

$$L = 35,14\text{cm} > 21,34\text{cm}$$

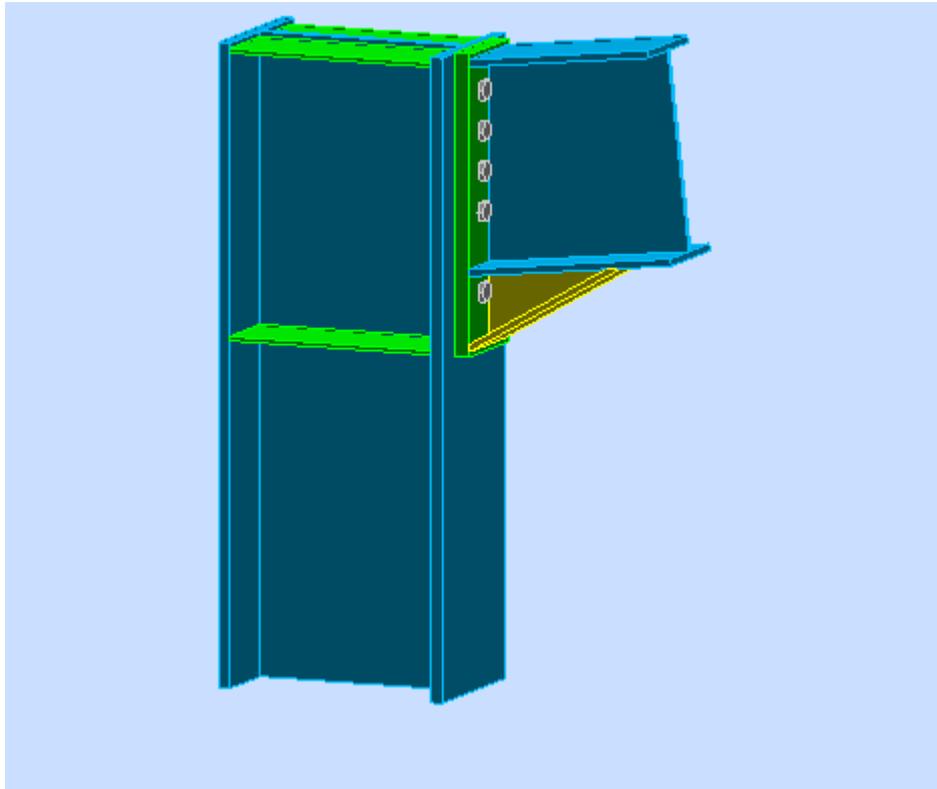
Vérifiée

Figure X.4 : Vue de l'assemblage Poteau – traverse.

X.3. Assemblage des éléments de la poutre au vent :

X.3.1. Assemblage de la diagonale sur le gousset :

Les boulons sont sollicités en cisaillement seul. Les diagonales les plus sollicitées sont celles qui reprennent un effort de traction maximum.

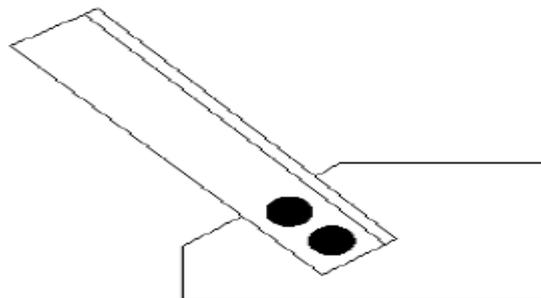


Figure X.5 : Assemblage diagonale-gousset.

$$N = 96,37 \text{ KN} \quad (\text{chapitre III})$$

On utilise des boulons précontraints dont la résistance par cisaillement est donnée :

$$F_{SRd} = \frac{K_s \times \mu \times n \times F_p}{\gamma_{ms}}$$

Boulon de classe 8.8 $f_u = 800MPa$

Les diagonales : L (70*70*7)

Boulon M18, $A_s = 0,940cm^2$

D'où :

$$F_p = 0,7 \times A_s \times f_{ub}$$

$$F_p = 0,7 \times 0,940 \times 80 = 52,64KN$$

$$F_{SRd} = \frac{0,3 \times 1 \times 1 \times 52,64}{1,25} = 12,63KN$$

L'effort tranchant repris par un boulon est : $F_v = \frac{N/2}{n \times p}$

Le nombre de boulons doit vérifier la condition suivante :

$$F_v \leq F_{SRd} \Rightarrow n = \frac{N/2}{F_{SRd} \times p} = \frac{96,37/2}{1 \times 12,63} = 3,81$$

Soit $n = 3$ de M18 de classe 8.8 Boulons pour chaque cornière.

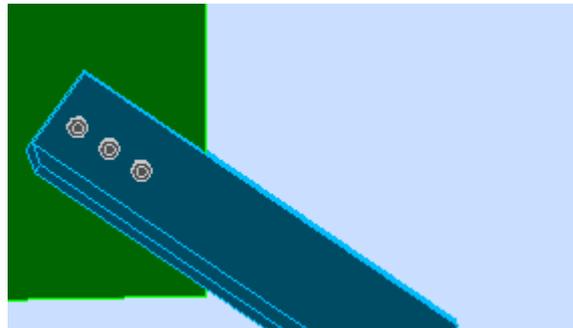


Figure X.6 : Disposition des boulons.

❖ **Disposition des boulons :**

$$e_1 \geq 1,2 \times d_0$$

$$e_2 \geq 1,2 \times d_0$$

$$p_1 \geq 2,2 \times d_0$$

$$e_1 \leq 12 \times t_{max} ;$$

$$e_2 \leq 12 \times t_{max} ;$$

$$p_1 \leq 14 \times t_{max}$$

$$e_1 \leq 120mm$$

$$e_2 \leq 120mm$$

$$p_1 \leq 140mm$$

On opte pour un gousset de 10mm et des boulons M18, $d_0=20mm$.

$$e_1 = 60mm$$

$$e_2 = 30mm$$

$$p_1 = 70mm$$

X.3.2. Vérifications :

❖ Pression diamétrale :

$$B_{P,rd} = 2,5 \times \alpha \times d \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = 1$$

$$B_{P,rd} = 122,4KN > F_{V,sd} = \frac{96,37}{2} = 48,18KN$$

Il n'y a pas risque de la pression diamétrale.

X.4. Assemblage de l'échantignole :

X.4.1. Assemblage de la panne sur l'échantignole :

On dimensionnera les boulons au cisaillement, chaque boulon reprend une seule panne.

Voir la figure suivante :

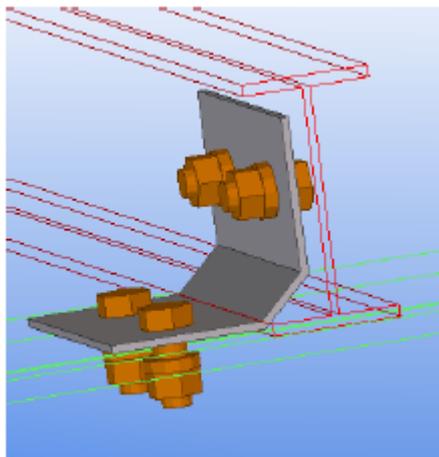


Figure X.7: Vue en 3D de l'assemblage d'échantignole.

On vérifiera l'assemblage pour un boulon ordinaire afin de réaliser une articulation. Soit un boulon ordinaire M12 de classe 6.8.

$$F_{ub} = 600MPa$$

$$R_{Vzmax} = 9,52KN \text{ (voire chapitre III calcul de l'échantignolle.)}$$

$$F_{V,sd} = \frac{N_{max}}{n.p} = \frac{9,52}{2} = 4,76KN$$

$$F_{V,sd} = 0,5A_s \cdot \frac{f_{ub}}{\gamma_{mb}}$$

$$A_s \geq \frac{\gamma_{mb} \times F_{V,sd}}{0,5 \times f_{ub}} = \frac{1,25 \times 4,76 \times 10^3}{0,5 \times 600} = 19,83mm^2$$

On adopte des boulons de type M12 avec $A_s = 0,84cm^2$ et $d_o = 13mm$.

$$F_p = 0,5 \times A_s \times \frac{f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 0,5 \times 0,84 \times \frac{60}{1,25} = 20,23KN > \frac{9,76}{2} = 4,76KN \quad \text{Vérifier.}$$

X.5. Assemblage poutre-poutre (solive-poutre principale) :

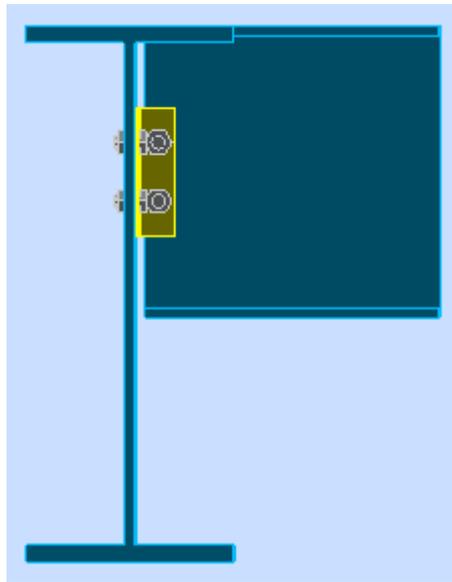


Figure X.8 : Assemblage solive-poutre principale.

❖ Assemblage par double cornière :

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 $V_{sd} = 29,38 KN$.

Cette assemblage est réalisé avec des boulons ordinaire de classe 4.6 caractérisé par :

$$F_{yb} = 240 MPa \quad (\text{Limite d'élasticité}).$$

$$F_{ub} = 400 MPa \quad (\text{Limite de la résistance ultime à la traction}).$$

On choisit une double cornière de (L40×40×4)

X.5.1. Dimensionnement des boulons :

a) Coté solive :

La résistance de calcul au cisaillement est obtenue par la formule suivante :

$$F_{V,sd} \leq F_{V,Rd} = \frac{0,6A_s f_{ub}}{\gamma_{Mb}} \Rightarrow A_s \geq \frac{F_{V,sd} \times \gamma_{Mb}}{0,6 \times f_{ub}} \quad ; \quad \gamma_{Mb} = 1,25$$

Ou : $F_{V,sd} = \frac{V_{sd}}{np}$: Effort de cisaillement de calcul par boulon.

Avec ;

n : nombre de boulon (2).

p : nombre de plan de cisaillement (2).

V_{sd} : Effort fléchissant vertical.

$F_{V,Rd}$: Résistance de calcul au cisaillement par boulon.

A_s : Aire de la section transversale.

Nous choisissons **2 boulons de classe 4.6**.

$$F_{V,sd} = \frac{V_{sd}}{np} = \frac{29,38}{4} = 7,34 \text{ KN}$$

$$A_s \geq \frac{7,34 \times 1,25 \times 10^2}{0,6 \times 40} = 38,23 \text{ mm}^2$$

Soit des boulons de **M 14 de classe 4.6** $\Rightarrow A_s = 115 \text{ mm}^2$.

On choisit une double cornière de (50 × 50 × 5)

b) Coté poutre principale :

On choisit le même type des boulons **M14** avec : $A_s = 115 \text{ mm}^2$

Disposition géométrique :

M14 $\Rightarrow d_0 = 15 \text{ mm}$

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq \min(12t ; 150 \text{ mm}) \Rightarrow 18 \text{ mm} \leq e_1 \leq 60 \text{ mm} \Rightarrow e_1 = 35 \text{ mm}$$

$$2,2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t ; 200 \text{ mm}) \Rightarrow 33 \text{ mm} \leq p_1 \leq 70 \text{ mm} \Rightarrow p_1 = 60 \text{ mm}$$

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq \min(12t ; 150 \text{ mm}) \Rightarrow 22,5 \text{ mm} \leq e_2 \leq 60 \text{ mm} \Rightarrow e_2 = 23 \text{ mm}$$

[EC3 ; Article 6.5.1.8]

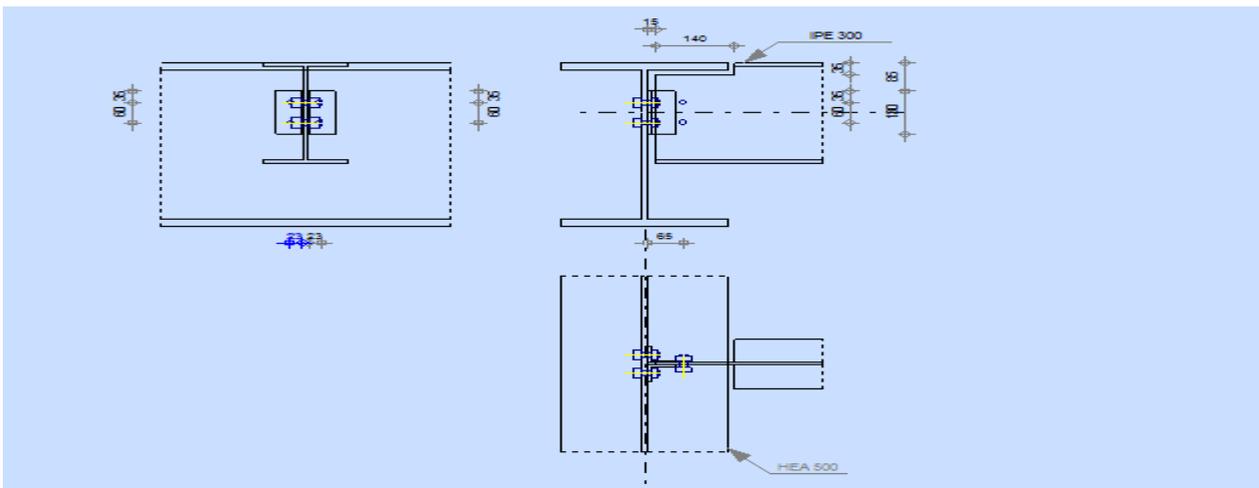


Figure X.9 : Disposition des boulons.

