

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

Université A. MIRA, –Bejaïa –



Faculté de Technologie  
Département de Génie Civil

### **Mémoire**

Pour obtenir le titre de Master en Génie Civil

**Option** : Construction métallique & Matériaux et structure

### **Thème**



# **ETUDE D'UN HANGAR EN CHARPENTE METALLIQUE**



### **Présentes par**

M<sub>R</sub>. KHELFAOUI ALILI

M<sub>R</sub>. MEZEMATE NADJIM

M<sub>R</sub>. KERTOUS Lyès

### **Examineur:**

Mr. N.BELHAMDI

Mr.M. OURTMACHE

### **Promoteur :**

Mr.A .IDIR

**ANNEE 2012/2013**



## Remerciements

*Au terme de ce modeste travail, nous tenons à remercier en premier lieu, notre seigneur Dieu, le tout puissant qui nous a donné la patience, le courage et grâce auxquels nous avons pu achever ce mémoire.*

*Tout d'abord, un énorme et chaleureux merci à Mr A .Idir notre promoteur, pour avoir encadré et suivi ce travail.*

*Nous remercions les membres du jury Mr. N. Belhamdi et Mr. M. Ourtmache, de s'être donné la peine d'examiner notre modeste travail.*

*Ainsi qu'à toutes les personnes qui nous ont apportés leurs aides.*

*Et enfin, nous exprimons notre reconnaissance à tous les enseignants qui nous ont enrichis avec un précieux savoir qui est le meilleur héritage pour l'avenir.*

# Dédicaces

*Je dédie ce présent travail à mes chers et nobles parents dont je suis et je serais pleinement reconnaissant pour m'avoir soutenu durant tout mon parcours, et aussi :*

- *à mes sœurs : Lila , Nassima , Saida et Zohra*
- *A mon frère : Youcef*
- *A mes beaux-frères : El-Hamid , Abdrrahmane et Samir*
- *A mes neveux et Nièce : Paul-Amar , Samy , Marvine , Malek et Madejoline*
- *A toute la grande famille : mes oncles, mes tantes, mes cousins ,cousines et en particulier Tata Meriem*
- *A mes binômes LYES et NAGUIM et toute leur famille.*

*A tous mes amis (es): (Safia , Tarik , fatima ,Karim, Mahboula, Laid ,Lamia , Lounis , Salima , Houssin ,Kamilia ,Yacine , Massi ,ghiles ,Bilou , Fahem ,Fawzi , Houa et sans Oublies les Zaza et le groupe Imajates ). et pardon à tous ceux que j'oublis*

*Enfin Je remercie tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail en particulier Fatima ,Takfa et lounis*

*Que Dieu vous bénisse !  
ALILI.*

## Dédicaces

*Je dédie ce présent travail à mes chers et nobles parents dont je suis et je serais pleinement reconnaissant pour m'avoir soutenu durant tout mon parcours, et aussi :*

- *À mes sœur : Sihem , Sonia et Nawel .*
- *À ma chère et noble femme Souad .*
- *À mes neveux et Nièce : Djihan , Islam , Issera et Cydra*
- *À toute la grande famille : mes oncles, mes tantes, mes cousins et cousines ;*
- *À mes binômes L'YES et Alili et toute sa famille.*

*À tous mes amis (es): (fatima , Safia , Biba , Meriem , Mina ,Fawzi ,Karim et Tarik).*

*Enfin Je remercie tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail en particulier Fatima ,Takfa et lounis*

*Que Dieu vous bénisse !  
NAGUIM.*

# Dédicaces

*Je dédie ce présent travail à mes chers et nobles parents dont je suis et je serais pleinement reconnaissant pour m'avoir soutenu durant tout mon parcours, et aussi :*

- *à ma sœur :Nina .*
- *A toute la grande famille : mes oncles, mes tantes, mes cousins, cousines et en particulier mes grands-parents, Momo et Ghiles .*
- *A mes binômes Alili et NAGUIM et toute sa famille.*
- *A tous mes amis (es): (Fayçal ,Safia ,Rougi ,Biba, Massinissa ,Fatima ,Fahem,Sarrah ,Fawzi,Amel ,Tarik, groupe DWON gaming,...,et pardon a tous ceux que j'oublis ).*

*Enfin Je remercie tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail en particulier Fatima ,Takfa et lounis .*

*Que Dieu vous bénisse !  
LYES.*

# Préambule

L'industrie sidérurgique s'est développée à la fin du 19<sup>ème</sup> siècle en proposant des produits de construction (laminés ou moulés) adaptés à la construction d'ossatures métalliques « Charpente Métallique ».

Ces éléments de construction "rigides" permettent de dégager des grands espaces utiles au sol. La portée des éléments d'ossature peut atteindre plusieurs dizaines de mètres.

Le poids de ces éléments d'ossature, comparé à ceux d'une même structure en béton armé (ou maçonnerie) est réduit et allège de manière considérable. Associé à des éléments de pos "légers" (bardage, façades rideau...etc.), ces structures sont adaptées à la réalisation de constructions telles que salles de sports, piscines, entrepôts, usines...etc. Leur réalisation est rapide (assemblage direct d'éléments préfabriqués) et donc d'un prix très compétitif.

Jetons un regard sur l'histoire de l'architecture, on peut affirmer à juste titre que l'acier l'a révolutionnée. Aucun autre matériau de construction n'a exercé une influence aussi radicale sur la forme des ouvrages et n'a conféré aux structures porteuses une expression plus pure.

Aujourd'hui, la construction métallique signifie high-tech, économie de matière, construction intelligente et forme élégante.

# TABLE DES MATIERES

REMERCIEMENTS .....	II
DEDICACES.....	III
PREAMBULE.....	VI
TABLE DES MATIERES .....	VII
TABLE DES FIGURE .....	X
TABLE DES TABLEAUX .....	XIII
INTRODUCTION GENERALE .....	1
<b>CHAPITRE I</b>	
<b>PRESENTATION DE L'OUVRAGE.....</b>	<b>3</b>
INTRODUCTION .....	3
I.1    PRESENTATION DE L'OUVRAGE.....	3
I.1.1    SITUATION :.....	3
I.1.2    ETUDE DU SOL :.....	3
I.1.3    DIMENSION DE L'OUVRAGE.....	3
I.2    ELEMENT DE LA STRUCTURE .....	4
I.2.1    OSSATURE DE LA STRUCTURE.....	4
I.2.2    LA TOITURE.....	4
I.2.3    LA COUVERTURE .....	4
I.2.4    LES PLANCHERS .....	5
I.2.5    LES CONTREVENTEMENTS .....	5
I.2.6    LES ESCALIERS .....	5
I.3    GENERALITES.....	5
I.4    REGLEMENTS UTILISE.....	7
<b>CHAPITRE II</b>	
<b>ETUDE CLIMATIQUE.....</b>	<b>8</b>
II.1    COEFFICIENT DE CALCUL .....	8
II.2    CALCUL DE PRESSION.....	9
II.3    ACTION DE LA NEIGE :.....	19
II.4    CALCUL DE LA FORCE DE FROTTEMENT.....	20
<b>CHAPITRE III</b>	
<b>PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS .....</b>	<b>22</b>
III.1    ETUDE DES PANNES.....	22
III.1.1    DEFINITION.....	22
III.1.2    DONNEES DE CALCUL .....	22
III.1.3    DETERMINATION DES CHARGES ET SURCHARGES.....	23
III.1.4    LES CHARGES ET SURCHARGES APPLIQUEES .....	24
III.1.5    COMBINAISON D'ACTION: .....	25

III.1.6	PRE DIMENSIONNEMENT .....	26
III.1.7	DIMENSIONNEMENT DES PANNES:.....	26
III.2	CALCUL DES LIERNES : .....	32
III.3	CALCUL DE L'ECHANTIGNOLLE.....	34
III.4	CALCUL DES LISSES DE BARDAGE : .....	36
III.5	CALCUL DES LIERNES.....	41
III.6	CALCUL DES FERMES .....	42
<b>CHAPITRE IV</b>		
<b>ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRE .....</b>		<b>53</b>
IV.1	ETUDE DES ESCALIERS .....	53
IV.1.1	PRE DIMENSIONNEMENT DE L'ESCALIER :.....	53
IV.1.2	CALCUL DES ELEMENTS DE L'ESCALIER.....	54
IV.1.3	PRE DIMENSIONNEMENT DE LA CORNIERE DU SUPPORT .....	55
IV.1.4	PRE DIMENSIONNEMENT DE LIMON.....	56
IV.2	CALCUL DES POTELETS.....	58
IV.2.1	CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES REVENANTS AU POTELET LE PLUS CHARGE .....	59
IV.2.2	DIMENSIONNEMENT DU POTELET : .....	59
IV.2.3	VERIFICATION DE LA SECTION A LA RESISTANCE : .....	59
IV.2.4	VERIFICATION DE L'ELEMENT AUX INSTABILITES .....	60
<b>CHAPITRE V</b>		
<b>ETUDE DU PLANCHER MIXTE.....</b>		<b>64</b>
V.1	CALCULS DES PLANCHERS MIXTES A DALLE COLLABORANT .....	65
V.2	CALCUL DES GOUJONS CONNECTEURS .....	74
V.3	VERIFICATION DES SOUDURES.....	76
<b>CHAPITRE VI</b>		
<b>ETUDE DES CONTREVENTEMENTS.....</b>		<b>96</b>
VI.1	LES DIFFERENTS TYPES DE CONTREVENTEMENTS: .....	96
VI.1.1	CONTREVENTEMENTS DE TOITURE : (POUTRE AU VENT) .....	96
VI.1.2	EFFORT DU VENT SUR LES PIGNONS.....	96
VI.1.3	CALCUL DE LA POUTRE AU VENT EN PIGNON : .....	96
VI.1.4	EVALUATION DES EFFORTS HORIZONTAUX : .....	98
VI.1.5	EFFORT DE TRACTION DANS LES DIAGONALES: .....	99
VI.2	CALCUL DE LA POUTRE SABLIERE .....	102
<b>CHAPITRE VII</b>		
<b>ETUDE SISMIQUE .....</b>		<b>105</b>
VII.1	CONCEPT DE BASE DE LA M.E.F.....	105
VII.2	DESCRIPTION DE ROBOT:.....	106
VII.3	DIFFERENTS TYPES DE STRUCTURES SUR ROBOT .....	106
VII.4	ANALYSE DE LA STRUCTURE .....	107
VII.5	LES REPNSES MODALES DE LA STRUCTURE : .....	113



## **CHAPITRE VIII**

### **VERIFICATION DES ELEMENTS..... 119**

VIII.1 ORIGINE DES PHENOMENES D'INSTABILITES .....119

VIII.2 VERIFICATION DES ELEMENTS DE LA FERME .....121

VIII.3 VERIFICATION DES PANNES (MONTANTS DE LA TOITURE AU VENT) .....130

VIII.4 DIMENSIONNEMENTS ET VERIFICATIONS DES ELEMENTS AVEC LE LOGICIEL ROBOT : .....136

## **CHAPITRE IX**

### **CALCULE DES ASSEMBLAGES..... 153**

IX.1 FONCTIONNEMENT DES ASSEMBLAGES .....153

IX.2 ROLE DES ASSEMBLAGES.....155

IX.3 CALCUL DES ASSEMBLAGES.....156

## **CHAPITRE X**

### **ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE..... 193**

X.1 LES TYPE DES FONDATIONS .....193

X.2 CHOIX DES FONDATIONS .....193

X.3 DIMENSIONNEMENT DES FONDATIONS .....194

X.4 CALCUL DE LA FONDATION SOUS POTELET IPE220 .....201

X.5 CALCUL DES LONGRINES : .....204

## **CHAPITRE XI**

### **VERIFICATION DE LA STABILITE D'ENSEMBLE ..... 206**

XI.1 DETERMINATION DES MOMENTS RENVERSANTS (MR) .....206

XI.1.1 CAS DE VENT .....206

XI.1.1.1 ACTION D'ENSEMBLE.....206

XI.1.2 CAS DE SEISME .....210

XI.2 CALCUL DES MOMENTS RESISTANT (STABILISATEURS).....210

XI.3 VERIFICATION AU RENVERSEMENT DE LA STRUCTURE.....211

### **CONCLUSION GENERALE ..... 212**

### **REFERENCE BIBLIOGRAPHIE ..... 214**

### **ANNEXES..... 214**

# TABLE DES FIGURE

Figure I-1 : Panneau sandwich.....	4
Figure I-2 : Plancher Mixte .....	5
Figure II.1: présentation les directions du vent sur la structure en 3D .....	8
NB : on a une structure symétrique, d'où l'étude au vent se fera selon deux (2) sens.....	8
Figure II.2 : répartition des pressions dynamique (N/m2). .....	10
Figure II.3 : Zone de pression pour la toiture.....	11
Figure II.4 légende pour les parois verticales .....	11
Figures II.5 : légende pour les parois verticales.....	12
Figure II.6 : Zone de pression pour la toiture.....	12
Figure II.7 : Zone de pression pour la paroi vertical .....	15
Figure II.8 : légende pour les parois verticales .....	16
Figure II.9 : légende pour la toiture .....	17
Figure III-1: La pente de calcul.....	22
Figure III-2 : Schéma statique sous surcharge d'entretien .....	23
Figure III-3 : Moment due à la surcharge d'entretien .....	24
Figure III-4: Présentation d'une lierne .....	33
Figure III-5 : les schémas statiques.....	33
Figure III-6: représentation des efforts .....	33
Figure III-7: Echantignole .....	35
FigureIII-8 : les schémas statiques .....	35
FigureIII.9 : les schémas statiques.....	41
Figure III-10 : représentation des efforts .....	41
Figure III-11: éléments de la ferme.....	43
Figure III-12 : Doubles cornières .....	47
Figure IV-1 L'ESCALIERS.....	53
Figure IV-2 : Schéma du Limon .....	54
Figure IV-3 : Réaction d'appuis.....	56
Figure IV-4 schéma statique du potelet.....	58
Figure V-1- dalle collaborant en béton armé.....	64
Figure V- 2 : Schéma d'un plancher mixte à dalle collaborante .....	65

Figure V. 3 : Schéma de la trame supportant les planchers.....	66
Figure V-4 : Largeur de la dalle effective .....	69
Figure V. 5 : diagramme de contraintes de flexion simple .....	70
Figure V. 6 : diagramme de contraintes de flexion simple (MPa).....	71
Figure V.7 : effets du retrait : .....	73
Figure V. 8 : Diagramme des contraintes normales finales en $N/mm^2$ .....	74
Figure V - 9 : Goujon à tête ronde.....	74
Figure V.10 : Largeur de la dalle effective .....	80
Figure V.11 : diagramme de contraintes de flexion simple.....	81
Figure V.12 : diagramme de contraintes de flexion simple.....	82
Figure V.13 : effets du retrait : .....	84
Figure V.14 : Diagramme des contraintes normales finales en $N/mm^2$ .....	85
Figure V. 15 : Goujon à tête ronde.....	85
FigureV.16: Schéma statique .....	89
Figure V.17 : diagramme des sollicitations .....	89
Figure V-18: Schéma statique.....	92
Figure V.19: diagramme des sollicitations .....	92
Figure VI.1 : VUE EN PLAN .....	97
Figure VI.2 Schéma statique de la poutre au vent droite.....	97
Figure VI.3 Schéma statique de la poutre au vent .....	99
Figure VI. 4 : schéma statique du palée de stabilité en long pan .....	100
Figure VI.5 effort sur la poutre sablière .....	102
Figure VII.1 : Types de structure sous Robot .....	107
Figure VII.2 Mode 1 : Translation suivant X-X, période $T = 0,58$ s.....	113
Figure VII.3 Mode 2 : Translation suivant Y-Y, période $T = 0,52$ s.....	114
Figure VII.4 Mode 3 : Torsion suivant Z-Z, période $T = 0,47$ s.....	114
Figure VII-1 panne sablière .....	134
Figure VII-2 : palée de stabilité .....	137
FigureVII-3 : Poutre au vent.....	138
Figure VII-4 : Ciseaux.....	140
Figure IX-1 boulons .....	155
Figure IX-2 : Détail assemblage Gousset- éléments de la ferme .....	157
Figure IX-3 : Longueurs de soudures.....	157
Figure IX-4 : Détail assemblage ferme – poteau.....	159
Figure IX-5: distribution des efforts .....	159
Figure IX-6 : Distribution des efforts .....	160
Figure IX-7: Détail d'assemblage des deux éléments de la ferme .....	162
Figure IX-8: Vue de face de l'échantignole.....	165
Figure IX-9 : Repérage des ciseaux de stabilité en vue 3D .....	166
Figure IX-10 : Détail de l'assemblage des ciseaux de stabilité des fermes.....	167

Figure IX-11 : Détaille d'assemblage des supports .....	169
Figure IX-11 cordon de soudure.....	171
Figure IX-12 : Assemblage diagonale gousset.....	172
Figure IX-13 cordon de soudure.....	174
Figures IX-14 : Assemblage platine-poteau .....	175
Figures IX-15 : Vue 3D de l'assemblage poteau-sommier .....	177
Figures IX-16 : Assemblage solive-sommier.....	178
Figures IX-17 : Assemblage platine-poteau .....	180
Figure IX-22 : Vue d'en haut du pied de poteau .....	189
Figure X-1 : Représentation du ferrailage de la semelle.....	197
Figure X-2 : Représentation du ferrailage de la semelle.....	201
Figure X-3 : Représentation du ferrailage de la semelle du potelet .....	203
Figure X-4 : Représentation des différentes fondations .....	203
Figure XI.1: Force résultante .....	207
Figure XI-2: Force résultante.....	208
Figure XI-3: excentricité de la force globale. ....	209
Figure XI-4: excentricité de la force globale. ....	209

# TABLE DES TABLEAUX

Tableau II.1 : valeurs de la pression dynamique.....	10
Tableau II.2 : les coefficients $C_{pe}$ correspondant à chaque zone de parois verticales.....	11
Tableau II.3 : les valeurs $C_{pe}$ pour la toiture.....	13
Tableau II. 4 : valeur de la pression correspondant à chaque zones des parois verticales .....	13
Tableau II.5 : valeur de la pression correspondant à chaque zone.....	14
de toiture avec $C_{pi}=0,2$ .....	14
Tableau II.6 : valeur de la pression correspondant à chaque zone.....	14
de paroi verticale avec $C_{pi}=0.8$ .....	14
Tableau II.7 : valeur de la pression correspondant à chaque zone.....	15
de toiture avec $C_{pi}=0.8$ .....	15
Tableau II.8 : les surfaces correspondantes à chaque zone de parois verticales .....	16
Tableau II.9 : les coefficients $C_{pe}$ correspondant à chaque zone de parois verticales.....	16
Tableau II.10 : les surfaces correspondantes à chaque zone de toiture .....	17
Tableau II.11 : Les coefficients $C_{pe}$ correspondant à chaque zone de toiture .....	17
Tableau II.12: valeur de la pression correspondant à chaque zone .....	18
de paroi verticale avec $C_{pi}=0$ .....	18
Tableau II.13 : valeur de la pression correspondant à chaque zone .....	18
de toiture avec $C_{pi}= 0$ .....	18
Tableau II.14 : valeur de la pression correspondant à chaque zone .....	19
de paroi verticale avec $C_{pi}=0.8$ .....	19
Tableau II.15: valeur de la pression correspondant à chaque .....	19
zone de toiture avec $C_{pi}=0.8$ .....	19
Tableau III-1 : Les efforts max dans les éléments de la ferme.....	45
Tableau III-2 : Sections des éléments de la ferme. ....	52
Tableau V-1 section d'armature de la dalle.....	95
Tableau VI-1 Les résultats de $F_i$ .....	98
Tableau VII-1 coefficient d'accélération de zone (A) .....	109
Tableau VII-2 valeurs de pénalité $P_q$ .....	110
Tableau VII.3 : Pourcentage de participation massique des vestiaires par ROBOT .....	112
Tableau VII-4 : Réactions à la base .....	115
Tableau VII.5 : Combinaisons de calcul .....	115
Tableau VII-6 : résultantes des forces sismiques.....	116
Tableau VII-7 : Résultats des déplacements .....	117

Tableau VII-8 : Résultats des déplacements relatifs.....	117
Tableau VII-9 : Effet P- $\Delta$ suivant X-X.....	118
Tableau VII-10 : Effet P- $\Delta$ suivant Y-Y.....	118
Tableau VIII-1 élément de la ferme.....	129
Tableaux VIII-2 Sollicitations du poteau.....	145
Tableau VII.3- : Les profilés adoptés pour tous les éléments de la structure.....	152
Tableau IX-1 : Efforts dans les éléments de la ferme.....	156
Tableau IX-2 : Epaisseur du gousset en fonction de l'effort appliqué.....	156
Tableau IX-3: dimension des cordons de soudure.....	158
Tableau XI-1: Valeurs des forces horizontales et verticales (vent V1).....	207
Tableau XI-2 : Valeurs des forces horizontales et verticales (vent V2):.....	208
Tableau XI-3 : Réaction à la base due aux effets sismiques.....	210
Tableau XI.4 : Vérification au renversement de la structure.....	211

# NOTATIONS

Les principales notations utilisées sont les suivants :

A	Aire de la section brute.
$A_{net}$	Aire de la section nette.
$A_{eff}$	Aire de la section efficace.
$A_v$	Aire de cisaillement.
H	Hauteur de la section transversale.
b	Largueur des semelles.
r	Rayon du congé de raccordement.
$t_f$	Epaisseur des semelles.
$t_w$	Epaisseur de l'âme.
$I_{y,z}$	Moment d'inertie.
$i_{y,z}$	Rayon de giration de la section.
$I_w$	Facteur de gauchissement.
$I_t$	Moment d'inertie de torsion.
$W_{ply,z}$	Module plastique de la section.
$W_{ely,z}$	Module élastique de la section.
$W_{eff}$	Module élastique efficace de la section.
$N_{pl}$	Effort normal résistant plastique.
$N_u$	Effort normal ultime de la section nette.
$N_{net}$	Effort normal résistant de la section nette.
$M_{ply,z}$	Moment résistant plastique de la section.
$M_{ely,z}$	Moment résistant élastique de la section.
$M_{eff,z}$	Moment résistant de la section efficace.
$M_{cr}$	Moment critique de déversement.
$\lambda_{y,z}$	Elancement géométrique pour le mode de flambement.
$\lambda_{y,z}$	Elancement réduit pour le mode de flambement.
$\lambda_{cr}$	Elancement critique d'Euler.
$\chi_{y,z}$	Coefficient de réduction pour le mode de flambement considéré.
$\psi^s$	Coefficient de scellement relatif a une armature (psi).
$\tau$	Contrainte tangente (tau).
$\tau_u$	Contrainte tangente conventionnelle.
$\tau_s$	Contrainte d'adhérence.
$\Phi$	Diamètre d'une armature transversale.
N	Coefficient de poissant (nu).
$\mu_{ser}$	Moment ultime à L'ELS (mu).

$\mu_{bu}$	Moment réduit à L'ELU.
$\alpha$	Facteur d'imperfection pour le flambement.
$\lambda_{LT}$	Elancement réduit pour le déversement.
$\chi_{LT}$	Coefficient de réduction pour le déversement.
$\alpha_{LT}$	Facteur d'imperfection pour le déversement.
$\beta_{My,z}$	Facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement.
$\beta_{MLT}$	Facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.
$f_y$	Résistance limite d'élasticité.
$f_u$	Résistance limite de rupture.
$V_u$	Effort tranchant de calcul ultime.
a et b	Largeur de poteaux.
A et B	Largeur des semelles.
G	Action permanente.
Q	Action d'exploitation.
e	L'excentricité de l'effort normal.
h	Hauteur de la poutre et la semelle.
$S_t$	Espacement des armatures transversales.
$l_f$	Longueur de flambement



# INTRODUCTION GENERALE

La construction métallique est un domaine, qui répond aux besoins actuels de la construction. Ce dernier a subi une grande progression, fruit de développement et de recherche de nouvelles méthodes de calcul permettant une meilleure optimisation.

Selon la destination, la construction métallique se divise en deux grandes catégories: la charpente métallique (bâtiments, halls, ponts, tours, etc.), et la chaudronnerie (réservoirs, cuves, etc.). Une telle construction est maintenue par une ossature métallique, résultante de l'assemblage des différents composants, cet assemblage doit être conçu globalement de manière à assurer que la structure réalisée réponde à son usage, c'est-à-dire respecter ultérieurement et tout au long du processus de l'étude, la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis de toutes les actions qui lui sont appliquées; assurer la cohérence des déformations relatives des systèmes structurels.

La réalisation des structures se fait avec des matériaux et chacun d'entre eux a ses spécificités, tant sur le plan conceptuel que technique et mécanique.

Matériau de structure, mais aussi de plancher, de façade, de couverture, de cloisonnement, d'aménagement, l'acier peut être présent partout dans un édifice, et ce à des degrés très divers, en gros œuvre comme en second œuvre, suivant le désir des concepteurs et des clients. Il représente un choix déterminant dès la conception, structurel notamment, qui exige rigueur et précision; mais qui donne maîtrise du projet, liberté de création et choix de solutions adaptées.

L'acier est un matériau dont la préparation et la mise en forme se fait en grande partie en usine et dont les éléments arrivent sur le chantier finis et prêts à être montés et associés à d'autres matériaux formant ainsi l'ouvrage. La logique de la construction avec l'acier est une logique d'assemblage, où l'ossature se fait par points porteurs de type poteaux-poutres, sur lesquels viennent se greffer les éléments de planchers, d'enveloppe et de partitions. Là aussi, l'anticipation des choix techniques permet de tirer parti au mieux des possibilités architecturales du matériau.

Dans ce contexte, notre choix de projet de fin d'étude de Master s'est porté sur l'étude d'un ouvrage en ossature métallique. Cet ouvrage est un hangar constitué d'un rez-de-chaussée et de deux mezzanines, implanté à Oued Ghir wilaya de Bejaia.

L'étude de la structure est menée essentiellement en utilisant le logiciel d'éléments finis Robot qui permet à la fois de modéliser, d'analyser et de dimensionner différents types de structures. Ainsi après un pré dimensionnement des différents éléments de la structure, un modèle 3D de celle-ci est implémenté dans le logiciel.

# CHAPITRE I

## PRESENTATION DE L'OUVRAGE

### INTRODUCTION

Ce projet consiste en une étude d'un hangar (Bureaux , stockage et chambres froides) à usage industriel en construction métallique qui sera implantée à Bejaia qui est classée selon le règlement parasismique algérien (RPA99 version 2003) comme zone de moyenne sismicité IIa.

### I.1 PRESENTATION DE L'OUVRAGE

#### I.1.1 Situation :

Cet ouvrage est un hangar pour stockage avec chambres froides et bureaux constitué d'un rez-de-chaussée et de deux mezzanines, implanté au lieu-dit Ibourassen dans la commune de Oued Ghir. Le terrain est plat avec une surface de 1067.00 m<sup>2</sup>

#### I.1.2 Etude du sol :

Les études faites sur le sol (rapport préliminaire du sol) où le projet sera implanté nous renseignent sur :

- La contrainte admissible du sol :  $\sigma = 1 \text{ Bar}$
- Profondeur minimal d'ancrage égale à 3m par rapport à la cote du terrain naturel.

#### I.1.3 Dimension de l'ouvrage

Le présent ouvrage à une forme rectangulaire Comme il est illustré dans les plan (Voir annexe) caractérisée par les dimensions suivantes :

- Longueur totale en plan 36 m
- Largeur totale en plan 17.05 m
- La plus grande hauteur 10 m
- La hauteur de la première mezzanine 4m
- La hauteur de la deuxième mezzanine 5.7m

## I.2 ELEMENT DE LA STRUCTURE

### I.2.1 Ossature de la structure

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

### I.2.2 La toiture

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

- Les poteaux intérieurs sont éliminés, permettant un usage plus souple et plus efficace de l'espace construit ;
- La légèreté de la toiture en charpente métallique par rapport à la dalle en béton armé ou plancher mixte ;
- La facilité et rapidité de montage.

### I.2.3 La couverture

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

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

Les panneaux sandwichs nous offrent plusieurs avantages on site :

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

Mais, leurs points faibles est dans l'étanchéité des joints.

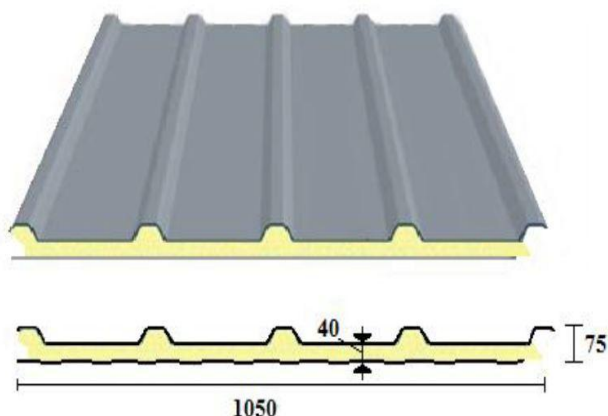
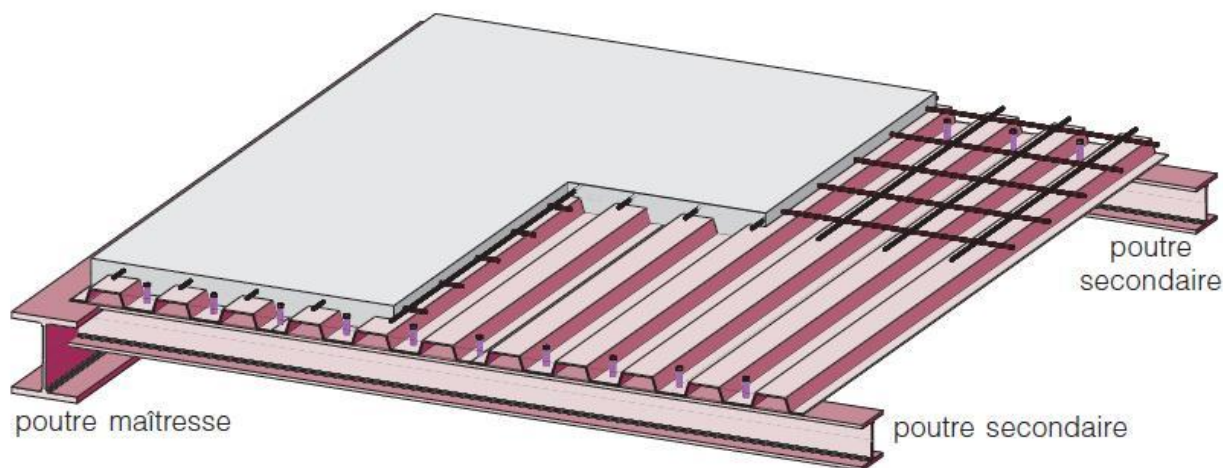


Figure I-1 : Panneau sandwich

## I.2.4 Les planchers

Le plancher des Mezzanines sera mixte collaborant en béton armé de (10cm) d'épaisseur et repose sur un coffrage perdu (TN40) contient des connecteurs (goujons) qui assurent la liaison d'ensemble du plancher et le non glissement de la dalle pleine. En fin un matelas de solives qui supportes le plancher et ses composantes.



**Figure I-2 : Plancher Mixte**

## I.2.5 Les contreventements

Les palées de stabilité en (x) dans les deux sens , assurent la verticalité des poteaux et prennent les efforts dus aux séismes et au vent en les transmettant aux fondations.

## I.2.6 Les escaliers

Le type d'escalier qui va assurer la liaison avec les mezzanines est composé de deux volées avec un palier de repos métallique.

## I.3 GENERALITES

### I.3.1 MATERIAUX UTILISE

#### ✦ ACIER :

L'acier est un matériau constitué essentiellement de fer et un faible taux de carbone, qui est extraits de matières premières naturelles tirées du sous-sol (mines de fer et de charbon).

Le carbone n'intervient, dans la composition, que pour une très faible part (généralement inférieure à 1%). Outre le fer et le carbone, l'acier peut comporter d'autres éléments qui lui sont associés :

- soit involontairement : phosphore, soufre...qui sont des impuretés et qui altèrent les propriétés des aciers,

- soit volontairement : ce sont notamment le silicium, le manganèse, le nickel, le chrome, le tungstène, le vanadium, etc,qui ont pour propriété d'améliorer les caractéristiques mécaniques des aciers (résistance à la rupture, dureté, limite d'élasticité, ductilité, résilience, soudabilité, corrosion...).On parle, dans ces cas, d'acier alliés.

### **Les propriétés :**

#### **1-Resistance :**

- Les nuances d'acier courantes et leurs résistances limites sont données par le régalément Eurocode 03.
- La nuance choisie pour la réalisation de cet ouvrage est l'acier S 235.

#### **2-Ductilité :**

- L'acier de construction doit satisfaire les conditions suivantes :
- Le rapport  $f_u/f_y > 1,2$
- La déformation ultime doit être supérieur à 20 fois la déformation élastique ( $\epsilon_u \geq 20 \epsilon_y$ )

A la rupture l'allongement sur une longueur de 5.65 , soit supérieur a 15% , avec  $A_0$  section transversale initiale.

#### **3-Coefficient de calcul de l'acier: ( § 3.2.3 CCMA97 )**

- ♦ Module d'élasticité longitudinale :  $E=210000$  Mpa.
- ♦ Module d'élasticité transversale :  $G=E/2(1+\mu) \approx 0.4E$ .
- ♦ Coefficient de poisson :  $\mu=0.3$ .
- ♦ Coefficient de délitation thermique  $\alpha=12.10^{-6}$ .
- ♦ Masse volumique  $\rho=7850$  kg /m

#### **♦ BETON :**

Le béton est un matériau économique qui résiste bien à la compression .

Les caractéristiques physique et mécanique sont :

- ♦ La masse volumique  $\rho=2.5$  t /m<sup>3</sup>.
- ♦ La résistance à la compression a 28 jours :  $f_{c28}=25$ Mpa.
- ♦ La résistance à la traction à 28 jours :  $f_{t28}=2.1$ Mpa.
- ♦ Coefficient de dilatation thermique  $\theta=10^{-3} /C_0$  .
- ♦ Coefficient de retrait  $\epsilon= 4 . 10^{-6}$ .

#### **I.4 REGLEMENTS UTILISE**

Pour l'étude de cet ouvrage, les règlements techniques utilisés sont les suivants :

- **RNV A99** : L'étude climatique se fait suivant le règlement neige et vent Algérien 1999.
- **CCM97, Eurocode 3 et 4** : L'étude et le calcul des éléments de l'ouvrage se font conformément aux CCM97 et Eurocode 3 et 4.
- **RPA 99 V2003** : L'étude sismique se fait suivant le règlement parasismique Algérien RPA2003 V2003.
- **DTR B.C.2.2** : Charges permanentes et surcharges d'exploitations.
- **B.A.E.L91** : Béton armé aux états limites.
- **CBA 93** : Règles de conception et de calculs des structures en béton armé, DTR B-C 2.4,

# CHAPITRE II

## ETUDE CLIMATIQUE

### INTRODUCTION

L'étude climatique est l'estimation de l'action du vent et celle de la neige qui seront éventuellement appliquées à notre ouvrage, dans notre étude les effets thermique seront négligés.

L'effet du vent sur une construction métallique est généralement prépondérant, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes les directions possibles dont le calcul est mené conformément au règlement neige et vent RNV A99.

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

- ♦ De la région
- ♦ Du site d'implantation
- ♦ De la hauteur de la construction
- ♦ De la forme géométrique de la construction
- ♦ De la rigidité de la construction

### II.1 COEFFICIENT DE CALCUL

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

- ♦ au long pan  $v_1$
- ♦ au pignon  $v_2$

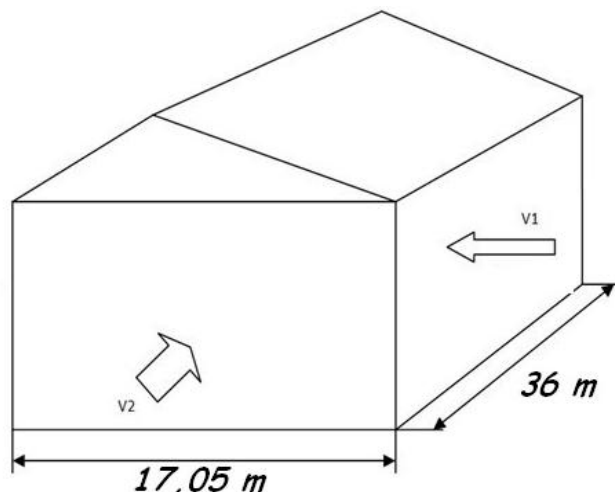


Figure II.1: présentation les directions du vent sur la structure en 3D

**NB : on a une structure symétrique, d'où l'étude au vent se fera selon deux (2) sens.**



**a-Effet de la région :**

Notre structure est située dans la zone I, dont la pression de référence est donnée par le tableau 2- 3 du RNVA99 (chapitre II) par  $q_{ref}= 375N/m^2$ .

**b-Effet de site :**

La structure sera implantée en zone industriel catégorie (III) D'où

- ♦ Le facteur de terrain  $K_T=0,22$
  - ♦ Le paramètre de rugosité  $Z_0=0, 3$ .
  - ♦ La hauteur minimal  $Z_{min}= 8m$ .
- (Tableau 2-4, chapitre II RNVA99).

**C-Coefficient de topographie :**

Le site est plat, le coefficient de topographie  $C_T=1$ . (Tableau 2-5, chapitre II RNVA99).

**d- Calcul de coefficient dynamique Cd**

La valeur du coefficient dynamique Cd pour les structures métalliques est donnée par la figure 3.2 chapitre III du RNVA99, en fonction de la structure et du sens du vent.

On utilise l'abaque (fig3.2) pour déterminer le coefficient dynamique Cd pour les structures métalliques

- Direction v1 la lecture pour  $h=10$  m et  $b=17.05$  m donne  $C_d =0.94$
- Direction v2 la lecture pour  $h=10$  m et  $b=36$  m donne  $C_d =0.91$
- Comme  $C_d <1.2$ , en considère que la structure est peu sensible aux excitations dynamiques dans les quatre directions du vent. (Chapitre I §3.2).

**II.2 CALCUL DE PRESSION**

♦ **Calcul de la pression dynamique**

La pression dynamique  $q_{dyn}(Z_j)$  qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par la formule (2.12, chapitre II RNV99) :

$$q_{dyn}(Z_j)=q_{ref} \times C_e(Z_j) \text{ (N/m}^2\text{)}$$

Avec :

- $q_{ref}$  (N/m2) : pression dynamique de référence.
- $C_e(Z_j)$  : est le coefficient d'exposition au vent (§ 3.3 chap II RNV99), donné par la formule suivante :

$$C_e(Z) = C_t(Z)^2 \times C_r(Z)^2 \times \left[ 1 + \frac{7 \times K_T}{C_r(Z) \times C_t(Z)} \right]$$

- $C_r$  : est le coefficient de rugosité donné par la formule (2.15 chap II RNVA99).

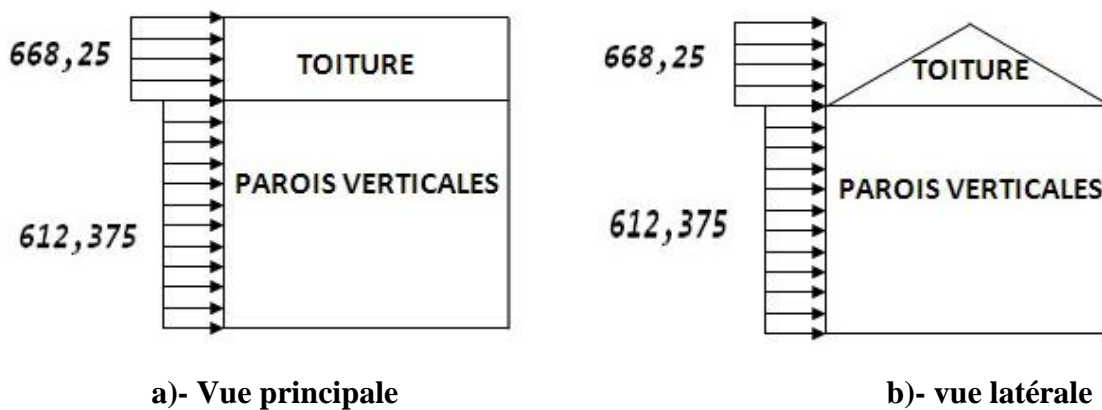
$$C_r(Z) = K_T \times \ln \left( \frac{Z}{Z_0} \right) \text{ pour } Z_{min} \leq Z \leq 200 \text{ m}$$

- Z : est la hauteur considérée.

✦ Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau II.1 : valeurs de la pression dynamique**

	Z (m)	Cr	Ce	q <sub>dyn</sub> (N/m <sup>2</sup> )
Parois verticales	4,35	0,722	1,633	612,375
Toitures	10	0,771	1,782	668,25



**Figure II.2 : répartition des pressions dynamique (N/m<sup>2</sup>).**

### 1. Calcul des pressions sur les parois

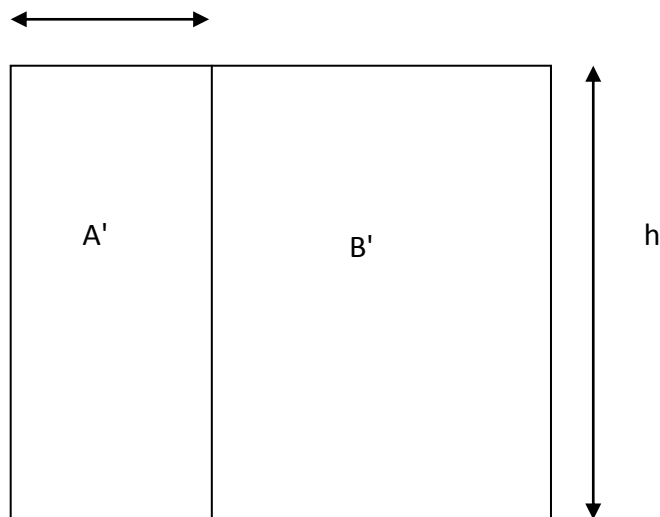
- Vent sur façade principale (direction V1) :

a -Coefficient de pression extérieur C<sub>pe</sub>,

- ✦ Paroi verticale

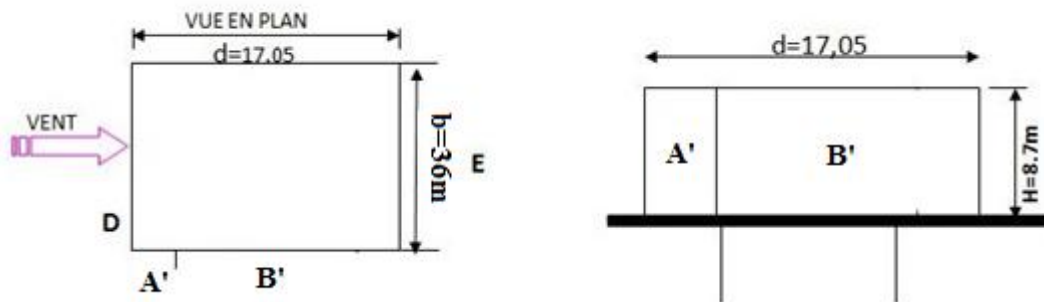
On se réfère au paragraphe 1.1.1.2 du chapitre 5 à la figure (5-1) du RNVA99 pour déterminer les différentes zones de pression, et au tableau (5-1) pour déterminer les valeurs des coefficients C<sub>pe</sub>, pour chaque direction du vent considérée. Dans notre cas :

$d=17.05\text{m}$     $b=36\text{m}$     $h=10\text{ m}$     $e=\min[36; 20]=20\text{m}$     $e/5= 4\text{m}$



**Figure II.3 : Zone de pression pour la toiture**

Pour le calcul des valeurs de  $C_{pe}$  on se réfère au (§1.1.2) dont il convient de diviser les parois comme l'indique la figure ci-dessous



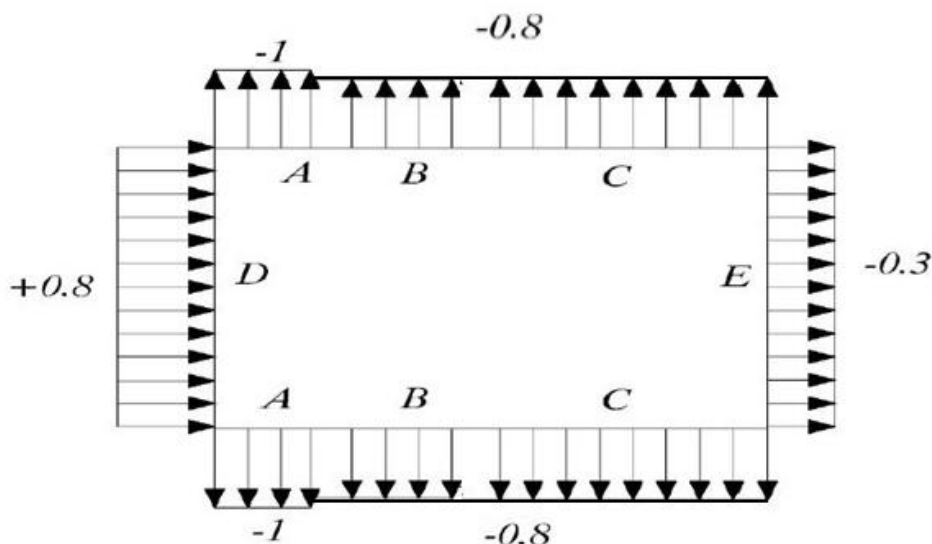
**Figure II.4 légende pour les parois verticales**

Selon la formule (5.1)  $C_{pe}=C_{pe.10}$

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur le Tableau et la figure suivants :

**Tableau II.2 : les coefficients  $C_{pe}$  correspondant à chaque zone de parois verticales**

Zone	A'	B'	D	E
$C_{pe}$	-1	-0.8	0.8	-0.3



Figures II.5 : légende pour les parois verticales

◆ **Toiture :**

On a une toiture a deux versant, avec une pente de  $8,67^\circ$ , la figure (5 .3)du chapitre 5 du RNVA99 nous montre la façon dont en doit diviser notre toiture.

Les zones sont représentées sur la figure suivante :

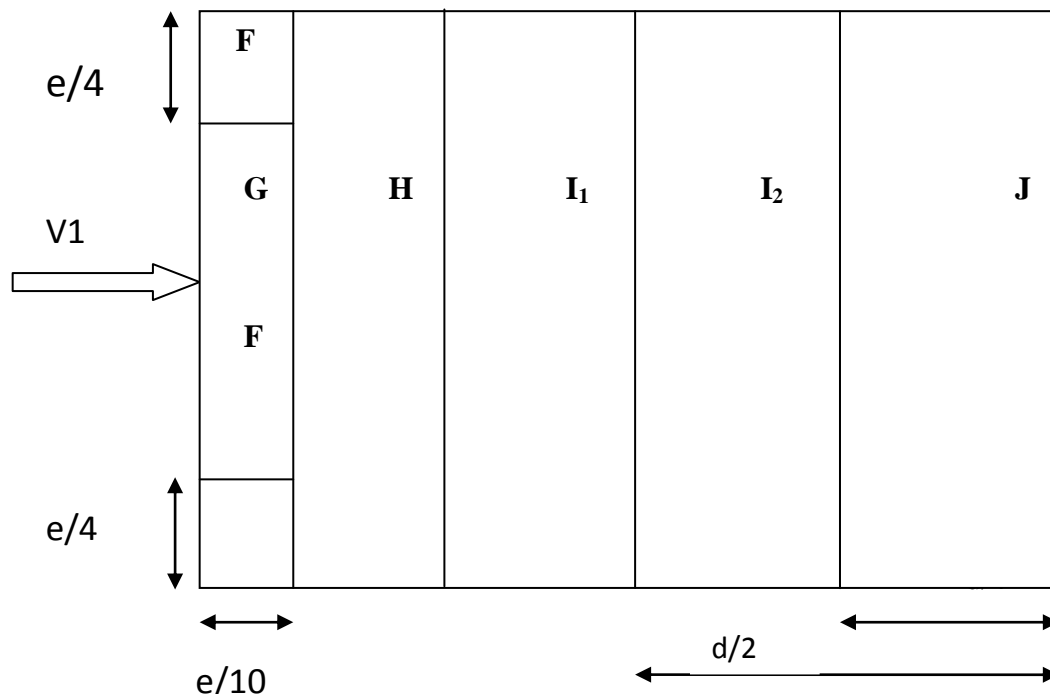


Figure II.6 : Zone de pression pour la toiture

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur la figure suivante :

**Tableau II.3 : les valeurs  $C_{pe}$  pour la toiture**

<b>Zone</b>	<b>S (m<sup>2</sup>)</b>	<b>C<sub>pe1</sub></b>
<b>F</b>	<b>20,231</b>	<b>-1,406</b>
<b>G</b>	<b>52,601</b>	<b>-1,053</b>
<b>H</b>	<b>237,615</b>	<b>-0,49</b>
<b>I</b>	<b>237,615</b>	<b>-0,337</b>
<b>J</b>	<b>72,832</b>	<b>-0,557</b>

**b- Coefficient de pression intérieur :**

On détermine l'indice de perméabilité  $\mu_p$

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures sous le vent et parallèle au vent}}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

le coefficient de pression intérieure  $C_{pi}$  est donné par la figure 5.15 du RNVA99 en fonction de l'indice de perméabilité  $\mu_p$ .

**-Portes ouvertes :**

$\mu_p=0,44 \quad C_{pi}=0,2$

**Tableau de calcul des pressions :**

Les pressions  $q_j$  sont calculées à l'aide de la formule suivante :  $q_j=C_d \cdot q_{dyn}(z_j) [C_{pe}-C_{pi}]$

♦ **Parois verticales :**

Dépression intérieure  $C_{pi}=0,2$

**Tableau II. 4 : valeur de la pression correspondant à chaque zones des parois verticales**

<b>Zone</b>	<b>C<sub>d</sub></b>	<b>q<sub>dyn</sub> (N/m<sup>2</sup>)</b>	<b>C<sub>pe</sub></b>	<b>C<sub>pi</sub></b>	<b>q<sub>j</sub> (N/m<sup>2</sup>)</b>
<b>A'</b>	<b>0,94</b>	<b>612,375</b>	<b>-1</b>	<b>0,2</b>	<b>-690,759</b>
<b>B'</b>	<b>0,94</b>	<b>612,375</b>	<b>-0,8</b>	<b>0,2</b>	<b>-575,633</b>
<b>D</b>	<b>0,94</b>	<b>612,375</b>	<b>0,8</b>	<b>0,2</b>	<b>345,38</b>
<b>E</b>	<b>0,94</b>	<b>612,375</b>	<b>-0,3</b>	<b>0,2</b>	<b>-287,816</b>

✦ Toiture

Dépression intérieure  $C_{pi} = 0,2$

**Tableau II.5 : valeur de la pression correspondant à chaque zone de toiture avec  $C_{pi} = 0,2$**

Zone	$C_d$	$q_{dyn}$ ( $N/m^2$ )	$C_{pe1}$	$C_{pi}$	$q_j$ ( $N/m^2$ )
F	0,94	668,25	-1,406	0,2	-1008,817
G	0,94	668,25	-1,053	0,2	-787,078
H	0,94	668,25	-0,49	0,2	-433,427
I	0,94	668,25	-0,337	0,2	-337,319
J	0,94	668,25	-0,557	0,2	-475,513

- les portes sont fermées :  $\mu_p = 0$ .  $C_{pi} = 0,8$

✦ Paroi verticale :

Surpression intérieure  $C_{pi} = 0,8$

**Tableau II.6 : valeur de la pression correspondant à chaque zone de paroi verticale avec  $C_{pi} = 0,8$**

Zone	$C_d$	$q_{dyn}$ ( $N/m^2$ )	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$q_j$ ( $N/m^2$ )
A'	0,94	612,375	-1	0,8	-1036,139
B'	0,94	612,375	-0,8	0,8	-921,012
D	0,94	612,375	0,8	0,8	0
E	0,94	612,375	-0,3	0,8	-633,196

◆ Toiture

Surpression intérieure  $C_{pi}=0.8$

Tableau II.7 : valeur de la pression correspondant à chaque zone de toiture avec  $C_{pi}=0.8$

Zone	$C_d$	$q_{dyn}$ (N/m <sup>2</sup> )	$C_{pe1}$	$C_{pi}$	$q_j$ (N/m <sup>2</sup> )
F	0,94	668,25	-1,406	0,8	-1385,71
G	0,94	668,25	-1,053	0,8	-1163,971
H	0,94	668,25	-0,49	0,8	-810,32
I	0,94	668,25	-0,337	0,8	-714,212
J	0,94	668,25	-0,557	0,8	-852,406

- Vent sur façade secondaire (direction V2) :

a-Coefficient de pression extérieur  $C_{pe}$ ,

◆ Paroi verticale

$d=36$     $b=17.05m$     $h=10$  m    $e=\min[17,05 ; 20]=17,05$  m

$e = 17,05$  m

$e/5=3,41$

- zone A :  $e/5 = 3,41m$
  - zone B :  $e - e/5 = 13,64m$
  - zone C :  $d - e = 18,95$  m
- avec  $h = 8,7$  m

le découpage en zones :

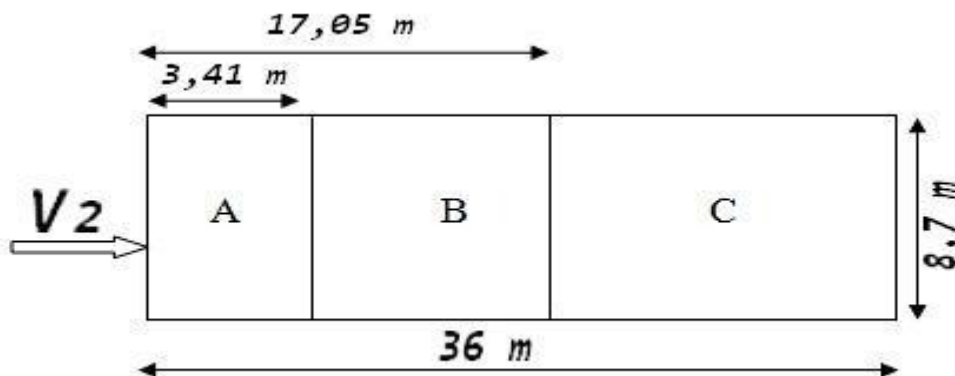


Figure II.7 : Zone de pression pour la paroi vertical

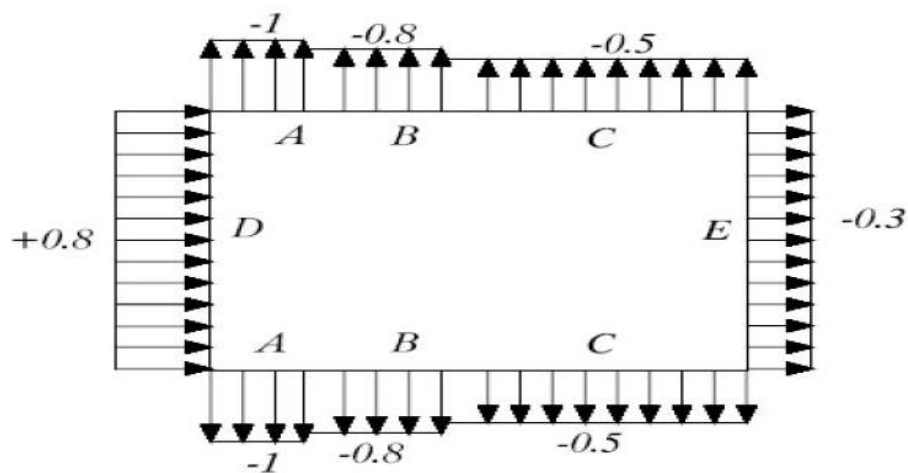
**Tableau II.8 : les surfaces correspondantes à chaque zone de parois verticales**

Zone	S (m <sup>2</sup> )
A	29,667
B	118,668
C	164,865
D	159,418
E	159,418

Toutes les surfaces > 10m<sup>2</sup> ⇒ C<sub>pe</sub>=C<sub>pe,10</sub>

**Tableau II.9 : les coefficients C<sub>pe</sub> correspondant à chaque zone de parois verticales**

one	A	B	C	D	E
C <sub>pe</sub>	-1	-0,8	-0,5	0,8	-0,3



**Figure II.8 : légende pour les parois verticales**

◆ **Toiture :**

Le découpage en zones de pression se fait suivant la figure (5 .3)du chapitre 5 du RNVA99 avec direction du vent  $\theta=90^\circ$ , et  $\theta=0^\circ$  pour la détermination des coefficients de pression.