X.5.2. Vérifications nécessaires :

❖ **Assemblage trop long :**

Assemblage long $\Rightarrow L > 15 \times d$

$$L = (n - 1)P_2 = 50 \text{ mm}$$

$15d = 210 \text{ mm} > L \Rightarrow$ assemblage n'est pas long.

❖ **La pression diamétrale :**

On doit vérifier que :

$$F_{V.Sd} \leq F_{b.Rd} = 2,5 \times \alpha \frac{F_u \times d \times t_p}{\gamma_{mb}} \quad \text{avec ; } \gamma_{mb} = 1,25$$

$$\alpha = \min \left\langle \frac{e_1}{3d_0} ; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{F_{ub}}{F_u} ; 1 \right\rangle \Rightarrow \alpha = \min \langle 0,77 ; 1,08 ; 1,11 ; 1 \rangle \Rightarrow \alpha = 0,77$$

$$F_{b.Rd} = 2,5 \times 0,77 \times \frac{360 \times 14 \times 5}{1,25} \times 10^{-3} = 38,80 \text{ KN}$$

$$F_{V.Sd} = 7,34 \text{ KN} < F_{b.Rd} = 38,80 \text{ KN} \quad \text{Vérifiée.}$$

❖ **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 vérifier : $V_{Sd} \leq V_{eff.rd}$

$$V_{eff.rd} = \frac{A_{Veff} \times f_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}}$$

Avec :

A_{Veff} : Aire efficace de cisaillement = $tL_{V,eff}$

$L_{V,eff} = L_V + L_1 + L_2$ mais $L_{V,eff} < L_3$

$L_1 = a_1 = e_1 = 35 \text{ mm}$

$$L_2 = \frac{f_u(a_2 - Kd_{0,t})}{f_y}$$

Avec

$d_{0,t}$: Taille des trous le long de la ligne tendue

t : Épaisseur de l'âme ($t = 7,1 \text{ mm}$)

$K = 0,5$: Pour une seule rangée de boulons

Donc : $L_2 = 25,83 \text{ mm}$

$$L_V = p_1 = 60 \text{ mm}$$

$$L_{Veff} = 120,83 \text{ mm}$$

$$A_{Veff} = 857,89 \text{ mm}^2$$

$V_{eff.rd} = 93,116 \text{ KN} > V_{sd} \Rightarrow$ Pas de risque de cisaillement du bloc.

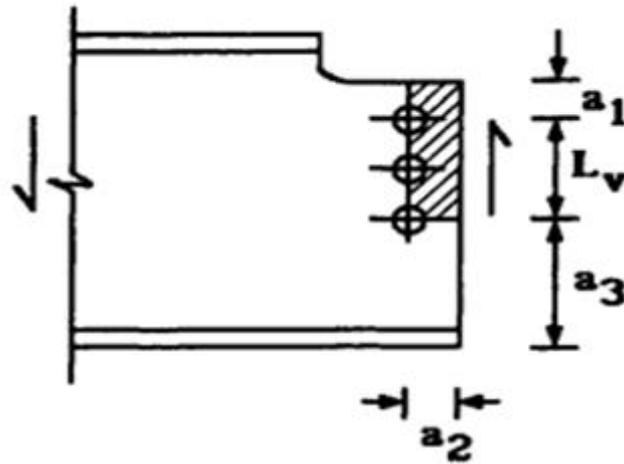


Figure X.10 : Schéma de cisaillement du bloc.

X.6. Assemblage poteau-poutre principale (HEA450-HEA500) :

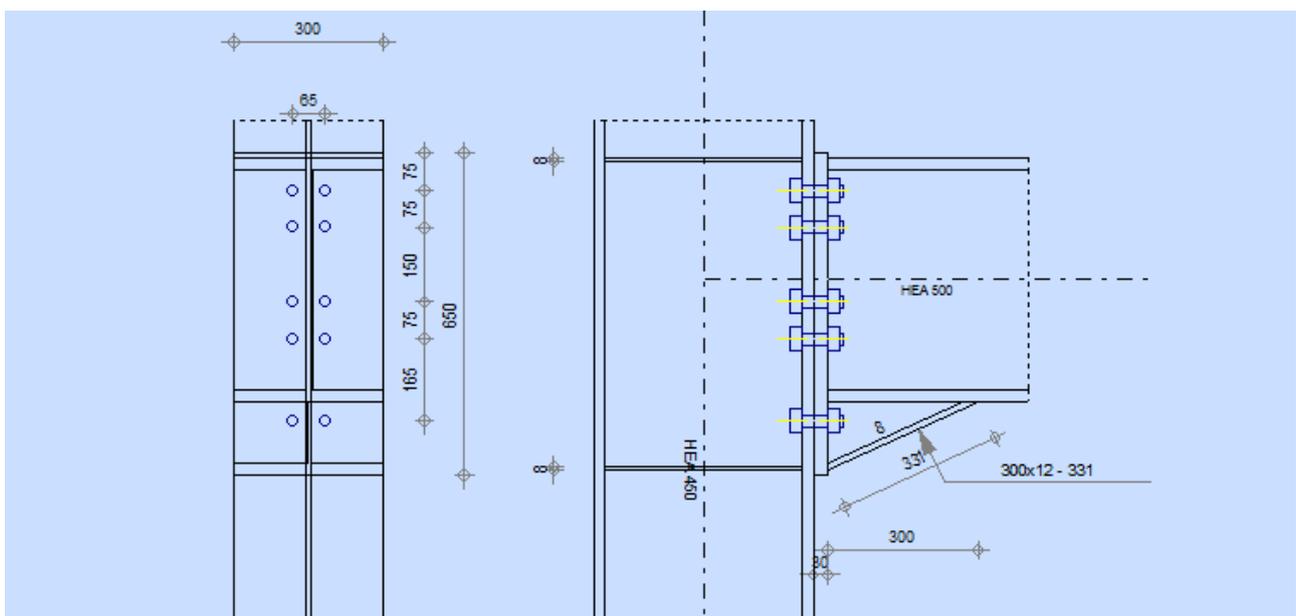


Figure X.11 : Vue de l'assemblage poteau - poutre principale.

❖ Efforts de calcul :

$$M^{\max} = 30,61 \text{ KN.m.} \quad N^{\max} = 444,21 \text{ KN.} \quad V^{\text{sd}} = 40,36 \text{ KN.}$$

I. Assemblage poteau jarret :

Dimensionnements des boulons :

- Choix des diamètres des boulons :

On choisit des boulons M24 de diamètre de classe 10.9

- **Disposition des boulons :**

❖ **Distance entre axe des boulons :**

$$P_1 = 2,2d_0 \quad P_2 \geq 3d_0 \quad \text{avec } d_0 = 26\text{mm (tableau 6.1 Eurocode 3)}$$

$$P_1 \geq 2,2 \times 26 = 57,2 \text{ mm}$$

On prend : $P_1 = 75\text{mm}$

$$P_1 \geq 3 \times 26 = 78 \text{ mm} \quad \text{On prend : } P_2 = 100\text{mm}$$

❖ **Pince longitudinale :**

$$e_1 \geq 1,2d_0 \quad e_1 \geq 1,2 \times 26 = 31,2\text{mm} \quad \text{On prend : } e_1 = 60\text{mm}$$

❖ **Pince transversale :**

$$e_2 \geq 1,5d_0 \quad e_2 \geq 1,5 \times 26 = 39\text{mm} \quad \text{On prend : } e_2 = 100\text{mm}$$

❖ **Détermination des efforts dans les boulons :**

$$d_1 = 665\text{mm} \quad d_2 = 590\text{mm} \quad d_3 = 515\text{mm} \quad d_4 = 440\text{mm}$$

$$d_5 = 365\text{mm}$$

$$\sum di^2 = 665^2 + 590^2 + 515^2 + 440^2 + 365^2 = 1382375\text{mm}^2.$$

$$N_i = \frac{M \cdot d_i}{\sum di^2}$$

$$N_1 = \frac{30,61 \cdot 0,665}{1,3823} = 14,72 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{30,61 \cdot 0,59}{1,3823} = 13,06 \text{ KN}$$

$$N_3 = \frac{30,61 \cdot 0,515}{1,38237} = 11,40 \text{ KN}$$

$$N_4 = \frac{30,61 \cdot 0,44}{1,3823} = 9,74 \text{ KN}$$

$$N_5 = \frac{30,61 \cdot 0,365}{1,3823} = 8,08 \text{ KN}$$

❖ **Vérification de la résistance de l'assemblage des boulons a L'ELU :**

- **Calcul du moment résistance :**

$$M_{Rd} = \frac{N_i \times \sum di^2}{d_i}$$

$$D'où : \quad N_i = \frac{M_{Rd} \cdot d_i}{\sum di^2}$$

N_i : L'effort maximal de traction du boulon le plus éloigné de centre de rotation.

d_i : Distance des boulons par rapport au centre de rotation.

L'effort de calcul de précontrainte autorisé dans les boulons vaut :

$$F_p = 0,7 \times f_{ub} \times A_s$$

$$F_p = 0,7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 247,1 = 127,97 \text{KN} \quad \text{Par boulon}$$

❖ **Le moment résistant de l'assemblage :**

$$M_{Rd} = \frac{N_i \times \sum d_i^2}{d_i} = \frac{n \times F_p \times \sum d_i^2}{d_i}$$

n : est le nombre de boulons dans une rangée horizontale.

❖ **Vérification de la résistance de l'assemblage :**

$$M_{sd} \leq M_{Rd}$$

$$\sum d_i^2 = 165^2 + 265^2 + 365^2 + 465^2 + 565^2 = 766125 \text{mm}^2.$$

$$M_{Rd} = \frac{N_i \times \sum d_i^2}{d_i} = \frac{n \times F_p \times \sum d_i^2}{d_i} = \frac{2 \times 127,97 \times 766125}{565} \times 10^{-3} = 347,04 \text{KN.m}$$

$$M_{sd} = 30,61 \text{KN.m} < M_R = 347,04 \text{KN.m}$$

Vérifiée

❖ **Vérification a l'effort tranchant :**

$$F_{vsd} = \frac{V_{sdmax}}{n} = \frac{40,36}{10} = 4,03 \text{KN}$$

$$F_{rd} = \frac{K_s \times m \times \mu \times F_p}{\gamma_{m2}} = 34,90 \text{KN}$$

$$F_{vsd} = 4,03 \text{KN} < F_{rd} = 34,9 \text{KN}$$

vérifiée

❖ **Vérification à la résistance de l'âme du Poteau dans la zone tendue:**

$$F_V < F_{TRd}$$

Avec :

$$F_{TRd} = T_{wc} \times b_{eff} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

Où :

F_{TRd} : Résistance de l'âme du poteau à la traction.

T_{wc} : Épaisseur de l'âme du poteau.

$b_{eff} = P$: entre axe des rangées de boulons. (P= 100mm).

$$F_{TRd} = 23,5 \times 1,15 \times \frac{10}{1,1} = 246,5 \text{KN}$$

L'effort de cisaillement vaut :

$$F_V = \frac{M_{sd}}{h-t_f} = \frac{30,61}{41,9} = 18,03 \text{ KN}$$

$$F_V = 18,03 \text{ KN} < F_{TRd} = 246,5 \text{ KN}$$

Vérifiée

❖ Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée :

On doit vérifier que : $N_{sd} < F_{c,Rd}$

$$\text{Avec : } F_{c,Rd} = \frac{k_c \cdot \rho \cdot b_{eff} \cdot f_{t,wc} \cdot f_y}{\gamma_{ml} \sqrt{\left(1 + 1,3 \left(\frac{b_{eff}}{h}\right)^2\right)}}$$

$$\text{Et : } b_{eff} = t_{fb} + 2a_p \sqrt{2} + 5(t_{fc} + r_c) + 2t_p$$

- Lorsque : $\sigma_{c,sd} \leq 0,7 f_y \rightarrow k_c = 1$

- Lorsque : $\sigma_{c,sd} > 0,7 f_y \rightarrow k_c = 1,7 - \sigma_{c,sd} / f_y$

Avec :

$\sigma_{c,sd}$: Contrainte normale de compression dans l'âme du poteau dû à l'effort de compression et au moment fléchissant.

$$\sigma_{c,sd} = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{sd} \times Z_{max}}{I_y}$$

$$\sigma_{c,sd} = \frac{40,36}{178} + \frac{30,61 \times 10^2 \times 30}{63720} = 0,73 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_{c,sd} = 0,73 \text{ KN/cm}^2 < 0,7 \times f_y = 23,5 \times 0,7 = 16,45 \text{ KN/cm}^2$$

Donc: $K_C = 1$

Avec:

t_p 30mm: Épaisseur de la platine d'extrémité.

$$b_{eff} = 23 \times 2 \times 9 \times \sqrt{2} + 5(21 + 27) + 2 \times 30 = 885,48 \text{ mm}$$

t_{fb} : Épaisseur de la semelle du poutre.

t_{fc} : Épaisseur de la semelle du poteau.

r_c : Rayon de raccordement âme / semelle du poteau.

a_p : Épaisseur de la gorge de la soudure (estimée à 5mm).

$$- \text{ Si } \bar{\lambda}_p \leq 0,72 \rightarrow \rho = 1$$

$$- \text{ Si } \bar{\lambda}_p > 0,72 \rightarrow \rho = (\bar{\lambda}_p - 0,2) / \bar{\lambda}_p^2$$

$$\text{Et : } \bar{\lambda}_p = 0,932 \sqrt{\frac{b_{\text{eff}} \cdot d_{\text{wc}} \cdot f_y}{E \cdot t_{\text{wc}}^2}} : \text{ élancement réduit de la partie efficace de l'âme.}$$

$$\bar{\lambda}_p = 0,932 \sqrt{\frac{88,54 \times 34,4 \times 23,5}{2,1 \times 10^4 \times 12^2}} = 0,17 < 0,77$$

$$\rho = 1$$

$$F_{cRd} = \frac{1 \times 1 \times 88,54 \times 1,2 \times 23,5}{1,1 \times \sqrt{(1 + 1,3 \times (\frac{88,54}{50})^2)}} = 1008,8 \text{KN}$$

$$N_{sd} \text{ } t_q : N_{sd} = \sum N_i$$

$\sum N_i$: La somme des efforts dans les boulons tendus.

$$N_i = \frac{M \cdot d_i}{\sum d_i^2}$$

$$d_1 = 665 \text{mm} \quad d_2 = 590 \text{mm} \quad d_3 = 515 \text{mm} \quad d_4 = 440 \text{mm}$$

$$d_5 = 365 \text{mm}$$

$$\sum d_i^2 = 665^2 + 590^2 + 515^2 + 440^2 + 365^2 = 1382375 \text{mm}^2.$$

$$N_i = \frac{M \cdot d_i}{\sum d_i^2}$$

$$N_1 = \frac{30,61 \cdot 0,665}{1,3823} = 14,72 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{30,61 \cdot 0,59}{1,3823} = 13,06 \text{KN}$$

$$N_3 = \frac{30,61 \cdot 0,515}{1,38237} = 11,40 \text{ KN}$$

$$N_4 = \frac{30,61 \cdot 0,44}{1,3823} = 9,74 \text{ KN}$$

$$N_5 = \frac{30,61 \cdot 0,365}{1,3823} = 8,08 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 14,72 + 13,06 + 11,40 + 9,74 + 8,08 =$$

$$N_{sd} = 57,00 \text{ KN} < F_{cRd} = 1008,8 \text{KN}$$

❖ **Vérification à la résistance de l'âme du Poteau dans la zone cisailée:**

On doit vérifier que : $F_V \leq V_{Rd}$

$$V_R = 0,58 \times f_y \times h \times \frac{t_w}{\gamma_{m0}}$$

$$V_R = 0,58 \times 23,5 \times 45 \times \frac{1,15}{1,1} = 641,22 \text{KN}$$

L'effort de cisaillement vaut :

$$F_V = \frac{M_{sd}}{h-t_f} = \frac{30,61}{1,9} = 16,11 \text{ KN}$$

$$F_V = 16,11 \text{KN} < V_R = 641,22 \text{KN}$$

Vérifiée

III. Assemblage platine poutre :

Cette liaison se fera au moyen de cordon de soudure

❖ **Epaisseur de la platine :**

Soit $e = 30 \text{mm}$

❖ **Gorge reliant l'âme :**

$$3 \text{mm} \leq a \leq 0,5 t_w \quad \rightarrow \quad 3 \text{mm} \leq a \leq 0,5 \times 12 \text{mm} \rightarrow a = 7 \text{mm}$$

❖ **Gorge reliant la semelle :**

$$3 \text{mm} \leq a \leq 0,5 t_f \quad \rightarrow \quad 3 \text{mm} \leq a \leq 0,5 \times 23 \text{mm} \rightarrow a = 12 \text{mm}$$

❖ **Distribution des efforts sur les différents cordons :**

- **Cordon âme platine :**

Chaque cordon reprend : $V/2 = 20,18 \text{KN}$

- **Cordon semelle :**

$$L = 2b - t_w = 2 \times 300 - 12 = 588 \text{mm}$$

$$N = M / L = 52,05 \text{KN}$$

❖ **Vérification :**

- **Cordon semelle platine :**

$$L = \frac{N \cdot \sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{mw}}{a \cdot f_u} \quad (\text{EC3 Art 6.6.5.3})$$

β_w : Coefficient de corrélation = 0,8

γ_{mw} : Coefficient de sécurité = 1,25

f_u : Valeur normal de la résistance = 360 MPa

$$L = \frac{444,21 \times \sqrt{3} \times 0,8 \times 1,25}{1 \times 36} = 21,34 \text{ cm}$$

$$L = 58,8 \text{ cm} > 21,34 \text{ cm}$$

Vérifiée

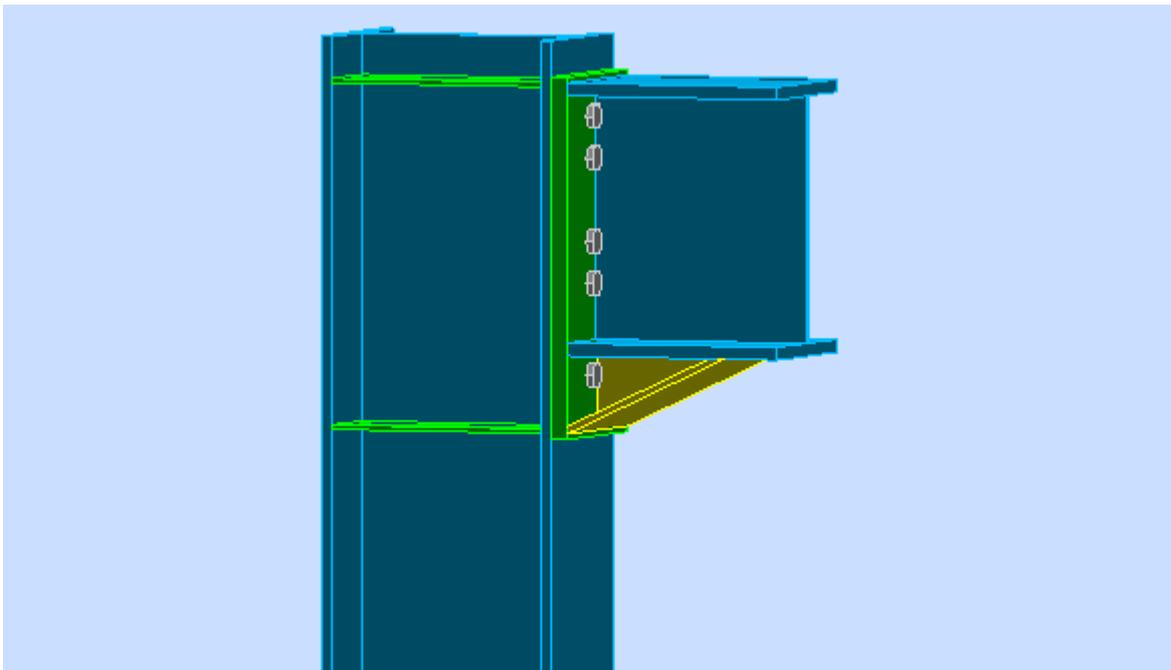


Figure X.12 : Vue de l'assemblage poteau - poutre principale.

X.7. Calcul des tiges d'ancrages :

la base des poteaux sert à transmettre les charges au sol à l'aide d'assises en acier, ces assises sont des plaques métalliques appelée : « platines », fixées aux pieds des poteaux par des tiges d'ancrage 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 nécessaire vis-à-vis des effets de soulèvement et des moments de flexions.

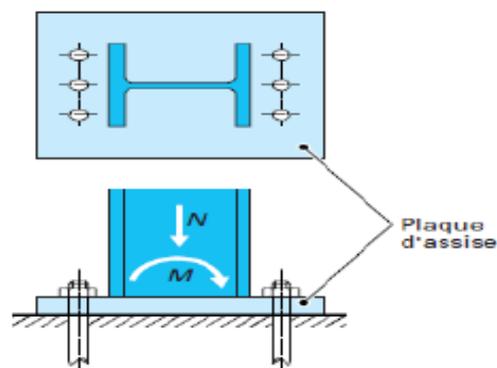


Figure X.13 : Présentation du pied du poteau.

X.7.1. Dimensionnement des tiges d'ancrages des poteaux HEA450 :

La tige d'ancrage sera dimensionnée avec l'effort de traction le plus défavorable.

$$N_t = 444,21 \text{ KN} \quad \text{Obtenu sous la combinaison } G + Q + 1,2E_y.$$

$$b = h + 2c$$

h : la hauteur de la section HEA450 h = 440 mm

c : le débord donné par : c = (100/150) mm

On prend : c = 120 mm

$$D'où : b = h + 2c = 440 + 2 * 120 = 680 \text{ mm}$$

$$a = b' + 2c = 300 + 2 * 120 = 540 \text{ mm}$$

Les tiges d'ancrages se dimensionnent à la traction simple, sous un effort de traction (Nt).

$$N_{ST} = \frac{N_t}{n}$$

n : nombre de tiges.

Nt : effort sollicitant de traction.

L'ancrage est réalisé par 6 tiges :

$$\frac{N_t}{6} \leq \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} f_y \rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{2N_t}{3\pi \cdot f_y}}$$

$$\rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{2 \times 444,21}{3 \times 3,14 \times 23,5}} = 2,003 \text{ cm}$$

$$\phi = 3 \text{ cm}$$

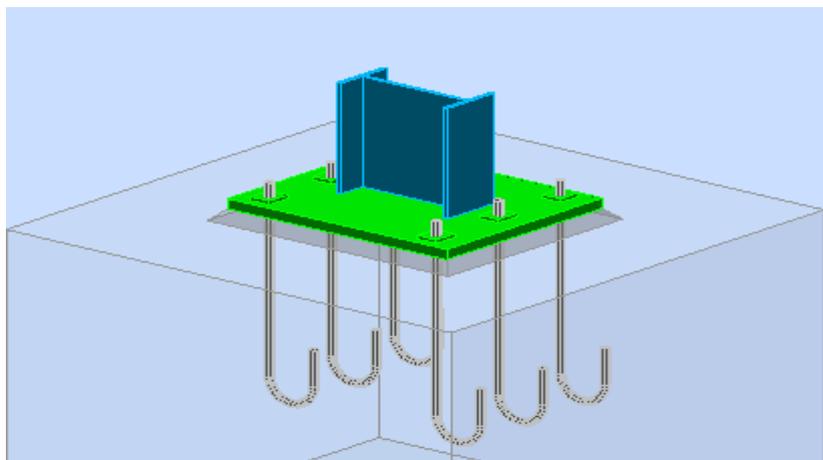


Figure X.14 : Dispositions des tiges d'encrages.

Soit des tiges d'ancrages de 30mm de diamètre.

X.7.2. Vérification de la tige d'ancrage :

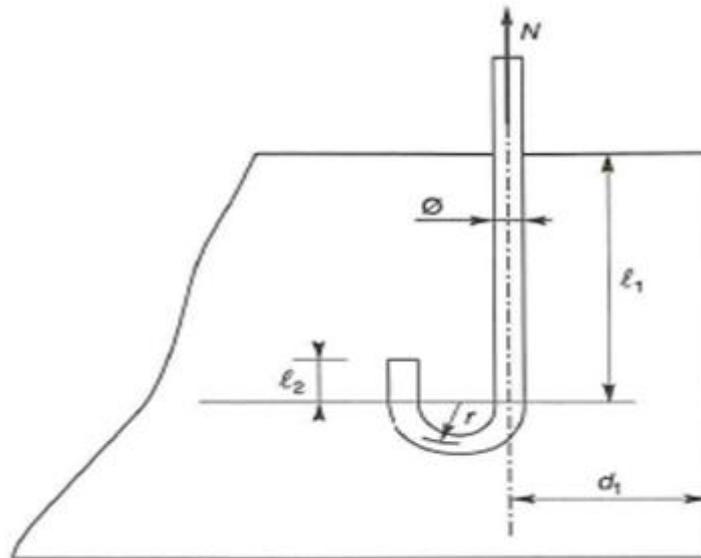


Figure X.15 : Tiges d'encrages du pied du poteau.

L'effort admissible par scellement est fixé par la règle suivant :

$$N_a = 0,1 \times \left(1 + \frac{7 \times g_c}{1000}\right) \times \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1}\right)^2} \times (l_1 + 6,4 \times r + 3,5 \times l_2) \geq \frac{N_t}{n_b}$$

CM66 Article 5.123.

Avec :

g_c : Dosage en ciment du béton ($350 \text{Kg}/\text{m}^3$)

d_1 : Enrobage (6cm)

ϕ : Diamètre du goujon, $\phi = 3 \text{cm}$

n_b : Nombre des goujons

$r = 3 \times \phi$, $r = 3 \times 3 = 9 \text{cm}$

$l_1 = 20 \times \phi = 60 \text{cm}$

$l_2 = 2 \times \phi = 6 \text{cm}$

$N_a = 95,63 \text{KN} \geq \frac{N_t}{6} = 77,44 \text{KN}$

Vérifiée.

X.7.3. Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{30,61}{444,2} = 0,068m = 6,8 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{h_{HEA 450+c}}{6} = \frac{560}{6} = 93,33mm = 9,33cm$$

$e \frac{h}{6}$ Donc le centre de poussée se trouve hors de tiers central de la section, et la platine est soulevée à gauche (les boulons de gauche étant sollicités en traction).

$$A = 2 \times \left(\frac{\pi \times \phi^2}{4} \right) = 14,13cm$$

$$A = 14,13cm^2 \quad (A : \text{aire de section de 3 tiges à gauche du poteau})$$

$$l = e \times \frac{h-2c}{2}$$

$$l = 44,73cm$$

$$h = 36,2cm$$

$$b = 73cm$$

$$h'^3 + 3(l-h)h'^2 + 90A \frac{l}{b} h' - 90A \frac{l}{b} h = 0$$

L'équation de 3^{ème} degré en h' alors :

$$h'^3 + 3(44,73 - 36,2)h'^2 + 90 \times 14,13 \times \frac{44,73}{73} h' - 90 \times 14,13 \times \frac{44,73}{73} \times 36,2 = 0$$

$$h'^3 - 8,53 h'^2 + 779,22 h' - 28207,80 = 0$$

$$h' = 32,355 \text{ cm}$$

X.7.3.1. Vérification des contraintes dans le béton :

$$\bar{\sigma} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\bar{\sigma} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,167MPa$$

$$\sigma_b = \frac{2N \times l}{bh' \left(h - \frac{h'}{3} \right)} \leq f_{ub} = 14,167MPa$$

$$\sigma_b = \frac{2 \times 444,2 \times 44,73}{73 \times 32,355 \left(36,2 - \frac{32,355}{3} \right)} = 0,60MPa < 14,16MPa$$

Vérifier.