Les zones sont représentées sur la figure suivante :



Avec :  $b= 17,05m$      $d= 36m$      $e=17,05m$

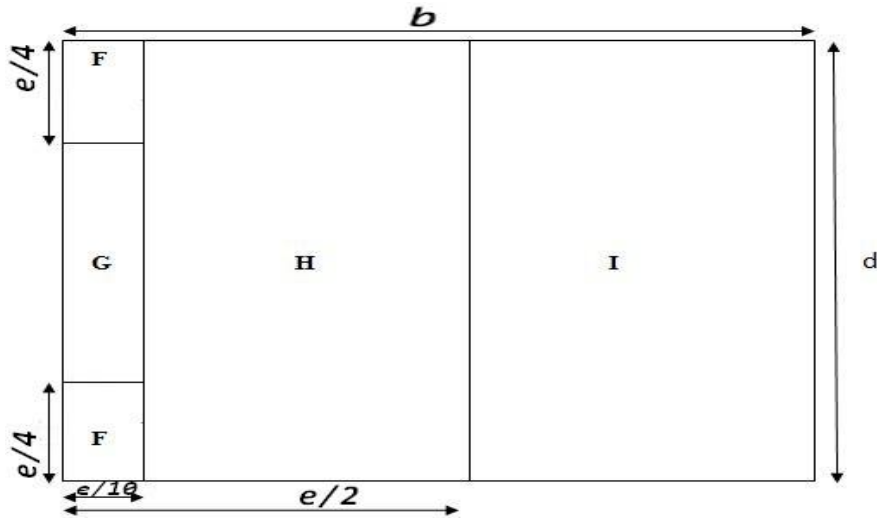


Figure II.9 : légende pour la toiture

Calcul des surfaces :

Tableau II.10 : les surfaces correspondantes à chaque zone de toiture

Zone	S (m <sup>2</sup> )
F	14,703
G	14,703
H	117,625
I	473,864

Les coefficients correspondants à chaque zone sont donnés par le tableau suivant avec  $S_i > 10m^2$

Tableau II.11 : Les coefficients Cpe correspondant à chaque zone de toiture

zone	F	G	H	I
Cpe	-1,49	-1,3	-0,663	-0,5

b. Coefficient de pression intérieur :

- Portes ouvertes :

$\mu_p=0,56$      $C_{pi}= 0$

**Tableau de calcul des pressions :**

✦ **Parois verticales :**

Dépression intérieure  $C_{pi}=0$

**Tableau II.12: valeur de la pression correspondant à chaque zone de paroi verticale avec  $C_{pi}=0$**

<b>Zone</b>	<b>Cd</b>	<b>qdyn (N/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Cpe</b>	<b>Cpi</b>	<b>qj (N/m<sup>2</sup>)</b>
<b>A</b>	<b>0,91</b>	<b>612,375</b>	<b>-1</b>	<b>0</b>	<b>-557,261</b>
<b>B'</b>	<b>0,91</b>	<b>612,375</b>	<b>-0,8</b>	<b>0</b>	<b>-445,809</b>
<b>C</b>	<b>0,91</b>	<b>612,375</b>	<b>-0,5</b>	<b>0</b>	<b>-278,631</b>
<b>D</b>	<b>0,91</b>	<b>612,375</b>	<b>0,8</b>	<b>0</b>	<b>445,809</b>
<b>E</b>	<b>0,91</b>	<b>612,375</b>	<b>-0,3</b>	<b>0</b>	<b>-167,178</b>

✦ **Toiture :**

Dépression intérieure  $C_{pi}= 0$

**Tableau II.13 : valeur de la pression correspondant à chaque zone de toiture avec  $C_{pi}= 0$**

<b>Zone</b>	<b>Cpe</b>	<b>qdyn (N/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Cpe</b>	<b>Cpe</b>	<b>qj (N/m<sup>2</sup>)</b>
<b>F</b>	<b>0,91</b>	<b>668,25</b>	<b>-1,49</b>	<b>0</b>	<b>-906,08</b>
<b>G</b>	<b>0,91</b>	<b>668,25</b>	<b>-1,3</b>	<b>0</b>	<b>-790,54</b>
<b>H</b>	<b>0,91</b>	<b>668,25</b>	<b>-0,663</b>	<b>0</b>	<b>-403,175</b>
<b>I</b>	<b>0,91</b>	<b>668,25</b>	<b>-0,5</b>	<b>0</b>	<b>-304,054</b>

- les portes sont fermées :

$\mu_p=0$ .  $C_{pi}=0.8$

**Paroi verticale :**

**Surpression intérieure  $C_{pi}=0.8$**

**Tableau II.14 : valeur de la pression correspondant à chaque zone de paroi verticale avec  $C_{pi}=0.8$**

Zone	C <sub>pe</sub>	q <sub>dyn</sub> (N/m <sup>2</sup> )	C <sub>pe</sub>	C <sub>pe</sub>	q <sub>j</sub> (N/m <sup>2</sup> )
<b>A ou A'</b>	0,91	612,375	-1	0,8	-1003,07
<b>B ou B'</b>	0,91	612,375	-0,8	0,8	-891,618
<b>C</b>	0,91	612,375	-0,5	0,8	-724,44
<b>D</b>	0,91	612,375	0,8	0,8	0
<b>E</b>	0,91	612,375	-0,3	0,8	-612,987

◆ **Toiture :**

Surpression intérieure  $C_{pi}=0.8$

**Tableau II.15: valeur de la pression correspondant à chaque zone de toiture avec  $C_{pi}=0.8$**

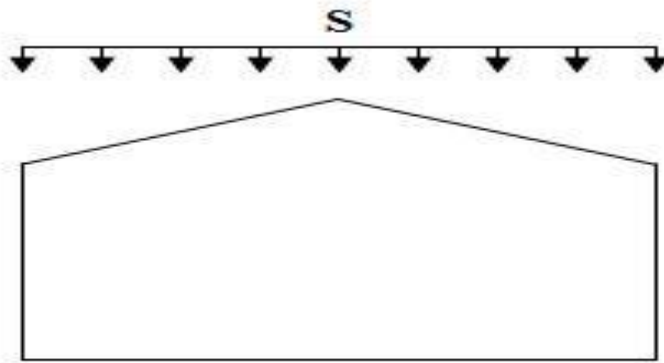
Zone	C <sub>pe</sub>	q <sub>dyn</sub> (N/m <sup>2</sup> )	C <sub>pe</sub>	C <sub>pe</sub>	q <sub>j</sub> (N/m <sup>2</sup> )
<b>F</b>	0,91	668,25	-1,49	0,8	-1392,566
<b>G</b>	0,91	668,25	-1,3	0,8	-1277,026
<b>H</b>	0,91	668,25	-0,663	0,8	-889,661
<b>I</b>	0,91	668,25	-0,5	0,8	-790,54

### II.3 ACTION DE LA NEIGE :

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

$$S = \mu \cdot S_k \quad \text{Où :}$$

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



**Figure II.10 : action de la neige.**

Pour la zone A :

$$S_k = (0,07.H + 15) / 100 \text{ KN/ m}^2$$

$\mu$  : coefficient tenant compte de la forme de toiture donnée par le paragraphe 6 du RNVA 99 .  
comme le bâtiment est implanté à Oued ghir wilaya de Bejaia qui appartient à la zone A, au niveau de la mer  $H=50\text{m}$ .

$$S_k = 0,185 \text{ KN/ m}^2$$

La toiture est à deux versants, le coefficient de forme est donnée par le tableau 6.3 du RNVA99 pour une pente comprise entre  $0^\circ$  et  $30^\circ$  :

$$\mu = 0,8$$

$$S = 0,148 \text{ KN/m}^2$$

#### **II.4 CALCUL DE LA FORCE DE FROTTEMENT**

Dans le cas des structures allongées ou élancées, on tient compte d'une force complémentaire due aux frottements qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent dans le cas où l'une des conditions suivantes est vérifiée : (RNV99 –Chapitre 2, § 1.4).

$$\frac{d}{b} \geq 3, \text{ ou } \frac{d}{h} \geq 3$$

Avec :

$d$  : dimension (en m) de la construction parallèle au vent.

$b$  : dimension (en m) de la construction perpendiculaire au vent.

$h$  : hauteur (en m) de la construction.

◆ **Direction V1 :**

$$\frac{d}{b} = \frac{17,05}{36} = 0,47 < 3$$

$$\frac{d}{h} = \frac{17,05}{10} = 1,7 < 3$$

Aucune des conditions n' est vérifiée. Il n'est pas nécessaire de considérer les forces de frottement.

◆ **Direction V2 :**

$$\frac{d}{b} = \frac{36}{17,05} = 2,11 < 3$$

$$\frac{d}{h} = \frac{36}{10} = 3,6 > 3$$

L'une des conditions est vérifiée. Il y a lieu de considérer les forces de frottement.

La force de frottement  $F_{fr}$  est donnée par la formule suivante :

$$F_{fr} = \sum (q_h \times C_{fr} \times S_{fr})$$

Où :

$q_h$  : (en daN/m<sup>2</sup>) est la pression dynamique du vent à la hauteur h considérée.

$S_{fr}$  : (en m<sup>2</sup>) est l'aire de l'élément de surface considéré.

$C_{fr}$  : est le coefficient de frottement pour l'élément de surface considérée.

On prendra dans notre cas:

Pour la toiture :  $C_{frj} = 0,04$  (ondulations perpendiculaires au vent).

Pour le bardage :  $C_{frj} = 0,04$  (ondulations perpendiculaires au vent).

La force de frottement sera donc :

Pour la toiture :

$$F_{fr} = 668,25 \times 0,04 \times 620,9 = 16596,65 N$$

Parois verticales :

$$F_{fr} = 612,375 \times 0,04 \times 626,4 = 15343,66 N$$

La force de frottement totale :  $F_{fr} = 16596,65 + 15343,66 = 31940,32 daN$

# CHAPITRE III

## PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

### 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 éléments qui ont pour fonction de supporter la couverture, sont disposées parallèlement à la ligne de faîtage, dans les plans des versants. Elles sont calculées en flexion déviée, sous l'effet des charges permanentes et d'exploitation et des charges climatiques.

#### III.1.2 Données de calcul

Les pannes sont réalisées en profilé (I, [ ]) ou en treillis pour les portées  $\geq 6$  m .

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

- pannes de 6 m de portée réalisée en profilé (I)
- L'espace entre les pannes est de 1,5m.
- Toiture à traverse avec une pente de calcul de  $8,67^\circ$

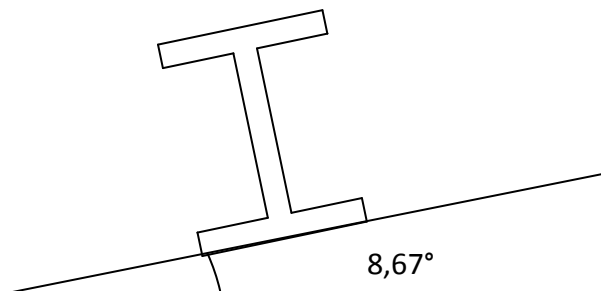


Figure III-1: La pente de calcul.

### III.1.3 Détermination des charges et surcharges

#### a) Charge permanent

- ♦ Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs .....10.05 Kg/m<sup>2</sup>
- ♦ Poids propre d'accessoire d'attache .....5 Kg/m<sup>2</sup>
- ♦ Poids propre des pannes est estimés à .....12 Kg/m

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

e : espacement entre les pannes .e=1,5 m.

$$C_p = [(10,05+5) \times \left( \frac{1,48}{\cos \alpha} \right)] + 12 \Rightarrow C_p = 34,51 \text{ Kg/ml}$$

#### b) Surcharge d'entretien P :

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

Le moment maximum

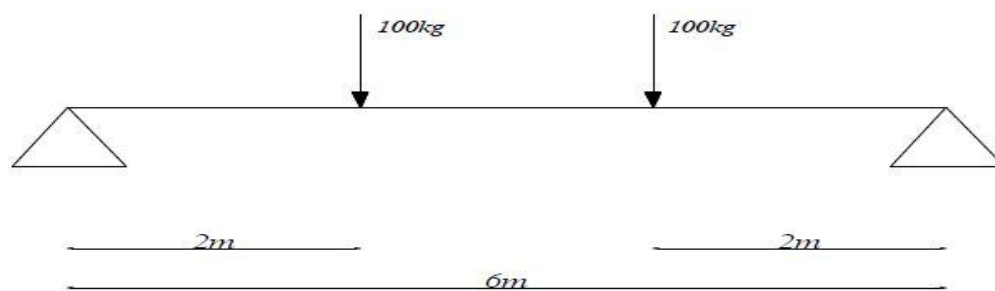


Figure III-2 : Schéma statique sous surcharge d'entretien

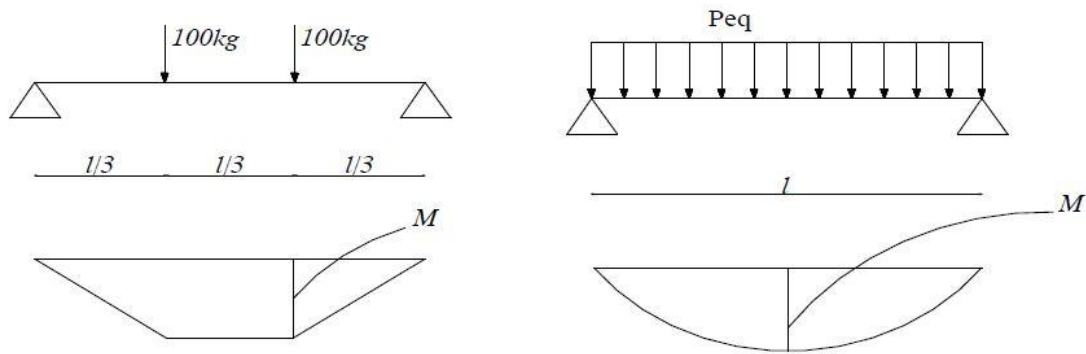
**Le moment maximum :**

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

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

$$M_{\max}=P_{\text{eq}}.L/3=P.L^2/8$$

$$P_{\text{eq}}=44,44\text{Kg/ml}$$



**Figure III-3 : Moment due à la surcharge d'entretien**

**c) Surcharge climatique due au vent**

La panne la plus sollicitée est celle exposée au vent sur la façade principale et latérale nord dont  $C_{pi} = +0,8$  chargée en zone F ,  $w = - 1,392 \text{ kn /m}^2$

**d) surcharge climatique de la neige**

La panne étudiée est sollicitée :

$$S=0,148 \text{ KN/m}^2$$

$$S=0,148 \cdot 1,5= 0,222 \text{ KN/mL}$$

$$w= -1,392 \cdot 1,5= -2,088 \text{ KN/mL}$$

**III.1.4 Les charges et surcharges appliquées**

$$G= 0,345 \text{ KN /ml}$$

$$W= -2,088 \text{ KN/ml}$$

$$S= 0,222 \text{ KN/ml}$$

$$Q= 0,444 \text{ KN/ml}$$



**\*Décomposition des charges**

**a) Suivant l'axe Z-Z**

$$G_{zz}=G.\cos\alpha=0,341 \text{ KN/ml}$$

$$W_{zz}= -2,088 \text{ KN/ml}$$

$$S_{zz}=S.\cos\alpha=0,219 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{zz}=Q.\cos\alpha=0,438 \text{ KN/ml}$$

**b) Suivant l'axe y-y**

$$G_{yy}=G.\sin\alpha=0,052\text{KN/ml}$$

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

$$S_{yy}=S.\sin\alpha=0,033\text{KN/ml}$$

$$Q_{yy}=Q.\sin\alpha=0,066\text{KN/ml}$$

**III.1.5 Combinaison d'action:**

**a) E.L.U**

✦ **Axe Z-Z**

$$G_{min}+1,5.W=0,341-1,5.2,088= - 2,791 \text{ KN/ml}$$

$$1,35G_{z,max}+1,5S_{zz} =1,35.0,341+1,5.0,219= 0,788\text{KN/ml}$$

$$1,35G_{z,max} +1,5Q_z=1,35 . 0,341+1,5. 0,438= 1,117 \text{ KN/ml}$$

✦ **Axe Y-Y**

$$1,35G_y+1,5S_y=1,35. 0,052+1,5. 0,033=0,119 \text{ KN/ml}$$

$$1,35G_y+1,5.Q_y=1,35.0,052+1,5.0,066=0,169 \text{ KN/ml}$$

**b) E.L.S**

✦ **Axe Z-Z**

$$G_z+W=0,341-2,088= -1,747\text{KN/ml}$$

$$G_z+S_z=0,341+0,219=0,56\text{KN/ml}$$

$$G_z+Q_z=0,341+0,438=0,779\text{KN/ml}$$

◆ **Axe Y-Y**

$$G_y + S_y = 0,052 + 0,033 = 0,085 \text{ KN/ml}$$

$$G_y + Q_y = 0,052 + 0,066 = 0,118 \text{ KN/ml}$$

**III.1.6 Pré dimensionnement**

Le pré dimensionnement se fait par la condition de flèche

$$\begin{cases} f_y = \frac{5 \times q_{sy} \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq \frac{l}{200} \leftrightarrow I_z = \frac{200 \times 5 \times q_{sy} \times l^4}{384 \times E \times l} \\ f_z = \frac{5 \times q_{sz} \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq \frac{l}{200} \leftrightarrow I_y = \frac{200 \times 5 \times q_{sz} \times l^4}{384 \times E \times l} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} I_y = 467,94 \text{ cm}^4 \\ I_z = 31,60 \text{ cm}^4 \end{cases}$$

Donc on choisit **IPE 140**

ses caractéristiques sont :

$$I_y = 541,2 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 44,92 \text{ cm}^4$$

$$A = 16,4 \text{ cm}^2$$

$$H = 14 \text{ cm}$$

$$P = 12,9 \text{ Kg/ml}$$

Poids propre réel ;

$$C_p = [(10,05 + 5) \times (\frac{1,48}{\cos \alpha})] + 12,9 \Rightarrow C_p = 35,47 \text{ Kg /ml}$$

$$G_z = 0,354 \cos 8,67 = 0,349 \text{ KN/ml}$$

$$G_y = 0,354 \sin 8,67 = 0,053 \text{ KN/ml}$$

**III.1.7 Dimensionnement des pannes:**

**III.1-7-1 Les combinaisons de calcul :**

$$(1) \begin{cases} q_z = 1,35 G_z + 1,5 Q_z = 1,35 \cdot 0,349 + 1,5 \cdot 0,438 = 1,128 \text{ KN/ml} \\ q_y = 1,35 G_y + 1,5 Q_y = 1,35 \cdot 0,053 + 1,5 \cdot 0,066 = 0,170 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$(2) \begin{cases} G_z + 1,5 W = 0,349 + 1,5(-2,088) = -2,783 \text{ KN/ml} \\ 1,35 G_y + 1,5 W = 1,35 \cdot 0,053 + 1,5 \cdot 0 = 0,071 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$(3) \begin{cases} 1,35 G_z + 1,5 S_z = 1,35 \cdot 0,349 + 1,5 \cdot 0,219 = 0,799 \text{ KN/ml} \\ 1,35 G_y + 1,5 S_y = 1,35 \cdot 0,053 + 1,5 \cdot 0,033 = 0,121 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

### III.1-7-2 Détermination des sollicitations:

#### a) moments

##### ✦ Sous le vent :

Axe Z-Z  $M_y = ql^2/8 = 2,783.6^2/8 = 12,523 \text{ KN.m}$

Axe Y-Y  $M_z = qyl^2/8 = 0,071.6^2/8 = 0,319 \text{ KN.m}$

##### ✦ Sous charge d'exploitation:

Axe Z-Z  $M_y = ql^2/8 = 1,128.6^2/8 = 5,076 \text{ KN.m}$

Axe Y-Y  $M_z = qyl^2/8 = 0,170.6^2/8 = 0,765 \text{ KN.m}$

##### ✦ Sous la neige:

Axe Z-Z  $M_y = ql^2/8 = 0,799.6^2/8 = 3,595 \text{ KN.m}$

Axe Y-Y  $M_z = qyl^2/8 = 0,121.6^2/8 = 0,544 \text{ KN.m}$

#### b) Effort tranchant :

- ◆ Effort tranchant due au vent:  $V_z = \frac{ql}{2} = \frac{-2,783 \times 6}{2} = -8,349 \text{ KN}$
- ◆ Effort tranchant due a la neige:  $V_z = \frac{ql}{2} = \frac{0,799 \times 6}{2} = 2,397 \text{ KN}$
- ◆ Effort tranchant due au poids propre :  $V_z = \frac{ql}{2} = \frac{0,349 \times 6}{2} = 1,047 \text{ KN}$
- ◆ Effort tranchant due aux charges d'exploitations :  $V_z = \frac{ql}{2} = \frac{1,128 \times 6}{2} = 3,384 \text{ KN}$

1<sup>ère</sup> combinaison :  $V_z = V_G + 1,5V_W = 1,047 - 1,5(8,349) = -11,476 \text{ KN}$

2<sup>ème</sup> combinaison :  $1,35 V_G + 1,5V_Q = 1,35(1,047) + 1,5(3,384) = 6,489 \text{ KN}$

3<sup>ème</sup> combinaison :  $1,35 V_G + 1,5V_s = 1,35(1,047) + 1,5(2,397) = 5,008 \text{ KN}$

### III.1-7-3 Vérification de la résistance des pannes

#### a) Vérification à l'effort tranchant

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

$V_{plz} = A_{vz} \cdot f_y / \sqrt{3} \gamma_{m0} = 7,64 \cdot 23,5 / \sqrt{3} \cdot 1,1 = 94,23 \text{ KN}$

**E C 3 Art 5.4.6 (2)**

Sous le vent :  $V_z = 11,476 \text{ KN} < V_{plz} = 94,23 \text{ KN}$

Vérifiée

Sous charge verticale :  $V_z = 6,489 \text{ KN} < V_{plz} = 94,23 \text{ KN}$

Vérifiée

Sous la neige :  $V_z = 5,008 \text{ KN} < V_{plz} = 94,23 \text{ KN}$

Vérifiée

♦ **Vérification au déversement :**

La vérification à faire est :  $M_{sdy} \leq \chi_{lt} \times \beta_w \times \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M_1}}$  EC3 Art 5.5.2 (1)

$\beta_w = 1 \Rightarrow$  classe 1

$\chi_{lt}$  : coefficient de réduction en fonction de  $\overline{\lambda_{LT}}$ .

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

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

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

$C_1, C_2, C_3$  : 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 ,  $K_w=1$  ;

$L=600$  cm ;

$Z_g = Z_a - Z_s$

$$\begin{cases} Z_a = -7 \text{ cm} & \text{sous le vent.} \\ Z_a = 7 \text{ cm} & \text{sous la charge verticale.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} Z_s = 0 & \text{section doublement symétrique EC3 figure F.1.1} \\ Z_j = 0 & \text{section doublement symétrique EC3 Art F.1.1} \end{cases}$$

$Z_g = Z_a - Z_s = -7 \text{ cm}$

$I_t = 2,45 \text{ cm}^4$  ,  $I_w = 1,98 \cdot 10^3 \text{ cm}^4$

♦ **Sous le vent :**

$$M_{cr} = \frac{1,132 \times 3,14^2 \times 2,1 \times 44,92}{(1 \times 6)^2} \left\{ \left[ \left( \frac{1}{1} \right)^2 \cdot \frac{0,198}{44,92} + \frac{(6)^2 \times 0,4 \times 2,45}{3,14^2 \times 44,92} + (0,459 \times (-0,07) - 0)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (0,459 \times (-0,07) - 0) \right\}$$

$M_{cr} = 9,47 \text{ KN.m}$

$$\overline{\lambda_{LT}} = \sqrt{\frac{1,88,34 \cdot 10^{-6} \cdot 235}{9,47 \cdot 10^{-3}}} = 1,48$$

$\overline{\lambda_{LT}} = 1,48 > 0,4$  Donc il y a risque de déversement

Profilé laminé ;  $\alpha = 0,21$  ;

On tire  $\chi_{LT}$  à partir du Courbe (a)  $\rightarrow \chi_{LT}$  tableau 5.5.2 de L'EC03:

$\overline{\lambda_{LT}} = 1,48$

$\chi_{LT} = 0,381$

$$M_{sdy} = 12,523 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdy} \leq 0,381.1. \frac{88,34.235.10^{-3}}{1,1} = 7,19 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdy} = 12,523 \text{ KN.m} > 7,19 \text{ KN.m} \quad \text{Non vérifiée}$$

Le déversement n'est pas vérifié donc on adopte des liernes, les résultats de la nouvelle vérification sont donnés comme suite :

### III.1.7.4 Détermination des sollicitations

#### a) Moments :

##### ✦ Sous le vent :

$$\diamond \text{ Axe Z-Z} \quad M_y = ql^2/8 = 2,783.6^2/8 = 12,523 \text{ KN.m}$$

$$\diamond \text{ Axe Y-Y} \quad M_z = qy^2/8 = 0,071.3^2/8 = 0,079 \text{ KN.m}$$

##### ✦ Sous charge d'exploitation:

$$\diamond \text{ Axe Z-Z} \quad M_y = ql^2/8 = 1,128.6^2/8 = 5,076 \text{ KN.m}$$

$$\diamond \text{ Axe Y-Y} \quad M_z = qy^2/8 = 0,170.3^2/8 = 0,191 \text{ KN.m}$$

##### ✦ Sous la neige:

$$\diamond \text{ Axe Z-Z} \quad M_y = ql^2/8 = 0,799.6^2/8 = 3,595 \text{ KN.m}$$

$$\diamond \text{ Axe Y-Y} \quad M_z = qy^2/8 = 0,121.3^2/8 = 0,136 \text{ KN.m}$$

##### ✦ Effort tranchant :

$$\diamond \text{ Effort tranchant due au vent:} \quad V_z = \frac{ql}{2} = \frac{-2,783 \times 6}{2} = -8,349 \text{ KN}$$

$$\diamond \text{ Effort tranchant due a la neige:} \quad V_z = \frac{ql}{2} = \frac{0,799 \times 6}{2} = 2,397 \text{ KN}$$

$$\diamond \text{ Effort tranchant due au poids propre :} \quad V_z = \frac{ql}{2} = \frac{0,349 \times 6}{2} = 1,047 \text{ KN}$$

$$\diamond \text{ Effort tranchant dû aux charges d'exploitations :} \quad V_z = \frac{ql}{2} = \frac{1,128 \times 6}{2} = 3,384 \text{ KN}$$

$$1^{\text{ere}} \text{ combinaison :} \quad V_z = V_G + 1,5V_W = 1,047 - 1,5(8,349) = -11,476 \text{ KN}$$

$$2^{\text{eme}} \text{ combinaison :} \quad 1,35 V_G + 1,5V_Q = 1,35(1,047) + 1,5(3,384) = 6,489 \text{ KN}$$

$$3^{\text{eme}} \text{ combinaison :} \quad 1,35 V_G + 1,5V_s = 1,35(1,047) + 1,5(2,397) = 5,008 \text{ KN}$$

### III.1.7.5 Vérification de la résistance des pannes (avec liernes)

#### ♦ Vérification a l'effort tranchant

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

$$V_{plz} = A_{vz} \cdot f_y / \sqrt{3} \quad \gamma_{m0} = 7,64 \cdot 23,5 / \sqrt{3} \quad 1,1 = 94,23 \text{KN} \quad \text{E C 3 Art 5.4.6 (2)}$$

Sous le vent :  $V_Z = 11,476 \text{KN} < V_{plz} = 94,23 \text{KN}$  Vérifiée

Sous charge verticale :  $V_Z = 6,489 \text{KN} < V_{plz} = 94,23 \text{KN}$  Vérifiée

Sous la neige :  $V_Z = 5,008 \text{KN} < V_{plz} = 94,23 \text{KN}$  Vérifiée

#### ♦ Vérification au déversement :

La Vérification à faire est :

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

$$M_{sdy} \leq \chi_{lt} \times \beta_w \times \frac{w_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M_1}} \quad \text{EC3 Art 5.5.2 (1)}$$

$\beta_w = 1 \Rightarrow$  classe 1

$\chi_{lt}$  : coefficient de réduction en fonction de  $\overline{\lambda_{LT}}$ .

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

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

$C_1, C_2, C_3$  : 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 ,  $K_w=1$  ;

$L = 300 \text{ cm}$  ;

$Z_g = Z_a - Z_s$

$$\begin{cases} Z_a = -7 \text{ cm} & \text{sous le vent.} \\ Z_a = 7 \text{ cm} & \text{sous la charge verticale.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} Z_s = 0 & \text{section doublement symétrique EC3 figure F.1.1} \\ Z_j = 0 & \text{section doublement symétrique EC3 Art F.1.1} \end{cases}$$

$Z_g = Z_a - Z_s = -7 \text{ cm}$

$I_t = 2,45 \text{ cm}^4$  ,  $I_w = 1,98 \cdot 10^3 \text{ cm}^4$

♦ **Sous le vent :**

$$M_{cr} = \frac{1,132 \times 3,14^2 \times 2,1 \times 44,92}{(1 \times 3)^2} \left\{ \left[ \left( \frac{1}{1} \right)^2 \cdot \frac{0,198}{44,92} + \frac{(3)^2 \times 0,4 \times 2,45}{3,14^2 \times 44,92} + (0,459 \times (-0,07) - 0)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (0,459 \times (-0,07) - 0) \right\}$$

$$M_{cr} = 22,40 \text{ KN.m}$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1,88,34 \cdot 10^{-6} \cdot 235}{22,40 \cdot 10^{-3}}} = 0,96$$

$\overline{\lambda}_{LT} = 0,96 > 0,4$  Donc il y a risque de déversement

Profilé laminé ;  $\alpha = 0,21$  ;

On tire  $\chi_{LT}$  à partir du Courbe (a)  $\rightarrow \chi_{LT}$  tableau 5.5.2 de L'EC03:

$$\overline{\lambda}_{LT} = 0,96$$

$$\chi_{LT} = 0,697$$

$$M_{sdy} = 12,523 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdy} \leq 0,697 \cdot 1 \cdot \frac{88,34 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1,1} = 13,154 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdy} = 12,523 \text{ KN.m} < 13,154 \text{ KN.m} \quad \text{Vérfiée}$$

**c) 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 :**

$$\left( \frac{12,523}{20,75} \right)^2 + \left( \frac{0,079}{4,51} \right)^1 = 0,381 \leq 1 \quad \text{Vérfiée.}$$

♦ **Sous charge verticale :**

$$\left( \frac{5,076}{20,75} \right)^2 + \left( \frac{0,191}{4,51} \right)^1 = 0,102 \leq 1 \quad \text{Vérfiée.}$$

### III.1.7.6 Vérification à L'ELS

#### a) Combinaisons de calcul

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

$$\Rightarrow \begin{cases} q_z = 0,349 + 0,438 = 0,787 KN \\ q_y = 0,053 + 0,066 = 0,119 KN \end{cases}$$

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

$$\Rightarrow \begin{cases} q_z = 0,349 + (-2,088) = -1,739 KN \\ q_y = 0,053 + 0 = 0,053 KN \end{cases}$$

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

$$\Rightarrow \begin{cases} q_z = 0,349 + 0,219 = 0,568 KN \\ q_y = 0,053 + 0,033 = 0,086 KN \end{cases}$$

#### b) Calcul de la flèche :

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

- Suivant l'axe Z-Z :

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{1,739 \cdot (6)^4}{541,2 \cdot 2,1} = 2,58 cm < \frac{L}{200} = 3 cm \quad \text{Vérifiée}$$

- Suivant l'axe Y-Y :

$$f_y = \frac{5}{384} \frac{0,119 \cdot (3)^4}{44,90 \cdot 2,1} = 0,133 cm < \frac{L}{200} = 1,5 cm \quad \text{Vérifiée}$$

Donc on choisit pour toutes les pannes un **IPE140**.

### III.2 CALCUL DES LIERNES :

#### III.2.1 Introduction

Les liernes sont des tirants, qui fonctionnent en traction et qui sont soumis à des efforts croissant.

Les efforts de traction sollicitant les liernes ne peuvent pas s'attachés aux pannes faitières, ils sont donc transmis au portique par des tirants en diagonale.



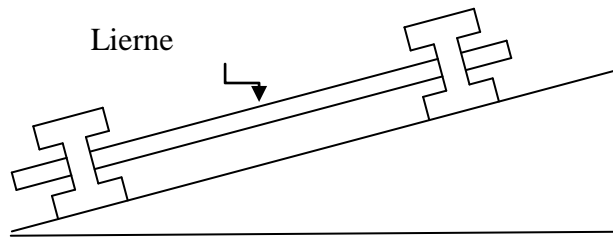


Figure III-4: Présentation d'une lierne

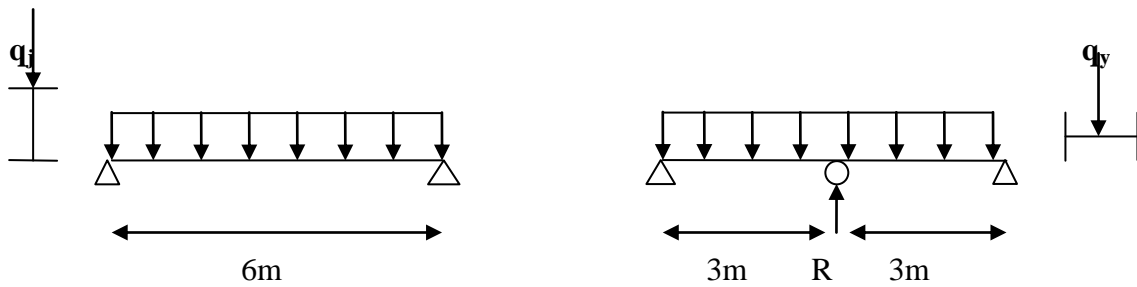


Figure III-5 : les schémas statiques

Dans notre projet on a un hangar a deux versant avec 12 espacements de 1,5m.

### III.2.2 Effort de traction :

$$T_i = N_{tsdi} = (2n - 1) \frac{R}{2}$$

n : nombre de lierne.

$$N_{t, \max} = \max (T_{11}, T_b)$$

T<sub>b</sub> : effort de traction de brettèle

$$T_{11} = N_{tsdi} = (2 \times 11 - 1) \frac{R}{2} = 21 \times \frac{R}{2}$$

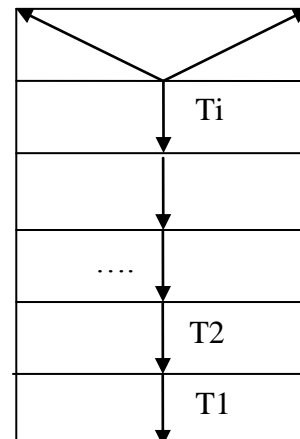


Figure III-6: représentation des efforts

$$R = 1.25 \times q_y \times \frac{L}{2}$$

$$R = 1.25 \times 0,170 \times \frac{6}{2} = 0,637 \text{ KN}$$

$$T_{11} = 21 \times \frac{0,637}{2} = 6,688 \text{ KN}$$

$$T_b = \frac{T_{12}}{\cos \theta}$$

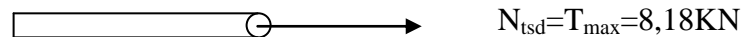
Avec  $\theta = \text{Artg } 3/1,5 = 63,43^\circ$

$$T_{12} = (2 \times 12 - 1) \frac{R}{2} = 7,32 \text{ KN}$$

$$T_b = \frac{7,32}{\cos 63,43} = 8,18 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = \max (T_{11} = 6,688, T_b = 8,18)$$

$$T_{\max} = 8,18 \text{ KN}$$



Pour les éléments sollicités en traction axiale, la valeur de calcul  $N_{sd}$  de l'effort de traction dans chaque section transversale doit satisfaire à la condition suivant :

$$N_{sd} \leq N_{tsd}$$

$N_{tsd}$  : la résistance de calcul de la section a la traction.

$$N_{tsd} = A \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$A = \frac{\pi \phi^2}{4}$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{4 \times N_{sd} \times \gamma_{m0}}{\pi \times f_y}}$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 8,18 \times 1}{3,14 \times 0,235}}$$

$$\phi \geq 6,66 \text{ mm}$$

On va choisir un  $\text{Ø}10$  pour les liernes des pannes

### III.3 CALCUL DE L'ÉCHANTIGNOLLE

#### III.3.1 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.3.2 Dimensionnement de l'échantignolle :

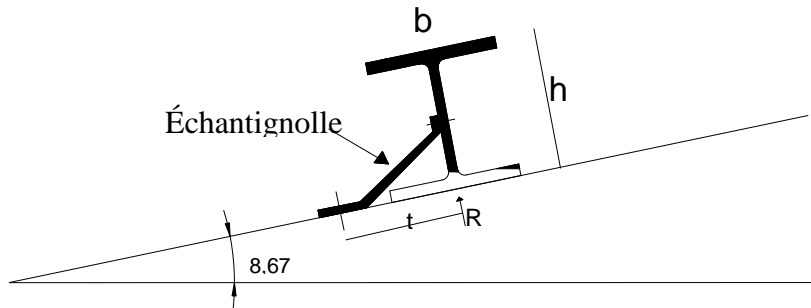


Figure III-7: Echantignolle

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

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

Pour un IPE140  $\Rightarrow \begin{cases} b = 7,3cm \\ h = 14cm \end{cases}$

$$7,3 \leq t \leq 10,95cm$$

Soit  $t = 10cm$ .

#### III.4.2.1 Principe de dimensionnement

On doit vérifier 2 cas :

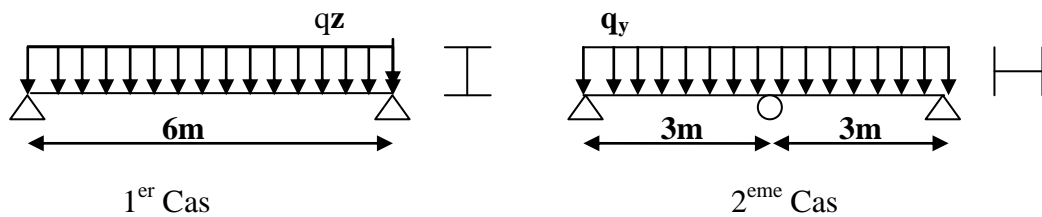


Figure III-8 : les schémas statiques

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

**1er Cas :**

$$q_y^{\max} = 0,170KN / ml$$

$$q_z = 1,128.KN / ml$$

$$R1 = \frac{q_z \cdot l}{2} \quad R1 = \frac{1,128 \cdot 6}{2}$$

$$R_1 = 3,384KN$$

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

$$R_2 = 0,375 \frac{0,170 \cdot 6}{2}$$

$$R_2 = 0,191 \text{ KN}$$

$$M_r(1) = 3,384 \cdot 10 + 0,191 \cdot 7$$

$$M_r(1) = 35,177 \text{ KN.cm}$$

**2<sup>eme</sup> Cas :**

$$q_z^{\max} = 2,783 \text{ KN / ml}$$

$$q_y = 0,071 \text{ KN / ml}$$

$$R_1 = \frac{q_z \cdot l}{2} \quad R_1 = \frac{2,783 \cdot 6}{2}$$

$$R_1 = 8,349 \text{ KN}$$

$$R_2 = 0,375 \frac{q_y \cdot l}{2} \quad R_2 = 0,375 \frac{0,071 \cdot 6}{2}$$

$$R_2 = 0,079 \text{ KN}$$

$$M_r(2) = 8,349 \cdot 10 + 0,079 \cdot 7$$

$$M_r(2) = 84,043 \text{ KN.cm}$$

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

$$M_r = 84,043 \text{ KN.cm}$$

$$e \geq \sqrt{\frac{6 \times M_r}{f_y \times b}}$$

$$e \geq 1,71 \text{ cm}$$

On va prendre une valeur de  $e = 1,8 \text{ cm}$ .

### III.4 CALCUL DES LISSES DE BARDAGE :

#### III.4.1 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 aux 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.

### III.4.2 Détermination des charges et surcharges

#### a) Les charges permanentes

- ◆ Poids propre de bardage (panneaux sandwichs.....8.80 kg /m<sup>2</sup>
- ◆ Poids propre d'accessoires d'attache .....3 kg / m<sup>2</sup>
- ◆ Poids propre de la lisse.....12 kg / m

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

e : espacement entre les pannes e = 1,74m

$$G = [(8,80 + 3) \times 1,74] + 12 = 32,522 \text{ Kg / ml}$$

$$G = 0,325 \text{ KN / ml}$$

#### b) Surcharge climatique due au vent

On calcul les pannes avec la valeur max obtenue lors de l'étude au vent avec Cpi=+0,8 direction V2.

$$V = -1,036 \text{ KN/m}^2$$

$$V = -1,036 \times 1,74 = -1,802 \text{ KN / ml}$$

### III.4.3 Combinaisons d'actions

#### ◆ ELU

$$q_y = 1,35 \times G = 1,35 \times 0,325 = 0,438 \text{ KN / ml}$$

$$q_z = 1,5 \times V = 1,5 \times (-1,802) = -2,703 \text{ KN / ml}$$

#### ◆ ELS

$$q_y = G = 0,325 \text{ KN / ml}$$

$$q_z = V = -1,802 \text{ KN / ml}$$

### III.4.4 Pré dimensionnement

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

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

Suivant l'axe Z-Z :

$$I_y \geq \frac{5}{3 \times 384} \frac{V \times l^4}{E} = \frac{5 \times 1,802 \times 600^4 \times 10^{-1}}{3 \times 384 \times 2,1 \times 10^5} = 482,678 \text{ cm}^4$$

On choisit **IPE 140**.

Ses caractéristiques sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_y = 541.2 \text{ cm}^4 \\ I_z \geq 44.90 \text{ cm}^4 \\ A = 16.4 \text{ cm}^2 \\ H = 14 \text{ cm} \\ G = 12.9 \text{ Kg / ml} \end{array} \right.$$

Le poids propre réel G :

$$G = [(8,80 + 3) \times 1,74] + 12,9 = 33,43 \text{ Kg / ml}$$

### III.4.5 Dimensionnement des lisses

#### III.4.5.1 Les combinaisons de calcul

$$q_y = 1,35 \times G = 1,35 \times 0,334 = 0,45 \text{ KN / ml}$$

$$q_z = 1,5 \times V = 1,5 \times (-1,802) = -2,703 \text{ KN / ml}$$

#### III.4.5.2 Détermination des sollicitations

- **Moments :**

- **Sous le vent :**

$$\text{Axe Z-Z} \quad M_y = \frac{q_z l^2}{8} = \frac{2,703 \times 6^2}{8} = 12,136 \text{ KN.m}$$

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

- **Sous poids propre :**

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

$$\text{Axe Y-Y} \quad M_z = \frac{q_y l^2}{8} = \frac{0,45 \times 6^2}{8} = 2,025 \text{ KN.m}$$

#### III.4.5.3 Vérification de la résistance des lisses :

a) **Condition de résistance :**

La condition à vérifier est :

$$\left( \frac{M_y}{M_{pl,y}} \right)^\alpha + \left( \frac{M_z}{M_{pl,z}} \right)^\beta \leq 1 \quad \text{EC03Art 5.4.8.1(11)}$$

Avec :

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

- ◆ **Sous le vent :**

$$\left( \frac{12,163}{20,75} \right)^2 + \left( \frac{0}{4,512} \right)^1 = 0,343 \leq 1 \quad \text{Vérifiée.}$$

◆ **Sous charge verticale :**

$$\left(\frac{0}{20,75}\right)^2 + \left(\frac{2,025}{4,512}\right)^1 = 0,448 \leq 1 \quad \text{Vérfiée.}$$

◆ **Sous charge verticale et vent**

$$\left(\frac{12,163}{20,75}\right)^2 + \left(\frac{2,025}{4,512}\right)^1 = 0,791 \leq 1 \quad \text{Vérfiée.}$$

**III.4.5.4 Vérification à L'ELS**

**a) Combinaisons de calcul**

$$q_y = G = 0,334 \text{ KN / ml}$$

$$q_z = V = -1,802 \text{ KN / ml}$$

**b) Calcul de la flèche**

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

◆ **Suivant l'axe Z-Z :**

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{1,802 \cdot (6)^4}{541,2 \cdot 2,1} = 2,675 \text{ cm} < \frac{L}{200} = 3 \text{ cm} \quad \text{Vérfiée}$$

◆ **Suivant l'axe Y-Y :**

$$f_y = \frac{5}{384} \frac{0,334 \cdot (6)^4}{44,90 \cdot 2,1} = 5,97 \text{ cm} < \frac{L}{200} = 3 \text{ cm} \quad \text{Non Vérfiée}$$

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

**Détermination des sollicitations**

**a) Moments**

◆ **Sous le vent**

$$\text{Axe Z-Z} \quad M_y = \frac{q_z l^2}{8} = \frac{2,703 \times 6^2}{8} = 12,163 \text{ KN.m}$$

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

◆ **Sous poids propre**

Axe Z-Z  $M_y = 0KN.m$

Axe Y-Y  $M_z = \frac{q_y l^2}{8} = \frac{0,45 \times 3^2}{8} = 0,506KN.m$

**III.4.5.6 Vérification de la résistance des lisses (avec liernes)**

**b) Condition de résistance :**

La condition à vérifier est :

$$\left( \frac{M_y}{M_{pl.y}} \right)^\alpha + \left( \frac{M_z}{M_{pl.z}} \right)^\beta \leq 1 \quad \text{EC03Art 5.4.8.1(11)}$$

Avec :

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

◆ **Sous le vent :**

$$\left( \frac{12,163}{20,75} \right)^2 + \left( \frac{0}{4,512} \right)^1 = 0,343 \leq 1 \quad \text{Vérifiée.}$$

◆ **Sous charge verticale**

$$\left( \frac{0}{20,75} \right)^2 + \left( \frac{0,506}{4,512} \right)^1 = 0,112 \leq 1 \quad \text{Vérifiée.}$$

◆ **Sous charge verticale et vent**

$$\left( \frac{12,163}{20,75} \right)^2 + \left( \frac{0,506}{4,512} \right)^1 = 0,455 \leq 1 \quad \text{Vérifiée.}$$

**III.4.5.7 Vérification à L'ELS**

**c) Combinaisons de calcul**

$$q_y = G = 0,334KN / ml$$

$$q_z = V = -1,802KN / ml$$

**d) Calcul de la flèche**

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

◆ **Suivant l'axe Z-Z**

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{1,802 \cdot (6)^4}{541,2 \cdot 2,1} = 2,675cm < \frac{L}{200} = 3cm \quad \text{Vérifiée}$$



♦ **Suivant l'axe Y-Y :**

$$f_y = \frac{5}{384} \frac{0,334 \cdot (3)^4}{44,90 \cdot 2,1} = 0,37 \text{ cm} < \frac{L}{200} = 1,5 \text{ cm} \quad \text{Vérifiée}$$

Donc on choisit pour toutes les lisses un **IPE140**.

### III.5 CALCUL DES LIERNES

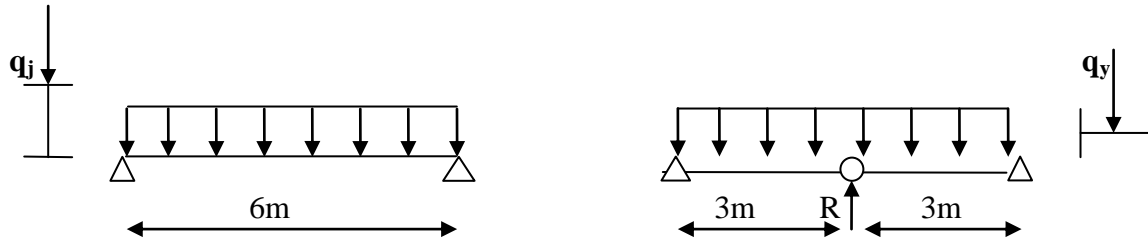


Figure III.9 : les schémas statiques

#### III.5.1 Effort de traction

$$T_i = N_{tsdi} = (2n - 1) \frac{R}{2}$$

n : nombre de lierne.

$$N_{t, \max} = \max (T_4, T_b)$$

$T_b$  : effort de traction de brette

$$T_4 = N_{tsdi} = (2 \times 4 - 1) \frac{R}{2} = 7 \times \frac{R}{2}$$

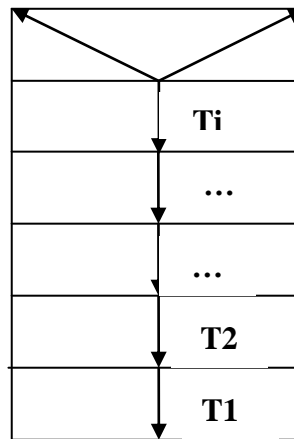


Figure III-10 : représentation des efforts

$$R = 1,25 \times q_y \times \frac{L}{2}$$

$$R = 1,25 \times 0,441 \times \frac{6}{2} = 1,65 \text{ KN}$$

$$T_4 = 7 \times \frac{1,65}{2} = 5,77 \text{ KN}$$

$$T_b = \frac{T_5}{\cos \theta}$$

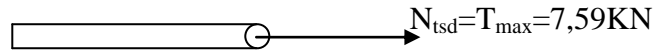
Avec  $\theta = \text{Artg } 3/1,68 = 60,75^\circ$

$$T_5 = (2 \times 5 - 1) \frac{R}{2} = 7,42 \text{ KN}$$

$$T_b = \frac{7,42}{\cos 60,75} = 7,59 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = \max (T_4=5,77, T_b=7,59)$$

$$T_{\max} = 7,59 \text{ KN}$$



Pour les éléments sollicités en traction axiale, la valeur de calcul  $N_{sd}$  de l'effort de traction dans chaque section transversale doit satisfaire à la condition suivant :

$$N_{sd} \leq N_{tsd}$$

$N_{tsd}$  : la résistance de calcul de la section a la traction.

$$N_{tsd} = A \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$A = \frac{\pi \phi^2}{4}$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{4 \times N_{sd} \times \gamma_{m0}}{\pi \times f_y}}$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 7,59 \times 1}{3,14 \times 0,235}}$$

$$\phi \geq 6,41 \text{ mm}$$

On va choisir un  $\emptyset 10$  pour les liernes des lisses.

## III.6 CALCUL DES FERMES

### III.6-1 Introduction

Les fermes jouent un rôle de poutre (poutres maitresses) d'une toiture en charpente métallique, constituées par des barres assemblées entre elles formant des triangles, composées :

- d'une membrure supérieure (arbalétrier).
- d'une membrure inférieure (entrait).
- d'une âme treillis constituées d'élément verticaux (montant) et oblique (diagonales) elles sont généralement articulées à leurs appuis.

### III.6-2 Hypothèse de calcul

♦ Les barres sont considérées comme rigides et indéformables. L'allongement ou le raccourcissement des barres, pris individuellement, sont faibles. Leurs cumuls exigent cependant de vérifier la déformation globale de la flèche.

- ♦ Les barres sont considérées comme articulées, sans frottement, aux nœuds. Les assemblages aux nœuds se font par boulons, rivets ou soudures sur goussets. Les axes neutres des barres sont supposés concourants aux nœuds ou elles convergent.
- ♦ Le poids propre des barres est négligé vis-à-vis des charges extérieures.
- ♦ La ferme est considérée comme reposante sur deux appuis.
- ♦ Les forces extérieures sont supposées être situées dans le plan du système et appliquées aux nœuds, ce qui conduit à des efforts normaux, exclusivement, dans les barres (compression, traction).

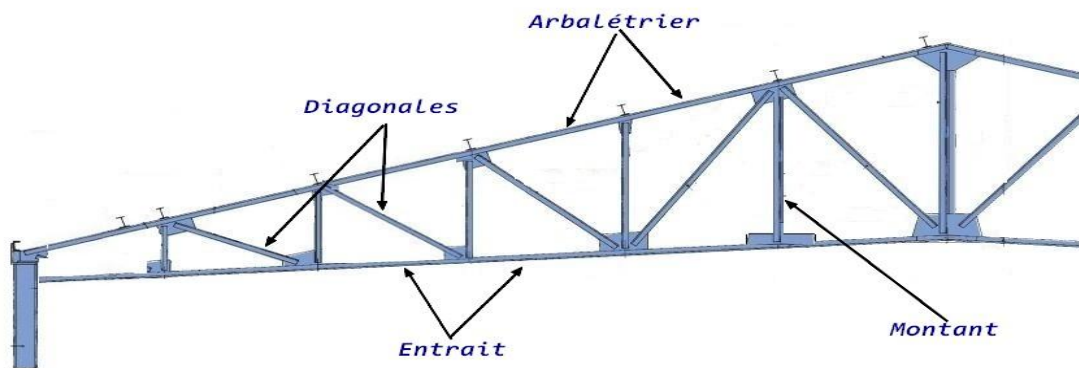


Figure III-11: éléments de la ferme

### III.6-3 Détermination des forces revenant à la ferme :

On a une ferme de 17.05 m de longueur supportent 6 pannes par versant. L'entre axes horizontal des pannes est de 1,42 m.