X.7.3.2. Vérification des contraintes dans l'acier :

$$\sigma_a = \frac{N}{A} \times \frac{l-h+\frac{h'}{3}}{\left(h-\frac{h'}{3}\right)} \leq f_y$$

$$\sigma_a = \frac{444,2}{14,13} \times \frac{44,73-44+\frac{32,35}{3}}{\left(44-\frac{32,35}{3}\right)} = 2,03MPa \leq f_y = 235MPa \quad \text{Vérier.}$$

X.7.3.3. Dimensionnement de l'épaisseur de la platine :

$$M = C_1 \times d_1 + C_2 \times d_2$$

$$d_1 = \frac{u}{2} = \frac{10}{2} = 5cm$$

$$d_2 = 2 \times \frac{u}{3} = 2 \times \frac{10}{3} = 6,66cm$$

$$C_1 = (0,772 + 3,868) \times u \times b = 4,64 \times 10 \times 73 \times 10^{-1} = 338,72KN$$

$$C_2 = 1,29 \times \frac{u \times b}{2} = 1,29 \times \frac{10 \times 73}{2} \times 10^{-1} = 47,08KN$$

$$M = (338,72 \times 5 + 47,08 \times 6,66) \times 10^{-2} = 20,07 KN.m$$

$$M_{ely} = \frac{b \times t^2}{6} \times \frac{f_y}{\gamma_{M_0}}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$M \leq M_{ely} \Rightarrow t \geq \sqrt{\frac{6 \times M \times \gamma_{M_0}}{b \times f_y}} = \sqrt{\frac{6 \times 20,07 \times 1,1}{73 \times 235}} \times 10^5 = 27,78mm$$

Donc, on adopte une platine d'épaisseur $t = 28mm$

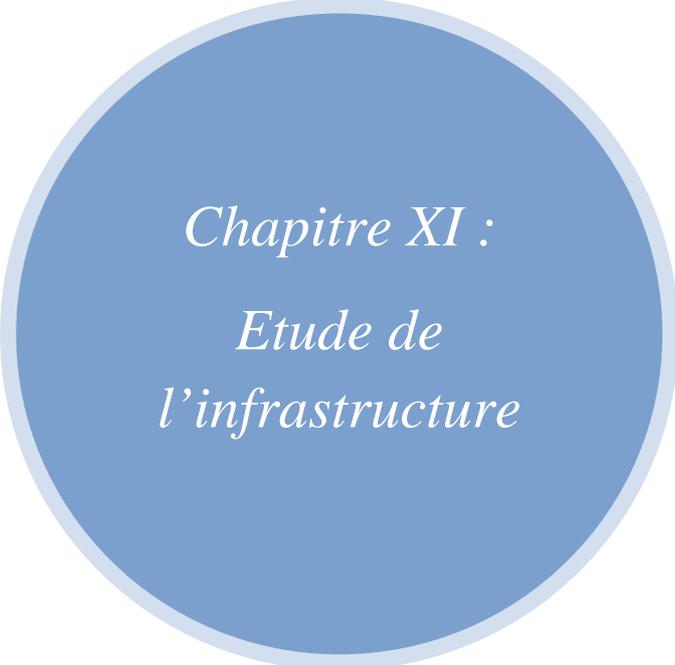
- **Vérification de la bèche :**

Si : $0,3 \times N < V \rightarrow$ La bèche est nécessaire

On a :

$$\begin{cases} N = 444,2KN \\ V = 40,36KN \end{cases}$$

$0,3 \times N = 0,3 \times 444,2 = 133,26 KN > V = 40,36KN$ (La bèche n'est pas nécessaire).



Chapitre XI :
Etude de
l'infrastructure

XI. Introduction

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc l'une des parties essentielles de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

XI.1. Choix du type de fondation :

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- ❖ La résistance du sol.
- ❖ Le type de la structure.
- ❖ 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.
- ❖ Les délits.

XI.2. Calcul des fondations sous poteaux HEA450:

Les fondations seront calculées suivant les deux sens, longitudinal et transversal, sous les combinaisons suivantes :

$G+Q+E$

$0,8G \pm E$

RPA99/2003. Art 10.1.4.1.

Ainsi que les combinaisons citées par le **BAEL91** :

ELS : $G+Q$

ELU : $1.35G \times G + 1,5Q$

En tenant compte de nature du sol, de type du projet et de l'ensemble des résultats de laboratoire nous avons :

- ❖ Des fondations superficielles, ancrée à environ **2m de profondeur.**
- ❖ Une contrainte à adopter pour le calcul des fondations de l'ordre de **2bar.**

XI.3. Les sollicitations sous poteaux HEA450:

Les semelles sont soumises à :

-Un effort normal centré N.

-Un moment de flexion M rapporté au centre de gravité de la section de béton seul à la base du poteau.

DTR-BC 2.3.3.1.

	Nmax (KN)	My (KN.m)	Vy (KN.m)
0,8G+Q+Ex	444,21	30,61	40,36

Tableau XI.1 : les sollicitations à la base de poteau HEA450.

XI.4. Pré-dimensionnement de la semelle :

XI.4.1. La condition de rigidité :

Les dimensions de la semelle doivent être homothétiques avec celles de la plaque d'assise (platine), soit :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \Rightarrow A = \frac{b}{a} \times B$$

a et b : Les dimensions de la platine au dessous du poteau.

Les poteaux sont des HEA450 pour cela la platine à la base est prise $(63 \times 54) \text{ cm}^2$

H et B : Dimension de la semelle.

Donc : $A = 1,16 \times B$

h_t : Hauteur total de la semelle

$h_t = d + c$; Avec $c = 5 \text{ cm}$ (béton de propreté)

XI.4.2. Le critère de non poinçonnement :

$\sigma_{\max} \leq 2\sigma_{\text{sol}}$ Situation accidentelle

$$a = 63 \text{ cm}$$

On a: $b = 54 \text{ cm} \Rightarrow A = 1,16B$

$$\bar{\sigma} = 0,20 \text{ MPa}$$

σ_{\max} : Contrainte maximale dans la semelle donnée par les formules suivante :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A \times B} \times \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B}\right) \quad ; \quad \sigma_{\max} = \frac{N}{A \times B} \times \left(1 + \frac{6 \times e_0}{A}\right)$$

Avec e_0 donné par :

$$e_0 = \frac{M_y}{N_{\max}}$$

XI.5. Dimensionnement de la semelle :

❖ Situation accidentelle :

$$e_0 = \frac{30,61}{444,2} = 0,068 \text{ m}$$

$$\frac{N}{A \times B} \times \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B}\right) \leq 2\sigma_{\text{sol}} \quad \Rightarrow \quad \frac{N}{1,16 \times B^2} \times \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B}\right) \leq 2\sigma_{\text{sol}}$$

$$\frac{3.2 \times \sigma_{sol}}{N} B^3 - B - (6 \times e_0) \geq 0 \quad \Rightarrow \quad B \geq 2,37m$$

On choisit **B = 2,50m**, **A = 3m**

La hauteur est donnée par la condition de rigidité :

$$h \geq \max\left(\frac{A-a}{4}, \frac{B-b}{4}\right) + c \quad \text{BAEL91- ch15 III .Art 1.2.}$$

$$h \geq \max\left(\frac{300 - 63}{4}, \frac{250 - 54}{4}\right) + 5 = \max(59,25 ; 49) + 5 = 64,25 \text{ cm}$$

On prend :

$$h = 65cm$$

$$h_1 \geq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times \phi + 6; 20cm\right) = 16,25cm$$

On prend : $h_1 = 35cm$

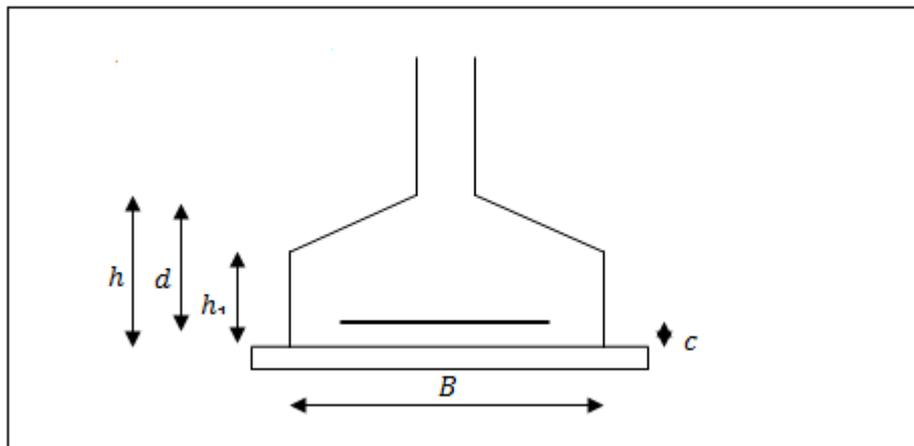


Figure XI.1 : Schéma de la semelle isolé.

XI.5.1. Vérification en tenant compte du poids de la semelle :

$$\text{On a : } N_t = N + P_s$$

Avec :

P_s : Poids de la semelle.

$$P_s = \gamma_b \times V_{\text{semelle}} = 25 \times (2,50 \times 3 \times 0,65) = 121,8 \text{ KN}$$

$$N_t = N + P_s = 444,2 + (1,35 \times 121,8) = 608,63 \text{ KN}$$

Il faut vérifier la condition suivante : $\sigma \leq \bar{\sigma}$:

$$\sigma = \frac{N_t}{A \times B} \times \left(1 + \frac{6 \times e_0}{A}\right)$$

$$e_0 = \frac{M}{N_t} = \frac{30,61}{608,63} = 0,050 \text{ m}$$

$$\sigma = \frac{N_t}{A \times B} \times \left(1 + \frac{6 \times e_0}{A}\right) = \frac{608,36}{3 \times 2,50} \times \left(1 + \frac{6 \times 0,050}{3}\right) \times 10^{-3} = 0,089 \text{ MPa}$$

$$\sigma = 0,089 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 0,20 \text{ MPa} \quad \text{Vérifiée.}$$

⇒ Les dimensions choisies sont bonnes .

XI.5.2. Vérification de la stabilité au renversement : (RPA99v 2003.Art.10.1.5)

Dans le cas accidentel, il faut vérifier que :

$$e_0 \leq \begin{cases} \frac{B}{4} = \frac{2,50}{4} = 0,62 \text{ m sens B} \\ \frac{A}{4} = \frac{3}{4} = 0,75 \text{ m sens A} \end{cases}$$

$$\text{Sens B : } e_0 = 0,52 \text{ m} < 0,62 \text{ m}$$

$$\text{Sens A : } e_0 = 0,43 \text{ m} < 0,75 \text{ m}$$

Donc la vérification au renversement est satisfaite.

XI.6. Ferrailage de la semelle (BAEL 91) :

On a deux conditions à vérifier :

$$(1) \begin{cases} e_0 < \frac{b}{6} \rightarrow \text{sens B} \\ e_0 < \frac{a}{6} \rightarrow \text{sens A} \end{cases}$$

$$(2) \begin{cases} e_0 < \frac{B}{24} \rightarrow \text{sens B} \\ e_0 < \frac{A}{24} \rightarrow \text{sens A} \end{cases}$$

Si les deux conditions sont vérifiées, les armatures seront calculées sous un effort normal fictif :

$$N' = N \left(1 + \frac{3 \times e_0}{B}\right) \rightarrow \text{sens B}$$

$$N' = N \left(1 + \frac{3 \times e_0}{A}\right) \rightarrow \text{sens A}$$

Si l'une des deux conditions est vérifiée, les armatures seront calculées sous un moment M_1

$$M_1 = (4 \times B + 0,3 \times b - 9 \times e_0) \left(\frac{\frac{B}{2} - 0,35 \times b}{\frac{B}{2} - e_0} \right)^2 \frac{N}{27} \text{ sens B}$$

$$M_1 = (4 \times A + 0,3 \times a - 9 \times e_0) \left(\frac{\frac{A}{2} - 0,35 \times a}{\frac{A}{2} - e_0} \right)^2 \frac{N}{27} \text{ sens A}$$

-Armatures parallèles à A= 3m:

$$e_0 = 0,43 > \frac{0,63}{6} = 0,105$$

$$e_0 = 0,43 > \frac{3}{24} = 0,125$$

Calcul de M1

$$M_1 = (4 \times 3 + 0,3 \times 0,63 - 9 \times 0,43) \left(\frac{\frac{3}{2} - 0,35 \times 0,63}{\frac{3}{2} - 0,43} \right)^2 \frac{444,2}{27} = 195,02 \text{KN}$$

$$A_s = \frac{M_1}{z \times F_{st}}$$

$$Z = 0,9 \times d = 0,54 \text{m}$$

$$A_s = \frac{195,02 \times 10^{-3}}{0,54 \times 400} = 9,02 \text{cm}^2$$

-Armatures parallèles à B= 2.5m:

$$e_0 = 0,52 > \frac{2,5}{6} = 0,416$$

$$e_0 = 0,52 > \frac{2,5}{24} = 0,104$$

Calcul de M1

$$M_1 = (4 \times 2,5 + 0,3 \times 0,54 - 9 \times 0,52) \left(\frac{\frac{2,5}{2} - 0,35 \times 0,54}{\frac{2,5}{2} - 0,52} \right)^2 \frac{444,2}{27} = 105,14 \text{KN}$$

$$A_s = \frac{M_1}{z \times F_{st}}$$

$$A_s = \frac{105,14 \times 10^{-3}}{0,54 \times 400} = 4,86 \text{cm}^2$$

-Condition de non fragilité :

$$\text{Min } A_B = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times B \times h_1 = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 250 \times 35 = 10,56 \text{cm}^2$$

$$\text{Min } A_A = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times A \times h_1 = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 300 \times 35 = 12,67 \text{cm}^2$$

-Dispositions constructives : Les armatures seront munies des crochets si : ($l_s > \frac{H}{4}$ sens H et $l_s > \frac{B}{4}$ sens B)

$$l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times 0,6 \times \Psi_s^2 \times F_{tj}}$$

l_s : Longueur de scellement

Ψ_s : 1,5 → HA

-Suivant A :

$$l_s = \frac{1,4 \times 400}{2,4 \times 1,5^2 \times 2,1} = 49,38 \text{ cm} < \frac{A}{4} = 75 \text{ cm}$$

-Suivant B :

$$l_s = \frac{1,4 \times 400}{2,4 \times 1,5^2 \times 2,1} = 49,38 < \frac{B}{4} = 62,5 \text{ cm}$$

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'à l'extrémité de la semelle, avec des crochets.