On dimensionne les barres de la ferme les plus sollicitées en compression et en traction. (Membrure supérieure, membrure inférieure, montants, et diagonales).

#### III.6-3-1 Calcul des charges revenant à chaque nœud

##### a) Nœud intermédiaire

$$S = 1,42 \times 6 = 8,52 \text{ m}^2$$

##### • Poids propre

- La couverture (TN 40) + accessoires de pose.....	$0,15 \times 8,52 = 1,28 \text{ kN}$
- La panne (IPE 140).....	$0,129 \times 6 = 0,77 \text{ kN}$
- Les contreventements .....	$0,04 \times 8,52 = 0,34 \text{ kN}$
<b>TOTAL.....</b>	<b>2.39 kN</b>

• **Surcharges climatiques**

**1) Surcharges du vent :**

$$q_j = 1,392 \text{ kN/m}^2$$

$$V = q_j \times S = 1,392 \times 8,52 = 11,85 \text{ kN}$$

**2) Surcharges de la neige**

$$S_{\max} = 0,148 \text{ kN/m}^2$$

La surface revenant à chaque nœud est de  $8,52 \text{ m}^2$

$$\text{Donc } S = 0,148 \times 8,52 = 1,26 \text{ kN}$$

**b) Nœud de rive :**

$$S = 0,71 \times 6 = 4,26 \text{ m}^2$$

• **Poids propre**

- La couverture (TN 40) + accessoires de pose.....  $0,15 \times 4,26 = 0,64 \text{ kN}$

- La panne (IPE 140).....  $0,129 \times 6 = 0,77 \text{ kN}$

- Les contreventement .....  $0,04 \times 4,26 = 0,17 \text{ kN}$

TOTAL..... **1,58 kN**

• **Surcharges du vent**

$$V = q_j \times S = 1,392 \times 4,26 = 5,93 \text{ kN}$$

• **Surcharges de la neige**

$$S = 0,148 \times 4,26 = 0,63 \text{ kN}$$

**III.6-3-2 Calcul des forces selon les combinaisons de charges :**

**a) Nœud intermédiaire :**

- **Soulèvement**

$$F = G + 1,5V = 2,39 + 1,5(-11,85) = -15,38 \text{ kN}$$

- **Neige**

$$F = 1,35G + 1,5S = 1,35 \times 2,39 + 1,5 \times 1,26 = 5,11 \text{ kN}$$

**b) Nœud de rive :**

- **Soulèvement**

$$F = G + 1,5V = 1,58 + 1,5(-5,93) = -5,73 \text{ kN}$$

- Neige

$$F=1,35G+1,5S= 1,35 \times (1,58) + 1,5 \times 0,63= 3,07 \text{KN}$$

La détermination des efforts dans les éléments de la ferme est obtenue à l'aide d'un modèle 2D avec le logiciel ROBOT 2013.

On enregistre seulement les efforts max dans les différents éléments de la ferme :

**Tableau III-1 : Les efforts max dans les éléments de la ferme.**

ELEMENTS	Sous : G+1,5V (KN)	Sous : 1,35G+1,5S(KN)
Membrures supérieure	230,55	-93,15
Membrures inférieure	174,03 -57,85	23,49 -70,31
Montants	63,25	-25,14
Diagonales	16,98 -136,56	54,90 -6,8

**III.6-4 Pré dimensionnement des éléments :**

$$N_{pl} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \geq N^{Max} \quad \text{EC3 Art 5.4.3.1}$$

$$\gamma_{m0} = 1$$

$$f_y = 235 \text{ MPA}$$

Les éléments sont dimensionnés sur la base des efforts normaux  $N_{sd}$  qui les sollicitent. Et ils doivent vérifier la condition suivante:

**III.6-4-1 Membrane supérieure :**

$$N^{Max} = 230,55 \text{ KN}$$

$$N_{pl} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \geq N^{Max} \quad \Rightarrow \quad A \geq \frac{N^{Max} \cdot \gamma_{m0}}{f_y}$$

$$\gamma_{m0} = 1$$

$$f_y = 235 \text{ MPA}$$

$$A \geq \frac{230,55 \cdot 1}{23,5}$$

$$A \geq 8,81 \text{ cm}^2$$

**Soit 2L (60×60×6) de section  $A_s = 13,82 \text{ cm}^2$**

### III.6-4-2 Membrure inférieure

$$N^{\text{Max}} = 174,03 \text{ KN}$$

$$N_{\text{pl}} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \geq N^{\text{Max}} \quad \Rightarrow \quad A \geq = \frac{N^{\text{Max}} \cdot \gamma_{m0}}{f_y}$$

$$\gamma_{m0} = 1$$

$$f_y = 235 \text{ MPA}$$

$$A \geq = \frac{174,03 \cdot 1}{23,5}$$

$$A \geq 7,40 \text{ cm}^2$$

Soit 2L (60×60×6) de section  $A_s = 13,82 \text{ cm}^2$

### III.6-4-3 Les montants

$$N^{\text{Max}} = 63,25 \text{ KN}$$

$$N_{\text{pl}} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \geq N^{\text{Max}} \quad \Rightarrow \quad A \geq = \frac{N^{\text{Max}} \cdot \gamma_{m0}}{f_y}$$

$$\gamma_{m0} = 1$$

$$f_y = 235 \text{ MPA}$$

$$A \geq = \frac{63,25 \cdot 1}{23,5}$$

$$A \geq 2,69 \text{ cm}^2$$

Soit 2L (40×40×4) de section  $A_s = 6,16 \text{ cm}^2$

### III.6-4-4 Diagonale :

$$N^{\text{Max}} = 54,90 \text{ KN}$$

$$N_{\text{pl}} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \geq N^{\text{Max}} \quad \Rightarrow \quad A \geq = \frac{N^{\text{Max}} \cdot \gamma_{m0}}{f_y}$$

$$\gamma_{m0} = 1$$

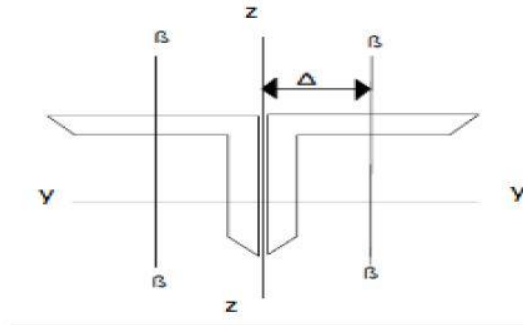
$$f_y = 235 \text{ MPA}$$

$$A \geq = \frac{54,9 \cdot 1}{23,5}$$

$$A \geq 2,33 \text{ cm}^2$$

Soit 2L (40×40×4) de section  $A_s = 6,16 \text{ cm}^2$

**III.6-5 Vérification des éléments comprimés au flambement :**



**Figure III-12 : Doubles cornières**

$$N_{crd} = \chi_{\min} \cdot \beta_w \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}} \geq N_{sd} \quad \text{EC3 Art 5.5.1.1}$$

**III.6-5-1 Membrane supérieure**

$$N^{\text{Max}} = - 93,15 \quad (-) \text{ pour la compression}$$

$$l_k = 1,5 \text{ cm}$$

$$2L(60 \times 60 \times 6) \Rightarrow A = 13,82 \text{ cm}$$

$$I_z = 2[I_\beta + A_c \times \Delta^2]$$

$I_\beta$  : Inertie d'une seule cornière

$A_c$  : aire d'une seule cornière.

$$I_y = 2 \times 22,79 = 45,58 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 2 \left[ 22,79 + 6,91(1,69 + 0,4)^2 \right] = 105,947 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{45,58}{13,82}} = 1,816 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{105,947}{13,82}} = 2,768 \text{ cm}$$

$$\bar{\lambda} = \left[ \beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot f_y / M_{cr} \right]^{0,5} = \left[ \frac{\lambda}{\lambda_1} \right] [\beta_w]^{0,5} \quad \text{avec } \beta_w = 1$$

$$\lambda_1 = \pi \left[ E / f_y \right]^{0,5} = 93,9 \varepsilon$$

$$\varepsilon = \left[ 235 / f_y \right]^{0,5}$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[ \frac{82,59}{93,9} \right] = 0,879 > 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[ \frac{54,19}{93,9} \right] = 0,577 > 0,2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

**Calcul de  $\chi_{\min}$**

$$\Phi = 0,5 \left[ 1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right]$$

EC3 Art 5.5.1.2

courbe (c)  $\rightarrow \alpha = 0,49$

$$\Phi = 0,5 \left[ 1 + 0,49(0,879 - 0,2) + 0,879^2 \right] = 1,052$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi + \left[ \Phi^2 - \bar{\lambda}^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = \frac{1}{1,052 + \left[ 1,052^2 - 0,879^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,613$$

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi + \left[ \Phi^2 - \bar{\lambda}^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = \frac{1}{1,052 + \left[ 1,052^2 - 0,577^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,517$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,517$$

$$N_{crd} = 0,517 \cdot 1 \cdot 13,82 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 152,64 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 93,15 \text{ KN} < N_{crd} = 152,64 \text{ KN} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

### III.6-5-2 Membrures inférieures

$$N^{\text{Max}} = -70,31 \text{ (-) pour la compression}$$

$$l_k = 0,96 \text{ cm}$$

$$2L(60 \times 60 \times 6) \Rightarrow A = 13,82 \text{ cm}$$

$$I_z = 2 \left[ I_\beta + A_c \times \Delta^2 \right]$$

$I_\beta$  :  $I_z$  d'une seule cornière.

$A_c$  : aire d'une seule cornière.

$$I_y = 2 \times 22,79 = 45,58 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 2 \left[ 22,79 + 6,91(1,69 + 0,4)^2 \right] = 105,947 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{45,58}{13,82}} = 1,816 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{105,947}{13,82}} = 2,768 \text{ cm}$$



$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{98}{1,816} = 52,86$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{98}{2,768} = 34,68$$

$$\bar{\lambda} = [\beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot f_y / M_{cr}]^{0,5} = \left[ \frac{\lambda}{\lambda_1} \right] [\beta_w]^{0,5} \quad \text{avec } \beta_w = 1$$

$$\lambda_1 = \pi [E / f_y]^{0,5} = 93,9 \varepsilon$$

$$\varepsilon = [235 / f_y]^{0,5}$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[ \frac{52,86}{93,9} \right] = 0,563 > 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[ \frac{34,68}{93,9} \right] = 0,369 > 0,2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

#### Calcul de $\chi_{\min}$

$$\Phi = 0,5 \left[ 1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right]$$

EC3 Art 5.5.1.2

courbe (c)  $\rightarrow \alpha = 0,49$

$$\Phi = 0,5 \left[ 1 + 0,49(0,563 - 0,2) + 0,563^2 \right] = 0,747$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi + \left[ \Phi^2 - \bar{\lambda}^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = \frac{1}{0,747 + \left[ 0,747^2 - 0,563^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,807$$

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi + \left[ \Phi^2 - \bar{\lambda}^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = \frac{1}{0,747 + \left[ 0,747^2 - 0,369^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,716$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,716$$

$$N_{crd} = 0,716 \cdot 1.13,82 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 211,39 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 70,31 \text{ KN} < N_{crd} = 211,39 \text{ KN} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

#### III.6-5-3 La diagonale :

$$N^{\max} = -136,56 \text{ KN}$$

$$l_k = 1,08 \text{ cm}$$

$$2L(40 \times 40 \times 4) \Rightarrow A = 6,16 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 2I_\alpha = 2 \times 4,47 = 8,94 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 2 \left[ 4,47 + 3,08(1,12 + 0,2)^2 \right] = 22,31 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{8,94}{6,16}} = 1,204 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{22,31}{6,16}} = 1,903 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{108}{1,204} = 89,70$$

$$\lambda_z = \frac{108}{1,903} = 56,75$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[ \frac{89,70}{93,9} \right] = 0,955$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[ \frac{56,75}{93,9} \right] = 0,604$$

$$\bar{\lambda}_y = 0,955 > 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = 0,604 > 0,2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

**Calcul de  $\chi_{\min}$**

$$\Phi = 0,5 \left[ 1 + 0,49(0,955 - 0,2) + 0,955^2 \right] = 1,141$$

$$\chi_y = \frac{1}{1,141 + \left[ 1,141^2 - 0,955^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,566$$

$$\chi_z = \frac{1}{1,141 + \left[ 1,141^2 - 0,604^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,474$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,474$$

$$N_{crd} = 0,474 \cdot 1.6,16 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 61,85 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 136,56 > N_{crd} = 61,85 \text{ KN}$$

Non vérifiée

On augmente la section des cornières à  $2L(60 \times 60 \times 6)$

$$N^{\text{Max}} = - 136,56$$

$$l_k = 108 \text{ cm}$$

$$2L(60 \times 60 \times 6) \Rightarrow A = 13,82 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 2 \times 22,79 = 45,58 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 2 \left[ 22,79 + 6,91(1,69 + 0,4)^2 \right] = 105,947 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{45,58}{13,82}} = 1,816 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{105,947}{13,82}} = 2,768 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{108}{1,816} = 59,47$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{108}{2,768} = 39,02$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[ \frac{59,47}{93,9} \right] = 0,633 > 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[ \frac{39,02}{93,9} \right] = 0,415 > 0,2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

### Calcul de $\chi_{\min}$

$$\Phi = 0,5 \left[ 1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right]$$

EC3 Art 5.5.1.2

courbe (c)  $\rightarrow \alpha = 0,49$

$$\Phi = 0,5 \left[ 1 + 0,49(0,633 - 0,2) + 0,633^2 \right] = 0,806$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi + \left[ \Phi^2 - \bar{\lambda}^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = \frac{1}{0,806 + \left[ 0,806^2 - 0,633^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,766$$

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi + \left[ \Phi^2 - \bar{\lambda}^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = \frac{1}{0,806 + \left[ 0,806^2 - 0,415^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,668$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,668$$

$$N_{crd} = 0,668 \cdot 1.13,82 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 197,22 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 136,56 \text{ KN} < N_{crd} = 197,22 \text{ KN} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

### III.6-5-4 Le montant

$$N^{\max} = -25,14 \text{ KN}$$

$$l_k = 65 \text{ cm}$$

$$2L(40 \times 40 \times 4) \Rightarrow A = 6,16 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 2I_\alpha = 2 \times 4,47 = 8,94 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 2 \left[ 4,47 + 3,08(1,12 + 0,2)^2 \right] = 22,31 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{8,94}{6,16}} = 1,204 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{22,31}{6,16}} = 1,903 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{65}{1,204} = 53,98$$

$$\lambda_z = \frac{65}{1,903} = 34,15$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[ \frac{53,98}{93,9} \right] = 0,575$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[ \frac{34,15}{93,9} \right] = 0,363$$

$$\bar{\lambda}_y = 0,575 > 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = 0,363 > 0,2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

**Calcul de  $\chi_{\min}$**

$$\Phi = 0,5 \left[ 1 + 0,49(0,575 - 0,2) + 0,575^2 \right] = 0,757$$

$$\chi_y = \frac{1}{0,757 + \left[ 0,757^2 - 0,575^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,8$$

$$\chi_z = \frac{1}{0,757 + \left[ 0,757^2 - 0,363^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,703$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,703$$

$$N_{crd} = 0,703 \cdot 1.6,16 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 92,51 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 25,14 < N_{crd} = 92,51 \text{ KN}$$

vérifiée

♦ **Résumé des résultats :**

**Tableau III-2 : Sections des éléments de la ferme.**

Eléments	Membrures supérieures	Membrures inférieures	Les diagonales	Les montants
Cornière	2L (60×60×6)	2L (60×60×6)	2L (60×60×6)	2L (40×40×4)

## ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRE

### IV.1 ETUDE DES ESCALIERS

#### ◆ INTRODUCTION

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

Dans notre projet, on a un seul type d'escalier en charpente métallique qui est composé de deux volées liées à un palier de repos, ce dernier se compose d'une solive UPN encastrée aux poteaux, la volée est constituée de deux limons en profilé UPN, et des marches constituées par des cornières de support et de tôle striée.

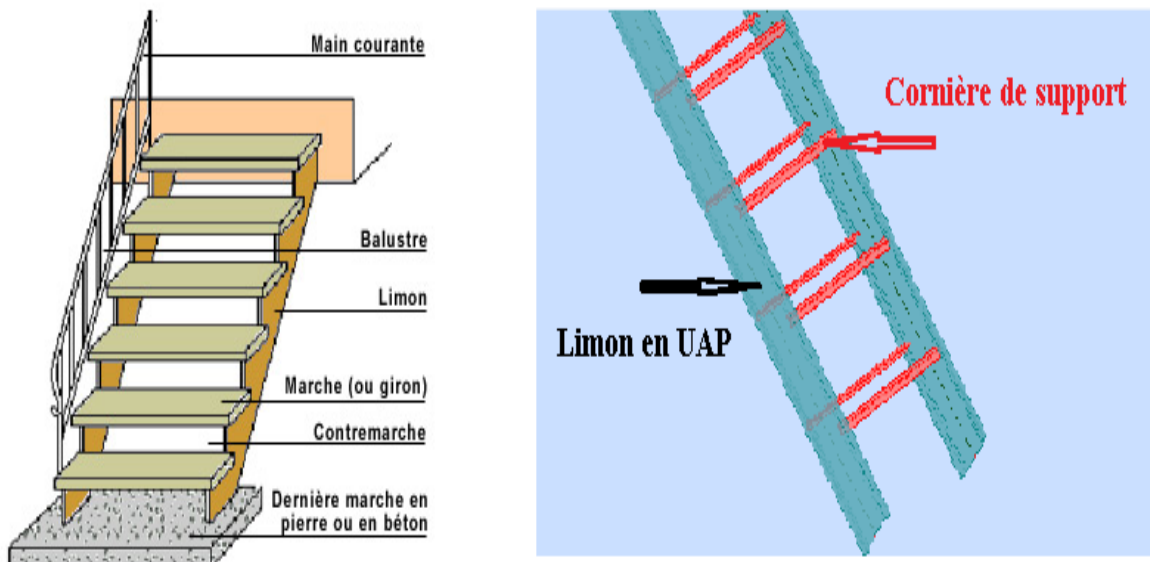


Figure IV-1 L'ESCALIERS

#### IV.1.1 Pré dimensionnement de l'escalier :

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

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

**n** : Nombre de contremarche.

**H** : Hauteur à franchir avec une volée  $H = 1,55\text{m}$

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

L'escalier se calcul en flexion simple :

$$60\text{cm} \leq g + 2 \cdot h \leq 65\text{cm}$$

Avec :

On prend  $h = 16 \text{ cm}$

$60 - 2 \cdot h < g < 65 - 2 \cdot h$

$28 \text{ cm} < g < 33 \text{ cm}$

soit  $g = 30 \text{ cm}$

## IV.1.2 Calcul des éléments de l'escalier

### ◆ Charges et surcharges sur l'escalier

#### a) Charges permanentes

- ◆ Poids propre de caillebotis :  $0,25 \text{ KN/m}^2$
- ◆ Poids de la cornière :  $0,010 \text{ KN/ml}$  (estimé)

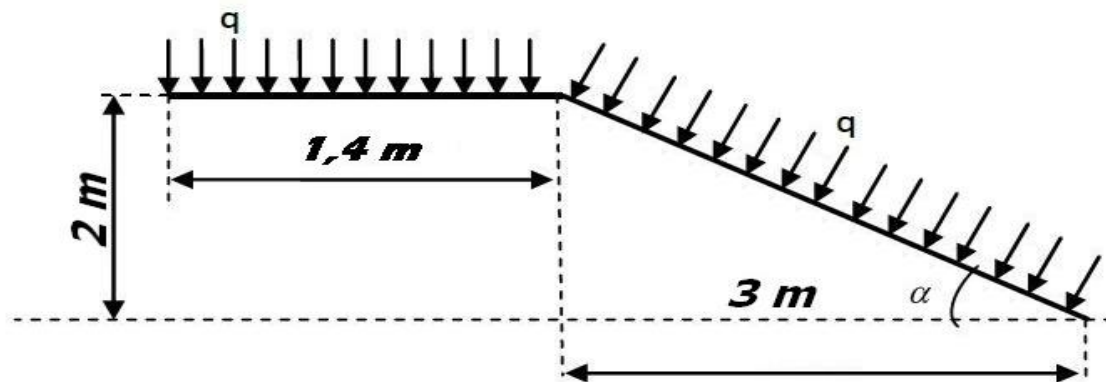


Figure IV-2 : Schéma du Limon

#### b) Charges d'exploitation

$$Q = 4,5 \text{ kn/m}^2$$

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

$$q = \frac{G+Q}{2} g$$
$$g = 0,30 \text{ m}$$

$$Q = 4,5 \text{ kn/m}^2$$

$$q = \frac{0,25+4,5}{2} 0,30 + 0,01$$
$$q = 0,722 \text{ kn/ml}$$

### IV.1.3 Pré dimensionnement de la cornière du support

#### ◆ Condition de flèche

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s l^4}{EI} \leq f_{adm} = \frac{L}{300} = \frac{140}{300} = 0,466 \text{ cm}$$

$$I_y \geq \frac{5}{0,466 \times 384} \frac{q \times l^4}{E} = \frac{5 \times (0,722) 10^{-1} \times 140^4}{0,466 \times 384 \times 2,1 \times 10^5} = 3,69 \text{ cm}^4$$

On choisit une cornière a ailles égales **L(40.40.4)**

$$I_y = I_z = 4,47 \text{ cm}^2 \quad W_{ply} = W_{plz} = 1,55 \text{ cm}^4 \quad A = 3,08 \quad P_c = 2,42 \text{ kg/m}$$

#### ◆ Vérification au moment fléchissant:

Il faut vérifier que :  $M_{sd} < M_{ply}$  avec  $M_{sd} = \frac{q.l^2}{8}$

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

$$q_u = (1,35 \cdot 0,25 + 1,5 \cdot 4,5) \cdot \frac{0,3}{2} + 1,35 \cdot 0,0242$$

$$q_u = 1,09 \text{ Kn /ml}$$

$$M_{sd} = \frac{1,09 \cdot 1,40^2}{8} = 0,268 \text{ kn.m}$$

$$M_{ply} = W_{ply} \cdot f_y = 1,55 \cdot 235 \cdot 10^{-3}$$

$$M_{ply} = 0,364 \text{ Kn .m}$$

$$M_{sd} = 0,268 \text{ Kn.m} < M_{ply} = 0,364 \text{ Kn.m} \quad \text{Vérifié}$$

#### ◆ Vérification au cisaillement

il faut vérifier que :  $V_{sd} < V_{pl}$

$$V_{plz} = \frac{A_{vz} \times F_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M_0}} \quad \text{EC3 Art 5.4.6 (2)}$$

$V_{plz}$  : Effort tranchant résistant de la section.

$A_{vz}$  : Aire de cisaillement.

$$V_{plz} = \frac{1,6 \cdot 23,5}{\sqrt{3} \times 1,1} = 19,73 \text{ KN}$$

$$V_{plz} = 19,73 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = \frac{q l}{2} = \frac{1,09 \times 1,4}{2} = 0,763 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 0,763 \text{ KN} < V_{pl} = 19,73 \text{ KN} \implies \text{vérifié}$$

Donc **L(40.40.4)** convient bien comme une cornière de support.

#### IV.1.4 Pré dimensionnement de limon

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

##### ◆ Charges et surcharges sur le limon

$$\text{tg}\alpha = \frac{H}{L} = \frac{2}{3} = 0,66 \quad \alpha = \underline{33,69^\circ}$$

$$G = \frac{0,0242\left(\frac{1,4}{2}\right) + 0,25 \cdot \left(\frac{1,4 \cdot 0,30}{2}\right)}{3,6} = 0,02 \text{ Kn/ml}$$

$$Q = 4,5 \text{ Kn/ml}$$

ELU :

$$q_u = 1,35 (0,228 + 0,02) + 1,5 \cdot 4,5 = 7,08$$

ELS :

$$q_s = (0,228 + 0,02) + 4,5 = 4,748$$

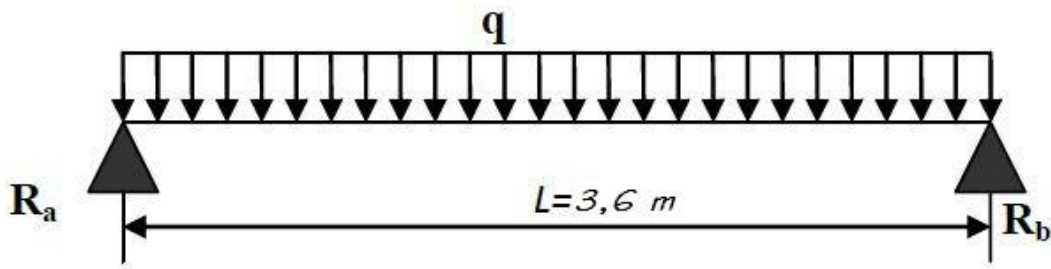


Figure IV-3 : Réaction d'appuis

##### ◆ Réactions d'appuis

$$R_a = R_b = \frac{ql}{2} = \text{Kn}$$

Condition de flèche :

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s l^4}{EI} \leq f_{adm} = \frac{L}{300} = \frac{360}{300} = 1,2 \text{ cm}$$

$$I_x \geq \frac{5}{1,2 \times 384} \frac{q \times l^4}{E} = \frac{5 \times (4,748) 10^{-1} \times 360^4}{1,2 \times 384 \times 2,1 \times 10^5} = 412,05 \text{ cm}^4$$

On choisit un **UAP 220**

$$I_y = 222,3 \text{ cm}^4 \quad I_x = 2710 \text{ cm}^4 \quad W_{plx} = 247 \text{ cm}^3 \quad A = 36,3 \text{ cm}^2 \quad P = 28,5 \text{ Kg /ml} \quad h = 22 \text{ cm} \quad b = 8 \text{ cm}$$



♦ **Vérification au moment fléchissant**

Il faut vérifier que :  $M_{sd} < M_{plx}$  avec  $M_{sd} = \frac{q.l^2}{8}$

$$q_u = 1,35 (0,24 + 0,02) + 1,5 \cdot 4,5$$

$$q_u = 7,1 \text{ Kn/ml}$$

$$q_s = (0,24 + 0,02) + 4,5$$

$$q_s = 4,76 \text{ Kn/ml}$$

$$M_{sd} = \frac{7,1 \cdot 3,6^2}{8} = 11,50 \text{ kn.m}$$

$$M_{plx} = W_{plx} \cdot f_y = 247 \cdot 235 \cdot 10^{-3}$$

$$M_{plx} = 58,04 \text{ Kn.m}$$

$$M_{sd} = 11,50 \text{ Kn.m} < M_{plx} = 58,04 \text{ Kn.m} \quad \text{Vérifié}$$

♦ **Vérification au cisaillement**

il faut vérifier que :  $V_{sd} < V_{pl}$

$$V_{plz} = \frac{A_{vz} \times F_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M_0}} \quad \text{EC3 Art 5.4.6 (2)}$$

$V_{plz}$  : Effort tranchant résistant de la section.

$A_{vz}$  : Aire de cisaillement.

$$V_{plz} = \frac{16.23,5}{\sqrt{3} \times 1,1} = 197,34 \text{ KN}$$

$$V_{plz} = 197,34 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = \frac{q_l}{2} = \frac{7,1 \times 3,6}{2} = 12,78 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 12,78 \text{ KN} < V_{pl} = 197,34 \text{ KN} \quad \implies \text{vérifié}$$

♦ **Vérification au déversement :**

La vérification à faire est :  $M_{sdy} \leq \chi_{lt} \times \beta_w \times \frac{w_{pl.y} \times f_y}{\gamma_{M_1}}$  EC3 Art 5.5.2 (1)

$$\beta_w = 1 \implies \text{classe 1}$$

$\chi_{lt}$  : coefficient de réduction en fonction de  $\overline{\lambda_{LT}}$ .

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

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

$C_1, C_2, C_3$  : facteurs dépendant des conditions de charges et d'encastremets.

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

$$C_1 = 1,132 \quad , \quad C_2 =$$

0,459 ,  $C_3 = 0,525$  ;

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

$L = 360$  cm ;

$Z_g = Z_a - Z_s$

$\left\{ \begin{array}{l} Z_a = 0 \text{ cm} \end{array} \right.$  coordonné de point d'application

$\left\{ \begin{array}{l} Z_s = 0 \end{array} \right.$  coordonné de centre de cisaillement

$\left\{ \begin{array}{l} Z_j = 0 \end{array} \right.$

$I_t = 14,17 \text{ cm}^3$   $I_w = 2,12 \cdot 10^4 \text{ cm}^6$   $L = 3,6$

$$M_{cr} = \frac{1,132 \times 3,14^2 \times 210 \times 197}{(360)^2} \left\{ \left[ \left( \frac{1}{1} \right)^2 \cdot \frac{2,12 \cdot 10^4}{197} + \frac{(360)^2 \times 0,4 \times 14,17}{3,14^2 \times 197} \right]^{\frac{1}{2}} \right\}$$

$$M_{cr} = 78,52 \text{ KN.m}$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{247.23,5}{78,52}} = 0,27$$

$\lambda_{LT} < 0,4$  Pas de risque de déversement

Donc on choisit UAP 220

## IV.2 CALCUL DES POTELETS

### ◆ 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.

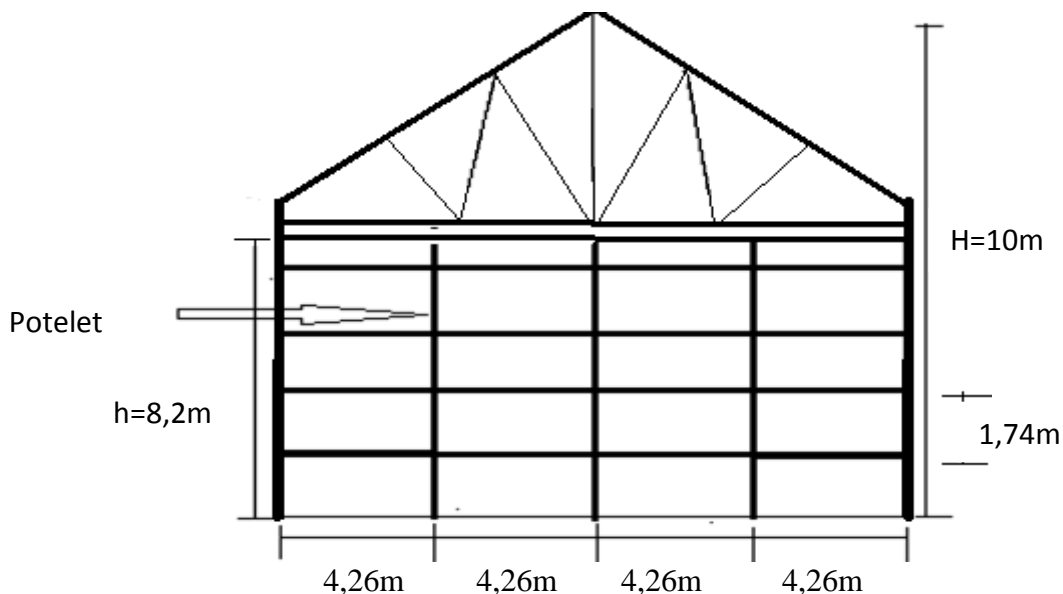


Figure IV-4 schéma statique du potelet

### IV.2.1 Calcul des charges et surcharges revenants au potelet le plus chargé

#### IV. 2.1.1 charges permanentes G :(verticale concentrée)

Bardage (panneau sandwich) .....	8.80kg/m <sup>2</sup>
Poids propre de la lisse (IPE 140).....	12,90kg/ml
Accessoires de pose .....	3kg/m <sup>2</sup>

La longueur de la lisse et de : L=4,26m, et le nombre des lisses supporter par le potelet : N= 5 lisses.

L'entraxe des potelets e=4,26m

#### IV. 2.1.2 Surcharge climatique V

Vent.....89,16daN/ml

V=89,16×4,26m=379,82daN/ml

### IV.2.2 Dimensionnement du potelet :

Sous la condition de flèche :

V=379,82daN/ml

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{V.L^4}{E.I} \leq f_{ad} = \frac{l}{200}$$

$$I_y \geq \frac{10^3 \cdot 379,82 \cdot 10^{-2} \cdot 820^3}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^6} = 2596,98 \text{cm}^4$$

Soit un **IPE 220**

$$\left\{ \begin{array}{l} I_y = 2771,8 \text{cm}^4 \\ I_z = 204,81 \text{cm}^4 \\ A = 33,4 \text{cm}^2 \\ H = 22 \text{cm} \\ P = 26,2 \text{Kg / ml} \end{array} \right.$$

### IV.2.3 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.

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

$$M_{c.Rd} = 285,4 \times \frac{2350 \cdot 10^{-2}}{1,1} = 6097,18 \text{daN.m}$$

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

$$Q_{Z.sd} = 1,5 \times V = 1,5 \cdot 379,82 = 569,73 \text{ daN / ml}$$

$$M_{Y.sd} = \frac{569,73 \cdot (8,2)^2}{8} = 4788,58 \text{ daN.m}$$

$$M_{Y.sd} = 4788,58 \text{ daN.m} \leq M_{ply.Rd} = 6097,18 \text{ daN.m} \quad \text{OK}$$

Incidence de l'effort normale :

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.

Poids des lisses (**IPE 140**) :  $12,9 \times 4,26 \times 5 = 274,77 \text{ kg}$

Poids du bardage :  $(8,80+3) \times 8,2 \times 4,26 = 412,19 \text{ kg}$

Poids propre du potelet :  $26,2 \times 8,2 = 214,84 \text{ kg}$

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

$$G = (214,84 + 274,77 + 412,19) = 901,8 \text{ kg.}$$

$$N_{sd} = 1,35 \times G = 1,35 \times 901,8 = 1217,43 \text{ daN}$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{33,4 \cdot 2350}{1,1} = 71354,54 \text{ daN}$$

$$0,25 \cdot N_{pl.Rd} = 17838,63 \text{ daN}$$

$$A_w = A - 2 \cdot b \cdot t_f = 13,16 \text{ cm}^2$$

$$0,5 A_w \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 14057,27 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 1217,43 \text{ daN} < \text{min}(17838,63.; 14057,27) = 14057,27 \text{ daN}$$

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

#### IV.2.4 Vérification de l'élément aux instabilités

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

##### ◆ Flexion composée avec risque de flambement

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

##### ◆ 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  $\chi_{\min}$

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

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

$\alpha$  : facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée, donne par le tableau 5.5.1 de l'Eurocode 3.

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

$$\lambda_y = \frac{820}{9,11} = 90,01$$

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

$$\bar{\lambda}_y = \frac{90,01}{93,9} \times 1 = 0,958$$

Courbe de flambement : (voir tableau 1)

$$h/b = 220/110 = 2 > 1,2$$

Axe de flambement **y-y**  $\longrightarrow$  courbe de flambement a ;  $\alpha = 0,21$  (tableau 3).

$$\chi_y = 0,691$$

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

$$\lambda_z = \frac{213}{2,48} = 85,88$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{85,88}{93,9} \times 1 = 0,914$$

Axe de flambement **z-z**  $\longrightarrow$  courbe de flambement b ;  $\alpha = 0,34$  (tableau 3).

$$\chi_z = 0,652$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y; \chi_z) = \min(0,691; 0,652) = 0,652$$

Calcul de l'élanement réduit vis-à-vis du déversement  $\bar{\lambda}_{LT}$

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

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{213}{2,48}}{(1,132)^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{\frac{213}{2,48}}{22} \right)^2 \right]^{0,25}} = 63,783$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left( \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0,5} = 0,679$$

$\bar{\lambda}_{LT} = 0,679 > 0,4 \longrightarrow$  Il y a risque de déversement

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[ 1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0,5 \left[ 1 + 0,21(0,679 - 0,2) + 0,679^2 \right] = 0,780$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}} = 0,859$$

$$\chi_{LT} = 0,859 < 1$$

Calcul du coefficient k :

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

$$\mu_y = 0,958(2 \cdot 1,3 - 4) + \frac{285,4 - 252}{252} = -1,208$$

Avec  $\mu_y \leq 0,9$

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

$$k_y = 1 - \frac{-1,208 \times 1217,43}{0,691 \times 33,4 \times 2350} = 1,027 \quad \text{Avec } k_y \leq 1,5$$

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

$$\mu_{LT} = 0,15 \cdot 0,914 \cdot 1,3 - 0,15 = 0,033 < 0,9$$

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

$$k_{LT} = 1 - \frac{0,033 \cdot 1217,43}{0,652 \cdot 33,4 \cdot 2350} = 1$$

$$N_{sd} = 1217,43 \text{ daN}$$

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

$$M_{y.sd} = \frac{1,5 \times 379,82 \times 8,2^2}{8} = 4788,58 \text{ daN.m}$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{33,4 \cdot 2350}{1,1} = 71354,54 \text{ daN}$$

$$M_{ply.Rd} = 285,4 \times \frac{2350 \cdot 10^{-2}}{1,1} = 6097,18 \text{ daN.m}$$

◆ **Vérification au flambement :**

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y.Sd}}{M_{ply.Rd}} \leq 1$$
$$\frac{1217,43}{0,652.71354,54} + \frac{1,027.4788,58}{6097,18} = 0,832 \leq 1 \quad \text{OK}$$

◆ **Vérification au déversement :**

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_Z \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y.Sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply.Rd}} \leq 1$$
$$\frac{1217,43}{0,652.71354,54} + \frac{1.4788,58}{0,859.6097,18} = 0,940 \leq 1 \quad \text{OK}$$

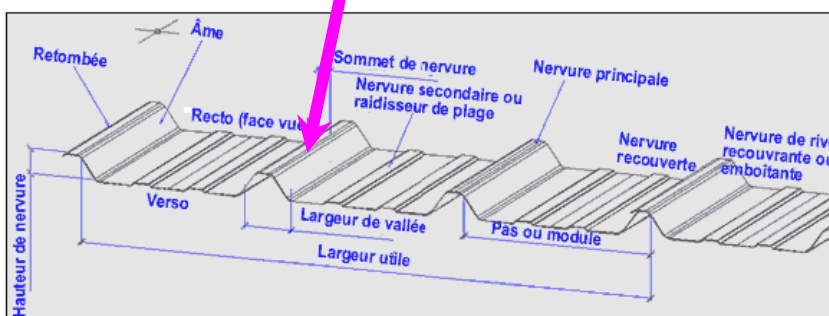
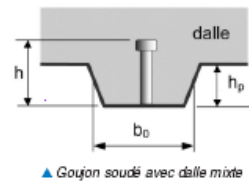
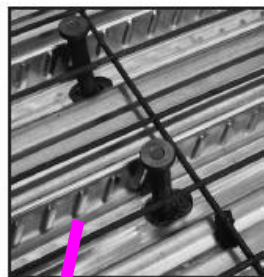
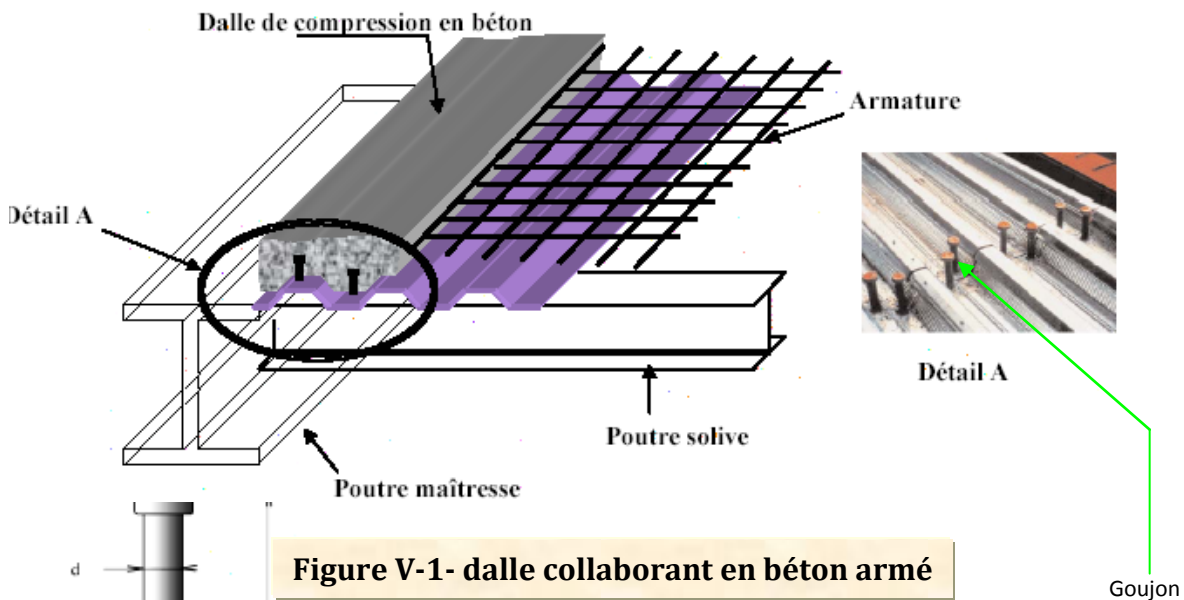
◆ **Conclusion :**

L'IPE 220 convient comme potelet.

## ETUDE DU PLANCHER MIXTE

### INTRODUCTION

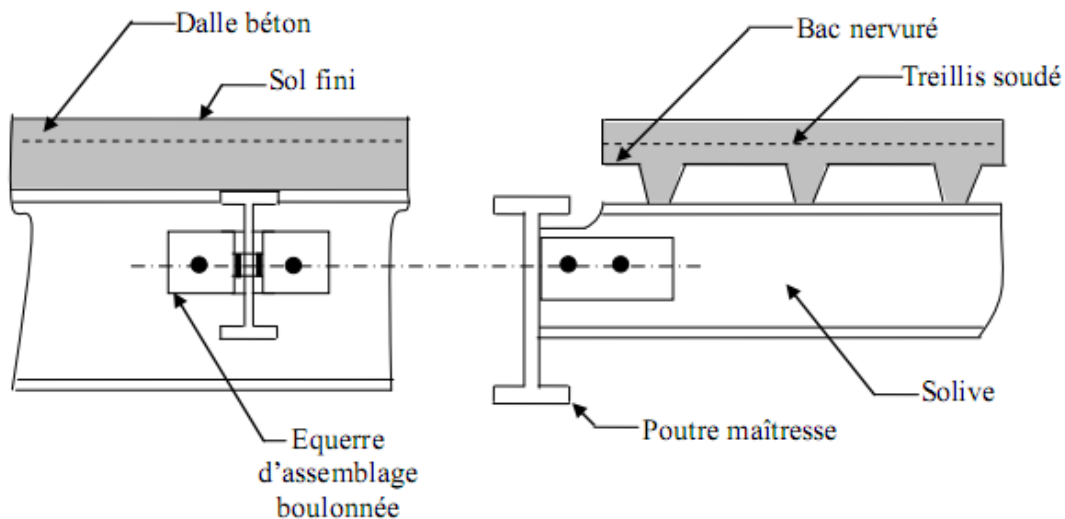
Le plancher est mixte collaborant en béton armé de (10cm) d'épaisseur et repose sur un coffrage perdu (TN40) contient des connecteurs (goujons) qui assurent la liaison d'ensemble du plancher et le non glissement de la dalle pleine, en fin un matelas de solives qui supportes le plancher et ses composants.





Les planchers sont constitués de profilés nervurés en tôle d'acier galvanisé associé à une dalle de béton.

La dalle collaborante participe à l'inertie globale du plancher. Ce qui impose qu'elle soit parfaitement liaisonnée avec la structure porteuse. Pour cela, il faut prévoir des dispositifs de liaison (connecteurs), à l'interface acier/béton, qui solidarisent dalle et poutre entre elle et empêche leur glissement relatif.



**Figure V- 2 : Schéma d'un plancher mixte à dalle collaborante**

### V.1 CALCULS DES PLANCHERS MIXTES A DALLE COLLABORANT

- ◆ Dalle en béton armé d'épaisseur  $t = 10\text{cm}$ .
- ◆ Coefficient d'équivalence (acier – béton) :  $n = \frac{Ea}{Eb} = 15$
- ◆ Coefficient de retrait du béton :  $\varepsilon = 2 \cdot 10^{-4}$
- ◆ Contraintes admissibles des matériaux :
- ◆ Pour l'acier :  $f_y = 235\text{MPa}$  et  $\tau_e = 0.58 f_y$
- ◆ Pour le béton :  $f_{e28} = 25\text{ MPa}$

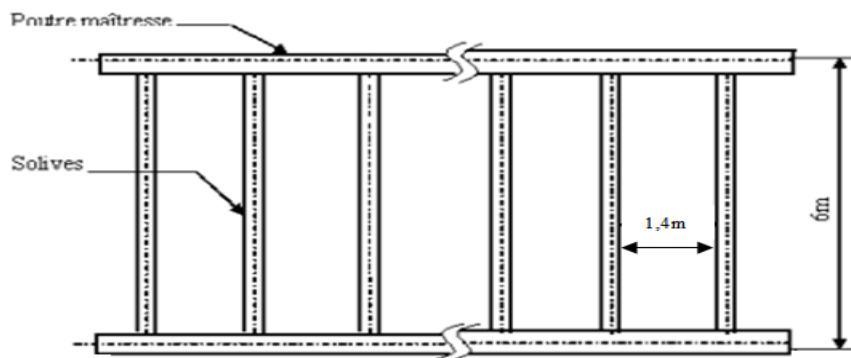


Figure V. 3 : Schéma de la trame supportant les planchers.

#### ◆ Méthode de calcul

Le calcul de plancher mixte se fait en deux phases :

- ◆ phase de construction
- ◆ phase finale

##### a) Phase de construction

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

- ◆ poids propre du profilé
- ◆ poids propre du béton frais
- ◆ poids propre de la tôle
- ◆ surcharge de construction (ouvrier)

##### b) Phase finale

Le béton ayant durci, donc la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble.

On doit tenir compte des charges suivantes:

- ◆ Poids propre du profilé
- ◆ Poids propre du béton (sec)
- ◆ Poids propre de la tôle
- ◆ Surcharge d'exploitation finition

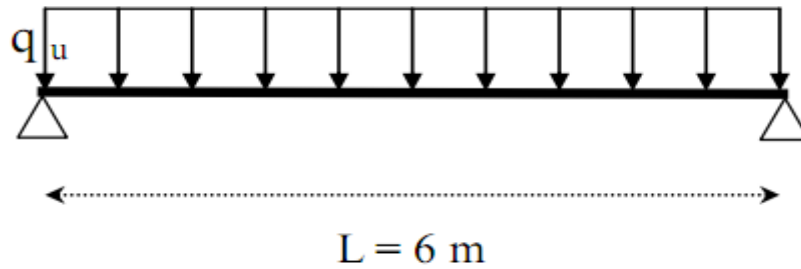
Dans notre cas nous avons deux types de dalle à usages différents

- 1) Dalle à usage de bureaux
- 2) Dalle à usage de stockage

**V.1.1) Dalle à usage de bureaux**

**V.1. 1-1 Vérification des solives**

Le choix d'une section s'opère par approches successives. Après tâtonnement un **IPE200**



**A) Phase de construction :**

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

- ◆ poids propre du profilé(IPE200).....gp = 0.224 KN/m.
- ◆ poids propre du béton frais.....Gb = 0,1.25 = 2,5 KN/m<sup>2</sup>
- ◆ poids propre de la tôle .....Gt =0.15KN/m<sup>2</sup>
- ◆ surcharge de construction (ouvrier).....Qc = 1.00 KN/m<sup>2</sup>

**A.1) Combinaison de charge**

L'entraxe entre les solives est de 1,4 m.

◆ **E.L U :**

$$q_u = 1,35 \cdot gp + (1,35 \cdot Gb + 1,35 \cdot Gt + 1,5 \cdot Q) \cdot 1,4$$

$$q_u = 1,35 \cdot 0,224 + (1,35 \cdot 2,5 + 1,35 \cdot 0,15 + 1,5 \cdot 1,00) \cdot 1,4$$

$$q_u = 7,41 \text{ KN/m.}$$

◆ **E.L S :**

$$q_{ser} = gp + (Gb + Gt + Q) \cdot 1,4$$

$$q_{ser} = 0,224 + (2,5 + 0,15 + 1,00) \cdot 1,4$$

$$q_{ser} = 5,33 \text{ KN/m.}$$

**A.2) Vérification :**

◆ **Vérification à la flexion:**

Le moment fléchissant  $M_{sd}$  dans la section transversale de classe I et II à mi-travée doit satisfaire la condition suivante :  $M_{sd} < M_{rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$

$$M^{max} = M_{sd} = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{7,41 \cdot 6^2}{8} = 33,35 \text{ KN.m}$$

$$M_{rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{220,6 \cdot 10^{-6} \cdot 235 \cdot 10^3}{1,1} = 47,128 \text{ KN.m}$$

$$M_{rd} = 33,35 \text{ KN.m} < M_{sd} = 47,128 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

♦ **Vérification à l'effort tranchant:**

On doit vérifier que  $V_{sd} < V_{rd} = \frac{f_y \cdot A_v}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$

Où

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

$A_v$  : aire de cisaillement.

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f \implies A_v = 14,016 \text{ cm}^2$$

$$V_{plrd} = \frac{235 \cdot 10^3 \cdot 14,016 \cdot 10^{-4}}{\sqrt{3} \cdot 1.1} \implies V_{rd} = 172,878 \text{ KN}$$

$$V_{sd}^{max} = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{7,41 \cdot 6}{2} = 22,23 \text{ KN}$$

$$V_{sd}^{max} = 22,23 \text{ KN} < V_{plrd} = 172,878 \text{ KN} \implies \text{Vérifiée}$$

$V_{sd} < 0,5 V_{rd} = 86,439 \text{ KN} \implies$  Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

Donc le moment résistant ne sera pas réduit.

♦ **Vérification de la flèche**

Il faut vérifier que :  $f^{max} = \frac{5 \cdot q_s \cdot l^4}{384 E I} \leq \bar{f}$

$$f^{max} = \frac{5 \cdot q_s \cdot l^4}{384 E I} = \frac{5 \cdot 5,33 \cdot 600^4}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 1943} = 2,206 \text{ cm}$$

La valeur de la flèche admissible est :

$$\bar{f} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm} \cdot f^{max} = 2,206 \leq \bar{f} = 3 \text{ cm} \implies \text{Condition vérifiée}$$

**B) Phase finale**

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

- poids propre du profilé .....gp = 0,224 KN/m.
- surcharge d'exploitation .....Q = 2,5 KN/m<sup>2</sup>.
- poids propre du béton (sec).....Gb = 25 .0,1 = 2,5 KN/m<sup>2</sup>.
- poids propre de la tôle .....Gt = 0.15KN/m<sup>2</sup> .
- Carrelage, mortier de pose, plus accessoires .....Gcar = 2 KN/m<sup>2</sup>

**B.1) Combinaison de charge**

L'entraxe entre les solives est de 1,4 m.