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Armatures	Situation accidentelle	Amin (cm ²)	Nombre de barre	As (cm ²)	l_s (cm)	St (cm)
As (A)	9,16	12,67	12HA12	13,57	50	17
As (B)	4,98	10,56	10HA12	11,31	50	12

Tableau XI.2 : Les armatures des semelles (poteau HEA450).

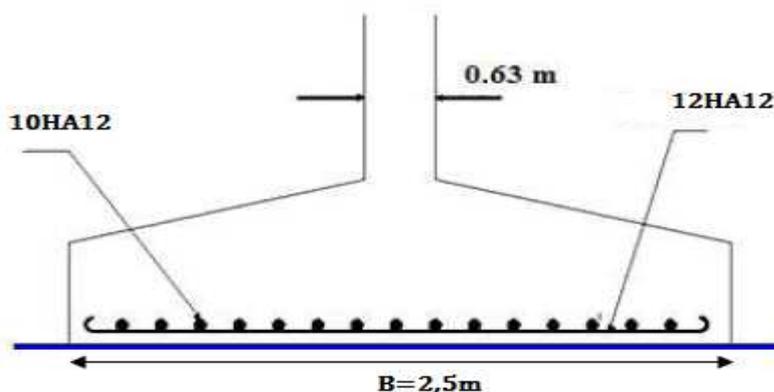


Figure XI.2 : Schéma de ferrailage de la semelle (semelle de poteau).

XI.7. Calcul des longrines :**XI.7.1. Introduction :**

Les longrines sont des éléments appartenant à l'infrastructure et qui servent à rigidifier l'ensemble de semelles. Et elles sont soumises à des forces axiales de traction.

XI.7.2. Pré-dimensionnement :

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

25cm×30cm : sites de catégorie S2 et S3

30cm×30cm : sites de catégorie S4

Pour notre cas on optera des longrines de section : $(60 \times 65) \text{ cm}^2$

XI.7.3. Ferrailage :

Les longrines doivent être calculées pour résister à l'action d'une forces de traction qui est égale à :

$$N_t = \left(\frac{N}{\alpha} \right) \geq 20KN \quad (\text{RPA99 V2003.Art.10.1.1.b}).$$

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

N_u^{max} : L'effort normal ultime du poteau le plus sollicité.

$$\alpha = 12(\text{zone IIa, site S3})$$

$$\text{ELU} \quad N_t = \left(\frac{557,12}{12} \right) = 46,42 \geq 20KN$$

$$\text{ELS} \quad N_t = \left(\frac{225,33}{12} \right) = 18,77 \geq 20KN$$

$$A_s = \frac{N_t}{\sigma_s}$$

$$\text{ELU} \quad A_s = \left(\frac{46,42 \times 10^{-3}}{348} \right) = 1,33 \text{ cm}^2$$

$$\text{ELS} \quad A_s = \left(\frac{18,77 \times 10^{-3}}{201} \right) = 0,93 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,6\%B = 0,6 \times 10^{-2} \times 60 \times 65 = 23,4 \text{ cm}^2$$

Donc on ferraille avec A_{min}

Soit 12HA16, avec $A_s = 24,13 \text{ cm}^2$

-Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_s \geq \frac{\beta \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s \geq \frac{60 \times 65 \times 2,1}{400} = 20,4 \text{ cm}^2 \quad ; \quad 20,4 \text{ cm}^2 < 24,13 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée.}$$

-Vérification de la flèche :

$$q_s = \frac{225,33}{6} = 37,55 \text{ KN/ml}$$

La plus grande portée est : $l = 10,57 \text{ m}$

$$F = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I} \leq F_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{1057}{200} = 5,28 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = 1373125 \text{ cm}^4$$

$$F = \frac{5 \times 37,33 \times 1057^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 1373125} = 2,104 \text{ cm} < 5,28 \quad \text{Vérifiée.}$$

-Armatures transversales :

Soit des cadres de diamètre 8mm dont l'espacement est inférieur à : $\min(20\text{cm}, 15\phi)$

$$S_t < (\min(20\text{cm}, 15 \times 0,8)) = 12 \text{ cm}$$

Les cadres sont espacés de 15 cm en travée et de 10cm en zone nodale.

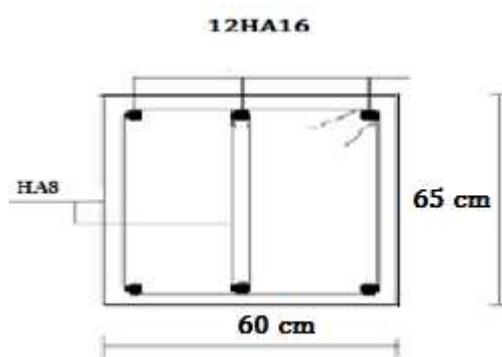


Figure XI.3 : Schéma de ferrailage des longrines.

XI.8. Ferrailage des futs :

Les fondations sont ancrées à l'assemblage platine massif doit être au dessus du sol ; donc on prévoit un poteau en B.A (fût) de dimension $(65 \times 60) \text{ cm}^2$

Le fût est soumis à un effort normal, un effort tranchant et un moment fléchissant. Le ferrailage de la section sera en flexion composé.

On calculera uniquement le fût le plus sollicité ; par les efforts (M, N, T)

La longueur d'ancrage est : $D = 2m$

On choisit un fut dont les dimensions sont les suivantes :

$$A = 65 \text{ cm}$$

$$B = 60 \text{ cm}$$

Le ferrailage adopté pour ce fut est : **8HA25** dans le sens longitudinal et cadre de **Ø8** dans le sens transversal.

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

$$A_s = 39,27 \text{ cm}^2$$

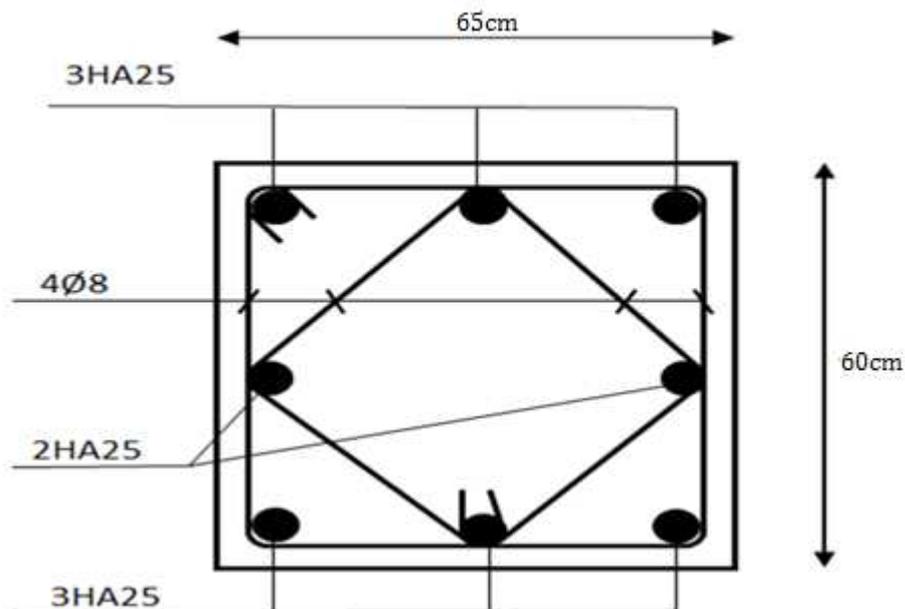


Figure XI.4: Ferrailage du fût.

Remarque :

- ✓ On adopte les mêmes fondations pour les potelets et les poteaux HEA280 (dimensions et ferrillages).



Chapitre XII :
Vérification à la
stabilité
d'ensemble

XII. Introduction

Ce chapitre consiste à la vérification de la stabilité globale de la structure vis-à-vis de l'action due au vent ainsi que l'action due au séisme. Cette vérification est assurée si seulement la condition qui suit est vérifiée :

$$\sum \text{Moments résistants (Stabilisateurs)} \geq \sum \text{Moments renversants}$$

$$\sum M_{st} \geq \sum M_R$$

XII.1. Vérification de la stabilité globale de la structure :

XII.1.1. Calcul de moment stabilisateur de la structure (M_{st}) :

Le moment résistant est donné par cette formule :

$$M_{st} = G \times d_i$$

Où :

i : L'indication de l'axe $x-x'$ ou $y-y'$

G : Poids propre de la structure

On a donc :

- Moment stabilisateur vis-à-vis de l'action de vent :

$$\left\{ \begin{array}{l} G = W_i = 5950,13 \text{ KN} \\ M_{st.1} \left\{ \begin{array}{l} d_x = 10,57 \text{ m} \\ d_y = 16,89 \text{ m} \end{array} \right. \end{array} \right. \quad (\text{CDG de la structure})$$

- Moment stabilisateur vis-à-vis de l'action sismique :

$$\left\{ \begin{array}{l} G = W_i = 6530,64 \text{ KN} \quad (\text{Le poids pris par le robot avec les charges d'exploitations}) \\ M_{st.2} \left\{ \begin{array}{l} d_x = 10,57 \text{ m} \\ d_y = 16,89 \text{ m} \end{array} \right. \end{array} \right. \quad (\text{CDG avec prise en compte des masses dynamiques globales})$$

	$x-x'$	$y-y'$
$M_{st.1}$ (KN.m)	62892,87	100497,69
$M_{st.2}$ (KN.m)	69028,86	110302,50

Tableau XII.1 : Les valeurs de M_{st} .

XII.1.2. Calcul de M_R sous l'action de vent :

L'action de vent est décomposée en deux composantes, qui provoquent un moment de renversement de la structure, ces dernières sont :

- ✓ Une composante horizontale « F_H » d'entraînement.
- ✓ Une composante verticale « F_V » de soulèvement.

Cette force résultante F est donnée par :

$$F = \sum (q_P \times S_j) + \sum F_{fr}$$

Où :

q_P : La pression du vent qui s'exerce sur un élément de surface P en (daN/m²)

S_j : L'aire de l'élément de surface j en (m²)

F_{fr} : Les forces de frottements (d'entraînement) éventuelles

Mais dans notre cas on a la force de frottement est nulle donc :

$$F = \sum (q_P \times S_j)$$

XII.1.2.1. Le vent sur le Lang-pan V1 :

- Cas V1 avec $C_{pi} = -0.16$:

Tous les résultats de calcul sont dans le tableau qui suit :

zone	q_j (KN/m ²)	S (m ²)	F_H (KN)	F_V (KN)	Point d'application		
					X (m)	Y (m)	Z(m)
D	0,6043	332,36	200,84	0,00	0	17,15	4,85
E	0,0881	332,36	29,28	0,00	21,15	17,15	4,85
F	0,9329	11,80	0,00	11,01	1	1,5	9,8
G	0,0643	52,99	0,00	3,4114	1	17,15	9,8
H	0,0256	296,69	0,00	7,6012	7,31	17,5	10,51
I	0,0269	76,60	0,00	2,062	11,57	17,5	10,06
J	0,0157	296,69	0,00	4,675	18,15	17,5	10,77
			$F_H=230,12$	/	2,69	17,15	4,85
			/	$F_V=28,75$	8,95	16,50	10,35

Tableau XII.2 : Vent sur long pan V1, $C_{pi} = -0,16$.

Pour le calcul des coordonnées des points d'application des résultants des F_H et F_V , on applique ces formules :

$$X_{F.H} = \frac{\sum F_H \cdot x_i}{\sum F_H} \quad ; \quad Y_{F.H} = \frac{\sum F_H \cdot y_i}{\sum F_H} \quad ; \quad Z_{F.H} = \frac{\sum F_H \cdot z_i}{\sum F_H}$$

$$X_{F.V} = \frac{\sum F_V \cdot x_i}{\sum F_V} \quad ; \quad Y_{F.V} = \frac{\sum F_V \cdot y_i}{\sum F_V} \quad ; \quad Z_{F.V} = \frac{\sum F_V \cdot z_i}{\sum F_V}$$

- Calcul de M_R :

$$M_{RX/X} = F_V \times Y = 474,37 \text{KN.m}$$

$$M_{RY/Y} = F_V \times X + F_H \times Z = 1373,39 \text{KN.m}$$

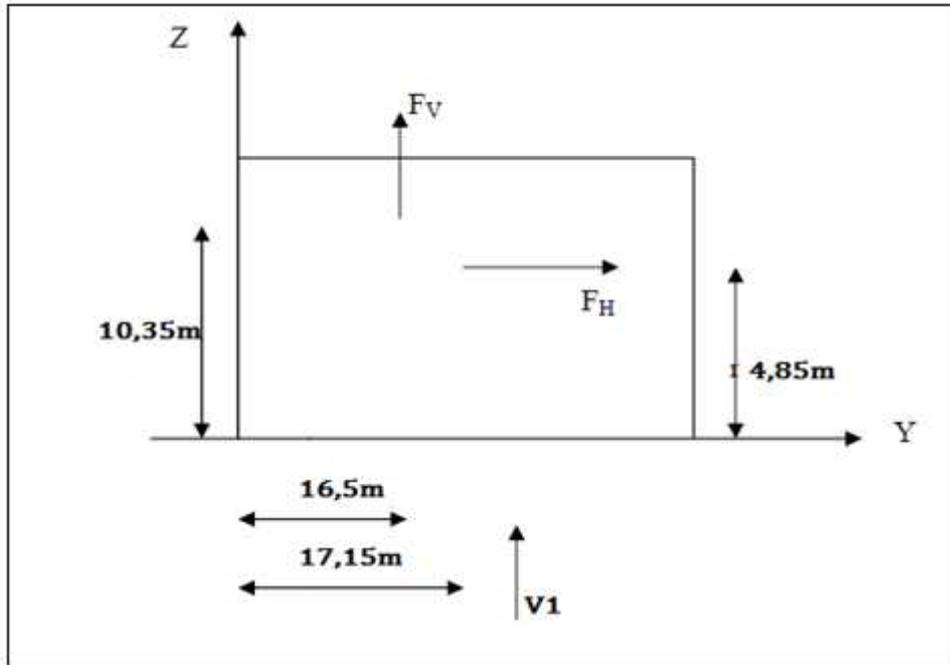


Figure XII.1 : Résultantes des forces horizontale et verticale sur long pan.

XII.1.2.2. Le vent sur le pignon V2 :

- Cas V1 avec $C_{pi} = -0.41$

Tous les résultats de calcul sont dans le tableau qui suit :

zone	q_j (KN/m ²)	S (m ²)	F_H (KN)	F_V (KN)	Point d'application		
					X (m)	Y (m)	Z(m)
D	0,7618	332,36	252,59	0,00	0	17	4,85
E	0,0692	332,36	22,9	0,00	34,30	17	4,85
F	0,7489	11,14	0,00	8,34	1,255	2,05	9,8
G	0,5847	11,17	0,00	6,53	1,255	17	9,8
H	0,1773	89,46	0,00	15,86	7,31	17	10,51
I	0,1116	261,51	0,00	29,18	11,57	17	10,06
J	0,00	/	0,00	0,00	18,15	17	10,77
			$F_H=275,49$	/	2,85	17	4,85
			/	$F_V=59,91$	7,88	14,91	10,35

Tableau XII.3 : Vent sur le pignon V2, $C_{pi} = -0,41$.

- Calcul de M_R :

$$M_{R_{X/X}} = F_V \times Y = 893,25 \text{ KN.m}$$

$$M_{R_{Y/Y}} = F_V \times X + F_H \times Z = 1808,21 \text{ KN.m}$$

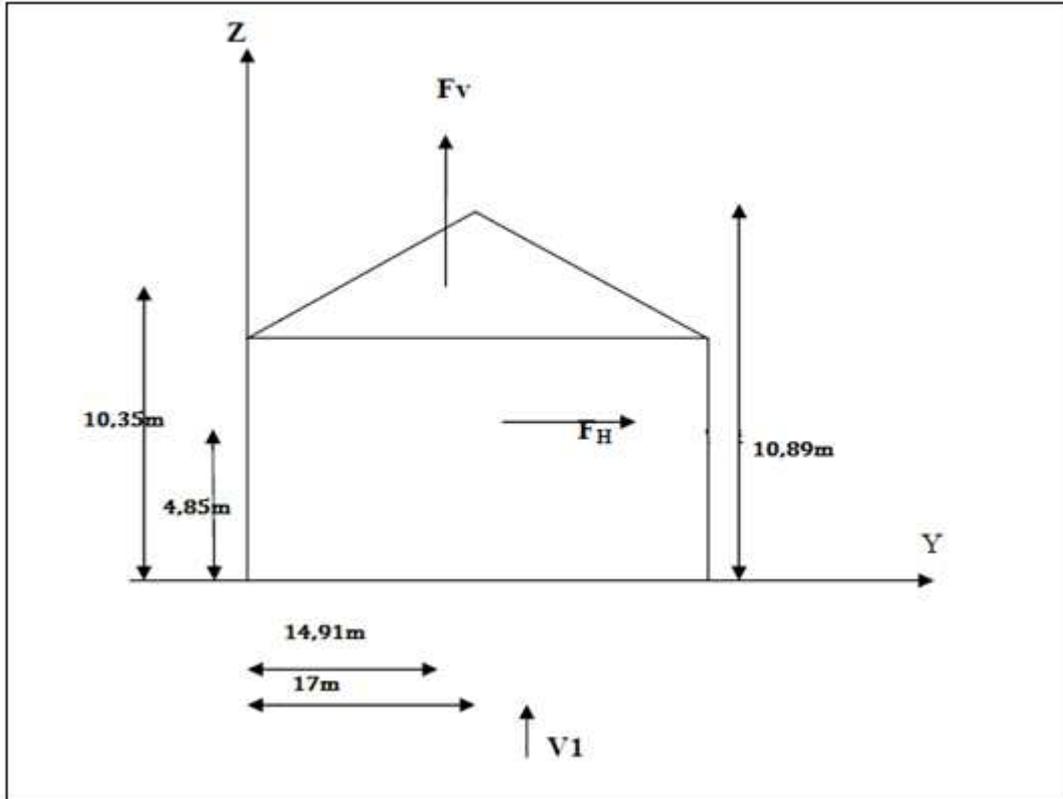


Figure XII.2 : Résultantes des forces horizontales et verticales sur le pignon V2.

XII.1.3. Calcul de M_R sous l'action sismique :

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculée par rapport au niveau de contact sous fondation.

➤ Réaction à la base :

Le mode	réactions					
	F_x	F_y	F_z	$M_{xx'}$	$M_{yy'}$	$M_{zz'}$
CQC	-21,73	-8,46	215,32	19,05	225,10	0.01

Tableau XII.4 : Les réactions à la base due aux efforts sismique.

CQC : combinaison quadratique complète

$$M_{R/x} = M_x + F_z \times Y_G = 201,35 \text{ KN.m}$$

$$M_{R/y} = M_y + F_z \times X_G = 3801,93 \text{ KN.m}$$

$X_G = 10,57 \text{ m}$; $Y_G = 16,89 \text{ m}$: Coordonnées de centre de gravité de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales (Réf : note de calcul complète robot).

XII.1.4. Vérification au renversement de la structure ($M_{st} \geq M_R$) :

La vérification sous les deux actions est résumée dans ce tableau :

		C_{pi}	M_R (KN.m)		M_{st} (KN.m)		observation
			/x-x'	/y-y'	/x-x'	/y-y'	
Cas de vent	Vent sur long pan	-0.16	471,37	1373,39	62892,87	10049,69	vérifiée
	Vent sur pignon	-0.41	893,25	1808,21	/	/	vérifiée
Cas de séisme			201,35	3801,93	0.8. M_{st}		vérifiée
					55223,08	88242	

Tableau XII.5 : Les résultats de la vérification dans les deux sens x-x et y-y.

Conclusion :

La stabilité d'ensemble vis-à-vis du vent et du séisme respectivement est vérifiée, donc notre construction est stable.

Conclusion générale

Se mémoire traite de l'étude d'un ouvrage en charpente métallique mixte R+1, c'est une salle des fêtes à Bejaia.

La conception en charpente métallique commence à être exploitée récemment, le projet que nous avons effectué nous a permis de mieux comprendre les aspects d'une telle construction.

La structure est un R+1, ses dimensions l'exposent face à différents phénomènes. Une vérification de la neige et du vent est donc établit. Un effet vibratoire produit par le vent combiné aux actions sismiques peut s'avérer catastrophique pour une telle structure, de ce fait on a vérifié la résistance de la structure à tous ces phénomènes d'instabilités, celle des assemblages, ainsi que le calcul des fondations nous ont permis de mieux s'intégrer dans le domaine du génie civil.

Références Bibliographie

- ❖ RNVA 2013 Règlement Neige et Vent Algérien, Centre national d'études et de recherches intégrées du bâtiment.
- ❖ RPA99/ version 2003, Règlement Parasismique Algérien, Centre nationale de recherche appliquée en génie- parasismique, Éditions : ISBN, Alger, 2004.
- ❖ Jean Morel, Calcul des Structures selon l'EUROCODE 3, Edition :EYROLLES, Paris, sixième tirage, 2005.
- ❖ Béton armé aux états limites (BAEL91).
- ❖ Règle de calcul des fondations Superficielle (DTR-BC 2.3.3.1).
- ❖ Règle de conception et de calcul des structures en acier (CCM97).
- ❖ calcul des ouvrages en béton arme ; édition OPU, 1986.M.BELAZOUGUI.
- ❖ DTR BC 2.2 (charges et surcharges d'exploitation)
- ❖ EUROCODE 3-4 et document d'application nationale, préface de jacques BROZZOTI Eyrolles 1996.
- ❖ Technique d'ingénieur (revue scientifique et technique).
- ❖ Dimensionnement des planchers mixte acier-béton vis-à-vis des vibrations. Revue construction métallique no1.2003.
- ❖ Manfred A.Hert& Rolf Bez, Traité de Génie Civil, Volume 10, Edition : EYROLLES.
- ❖ Manfred A.Hert&MicheCrisinel, Traité de Génie Civil, Volume 11, Edition : EYROLLES.
- ❖ Bourrier, Jacques BROZZOTI, Construction métallique et mixte acier béton, Edition: EYROLLES 61, Saint-Germain 75240 Paris Cedex 05.
- ❖ B. BANOUNE, Cours de constructions métalliques 3ème année licence.
- ❖ A.BECHEUR, cours de constructions métalliques 1^{ère} et 2^{ème} année Master.
- ❖ H.CHAIK AMER, cours de Béton Armé 1ère année Master.
- ❖ TAHAKOURT, cours de Béton Armé 3ème année licence.
- ❖ O. SADAoui, cours de constructions mixtes Acier-Béton.
- ❖ LARABAT ZIANE, cours de calcul d'instabilité et d'assemblage métallique 1ère année Master.
- ❖ Projet de fin d'études (université de BEJAIA).

Annexe

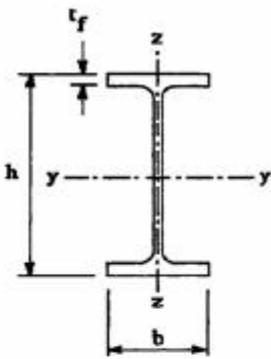
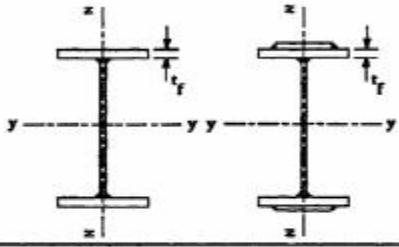
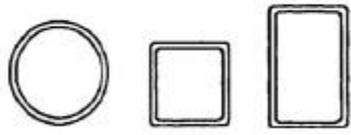
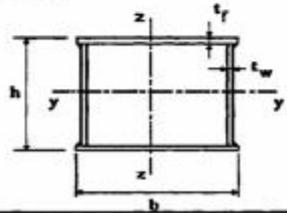
Φ (mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,7
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,72	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,38	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

Tableau des armatures (1)
Section en cm² de N armatures de diamètre Φ (mm)

Valeurs de χ en fonction de $\bar{\lambda}$

Coefficients de réduction				
λ	Valeurs de χ pour la courbe de flambement			
	a	b	C	d
0,2	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9775	0,9641	0,9491	0,9235
0,4	0,9528	0,9261	0,8973	0,8504
0,5	0,9243	0,8842	0,8430	0,7793
0,6	0,8900	0,8371	0,7854	0,7100
0,7	0,8477	0,7837	0,7247	0,6431
0,8	0,7957	0,7245	0,6622	0,5797
0,9	0,7339	0,6612	0,5998	0,5208
1,0	0,6656	0,5970	0,5399	0,4671
1,1	0,5960	0,5352	0,4842	0,4189
1,2	0,5300	0,4781	0,4338	0,3762
1,3	0,4703	0,4269	0,3888	0,3385
1,4	0,4179	0,3817	0,3492	0,3055
1,5	0,3724	0,3422	0,3145	0,2766
1,6	0,3332	0,3079	0,2842	0,2512
1,7	0,2994	0,2781	0,2577	0,2289
1,8	0,2702	0,2521	0,2345	0,2093
1,9	0,2449	0,2294	0,2141	0,1920
2,0	0,2229	0,2095	0,1962	0,1766
2,1	0,2036	0,1920	0,1803	0,1630
2,2	0,1867	0,1765	0,1662	0,1508
2,3	0,1717	0,1628	0,1537	0,1399
2,4	0,1585	0,1506	0,1425	0,1302
2,5	0,1467	0,1397	0,1325	0,1214
2,6	0,1362	0,1299	0,1234	0,1134
2,7	0,1267	0,1211	0,1153	0,1062
2,8	0,1182	0,1132	0,1079	0,0997
2,9	0,1105	0,1060	0,1012	0,0937
3,0	0,1036	0,0994	0,0951	0,0882

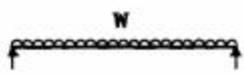
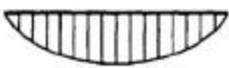
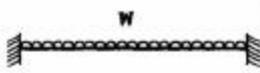
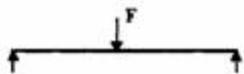
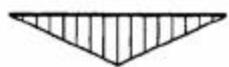
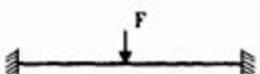
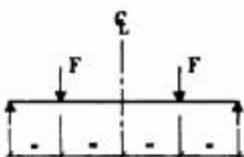
Tableau 5.5.3 Choix de la courbe de flambement correspondant à une section

Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
Sections en I laminées 	$h / b > 1,2 :$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$h / b \leq 1,2 :$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$ $t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z y - y z - z	b c d d
Sections en I soudées 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$ $t_f > 40 \text{ mm}$	y - y z - z y - y z - z	b c c d
Sections creuses 	laminées à chaud	quel qu'il soit	a
	formées à froid - en utilisant f_{yb}^*	quel qu'il soit	b
	formées à froid - en utilisant f_{ya}^*	quel qu'il soit	c
Caissons soudés 	d'une manière générale (sauf ci-dessous)	quel qu'il soit	b
	Soudures épaisses et $b / t_f < 30$ $h / t_w < 30$	y - y z - z	c c
Sections en U, L, T et sections pleines 		quel qu'il soit	c