♦ **E.L.U :**

$$q_u = 1,35 \cdot gp + (1,35 \cdot Gb + 1,35 Gt + 1,35 Gcar + 1,5 \cdot Q) \cdot 1,4$$

$$q_u = 1,35 \cdot 0,224 + 1,35 \cdot (2,5 + 0,15 + 2) \cdot 1,4 + 1,50 \cdot 2,5 \cdot 1,4 \quad q_u = 14,341 \text{ KN/m.}$$

◆ **E.L.S :**

$$q_{ser} = g_p + (G_b + G_t + G_{car} + Q) \cdot 1,4$$

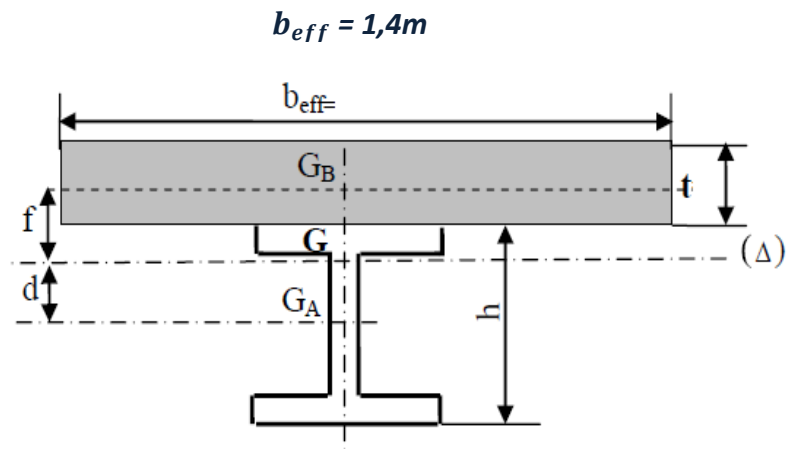
$$q_{ser} = 0,224 + (2,5 + 0,15 + 2 + 2,5) \cdot 1,4$$

$$q_{ser} = 10,234 \text{ KN/m.}$$

**B.2) Largeur de la dalle effective :**

$$b_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} \frac{2 \cdot l_0}{8} \text{ avec } l_0 : \text{Longueur libre d'une poutre} \\ b \text{ b: Entraxe entre les poutres} \end{array} \right. \quad \text{EC4 Art 4.2.2.1}$$

$$b_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} \frac{2 \cdot l_0}{8} = \frac{2 \times 6}{8} = 1,5m \\ b = 1,4m \end{array} \right. \Rightarrow b_{eff} = 1,4m$$



**Figure V-4 : Largeur de la dalle effective**

**B-3) Calcul de la section mixte**

La section mixte:

$$S = A + \frac{b \cdot t}{n}$$

A: la section de la poutre

$$S = 28,5 + \frac{140 \cdot 10}{15} = 121,833 \text{ cm}$$

**a) Position du centre de gravité de la section homogène**

$$d = \frac{b \cdot t}{n} \cdot \frac{t+h}{2 \cdot S}$$

d : distance entre CDG de la solive et la position de l'axe neutre.

$$d = \frac{140 \cdot 10}{15} \cdot \frac{10+20}{2 \cdot 116,833} = 11,491 \text{ cm}$$

$v_i$  : Position de la fibre la plus tendue de l'acier par rapport à l'axe neutre

$v_s$  : Position de la fibre la plus comprimée du béton par rapport à l'axe neutre

$$v_i = \frac{h}{2} + d$$

$$v_i = \frac{20}{2} + 11,491$$

$$v_i = 21,491 \text{ cm}$$

$$v_s = \frac{h}{2} + t - d$$

$$v_s = \frac{20}{2} + 10 - 11,491$$

$$v_s = 8,509 \text{ cm}$$

**b) Le moment d'inertie**

Le moment d'inertie de la section mixte par rapport à l'axe neutre ( $\Delta$ ) :

$$I = I_a + A \cdot d^2 + \frac{b \cdot t^3}{12 \cdot n} + \frac{b \cdot t}{n} \left( \frac{t+h}{2} - d \right)^2$$

$$I = 1943 + 28,5 \cdot 11,491^2 + \frac{140 \cdot 10^3}{12 \cdot 15} + \frac{140 \cdot 10}{15} \left( \frac{10+20}{2} - 11,491 \right)^2$$

$$I = 7633,226 \text{ cm}^4$$

**c) Moment fléchissant maximal dans la section mixte**

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8} \quad \Rightarrow \quad M = \left( \frac{14,341 \cdot 6^2}{8} \right)$$

$$M = 64,535 \text{ KN.m}$$

**d) Contrainte de flexion**

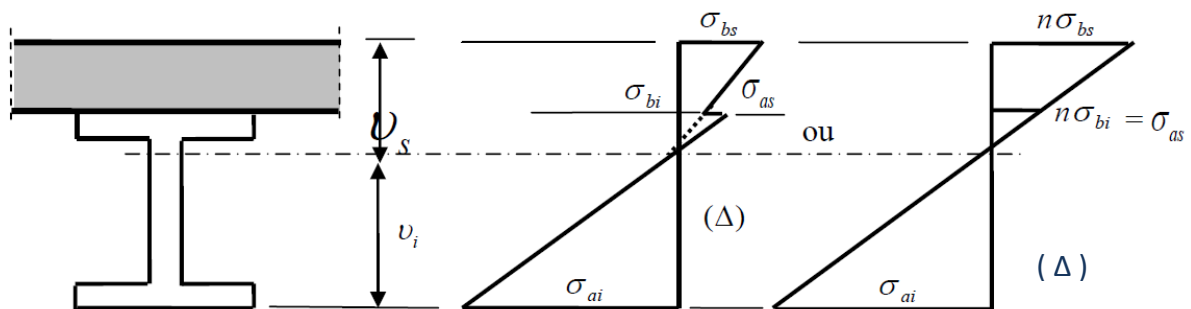


Figure V. 5 : diagramme de contraintes de flexion simple

**d-1) Contraintes dans la poutre d'aciers**

✦ **Traction dans la fibre inférieure**

$$\sigma_{ai} = \frac{M}{I} \cdot v_i$$

$$\sigma_{ai} = \frac{64,535 \cdot 10^{-3}}{7633,226 \cdot 10^{-8}} \cdot 21,491 \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_{ai} = -181,695 \text{ MPa}$$

✦ **Compression dans la fibre supérieure**

$$\sigma_{as} = \frac{M}{I} \cdot (v_s - t)$$

$$\sigma_{as} = \frac{64,535 \cdot 10^{-3}}{7633,226 \cdot 10^{-8}} \cdot (8,509 - 10) \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_{as} = 12,606 \text{ MPa}$$

**d-2) Dans le béton**

✦ **Compression (fibre supérieure)**

$$\sigma_{bs} = \frac{M}{I \cdot n} \cdot v_s$$

$$\sigma_{bs} = \frac{64,535 \cdot 10^{-3}}{7633,226 \cdot 10^{-3} \cdot 15} \cdot 8,509 \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_{bs} = 4,796 \text{ MPa}$$

✦ **Compression (fibre inférieure)**

$$\sigma_{bi} = \frac{M}{I \cdot n} \cdot (v_s - t)$$

$$\sigma_{bi} = \frac{77,7 \cdot 10^{-3}}{9842,59 \cdot 10^{-8} \cdot 15} \cdot (8,509 - 10) \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_{bi} = 0,84 \text{ MPa}$$

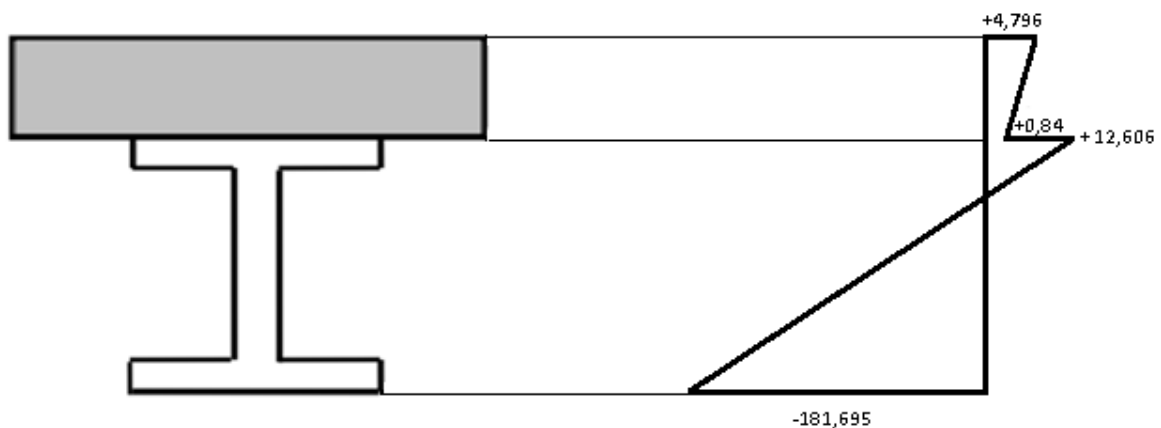


Figure V. 6 : diagramme de contraintes de flexion simple (MPa)

**e) Vérification à l'effort tranchant:**

On doit vérifier que

$$\tau = \frac{V_{sd}}{t_w \cdot d} \leq 0,58 f_y = 136,3 \text{ MPa}$$

$$V_{sd}^{max} = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{14,341 \cdot 6}{2}$$

$$V_{sd}^{max} = 43,023 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{43,023 \cdot 10^{-3}}{0,56 \cdot 15,9 \cdot 10^{-4}} = 48,318 \text{ MPa} \leq 136,3 \text{ MPa} \implies \text{vérifiée}$$

**f) Vérification de la flèche**

$$f^{max} = \frac{5 \cdot q_s \cdot l^4}{384 E I}$$

$$f = \frac{5 \cdot q_s \cdot l^4}{384 E I} \leq \bar{f} = \frac{600}{400}$$

$$f = \frac{5 \cdot 10,234 \cdot 600^4}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 7633,226} = 1,077 \text{ cm} < \bar{f} = 1,5 \text{ cm} \quad \text{Donc la flèche est vérifiée.}$$

**g) Contrainte additionnelle de retrait**

◆ **Effort de retrait**

Après coulage de la dalle, le béton en durcissement, devrait s'accompagner d'un retrait (raccourcissement). Mais la dalle étant solidarisée avec les poutres en acier ce retrait est contrarié par l'acier, qui s'oppose au raccourcissement de la dalle à l'interface acier / béton.

L'effet du retrait peut, se cumuler avec l'effet d'un abaissement de température.

Ces effets provoquent :

- ◆ Un raccourcissement de la poutre acier
- ◆ Un allongement de la dalle béton par rapport à sa position d'équilibre, car ne pouvant librement se rétracter, le béton se tend. En fait, ce qui équivaut à un allongement,

et l'on a :  $\varepsilon = \varepsilon_a + \varepsilon_b$

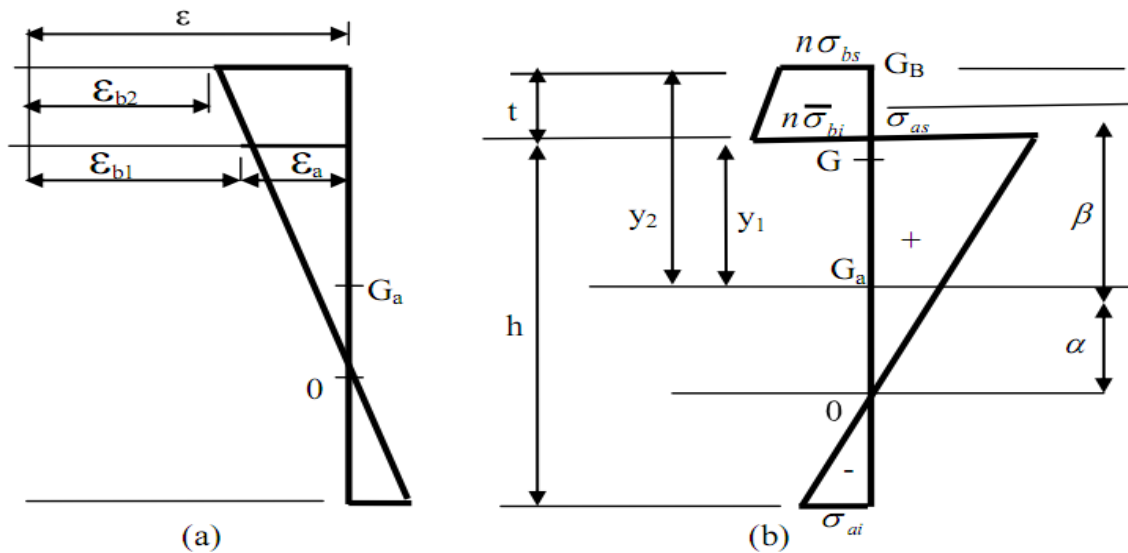
◆ **calcul des contraintes**

On a :

$$K = \frac{M}{I}$$

$$K = \frac{b \cdot t \cdot E_a \cdot \varepsilon \cdot \beta \cdot A}{n \cdot I_a \cdot A + b \cdot t \cdot I_a + b \cdot t \cdot A \cdot \beta^2}$$





(a) déformations dues au retrait

(b) contraintes dues au retrait

**Figure V.7 : effets du retrait :**

$$\beta = \frac{h+t}{2} \text{ et}$$

$$\alpha = \frac{I_a}{A \cdot \beta}$$

$$\beta = \frac{20+10}{2} = 15\text{cm}$$

$$\alpha = \frac{1943}{28,5 \cdot 15} = 4,545 \text{ cm}$$

D'où :

$$K = \frac{140 \cdot 10 \cdot 2,1 \cdot 10^7 \cdot 2 \cdot 10^{-4} \cdot 16 \cdot 28,5}{15 \cdot 1943 \cdot 28,5 + 140 \cdot 10 \cdot 7633,226 + 140 \cdot 10 \cdot 28,5 \cdot 15^2} = 200,641 \text{ N/cm}^3$$

$$K = 0,201 \text{ N/mm}^3$$

$$y_1 = \frac{h}{2} + \alpha$$

$$y_1 = \frac{20}{2} + 4,545 = 14,545 \text{ cm}$$

$$y_2 = y_1 + t$$

$$y_2 = 14,545 + 10 = 24,545 \text{ cm}$$

$$E_a \cdot \varepsilon = 210000 \cdot 2 \cdot 10^{-4} = 42 \text{ MPa}$$

D'où les valeurs des contraintes :

$$\sigma_{as} = K \cdot y_1 \quad \sigma_{as} = 0,201 \cdot 14,545 = 2,9235 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ai} = K \cdot (h - y_1) \quad \sigma_{ai} = 0,201 \cdot (20 - 14,545) = -0,10965 \text{ MPa}$$

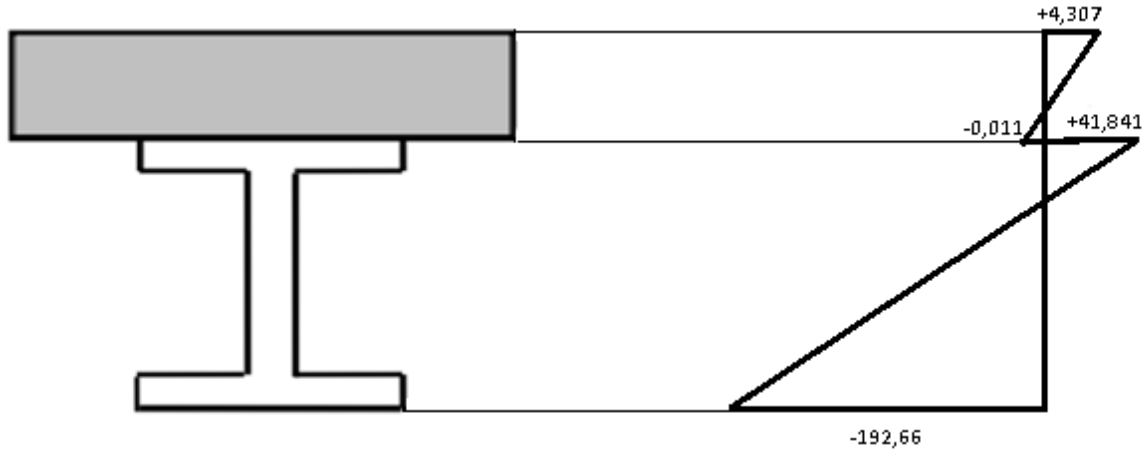
$$\sigma_{bi} = \frac{1}{n} \cdot (E_a \cdot \varepsilon - K \cdot y_1) \quad \sigma_{bi} = \frac{1}{15} \cdot (42 - 0,201 \cdot 14,545) = -0,851 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bs} = \frac{1}{n} \cdot (E_a \cdot \varepsilon - K \cdot y_2) \quad \sigma_{bs} = \frac{1}{15} \cdot (42 - 0,201 \cdot 24,545) = -0,489 \text{ MPa}$$

**h) Vérification des contraintes finale**

$$\begin{cases} \sigma_{as} = 12,606 + 29,235 = 41,841 \text{ MPa} \\ \sigma_{ai} = -181,695 - 10,965 = -192,66 \text{ MPa} \end{cases} < f_y = 235 \text{ MPa} \text{ Vérifiée}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bs} = 4,796 - 0,489 = 4,307 \text{ MPa} \\ \sigma_{bi} = 0,84 - 0,851 = -0,011 \text{ MPa} \end{cases} < f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_c} = 14,2 \text{ MPa} \text{ Vérifiée}$$

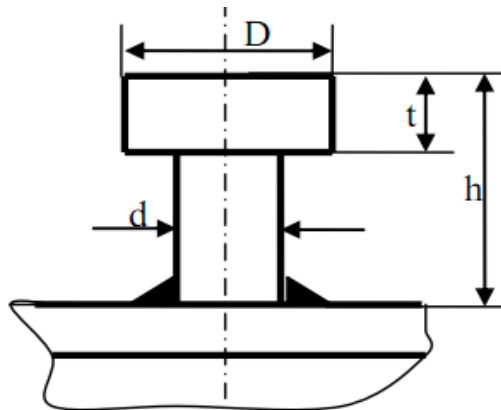


**Figure V. 8 : Diagramme des contraintes normales finales en  $N/mm^2$**

**V.1 .1-2 CALCUL DES GOUJONS CONNECTEURS**

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

**V.1 .1-2-1 Choix des connecteurs**



**Figure V - 9 : Goujon à tête ronde.**

Les connecteurs choisis sont des goujons à têtes soudées

$h = 80 \text{ mm}$

$d = 20 \text{ mm}$

D'après l'ECO4 la clause 2 de l'art 6.12

Les gougeons a têtes soudées d'une longueur hors tout après soudage d'où moins quatre fois le diamètre, et d'un diamètre de moins 16mm sans dépasser 22 mm, peuvent être considérés comme ductile des degrés de connexion définit par le rapport :  $N/N_f$

$$5 \leq L \leq 25 \longrightarrow \frac{N}{N_f} \geq 0,25 + 0,03 L$$

Avec:

L: la portée en mètre

$N_f$  : nombre de connecteurs déterminés pour la longueur de poutre

$N$ : nombre de connecteurs présents à l'intérieure de même longueur de poutre

### V.1 .1. 2.2 Résistance au cisaillement

Le dimensionnement de la connexion est réalisé en supposant une connexion complète, on utilise des tôles profilées en acier et des goujons à tête soudés

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

#### EC4 Art 6.3.2.1

$$P_{rd} = \min (P_{rd1}, P_{rd2})$$

$$P_{rd1} = 0,8 f_u \frac{\pi \cdot d^2}{4} \frac{1}{\gamma_v} \dots \dots \dots (1)$$

$$P_{rd2} = 0,29 \alpha d^2 \frac{\sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_v} \dots \dots \dots (2)$$

$P_{rd1}$  : effort résistant au cisaillement du goujon lui-même

$P_{rd2}$  : effort résistant au cisaillement de l'enrobage du goujon

$f_u$  : la résistance ultime en traction spécifiée de matériau du goujon, sans dépasser 500 N/mm<sup>2</sup>

$f_{ck} = 250$  daN/cm<sup>2</sup> (la résistance à la compression à 28 jours de classe C25/30)

$E_{cm}$  : la valeur du module sécant du béton (pour un béton de masse volumique courante d'une classe de résistance donnée ou de résistance caractéristique à la compression  $f_{ck}$ ).

Pour la classe C25/30 on a  $E_{cm} = 30.5$  KN/mm<sup>2</sup>

$\alpha$  = facteur de correction

$$\alpha = \begin{cases} 0,2 \left[ \left( \frac{h}{d} \right) + 1 \right] & \longrightarrow 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4 \\ 1 & \longrightarrow \frac{h}{d} > 4 \end{cases}$$

$h$ : est la hauteur hors tout de goujon

$$\frac{h}{d} = \frac{80}{20} = 4$$

$$\alpha = 0,2 [ 4 + 1 ] = 1$$

$\gamma_v$ : Coefficient partiel de sécurité pris égal à 1.25 à l'état limite ultime.

AN:

$$(1) \Rightarrow P_{rd1} = 0,8 \cdot 360 \cdot \frac{3,14 \cdot 20^2}{4} \cdot \frac{1}{1,25} = 72,382 \text{ KN.}$$

$$(2) \Rightarrow P_{rd2} = 0,29 \cdot 1 \cdot (20)^2 \frac{\sqrt{25 \cdot 30,5 \cdot 10^3}}{1,25} = 81.034 \text{ KN.}$$

Donc:  $P_{rd} = 72,382 \text{ kN.}$

### V.1 .1. 2.3 Dimensionnement de la connexion de la poutre

La poutre est simplement appuyée et chargée uniformément.

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

$$V_{lf} = \min \left( \frac{A_a \cdot f_{ck}}{\gamma_{m0}}, \frac{0,85 b_{eff} \cdot h_c \cdot f_{28}}{\gamma_c} \right)$$

$A_a$ : L'air de l'élément en acier  $A_a = 28,5 \text{ cm}^2$

$$V_{lf} = \min \left( \frac{28,5 \cdot 10^2 \cdot 253 \cdot 10^{-3}}{1,1}, \frac{0,85 \cdot 1400 \cdot 100 \cdot 25 \cdot 10^{-3}}{1,5} \right)$$

$$V_{lf} = \min ( 608.864 ; 1983,33 ) \text{ KN}$$

$$V_{lf} = 608,864 \text{ KN}$$

Donc le nombre de connecteurs par la longueur critique est:

$$N_f^{L_{cr}} = \frac{V_{lf}}{P_{rd}} = \frac{608,864}{72,382} = 8,412$$

Soit le nombre de connecteurs  $N=9$  par une longueur de 3m sur un espacement de 33cm

D'où:

$$\frac{N}{N_f} = \frac{9}{8,412} = 1,07 > 0,25 + 0,03 \cdot L = 0,25 + 0,03 \cdot 6 = 0,43 \quad \text{Vérfié}$$

### V.1 .1.3 VERIFICATION DES SOUDURES

#### CCM 97 6.6.5.3 donne

La résistance d'un cordon d'angle peut être considérée adéquate si en tout point de sa longueur, la résultante de tous les efforts par unité de longueur transmis par la soudure ne dépasse pas sa résistance de calcul  $F_{w.Rd}$ .

Indépendamment de l'orientation de la soudure, la résistance de calcul par unité de longueur

$F_{w.Rd}$  sera déterminée par la formule :

$$F_{w.Rd} = F_{vw.d} \cdot a$$

$$F_{vw.d} = \frac{F_u}{\sqrt{3} \cdot B_w \cdot \gamma_{mw}}$$

Où

$F_{vw.d}$  : résistance de calcul d'une soudure d'angle au cisaillement

$F_u$  : valeur nominale de la résistance ultime en traction de la plus faible des parties assemblées

$B_w$  : facteur de corrélation approprié

$$B_w = 0,8 ; \gamma_{mw} = 1,25 \text{ et } F_u = 360 \text{ MPa} .$$

$$a = \min(t_f ; d)$$

$$a = \min(8,5 ; 20) \implies a = 8,5 \text{ mm}$$

$$l = \pi \cdot d = 62,832 \text{ mm}$$

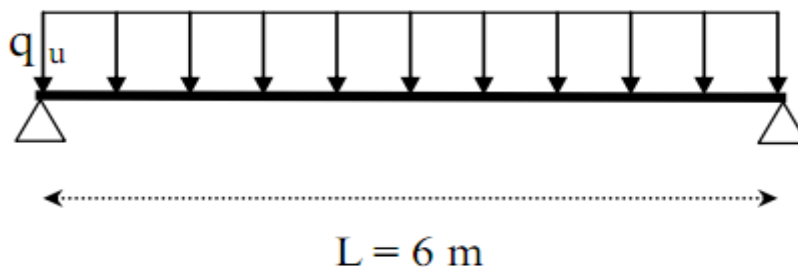
$$F_{w.Rd} = 91,416 \text{ KN}$$

$$F_{s.Rd} = \frac{V_{lf}}{N_f} = 40,591 \text{ KN} < F_{w.Rd} \text{ vérifiée}$$

## 2) Dalle à usage de stockage

### V.1 .2.1 Vérification des solives

Le choix d'une section s'opère par approches successives essayons, après tâtonnement un IPE200



#### A) Phase de construction

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

- ♦ poids propre du profilé(IPE200).....gp = 0.224 KN/m.
- ♦ poids propre du béton frais.....Gb = 0,1.25 = 2,5 KN/m<sup>2</sup>
- ♦ poids propre de la tôle .....Gt =0.15KN/m<sup>2</sup>
- ♦ surcharge de construction (ouvrier).....Qc = 1.00 KN/m<sup>2</sup>

### A.1) Combinaison de charge

L'entraxe entre les solives est de 1m.

#### ◆ E.L U :

$$q_u = 1,35.gp + (1,35.Gb + 1,35.Gt + 1,5.Q).1$$

$$q_u = 1,35 \cdot 0,224 + (1,35 \cdot 2,5 + 1,35 \cdot 0,15 + 1,5 \cdot 1,00) \cdot 1$$

$$q_u = 5,38 \text{ KN/m.}$$

#### ◆ E.L S :

$$q_{ser} = gp + (Gb + Gt + Q).1$$

$$q_{ser} = 0,224 + (2,5 + 0,15 + 1,00) \cdot 1$$

$$q_{ser} = 3,874 \text{ KN/m.}$$

### A.2) Vérification

#### ◆ Vérification à la flexion

Le moment fléchissant  $M_{sd}$  dans la section transversale de classe I et II à mi-travée doit satisfaire la condition suivante :  $M_{sd} < M_{rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$

$$M^{max} = M_{sd} = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{5,38 \cdot 6^2}{8} = 24,21 \text{ KN.m}$$

$$M_{rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{220,6 \cdot 10^{-6} \cdot 235 \cdot 10^3}{1,1} = 47,128 \text{ KN.m}$$

$$M_{rd} = 24,21 \text{ KN.m} < M_{sd} = 47,128 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

#### ◆ Vérification à l'effort tranchant:

$$\text{On doit vérifier que } V_{sd} < V_{rd} = \frac{f_y \cdot A_v}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

Où

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

$A_v$  : aire de cisaillement.

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f \Rightarrow A_v = 14,016 \text{ cm}^2$$

$$V_{plrd} = \frac{235 \cdot 10^3 \cdot 14,016 \cdot 10^{-4}}{\sqrt{3} \cdot 1,1} \Rightarrow V_{rd} = 172,878 \text{ KN}$$

$$V_{sd}^{max} = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{5,38 \cdot 6}{2} = 16,14 \text{ KN}$$

$$V_{sd}^{max} = 16,14 \text{ KN} < V_{plrd} = 172,878 \text{ KN} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

$V_{sd} < 0,5 V_{rd} = 86,439 \text{ KN} \Rightarrow$  Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

Donc le moment résistant ne sera pas réduit.

◆ **Vérification de la flèche**

Il faut vérifier que :  $f^{max} = \frac{5 \cdot q_s \cdot l^4}{384 E I} \leq \bar{f}$

$$f^{max} = \frac{5 \cdot q_s \cdot l^4}{384 E I} = \frac{5 \cdot 3,874 \cdot 600^4}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 1943} = 1,602 \text{ cm}$$

La valeur de la flèche admissible est :

$$\bar{f} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm} : f^{max} = 1,602 \leq \bar{f} = 3 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**B) Phase finale**

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

- poids propre du profilé .....gp = 0,224 KN/m.
- surcharge d'exploitation .....Q = 7 KN/m<sup>2</sup>.
- poids propre du béton (sec).....Gb = 25 .0,1 = 2,5 KN/m<sup>2</sup>.
- poids propre de la tôle .....Gt =0.15KN/m<sup>2</sup> .
- Carrelage, mortier de pose, plus accessoires .....Gcar =2 KN/m<sup>2</sup>

**B.1) Combinaison de charge :**

L'entraxe entre les solives est de 1m.

◆ **E.L.U :**

$$q_u = 1,35 \cdot gp + (1,35 \cdot Gb + 1,35 Gt + 1,35 Gcar + 1,5 \cdot Q) \cdot 1$$

$$q_u = 1,35 \cdot 0,224 + 1,35 \cdot (2,5 + 0,15 + 2) \cdot 1 + 1,5 \cdot 7 \cdot 1$$

$$q_u = 17,08 \text{ KN/m.}$$

◆ **E.L.S :**

$$q_{ser} = gp + (Gb + Gt + Gcar + Q) \cdot 1$$

$$q_{ser} = 0,224 + (2,5 + 0,15 + 2 + 7) \cdot 1$$

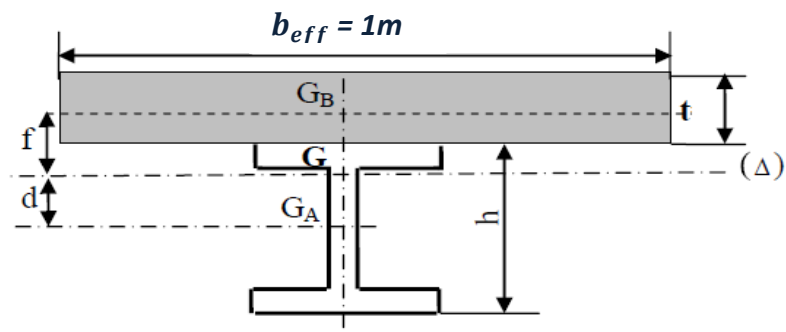
$$q_{ser} = 11,874 \text{ KN/m.}$$

**B.2) Largeur de la dalle effective :**

$$b_{eff} = \inf \begin{cases} \frac{2 \cdot l_0}{8} & \text{avec } l_0 : \text{Longueur libre d'une poutre} \\ b & \text{b: Entraxe entre les poutres} \end{cases} \quad \text{EC4 Art 4.2.2.1}$$

simplement appuyée

$$b_{eff} = \inf \begin{cases} \frac{2 \cdot l_0}{8} = \frac{2 \times 6}{8} = 1,5m \\ b = 1m \end{cases} \Rightarrow b_{eff} = 1m$$



**Figure V.10 : Largeur de la dalle effective**

**B-3) Calcul de la section mixte**

La section mixte:

$$S = A + \frac{b \cdot t}{n}$$

A: la section de la poutre

$$S = 28,5 + \frac{100 \cdot 10}{15} = 95,167 \text{ cm}$$

**a) Position du centre de gravité de la section homogène**

$$d = \frac{b \cdot t}{n} \cdot \frac{t+h}{2 \cdot S}$$

d : distance entre CDG de la solive et la position de l'axe neutre.

$$d = \frac{100 \cdot 10}{15} \cdot \frac{10+20}{2 \cdot 95,167} = 10,508 \text{ cm}$$

$v_i$  : Position de la fibre la plus tendue de l'acier par rapport a l'axe neutre

$v_s$  : Position de la fibre la plus comprimée du béton par rapport a l'axe neutre

$$v_i = \frac{h}{2} + d$$

$$v_i = \frac{20}{2} + 10,508$$



$$v_i = 20,508 \text{ cm}$$

$$v_s = \frac{h}{2} + t - d$$

$$v_s = \frac{20}{2} + 10 - 10,508$$

$$v_s = 9,492 \text{ cm}$$

**b) Le moment d'inertie**

Le moment d'inertie de la section mixte par rapport à l'axe neutre ( $\Delta$ ) :

$$I = I_a + A \cdot d^2 + \frac{b \cdot t^3}{12 \cdot n} + \frac{b \cdot t}{n} \left( \frac{t+h}{2} - d \right)^2$$

$$I = 1943 + 28,5 \cdot 10,71^2 + \frac{100 \cdot 10^3}{12 \cdot 15} + \frac{100 \cdot 10}{15} \left( \frac{10 + 20}{2} - 10,71 \right)^2$$

$$I = 6990,675 \text{ cm}^4$$

**c) Moment fléchissant maximal dans la section mixte**

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8} \quad \Rightarrow \quad M = \left( \frac{17,08 \cdot 6^2}{8} \right)$$

$$M = 76,86 \text{ KN.m}$$

**d) Contrainte de flexion**

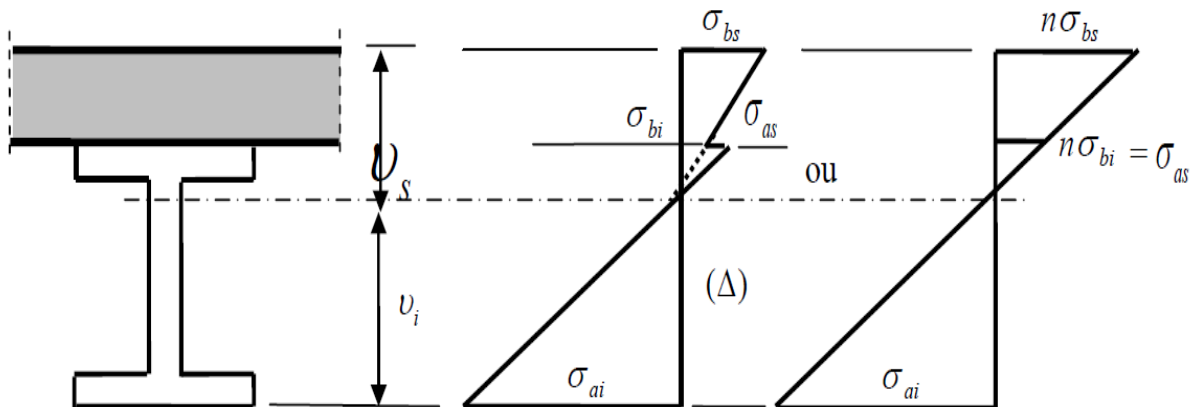


Figure V.11 : diagramme de contraintes de flexion simple

**d-1) Contraintes dans la poutre d'aciers**

♦ Traction dans la fibre inférieure

$$\sigma_{ai} = \frac{M}{I} \cdot v_i$$

$$\sigma_{ai} = \frac{76,86 \cdot 10^{-3}}{6990,675 \cdot 10^{-8}} \cdot 20,508 \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_{ai} = -225,478 \text{ MPa}$$

✦ **Compression dans la fibre supérieure**

$$\sigma_{as} = \frac{M}{I} \cdot (v_s - t)$$

$$\sigma_{as} = \frac{76,86 \cdot 10^{-3}}{6990,675 \cdot 10^{-8}} \cdot (9,492 - 10) \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_{as} = 5,585 \text{ MPa}$$

**d-2) Dans le béton**

✦ **Compression (fibre supérieure)**

$$\sigma_{bs} = \frac{M}{I \cdot n} \cdot v_s$$

$$\sigma_{bs} = \frac{76,86 \cdot 10^{-3}}{6990,675 \cdot 10^{-8} \cdot 15} \cdot 9,492 \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_{bs} = 6,957 \text{ MPa}$$

✦ **Compression (fibre inférieure)**

$$\sigma_{bi} = \frac{M}{I \cdot n} \cdot (v_s - t)$$

$$\sigma_{bi} = \frac{76,86 \cdot 10^{-3}}{6990,675 \cdot 10^{-8} \cdot 15} \cdot (9,492 - 10) \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_{bi} = 0,372 \text{ MPa}$$

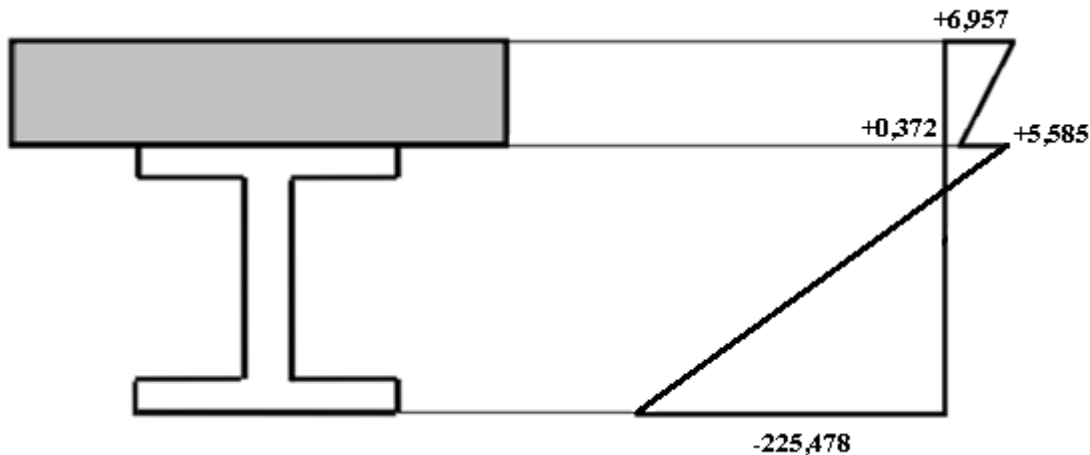


Figure V.12 : diagramme de contraintes de flexion simple

**e) Vérification à l'effort tranchant:**

On doit vérifier que

$$\tau = \frac{V_{sd}}{t_w \cdot d} \leq 0,58 f_y = 136,3 \text{ MPa}$$

$$V_{sd}^{max} = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{17,08 \cdot 6}{2}$$

$$V_{sd}^{max} = 51,24 \text{ KN} \implies \text{Vérifiée}$$

$$\tau = \frac{51,24 \cdot 10^{-3}}{0,56 \cdot 15,9 \cdot 10^{-4}} = 57,547 \text{ MPa} \leq 136,3 \text{ MPa}$$

**f) Vérification de la flèche**

$$f^{max} = \frac{5 \cdot q_s \cdot l^4}{384 E I}$$

$$f = \frac{5 \cdot q_s \cdot l^4}{384 E I} \leq \bar{f}$$

$$f = \frac{5 \cdot 11,874 \cdot 600^4}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 6990,675} = 1,365 \text{ cm} < \frac{600}{400} = 1,5 \text{ cm}$$

Donc la flèche est vérifiée.

**g) Contrainte additionnelle de retrait**

◆ **Effort de retrait**

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

L'effet du retrait peut, se cumuler avec l'effet d'un abaissement de température.

Ces effets provoquent :

- ◆ Un raccourcissement de la poutre acier
- ◆ Un allongement de la dalle béton par rapport à sa position d'équilibre, car ne pouvant librement se rétracter, le béton se tend. En fait, ce qui équivaut à un allongement, et l'on a :

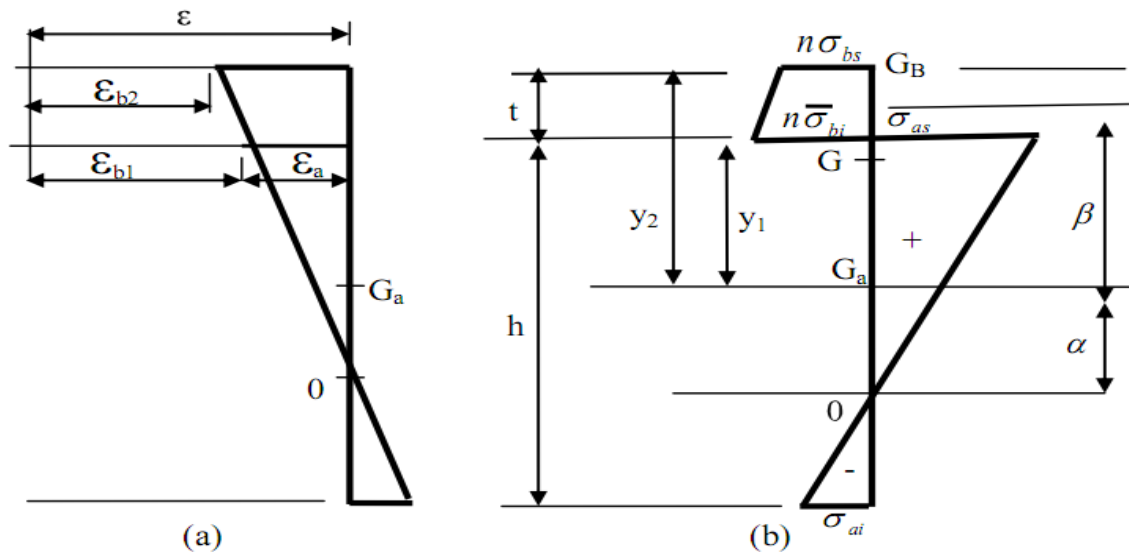
$$\varepsilon = \varepsilon_a + \varepsilon_b$$

◆ **Calcul des contraintes**

On a :

$$K = \frac{M}{I}$$

$$K = \frac{b \cdot t \cdot E_a \cdot \varepsilon \cdot \beta \cdot A}{n \cdot I_a \cdot A + b \cdot t \cdot I_a + b \cdot t \cdot A \cdot \beta^2}$$



(a) déformations dues au retrait

(b) contraintes dues au retrait

Figure V.13 : effets du retrait :

$$\beta = \frac{h+t}{2} \quad \text{et} \quad \alpha = \frac{I_a}{A \cdot \beta}$$

$$\beta = \frac{20+10}{2} = 15\text{cm} \quad \alpha = \frac{1943}{28,5 \cdot 15} = 4,545 \text{ cm}$$

D'où :

$$K = \frac{100 \cdot 10 \cdot 2,1 \cdot 10^7 \cdot 2 \cdot 10^{-4} \cdot 16 \cdot 39,1}{15 \cdot 11570,09 \cdot 39,1 + 100 \cdot 10 \cdot 11570,09 + 100 \cdot 10 \cdot 39,1 \cdot 16^2} = 195.458 \text{ N/cm}^3$$

$$K = 0,195 \text{ N/mm}^3$$

$$y_1 = \frac{h}{2} + \alpha$$

$$y_1 = \frac{20}{2} + 4,545 = 14,545 \text{ cm}$$

$$y_2 = y_1 + t$$

$$y_2 = 14,545 + 10 = 24,545 \text{ cm}$$

$$E_a \cdot \varepsilon = 210000 \cdot 2 \cdot 10^{-4} = 42 \text{ MPa}$$

D'où les valeurs des contraintes :

$$\sigma_{as} = K \cdot y_1 \quad \sigma_{as} = 0,195 \cdot 14,545 = 28,363 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ai} = K \cdot (h - y_1) \quad \sigma_{ai} = 0,195 \cdot (240 - 14,545) = 18,437 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bi} = \frac{1}{n} \cdot (E_a \cdot \varepsilon - K \cdot y_1) \quad \sigma_{bi} = \frac{1}{15} \cdot (42 - 0,195 \cdot 14,545) = -0,909 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bs} = \frac{1}{n} \cdot (E_a \cdot \varepsilon - K \cdot y_2) \quad \sigma_{bs} = \frac{1}{15} \cdot (42 - 0,195 \cdot 24,545) = +0,391 \text{ MPa}$$

h) Vérification des contraintes finale  $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{as} = 5,585 + 28,363 = 33,948 \text{ MPa} \\ \sigma_{ai} = -225,478 + 18,437 = -207,041 \text{ MPa} \end{array} \right. < f_y = 235 \text{ MPa}$  Vérifiée

$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bs} = 6,957 + 0,391 = 7,348 \text{ MPa} \\ \sigma_{bi} = 0,372 - 0,909 = -0,537 \text{ MPa} \end{array} \right. < f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_c} = 14,2 \text{ MPa}$

Vérifiée

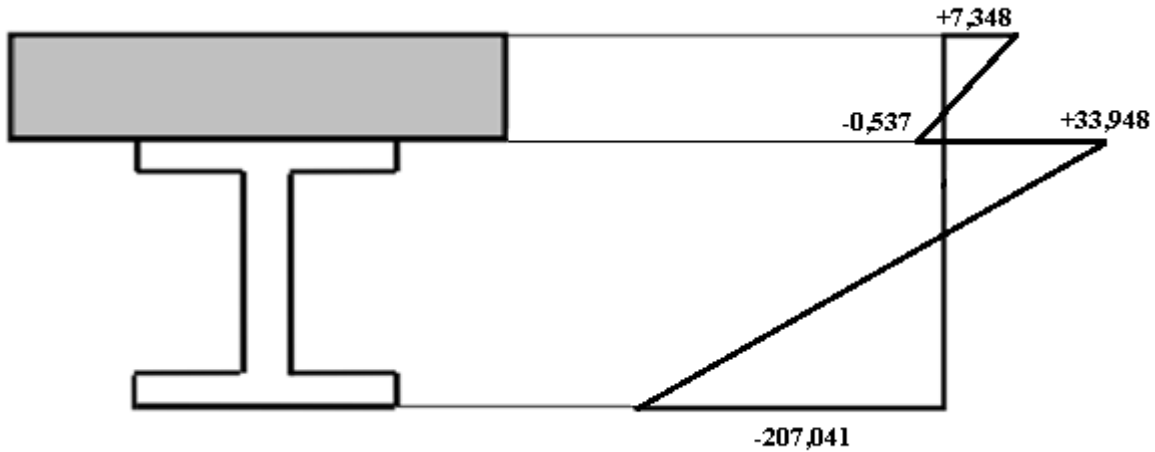


Figure V.14 : Diagramme des contraintes normales finales en  $N/mm^2$

### V.1 .2..2 Calcul des goujons connecteurs

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

#### V.1 .2.-2.1 Choix des connecteurs

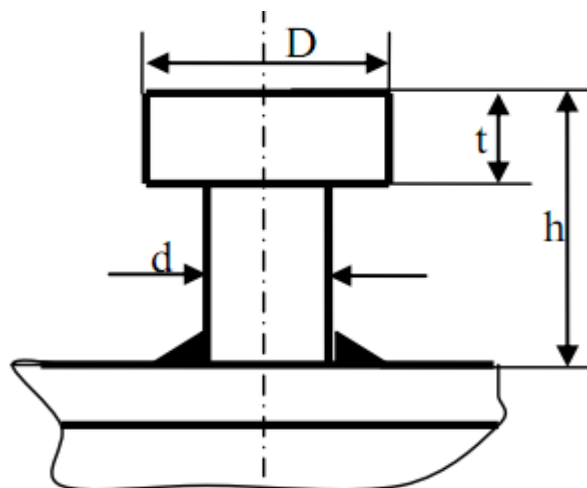


Figure V. 15 : Goujon à tête ronde.

Les connecteurs choisis sont des goujons à têtes soudées

$h = 80 \text{ mm}$

$d = 20 \text{ mm}$

D'après l'ECO4 la clause 2 de l'art 6.12

Les gougeons a têtes soudées d'une longueur hors tout après soudage d'au moins quatre fois le diamètre, et d'un diamètre de moins 16mm sans dépasser 22 mm, peuvent être considérés comme ductile des degrés de connexion définit par le rapport :  $N/N_f$

$$5 \leq L \leq 25 \longrightarrow \frac{N}{N_f} \geq 0,25 + 0,03 L$$

Avec:

L: la portée en mètre

$N_f$  : nombre de connecteurs déterminés pour la longueur de poutre

$N$ : nombre de connecteurs présents à l'intérieure de même longueur de poutre

### V.1 .2.-2.2 Résistance au cisaillement

Le dimensionnement de la connexion est réalisé en supposant une connexion complète, on utilise des tôles profilées en acier et des goujons à tête soudés

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

EC4 Art 6.3.2.1

$$P_{rd} = \min (P_{rd1}, P_{rd2})$$

$$P_{rd1} = 0,8f_u \frac{\pi \cdot d^2}{4} \frac{1}{\gamma_v} \dots\dots\dots (1)$$

$$P_{rd2} = 0,29 \alpha d^2 \frac{\sqrt{f_{ck}E_{cm}}}{\gamma_v} \dots\dots\dots (2)$$

$P_{rd1}$  : effort résistant au cisaillement du goujon lui-même

$P_{rd2}$  : effort résistant au cisaillement de l'enrobage du goujon

$f_u$  : la résistance ultime en traction spécifiée de matériau du goujon, sans dépasser 500 N/mm<sup>2</sup>

$f_{ck} = 250$  daN/cm<sup>2</sup> (la résistance à la compression à 28 jours de classe C25/30)

$E_{cm}$  : la valeur du module sécant du béton (pour un béton de masse volumique courante d'une classe de résistance donnée ou de résistance caractéristique à la compression  $f_{ck}$ ).

Pour la classe C25/30 on a  $E_{cm} = 30.5$  KN/mm<sup>2</sup>

$\alpha$ = facteur de correction

$$\alpha = \begin{cases} 0,2 \left[ \left( \frac{h}{d} \right) + 1 \right] & \longrightarrow 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4 \\ 1 & \longrightarrow \frac{h}{d} > 4 \end{cases}$$

$h$ : est la hauteur hors tout de goujon

$$\frac{h}{d} = \frac{80}{20} = 4$$

$$\alpha = 0,2 [ 4 + 1 ] = 1$$

$\gamma_v$ : Coefficient partiel de sécurité pris égal à 1.25 à l'état limite ultime.

AN:

$$(1) \Rightarrow P_{rd1} = 0,8 \cdot 360 \cdot \frac{3,14 \cdot 20^2}{4} \cdot \frac{1}{1,25} = 72,382 \text{ kN.}$$

$$(2) \Rightarrow P_{rd2} = 0,29 \cdot 1 \cdot (20)^2 \frac{\sqrt{25 \cdot 30,5 \cdot 10^3}}{1,25} = 81.034 \text{ kN.}$$

$$\text{Donc: } P_{rd} = 72,382 \text{ KN.}$$

### V.1 .2.-2.3 Dimensionnement de la connexion de la poutre:

La poutre est simplement appuyée et chargée uniformément.

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

$$V_{lf} = \min \left( \frac{A_a \cdot f_{ck}}{\gamma_{m0}}, \frac{0,85 b_{eff} \cdot h_c \cdot f_{28}}{\gamma_c} \right)$$

$$A_a: \text{L'air de l'élément en acier } A_a = 28,5 \text{ cm}^2$$

$$V_{lf} = \min \left( \frac{28,5 \cdot 10^2 \cdot 253 \cdot 10^{-3}}{1,1}, \frac{0,85 \cdot 1400 \cdot 100 \cdot 25 \cdot 10^{-3}}{1,5} \right)$$

$$V_{lf} = \min ( 608,864 ; 1983,33 ) \text{ KN}$$

$$V_{lf} = 608,864 \text{ KN}$$

Donc le nombre de connecteurs par la longueur critique est:

$$N_f^{L_{cr}} = \frac{V_{lf}}{P_{rd}} = \frac{608,864}{72,382} = 8,412$$

Soit le nombre de connecteurs  $N=9$  par une longueur de 3m sur un espacement de 33cm

D'où:

$$\frac{N}{N_f} = \frac{9}{8,412} = 1,07 > 0,25 + 0,03 \cdot L = 0,25 + 0,03 \cdot 6 = 0,43 \text{ Vérifié}$$

### V.1 .2.-3 Vérification des soudures

CCM 97 6.6.5.3 donne :

La résistance d'un cordon d'angle peut être considérée adéquate si en tout point de sa longueur, la résultante de tous les efforts par unité de longueur transmis par la soudure ne dépasse pas sa résistance de calcul  $F_{w.Rd}$ .

Indépendamment de l'orientation de la soudure, la résistance de calcul par unité de longueur  $F_{w.Rd}$  sera déterminée par la formule :

$$F_{w.Rd} = F_{vw.d} \cdot a$$

$$F_{vw.d} = \frac{F_u}{\sqrt{3} \cdot B_w \cdot \gamma_{mw}}$$

Où

$F_{vw.d}$  : résistance de calcul d'une soudure d'angle au cisaillement

$F_u$  : valeur nominale de la résistance ultime en traction de la plus faible des parties assemblées

$B_w$  : facteur de corrélation approprié

$$B_w = 0,8 ; \gamma_{mw} = 1,25 \text{ et } F_u = 360 \text{ MPa} .$$

$$a = \min(t_f ; d)$$

$$a = \min(8,5 ; 20) \quad a = 8,5 \text{ mm}$$

$$l = \pi \cdot d = 62,832 \text{ mm}$$

$$F_{w.Rd} = 91,416 \text{ KN}$$

$$F_{s.Rd} = \frac{V_{lf}}{N_f} = 40,591 \text{ KN} < F_{w.Rd} \text{ vérifiée}$$

### V.2 Calcul de la poutre maîtresse:

Dans notre cas on a des poutres maîtresses simplement appuyées sur deux appuis

#### A) Cas de stockage

✦ Charge linéique totale:

#### 1) Charge sur la poutre:

charge permanentes:

Dalle béton armé: 25.0,16=15KN/ml

Solive: 0,224.6=1,344 KN/ml

Poids propres des poutres estimé : 1,7 KN/ml

TOTAL: **18,044 KN/ml**

Charge d'exploitation:

Q=7 KN/m<sup>2</sup> (usage de stockage)

$$Q=7 \cdot 6 = 42 \text{ KN/ml}$$



2) Combinaison d'action:

ELS:

$$q_s = 42 + 18,044 = 60,044 \text{ KN/ml}$$

ELU:

$$q_u = 1,5(42) + 1,35(18,044) = 87,36 \text{ KN/ml}$$

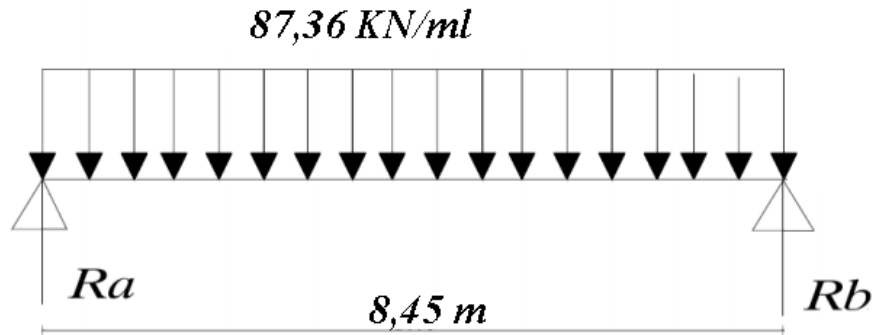


Figure V.16: Schéma statique

Réaction d'appuis

$$R_a = R_b = 369,096$$

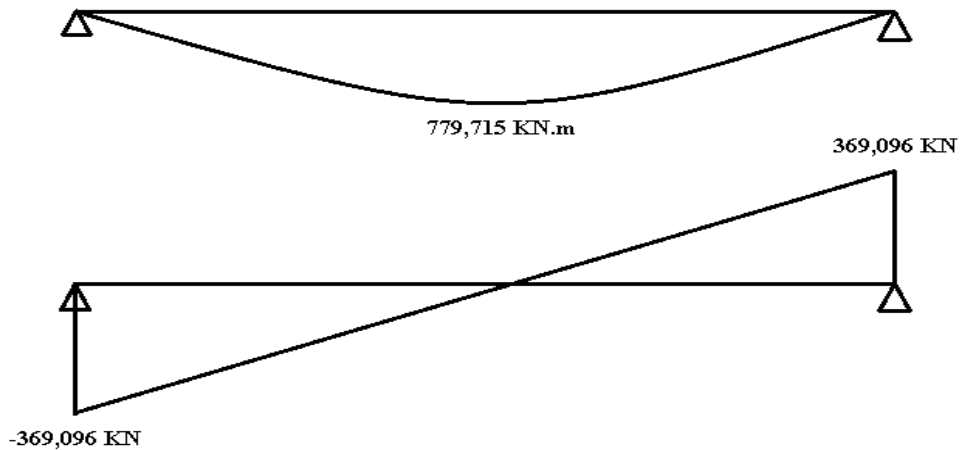


Figure V.17 : diagramme des sollicitations

$$M^{max} = 779,715 \text{ KN.m}$$

$$V^{max} = 369,096 \text{ KN}$$

3) Condition de la flèche :

$$f = \frac{5 \cdot q_s \cdot l^4}{384 E I} \leq \bar{f} = \frac{L}{250}$$

$$I \geq \frac{5 \cdot q_s \cdot l^4 \cdot 250}{384 E L}$$

$$I \geq \frac{5 \cdot 60,044 \cdot 8,45^4 \cdot 250}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 845}$$

$$I \geq 56156,4 \text{ cm}^4$$

On choisit HEA500

$$I_y = 86970 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 10370 \text{ cm}^4$$

#### 4) Vérification à la résistance en flexion :

$$: M_{sd} < M_{ply} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{sd}^{max} = M_{sd} = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{87,36 \cdot 8,45^2}{8} = 779,715 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{3949 \cdot 10^{-6} \cdot 235 \cdot 10^3}{1.1} = 843,65 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd}^{max} = 779,715 \text{ KN.m} < M_{rd} = 843,65 \text{ KN.m} \quad \Rightarrow \quad \text{Vérifiée}$$

#### 5) Vérification à l'effort tranchant :

$$\text{On doit vérifier que } V_{sd} < V_{rd} = \frac{f_y \cdot A_v}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \quad \text{EC3 art 5.4.6}$$

$$V_{plrd} = \frac{235 \cdot 10^3 \cdot 74,72 \cdot 10^{-4}}{\sqrt{3} \cdot 1.1} \quad \Rightarrow \quad V_{rd} = 921,62 \text{ KN}$$

$$V_{sd}^{max} = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{87,36 \cdot 8,45}{2} = 369,096 \text{ KN}$$

$$V_{sd}^{max} = 369,096 \text{ KN} < V_{plrd} = 921,62 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Vérifiée}$$

$V_{sd} < 0,5 V_{rd} = 460,81 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.}$

Donc le moment résistant ne sera pas réduit.

#### 6) Vérification au déversement

$$\text{La vérification à faire est : } M_{sdy} \leq \chi_{lt} \times \beta_w \times \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{EC3 Art 5.5.2 (1)}$$

$$\beta_w = 1 \Rightarrow \text{classe 1}$$

$\chi_{lt}$  : coefficient de réduction en fonction de  $\overline{\lambda_{LT}}$ .

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

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

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

$C_1, C_2, C_3$  : facteurs dépendant des conditions de charges et d'encastremets.

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

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

$$L = 845 \text{ cm} ;$$

$$Z_g = Z_a - Z_s$$

$$Z_a = 24,5 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} Z_s = 0 & \text{section doublement symétrique EC3 figure F.1.1} \\ Z_j = 0 & \text{section doublement symétrique EC3 Art F.1.1} \end{cases}$$

$$Z_g = Z_a - Z_s = 24,5 \text{ cm}$$

$$I_t = 309,3 \text{ cm}^4 \quad , \quad I_w = 5643 \cdot 10^3 \text{ cm}^4$$

$$M_{cr} = \frac{1,132 \times 3,14^2 \times 2,1 \times 10370}{(1 \times 8,45)^2} \left\{ \left[ \left( \frac{1}{1} \right)^2 \cdot \frac{5643}{10370} + \frac{(8,45)^2 \times 0,4 \times 309,3}{3,14^2 \times 10370} + (0,459 \times (0,245) - 0)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (0,459 \times (0,245) - 0) \right\}$$

$$M_{cr} = 23472,153 \text{ KN.m}$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1,3949 \cdot 10^{-6} \cdot 235}{23,47}} = 0,198$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = 0,198 < 0,4 \quad \text{Donc il n'y a pas risque de diversement}$$

Donc on adopte un **HEA 500**

### B) Cas de bureau :

#### ◆ Charge linéique totale:

#### 1) Charge sur la poutre:

##### ◆ charge permanentes:

Dalle béton armé:  $25 \cdot 0,16 = 15 \text{ KN/ml}$

Solive:  $0,224 \cdot 6 = 1,344 \text{ KN/ml}$

Poids propres des poutres estimé :  $1,7 \text{ KN/ml}$

**TOTAL:  $18,044 \text{ KN/ml}$**

##### ◆ Charge d'exploitation:

$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$  (usage de bureau)

**$Q = 2,5 \cdot 6 = 15 \text{ KN/ml}$**

2) Combinaison d'action:

ELS:

$$q_s = 15 + 18.044 = 33,044 \text{ KN/ml}$$

ELU:

$$q_u = 1,5(15) + 1,35(18,044) = 46,86 \text{ KN/ml}$$

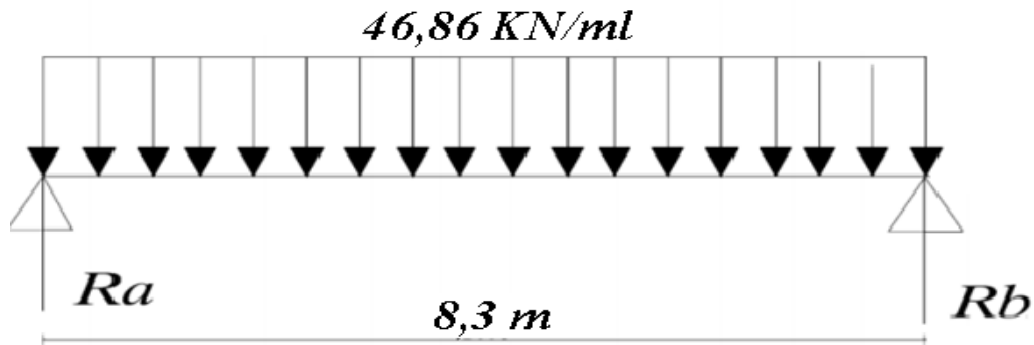


Figure V-18: Schéma statique

Réaction d'appuis

$$R_a = R_b = 194,469 \text{ KN}$$

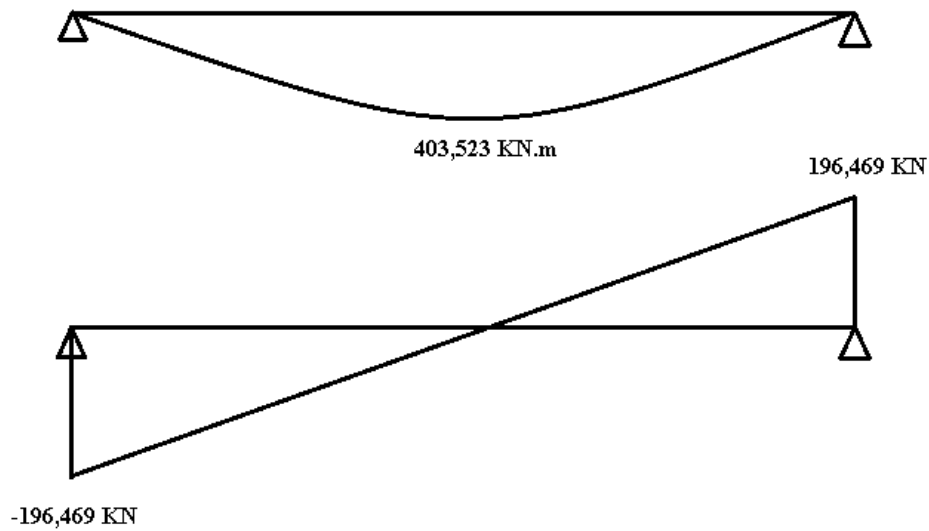


Figure V.19: diagramme des sollicitations

$$M^{max} = 403,523 \text{ KN.m}$$

$$V^{max} = 196,469 \text{ KN}$$

**3) Condition de la flèche:**

$$f = \frac{5 \cdot q_s \cdot l^4}{384 E I} \leq \bar{f} = \frac{L}{250}$$

$$I \geq \frac{5 \cdot q_s \cdot l^4 \cdot 250}{384 E L}$$

$$I \geq \frac{5 \cdot 33,044 \cdot 830^4 \cdot 250}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 830}$$

$$I \geq 29287,775 \text{ cm}^4$$

**On choisit HEA360**

$$I_y = 33090 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 7887 \text{ cm}^4$$

**4) Vérification à la résistance en flexion:**

$$: M_{sd} < M_{ply} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M^{max} = M_{sd} = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{46,86 \cdot 8,3^2}{8} = 403,523 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2088 \cdot 10^{-6} \cdot 235 \cdot 10^3}{1.1} = 446,073 \text{ KN.m}$$

$$M^{max} = 403,523 \text{ KN.m} < M_{rd} = 446,073 \text{ KN.m} \quad \Rightarrow \quad \text{Vérifiée}$$

**5) Vérification à l'effort tranchant:**

On doit vérifier que  $V_{sd} < V_{rd} = \frac{f_y \cdot A_v}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$  **EC3 art 5.4.6**

$$V_{plrd} = \frac{235 \cdot 10^3 \cdot 48,96 \cdot 10^{-4}}{\sqrt{3} \cdot 1.1} \quad \Rightarrow \quad V_{rd} = 603,887 \text{ KN}$$

$$V_{sd}^{max} = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{46,86 \cdot 8,3}{2} = 194,469 \text{ KN}$$

$$V_{sd}^{max} = 194,469 \text{ KN} < V_{plrd} = 603,887 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Vérifiée}$$

$V_{sd} < 0,5 V_{rd} = 301,943 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.}$

Donc le moment résistant ne sera pas réduit.

**6) Vérification au déversement :**

La vérification à faire est :  $M_{sdy} \leq \chi_{lt} \times \beta_w \times \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M1}}$  **EC3 Art 5.5.2 (1)**

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

$\beta_w = 1 \Rightarrow$  classe 1

$\chi_{lt}$  : coefficient de réduction en fonction de  $\overline{\lambda_{LT}}$ .

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

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

$C_1, C_2, C_3$  : facteurs dépendant des conditions de charges et d'encastremets.

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

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

$L=830$  cm ;

$$Z_g = Z_a - Z_s$$

$$Z_a = 17,5 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} Z_s = 0 & \text{section doublement symétrique EC3 figure F.1.1} \\ Z_j = 0 & \text{section doublement symétrique EC3 Art F.1.1} \end{cases}$$

$$Z_g = Z_a - Z_s = 17,5 \text{ cm}$$

$$I_t = 148,8 \text{ cm}^4 \quad , \quad I_w = 2177 \cdot 10^3 \text{ cm}^4$$

$$M_{cr} = \frac{1,132 \times 3,14^2 \times 2,1 \times 7887}{(1 \times 8,3)^2} \left\{ \left[ \left( \frac{1}{1} \right)^2 \cdot \frac{2177}{7887} + \frac{(8,3)^2 \times 0,4 \times 148,8}{3,14^2 \times 7887} + (0,459 \times (0,245) - 0)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (0,459 \times (0,245) - 0) \right\}$$

$$M_{cr} = 12661,173 \text{ KN.m}$$

$$\overline{\lambda_{LT}} = \sqrt{\frac{1,2088 \cdot 10^{-6} \cdot 235}{12,661}} = 0,196$$

$$\overline{\lambda_{LT}} = 0,196 < 0,4 \quad \text{Donc il n'y a pas risque de déversement}$$

Donc on adopte un **HEA 360**

### V.3 Ferrailage de la dalle du plancher

La dalle est une surface horizontale supportant des charges verticales concentré ou réparties.

Pour notre cas on a un panneau de dalle rectangulaire appuyée sur les quatre coté, dont les dimensions sont :

- Largeur  $l_x = 1\text{m}$
- Longueur  $l_y = 6\text{m}$
- Epaisseur  $e = 10 \text{ cm}$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,4}{6} = 0,233 < 0,4$$

La dalle se comporte comme une poutre elle travail selon un seul sens (sens de  $l_x$ ).

**V.3 1 – Calcul du moment pour une dalle qui repose sur 2 appuis libres :**

- ♦ Moment isostatique  $M_0 = q \times l^2 / 8 = 2,5 \times l^2 / 8 = \mathbf{0,321 \text{ KN.m}}$ .
- ♦ Moment en travée  $M_t = 0,85 \times M_0 = 0,85 \times 0,321 = \mathbf{0,26 \text{ KN.m}}$ .
- ♦ Moment sur appuis :  $M_a = 0,4 \times M_0 = -0,4 \times 0,321 = \mathbf{-0,125 \text{ KN.m}}$ .

**V.3 2 – Détermination de la section d'armature**

On à :  $b = 1 \text{ m}$ ,  $h = 0,1 \text{ m}$ ,  $d = 0,9 h = 0,09 \text{ m}$ ,  $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$ .

Les résultats sont sur le tableau suivant :

**Tableau V-1 section d'armature de la dalle**

	<b>M ( Kn.m)</b>	<b><math>\mu</math></b>	<b><math>\alpha</math></b>	<b>Z(m)</b>	<b>A's</b>	<b>As( . cm<sup>2</sup></b>
<b>En travée</b>	<b>0,26</b>	<b><math>2,26. 10^{-3}</math></b>	<b>0,0028</b>	<b>0,0898</b>	<b>0</b>	<b>0,083</b>
<b>En appuis</b>	<b>1,14</b>	<b><math>1,08. 10^{-3}</math></b>	<b>0,013</b>	<b>0,0898</b>	<b>0</b>	<b>0,039</b>

$$A_1 = 0,083 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = A_1/4 = 0,02 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \frac{b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \mathbf{1,08 \text{ cm}^2}$$

Donc pour le ferrailage de la dalle de compression on adopte un **treillis soudé  $\phi 8$** .

Dont les dimensions des mailles sont égales à **20 cm** dans les deux sens.

## ETUDE DES CONTREVENTEMENTS

### 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 tant sur les pignons que sur les long pans.

### VI.1 LES DIFFERENTS TYPES DE CONTREVENTEMENTS:

#### VI.1.1 Contreventements de toiture : (poutre au vent)

Les contreventements sont disposés généralement suivant les versants de la toiture comme la montre la figure ci-dessous. 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 vertical (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.



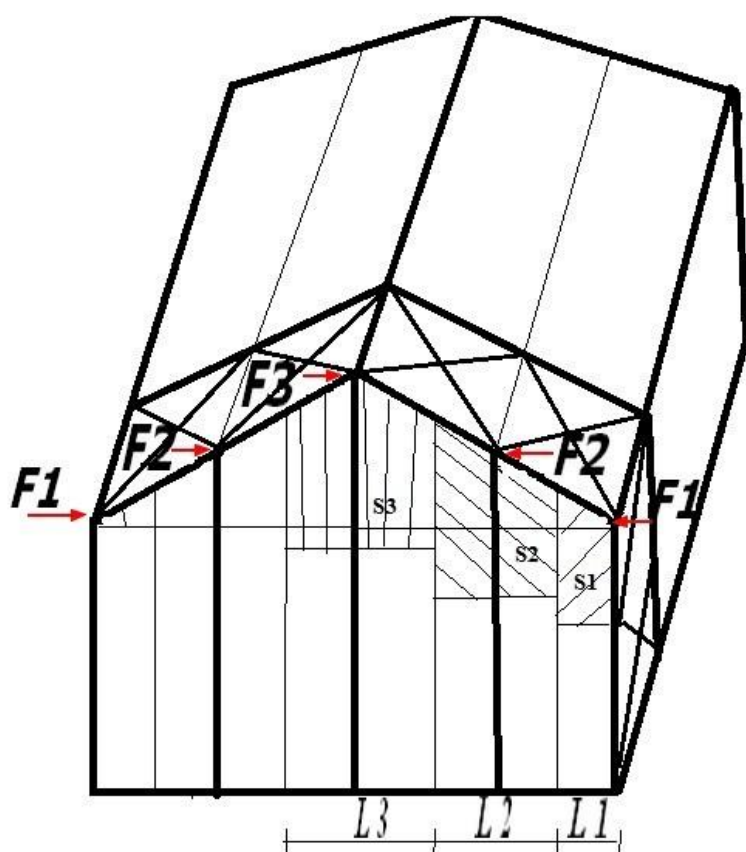


Figure VI.1 : VUE EN PLAN

◆ Schéma statique :

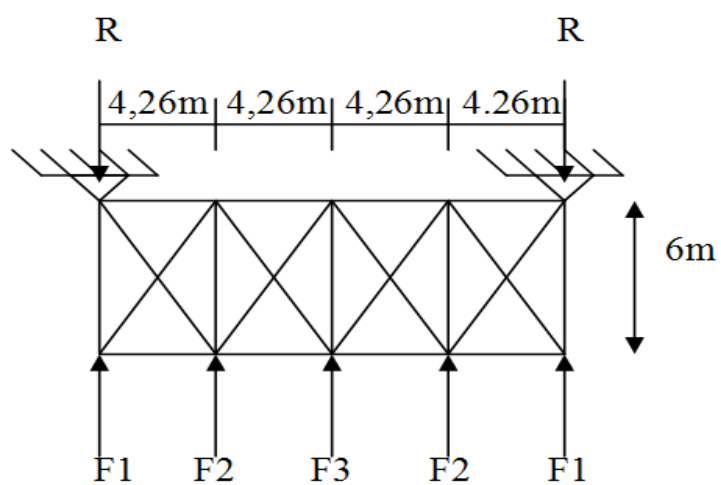


Figure VI.2 Schéma statique de la poutre au vent droite

**VI.1.4 Evaluation des efforts horizontaux :**

On a :

$$F_{fr} = 3194,01 \text{ daN}$$

$$W_i = 72,44 \text{ daN/m}^2$$

$$F_i = 1,5 \left[ (w_i \cdot s_i) + \frac{F_{fr}}{n} \right]$$

$F_{fr}$  : force de frottement

n : nombre de nœuds (n=5)

$$\frac{F_{fr}}{n} = \frac{3194,01}{5} = 638,80 \text{ daN}$$

Calcul de  $s_i$  :

$$S_i = h_i \cdot \frac{l_i}{2}$$

Les résultats de  $F_i$  sont résumés dans le tableau ci dessous :

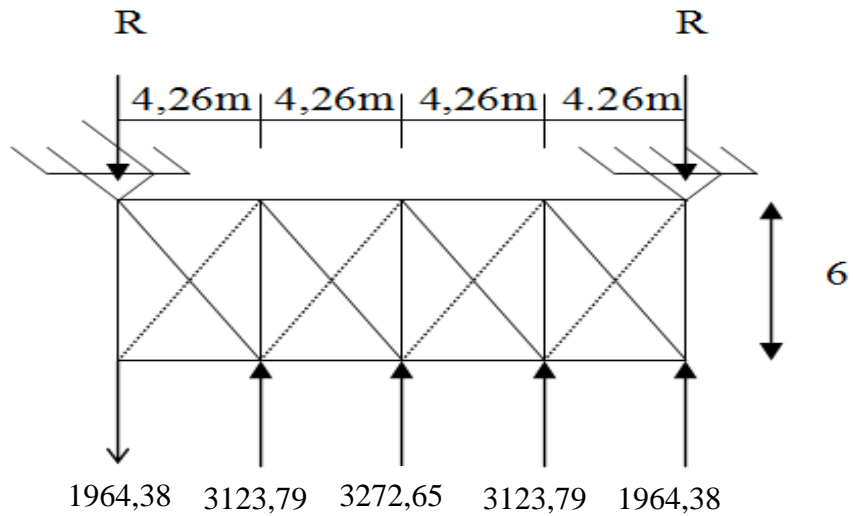
**Tableau VI-1 Les résultats de  $F_i$**

<b>i</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>
<b><math>h_i</math> (m)</b>	<b>8,7</b>	<b>9,358</b>	<b>10</b>
<b><math>l_i</math> (m)</b>	<b>2,13</b>	<b>4,26</b>	<b>4,26</b>
<b><math>S_i</math> (m<sup>2</sup>)</b>	<b>9,26</b>	<b>19,93</b>	<b>21,3</b>
<b><math>w \cdot s_i</math> (daN)</b>	<b>670,79</b>	<b>1443,73</b>	<b>1542,97</b>
<b><math>\frac{F_{fr}}{n}</math> (daN)</b>	<b>638,80</b>	<b>638,80</b>	<b>638,80</b>
<b><math>F_i</math> (dan)</b>	<b>1309,59</b>	<b>2082,53</b>	<b>2181,77</b>
<b><math>1,5 \cdot f_i</math> (daN)</b>	<b>1964,38</b>	<b>3123,79</b>	<b>3272,65</b>

$$R = \frac{\sum F_i}{2} = \frac{2 \cdot (F_1 + F_2) + F_3}{2} = 6724,49 \text{ daN}$$

**VI.1.5 Effort de traction dans les diagonales:**

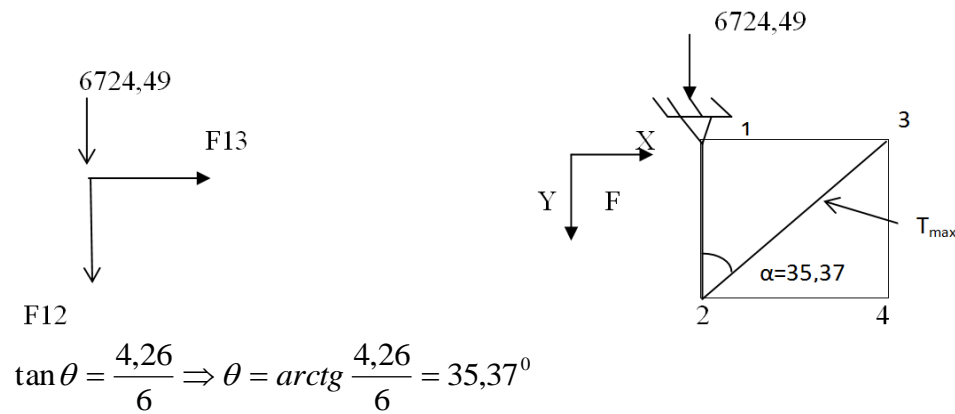
On ne fait travailler que les diagonales tendues et on considère que les diagonales comprimées ne reprenant aucun effort.



**Figure VI.3 Schéma statique de la poutre au vent**

La diagonale la plus sollicitée en traction est celle proche de l'appui :

Nœud (1)



$$\sum F_y = 0$$

$$\implies F_{12} = -6724,49 \text{ daN (Compression)}$$

Nœud (2) :

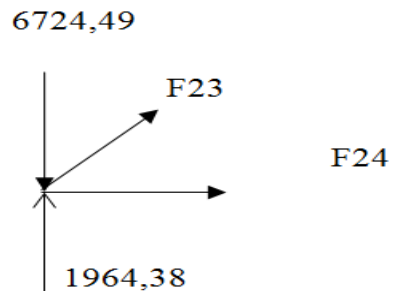
$$\sum F_y = 0$$

$$6724,49 - 1964,38 - F_{23} \cos\alpha = 0$$

$$F_{23} = \frac{6724,49 - 1964,38}{\cos 35,37} = 5837,54 \text{ daN}$$

L'effort de traction max :

$$N_{t,sd} = 5837,54 \text{ daN} = 58,37 \text{ kN}$$



### 3.3 Section de la diagonale :

Calcul de la section brute A

$$N_{Sd} \leq N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A \geq \frac{N_{Sd} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{58,37.1}{23,5} = 2,48 \text{ cm}^2$$

On adopte une cornière **L50×50×5**

Section nette :  $A_{net} = A_1 + \xi \cdot A_2$

$$A_1 = (5 \times 0,5) - (1,6 \times 0,5) = 1,7 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = (5 - 0,5) \times 0,5 = 2,25 \text{ cm}^2$$

$$\xi = \frac{3 \times A_1}{3 \times A_1 + A_2} = 0,69$$

$$A_{net} = 1,7 + 0,69 \times 2,25 = 3,25 \text{ cm}^2$$

Vérification à la résistance ultime de la section :

$$N_{Sd} \leq N_{u.Rd}$$

$$\text{Ou } N_{u.Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{m2}}$$

$$N_{u.Rd} = \frac{0,9 \cdot 3,25 \cdot 36}{1,25} = 84,30 \text{ KN}$$

$$N_{Sd} = 58,37 \text{ KN} < N_{u.Rd} = 84,30 \text{ KN} \quad \text{Vérifiée}$$

Donc la cornière **L50x50x5** convient pour les diagonales de la poutre au vent.

## 2. Calcul du 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.

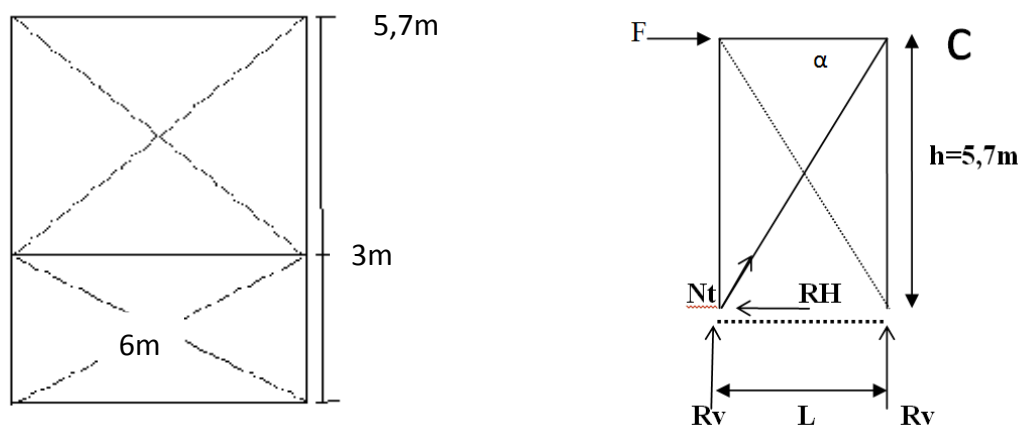


Figure VI. 4 : schéma statique du palée de stabilité en long pan

$$F = RA$$

RA : réaction d'appuis de la poutre au vent  $F = 6724,49 \text{ daN}$

$$R_v = \frac{F}{\cos \alpha}$$

$$R_H = -F$$

$$N_t = \frac{F}{\cos \alpha}$$

$$\begin{cases} h = 5,7 \text{ m} \\ l = 6 \text{ m} \end{cases}$$

$$\text{tg } \theta = \frac{5,7}{6} = 0,95$$

$$\theta = \text{arctg} 0,95 = 43,53^\circ$$

$$\begin{cases} R_v = \frac{6724,49 \times 8,7}{6} = 9750,51 \text{ daN} \\ R_H = -6724,49 \text{ daN} \end{cases}$$

$$N_t = \frac{6724,49}{\cos 43,53} = 9274,98 \text{ daN}$$

Section de la diagonale :

Calcul de la section brute A :

$$N_{Sd} \leq N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A \geq \frac{N_{Sd} \cdot \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{9274,98 \cdot 1}{2350} = 3,95 \text{ cm}^2$$

On adopte une cornière **L60 × 60 × 6** .

Section nette :  $A_{net} = A_1 + \xi \cdot A_2$

$$A_1 = (6 \times 0,6) - (1,6 \times 0,6) = 2,64 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = (6 - 0,6) \times 0,6 = 3,24 \text{ cm}^2$$

$$\xi = \frac{3 \times A_1}{3 \times A_1 + A_2} = 0,71$$

$$A_{net} = 2,64 + 0,71 \times 3,24 = 4,94 \text{ cm}^2$$

Vérification à la résistance ultime de la section :

$$N_{Sd} \leq N_{u,Rd}$$

$$\text{Ou } N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{m2}}$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot 4,94 \cdot 36}{1,25} = 128,04 \text{ KN}$$

$$N_{Sd} = 92,74 \text{ KN} < N_{u,Rd} = 128,04 \text{ KN} \quad \text{Vérifiée}$$

Donc la cornière **L60x60x6** convient

## VI.2 CALCUL DE LA POUTRE SABLIERE

La poutre sablière est considérée comme une barre de contreventement vertical, donc elle est soumise à un effort horizontal et son propre poids, d'où la vérification va se faire en flexion composée.

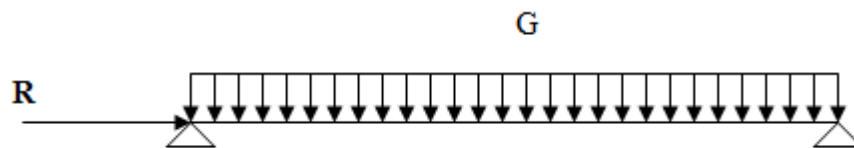


Figure VI.5 effort sur la poutre sablière

La poutre sablière du portique longitudinal intermédiaire reçoit deux réactions des poutres au vent de pignon calculé précédemment.

$$R = 100,86 \text{ KN}$$

### IV.5.1 Pré dimensionnement :

compression seule .N=151,29KN

On opte pour un HEA100 dont A=21,2 Cm<sup>2</sup> P=16,4 kg/ml

### IV.5.2 Vérification de la résistance de la poutre sablière :

#### 2.1) Vérification aux instabilités :

##### a) Vérification au flambement :

$$l_{ky} = 600 \text{ Cm} \rightarrow \lambda_y = (l_{ky}/i_y) = (600/4,06) = 147,78$$

$$l_{kz} = 600 \text{ Cm} \rightarrow \lambda_z = (l_{kz}/i_z) = (600/2,51) = 239,04$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,9 \cdot \epsilon} \text{ ou } \epsilon = 1 \text{ pour une section de classe 01}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{147,78}{93,9} = 1,57$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{239,04}{93,9} = 2,54$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = \bar{\lambda}_z = 2,54 > 0,20$$

$\bar{\lambda}_{\max} > 0,2$  donc il y a lieu de tenir compte du risque de flambement

**b) Vérification au déversement sous le poids propre :**

Le moment critique de déversement

$$C_1=1,132 \quad ; \quad C_2=0,459 \quad ; \quad C_3=0,529 \quad \text{(charge uniformément répartie)}$$

$$K=K_w=1 \quad \text{extrémités libres.}$$

$$\frac{I_w}{I_t} = \left( \frac{h-t_w}{2} \right)^2 = \left( \frac{9,6-0,5}{2} \right)^2 = 20,70$$

$$I_t = 5,24 \text{ Cm}^4 \quad I_w = 2,58 \cdot 10^3 \text{ cm}^4$$

$Z_j=0$  section doublement symétrique.  
 $Z_g = -4,8 \text{ Cm}$  le chargement sur la semelle tendue.

$$M_{cr} = \frac{1,132 \times 3,14^2 \times 2,1 \times 133,8}{(1 \times 6)^2} \left\{ \left[ \left( \frac{1}{1} \right)^2 \cdot \frac{2,54}{133,8} + \frac{(6)^2 \times 0,4 \times 5,24}{3,14^2 \times 133,8} + (0,459 \times (-0,048) - 0)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (0,459 \times (-0,048) - 0) \right\}$$

$$M_{cr} = 26,035 \text{ KN.m}$$

**L'élancement réduit**

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1,83 \cdot 23,5}{2603,5}} = 0,865$$

$$\overline{\lambda}_{LT} > 0,4$$

donc il y a lieu de tenir compte du risque de déversement

D'où la vérification à la résistance se fait en flexion bi axiale plus effort normal en tenant compte du risque de flambement et de déversement.

**2.2) Calcul des coefficients réducteurs**

Flambement

$$\left. \begin{array}{l} \overline{\lambda}_{\max} > 0,2 \\ Z - Z \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{courbe C} \\ \alpha = 0,49 \end{array} \right. \Rightarrow \chi_{\min} = 0,622$$

$$\chi_{lt} = 0,621$$

$$K_{lt} = 1 - \left[ \mu_{lt} \cdot \frac{N}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} \right]$$

$$\mu_{lt} = 0,15 \cdot \overline{\lambda}_z \cdot \beta_{mt} - 0,15 = 0,15 \cdot (2,54 \cdot 1,8) - 0,15 = 0,535$$

avec  $\mu_{lt} \leq 0,9$

$$k_{lt} = 1 - \left[ 0,535 \cdot \frac{151,29}{0,622 \cdot 31,4 \cdot 23,5} \right] = 0,738$$

$$K_{lt} = 0,738$$

### 3) Vérification de la condition de résistance

$$\frac{N}{\chi_{\min} \cdot A \cdot f_y / 1,1} + \frac{K_{lt} \cdot M_y}{\chi_{lt} \cdot M_{ply}} < 1$$

$$M_y = M_g = 1,35 \cdot \frac{16,7 \cdot 36}{8} = 101,45 \text{ Kg.m}$$

$$\frac{151,29}{0,622 \cdot 21,2 \cdot 23,5 / 1,1} + \frac{0,738 \cdot 101,45}{0,621 \cdot 83 \cdot 23,5 / 1,1} = 0,605 < 1$$

**Donc vérifier.**

### 2.3) Vérification à l'effort normal : il faut vérifier si :

$$N > \min \begin{cases} 0,5 \cdot A_w \cdot f_y \\ 0,25 \cdot N_{pl} \end{cases}$$

$A_w$  : section de l'âme.

$$A_w = 8 \times 0,5 = 4 \text{ Cm}^2$$

$$0,5 \cdot A_w \cdot f_y = 0,5 \times 4 \times 23,5 = 47 \text{ KN}$$

$$0,25 \cdot N_{pl} = 0,25 \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = 0,25 \cdot \frac{21,2 \cdot 23,5}{1,1} = 113,227 \text{ KN}$$

$$N = 151,29 \text{ KN} > \min [0,5 \cdot A_w \cdot f_y ; 0,25 \cdot N_{pl}] = 47 \text{ KN}$$

Il faut tenir compte de l'effort normal  $\Rightarrow$  réduction du moment résistant  $M_{Ry} = M_{Ny}$

$$M_{Ny} = M_{ply} \left[ \frac{1-n}{1-0,5 \cdot a} \right] \quad \text{Où :}$$

$$n = \frac{N}{N_{pl}} = \frac{151,29}{452,91} = 0,334$$

$$a = \min \left( \frac{A_w}{A} ; 0,5 \right) = \min \left( \frac{4}{21,2} ; 0,5 \right) = 0,188$$

$$M_{ny} = \frac{83}{1,1} \cdot 23,5 \cdot \left[ \frac{1-0,334}{1-(0,5 \cdot 0,188)} \right] = 1303,46 \text{ KN.Cm}$$

$$M_{ny} \geq M_y$$

**donc : HEA100 convient pour les sablières.**



# CHAPITRE VII

## ETUDE SISMIQUE

### INTRODUCTION

Les risques liés à l'activité sismique sont omniprésents, et de plus en plus prépondérants, provoquant ainsi d'importants dommages matériels et le plus souvent des pertes humaines. En tant que spécialiste en génie civil (étudiant, ingénieur, master.....), il est de notre devoir, voir de notre responsabilité, d'assurer la stabilité des structures ainsi que leur bon comportement durant les séismes. Il existe pour cela les recommandations des règles parasismiques algériennes (RPA99 V2003) en vigueur qu'il suffit juste d'appliquer de manière rigoureuse afin de minimiser les risques encourus lors d'un séisme.

De nos jours il existe plusieurs logiciels qui nous permettent de modéliser une maquette de la structure à étudier et lui faire subir toutes les sollicitations auxquelles elle devra répondre dans la réalité, ainsi on pourra prévoir son comportement presque réel, d'où la mieux concevoir. Ces différents logiciels sont tous basés sur la méthode des éléments finis.

### VII.1 CONCEPT DE BASE DE LA M.E.F

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structure ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère le milieu solide, liquide ou gazeux constituant la structure comme un assemblage discret d'éléments finis. Ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites de ces éléments. Les structures réelles sont définies par un nombre infini de nœuds.

La structure étant ainsi subdivisée, elle peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans la théorie des poutres. Pour chaque type d'éléments, une fonction de déformation (fonction de forme) de forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant comme inconnues les déformations aux niveaux des nœuds. La solution consiste donc à déterminer ces déformations, en suite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

## 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 et dimensionnée.

Les caractéristiques principales du progiciel **Robot** sont les suivantes :

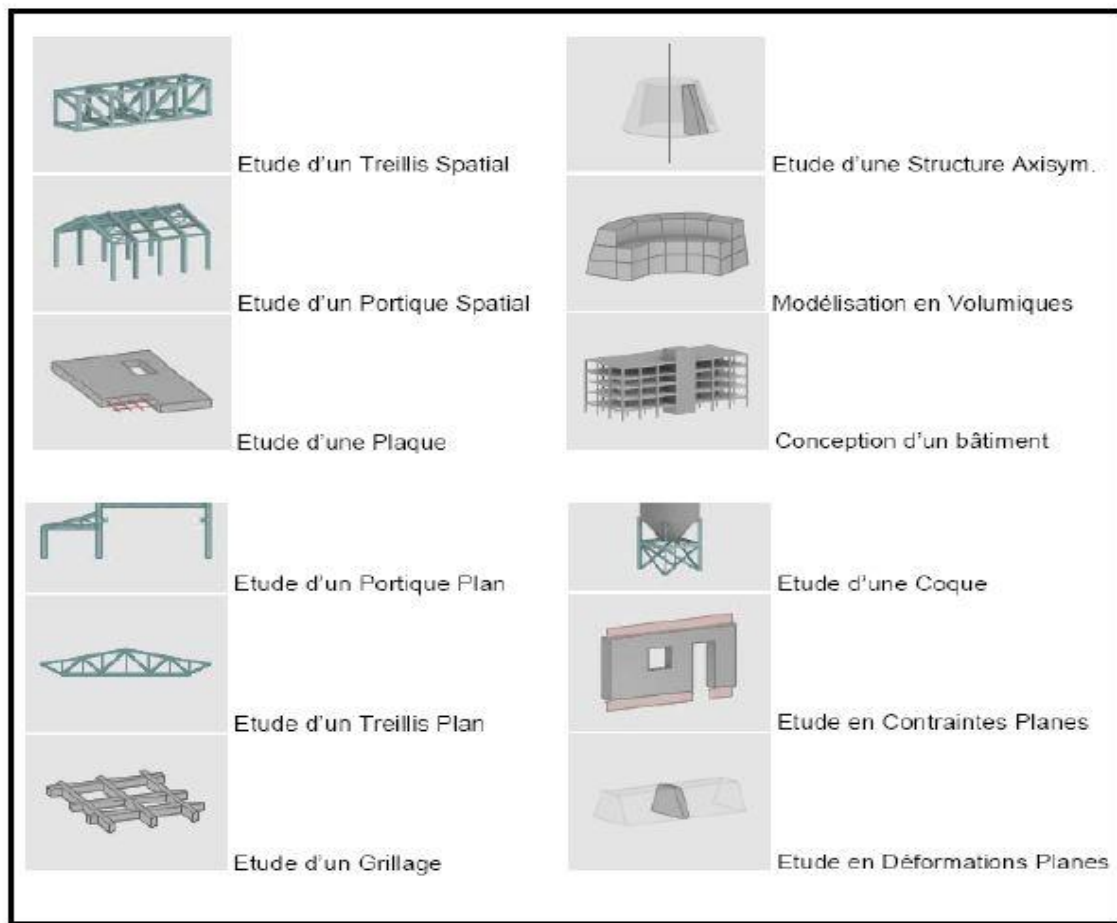
- ♦ la définition de la structure réalisée en mode entièrement graphique dans l'éditeur conçu à cet effet (vous pouvez aussi ouvrir un fichier, p. ex. au format DXF et importer la géométrie d'une structure définie dans un autre logiciel CAO/DAO),
- ♦ la possibilité de présentation graphique de la structure étudiée et de représentation à l'écran des différents types de résultats de calcul (efforts internes, déplacements, travail simultané en plusieurs fenêtres ouvertes 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 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),
- ♦ la possibilité de composer librement les impressions (notes de calcul, captures d'écran, composition de l'impression, copie des objets vers d'autres logiciels).

Le logiciel **Robot** regroupe plusieurs modules spécialisés dans chacune des étapes de l'étude de la structure (création du modèle de structure, calcul de la structure, dimensionnement). Les modules fonctionnent dans le même environnement.

## VII.3 DIFFERENTS TYPES DE STRUCTURES SUR ROBOT

Après la sélection de l'option **Avancé...**, la fenêtre représentée ci-dessous est affichée. Dans cette fenêtre, vous pouvez définir le type de la structure à étudier, ouvrir une structure existante ou charger le module permettant d'effectuer le dimensionnement de la structure.

La signification des icônes (pour lesquels une info-bulle est affichée si vous positionnez le pointeur sur l'icône) affichés dans la fenêtre représentée ci-dessus est la suivante :



**Figure VII.1 : Types de structure sous Robot**

## VII.4 ANALYSE DE LA STRUCTURE

### VII.4.1 Type d'analyse

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

- ♦ Les chargements statiques :
  - ° Poids propre de la structure.
  - ° Les effets dus aux actions climatiques.
- ♦ Les chargements dynamiques :
  - ° Les effets sismiques.

### VII.4.2 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 diffèrent 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.

#### **VII.4.2.1 la méthode statique équivalente**

La méthode de calcul la plus employée pour le calcul dynamique des structures, est celle baser sur l'utilisation des spectres de réponse.

Mais comme le " RPA 99 V 2003 " préconise que l'effort tranchant dynamique soit supérieur à 80% de l'effort tranchant statique, donc on calcul l'effort tranchant statique par la méthode statique équivalente.

##### **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, horizontale et orthogonale selon la formule :

$$V = \frac{A D Q}{R} W \quad \text{formule (4.1)}$$

- A** : coefficient d'accélération de zone.
- **D** : facteur d'amplification dynamique moyen.
- **Q** : facteur de qualité.
- R** : coefficient de comportement global de la structure.
- W** : poids total de la structure.

**B.1): coefficient d'accélération de zone (A) :**

Donné par un tableau (7.1) dans le RPA en fonction de la zone sismique et le groupe du bâtiment.  
 Dans notre cas :

**Tableau VII-1 coefficient d'accélération de zone (A)**

Zone	Groupe	A
Ila	2 (bâtiment industriel)	0.15

**B.2): Facteur d'amplification dynamique moyen D :**

Fonction de la catégorie de site du facteur d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} & T \geq 3s. \end{cases} \quad \text{formule (4.2)}$$

- $\eta$  : facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0.7 \quad \text{formule(4.3)}$$

$\xi$  (%) : est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Nous avons un portique en acier avec remplissage léger

D'après le tableau (4.2)  $\Rightarrow \xi = 4\%$

D'où :  $\eta = 1,08 > 0.7 \Rightarrow \eta = 1,08$

**Estimation de la période :**

\* par la formule empirique :  $T = C_t \cdot h_n^{3/4}$

$h_n$  : La hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

**$h_n = 10 \text{ m.}$**

$C_t$  : coefficient fonction de système de contreventement, et du type de remplissage donné par le tableau (4.6).

On a : Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie:  $C_t = 0.085$

Donc :  $T = 0,085 \cdot (10)^{3/4}$   **$T = 0,477$  s**

**Calcul du  $T_2$ :**

- $T_2$  : période caractéristique associée à la catégorie du site.

S4 →  **$T_2 = 0,7$  s**

$0 \leq T \leq T_2$

$D = 2,5 \eta$

$D = 2.7$

**B. 3)-Coefficient de comportement global de la structure (R) :(tab.4.3)**

Pour le sens longitudinal (sens X) la structure est contreventée par des portiques autostable et des palées stabilité en X **R = 5**

Pour le sens transversal (sens Y) la structure est contreventée par des portiques autostable ductile **R= 6**

**B.4)- Q : facteur de qualité :**

$Q = 1 + \sum P_q$  .....formule (4.4)

Le tableau suivant donne les valeurs de pénalité  $P_q$

**Tableau VII-2 valeurs de pénalité  $P_q$**

Critère de qualité "q"	$P_{qx}$	$P_{qy}$
1. conditions minimales sur les files porteuses	<b>0</b>	<b>0,05</b>
2. Redondance en plan	<b>0</b>	<b>0,05</b>
3. régularité en plan	<b>0</b>	<b>0</b>
4. régularité en élévation	<b>0,05</b>	<b>0</b>
5. Contrôle de qualité des matériaux	<b>0</b>	<b>0</b>
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	<b>0</b>	<b>0</b>
$\sum P_q$	<b>0,05</b>	<b>0,1</b>

$Q = 1 + \sum P_q$  ,  **$Q = 1.15$**

### B.5)- Calcul du poids de la structure W

W est égal à la somme des poids  $W_i$  des différent niveaux.

$$W = \sum W_i \quad \text{Avec : } W_i = WGi + \beta WQi \quad \text{formule (4.5)}$$

**WGi** : poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

**WQi** : charge d'exploitation.

$\beta$  : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Dans notre cas :  $\beta = 0.4$  (tab.4.5)

**W= 3632,18 KN**

$Q = 1,15 \quad A = 0,15 \quad \eta = 1.08 \quad T_1 = 0,477s \quad T_2 = 0,7s \quad D = 2.7 \quad R = 5$

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V = \frac{0.15 \times 2.7 \times 1.15}{5} \times 3632,18$$

$$V = 338.337 \text{ KN}$$

### VII.3.2.2. La méthode d'analyse modale spectrale

#### 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.

#### a) Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul RPA 99 V2003 :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

Avec les coefficients A,  $\eta$ , R,  $T_1$ ,  $T_2$ , Q : sont déjà déterminés.

$Q = 1,15 \quad A = 0,2 \quad \eta = 1,08 \quad T_1 = 0,15s \quad T_2 = 0,7s$

**b) 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 masses 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 :

$$K \geq 3 \quad \text{et} \quad T_k \leq 0,2s$$

Ou : N est le nombre de niveau au-dessus du sol et  $T_k$  la période du mode K.

**VII.4 Pourcentage de participation de masse :**

**Tableau VII.3 : Pourcentage de participation massique des vestiaires par ROBOT**

Modes	Fréquences	Périodes (Sec)	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masses cumulées UX [%]	Masses cumulées UY [%]
1	1,73	0,58	67,04	0,03	67,04	0,03
2	1,93	0,52	0,18	43,46	67,22	43,49
3	2,13	0,47	0,6	4,13	67,82	47,62
4	2,25	0,45	0,02	44,56	67,84	92,18
5	2,44	0,41	2,32	0,15	70,15	92,33
6	2,49	0,4	0,09	0,01	70,24	92,34
7	2,84	0,35	1,13	0,22	71,37	92,56
8	3,45	0,29	19,92	0	91,29	92,56

Le pourcentage de participation de masse est supérieur à 90% suivant les deux directions, donc les 8 modes de vibrations sont suffisants, pour mieux représenter le comportement de la structure.

Du tableau précédent on constate que les modes les plus prépondérants sont :

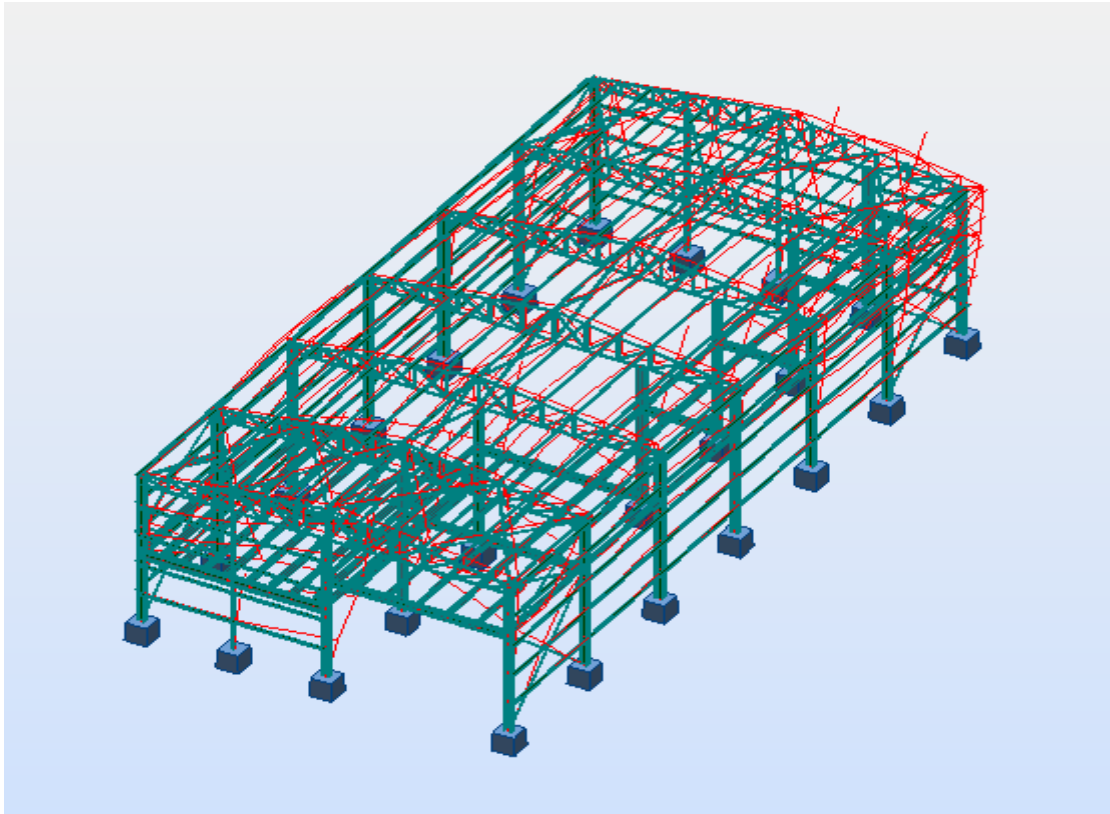
- Le mode 1 suivant l'axe X-X avec un taux de participation supérieur à 67.04%
- Le mode 4 suivant l'axe Y-Y avec un taux de participation supérieur à 44.56%



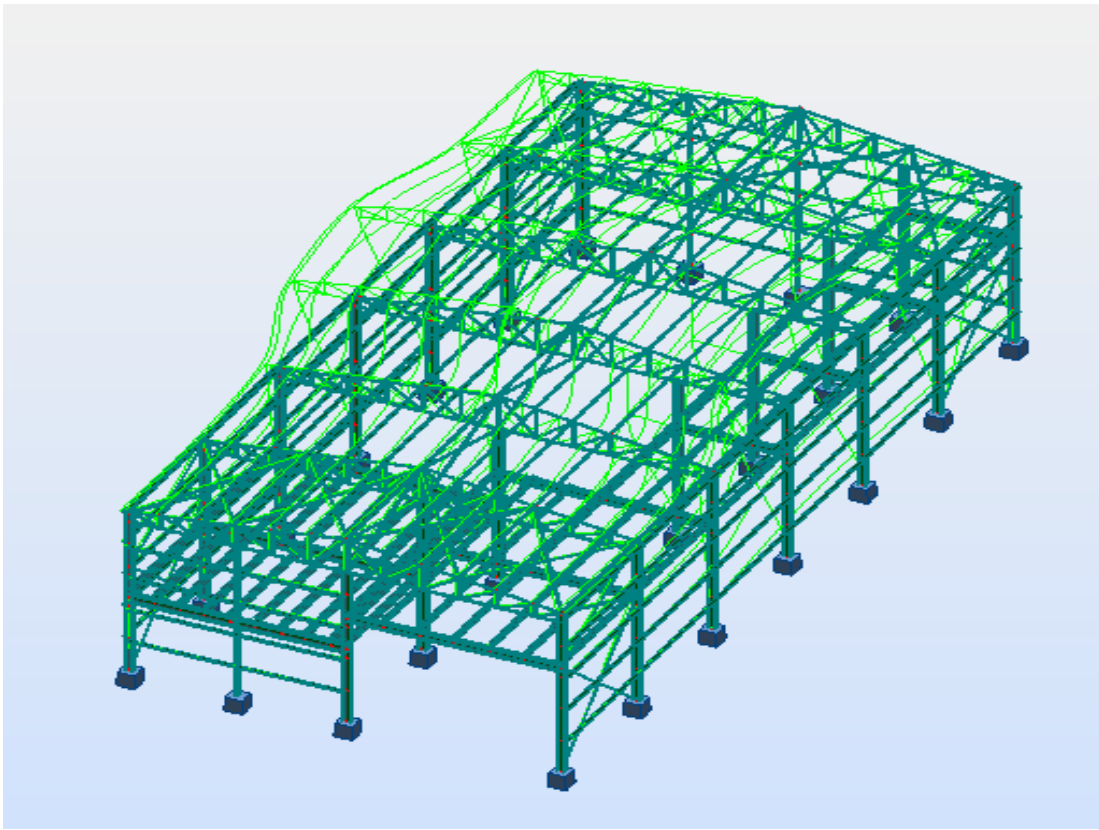
## VII.5 LES REPONSES MODALES DE LA STRUCTURE :

### - Déformation modale :

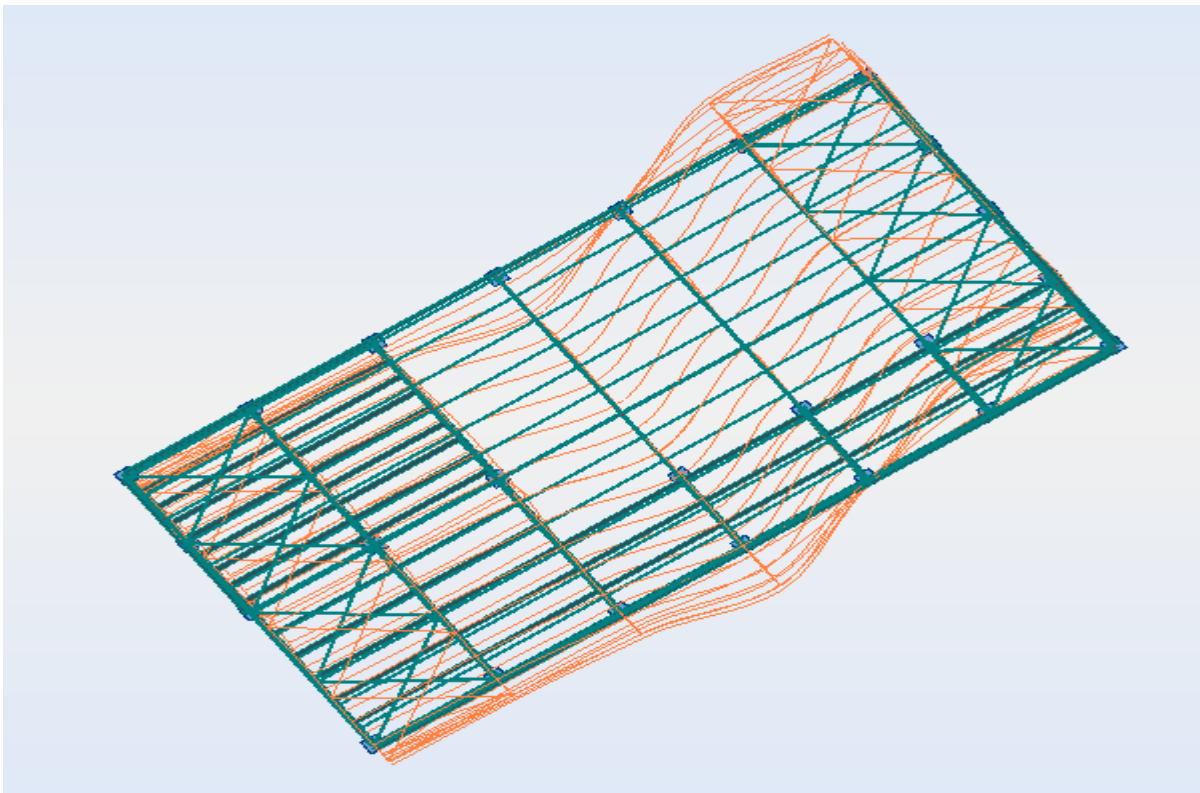
La déformation de la structure suivant les modes de vibration les plus prépondérants est illustrés par les figures suivantes :



**Figure VII.2 Mode 1 : Translation suivant X-X, période  $T = 0,58$  s**



**Figure VII.3 Mode 2 : Translation suivant Y-Y, période  $T = 0,52$  s**



**Figure VII.4 Mode 3 : Torsion suivant Z-Z, période  $T = 0,47$  s**

VII.6 Réactions à la base

Tableau VII-4 : Réactions à la base

modes	Fx (KN)	Fy (KN)	Fz (KN)	Mx (KN,m)	My (KN,m)	Mz (KN,m)
1	-211,19	-0,3	0	2,32	41,96	-78,19
2	-1,6	-150,33	0	975,42	-804,69	-3238,74
3	-3,88	-28,35	0	144,86	151,41	192,6
4	-0,15	-147,75	0	816,75	-628,73	-1256,49
5	-3,01	-0,13	0	-0,04	7,05	32,97
6	-4,54	-0,06	0	0,77	5,4	2,4
7	-5	-0,75	0	4,18	12,41	-50,99
8	-83,2	-0,01	0	0,06	-5,8	8,77
CQC	251,53	263,52	0	1568,74	1298,28	3770,08

CQC : combinaison quadratique complète

VII.7 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.