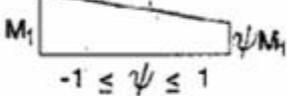
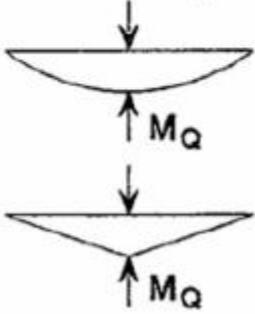
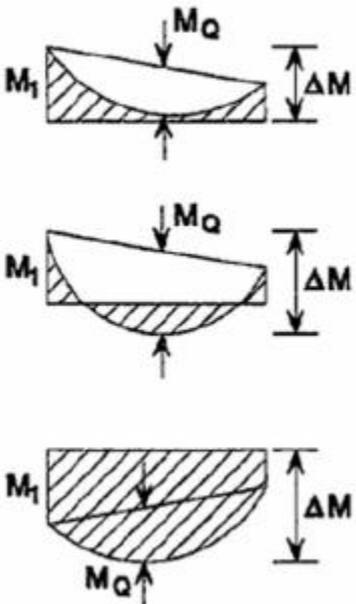
*) Voir 5.5.1.4 (4) et figure 5.5.2

Tableau F.1.2

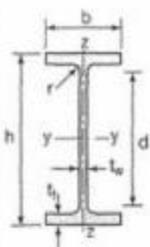
Coefficients C_1 , C_2 et C_3 , pour différentes valeurs de k , dans le cas de charges transversales

Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	Valeur de k	Coefficients		
			C_1	C_2	C_3
		1,0	1,132	0,459	0,525
		0,5	0,972	0,304	0,980
		1,0	1,285	1,562	0,753
		0,5	0,712	0,652	1,070
		1,0	1,365	0,553	1,730
		0,5	1,070	0,432	3,050
		1,0	1,565	1,267	2,640
		0,5	0,938	0,715	4,800
		1,0	1,046	0,430	1,120
		0,5	1,010	0,410	1,890

Facteurs de moment uniforme équivalent β_M

Diagramme des moments	Facteur de moment uniforme équivalent β_M
<p>Moments d'extrémité</p>  <p>M_1 ψM_1 $-1 \leq \psi \leq 1$</p>	$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7\psi$
<p>Moment créé par des forces latérales dans le plan</p> 	$\beta_{M,Q} = 1,3$ $\beta_{M,Q} = 1,4$
<p>Moment créé par des forces latérales dans le plan et des moments d'extrémité</p> 	$\beta_M = \beta_{m,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ $M_Q = \text{Max}M \quad \text{dû aux charges transversales seulement}$ $\Delta M = \begin{cases} \max M & \text{pour diagrammes de moment sans changement de signe} \\ \max M + \min M & \text{pour diagrammes de moment avec changement de signe} \end{cases}$

Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques

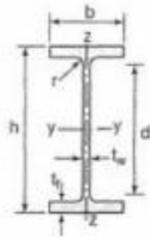
NORMES DE RÉFÉRENCE	Dimensions : NF A 45-205 Tolérances : NF EN 10034										
		Caractéristiques de calcul									
I_x		I_x/v_x	i_x	-	-	I_y	I_y/v_y	i_y	-	-	J
	I_y	$W_{el,y}$	i_y	$W_{pl,y}$	A_{vz}	I_z	$W_{el,z}$	i_z	$W_{pl,z}$	A_{vy}	I_t
	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴
IPE 80	80,1	20,0	3,24	23,2	3,6	8,48	3,69	1,05	5,8	5,1	0,70
IPE 100	171,0	34,2	4,07	39,4	5,1	15,91	5,78	1,24	9,1	6,7	1,20
IPE 120	317,8	53,0	4,90	60,7	6,3	27,65	8,64	1,45	13,6	8,6	1,74
IPE 140	541,2	77,3	5,74	88,3	7,6	44,90	12,30	1,65	19,2	10,6	2,45
IPE 160	869,3	108,7	6,58	123,9	9,7	68,28	16,65	1,84	26,1	12,8	3,60
IPE 180	1317,0	146,3	7,42	166,4	11,3	100,81	22,16	2,05	34,6	15,3	4,79
IPE 200	1943,2	194,3	8,26	220,6	14,0	142,31	28,46	2,24	44,6	18,0	6,98
IPE 220	2771,8	252,0	9,11	285,4	15,9	204,81	37,24	2,48	58,1	21,3	9,07
IPE 240	3891,6	324,3	9,97	366,6	19,1	283,58	47,26	2,69	73,9	24,8	12,68
IPE 270	5789,8	428,9	11,23	484,0	22,1	419,77	62,19	3,02	97,0	29,0	15,94
IPE 300	8356,1	557,1	12,46	628,4	25,7	603,62	80,48	3,35	125,2	33,7	20,12
IPE 330	11766,9	713,1	13,71	804,3	30,8	788,00	98,50	3,55	153,7	38,7	28,15
IPE 360	16265,6	903,6	14,95	1019,1	35,1	1043,20	122,73	3,79	191,1	45,3	37,32
IPE 400	23128,4	1156,4	16,55	1307,1	42,7	1317,58	146,40	3,95	229,0	51,1	51,08
IPE 450	33742,9	1499,7	18,48	1701,8	50,8	1675,35	176,35	4,12	276,4	58,3	66,87
IPE 500	48198,5	1927,9	20,43	2194,1	59,9	2140,90	214,09	4,30	335,9	67,2	89,29
IPE 550	67116,5	2440,6	22,35	2787,0	72,3	2666,49	253,95	4,45	400,5	76,1	123,24
IPE 600	92083,5	3069,4	24,30	3512,4	83,8	3385,78	307,80	4,66	485,6	87,9	165,42

IPE
(suite)

Poutrelles

MATIÈRE

Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.



Dimensions

Masse par mètre

Aire de la section

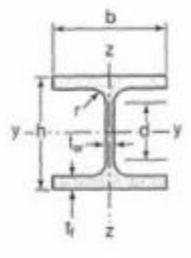
h	b	a	e	r	h ₁	P	A
h	b	t _w	t _f	r	d	P	A
mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²

IPE

IPE 80	80,0	46	3,8	5,2	5	59,6	6,0	7,6
IPE 100	100,0	55	4,1	5,7	7	74,6	8,1	10,3
IPE 120	120,0	64	4,4	6,3	7	93,4	10,4	13,2
IPE 140	140,0	73	4,7	6,9	7	112,2	12,9	16,4
IPE 160	160,0	82	5,0	7,4	9	127,2	15,8	20,1
IPE 180	180,0	91	5,3	8,0	9	146,0	18,8	23,9
IPE 200	200,0	100	5,6	8,5	12	159,0	22,4	28,5
IPE 220	220,0	110	5,9	9,2	12	177,6	26,2	33,4
IPE 240	240,0	120	6,2	9,8	15	190,4	30,7	39,1
IPE 270	270,0	135	6,6	10,2	15	219,6	36,1	45,9
IPE 300	300,0	150	7,1	10,7	15	248,6	42,2	53,8
IPE 330	330,0	160	7,5	11,5	18	271,0	49,1	62,6
IPE 360	360,0	170	8,0	12,7	18	298,6	57,1	72,7
IPE 400	400	180	8,6	13,5	21	331,0	66,3	84,5
IPE 450	450,0	190	9,4	14,6	21	378,8	77,6	98,8
IPE 500	500,0	200	10,2	16,0	21	426,0	90,7	115,5
IPE 550	550,0	210	11,1	17,2	24	467,6	105,5	134,4
IPE 600	600,0	220	12,0	19,0	24	514,0	122,4	156,0

Poutrelles

MATIÈRE Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.



Dimensions						Masse par mètre	Aire de la section
h	b	a	e	r	h ₁	P	A
h	b	t _w	t _f	r	d	P	A
mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²

HEA	HEA 100	96	100	5,0	8	12	56	16,7	21,2
	HEA 120	114	120	5,0	8	12	74	19,9	25,3
	HEA 140	133	140	5,5	8,5	12	92	24,7	31,4
	HEA 160	152	160	6,0	9	15	104	30,4	38,8
	HEA 180	171	180	6,0	9,5	15	122	35,5	45,3
	HEA 200	190	200	6,5	10	18	134	42,3	53,8
	HEA 220	210	220	7,0	11	18	152	50,5	64,3
	HEA 240	230	240	7,5	12	21	164	60,3	76,8
	HEA 260	250	260	7,5	12,5	24	177	68,2	86,8
	HEA 280	270	280	8,0	13	24	196	76,4	97,3
	HEA 300	290	300	8,5	14	27	208	88,3	112,5
	HEA 320	310	300	9,0	15,5	27	225	97,6	124,4
	HEA 340	330	300	9,5	16,5	27	243	104,8	133,5
	HEA 360	350	300	10,0	17,5	27	261	112,1	142,8
	HEA 400	390	300	11,0	19	27	298	124,8	159,0
	HEA 450	440	300	11,5	21	27	344	139,8	178,0
	HEA 500	490	300	12,0	23	27	390	155,1	197,5
	HEA 550	540	300	12,5	24	27	438	166,2	211,8
	HEA 600	590	300	13,0	25	27	486	177,8	226,5
	HEA 650	640	300	13,5	26	27	534	189,7	241,6
HEA 700	690	300	14,5	27	27	582	204,5	260,5	
HEA 800	790	300	15,0	28	30	674	224,4	285,8	
HEA 900	890	300	16	30	30	770	251,6	320,5	
HEA 1000	990	300	16,5	31	30	868	272,3	346,8	

Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques

NORMES DE RÉFÉRENCE	Dimensions : NF A 45-201 Tolérances : NF EN 10034										
		Caractéristiques de calcul									
I_x		I_x/V_x	i_x	-	-	I_y	I_y/V_y	i_y	-	-	J
	I_y	$W_{el,y}$	i_y	$W_{pl,y}$	A_{vz}	I_z	$W_{el,z}$	i_z	$W_{pl,z}$	A_{vy}	I_t
	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴
HEA 100	349,2	72,8	4,06	83,0	7,6	133,8	26,8	2,51	41,1	16,9	5,24
HEA 120	606,2	106,3	4,89	119,5	8,5	230,9	38,5	3,02	58,9	20,1	5,99
HEA 140	1033,1	155,4	5,73	173,5	10,1	389,3	55,6	3,52	84,8	24,8	8,13
HEA 160	1673,0	220,1	6,57	245,1	13,2	615,5	76,9	3,98	117,6	30,1	12,19
HEA 180	2510,3	293,6	7,45	324,9	14,5	924,6	102,7	4,52	156,5	35,5	14,80
HEA 200	3692,2	388,6	8,28	429,5	18,1	1335,6	133,6	4,98	203,8	41,6	20,98
HEA 220	5409,7	515,2	9,17	568,5	20,7	1954,5	177,7	5,51	270,6	50,2	28,46
HEA 240	7763,2	675,1	10,05	744,6	25,2	2768,9	230,7	6,00	351,7	59,7	41,55
HEA 260	10455,0	836,4	10,97	919,8	28,8	3668,2	282,2	6,50	430,2	67,4	52,37
HEA 280	13673,3	1012,8	11,86	1112,2	31,7	4763,0	340,2	7,00	518,1	75,4	62,10
HEA 300	18263,5	1299,63	12,74	1383,3	37,3	6310,5	420,7	7,49	641,2	87,0	85,17
HEA 320	22928,6	1479,3	13,58	1628,1	41,1	6985,8	465,7	7,49	709,7	96,2	107,97
HEA 340	27693,1	1678,4	14,40	1850,5	45,0	7436,3	495,8	7,46	755,9	102,5	127,20
HEA 360	33089,8	1890,8	15,22	2088,5	49,0	7886,8	525,8	7,43	802,3	108,7	148,82
HEA 400	45069,4	2311,3	16,84	2561,8	57,3	8563,1	570,9	7,34	872,9	118,2	189,04
HEA 450	63721,6	2896,4	18,92	3215,9	65,8	9464,2	630,9	7,29	965,5	130,4	243,76
HEA 500	86974,8	3550,0	20,98	3948,9	74,7	10365,6	691,0	7,24	1058,5	142,7	309,27
HEA 550	111932,2	4145,6	22,99	4621,8	83,7	10817,2	721,1	7,15	1106,9	148,9	351,54
HEA 600	141208,1	4786,7	24,97	5350,4	93,2	11269,1	751,3	7,05	1155,7	155,2	397,81
HEA 650	175178,2	5474,3	26,93	6136,3	103,2	11721,3	781,4	6,96	1204,8	161,5	448,30
HEA 700	215301,4	6240,6	28,75	7031,8	117,0	12175,5	811,7	6,84	1256,7	168,0	513,89
HEA 800	303442,6	7682,1	32,58	8699,5	138,8	12634,7	842,3	6,65	1312,3	174,8	596,87
HEA 900	422075,0	9484,8	36,29	10811,0	163,3	13542,4	902,8	6,50	1414,5	187,4	736,77
HEA 1000	553846,2	11188,8	39,96	12824,4	184,6	13998,9	933,3	6,35	1469,7	193,7	822,41

HEA
(suite)