VII.7.1 Les combinaisons de calcul :

Tableau VII.5 : Combinaisons de calcul

Etat limite ultime	Etat limite de service
$1,35G + 1,5 Q$ $G + Q + E_{x,y}$ $G + Q - E_{x,y}$ $G + Q + 1,2E_{x,y}$ (pour les poteaux) $G + Q - 1,2E_{x,y}$ (pour les poteaux) $0,8G + E_{x,y}$ $0,8G - E_{x,y}$	G+Q

**VII.7.2 Vérification de la résultante des forces sismiques :**

Selon l'article 4.3.6 du RPA 99, 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.

**Tableau VII-6 : résultantes des forces sismiques**

Forces sismiques	V statique (KN)	0,8 V statique (KN)	V Dynamique	Observation
Sens X-X	300,74	240,59	251,53	Vérifiée
Sens Y-Y	300,74	240,59	263,52	Vérifiée

On remarque

$$V_{\text{dyn}} > 0,8 V_{\text{sta}} \text{ vérifiée dans les deux sens RPA Art 4.3.6}$$

On remarque aussi, que la période fondamentale de vibration est inférieure à celle calculée par les formules empiriques du RPA majorée de 30%.

$$T_{\text{robot}} = 0,58\text{s} < 1,3 \cdot T_{\text{RPA}} = 0,62\text{s}$$

**VII.7.3 Calcul des déplacements :**

Le RPA99V2003 précise que le déplacement horizontal est calculé sous les forces sismique seul (art4.4.3) et préconise de limiter les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacent à 1% de la hauteur d'étage (art5.10).

Le déplacement horizontal à chaque niveau k de la structure est calculé comme suite:

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

Avec

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effort de la torsion).

$R$  : Coefficient de comportement ( $R = 5$ ).

Le déplaçant relatif du niveau « K » par rapport au « K-1 » est donnée par :  $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Avec :  $\Delta_k < 1\% \cdot h_e$

Le logiciel ROBOT nous donne les déplacements suivants :

**Tableau VII-7 : Résultats des déplacements**

Déplacements	Mezzanine bureau	Mezzanine stockage	Toiture
Suivant X-X (cm)	4.2	4.2	1.4
Suivant Y-Y (cm)	3.8	2.6	5.3

Le logiciel ROBOT nous donne les déplacements relatifs suivants :

**Tableau VII-8 : Résultats des déplacements relatifs**

Déplacements relatifs (toiture)	Mezzanine bureau	Mezzanine stockage
Suivant X-X (cm)	2.8 < 4.3	2.8 < 6
Suivant Y-Y (cm)	1.5 < 4.3	2.7 < 6

Donc d'après les tableaux ci-dessus, nous constatons que les déplacements relatifs sont vérifiés

### . Effet de deuxième ordre

Les effets de seconde ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite:

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,1$$

Avec:

$$P_k = \sum_{i=1}^n W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$P_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du niveau «k».

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau «k » par rapport au niveau «k - 1 ».

$V_k$  : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

$h_k$  : Hauteur de l'étage « k ».

- Si  $0,1 < \theta_k \leq 0,2$  , les effets P-  $\Delta$  peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse

élastique du 1<sup>o</sup> ordre par le facteur :  $\frac{1}{1 - \theta_k}$

- Si  $\theta_k > 0,2$  : La structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

-Sens X-X :

**Tableau VII-9 : Effet P- $\Delta$  suivant X-X**

Niveau (m)	$\Delta_k$ (cm)	$P_k$ (KN)	$V_k$ (KN)	$h_k$ (m)	$\theta_k$
4.00	2.8	3360.99	298.62	4	0.079
5.70	2.8	2111.54	298.62	5.7	0.035

$$\theta_k = \begin{cases} 0.079 < 0.1 \\ 0.035 < 0.1 \end{cases} , \text{ Donc les effets P-}\mathbf{\Delta} \text{ peuvent être négligés.}$$

-Sens Y-Y :

**Tableau VII-10 : Effet P- $\Delta$  suivant Y-Y**

Niveau (m)	$\Delta_k$ (cm)	$P_k$ (KN)	$V_k$ (KN)	$h_k$ (m)	$\theta_k$
4.00	2.7	3360.99	298.62	4	0.075
5.70	1.5	2111.54	298.62	5.7	0.018

$$\theta_k = \begin{cases} 0.075 < 0.1 \\ 0.018 < 0.1 \end{cases} , \text{ Donc les effets P-}\mathbf{\Delta} \text{ peuvent être négligés.}$$

## CHAPITRE VIII

# VERIFICATION DES ELEMENTS

### 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.

#### VIII.1 ORIGINE DES PHENOMENES D'INSTABILITES

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 3types de comportement, dénommés phénomènes d'instabilités, qui sont :

### ❖ Le voilement

Dans une plaque soumise à une compression uniforme sur deux cotés opposées, 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 dimension, 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 un 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 efforts de compression ou de cisaillement excessifs.

Pour éviter le voilement 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.



## VIII.2 VERIFICATION DES ELEMENTS DE LA FERME

### a)- A la traction :

$$N_{rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \geq N_{sd} \quad \text{EC3 Art 5.4.3.1}$$

$$\gamma_{m0} = 1$$

$$f_y = 235 \text{ MPA}$$

### b)- Au flambement :

$$N_{crd} = \chi_{\min} \cdot \beta_w \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}} \geq N_{sd} \quad \text{EC3 Art 5.5.1.1}$$

### c)- La condition de résistance :

$$\frac{N_{sd}}{N_{crd}} \leq 1$$

$N_{sd}$  : Effort normal sollicitant.

$N_{rd}$  : Effort résistant.

### VIII.2.1- Membrane supérieure :

#### - Traction :

(60×60×6) de section  $A_s = 13,82 \text{ cm}^2$

$$N_{sd} = 230,55 \text{ KN}$$

$$N_{rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \geq N^{\text{Max}}$$

$$N_{rd} = \frac{13,82 \cdot 235}{1} = 324,77 \geq N_{sd} \quad \text{Vérfiée}$$

#### - Flambement :

$$N_{sd} = -121,87 \text{ KN}$$

$$l_k = 150 \text{ cm}$$

$$2L(60 \times 60 \times 6) \Rightarrow A = 13,82 \text{ cm}^2$$

$$I_z = 2[I_\beta + A_c \times \Delta^2]$$

$I_\beta$  : Inertie d'une seule cornière. ,  $A_c$  : aire d'une seule cornière.

$$I_y = 2 \times 22,79 = 45,58 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 2 \left[ 22,79 + 6,91(1,69 + 0,4)^2 \right] = 105,947 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{45,58}{13,82}} = 1,816 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{105,947}{13,82}} = 2,768 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{150}{1,816} = 82,59$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{150}{2,768} = 54,19$$

$$\bar{\lambda} = \left[ \beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot f_y / M_{cr} \right]^{0,5} = \left[ \frac{\lambda}{\lambda_1} \right] [\beta_w]^{0,5} \quad \text{avec } \beta_w = 1$$

$$\lambda_1 = \pi \left[ E / f_y \right]^{0,5} = 93,9 \varepsilon$$

$$\varepsilon = \left[ 235 / f_y \right]^{0,5}$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[ \frac{82,59}{93,9} \right] = 0,879 > 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[ \frac{54,19}{93,9} \right] = 0,577 > 0,2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

### Calcul de $\chi_{\min}$

$$\Phi = 0,5 \left[ 1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right]$$

EC3 Art 5.5.1.2

courbe (c)  $\rightarrow \alpha = 0,49$

$$\Phi = 0,5 \left[ 1 + 0,49(0,879 - 0,2) + 0,879^2 \right] = 1,052$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi + \left[ \Phi^2 - \bar{\lambda}^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = \frac{1}{1,052 + \left[ 1,052^2 - 0,879^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,613$$

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi + \left[ \Phi^2 - \bar{\lambda}^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = \frac{1}{1,052 + \left[ 1,052^2 - 0,577^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,517$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,517$$

$$N_{crd} = 0,517 \cdot 1 \cdot 13,82 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 152,64 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 121,87 < N_{crd} = 152,64 \text{ KN}$$

### VIII.2.2-Membrures inférieures

♦ **Traction**

(60×60×6) de section  $A_s = 13,82 \text{ cm}^2$

$$N_{sd} = 204,71 \text{ KN}$$

$$N_{rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{mo}} \geq N^{\text{Max}}$$

$$N_{rd} = \frac{13,82 \cdot 23,5}{1} = 324,77 \geq N_{sd} \quad \text{Vérifiée}$$

♦ **Flambement**

$$N_{sd} = -128,11 \text{ KN}$$

$$l_k = 148 \text{ cm}$$

$$2L(60 \times 60 \times 6) \Rightarrow A = 13,82 \text{ cm}^2$$

$$I_z = 2[I_\beta + A_c \times \Delta^2]$$

$I_\beta$  : Inertie d'une seule cornière.

$A_c$  : aire d'une seule cornière.

$$I_y = 2 \times 22,79 = 45,58 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 2[22,79 + 6,91(1,69 + 0,4)^2] = 105,947 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{45,58}{13,82}} = 1,816 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{105,947}{13,82}} = 2,768 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{148}{1,816} = 81,49$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{148}{2,768} = 53,46$$

$$\bar{\lambda} = [\beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot f_y / M_{cr}]^{0,5} = \left[ \frac{\lambda}{\lambda_1} \right] [\beta_w]^{0,5} \quad \text{avec } \beta_w = 1$$

$$\lambda_1 = \pi [E / f_y]^{0,5} = 93,9 \varepsilon$$

$$\varepsilon = [235 / f_y]^{0,5}$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[ \frac{81,49}{93,9} \right] = 0,867 > 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[ \frac{53,46}{93,9} \right] = 0,569 > 0,2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

### Calcul de $\chi_{\min}$

$$\Phi = 0,5 \left[ 1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right]$$

EC3 Art 5.5.1.2

*courbe (c)*  $\rightarrow \alpha = 0,49$

$$\Phi = 0,5 \left[ 1 + 0,49(0,867 - 0,2) + 0,867^2 \right] = 1,039$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi + \left[ \Phi^2 - \bar{\lambda}^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = \frac{1}{1,039 + \left[ 1,039^2 - 0,867^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,620$$

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi + \left[ \Phi^2 - \bar{\lambda}^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = \frac{1}{1,039 + \left[ 1,039^2 - 0,569^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,524$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,524$$

$$N_{crd} = 0,517 \cdot 1.13,82 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 152,64 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 128 \text{ KN} < N_{crd} = 152,64 \text{ KN}$$

### VIII.2.3- La diagonale :

#### - Traction :

(60×60×6) de section  $A_s = 13,82 \text{ cm}^2$

$$N_{sd} = 107,74$$

$$N_{rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{mo}} \geq N^{\text{Max}}$$

$$N_{rd} = \frac{13,82 \cdot 23,5}{1} = 324,77 \geq N_{sd} \quad \text{Vérifiée}$$

♦ **Flambement**

$$N_{sd} = -111 \text{ KN}$$

$$l_k = 205 \text{ cm}$$

$$2L(60 \times 60 \times 6) \Rightarrow A = 13,82 \text{ cm}^2$$

$$I_z = 2[I_\beta + A_c \times \Delta^2]$$

$I_\beta$  : Inertie d'une seule cornière.

$A_c$  : aire d'une seule cornière.

$$I_y = 2 \times 22,79 = 45,58 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 2[22,79 + 6,91(1,69 + 0,4)^2] = 105,947 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{45,58}{13,82}} = 1,816 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{105,947}{13,82}} = 2,768 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{205}{1,816} = 112,88$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{205}{2,768} = 74,06$$

$$\bar{\lambda} = [\beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot f_y / M_{cr}]^{0,5} = \left[ \frac{\lambda}{\lambda_1} \right] [\beta_w]^{0,5} \quad \text{avec } \beta_w = 1$$

$$\lambda_1 = \pi [E / f_y]^{0,5} = 93,9 \varepsilon$$

$$\varepsilon = [235 / f_y]^{0,5}$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[ \frac{112,88}{93,9} \right] = 1,202 > 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[ \frac{70,44}{93,9} \right] = 0,788 > 0,2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

**Calcul de  $\chi_{\min}$**

$$\Phi = 0,5 \left[ 1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] \quad \text{EC3 Art 5.5.1.2}$$

*courbe (c)*  $\rightarrow \alpha = 0,49$

$$\Phi = 0,5 \left[ 1 + 0,49(1,202 - 0,2) + 1,202^2 \right] = 1,467$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi + \left[ \Phi^2 - \bar{\lambda}^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = \frac{1}{1,467 + \left[ 1,467^2 - 1,202^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,433$$

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi + \left[ \Phi^2 - \bar{\lambda}^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = \frac{1}{1,467 + \left[ 1,467^2 - 0,788^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,369$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,369$$

$$N_{crd} = 0,369 \cdot 1.13,82 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 108,94 \text{ KN} \quad \text{Non Vérifiée}$$

$$N_{sd} = 111 \text{ KN} > N_{crd} = 108,94$$

On augmente la section des cornières à  $2L(70 \times 70 \times 7)$

$$N_{sd} = -111 \text{ KN}$$

$$2L(70 \times 70 \times 7) \Rightarrow A = 18,8 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 84,6 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 190,197 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{84,6}{18,8}} = 2,12 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{190,197}{18,8}} = 3,18 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = 96,698$$

$$\lambda_z = 63,522$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[ \frac{96,698}{93,9} \right] = 1,039 > 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[ \frac{63,522}{93,9} \right] = 0,683 > 0,2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

**Calcul de  $\chi_{\min}$**

$$\Phi = 0,5 \left[ 1 + 0,49(1,039 - 0,2) + 1,039^2 \right] = 1,245$$

$$\chi_y = \frac{1}{1,245 + \left[ 1,245^2 - 1,039^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,517$$

$$\chi_z = \frac{1}{1,245 + \left[ 1,245^2 - 0,683^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,437$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,437$$

$$N_{crd} = 0,437 \cdot 1.18,8 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 175,515 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 111 \text{ kN} < N_{crd} = 175,515 \text{ kN} \quad \text{vérifiée}$$

**VIII.2.4- Montant :**

♦ **Traction :**

(40×40×4) de section  $A_s = 2.69 \text{ cm}^2$

$$N_{sd} = 44,2 \text{ KN}$$

$$N_{rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{mo}} \geq N^{\text{Max}}$$

$$N_{rd} = \frac{6,16 \cdot 23,5}{1} = 144,76 \geq N_{sd} \quad \text{Vérifiée}$$

♦ **Flambement :**

$$N^{\text{max}} = -48,31 \text{ KN}$$

$$l_k = 180 \text{ cm}$$

$$2L(40 \times 40 \times 4) \Rightarrow A = 6,16 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 2I_{\alpha} = 2 \times 4,47 = 8,94 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 2 \left[ 4,47 + 3,08(1,12 + 0,2)^2 \right] = 22,31 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{8,94}{6,16}} = 1,204 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{22,31}{6,16}} = 1,903 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{180}{1,204} = 149,501$$

$$\lambda_z = \frac{180}{1,903} = 94,587$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[ \frac{149,501}{93,9} \right] = 1,592$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[ \frac{94,587}{93,9} \right] = 1,007$$

$$\bar{\lambda}_y = 1,592 > 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = 1,007 > 0,2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

### Calcul de $\chi_{\min}$

$$\Phi = 0,5 \left[ 1 + 0,49(1,592 - 0,2) + 1,592^2 \right] = 2,108$$

$$\chi_y = \frac{1}{2,108 + \left[ 2,108^2 - 1,592^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,286$$

$$\chi_z = \frac{1}{2,108 + \left[ 2,108^2 - 1,007^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,252$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,252$$

$$N_{crd} = 0,252 \cdot 1,6,16 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 33,16 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 48,31 > N_{crd} = 33,16 \quad \text{Non vérifiée}$$

On augmente la section des cornières à  $2L(70 \times 70 \times 7)$

$$N_{sd} = -48,31 \text{ KN}$$

$$2L(70 \times 70 \times 7) \Rightarrow A = 18,8 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 84,6 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 190,197 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{84,6}{18,8}} = 2,12 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{190,197}{18,8}} = 3,18 \text{ cm}$$



$$\lambda_y = 84,905$$

$$\lambda_z = 56,603$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[ \frac{96,698}{93,9} \right] = 0,904 > 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[ \frac{63,522}{93,9} \right] = 0,602 > 0,2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

**Calcul de  $\chi_{\min}$**

$$\Phi = 0,5 \left[ 1 + 0,49(0,904 - 0,2) + 0,904^2 \right] = 1,081$$

$$\chi_y = \frac{1}{1,081 + \left[ 1,081^2 - 0,904^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,597$$

$$\chi_z = \frac{1}{1,081 + \left[ 1,081^2 - 0,602^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,505$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,505$$

$$N_{crd} = 0,505 \cdot 1 \cdot 18,8 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 202,826 kN$$

$$N_{sd} = 48,31 kN < N_{crd} = 202,826 kN \quad \text{vérifiée}$$

**Remarque :**

les section des membrures inférieures ainsi que les montants ont été augmentés pas seulement en raison de résistance mais aussi pour le bon comportement de la structure lors de l'analyse ROBOT

**Résumé des résultats :**

**Tableau VIII-1 élément de la ferme**

Eléments	Membrures supérieures	Membrures inférieures	Les diagonales	Les montants
Cornière	2L (60×60×6)	2L (70×70×7)	2L (70×70×7)	2L (70×70×7)

### VIII.3 VERIFICATION DES PANNES (MONTANTS DE LA TOITURE AU VENT)

Les montants de la poutre au vent sont des pannes qui travaillent à la flexion déviée sous l'action de charge vertical et en outre a la compression sous F on doit donc vérifier la panne a la flexion déviée .

La formule de vérification est la suivante :

$$\left(\frac{My}{Mply}\right)^\alpha + \left(\frac{Mz}{Mplz}\right)^\beta \leq 1,0$$

#### VIII.3.1- Vérification de la panne intermédiaire

$$F_2 = 3123,79 daN$$

$$Q_{\max} = G - 1,5 \times V = 35,4 - 1,5 \times 72,44 = -73,26 daN / ml$$

$$Q_{\max} = 73,26 daN / ml$$

IPE 140 :

$$h = 140 mm, b = 73 mm, Tw = 4,7 mm, Tf = 6,9 mm, A = 16,4 \times 10^2 mm^2, Wely = 77,3 \times 10^3 mm^3$$

$$Wply = 88,3 \times 10^3 mm^3, Welz = 12,30 \times 10^3 mm^3, Wplz = 19,2 \times 10^3 mm^3, Iy = 541,2 \times 10^4 mm^4$$

$$Iz = 44,90 \times 10^4 mm^4, iy = 5,74 \times 10 mm, iz = 1,65 \times 10 mm, P = 12,9 Kg / m.$$

$$Qy = Q_{\max} \times \sin \alpha = 73,26 \times \sin 8,67 = 11,043 daN / ml$$

$$Qz = Q_{\max} \times \cos \alpha = 73,26 \times \cos 8,67 = 72,423 daN / ml$$

$$My = \frac{Qz \times L^2}{8} = \frac{72,423 \times 6^2}{8} = 325,90 daN \times m$$

$$Mz = \frac{Qy \times \left(\frac{L}{2}\right)^2}{8} = \frac{11,043 \times 3^2}{8} = 12,42 daN \times m$$

$$Mply = \frac{Wply \times Fy}{\gamma m_0} = \frac{88,3 \times 2350 \times 10^{-2}}{1,1} = 1886,41 daN \times m$$

$$Mplz = \frac{Wplz \times Fy}{\gamma m_0} = \frac{19,2 \times 2350 \times 10^{-2}}{1,1} = 410,18 daN \times m$$

$$\text{Section de classe (1)} \rightarrow \begin{cases} \alpha = 2 \\ \beta = 1 \end{cases}$$

**A. N :**

$$\left(\frac{325,9}{1886,41}\right)^2 + \left(\frac{12,42}{410,18}\right)^1 = 0,06 < 1,0$$

**VIII.3.1.1. Vérification de la panne intermédiaire à la flexion déviée composée avec risque de flambement :**

La formule de vérification est donnée comme suite :

$$\frac{N}{X_{\min} \times Npl} + \frac{K_y \times M_y}{Mply} + \frac{K_z \times M_z}{Mplz} \leq 1,0$$

$$N = F_2 = 3123,79 \text{ daN}$$

$$Nply = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{16,4 \times 2350}{1,1} = 35036,36 \text{ daN}$$

$$Mply = 1886,41 \text{ daN.m}$$

$$Mplz = 410,18 \text{ daN.m}$$

$$M_y = 325,90 \text{ daN.m}$$

$$M_z = 12,42 \text{ daN.m}$$

Calcul de  $K_y$  :

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N}{X_y \times A \times f_y} \text{ avec } K_y \leq 1,5.$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \times \beta_{MY} - 4) + \frac{Wply - Wely}{Wely} \text{ avec } \mu_y \leq 0,9$$

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

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{600}{5,74} = 104,53$$

$$\lambda_1 = 93,9 \times \xi \text{ avec } \xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\text{Acier S235} \rightarrow \xi = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\lambda_1 = 93,9 \times 1 = 93,9$$

$$\text{Section en 1} \rightarrow \beta_A = 1$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{104,53}{93,9} \times (1)^{0,5} = 1,11$$

Par le tableau 8 **Eurocode3** on a :

$$\beta_{MY} = 1,3$$

**A.N :**

$$\mu_Y = 1,11(2 \times 1,3 - 4) + \frac{88,3 - 77,3}{77,3} = -1,41(0,9)$$

Calcul de x a l'aide du tableau 5.5.2 de l'eurocode3

$$\frac{h}{b} = \frac{140}{73} = 1,91(1,2)$$

$$T_f = 7,4 \text{ mm} < 40 \text{ mm.}$$

Par rapport a l'axe yy → courbe a

Par rapport à l'axe zz → courbe b

Tableau de l'eurocode3 :

$$\chi_Y = 0,589$$

$$\chi_z = 0,529$$

$$\bar{\lambda}_z = \left( \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right) \times [BA]^{0,5}$$

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{300}{1,65} = 181,818$$

$$\lambda_1 = 93,9 \times \xi \text{ avec } \xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\lambda_1 = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{181,818}{93,9} = 1,93.$$

Par le tableau 8 **EUROCODE3** on a :

$$\beta_{MZ} = 1,3$$

**A.N**

$$\mu_z = 1,93 \times (2 + 1,3 - 4) + \frac{19,2 - 12,3}{12,3}$$

$$\mu_z = -2,14(0,9)$$

calcul de  $X_a$  l'aide du tableau 5.5.2 **EUROCODE3**

$$\frac{h}{b} = \frac{140}{73} = 1,917(1,2)$$

$$t_f = 6,9 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

$$K_y = 1 - \frac{-1,41 \times 3123,79}{0,589 \times 16,4 \times 2350} = 1,194(1,5)$$

Calcul de  $K_z$  :

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N}{X_z \times A \times f_y}$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2 \times \beta_{MZ} - 4) + \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}} \text{ avec } \mu_z \leq 0,9$$

Par rapport a l'axe yy → courbe a

Par rapport a l'axe zz → courbe b

$$\chi_y = 0,238$$

$$\chi_z = 0,223$$

$$K_z = 1 - \frac{-2,14 \times 3123,79}{0,223 \times 16,4 \times 2350} = 1,77$$

$$\frac{N}{X_{\min} \times N_{ply}} + \frac{K_y \times M_y}{W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma M_1}} + \frac{K_z \times M_z}{W_{plz} \times \frac{f_y}{\gamma M_1}} \leq 1$$

$$\frac{3123,79}{0,223 \times 35036,36} + \frac{1,194 \times 325,90}{1886,41} + \frac{1,77 \times 12,42}{410,18}$$

$$= 0,3998 + 0,2062 + 0,0536 = 0,6596 < 1,0 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

**VIII.3.1.2. Vérification de la panne intermédiaire à la flexion déviée composée avec risque de déversement :**

$$\frac{N}{\chi_z \times N_{pl}} + \frac{K_{LT} \times M_y}{\chi_{LT} \times M_{ply}} + \frac{K_z \times M_z}{M_{plz}} \leq 1,0$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + [\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}} \leq 1$$

Où :  $\alpha_{LT} = 0.21$  (on a un profilé laminé)

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{i_z}}{C_1^{0.5} \times \left[ 1 + \frac{1}{20} \times \left( \frac{\frac{L}{i_z}}{\frac{h}{t_f}} \right)^2 \right]^{0.5}} = \frac{\frac{300}{1.65}}{1.132^{0.5} \times \left[ 1 + \frac{1}{20} \times \left( \frac{\frac{300}{1.65}}{\frac{14}{0.69}} \right)^2 \right]^{0.25}} = 38,152$$

$$D'où on aura : \bar{\lambda}_{LT} = \left[ \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \times \beta_w^{0.5} = \left[ \frac{38,152}{93.9} \right] \times 1^{0.5} = 0,406$$

$\bar{\lambda}_{LT} = 0,406 > 0.4$  Donc il y a lieu de tenir compte du risque de déversement

$$\varphi_{LT} = 0.5 \times \left[ 1 + \alpha_{LT} \times (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$$\varphi_{LT} = 0.5 \times [1 + 0.21 \times (0,406 - 0.2) + 0,406^2] = 0,604$$

$$X_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + [\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}} = \frac{1}{0,604 + [0,604^2 - 0,406^2]^{0.5}} = 0.951$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \times \bar{\lambda}_z \times \beta_{MLT} - 0.15 \quad \text{avec } \mu_y \leq 0.9$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \times 1.93 \times 1.3 - 0.15 = 0.226 < 0.9$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N}{\chi_z \times A \times f_y} \Rightarrow K_{LT} = 1 - \frac{0.226 \times 31,23}{0.223 \times 16,4 \times 23.50} = 0.918 \leq 1$$

$$\frac{N}{\chi_z \times N_{pl}} + \frac{K_{LT} \times M_y}{\chi_{LT} \times M_{ply}} + \frac{K_z \times M_z}{M_{plz}} \leq 1,0$$

$$\frac{31,23}{0,223 \times 350,363} + \frac{0,918 \times 3,259}{0,951 \times 18,864} + \frac{1,77 \times 0,124}{4,101} < 1$$

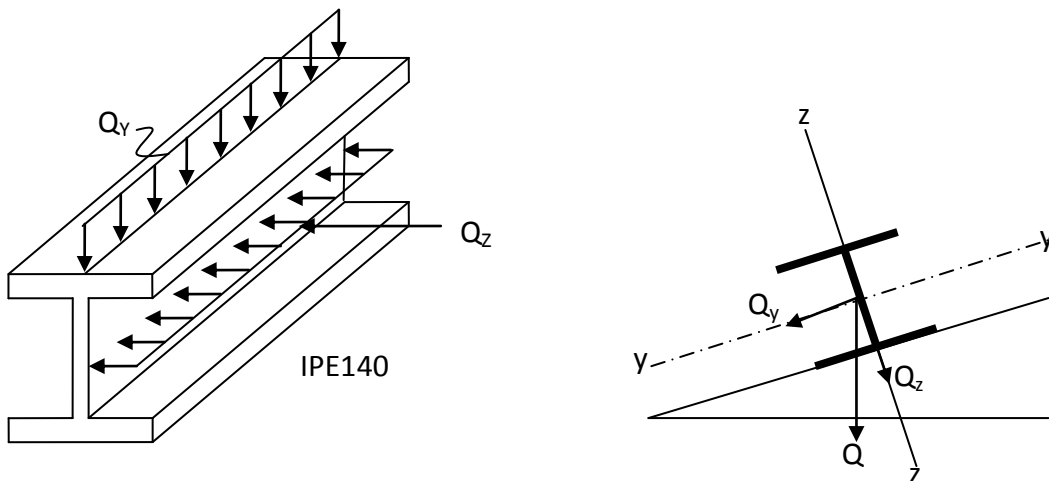
$$= 0,3998 + 0,1667 + 0,0536 = 0,620 < 1,0 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

**Conclusion :**

Le profilé choisi **IPE140** est adéquat comme panne de toiture.

**VIII.3.2 Vérification de la panne sablière :**

Les pannes sablières sont des pannes de rive, travaillent simultanément à la flexion dévier; sous l'action des pavements verticaux de la toiture, et la compression; sous l'action de l'effort à la traction de la poutre au vent.



**Figure VII-1 panne sablière**

La formule de vérification est la suivante :

$$\left(\frac{M_y}{Mply}\right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{Mplz}\right)^\beta \leq 1,0$$

A.N :

$$\left(\frac{325,9}{1886,41}\right)^2 + \left(\frac{12,42}{410,18}\right)^1 = 0,06 < 1$$

### VIII.3.2.1. Vérification de la panne sablière à la flexion déviée composée avec risque de flambement

$$\frac{N}{X \min \times Npl} + \frac{K_y \times M_y}{Mply} + \frac{K_z \times M_z}{Mplz} \leq 1$$

$$N = F_1 = 1964,38 \text{ daN}$$

$$Q_y = \frac{Q \max \times \sin \alpha}{2} = 5,521 \text{ daN / ml}$$

$$Q_z = \frac{Q \max \times \cos \alpha}{2} = 36,211 \text{ daN / ml}$$

$$M_y = \frac{Q_z \times l^2}{8} = \frac{36,211 \times 6^2}{8} = 162,949 \text{ daN.m}$$

$$M_z = \frac{Q_y \times \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{5,521 \times 3^2}{8} = 6,211 \text{ daN.m}$$

$$Mply = \frac{Wply \times f_y}{\gamma M_0} = 1886,41 \text{ daN.m}$$

$$Mplz = \frac{Wplz \times f_y}{\gamma M_0} = 410,18 \text{ daN.m}$$

$$K_y = 1,194$$

$$X \min = 0,223$$

**flambement :**  $K_z = 1,77$

$$Klt = 0,918$$

A.N :

$$\frac{1964,38}{0,223 \times 35036,36} + \frac{1,194 \times 162,949}{1886,41} + \frac{1,77 \times 6,211}{410,18} < 1$$

$$0,2514 + 0,1031 + 0,0268 = 0,3813 < 1$$

**VIII.3 .2.2 .Vérification de la panne sablière à la flexion déviée composée avec risque de déversement:**

$$\frac{N}{\chi_z \times N_{pl}} + \frac{K_{LT} \times M_y}{\chi_{LT} \times M_{ply}} + \frac{K_z \times M_z}{M_{plz}} \leq 1,0$$

Avec : N=F1=19,64KN

$$\frac{19,64}{0,223 \times 350,36} + \frac{0,918 \times 1,629}{0,951 \times 18,864} + \frac{1,77 \times 0,0621}{4,101} < 1$$

= 0,2514 + 0,0833 + 0,0268 = 0,3615 < 1,0.....vérifiée

**Conclusion :**

- ♦ Le profile **IPE 140** convient comme panne sablière.
- ♦ Le profile **IPE 140** convient comme panne intermédiaire.

**VIII.4 DIMENSIONNEMENTS ET VERIFICATIONS DES ELEMENTS AVEC LE LOGICIEL ROBOT :**

➤ **Pannes :**

Le logiciel ROBOT nous donne les résultats suivants pour le dimensionnement des pannes :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
<b>Famille : 1 pannes</b>						
	IPE 100	ACIER E24	147.42	483.18	1.56	6 G+1.5V1g
	IPE 120		122.34	414.59	0.99	
	IPE 140		104.53	362.83	0.66	

Points de calcul  
 division : n = 7  
 extrêmes : aucun  
 additionnels : aucun

**Lecture des résultats :**

Le profile **IPE 120** convient comme panne mais avec un ratio de 0,99 , pour raison de sécurité on adopte le profile **IPE 140** .

➤ **Palée de stabilité**



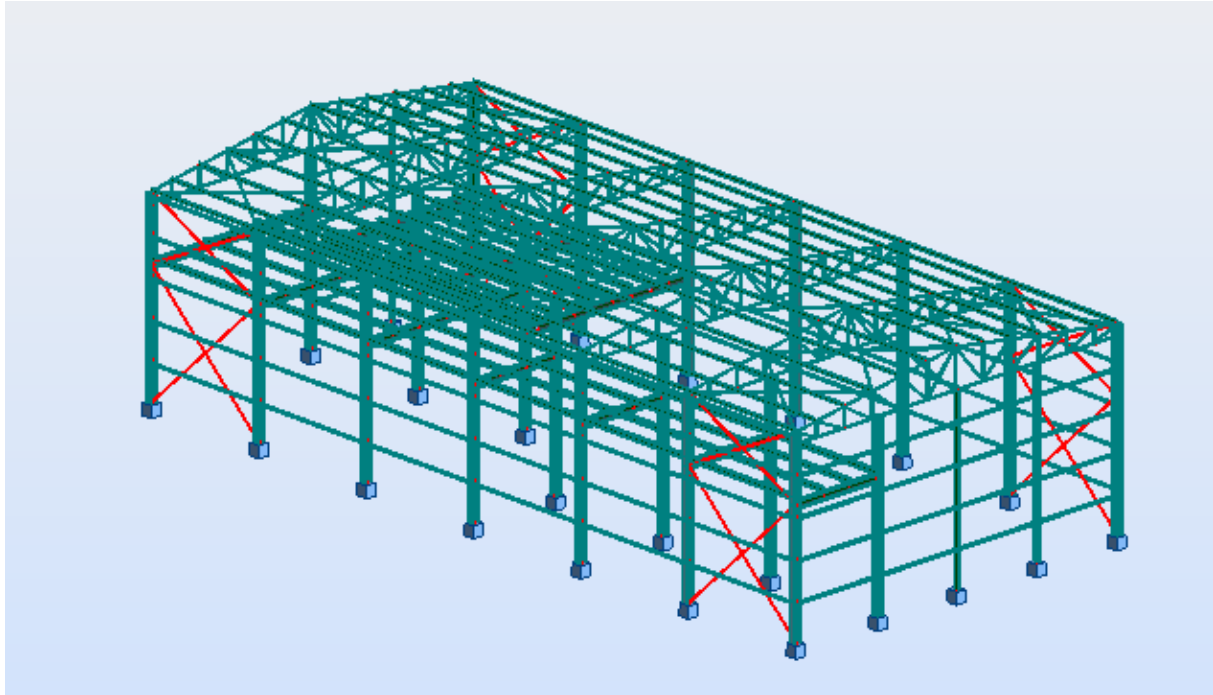


Figure VII-2 : palée de stabilité

Le logiciel ROBOT nous donne les résultats suivants pour la vérification de tous les éléments du palée de stabilité :

NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009 - Vérification des pièces ( ELU ) 366A373 390A397

Pièce	Statut	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
366	OK	CAE 60x6	ACIER E24	113.91	113.91	0.52	20 G+Q+1.2Ex
367	OK	CAE 60x6	ACIER E24	113.91	113.91	0.62	20 G+Q+1.2Ex
368	OK	CAE 60x6	ACIER E24	92.34	92.34	0.21	29 1.35G+1.5V2d
369	OK	CAE 60x6	ACIER E24	92.34	92.34	0.21	27 1.35G+1.5V1d
370	OK	CAE 60x6	ACIER E24	113.91	113.91	0.61	20 G+Q+1.2Ex
371	OK	CAE 60x6	ACIER E24	113.91	113.91	0.55	20 G+Q+1.2Ex
372	OK	CAE 60x6	ACIER E24	92.34	92.34	0.24	29 1.35G+1.5V2d
373	OK	CAE 60x6	ACIER E24	92.34	92.34	0.22	29 1.35G+1.5V2d
390	OK	CAE 60x6	ACIER E24	113.91	113.91	0.63	31 1.35G+1.5V3d
391	OK	CAE 60x6	ACIER E24	113.91	113.91	0.36	20 G+Q+1.2Ex
392	OK	CAE 60x6	ACIER E24	92.34	92.34	0.33	31 1.35G+1.5V3d
393	OK	CAE 60x6	ACIER E24	92.34	92.34	0.63	31 1.35G+1.5V3d
394	OK	CAE 60x6	ACIER E24	113.91	113.91	0.49	20 G+Q+1.2Ex
395	OK	CAE 60x6	ACIER E24	113.91	113.91	0.45	20 G+Q+1.2Ex
396	OK	CAE 60x6	ACIER E24	92.34	92.34	0.23	28 1.35G+1.5V2g
397	OK	CAE 60x6	ACIER E24	92.34	92.34	0.24	31 1.35G+1.5V3d

Points de calcul  
 division : n = 7  
 extrêmes : aucun  
 additionnels : aucun

Note de calculs donnée par ROBOT :

Résultats - norme - NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009

CAE 60x6

Pièce : 390 contreventement V\_390  
 Point / Coordonnée : 1 / x = 0.00 L = 0.00 m  
 Cas de charge : 31 1.35G+1.5V3d (3+1)\*1.35+26\*1.50

Profil correct

OK

Changer

Résultats simplifiés Résultats détaillés

**FORCES**

N <sub>Ed</sub> = 34.23 kN	M <sub>y,Ed</sub> = -0.29 kN*m	M <sub>z,Ed</sub> = -0.10 kN*m	V <sub>y,Ed</sub> = -0.04 kN
N <sub>c,Rd</sub> = 162.35 kN	M <sub>y,el,Rd</sub> = 1.24 kN*m	M <sub>z,el,Rd</sub> = 1.24 kN*m	V <sub>y,T,Rd</sub> = 48.76 kN
N <sub>b,Rd</sub> = 76.49 kN	M <sub>y,c,Rd</sub> = 1.24 kN*m	M <sub>z,c,Rd</sub> = 1.24 kN*m	V <sub>z,Ed</sub> = 0.21 kN
			V <sub>z,T,Rd</sub> = 48.76 kN
			T <sub>t,Ed</sub> = 0.00 kN*m
			Classe de la section = 3

**DEVERSEMENT**

XLT = 1.00

**FLAMBEMENT y**

	L <sub>y</sub> = 4.14 m	Lam <sub>y</sub> = 1.21
	L <sub>cr,y</sub> = 2.07 m	X <sub>y</sub> = 0.47
	Lam <sub>y</sub> = 113.91	k <sub>yy</sub> = 1.26

**FLAMBEMENT z**

	L <sub>z</sub> = 4.14 m	Lam <sub>z</sub> = 1.21
	L <sub>cr,z</sub> = 2.07 m	X <sub>z</sub> = 0.47
	Lam <sub>z</sub> = 113.91	k <sub>zz</sub> = 0.81

**CONTROLE DE LA SECTION**

$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.39 < 1.00$  (6.2.9.3.(1))  
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00$  (6.2.6-7)

**CONTROLE DE LA STABILITE DE LA BARRE**

Lam<sub>y</sub> = 113.91 < Lam<sub>max</sub> = 210.00    Lam<sub>z</sub> = 113.91 < Lam<sub>max</sub> = 210.00    STABLE  
 $N_{Ed}/(\chi_{min} * N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yy} * M_{y,Ed}/(\chi_{LT} * M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yz} * M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.63 < 1.00$  (6.3.3.(4))

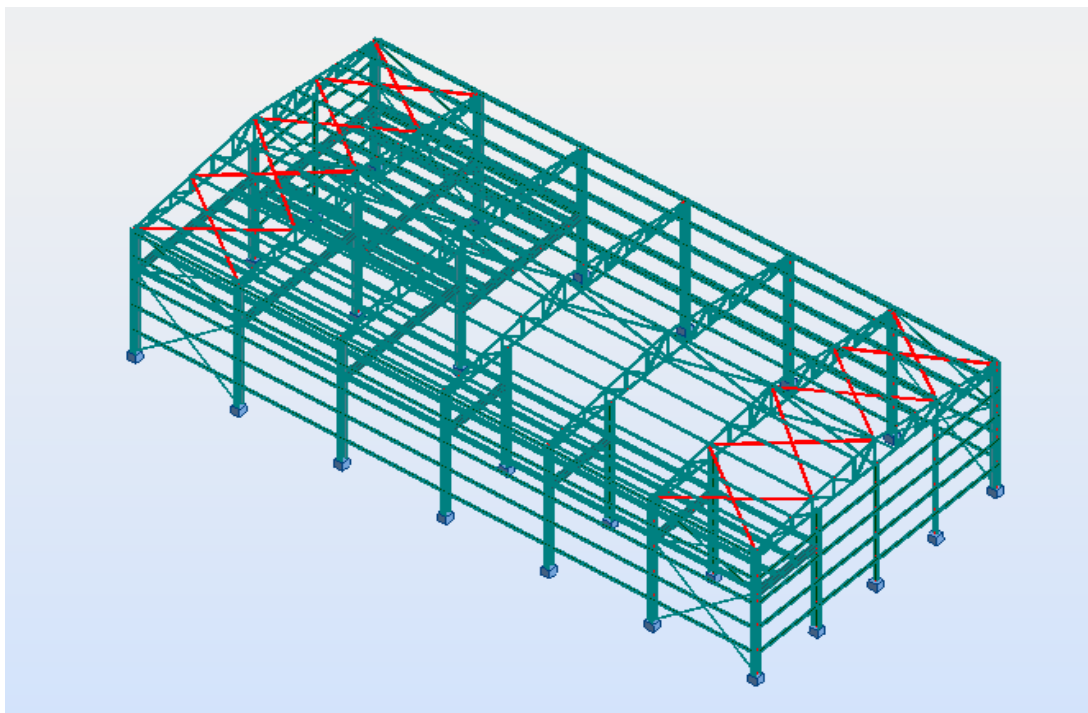
Efforts

Note de calcul

Paramètres

Aide

➤ **Poutre au vent :**



**FigureVII-3 : Poutre au vent**

Le logiciel ROBOT nous donne les résultats suivants pour la vérification de tous les éléments de

la poutre au vent :

NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009 - Vérification des pièces ( ELU ) 398A413

Résultats Messages

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
398 contrevente	CAE 80x8	ACIER E24	74.61	74.61	0.38	27 1.35G+1.5V1d
399 contrevente	CAE 80x8	ACIER E24	77.21	77.21	0.36	27 1.35G+1.5V1d
400 contrevente	CAE 80x8	ACIER E24	77.20	77.20	0.34	6 G+1.5V1g
401 contrevente	CAE 80x8	ACIER E24	75.49	75.49	0.37	6 G+1.5V1g
402 contrevente	CAE 80x8	ACIER E24	75.49	75.49	0.26	31 1.35G+1.5V3d
403 contrevente	CAE 80x8	ACIER E24	77.20	77.20	0.25	27 1.35G+1.5V1d
404 contrevente	CAE 80x8	ACIER E24	77.21	77.21	0.24	27 1.35G+1.5V1d
405 contrevente	CAE 80x8	ACIER E24	74.61	74.61	0.22	7 1.35G+1.5S
406 contrevente	CAE 80x8	ACIER E24	74.61	74.61	0.22	7 1.35G+1.5S
407 contrevente	CAE 80x8	ACIER E24	77.21	77.21	0.26	27 1.35G+1.5V1d
408 contrevente	CAE 80x8	ACIER E24	77.20	77.20	0.24	27 1.35G+1.5V1d
409 contrevente	CAE 80x8	ACIER E24	75.49	75.49	0.24	30 1.35G+1.5V3g
410 contrevente	CAE 80x8	ACIER E24	75.49	75.49	0.35	6 G+1.5V1g
411 contrevente	CAE 80x8	ACIER E24	77.20	77.20	0.33	6 G+1.5V1g
412 contrevente	CAE 80x8	ACIER E24	77.21	77.21	0.35	27 1.35G+1.5V1d
413 contrevente	CAE 80x8	ACIER E24	74.61	74.61	0.39	27 1.35G+1.5V1d

Note de calcul Fermer Aide

Taux de travail Analyse Cartographie

Points de calcul division : n = 7  
extrêmes : aucun  
additionnels : aucun

Note de calculs donnée par ROBOT :

Résultats - norme - NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009

CAE 80x8 Auto

Pièce : 413 contreventement V\_413  
Point / Coordonnée : 1 / x = 0.00 L = 0.00 m  
Cas de charge : 27 1.35G+1.5V1d (3+22+1)\*1.35

Profil correct

OK

Changer

Résultats simplifiés Résultats détaillés

**FORCES**

N <sub>Ed</sub> = 8.93 kN	M <sub>y,Ed</sub> = 1.06 kN*m	M <sub>z,Ed</sub> = -0.08 kN*m	V <sub>y,Ed</sub> = -0.07 kN
N <sub>c,Rd</sub> = 288.28 kN	M <sub>y,el,Rd</sub> = 2.96 kN*m	M <sub>z,el,Rd</sub> = 2.96 kN*m	V <sub>y,T,Rd</sub> = 86.75 kN
N <sub>b,Rd</sub> = 209.83 kN	M <sub>y,c,Rd</sub> = 2.96 kN*m	M <sub>z,c,Rd</sub> = 2.96 kN*m	V <sub>z,Ed</sub> = -0.56 kN
			V <sub>z,T,Rd</sub> = 86.75 kN
			T <sub>t,Ed</sub> = 0.00 kN*m
			Classe de la section = 3

**DEVERSEMENT**

XLT = 1.00

**FLAMBEMENT y**

L <sub>y</sub> = 3.62 m	Lam <sub>y</sub> = 0.79
L <sub>cr,y</sub> = 1.81 m	X <sub>y</sub> = 0.73
Lam <sub>y</sub> = 74.61	k <sub>yy</sub> = 1.00

**FLAMBEMENT z**

L <sub>z</sub> = 3.62 m	Lam <sub>z</sub> = 0.79
L <sub>cr,z</sub> = 1.81 m	X <sub>z</sub> = 0.73
Lam <sub>z</sub> = 74.61	k <sub>zz</sub> = 1.03

**CONTROLE DE LA SECTION**

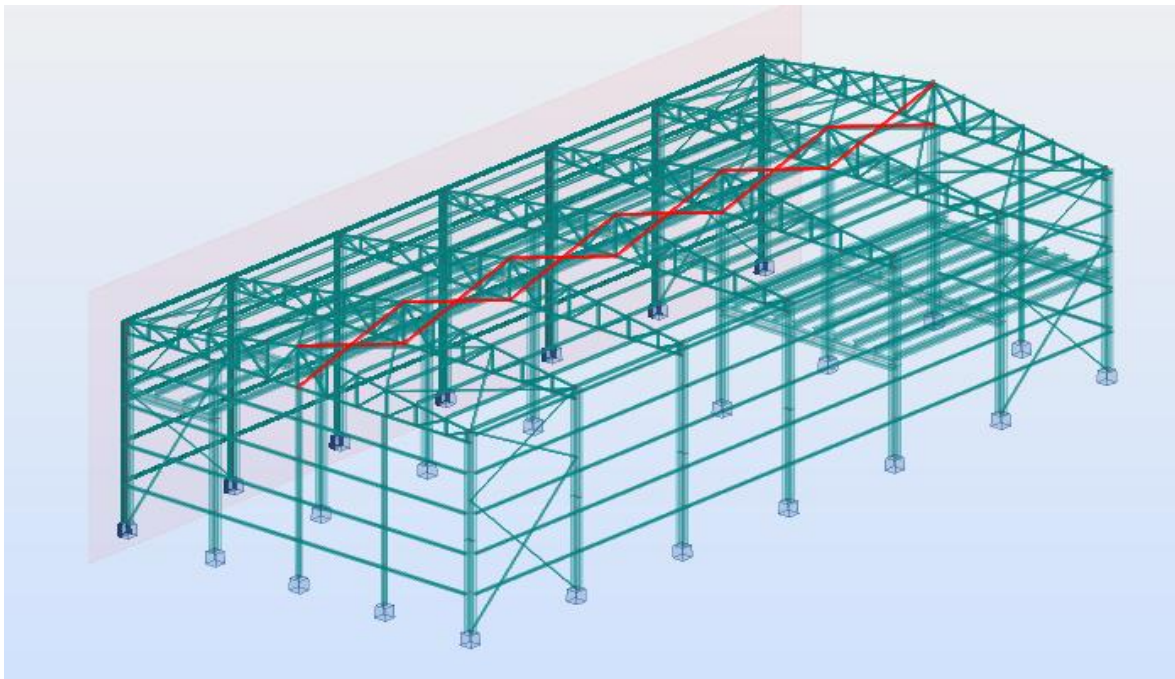
$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.38 < 1.00$  (6.2.9.3.(1))  
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.01 < 1.00$  (6.2.6-7)

**CONTROLE DE LA STABILITE DE LA BARRE**

Lam<sub>y</sub> = 74.61 < Lam<sub>max</sub> = 210.00 Lam<sub>z</sub> = 74.61 < Lam<sub>max</sub> = 210.00 STABLE  
 $N_{Ed}/(X_{min} * N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yy} * M_{y,Ed}/(XLT * M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yz} * M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.39 < 1.00$  (6.3.3.(4))

Note de calcul Paramètres Aide

➤ **Ciseaux :**



**Figure VII-4 : Ciseaux**

Le logiciel ROBOT nous donne les résultats suivants pour la vérification de tous les éléments du ciseau :

NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009 - Vérification des pièces ( ELU ) 633A644

Résultats Messages

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
633 putre au ven	2 CAE 70x7	ACIER E24	73.82	48.10	0.28	6 G+1.5V1g
634 putre au ven	2 CAE 70x7	ACIER E24	73.82	48.10	0.25	27 1.35G+1.5V1d
635 putre au ven	2 CAE 70x7	ACIER E24	73.82	48.10	0.21	29 1.35G+1.5V2d
636 putre au ven	2 CAE 70x7	ACIER E24	73.82	48.10	0.22	7 1.35G+1.5S
637 putre au ven	2 CAE 70x7	ACIER E24	73.82	48.10	0.17	27 1.35G+1.5V1d
638 putre au ven	2 CAE 70x7	ACIER E24	73.82	48.10	0.17	27 1.35G+1.5V1d
639 putre au ven	2 CAE 70x7	ACIER E24	73.82	48.10	0.20	21 G+Q+1.2Ey
640 putre au ven	2 CAE 70x7	ACIER E24	73.82	48.10	0.20	21 G+Q+1.2Ey
641 putre au ven	2 CAE 70x7	ACIER E24	73.82	48.10	0.23	27 1.35G+1.5V1d
642 putre au ven	2 CAE 70x7	ACIER E24	73.82	48.10	0.20	37 1.35G+1.5Q
643 putre au ven	2 CAE 70x7	ACIER E24	73.82	48.10	0.24	27 1.35G+1.5V1d
644 putre au ven	2 CAE 70x7	ACIER E24	73.82	48.10	0.28	27 1.35G+1.5V1d

Note de calcul Fermer

Aide

Taux de travail

Analyse Cartographie

Points de calcul  
 division : n = 7  
 extrêmes : aucun  
 additionnels : aucun

Note de calculs donnée par ROBOT :

**Résultats - norme - NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009**

2 CAE 70x7

Pièce : 644 putre au vent  
 Point / Coordonnée : 7 / x = 1.00 L = 6.26 m  
 Cas de charge : 27 1.35G+1.5V1d (3+22+1)\*1.35

Profil correct

OK

Changer

Résultats simplifiés Résultats détaillés

**FORCES**

N,Ed = 20.19 kN	My,Ed = -0.85 kN*m	Mz,Ed = -0.10 kN*m	Vy,Ed = 0.00 kN
Nc,Rd = 441.80 kN	My,el,Rd = 3.95 kN*m	Mz,el,Rd = 6.24 kN*m	Vy,T,Rd = 132.96 kN
Nb,Rd = 323.84 kN	My,c,Rd = 3.95 kN*m	Mz,c,Rd = 6.24 kN*m	Vz,Ed = -0.64 kN
			Vz,T,Rd = 119.67 kN
			Tt,Ed = -0.00 kN*m
			Classe de la section = 3

**DEVERSEMENT**

XLT = 1.00

**FLAMBEMENT y**

L <sub>y</sub> = 3.13 m	Lam <sub>y</sub> = 0.79
L <sub>cr,y</sub> = 1.57 m	X <sub>y</sub> = 0.73
Lam <sub>y</sub> = 73.82	k <sub>zy</sub> = 1.01

**FLAMBEMENT z**

L <sub>z</sub> = 3.13 m	Lam <sub>z</sub> = 0.51
L <sub>cr,z</sub> = 1.57 m	X <sub>z</sub> = 0.88
Lam <sub>z</sub> = 48.10	k <sub>zz</sub> = 1.00

**CONTROLE DE LA SECTION**

$\sqrt{(\text{Sig}_{x,Ed}^2 + 3 \cdot \text{Tau}_{y,Ed}^2)} / (f_y / gM0) = 0.28 < 1.00$  (6.2.1.(5))

$V_{z,Ed} / V_{z,c,Rd} = 0.01 < 1.00$  (6.2.6.(1))

**CONTROLE DE LA STABILITE DE LA BARRE**

Lam<sub>y</sub> = 73.82 < Lam<sub>max</sub> = 210.00    Lam<sub>z</sub> = 48.10 < Lam<sub>max</sub> = 210.00    STABLE

$N_{Ed} / (\chi_{min} \cdot N_{Rk} / gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed} / (\chi_{LT} \cdot M_{y,Rk} / gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed} / (M_{z,Rk} / gM1) = 0.16 < 1.00$  (6.3.3.(4))

Efforts

Note de calcul

Paramètres

Aide

➤ **Poutres maitresses bureau :**

Le logiciel ROBOT nous donne les résultats suivants pour le dimensionnement des poutres maitresses bureau :

**NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009 - Dimensionnement des familles ( ELU ) 14**

Résultats Messages

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
<b>Famille : 14 poutre M B</b>						
214 Poutre_214	<input checked="" type="checkbox"/> HEA 340	ACIER E24	58.66	113.21	1.09	37 1.35G+1.5Q
	<input checked="" type="checkbox"/> HEA 360		55.50	113.69	0.98	
	<input checked="" type="checkbox"/> HEA 400		50.19	115.13	0.81	

Note de calcul

Fermer

Aide

Changer tout

Points de calcul  
 division : n = 7  
 extrêmes : aucun  
 additionnels : aucun

Note de calculs donnée par ROBOT :

**Résultats - norme - NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009**

Famille : 14 poutre M B  
 Pièce : 214 Poutre\_214  
 Point / Coordonnée : 1 / x = 0.00 L = 0.00 m  
 Cas de charge : 37 1.35G+1.5Q (1+3)\*1.35+2\*1.5Q

HEA 360

Profil correct

Résultats simplifiés Résultats détaillés

**FORCES**

N,Ed = -40.14 kN	My,Ed = -382.03 kN*m	Mz,Ed = -0.24 kN*m	Vy,Ed = 3.65 kN
Nt,Rd = 3354.81 kN	My,pl,Rd = 490.83 kN*m	Mz,pl,Rd = 188.54 kN*m	Vy,T,Rd = 1576.50 kN
	My,c,Rd = 490.83 kN*m	Mz,c,Rd = 188.54 kN*m	Vz,Ed = 262.05 kN
	MN,y,Rd = 490.83 kN*m	MN,z,Rd = 188.54 kN*m	Vz,T,Rd = 662.74 kN
	Mb,Rd = 390.93 kN*m		Tt,Ed = 0.11 kN*m
			Classe de la section = 1

**DEVERSEMENT**

z = 1.00	Mcr = 711.02 kN*m	Courbe,LT -	XLT = 0.76
Lcr,low=8.45 m	Lam_LT = 0.83	fi,LT = 0.92	XLT_mod = 0.80

**FLAMBEMENT y**

**FLAMBEMENT z**

**CONTROLE DE LA SECTION**

$(M_y,Ed/MN_{y,Rd})^2 + (M_z,Ed/MN_{z,Rd})^2 = 0.61 < 1.00$  (6.2.9.1.(6))

$V_z,Ed/V_{z,T,Rd} = 0.40 < 1.00$  (6.2.6-7)

**CONTROLE DE LA STABILITE DE LA BARRE**

$M_y,Ed/M_b,Rd = 0.98 < 1.00$  (6.3.2.1.(1))

Efforts  
 Détaillée  
 Note de calcul  
 Paramètres  
 Aide

➤ **Poutres maitresses stockage :**

Le logiciel ROBOT nous donne les résultats suivants pour le dimensionnement des poutres maitresses stockage :

**NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009 - Dimensionnement des familles ( ELU ) 15**

Résultats Messages

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
<b>Famille : 15 poutre M S</b>						
252 Poutre_252	HEA 450	ACIER E24	45.46	117.94	1.15	37 1.35G+1.5Q
	HEA 500		40.99	118.71	0.96	
	HEA 550		37.41	120.32	0.84	

Note de calcul Fermer  
 Aide  
 Changer tout

Points de calcul  
 division : n = 7  
 extrêmes : aucun  
 additionnels : aucun

Note de calculs donnée par ROBOT :

**Résultats - norme - NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009**

Famille : 15 poutre M S  
 Pièce : 252 Poutre\_252  
 Point / Coordonnée : 1 / x = 0.00 L = 0.00 m  
 Cas de charge : 37 1.35G+1.5Q (1+3)\*1.35+2\*1.50

HEA 500

Profil correct

OK

Changer

Résultats simplifiés Résultats détaillés

**FORCES**

N,Ed = 52.22 kN	My,Ed = -647.20 kN*m	Mz,Ed = 0.31 kN*m	Vy,Ed = 0.62 kN
Nc,Rd = 4642.14 kN	My,pl,Rd = 928.03 kN*m	Mz,pl,Rd = 248.75 kN*m	Vy,T,Rd = 2044.12 kN
Nb,Rd = 4642.14 kN	My,c,Rd = 928.03 kN*m	Mz,c,Rd = 248.75 kN*m	Vz,Ed = 538.09 kN
	My,V,Rd = 927.50 kN*m	MN,z,Rd = 248.75 kN*m	Vz,T,Rd = 1013.48 kN
	Mb,Rd = 686.01 kN*m		Tt,Ed = -0.03 kN*m
			Classe de la section = 1

**DEVERSEMENT**

z = 1.00	Mcr = 1183.22 kN*m	Courbe,LT -	XLT = 0.70
Lcr,low=8.60 m	Lam_LT = 0.89	fi,LT = 0.99	XLT,mod = 0.74

**FLAMBEMENT y**

kyy = 1.00

**FLAMBEMENT z**

kzz = 1.00

**CONTROLE DE LA SECTION**

My,Ed/My,V,Rd + Mz,Ed/Mz,c,Rd = 0.70 < 1.00 (6.2.8)  
 Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.53 < 1.00 (6.2.6-7)

**CONTROLE DE LA STABILITE DE LA BARRE**

N,Ed/(Xy\*N,Rk/gM1) + kyy\*My,Ed/(XLT\*My,Rk/gM1) + kyz\*Mz,Ed/(Mz,Rk/gM1) = 0.96 < 1.00 (6.3.3.(4))

Efforts

Détaillée

Note de calcul

Paramètres

Aide

➤ Solives bureau :

Le logiciel ROBOT nous donne les résultats suivants pour le dimensionnement des solives bureau.

NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009 - Dimensionnement des familles ( ELU ) 12

Résultats Messages

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
<b>Famille : 12 solives bureau</b>						
259 Poutre_259	HEA 180	ACIER E24	80.56	132.74	1.08	14 G+Q+Ex
	HEA 200		72.45	120.46	0.82	
	HEA 220		65.43	108.86	0.59	

Note de calcul

Fermer

Aide

Changer tout

Points de calcul  
 division : n = 7  
 extrêmes : aucun  
 additionnels : aucun



Note de calculs donnée par ROBOT

**Résultats - norme - NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009**

Famille : 12 solives bureau  
 Pièce : 259 Poutre\_259  
 Point / Coordonnée : 7 / x = 1.00 L = 6.00 m  
 Cas de charge : 14 G+Q+Ex (1+2+3+12)\*1.00

HEA 200

Profil correct

Résultats simplifiés Résultats détaillés

**FORCES**

N,Ed = 22.17 kN	My,Ed = -38.85 kN*m	Mz,Ed = 3.30 kN*m	Vy,Ed = 0.12 kN
Nc,Rd = 1265.03 kN	My,pl,Rd = 100.94 kN*m	Mz,pl,Rd = 47.90 kN*m	Vy,T,Rd = 611.38 kN
Nb,Rd = 1265.03 kN	My,c,Rd = 100.94 kN*m	Mz,c,Rd = 47.90 kN*m	Vz,Ed = -28.03 kN
	MN,y,Rd = 100.94 kN*m	MN,z,Rd = 47.90 kN*m	Vz,T,Rd = 245.11 kN
	Mb,Rd = 52.80 kN*m		Tt,Ed = -0.01 kN*m
			Classe de la section = 1

**DEVERSEMENT**

z = 1.00	Mcr = 52.80 kN*m	Courbe,LT -	XLT = 0.52
Lcr,low=6.00 m	Lam_LT = 1.38	fi,LT = 1.46	XLT_mod = 0.52

**FLAMBEMENT y**

kyy = 1.00

**FLAMBEMENT z**

kzz = 1.00

**CONTROLE DE LA SECTION**

$(M_y,Ed/MN_{y,Rd})^2 + (M_z,Ed/MN_{z,Rd})^2 = 0.22 < 1.00$  (6.2.9.1.(6))  
 $V_z,Ed/V_{z,T,Rd} = 0.11 < 1.00$  (6.2.6-7)

**CONTROLE DE LA STABILITE DE LA BARRE**

$N_{Ed}/(\chi_y N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yy} My,Ed/(\chi_{LT} M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yz} M_z,Ed/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.82 < 1.00$  (6.3.3.(4))

➤ Solives stockages :

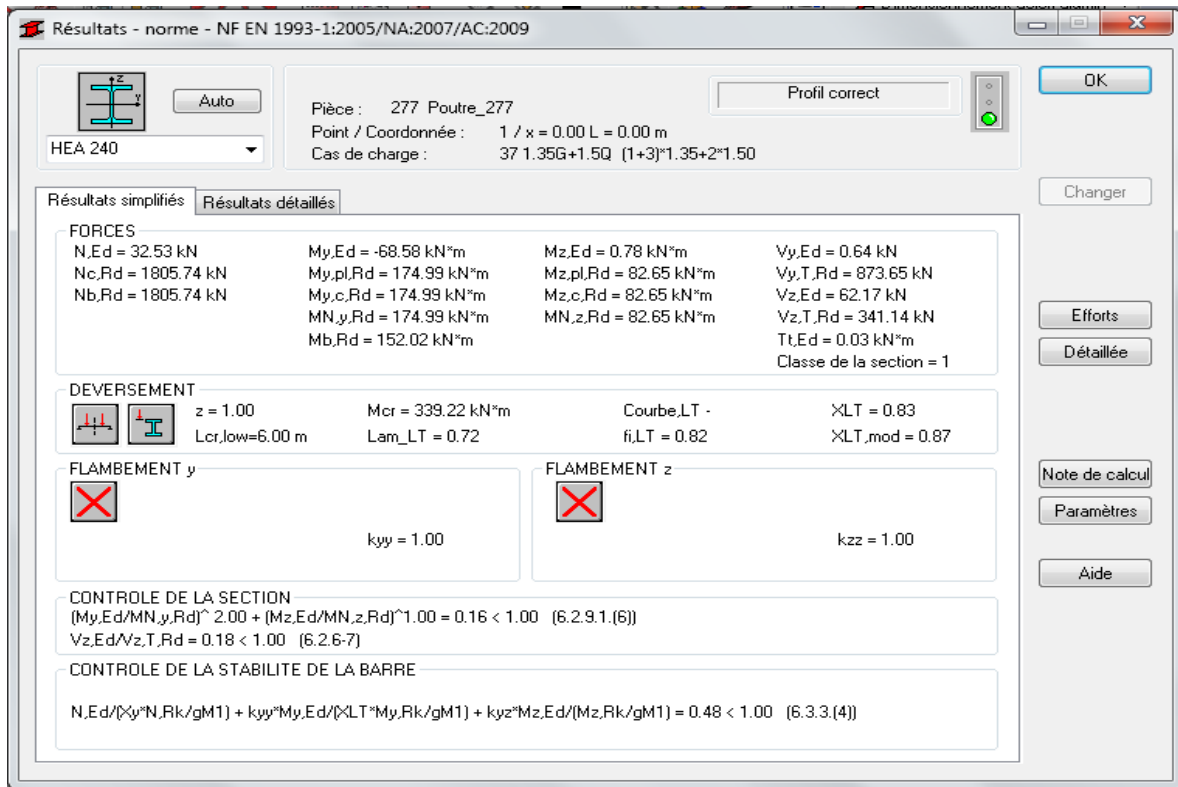
Le logiciel ROBOT nous donne les résultats suivants pour la vérification des solives stockages:

**NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009 - Vérification des pièces ( ELU ) 260A279**

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
260 Poutre_260	HEA 240	ACIER E24	59.69	99.95	0.37	37 1.35G+1.5Q
261 Poutre_261	HEA 240	ACIER E24	59.69	99.95	0.38	37 1.35G+1.5Q
262 Poutre_262	HEA 240	ACIER E24	59.69	99.95	0.47	37 1.35G+1.5Q
263 Poutre_263	HEA 240	ACIER E24	59.69	99.95	0.47	37 1.35G+1.5Q
264 Poutre_264	HEA 240	ACIER E24	59.69	99.95	0.44	37 1.35G+1.5Q
265 Poutre_265	HEA 240	ACIER E24	59.69	99.95	0.44	37 1.35G+1.5Q
266 Poutre_266	HEA 240	ACIER E24	59.69	99.95	0.41	37 1.35G+1.5Q
267 Poutre_267	HEA 240	ACIER E24	59.69	99.95	0.41	37 1.35G+1.5Q
268 Poutre_268	HEA 240	ACIER E24	59.69	99.95	0.40	37 1.35G+1.5Q
269 Poutre_269	HEA 240	ACIER E24	59.69	99.95	0.39	37 1.35G+1.5Q
270 Poutre_270	HEA 240	ACIER E24	59.69	99.95	0.40	37 1.35G+1.5Q
271 Poutre_271	HEA 240	ACIER E24	59.69	99.95	0.40	37 1.35G+1.5Q
272 Poutre_272	HEA 240	ACIER E24	59.69	99.95	0.42	37 1.35G+1.5Q
273 Poutre_273	HEA 240	ACIER E24	59.69	99.95	0.42	37 1.35G+1.5Q
274 Poutre_274	HEA 240	ACIER E24	59.69	99.95	0.45	37 1.35G+1.5Q
275 Poutre_275	HEA 240	ACIER E24	59.69	99.95	0.46	37 1.35G+1.5Q
276 Poutre_276	HEA 240	ACIER E24	59.69	99.95	0.48	37 1.35G+1.5Q
277 Poutre_277	HEA 240	ACIER E24	59.69	99.95	0.48	37 1.35G+1.5Q
278 Poutre_278	HEA 240	ACIER E24	59.69	99.95	0.42	20 G+Q+1.2Ex
279 Poutre_279	HEA 240	ACIER E24	59.69	99.95	0.41	20 G+Q+1.2Ex



Note de calculs donnée par ROBOT :



➤ **Poteaux :**

Il s'agit de vérifier les poteaux les plus sollicités sous les combinaisons les plus défavorables, et les sollicitations sont données dans le tableau suivant:

**Tableaux VIII-2 Sollicitations du poteau**

Combinaisons	N <sub>sd</sub> (KN)	V <sub>y</sub> (KN)	Y <sub>z</sub> (KN)	M <sub>y</sub> (KN.m)	M <sub>z</sub> (KN.m)
1,35G+1,5Q	-1003	23,09	29,08	-240	51,27

• **Classe de la section :**

➤ **Vérification de la semelle (comprimée) :**

$$\frac{b_f}{2 \cdot t_f} \leq 10 \cdot \varepsilon \Rightarrow \frac{330}{2 \cdot 16,5} = 10 > 10 \cdot 1 \Rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

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

➤ **Vérification de l'âme :**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \cdot \varepsilon \Rightarrow \frac{243}{9.5} \leq 72 \cdot 1 \Rightarrow 25,57 < 72 \rightarrow \text{âme de classe 1}$$

**Donc la section est de classe 01**

➤ **Vérification à la résistance:**

**a. Vérification à l'effort tranchant**

*Suivant Y-Y :*

$$V_{pl,y} = \frac{A_{vy} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M_0}}$$

$$V_{pl,y} = \frac{102,5 \cdot (23,5 / \sqrt{3})}{1,1} = 1264,26 \text{ KN}$$

$V_Y = 23,09 < V_{pl,y} = 1264,26 \text{ KN} \rightarrow$  Condition de l'effort tranchant vérifiée.

$V_y = 23,09 < 0,5 V_{pl,y} = 632,13 \text{ KN} \rightarrow$  Comme l'effort tranchant  $V_y < 0,5 V_{pl,y}$  il n'est pas nécessaire de vérifier l'interaction entre le moment et l'effort tranchant

*Suivant Z-Z :*

$$V_{pl,z} = \frac{A_{vz} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} = 555,04$$

$V_Z = 29,08 \text{ KN} < V_{pl,z} = 555,04 \text{ KN} \rightarrow$  Condition de l'effort tranchant vérifiée.

$V_y = 29,08 < 0,5 V_{pl,y} = 277,52 \text{ KN} \rightarrow$  Comme l'effort tranchant  $V_y < 0,5 V_{pl,y}$  il n'est pas nécessaire de vérifier l'interaction entre le moment et l'effort tranchant

**b. Vérification à la flexion composée**

• *Vérification à l'effort normal*

Il faut vérifier la condition suivante

$$N < \min(0,5 A_w \cdot f_y ; 0,25 N_{pl})$$

Avec :  $A_w = (h - t_f) t_w$

$$0,5A_w \cdot f_y = 0,5 \cdot 29,78 \cdot 23,5 = 349,91 \text{ KN}$$

$$0,25N_{pl} = 0,25 \cdot 133,5 \cdot 23,5 = 784,31 \text{ KN}$$

$$N = 349,91 \text{ KN} < N_{sd} = 1003 \text{ KN}$$

Donc les moments autour des deux axes seront réduits :

a) **autour de l'axe fort Y-Y:**

$$M_{rd} = M_{ply} \cdot \frac{1 - \left(\frac{N_{sd}}{N_{pl}}\right)}{1 - (0,5a)}$$

Avec :

$$a = \min(A_w/A, 0,5) \quad a = 0,22$$

$$M_{rd} = 1850,05 \cdot 235 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{1 - \left(\frac{1003}{133,5 \cdot 23,5}\right)}{1 - (0,5 \cdot 0,22)}$$

$$M_{sd} = 240 \text{ KN.m} < M_{rd} = 331,48 \text{ KN.m}$$

Vérifié

b) **autour de l'axe faible:**

$$M_{rd} = M_{plz} \cdot \left[ 1 - \left( \frac{\frac{N_{sd}}{N_{pl}} - a}{1 - a} \right)^2 \right]$$

Ave :

$$a = \min(A_w/A, 0,5) \quad a = 0,22$$

$$M_{rd} = 426,08 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 51,27 \text{ KN.m} < 174,04 \text{ KN.m}$$

Vérifié

➤ **Vérification à la stabilité :**

- **Vérification au flambement**

*Calcul de la longueur de flambement*

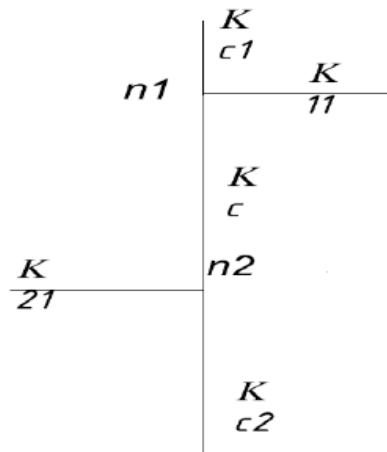
D'après l'annexe E de l'Eurocode 3 la longueur de flambement est :

Suivant **Z-Z** :

$$K_{11} = \frac{I_y}{L}$$

$$K_{21} = \frac{I_y}{L}$$

$$K_C = K_{C1} = K_{C2} = \frac{I_y}{L}$$



$K_{11}$  ,  $K_{21}$  : Rigidités des poutres des planchers

$K_C$  ,  $K_{C1}$  ,  $K_{C2}$  : Rigidités des poteaux considérés.

$$K_{11} = \frac{33089,8}{845} = 39,16cm^3$$

$$K_{21} = \frac{86974,8}{860} = 101,13cm^3$$

$$K_C = \frac{27693,1}{170} = 162,90cm^3$$

$$K_{C1} = \frac{27693,1}{250} = 110,77cm^3$$

$$K_{C2} = \frac{27693,1}{400} = 69,23cm^3$$

$$\eta_1 = \frac{K_c + K_{c1}}{K_c + K_{c1} + K_{11}} = 0,89$$

$$\eta_2 = \frac{K_c + K_{c2}}{K_c + K_{c2} + K_{21}} = 0,69$$

$$\frac{l_{ky}}{L} = \frac{1 + 0,145 \cdot (\eta_1 + \eta_2) - 0,265 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2}{2 - 0,364 \cdot (\eta_1 + \eta_2) - 0,247 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2} \rightarrow \text{Annexe A CCM97 (12)}$$

$$\Rightarrow l_{ky} = \left( \frac{1 + 0,145 \cdot (\eta_1 + \eta_2) - 0,265 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2}{2 - 0,364 \cdot (\eta_1 + \eta_2) - 0,247 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2} \right) \cdot L$$

$$l_{ky} = 1,42 \text{ m}$$

$$\lambda_1 = 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 93,9$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{142}{14,4} = 9,86$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{9,86}{93,9} = 0,105 < 0,2 \rightarrow \text{Il n'y a pas de risque de flambement}$$

**Suivant Y-Y :**

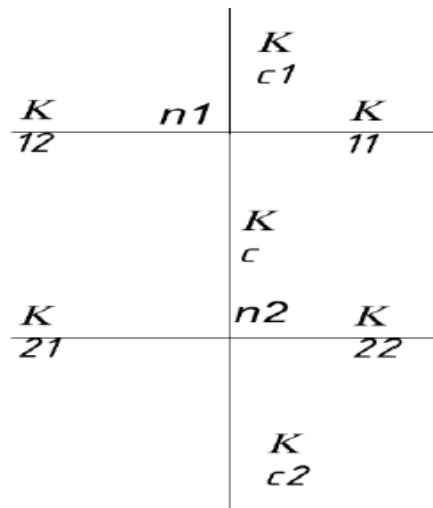
$$K_{11} = K_{12} = \frac{3692,2}{600} = 6,15 \text{ cm}^3$$

$$K_{21} = K_{22} = \frac{7763,2}{600} = 12,94 \text{ cm}^3$$

$$K_C = \frac{7436,3}{170} = 43,74 \text{ cm}^3$$

$$K_{C1} = \frac{7436,3}{250} = 29,74 \text{ cm}^3$$

$$K_{C2} = \frac{7436,3}{400} = 18,59 \text{ cm}^3$$



$$\eta_1 = \frac{K_c + K_{c1}}{K_c + K_{c1} + K_{11} + K_{12}} = 0,85$$

$$\eta_2 = \frac{K_c + K_{c2}}{K_c + K_{c2} + K_{21} + K_{22}} = 0,22$$

$$\frac{l_k}{L} = \frac{1 + 0,145 \cdot (\eta_1 + \eta_2) - 0,265 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2}{2 - 0,364 \cdot (\eta_1 + \eta_2) - 0,247 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2} \rightarrow \text{Annexe A CCM97 (12)}$$

$$\Rightarrow l_{ky} = \left( \frac{1 + 0,145 \cdot (\eta_1 + \eta_2) - 0,265 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2}{2 - 0,364 \cdot (\eta_1 + \eta_2) - 0,247 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2} \right) \cdot L$$

$$l_{ky} = 1,2 \text{ m}$$

$$\lambda_1 = 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 93,9$$

$$\lambda_z = \frac{l_{kz}}{i_z} = \frac{120}{7,46} = 16,08$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{16,08}{93,9} = 0,17 < 0,2 \rightarrow \text{Il n'y a pas de risque de flambement}$$

Le logiciel ROBOT nous donne les résultats suivants pour le dimensionnement des poteaux:

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
<b>Famille : 11 poteaux</b>						
69	HEA 320	ACIER E24	12.81	56.04	1.09	37 1.35G+1.5Q
	HEA 340		12.08	56.27	0.97	
	HEA 360		11.43	56.51	0.87	

Points de calcul  
 division : n = 7  
 extrêmes : aucun  
 additionnels : aucun

Note de calculs donnée par ROBOT

Famille : 11 poteaux  
 Pièce : 69  
 Point / Coordonnée : 7 / x = 1.00 L = 4.00 m  
 Cas de charge : 37 1.35G+1.5Q (1+3)\*1.35+2\*1.50

Profil correct

Résultats simplifiés Résultats détaillés

**FORCES**

N <sub>Ed</sub> = 637.64 kN	M <sub>y,Ed</sub> = 336.34 kN*m	M <sub>z,Ed</sub> = 1.03 kN*m	V <sub>y,Ed</sub> = 2.31 kN
N <sub>c,Rd</sub> = 3136.62 kN	M <sub>y,pl,Rd</sub> = 434.90 kN*m	M <sub>z,pl,Rd</sub> = 177.65 kN*m	V <sub>y,T,Rd</sub> = 1496.05 kN
N <sub>b,Rd</sub> = 2464.99 kN	M <sub>y,c,Rd</sub> = 434.90 kN*m	M <sub>z,c,Rd</sub> = 177.65 kN*m	V <sub>z,Ed</sub> = 129.49 kN
	MN <sub>y,Rd</sub> = 397.87 kN*m	MN <sub>z,Rd</sub> = 177.65 kN*m	V <sub>z,T,Rd</sub> = 609.49 kN
			T <sub>t,Ed</sub> = 0.03 kN*m
			Classe de la section = 1

**DEVERSEMENT**

XLT = 1.00

**FLAMBEMENT y**

L <sub>y</sub> = 1.74 m	Lam <sub>y</sub> = 0.13
L <sub>cr,y</sub> = 1.74 m	χ <sub>y</sub> = 1.00
Lam <sub>y</sub> = 12.08	κ <sub>yy</sub> = 0.99

**FLAMBEMENT z**

L <sub>z</sub> = 4.20 m	Lam <sub>z</sub> = 0.60
L <sub>cr,z</sub> = 4.20 m	χ <sub>z</sub> = 0.79
Lam <sub>z</sub> = 56.27	κ <sub>yz</sub> = 0.63

**CONTROLE DE LA SECTION**

$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^2 = 0.72 < 1.00$  (6.2.9.1.(6))  
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.21 < 1.00$  (6.2.6-7)

**CONTROLE DE LA STABILITE DE LA BARRE**

Lam<sub>y</sub> = 12.08 < Lam<sub>max</sub> = 210.00 Lam<sub>z</sub> = 56.27 < Lam<sub>max</sub> = 210.00 STABLE  
 $N_{Ed}/(\chi_y N_{Rk}/\gamma_{M1}) + \kappa_{yy} M_{y,Ed}/(\chi_{LT} M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) + \kappa_{yz} M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.97 < 1.00$  (6.3.3.(4))

**CONCLUSION :**

Donc tous les profilés choisis pour assurer la résistance et la stabilité de la structure sont admis. Les profilés adoptés pour tous les éléments sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau VII.3- : Les profilés adoptés pour tous les éléments de la structure**

Eléments		Profilés adoptés	
Toiture	Pannes		IPE140
	Poutre au vent		CAE(80x80x8)
	Ciseau		2CAE(70x70x7)
	ferme	Diagonales	2CAE(70x70x7)
		Montant	2CAE(70x70x7)
		Membrures supérieur	2CAE(60x60x6)
		Membrures inférieur	2CAE(70x70x7)
Eléments secondaires	Potelets		IPE220
	Escalier	Limons	UAP220
		Cornière du support	CAE(40x40x4)
	Plancher bureau	Poutres maitresses	HEA360
		solives	HEA200
	Plancher stockage	Poutres maitresses	HEA500
		solives	HEA240
	Contreventement	Palée de stabilité	
Bardage	Lisses de bardage		IPE140
Eléments principaux	poteaux		HEA340



# CHAPITRE IX

## CALCULE DES ASSEMBLAGES

### INTRODUCTION

La conception et le calcul des assemblages revêtent en construction métallique, une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces pour la sécurité finale de la construction, Les ossatures ne présentent généralement pas de redondances importantes et les assemblages constituent donc de point de passage obligé pour les sollicitations régnant dans les différents composants structurels ; En cas de défaillance d'un assemblage, c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est en cause .

- Les assemblages sont des ensembles constitués de plusieurs composants.
- Les abouts des éléments structurels liaisonnés.
- Les pièces accessoires de liaison
- Les organes de fixation proprement dits assurant la solidarisation effective entre les composants en présence

### IX.1 FONCTIONNEMENT DES ASSEMBLAGES

Les principaux modes d'assemblages sont :

#### a) Le boulonnage

Le boulonnage consiste le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur site . Dans notre cas, le choix à été porté sur le boulon de haute résistance (HR) il comprend une vis à tige filetée, une tête hexagonale ou carrée et un écrou en acier à très haute résistance :

classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.9
$f_{yb} (N / mm^2)$	240	320	300	400	360	480	640	900
$f_{Ub} (N / mm^2)$	400	400	500	500	600	600	800	1000

### **b) Le soudage**

En charpente soudée les assemblages sont plus rigides, cela à pour effet un encastrement partiel des éléments constructifs. Les soudages à la flamme oxyacétylénique et le soudage à l'arc électrique sont des moyens de chauffages qui permettent d'élever à la température de fusion brilles des pièce de métal à assembler.

### **C) Fonctionnement par adhérence**

Dans ce cas, la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact. Cela concerne le soudage, le collage, le boulonnage par boulons HR.

### **D) Coefficients partiels de sécurité (chap.6.1.2 –eurocode3)**

- Résistance des boulons au cisaillement :  $\gamma_{MB} = 1,25$
- Résistance des boulons à traction :  $\gamma_{MB} = 1,50$

### **E) Coefficient de frottement (art.6.5.8.3 (1))**

Un bon assemblage par boulons HR exige que des précautions élémentaires soient prises, notamment :

- Le coefficient de frottement  $\mu$  doit correspondre à sa valeur de calcul. Cela nécessite une préparation des surfaces, par brossage ou grenailage, pour éliminer toute trace de rouille ou de calamine ; de graissage, etc.

$\mu = 0,50$  pour les surfaces de la classe A

$\mu = 0,40$  pour les surfaces de la classe B

$\mu = 0,30$  pour les surfaces de la classe C

$\mu = 0,20$  pour les surfaces de la classe D.

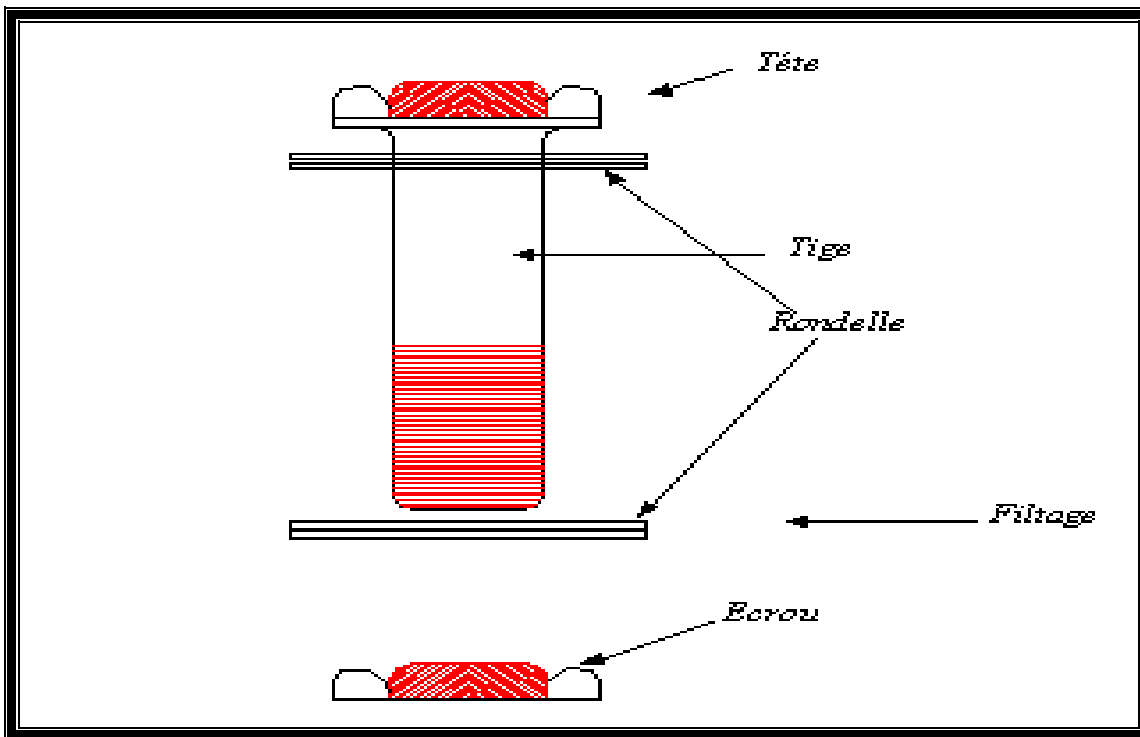


Figure IX-1 boulons

## IX.2 ROLE DES ASSEMBLAGES

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsion.

Pour réaliser une structure métallique ; on dispose de pièces individuelles, qu'il convient d'assembler :

- Soit bout à bout (éclissage, rabotages).
- Soit concourantes (attaches poutre/poteau, treillis et systèmes réticulés)

Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il y a lieu de distinguer, parmi les assemblages :

- Les assemblages articulés, qui transmettront uniquement les efforts normaux et tranchants.
- Les assemblages rigides, qui transmettront en outre les divers moments.

### IX.3 CALCUL DES ASSEMBLAGES

#### IX .3 .1 Assemblage des éléments de la ferme

L'assemblage se fait par la détermination des éléments les plus sollicités, et les sollicitations les plus défavorables sont données dans le tableau ci-dessous.

**Tableau IX-1 : Efforts dans les éléments de la ferme**

Eléments	Membrures supérieures	Membrures inférieures	Diagonales	Montants
Effort (KN)	121,87	204,71	111	48,31
Section	2L(60x60x6)	2L(70x70x7)	2L(70x70x7)	2L(70x70x7)

**N.B :** les derniers montants de la ferme seront substitués par 2L(80X80X8) pour des raisons constructives.

Les éléments de la ferme sont constitués de doubles cornières d'où l'effort repris par chaque cornière est  $F/2$ .

#### IX .3.1.1 Pré dimensionnement du gousset :

L'épaisseur est donnée par le tableau suivant :

**Tableau IX-2 : Epaisseur du gousset en fonction de l'effort appliqué**

F (KN)	$\leq 200$	200-450	450-750	750-1150	1150-1650
e (mm)	8	10	12	14	16

- Pour les membrures supérieures :  $N = 121,87 \text{ kN} < 200 \text{ kN}$
- Pour les membrures inférieures :  $200 < N = 204,71 \text{ kN} < 450 \text{ kN}$
- Pour les diagonales :  $N = 111 \text{ kN} < 200 \text{ kN}$
- Pour les montants :  $N = 48,31 \text{ kN} < 200 \text{ kN}$

**Donc on choisit  $e = 10\text{mm}$ .**

#### IX.3.1.2 Pré dimensionnement de la gorge

La gorge de soudure doit vérifier les critères de mise en œuvre, elle est donnée par la condition suivante:

$$3\text{mm} \leq a \leq 0,5 t_{\max} \quad \text{avec :}$$

$t_{\max}$  : épaisseur maximal des pièces assemblées.

$$t_{\max} = 8\text{mm} \text{ (épaisseur du gousset)}$$

$$3\text{mm} \leq a \leq 0,5 \times 10\text{mm}$$

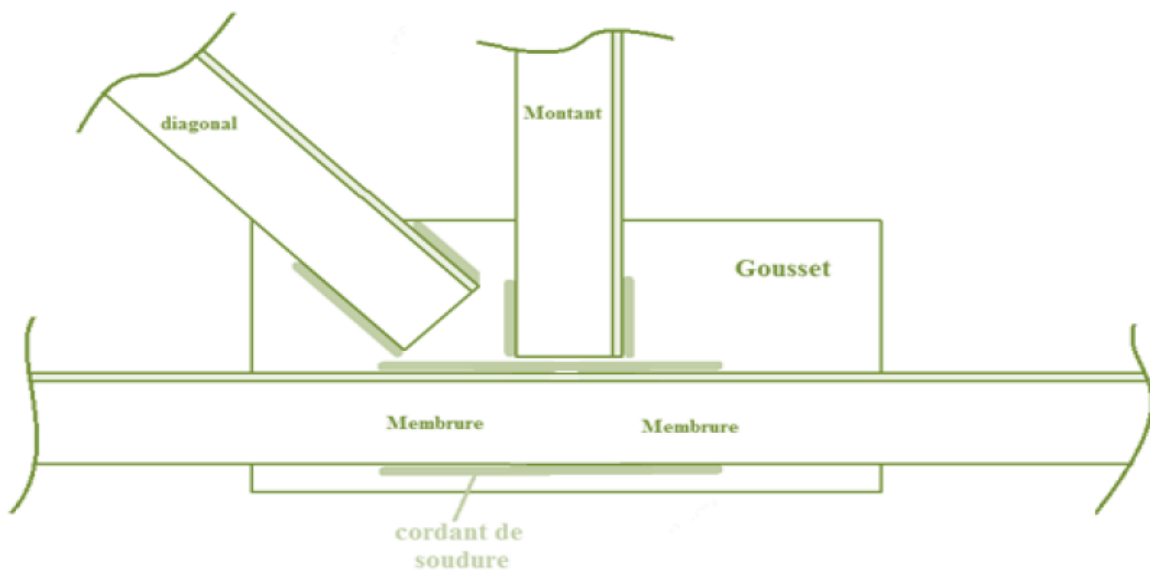
$$3\text{mm} \leq a \leq 5\text{mm} \Rightarrow a = 5\text{mm}$$

**IX .3.1.3 Les longueurs de soudures:**

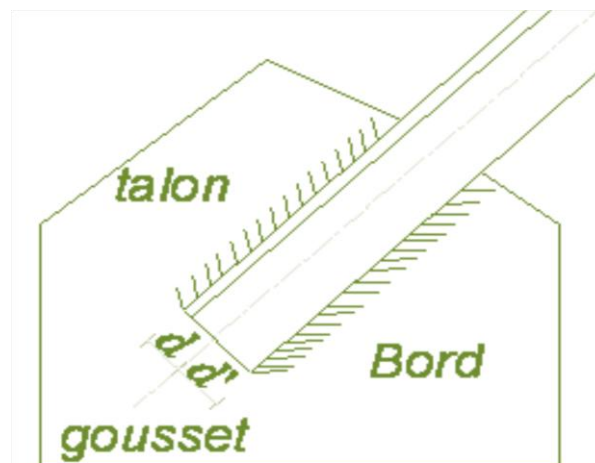
Les longueurs de soudure sont données comme suit:

$$L_{talon} \geq \frac{\frac{N}{2} \times \gamma_{m0} \times \beta_w \times \sqrt{3}}{a \times f_u \times \left(1 + \frac{d'}{d}\right)}$$

$$L_{bord} \geq \frac{\frac{N}{2} \times \gamma_{m0} \times \beta_w \times \sqrt{3}}{a \times f_u \times \left(1 + \frac{d'}{d}\right)}$$



**Figure IX-2 : Détail assemblage Gousset- éléments de la ferme**



**Figure IX-3 : Longueurs de soudures**

On considère que la cornière est soudée seulement au bord donc on aura:

$$L_{bord} \geq \frac{\frac{N}{2} \gamma_{m0} \cdot \beta_w \cdot \sqrt{3}}{a \cdot f_u}$$

- $\frac{N}{2}$  : effort repris par chaque cornière
- $\gamma_{m0}$  : Coefficient de sécurité.  $\gamma_{m0} = 1.25$
- $\beta_w$  : Coefficient de corrélation.  $\beta_w = 0.8$
- $a$  : Gorge de la soudure.
- $f_u$  : Résistance limite de rupture.  $f_u = 360$  (Acier S235)
- $d$  : Distance du centre de gravité au talon
- $d'$  : Distance du centre de gravité au bord

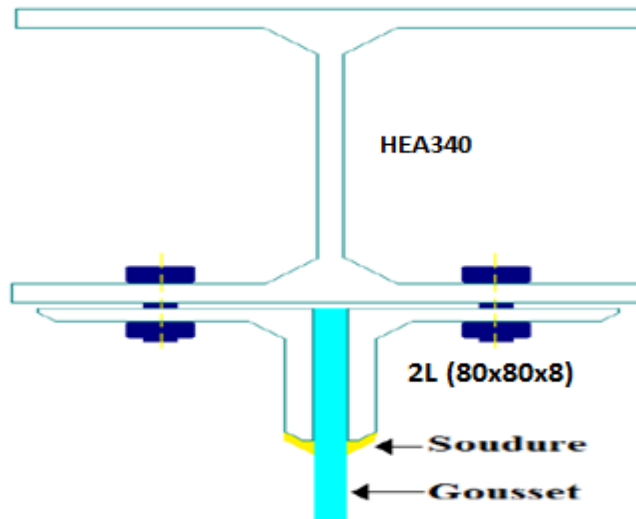
**Tableau IX-3: dimension des cordons de soudure**

Élément	Type de cornière	Distance		Longueur des soudures		Gorge (mm)
		$d'(cm)$	$d(cm)$	$L_{talon}(cm)$	$L_{bord}(cm)$	
Membrures supérieures	2L(60x60x6)	4,31	1,69	4,3	6	5
Membrures inférieures	2L(70x70x7)	5,03	1,97	7,1	10	5
Diagonales	2L(70x70x7)	5,03	1,97	4	5,5	5
Montants	2L(70x70x7)	5,03	1,97	2	2,5	5
Montants De rive	2L(80X8X8)	5.66	2.34	2	2,5	5

**IX .3 .2- Assemblage poteau – ferme : (HEA340-2L(80X8X8)) :**

**IX .3 .2.1 Disposition des boulons :**

Pour des raisons constructives, on change les montants qui sont assemblés aux poteaux par 2L(80X8X8).



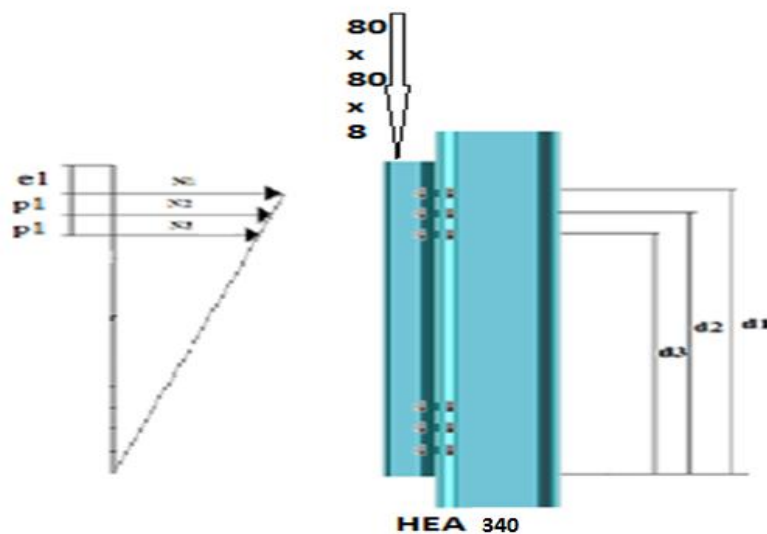
**Figure IX-4 : Détail assemblage ferme – poteau**

On considérera forfaitairement 6 rangés de boulons M16 de classe 8.8 (Boulons HR);

$d_0 = 18\text{mm}$ , 2L (80x8)  $t=8\text{mm}$ , de longueur = 50cm.

$$\begin{cases} 1.2d_0 \leq e_1 \leq 12t \\ 2.2d_0 \leq p_1 \leq 14t \\ 1.5d_0 < e_2 \end{cases} \quad \text{D'où} \quad \begin{cases} 21.6\text{mm} \leq e_1 \leq 96\text{mm} \\ 39.6\text{mm} \leq p_1 \leq 112\text{mm} \\ e_2 > 27\text{mm} \end{cases}$$

$$\text{Soit : } \begin{cases} e_1 = 40\text{mm} \\ p_1 = 50\text{mm} \\ e_2 = 30\text{mm} \end{cases}$$



**Figure IX-5: distribution des efforts**

❖ L'ELU : CAS ( $G + 1.5Q$ )

$$\begin{cases} M_u = 66,72 \text{KN.m} \\ V_u = 37,25 \text{KN} \end{cases}$$

Les 3 rangées de boulons supérieurs travaillent en traction, le plus sollicité reprend un effort qui vaut :

$$N_1 = \frac{M \times d_1}{\sum_{i=1}^5 d_i^2}$$

$d_i$  : La distance des boulons tendus au centre de gravité de la membrure inferieur

$$d_1 = 50 - 4 = 46 \text{cm}$$

$$d_2 = 46 - 5 = 41 \text{cm}$$

$$d_3 = 41 - 5 = 36 \text{cm}$$

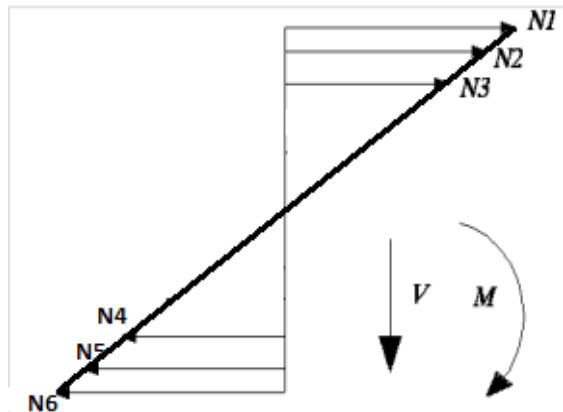


Figure IX-6 : Distribution des efforts

$$N_1 = \frac{66,72 \times 0,46}{0,46^2 + 0,41^2 + 0,36^2}$$

$N_1 = 60,26 \text{KN}$  Effort de traction sur le boulon le plus sollicité.



Le boulon reprend en plus de l'effort de traction, un effort de cisaillement qui vaut :

$$V_{sd} = \frac{V}{n \times p}$$

- $n$  : Nombre de boulons
- $p$  : Nombre de plans de cisaillement

$$V_{sd} = \frac{37.25}{12 \times 1} = 3.10 \text{KN}$$

#### IX .4 .2.2 Vérifications :

##### IX .4 .2.2.1 Vérification des boulons soumis simultanément à des efforts de cisaillement et de traction :

La résistance d'un boulon précontraint à l'interaction cisaillement-traction est donnée comme suit:

$$F_{s,Rd} = K_s n \mu (F_{p,cd} - 0.8 F_{t,sd}) / \gamma_{ms} \quad \text{L'article 6.5.8.4EC3}$$

$$F_{p,cd} = 0.7 f_{ub} A_s$$

- $F_{p,cd}$  : Effort de précontrainte
- $f_{ub}$  : Résistance ultime du boulon de classe 8.8 (haute résistance)  $f_{ub} = 800 \text{MPa}$  :
- $A_s$  : Section résistante de la partie filetée

$$A_s = 157 \text{mm}^2$$

- $\gamma_{ms}$  : Coefficient de sécurité,  $\gamma_{ms} = 1.25$
- $K_s$  : Facteur de forme ; trous nominaux  $K_s = 1$
- $n$  : Nombre de plan de contact  $n = 1$
- $\mu$  : Coefficient de frottement surface brossée  $\mu = 0.3$

on a :

$$F_{t,sd} = \frac{N_1}{2} = \frac{60.26}{2} = 30.13 \text{KN} \quad (\text{pour un seul boulon})$$

$$F_{v,sd} = 3.10 \text{KN}$$

$$F_{s,Rd} = 15.31 \text{KN} > F_{v,sd} = 3.10 \text{KN}$$

**Condition vérifiée**

##### IX .4 .2.2.2 Vérification au poinçonnement :

Il faut vérifiée la condition suivante :

$$F_{t,sd} \leq B_{p,Rd} = 0.6 \pi d_m t_p f_u / \gamma_{mb}$$

$d_m$  : Diamètre moyen entre le cercle circonscrit et le cercle inscrit à la tête du boulon

$$M16 \Rightarrow d_m = 24.58 \text{mm}$$

- $t_p$  : L'épaisseur de la cornière  $t_p = 8 \text{mm}$
- $f_u$  : La limite de rupture,  $f_u = 360 \text{MPa}$

$$F_{t,sd} = 30.13 \text{KN}$$

$$B_{p,Rd} = 0.6 \times \pi \times 24.58 \times 8 \times \frac{360}{1.25} = 106.69 \text{KN}$$

$$F_{t,sd} = 30.13 \text{KN} < B_{p,Rd} = 106.69 \text{KN}$$

**Condition vérifiée**

**IX .4 .2.2.3 Vérification à La pression diamétrale :**

Il faut vérifiée la condition suivante :

$$F_{tsd} \leq F_{b,Rd} = 2.5\alpha f_u dt_p / \gamma_{mb}$$

$$\alpha = \min \left( \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right)$$

$$\alpha = 0.67$$

$$F_{b,Rd} = 61,74KN$$

$$V_{sd} = 30,13KN < F_{b,Rd} = 61,74KN$$

**Condition vérifiée**

**IX .4 .2.2.4 Vérification de l'assemblage long :**

La résistance au cisaillement  $V_{Rd}$  doit être minorée par un coefficient  $B_{Lf}$  si la distance  $L_j$  entre les centres des éléments d'attache situés aux extrémités, mesurée dans la direction de la transmission des efforts est supérieur à  $15d$ ,  $d$ : étant le diamètre nominal des boulons.

La longueur de l'assemblage est :  $L_j = 500 - (2 \times 40) = 420mm$

$$15 \times d = 15 \times 16 = 240mm$$

$$L_j = 420mm > 15 \times d = 240mm \quad \Rightarrow \text{Assemblage long}$$

D'où l'effort résistant  $V_{Rd}$  sera réduit avec un coefficient  $B_{Lf}$ .

$$B_{Lf} = 1 - \left( \frac{L_j - 15 \times d}{200 \times d} \right) = 1 - \left( \frac{420 - 240}{200 \times 16} \right) = 0.94$$

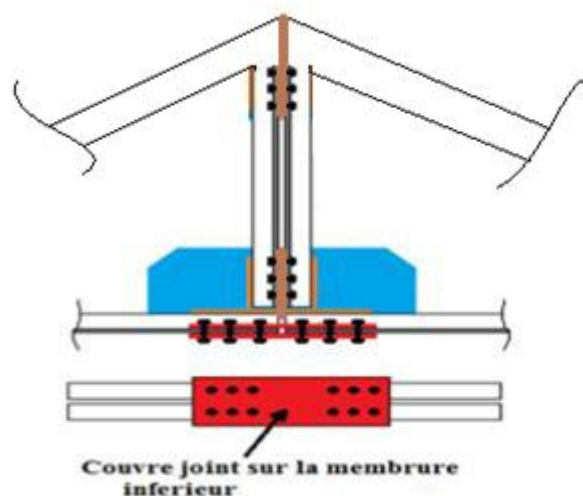
$$\Rightarrow V_{Rd} = 0.94 \times 15,31 = 14,39KN$$

$$V_{Rd} = 14,39KN > V_{sd}$$

$$= 3.10KN$$

**Condition vérifiée**

**IX .4 .3- Assemblage du couvre joint:**



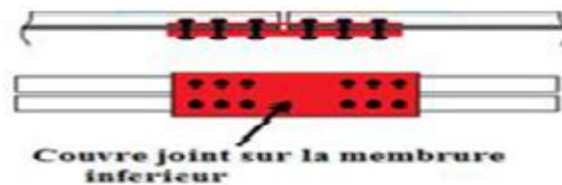
**Figure IX-7: Détail d'assemblage des deux éléments de la ferme**

On considérera forfaitairement 6 rangés de boulons M12 de classe 8.8.  $d_0 = 13\text{mm}$ .

$$\left\{ \begin{array}{l} e_1 \geq 1,2 \times d_0 \\ e_1 \leq 12 \times t_{\max} \\ e_1 \leq 120\text{mm} \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} e_2 \geq 1,2 \times d_0 \\ e_2 \leq 12 \times t_{\max} \\ e_2 \leq 120\text{mm} \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} p_1 \geq 2,2 \times d_0 \\ p_1 \leq 14 \times t_{\max} \\ p_1 \leq 140\text{mm} \end{array} \right.$$

Soit :  $e_1 = 35\text{mm}$      $e_2 = 35\text{mm}$      $p_1 = 50\text{mm}$

**IX .4 .3.1- Assemblage du couvre joint dans la membrure inférieure:**



On dimensionnera l'assemblage selon le cas le plus défavorable à savoir :

$$G + 1,5V1_g.$$

Le couvre joint sera sollicité à un effort de traction qui vaut :

$$N_{ELU} = 128,11\text{kN}$$

$$N_{ELS} = 75,35\text{kN}$$

Les boulons sont sollicités en cisaillement seul.

On utilise des boulons précontraints dont la résistance de calcul au glissement  $F_{SRd}$  est donnée par la formule :

$$F_{SRd} = \frac{K_S \cdot \mu \cdot n \cdot F_p}{\gamma_{ms}}$$

$$\gamma_{Mb} = 1,25$$

Boulon de classe 8.8  $\Rightarrow f_u = 800\text{MPa}$

Boulon M12,  $A_s = 0,843\text{ cm}^2$

D'où :

$$F_{SRd} = \frac{1 \times 1 \times 0,3 \times 0,7 \times 80 \times 0,843}{1,25} = 11,33\text{kN}$$

➤ **Vérification à l'ELU :**

L'effort tranchant repris par un boulon est:  $F_{V,sd} = \frac{N/2}{n.p}$

Le nombre de boulons doit vérifier la condition suivante:

$$F_{V,sd} \leq F_{sRd} \Rightarrow n = \frac{N/2}{F_{sRd} \cdot p} = \frac{128,11/2}{11,33 \times 2} = 2,83$$

Soit  $n=3$

➤ **Vérification à l'ELS:**

$$F_{sRd} = \frac{1 \times 1 \times 0,7 \times 80 \times 0,843}{1,1} = 42,91 \text{ kN}$$

$$F_{V,sd} = \frac{75,35/2}{3 \times 1} = 12,55 \text{ kN}$$

$$F_{sRd} = 42,91 > F_{V,sd} = 12,55 \text{ kN} \Rightarrow \text{vérifié}$$

✓ **Vérification à la pression diamétrale :**

- **Pour la cornière :** on doit vérifier la formule suivante :

$$F_{V,sd} \leq F_{b,Rd} = 2,5 \alpha F_u d t_p / \gamma_{Mb}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - 0,25; \frac{f_{ub}}{f_u} \text{ ou } 1\right)$$

$$\alpha = 0,89$$

$$F_{b,Rd} = 2,5 \times 0,89 \times 36 \times 1,2 \times 0,7 / 1,25 = 53,83 \text{ kN}$$

$$F_{V,sd} = \frac{N/2}{n \cdot p} = \frac{64,05}{3 \times 1} = 21,35 \text{ kN}$$

$$\text{donc } F_{V,sd} \leq F_{b,Rd} \quad \text{vérifiée}$$

- **Pour la platine:**

On prend :  $T_{p=10\text{mm}}$

$$F_{V,sd} \leq F_{b,Rd} = 2,5 \alpha F_u d t_p / \gamma_{Mb}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - 0,25; \frac{f_{ub}}{f_u} \text{ ou } 1\right)$$

$$\alpha = 0,89$$

$$F_{b,Rd} = 2,5 \times 0,89 \times 36 \times 1,2 \times 1 / 1,25 = 76,89 \text{ kN}$$

$$F_{V,sd} = \frac{N}{n \cdot p} = \frac{128,11}{12 \times 1} = 10,67 \text{ kN}$$

$$\text{donc } F_{V,sd} \leq F_{b,Rd} \quad \text{vérifiée}$$

- **Rupture de la section nette :**

$$N_{u,Rd} = 0,9 A_{net} f_u / \gamma_{mb}$$

$$A_{net} = 2(A_1 + \varepsilon A_2)$$

$$A_1 = (l - d_0) \times e = (70 - 13) \times 7 = 399 \text{ mm}^2$$

$$A_2 = A_{tot} - (d_0 \times e) - A_1 = 940 - (13 \times 7) - 399 = 450 \text{ mm}^2$$

$$\varepsilon = \frac{3 \times A_1}{3A_1 + A_2} = \frac{3 \times 399}{3 \times 399 + 450} = 0,726$$

$$A_{net} = 2(399 + 0,726 \times 450) = 1451,4 \text{ mm}^2$$

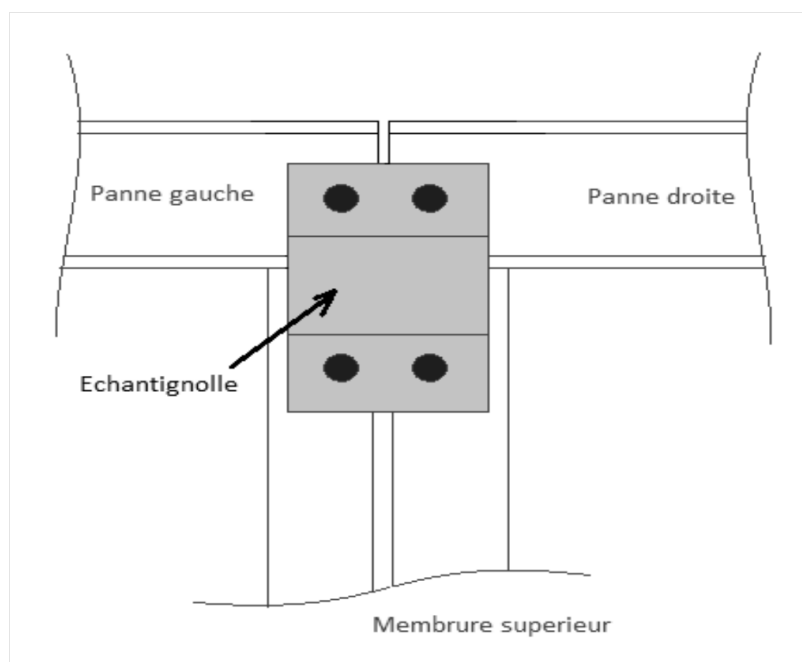
$$N_{u,Rd} = 0,9 \times 1451,4 \times 360 / 1,25 = 376,2 \text{ kN} > 128,11 \text{ kN}$$

**IX .4 .4-Assemblage de l'échantignolle**

**IX .4 .4.1 Assemblage de la panne sur l'échantignolle**

On dimensionnera le boulon au cisaillement avec  $R_{vZ} / 2$  (chaque boulon reprend une seul panne).