7.4 LAMINÉES MARCHANDS USUELS

d'après doc. OTUA

MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275, et S 355 d'après la norme NF EN 10025.											
		Dimensions					Masse par mètre P	Aire de la section A	Caractéristiques de calcul			
					Axe yy = Axe zz							
a		a	e	r	r ₁	P	A	d	I _x = I _y	I _x /d _x = I _y /d _y	i _x = i _y	
a	a	t	r	r ₁	P	A	d	I _y = I _z	W _{el,y} = W _{el,z}	i _y = i _z		
mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	cm	cm ⁴	cm ³	cm		
L 20 x 20 x 3	20	20	3	4	2	0,88	1,13	0,60	0,39	0,28	0,59	
L 25 x 25 x 3	25	25	3	4	2	1,12	1,43	0,72	0,80	0,45	0,75	
L 25 x 25 x 4	25	25	4	4	2	1,46	1,86	0,76	1,01	0,58	0,74	
L 25 x 25 x 5	25	25	5	5	2,5	1,79	2,28	0,79	1,19	0,70	0,72	
L 30 x 30 x 3	30	30	3	5	2,5	1,36	1,74	0,84	1,40	0,65	0,90	
L 30 x 30 x 3,5	30	30	3,5	5	2,5	1,57	2,00	0,86	1,61	0,75	0,90	
L 30 x 30 x 4	30	30	4	5	2,5	1,78	2,27	0,88	1,80	0,85	0,89	
L 30 x 30 x 5	30	30	5	5	2,5	2,18	2,78	0,92	2,16	1,04	0,88	
L 35 x 35 x 3,5	35	35	3,5	4	2	1,84	2,34	0,99	2,66	1,06	1,06	
L 35 x 35 x 4	35	35	4	5	2,5	2,09	2,67	1,00	2,95	1,18	1,05	
L 35 x 35 x 5	35	35	5	5	2,5	2,57	3,28	1,04	3,56	1,45	1,04	
L 40 x 40 x 3	40	40	3	5	2,5	1,83	2,34	1,08	3,49	1,20	1,22	
L 40 x 40 x 4	40	40	4	6	3	2,42	3,08	1,12	4,47	1,55	1,21	
L 40 x 40 x 5	40	40	5	6	3	2,97	3,79	1,16	5,43	1,91	1,20	
L 40 x 40 x 6	40	40	6	6	3	3,52	4,48	1,20	6,31	2,26	1,19	
L 45 x 45 x 3	45	45	3	5	2,5	2,07	2,64	1,21	5,05	1,53	1,38	
L 45 x 45 x 4	45	45	4	5	2,5	2,72	3,47	1,25	6,55	2,02	1,37	
L 45 x 45 x 4,5	45	45	4,5	7	3,5	3,06	3,90	1,26	7,15	2,20	1,35	
L 45 x 45 x 5	45	45	5	7	3,5	3,38	4,30	1,28	7,84	2,43	1,35	
L 45 x 45 x 6	45	45	6	7	3,5	4,00	5,09	1,32	9,16	2,88	1,34	
L 50 x 50 x 3	50	50	3	5	2,5	2,31	2,94	1,33	7,01	1,91	1,54	
L 50 x 50 x 4	50	50	4	5	2,5	3,04	3,87	1,38	9,12	2,52	1,54	
L 50 x 50 x 5	50	50	5	7	3,5	3,77	4,80	1,40	10,96	3,05	1,51	
L 50 x 50 x 6	50	50	6	7	3,5	4,47	5,69	1,45	12,84	3,61	1,50	
L 50 x 50 x 7	50	50	7	7	3,5	5,15	6,56	1,49	14,61	4,16	1,49	
L 50 x 50 x 8	50	50	8	7	3,5	5,82	7,41	1,52	16,28	4,68	1,48	
L 55 x 55 x 6	55	55	6	7	3,5	4,94	6,29	1,57	17,40	4,43	1,66	

Laminées marchands usuels												
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275, et S 355 d'après la norme NF EN 10025.											
	Dimensions					Masse par mètre	Aire de la section	Caractéristiques de calcul				
								Axe yy = Axe zz				
	a	a	e	r	r ₁	P	A	d	$I_x = I_y$	$I_x/d_x = I_y/d_y$	$i_x = i_y$	
	a	a	t	r	r ₁	P	A	d	$I_y = I_z$	$W_{el,y} = W_{el,z}$	$i_y = i_z$	
	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	cm	cm ⁴	cm ³	cm	
L 60 x 60 x 4	60	60	4	5	2,5	3,66	4,67	1,63	16,11	3,68	1,86	
L 60 x 60 x 5	60	60	5	6	3	4,54	5,79	1,66	19,61	4,52	1,84	
L 60 x 60 x 6	60	60	6	8	4	5,42	6,91	1,69	22,79	5,29	1,82	
L 60 x 60 x 7	60	60	7	8	4	6,26	7,98	1,73	26,05	6,10	1,81	
L 60 x 60 x 8	60	60	8	8	4	7,09	9,03	1,77	29,15	6,89	1,80	
L x 60 x 10	60	60	10	12	6	8,76	11,15	1,83	34,26	8,21	1,75	
L 65 x 65 x 5	65	65	5	7	3,5	4,95	6,30	1,78	25,07	5,31	1,99	
L 65 x 65 x 6	65	65	6	8	4	5,89	7,51	1,81	29,36	6,26	1,98	
L 65 x 65 x 7	65	65	7	8	4	6,81	8,68	1,85	33,60	7,23	1,97	
L 65 x 65 x 8	65	65	8	8	4	7,72	9,83	1,89	37,66	8,18	1,96	
L 65 x 65 x 9	65	65	9	9	4,5	8,62	10,98	1,93	41,37	9,05	1,94	
L 70 x 70 x 5	70	70	5	6	3	5,33	6,79	1,91	31,76	6,24	2,16	
L 70 x 70 x 6	70	70	6	9	4,5	6,38	8,13	1,93	36,88	7,27	2,13	
L 70 x 70 x 7	70	70	7	9	4,5	7,38	9,40	1,97	42,30	8,41	2,12	
L 70 x 70 x 9	70	70	9	9	4,5	9,32	11,88	2,05	52,47	10,60	2,10	
L 75 x 75 x 5	75	75	5	6	3	5,72	7,29	2,04	39,37	7,20	2,32	
L 75 x 75 x 6	75	75	6	9	4,5	6,85	8,73	2,05	45,83	8,41	2,29	
L 75 x 75 x 7	75	75	7	9	4,5	7,93	10,10	2,10	52,61	9,74	2,28	
L 75 x 75 x 8	75	75	8	9	4,5	8,99	11,45	2,14	59,13	11,03	2,27	
L 75 x 75 x 10	75	75	10	10	5	11,07	14,11	2,21	71,17	13,46	2,25	
L 80 x 80 x 5	80	80	5	6	3	6,11	7,79	2,16	48,11	8,24	2,49	
L 80 x 80 x 5,5	80	80	5,5	10	5	6,75	8,60	2,14	51,52	8,80	2,45	
L 80 x 80 x 6	80	80	6	10	5	7,34	9,35	2,17	55,82	9,57	2,44	
L 80 x 80 x 6,5	80	80	6,5	10	5	7,92	10,08	2,19	60,04	10,34	2,44	
L 80 x 80 x 8	80	80	8	10	5	9,63	12,27	2,26	72,25	12,58	2,43	
L 80 x 80 x 10	80	80	10	10	5	11,86	15,11	2,34	87,50	15,45	2,41	
L 90 x 90 x 6	90	90	6	11	5,5	8,30	10,57	2,41	80,31	12,18	2,76	
L 90 x 90 x 7	90	90	7	11	5,5	9,61	12,24	2,45	92,55	14,13	2,75	
L 90 x 90 x 8	90	90	8	11	5,5	10,90	13,89	2,50	104,38	16,05	2,74	
L 90 x 90 x 9	90	90	9	11	5,5	12,18	15,52	2,54	115,83	17,93	2,73	
L 90 x 90 x 10	90	90	10	11	5,5	13,45	17,13	2,58	126,91	19,77	2,72	
L 90 x 90 x 11	90	90	11	11	5,5	14,70	18,72	2,62	137,64	21,57	2,71	
L 90 x 90 x 12	90	90	12	11	5,5	15,93	20,29	2,66	148,03	23,34	2,70	

CORNIÈRES
À AILES
ÉGALES
(suite)

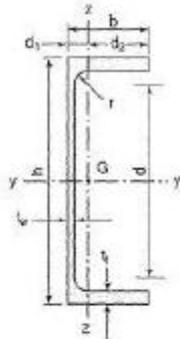
Poutrelles											
MATIERE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.										
UAP											
	Profilé	Dimensions						Masse par mètre	Aire de la section	Position du centre de gravité	
		h	b	a	e	r	h ₁	P	A	d ₁	d ₂ = v _y
		h	b	t _w	t _f	r	d	P	A	d ₁	d ₂ = v _z
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	cm	cm
	UAP 60	60	45	5,0	6,0	6,0	48	6,36	10,67	1,61	2,89
	UAP 100	100	60	5,5	8,5	8,5	66	10,50	13,38	1,70	3,30
	UAP 130	130	55	6,0	9,5	9,5	92	13,74	17,50	1,77	3,73
	UAP 150	150	65	7,0	10,3	10,3	109	17,93	22,84	2,05	4,45
	UAP 175	175	70	7,5	10,8	10,8	132	21,24	27,06	2,12	4,88
UAP 200	200	75	8,0	11,5	11,5	154	25,10	31,98	2,22	5,28	
UAP 220	220	80	8,0	12,5	12,5	170	28,47	36,27	2,40	5,60	
UAP 250	250	85	9,0	13,5	13,5	196	34,38	43,80	2,45	6,05	
UAP 300	300	100	9,5	16,0	16,0	236	45,97	58,56	2,96	7,04	

Poutrelles												
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.											
UPN									Inclinaison des ailes : $h < 300 : 8 \%$ $h > 300 : 5 \%$			
	Profils	Dimensions							Masse par mètre	Aire de la section	Position du centre de gravité	
		h	b	a	e	r	r ₁	h ₁	P	A	d ₁	d ₂ = v _y
		h	b	t _w	t _f	r	r ₁	d	P	A	d ₁	d ₂ = v _z
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	cm	cm
	UPN 80	80	45	6,0	8,0	8,0	4,00	47	8,7	11,0	1,45	3,05
	UPN 100	100	50	6,0	8,5	8,5	4,50	64	10,6	13,5	1,55	3,45
	UPN 120	120	55	7,0	9,0	9,0	4,50	82	13,3	17,0	1,61	3,80
	UPN 140	140	60	7,0	10,0	10,0	5,00	98	16,0	20,4	1,76	4,24
	UPN 160	160	65	7,5	10,5	10,5	5,50	116	18,9	24,0	1,84	4,66
	UPN 180	180	70	8,0	11,0	11,0	6,00	133	21,9	27,9	1,92	5,08
	UPN 200	200	75	8,5	11,5	11,5	6,50	151	25,2	32,2	2,01	5,49
	UPN 220	220	80	9,0	12,5	12,5	6,50	167	29,4	37,4	2,14	5,86
UPN 240	240	85	9,5	13,0	13,0	7,00	185	33,2	42,3	2,23	6,27	
UPN 260	260	90	10,0	14,0	14,0	7,50	201	37,9	48,3	2,36	6,64	
UPN 280	280	95	10,0	15,0	15,0	8,00	216	41,9	53,4	2,53	6,97	
UPN 300	300	100	10,0	16,0	16,0	8,00	231	46,1	58,8	2,70	7,30	

Produits sidérurgiques - formes, dimensions, caractéristiques

NORMES DE RÉFÉRENCE

Dimensions : NF A 45-255
Tolérances : NF A 45-255



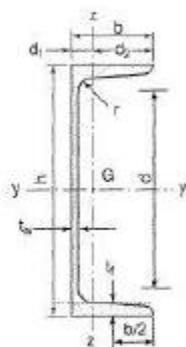
UAP
(suite)

Profils	Caractéristiques de calcul										Moment d'inertie de torsion J
	I_x	I_y/V_x	i_x	-	-	I_y	I_z/V_y	i_z	-	-	
	I_y	$W_{el,y}$	I_z	$W_{pl,y}$	A_{yz}	I_z	$W_{el,z}$	I_x	$W_{pl,z}$	A_{xy}	
	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	
UAP 80	107,13	26,78	3,17	31,87	4,51	21,33	7,38	1,41	13,70	7,20	1,90
UAP 100	209,50	41,90	3,96	49,59	6,07	32,83	9,95	1,57	18,54	8,50	2,65
UAP 130	459,56	70,70	5,12	83,51	8,52	51,34	13,78	1,71	25,64	10,45	4,15
UAP 150	796,06	106,14	5,90	125,27	11,28	93,25	20,97	2,02	38,91	13,33	6,51
UAP 175	1260,99	145,14	6,85	171,47	13,97	128,36	25,92	2,16	47,62	15,05	8,43
UAP 200	1945,85	194,59	7,80	230,12	16,97	169,69	32,13	2,30	58,49	17,25	11,24
UAP 220	2709,93	246,36	8,64	289,90	18,83	222,31	39,68	2,48	72,78	20,00	14,40
UAP 250	4136,42	330,91	9,72	391,76	23,89	295,44	48,87	2,60	87,94	22,95	20,38
UAP 300	8170,18	544,68	11,81	639,31	30,64	562,07	79,88	3,10	146,23	32,00	36,30

Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques

NORMES DE RÉFÉRENCE

Dimensions : NF A 45-202
Tolérances : NF A 45-210



Inclinaison des ailes :
 $h \leq 300$: 8 %
 $h > 300$: 5 %

UPN
(suite)

Profils	Caractéristiques de calcul										Moment d'inertie de torsion J
	I_x	I_x/v_x	i_x	-	-	I_y	I_y/v_y	i_y	-	J	
	I_y	$W_{el,y}$	I_y	$W_{pl,y}$	A_{vz}	I_z	$W_{el,z}$	I_z	$W_{pl,z}$	I_t	
	cm ⁴	cm ³	cm	cm ²	cm ²	cm ⁴	cm ²	cm	cm ³	cm ⁴	
UPN 80	106	26,5	3,1	31,8	5,10	19,4	6,4	1,33	12,1	2,16	
UPN 100	206	41,2	3,9	49,0	6,46	29,3	8,5	1,47	16,2	2,81	
UPN 120	364	60,7	4,6	72,6	8,80	43,2	11,1	1,59	21,2	4,15	
UPN 140	605	86,4	5,5	103,0	10,41	62,7	14,8	1,75	28,3	5,68	
UPN 160	925	116,0	6,2	138,0	12,60	85,3	18,3	1,89	35,2	7,39	
UPN 180	1350	150,0	7,0	179,0	15,09	114,0	22,4	2,02	42,9	9,55	
UPN 200	1910	181,0	7,7	228,0	17,71	148,0	27,0	2,14	51,8	11,90	
UPN 220	2690	245,0	8,5	292,0	20,62	197,0	33,6	2,30	64,1	16,00	
UPN 240	3600	300,0	9,2	358,0	23,71	248,0	39,6	2,42	75,7	19,70	
UPN 260	4820	371,0	10,0	442,0	27,12	317,0	47,7	2,56	91,6	25,50	
UPN 280	6280	448,0	10,9	532,0	29,28	399,0	57,2	2,74	109,0	31,00	
UPN 300	8030	535,0	11,7	632,0	31,77	495,0	67,8	2,90	130,0	37,40	