Voire schéma statique de l'échantignolle (Fig. III.6 chapitre II).



**Figure IX-8: Vue de face de l'échantignolle**

On vérifiera l'assemblage pour un boulon ordinaire afin de réaliser une articulation.

Soit un boulon ordinaire M 12 de classe 6.8 ;  $f_{ub} = 600 \text{ MPa}$

$R_{vZ \max} = 16,7 \text{ kN}$  et celui due au vent (voire chapitre II calcul de l'échantignolle).

$$F_{VRd} = \frac{0,5 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{Mb}} = \frac{0,5 \times 0,843 \times 60}{1,25} = 20,16 \text{ kN} > \frac{16,7}{2} = 8,35 \text{ kN}$$

### IX .4 .4.2 Assemblage de l'échantignolle sur la membrure

Dans ce cas-là, le boulon est soumis simultanément un effort de cisaillement et de traction, Le cas le plus défavorable et celui du vent :

$$V_Z = -16,7$$

$$V_Y = 0,382 \text{ KN}$$

Soit un boulon ordinaire M 12 de classe 6.8 ;  $f_{ub} = 600 \text{ MPa}$ .

$$\frac{F_{V,Sd}}{F_{V,Rd}} + \frac{F_{t,sd}}{1,4 \times F_{t,Rd}} \leq 1$$

$$F_{t,sS} \leq F_{t,Rd}$$

$$F_{t,Rd} = 0,9 \times A_S \times f_{ub} / \gamma_{mb} = 0,9 \times 0,843 \times 60 \div 1,5 = 30,34 \text{ KN}$$

$$F_{V,Rd} = 0,5 \times A_S \times f_{ub} / \gamma_{mb} = 0,5 \times 0,843 \times 60 \div 1,25 = 20,16 \text{ KN} \text{ Condition Vérifiée}$$

$$\frac{0,191}{20,16} + \frac{8,35}{1,4 \times 30,34} = 0,206 \leq 1$$

$$8,35 \leq 30,34$$

### IX .4 -5 Assemblages des ciseaux de stabilité des fermes :

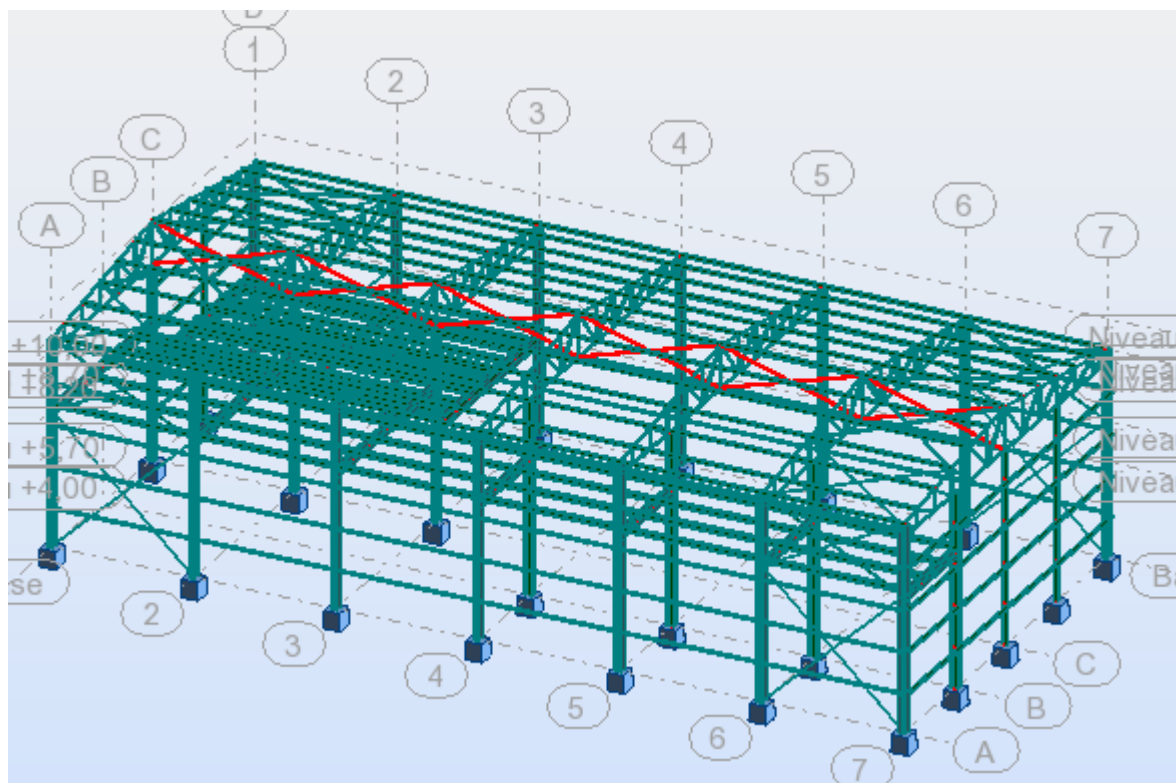


Figure IX-9 : Repérage des ciseaux de stabilité en vue 3D

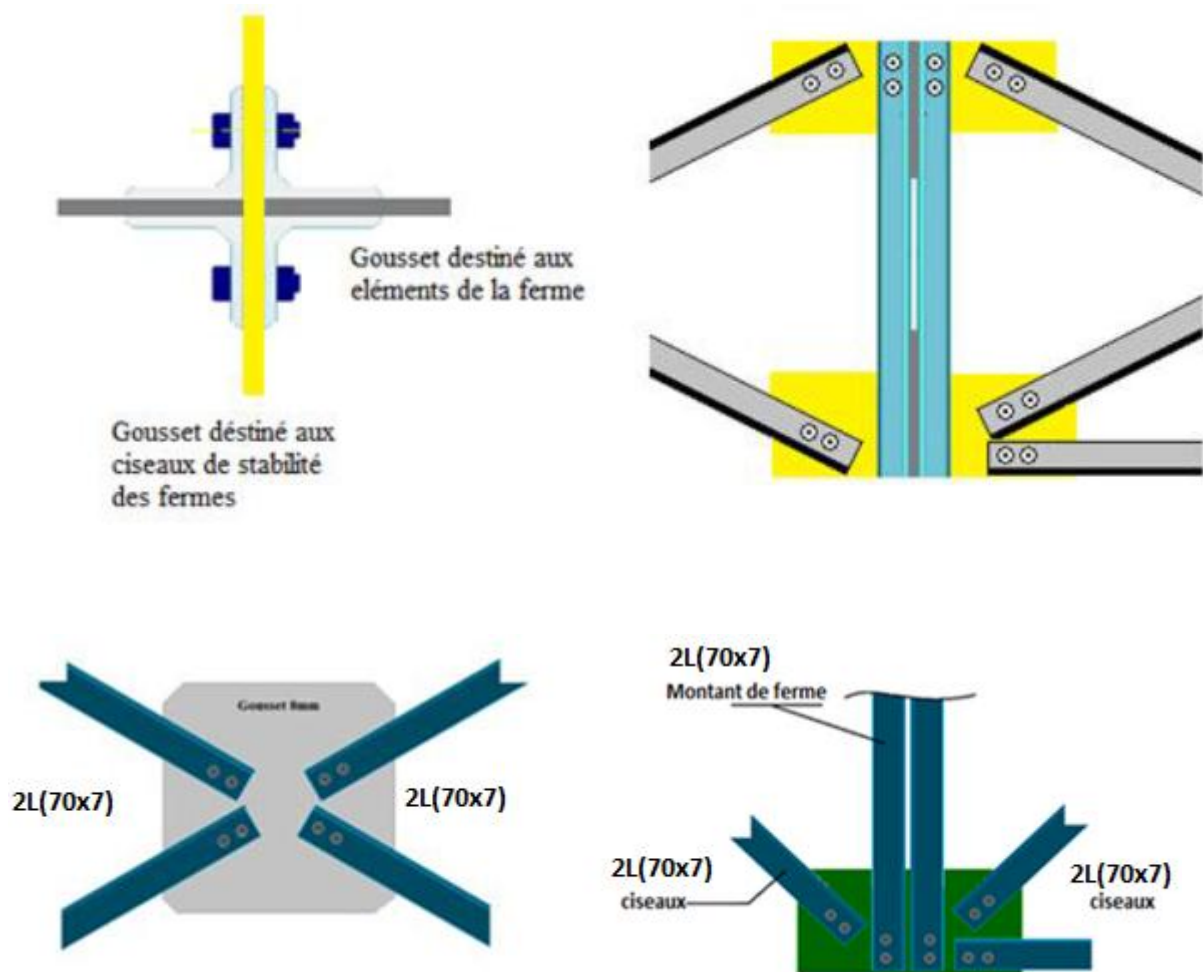


Figure IX-10 : Détail de l'assemblage des ciseaux de stabilité des fermes

#### IX .4 .5.1- Dimensionnement de l'assemblage

Les barres constituées de 2L (70x70x7), sont soumises uniquement aux efforts de traction ou compression, se qui se traduit en effort de cisaillement dans les boulons.

$$N_{max} = 28,73KN$$

On utilisera des boulons ordinaires M10 de classe 6.8 a fin de réaliser une articulation.

$$f_{ub} = 600MPa$$

Boulon M10,  $A_s = 0,58 \text{ cm}^2$

$$V_{Rd} = 0.5f_{ub}A_s/\gamma_{mb}$$

$$V_{Rd} = 0.5 \times 600 \times \frac{58}{1.25} = 13.92KN$$

L'effort tranchant repris par un boulon est:

$$F_{v,sd} = \frac{N_{max}}{n \times p}$$

Le nombre de boulons doit vérifier la condition suivante:

$$F_{v,sd} \leq V_{Rd} \Rightarrow n \geq \frac{N_{max}}{p \times V_{Rd}} = \frac{28,73}{2 \times 13,92} = 1,03$$

Soit n=2 Boulons.

Donc on opte pour un gousset de 10mm et 2 boulons M10 de classe 6.8

• **Disposition des boulons:**

$$\left\{ \begin{array}{l} e_1 \geq 1.2d_0 \\ e_1 \leq 12t_{max} \text{ ou } 150\text{mm (max)} \\ p_1 \geq 2.2d_0 \\ p_1 \leq 14t_{max} \text{ ou } 200\text{mm (max)} \\ e_2 \geq 1.5d_0 \\ e_2 \leq 12t \text{ ou } 150\text{mm (max)} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} 13.2\text{mm} \leq e_1 \leq 120\text{mm} \\ 24.2\text{mm} \leq p_1 \leq 140\text{mm} \\ e_2 > 16.5\text{mm} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} e_1 = 60\text{mm} \\ p_1 = 80\text{mm} \\ e_2 = 20\text{mm} \end{array} \right.$$

**IX .4 .5.2-Vérifications :**

**a) - Pression diamétrale :**

Il faut vérifier la condition suivante :

$$V_{sd} \leq F_{b,Rd} = 2.5\alpha f_u d t_p / \gamma_{mb}$$

$$\alpha = \min \left( \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right) \Rightarrow \alpha = 1$$

$$F_{b,Rd} = 2.5 \times 1 \times 360 \times 10 \times \frac{7}{1.25} = 50,4\text{KN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{28,73}{4} = 7,18\text{KN}$$

$$F_{v,sd} = 7,18\text{KN} < F_{b,Rd} = 50,4\text{KN}$$

**Condition vérifiée**

**b) - Rupture de la section nette**

$$N_{u,Rd} = 0.9A_{nette} f_u / \gamma_{mb}$$

$$A_{nett} = 2(A_1 + \zeta A_2)$$

$$A_1 = (l - d_0) \times e = (70 - 11) \times 7 = 413\text{mm}^2$$

$$A_2 = A_{tot} - (d_0 \times e) - A_1$$

$$A_2 = 940 - (11 \times 7) - 413$$

$$A_2 = 450\text{mm}^2$$

$$\zeta = \frac{3A_1}{3A_1 + A_2} = \frac{3 \times 413}{3 \times 413 + 450} = 0.733$$



$$A_{nett} = 2(413 + 0.733 \times 450)$$

$$A_{nett} = 1486,21 \text{ mm}^2$$

$$N_{u,Rd} = 0.9 \times 1486,21 \times \frac{360}{1.25} = 385,226 \text{ KN}$$

$$N_{u,Rd} = 385,22 \text{ KN} > F_{v,sd} = 28,73 \text{ KN}$$

Condition vérifiée

#### IX .4 .6- Assemblage Palée de stabilité :

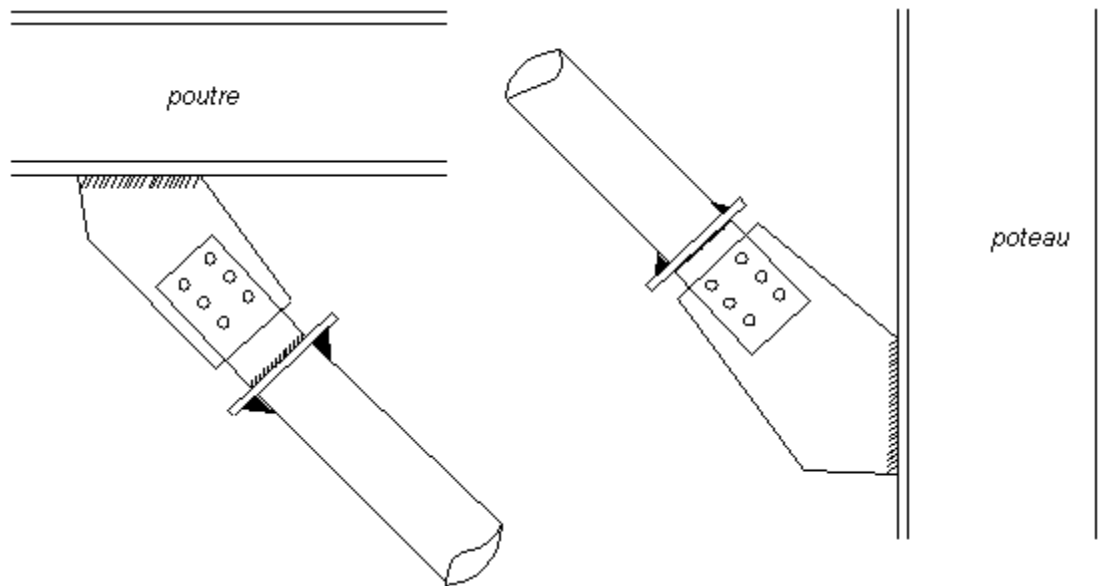


Figure IX-11 : Détail d'assemblage des supports

#### IX .4 .6.1 - Dimensionnement de l'assemblage de liaison palée – gousset :

Distribution de  $N_u$  sur les boulons :

$$N_{t,sd} = N_u = 92,74 \text{ kN}$$

En utilisant des boulons ordinaires de classe 6.8

On fixe le nombre de boulons on choisit  $n_b = 3$  par cornière

On distribue l'effort  $N_u$  sur les boulons

$$F_{v,sd} = \frac{N_u}{n \times p} = \frac{92,74}{3 \times 1} = 30,91 \text{ kN}$$

Dimensionnement des boulons :

$$F_{vrd} = 0,5 A_s \frac{f_{ub}}{\gamma_{mb}}$$

$$\begin{cases} \text{classe 6.8} \\ f_{yb} = 480 \text{ MPa} \\ f_{ub} = 600 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$F_{vsd} \leq F_{vrd}$$

$$F_{vrd} \leq 0,5 A_s \frac{f_{ub}}{\gamma_{mb}}$$

$$\Rightarrow A_s \geq \frac{\gamma_{mb} F_{v.sd}}{0,5 \cdot f_{ub}} \quad , \gamma_{mb} = 1,25$$

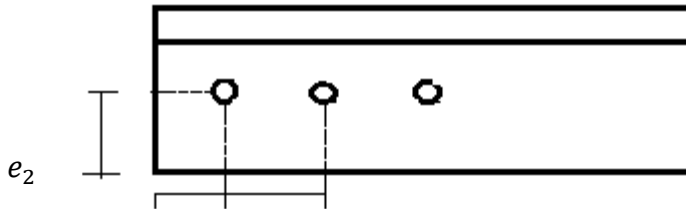
$$A_s \geq \frac{1,25 \cdot 30,91 \cdot 10^3}{0,5 \cdot 600} = 128,80 \text{ mm}^2 = 1,288 \text{ cm}^2$$

on adopte des boulons de type  $M_{16}$  ( $A_s = 1,57 \text{ cm}^2$ )

$$d_0 = 18 \text{ mm}$$

Distribution géométrique

$$\alpha = \min \left( \frac{e_1}{3 d_0} ; \frac{P_1}{3 d_0} - 0,25 ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right)$$



$$e_1 \geq 3 d_0 \Rightarrow e_1 \geq 3 \cdot 1,8 \quad \text{end} \quad e_1 = 6 \text{ cm}$$

$$\frac{P_1}{3 d_0} - 0,25 \geq 1 \Rightarrow P_1 \geq 1,25 \times 3 d_0 = 6,75 \text{ cm} \quad \text{On prend} \quad P_1 = 7 \text{ cm}$$

- **Vérification vis-à-vis des assemblages trop long :**

$$l = (n-1) P_1 = (3-1) 7 = 14 \text{ cm}$$

$$l < 15 \cdot d = 15 \cdot 1,6 = 24 \text{ cm}$$

l'assemblage n'est pas long

- **pression diamétrale :**

a)- vérification de la cornière :

$$F_b \leq F_{brd}$$

$$F_{b \text{ corniere}} = \frac{N_u}{3} = \frac{92,74}{3} = 30,91 \text{ kN}$$

$$F_{brd} = 2,5 \cdot \alpha \cdot d \cdot t_{corn} \cdot \frac{f_u}{\gamma_{mb}}$$

$$\alpha = \min \left( \frac{e_1}{3d_0}; \frac{P_1}{3d_0} - 0,25; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right)$$

$$\alpha = \min (1,11; 1,04; 1,66; 1) \Rightarrow \alpha = 1$$

$$F_{brd} = 2,5 \cdot 1 \cdot 1,6 \cdot 0,6 \cdot \frac{36}{1,25} = 69,12kN$$

$$F_b = 30,91 \leq F_{brd} = 69,12 \quad \text{condition vérifiée}$$

Pas de risque de rupture par pression diamétrale pour la cornière.

b) - Rupture de la section nette :

$$N_{u,Rd} = 0,9A_{nette}f_u/\gamma_{mb}$$

$$A_{nette} = 2(A_1 + \zeta A_2)$$

$$A_1 = (l - d_0) \times e = (60 - 18) \times 6 = 252mm^2$$

$$A_2 = A_{tot} - (d_0 \times e) - A_1 = 691 - (18 \times 6) - 252 = 331mm^2$$

$$\zeta = \frac{3A_1}{3A_1 + A_2} = 0,69$$

$$A_{nette} = 2(A_1 + \zeta A_2) = 2(252 + 0,69 \times 331)$$

$$A_{nette} = 960,78 mm^2$$

$$N_{u,Rd} = 0,9 \times 960,78 \times 360/1,25$$

$$N_{u,Rd} = 249,03kN > F_{v,sd}$$

condition vérifiée

IX .4 .6.2- Dimensionnement du cordons de soudure :

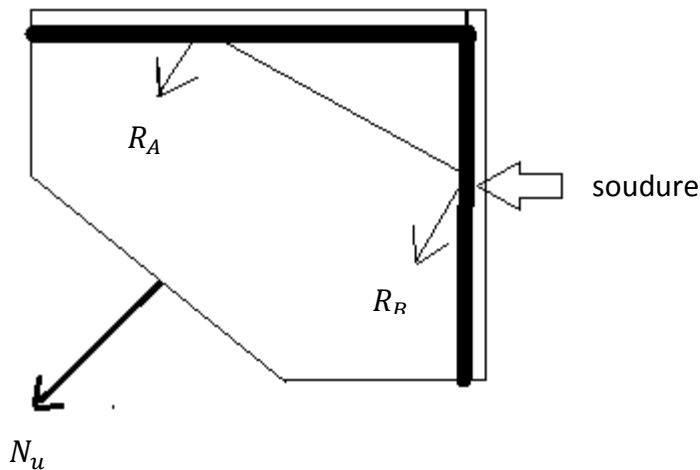


Figure IX-11 cordon de soudure

$$R = \frac{N_u}{2} = \frac{92,74}{2} = 46,37kN$$

$$R_A \leq \frac{a \cdot l \cdot f_u}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{mw} \beta_w}$$

$$t=6mm$$

$e = 6\text{mm (gousset)} \Rightarrow a < 3$

mais d'après l'EC3

$$a_{\min} = 3\text{mm}$$

Donc on prend :  $a = 3\text{mm}$

$$R_A = 46,37 \leq \frac{a \cdot l \cdot f_u}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{mw} \beta_w} \Rightarrow l \geq \frac{\sqrt{3} \cdot \gamma_{mw} \beta_w R_A}{a \cdot f_u}$$

$$\gamma_w = 1,25 \text{ (assemblage soudé)}$$

$$\beta_w = 0,8 (f_u = 360\text{MPa})$$

$$L \geq \frac{\sqrt{3} \cdot 1,25 \cdot 0,8 \cdot 46,37}{36 \times 0,3} = 7,43\text{cm} \text{ soit } l = 10\text{cm}$$

#### IX .4 .7 - Assemblage poutre au vent :

##### IX .4 .7.1- Assemblage de la diagonale sur le gousset :

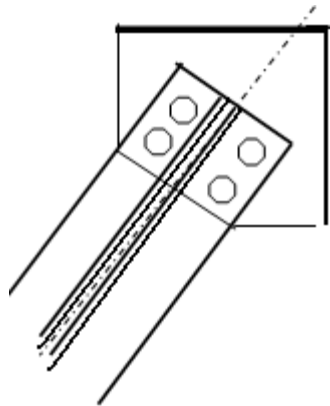


Figure IX-12 : Assemblage diagonale gousset

Distribution de  $N_u$  sur les boulons :

$$N_{t,sd} = N_u = 58,37 \text{ kN}$$

En utilisant de boulons ordinaires de classe 6.8

On fixe le nombre de boulons on choisit  $n_b = 3$  par cornière

On distribue l'effort  $N_u$  sur les boulons

$$F_{v,sd} = \frac{N_u}{n \times p} = \frac{58,37}{3 \times 1} = 19,45 \text{ kN}$$

Dimensionnement des boulons :

$$F_{v,sd} \leq 0,5 A_s \frac{f_{ub}}{\gamma_{mb}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{classe 6.8} \\ f_{yb} = 480 \text{ MPa} \\ f_{ub} = 600 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$F_{v,sd} \leq F_{v,r,d}$$

$$F_{v,r,d} \leq 0,5 A_s \frac{f_{ub}}{\gamma_{mb}}$$

$$\Rightarrow A_s \geq \frac{\gamma_{mb} F_{v.sd}}{0,5 \cdot f_{ub}} \quad , \gamma_{mb} = 1,25$$

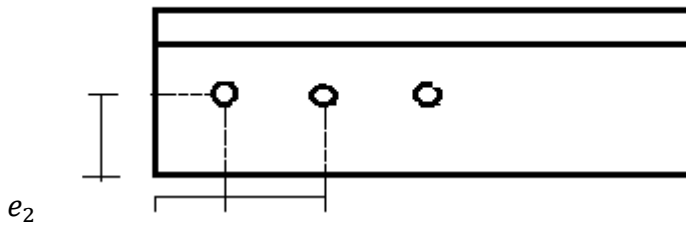
$$A_s \geq \frac{1,25 \cdot 19,45 \cdot 10^3}{0,5 \cdot 600} = 81,04 \text{ mm}^2 = 0,81 \text{ cm}^2$$

on adopte des boulons de type  $M_{12}$  ( $A_s = 0,843 \text{ cm}^2$ )

$$d_0 = 13 \text{ mm}$$

Distribution géométrique

$$\alpha = \min \left( \frac{e_1}{3 d_0} ; \frac{P_1}{3 d_0} - 0,25 ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right)$$



$$e_1 \geq 3 d_0 \Rightarrow e_1 \geq 3 \cdot 13 = 39 \text{ mm} \quad \text{end} \quad e_1 = 4 \text{ cm}$$

$$\frac{P_1}{3 d_0} - 0,25 \geq 1 \Rightarrow P_1 \geq 1,25 \cdot 3 \cdot 13 = 48,75 \text{ mm} \quad \text{On prend} \quad P_1 = 5 \text{ cm}$$

• **Vérification vis-à-vis des assemblages trop long :**

$$l = (n-1) P_1 = (3-1) 5 = 10 \text{ cm}$$

$$l < 15 \cdot d = 15 \cdot 1,2 = 18 \text{ cm}$$

l'assemblage n'est pas long

• **pression diamétrale :**

a)- **vérification de la cornière :**

$$F_b \leq F_{brd}$$

$$F_{b \text{ corniere}} = \frac{N_u}{3} = \frac{58,37}{3} = 19,46 \text{ kN}$$

$$F_{brd} = 2,5 \cdot \alpha \cdot d \cdot t_{corn} \cdot \frac{f_u}{\gamma_{mb}}$$

$$\alpha = \min \left( \frac{e_1}{3 d_0} ; \frac{P_1}{3 d_0} - 0,25 ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right)$$

$$\alpha = \min (1,02 ; 1,03 ; 1,66 ; 1) \quad \Rightarrow \alpha = 1$$

$$F_{brd} = 2,5 \cdot 1 \cdot 1,2 \cdot 0,5 \cdot \frac{36}{1,25} = 43,2 \text{ kN}$$

$$F_b = 19,46 \leq F_{brd} = 43,2 \quad \text{condition vérifiée}$$

Pas de risque de rupture par pression diamétrale pour la cornière.

b) - **Rupture de la section nette :**

$$N_{u,Rd} = 0,9 A_{nette} f_u / \gamma_{mb}$$

$$A_{nette} = 2(A_1 + \zeta A_2)$$

$$A_1 = (l - d_0) \times e = (80 - 13) \times 8 = 536 \text{ mm}^2$$

$$A_2 = A_{tot} - (d_0 \times e) - A_1 = 1227 - (13 \times 8) - 536 = 587 \text{ mm}^2$$

$$\zeta = \frac{3A_1}{3A_1 + A_2} = 0.73$$

$$A_{nett} = 2(A_1 + \zeta A_2) = 2(536 + 0.73 \times 587)$$

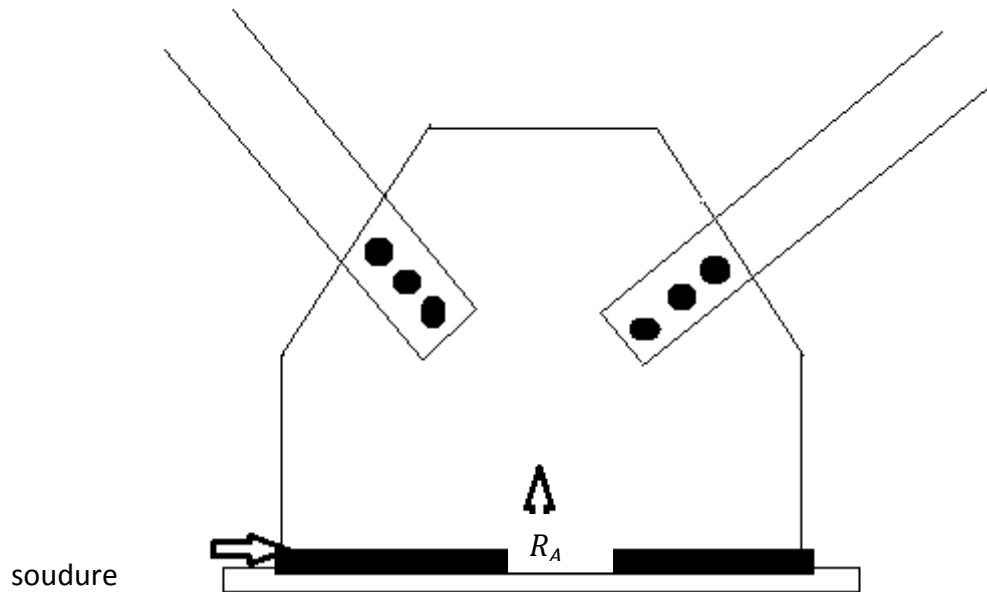
$$A_{nett} = 1929,02 \text{ mm}^2$$

$$N_{u,Rd} = 0.9 \times 1929,02 \times 360 / 1.25$$

$$N_{u,Rd} = 500 \text{ kN} > F_{v,sd}$$

*condition vérifiée*

**IX .4 .7.2- Dimensionnement du cordons de soudure :**



**Figure IX-13 cordon de soudure**

$$R_A = 1 \cdot N_u = 58,37 \text{ kN}$$

$$R_A \leq \frac{a \cdot l \cdot f_u}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{mw} \beta_w}$$

$$t = 5 \text{ mm}$$

$$e = 5 \text{ mm (gousset)} \Rightarrow a < 3$$

mais d'après l'EC3

$$a_{min} = 3 \text{ mm}$$

Donc on prend :  $a = 3 \text{ mm}$

$$R_A = 58,37 \leq \frac{a \cdot l \cdot f_u}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{mw} \beta_w} \Rightarrow l \geq \frac{\sqrt{3} \cdot \gamma_{mw} \beta_w R_A}{a \cdot f_u}$$

$$\gamma_w = 1,25 \text{ (assemblage soudé)}$$

$$\beta_w = 0,8 \text{ (} f_u = 360 \text{ MPa)}$$

$$L \geq \frac{\sqrt{3} \cdot 1,25 \cdot 0,8 \cdot 58,37}{36 \times 0,3} = 9,36 \text{ cm soit } l = 10 \text{ cm}$$

**IX .4 .8- Assemblage poteau-poutre maîtresse (stockage :)**

On calculera l'assemblage le plus sollicité

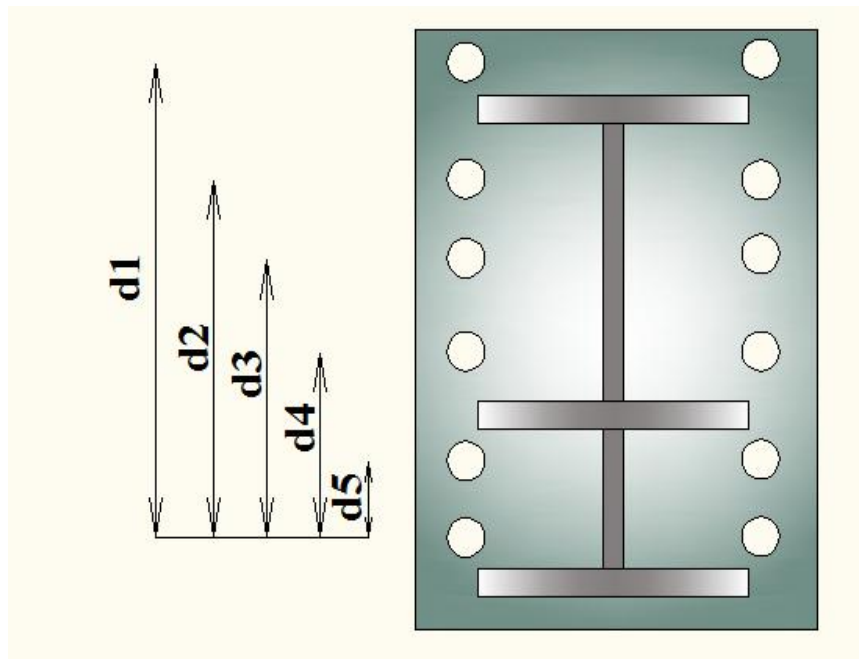
$$\begin{cases} M = 621,44 \text{ KN.m} \\ V = 536,68 \text{ KN} \end{cases}$$

**IX .4 .8.1- Assemblage poteau-platine:**

**a) Déterminations des efforts dans les boulons :**

On considère que la platine est suffisamment épaisse de façon que la totalité des efforts appliqués se destitue entre les rangés de boulon tendus, par ailleurs l'effort de compression sera supposé concentré au centre de gravité de la semelle comprimée de la poutre.

$$\begin{cases} d_1 = 80 \text{ cm} \\ d_2 = 65 \text{ cm} \\ d_3 = 50 \text{ cm} \\ d_4 = 35 \text{ cm} \\ d_5 = 20 \text{ cm} \end{cases}$$



**Figures IX-14 : Assemblage platine-poteau**

$$N_1 = \frac{M \times d_1}{\sum_{i=1}^5 d_i^2} = \frac{621,44 \times 0,8}{0,8^2 + 0,65^2 + 0,5^2 + 0,35^2 + 0,2^2}$$

$$N_1 = 337,05 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{N_1 \times d_2}{d_1} = \frac{337,05 \times 0,65}{0,8}$$

$$N_2 = 273,85 \text{ KN}$$

$$N_3 = \frac{N_1 \times d_3}{d_1} = 210,65 \text{ KN}$$

$$N_4 = \frac{N_1 \times d_4}{d_1} = 147,46 \text{ KN}$$

$$N_5 = \frac{N_1 \times d_5}{d_1} = 84,26 \text{ KN}$$

**b) Pré dimensionnement des boulons:**

Le pré dimensionnement des boulons repose sur le principe qu'il faut empêcher le découlement des plaques platine - semelle du poteau au niveau de la rangée supérieur la plus tendue.

$$N_1 \leq n \times F_p \dots \dots \dots (1) \text{ Et } F_p = 0.7A_s f_{ub} \dots \dots \dots (2)$$

$F_p$  : Force de précontrainte

$n$  : Le nombre de boulons par rangée

$f_{ub} = 1000 \text{ MPa}$  (Boulon de classe 10.9)

De (1) et (2) on aura :

$$A_s \geq \frac{N_1}{0.7 \times n \times f_{ub}} = \frac{337,05 \times 10^3}{0.7 \times 2 \times 1000} = 240,75 \text{ mm}^2$$

$A_s \geq 240,75 \text{ mm}^2 \Rightarrow$  On opte pour des boulons M20 soit  $A_s = 245 \text{ mm}^2$

**c) Vérification au moment:**

$$N_{t,Rd} = 0.7 \times n \times A_s \times f_{ub} = 0.7 \times 2 \times 245 \times 1000$$

$$N_{t,Rd} = 343 \text{ KN}$$

$$M_{Rd} = \frac{N_{t,Rd} \times \sum d_i^2}{d_1} = \frac{343 \times (0,8^2 + 0,65^2 + 0,5^2 + 0,35^2 + 0,2^2)}{0,8}$$

$$M_{Rd} = 632,40 \text{ KN.m}$$

$$M = 621,44 \text{ KN.m} < M_{Rd} = 632,40 \text{ KN.m} \quad \text{condition vérifiée}$$

**d) Vérification au cisaillement plus traction dans chaque boulon:**

Avec  $n = 12$  boulons

$$F_{v,sd} = \frac{V}{n} = \frac{536,68}{12} = 44,72 \text{ KN}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$F_{v,sd} \leq F_{v,Rd} = K_s \times \mu \times n \times \left( \frac{F_p - 0.8 \times \frac{N_1}{2}}{\gamma_{ms}} \right)$$

$$F_{v,Rd} = 1 \times 0.3 \times 1 \times \left( \frac{171,5 - 0.8 \times \frac{337,05}{2}}{1.25} \right)$$

$$F_{v,Rd} = 8,8 \text{ KN}$$

$$F_{v,Rd} > F_{v,sd} \Rightarrow \quad \text{condition non vérifiée}$$



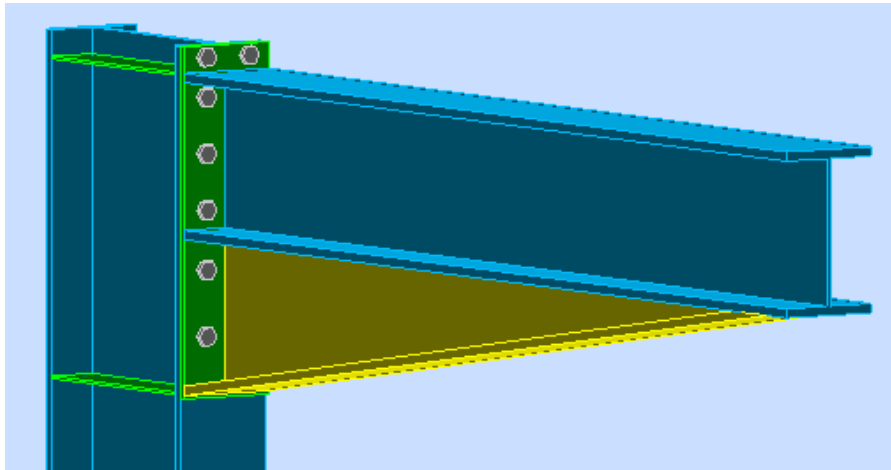
On augmente la section des boulons à M30  $\Rightarrow A_s = 561 \text{ mm}^2$

$$F_p = 0.7A_s f_{ub} = 392.7 \text{ KN}$$

$$F_{v,Rd} = 61,89 \text{ KN}$$

$$F_{v,Rd} = 61,89 \text{ KN} > F_{v,sd} = 44,72 \text{ KN}$$

#### IX .4 .8.2- Assemblage platine poutre



Figures IX-15 : Vue 3D de l'assemblage poteau-sommier

Cette liaison se fera au moyen de cordon de soudure.

$$\begin{cases} M = 621,44 \text{ KN.m} \\ V = 536,68 \text{ KN} \\ N = 62,64 \text{ KN} \end{cases}$$

**a) Epaisseur de la platine:**

Soit  $t = 30 \text{ mm}$

**b) gorge reliant l'âme:**

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5t \Rightarrow 3 \text{ mm} \leq a \leq 4,75 \text{ mm}$$

Donc soit  $a = 4 \text{ mm}$

**c) gorge reliant la semelle:**

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5t \Rightarrow 3 \text{ mm} \leq a \leq 8,52 \text{ mm}$$

Soit  $a = 7 \text{ mm}$

**d) Distribution des efforts sur les différents cordons:**

❖ **cordon âme platine:**

Chaque cordon reprend  $\frac{V}{2} = \frac{536,68}{2} = 268,34 \text{ KN}$

$$L = h - 2tf = 398 \text{ mm}$$

$$N = \frac{aL f_u}{(\beta_w \gamma_{mw} \sqrt{3})} \Rightarrow L = \frac{N \times \beta_w \gamma_{mw} \sqrt{3}}{a f_u} \quad \text{EC3 Art 6.6.5.3}$$

$$L \geq \frac{62,64 \times 0,8 \times 1,25 \times \sqrt{3}}{0,4 \times 36} = 7,53 \text{ cm}$$

$$L = 39,8 \text{ cm} > 7,53 \text{ cm}$$

**condition vérifiée**

❖ **cordon semelle:**

$$L = 2b - 2t_w = 577 \text{ mm}$$

$$N = \frac{aL f_u}{(\beta_w \gamma_{mw} \sqrt{3})} \Rightarrow L \geq \frac{N \times \beta_w \gamma_{mw} \sqrt{3}}{a f_u}$$

$$L \geq \frac{62,64 \times 0,8 \times 1,25 \times \sqrt{3}}{0,7 \times 36} = 4,3 \text{ cm}$$

$$L = 57,7 \text{ cm} \geq 4,3 \text{ cm}$$

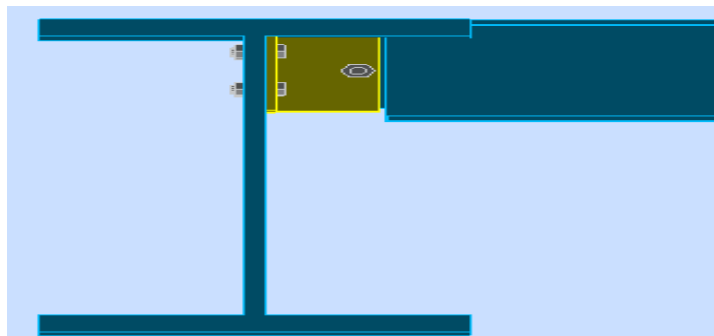
**condition vérifiée**

#### IX .4 .8.3- Assemblage poutre – solive :

Les solives sont articulées aux poutres porteuses par des cornières d'attache

L'effort tranchant 'V' repris par l'assemblage est celui que transmet la solive à la poutre.

$$V = 63,57 \text{ KN}$$



**Figures IX-16 : Assemblage solive-sommier**

#### IX .4 .8.3.1- Choix des boulons:

a) *Coté solive :*

$$F_p = 0,7 \times n \times f_{ub} \times A_s$$

$$\frac{F}{n_b} \leq K_s \times n \times \mu \times \frac{F_p}{\gamma_{ms}} \Rightarrow A_s \geq \frac{F \times \gamma_{ms}}{n_b \times K_s \times n \times \mu \times 0,7 \times f_{ub}}$$

$$A_s \geq \frac{63,57 \times 1,25 \times 10^3}{4 \times 1 \times 1 \times 0,3 \times 0,7 \times 800} = 118,24 \text{ mm}^2$$

On choisit des boulons M16 de classe 8.8 avec  $A_s = 157\text{mm}^2$

**b) Coté poutre porteuse:**

Soit un boulon M16 de classe 8,8 ( $A_s = 157$ ) avec une cornière L(80\*80\*8)

**IX .4 .8.3.2-Disposition constructive**

Distance entre axes des boulons:

$$\begin{cases} p_1 = 60\text{mm} \\ p_2 = 80\text{mm} \\ e_1 = 40\text{mm} \\ e_2 = 40\text{mm} \end{cases}$$

**VI.8.3 Vérification des boulons :**

**a) Poutre porteuse:**

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\frac{F}{n_b} \leq K_s \times n \times \mu \times \frac{F_p}{\gamma_{ms}}$$

$$K_s \times n \times \mu \times \frac{F_p}{\gamma_{ms}} = 1 \times 1 \times 0.3 \times \frac{87,92}{1.25} = 21,1\text{KN}$$

$$\frac{F}{n_b} = 15,89 \text{ KN} < 21,1\text{KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**b) Solive :**

$$\frac{F_v}{n_b} = \frac{63,57}{2} = 31,78 \text{ KN}$$

$$F' = 2 \times 21,1 = 42,2\text{KN}$$

$$\frac{F_v}{n_b} = 31,78 \text{ KN} < 42,2\text{KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**IX .4 .9 - Assemblage poteau-poutre maîtresse (bureaux :)**

On calculera l'assemblage le plus sollicité

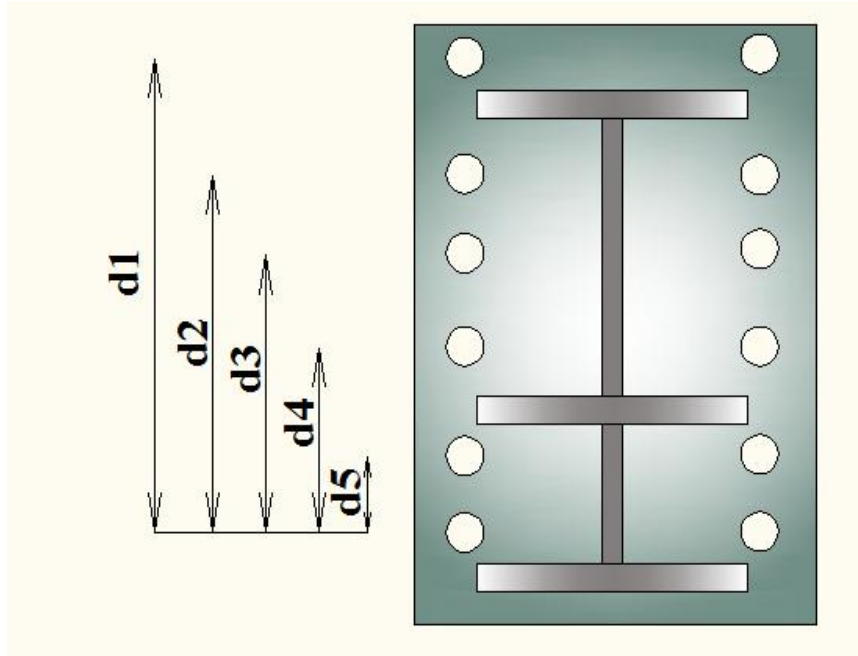
$$\begin{cases} M = 374,28 \text{ KN.m} \\ V = 262,73 \text{ KN} \end{cases}$$

**IX .4 .9.1 -Assemblage poteau-platine:**

**a) Déterminations des efforts dans les boulons :**

On considère que la platine est suffisamment épaisse de façon que la totalité des efforts appliqués se destitue entre les rangés de boulon tendus, par ailleurs l'effort de compression sera supposé concentré au centre de gravité de la semelle comprimée de la poutre.

$$\begin{cases} d_1 = 60 \text{ cm} \\ d_2 = 50 \text{ cm} \\ d_3 = 40 \text{ cm} \\ d_4 = 30 \text{ cm} \\ d_5 = 20 \text{ cm} \end{cases}$$



Figures IX-17 : Assemblage platine-poteau

$$N_1 = \frac{M \times d_1}{\sum_{i=1}^5 d_i^2} = \frac{374,28 \times 0,6}{0,6^2 + 0,5^2 + 0,4^2 + 0,3^2 + 0,2^2}$$

$$N_1 = 249,52 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{N_1 \times d_2}{d_1} = \frac{249,52 \times 0,5}{0,6}$$

$$N_2 = 207,93 \text{ KN}$$

$$N_3 = \frac{N_1 \times d_3}{d_1} = 166,34 \text{ KN}$$

$$N_4 = \frac{N_1 \times d_4}{d_1} = 124,76 \text{ KN}$$

$$N_5 = \frac{N_1 \times d_5}{d_1} = 83,17 \text{ KN}$$

**b) Pré dimensionnement des boulons:**

Le pré dimensionnement des boulons repose sur le principe qu'il faut empêcher le découlement des plaques platine - semelle du poteau au niveau de la rangée supérieur la plus tendue.

$$N_1 \leq n \times F_p \dots \dots \dots (1) \text{ Et } F_p = 0.7A_s f_{ub} \dots \dots \dots (2)$$

$F_p$  : Force de précontrainte

$n$  : Le nombre de boulons par rangée

$f_{ub} = 1000$  MPa (Boulon de classe 10.9)

De (1) et (2) on aura :

$$A_s \geq \frac{N_1}{0.7 \times n \times f_{ub}} = \frac{249,52 \times 10^3}{0.7 \times 2 \times 1000} = 178,22 \text{ mm}^2$$

$$A_s \geq 178,22^2 \Rightarrow \text{On opte pour des boulons M18 soit } A_s = 192 \text{ mm}^2$$

**c) Vérification au moment:**

$$N_{t,Rd} = 0.7 \times n \times A_s \times f_{ub} = 0.7 \times 2 \times 192 \times 1000$$

$$N_{t,Rd} = 268,8 \text{ KN}$$

$$M_{Rd} = \frac{N_{t,Rd} \times \sum d_i^2}{d_1} = \frac{268,8 \times (0,6^2 + 0,5^2 + 0,4^2 + 0,3^2 + 0,2^2)}{0,6}$$

$$M_{Rd} = 403,2 \text{ KN.m}$$

$$M = 374,28 \text{ KN.m} < M_{Rd} = 403,2 \text{ KN.m} \quad \textbf{condition vérifiée}$$

**d) Vérification au cisaillement plus traction dan chaque boulon:**

Avec  $n = 12$  boulons

$$F_{v,sd} = \frac{V}{n} = \frac{262,73}{12} = 21,89 \text{ KN}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$F_{v,sd} \leq F_{v,Rd} = K_s \times \mu \times n \times \left( \frac{F_p - 0.8 \times \frac{N_1}{2}}{\gamma_{ms}} \right)$$

$$F_{v,Rd} = 1 \times 0.3 \times 1 \times \left( \frac{134,4 - 0.8 \times \frac{249,52}{2}}{1.25} \right)$$

$$F_{v,Rd} = 8,3 \text{ KN}$$

$$F_{v,Rd} > F_{v,sd} \Rightarrow \quad \textbf{condition non vérifiée}$$

On augmente la section des boulons à M22  $\Rightarrow A_s = 303 \text{ mm}^2$

$$F_p = 0.7A_s f_{ub} = 212,1 \text{ KN}$$

$$F_{v,Rd} = 26,95 \text{ KN}$$

$$F_{v,Rd} = 26,95 \text{ KN} > F_{v,sd} = 21,89 \text{ KN} \quad \textbf{condition vérifiée}$$

### IX .4 .9 .2- Assemblage platine poutre

Cette liaison se fera au moyen de cordon de soudure.

$$\begin{cases} M = 374,28 \text{ KN.m} \\ V = 262,73 \text{ KN} \\ N = 41,21 \text{ KN} \end{cases}$$

a) **Epaisseur de la platine :**

Soit  $t = 30\text{mm}$

b) **gorge reliant l'âme:**

$$3\text{mm} \leq a \leq 0.5t \Rightarrow 3\text{mm} \leq a \leq 3,25\text{mm}$$

Donc soit  $a = 3\text{mm}$

c) **gorge reliant la semelle:**

$$3\text{mm} \leq a \leq 0.5t \Rightarrow 3\text{mm} \leq a \leq 5\text{mm}$$

Soit  $a = 5\text{mm}$

d) **Distribution des efforts sur les différents cordons:**

❖ **cordon âme platine:**

Chaque cordon reprend  $\frac{V}{2} = \frac{262,73}{2} = 131,36\text{KN}$

$$L = h - 2tf = 297 \text{ mm}$$

$$N = \frac{aL f_u}{(\beta_w \gamma_{mw} \sqrt{3})} \Rightarrow L = \frac{N \times \beta_w \gamma_{mw} \sqrt{3}}{a f_u}$$

EC3 Art 6.6.5.3

$$L \geq \frac{41,21 \times 0,8 \times 1,25 \times \sqrt{3}}{0,3 \times 36} = 6,61 \text{ cm}$$

$$L = 29,7 \text{ cm} > 6,61 \text{ cm}$$

**condition vérifié**

❖ **cordon semelle:**

$$L = 2b - 2tw = 581\text{mm}$$

$$N = \frac{aL f_u}{(\beta_w \gamma_{mw} \sqrt{3})} \Rightarrow L \geq \frac{N \times \beta_w \gamma_{mw} \sqrt{3}}{a f_u}$$

$$L \geq \frac{41,21 \times 0,8 \times 1,25 \times \sqrt{3}}{0,5 \times 36} = 3,96 \text{ cm}$$

$$L = 58,1\text{cm} \geq 3,96 \text{ cm}$$

**condition vérifiée**

**IX .4 .9 .3 - Assemblage poutre – solive :**

Les solives sont articulées aux poutres porteuses par des cornières d'attache

L'effort tranchant 'V' repris par l'assemblage est celui que transmet la solive à la poutre.

$$V = 52,89KN$$

**IX .4 .9 .3.1- Choix des boulons:**

**a) Coté solive :**

$$F_p = 0.7 \times n \times f_{ub} \times A_s$$

$$\frac{F}{n_b} \leq K_s \times n \times \mu \times \frac{F_p}{\gamma_{ms}} \Rightarrow A_s \geq \frac{F \times \gamma_{ms}}{n_b \times K_s \times n \times \mu \times 0.7 \times f_{ub}}$$

$$A_s \geq \frac{52,89 \times 1.25 \times 10^3}{4 \times 1 \times 1 \times 0.3 \times 0.7 \times 800} = 98,38mm^2$$

On choisit des boulons M14 de classe 8.8 avec  $A_s = 115mm^2$

**b) Coté poutre porteuse:**

Soit un boulon M14 de classe 8,8( $A_s = 115$ ) avec une cornière L(80\*80\*8)

**IX .4 .9 3.2- Disposition constructive**

Distance entre axes des boulons:

$$\begin{cases} p_1 = 60mm \\ p_2 = 80mm \\ e_1 = 40mm \\ e_2 = 40mm \end{cases}$$

**IX .4 .9 .3.3- Vérification des boulons :**

**a)Poutre porteuse:**

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\frac{F}{n_b} \leq K_s \times n \times \mu \times \frac{F_p}{\gamma_{ms}}$$

$$K_s \times n \times \mu \times \frac{F_p}{\gamma_{ms}} = 1 \times 1 \times 0.3 \times \frac{64,4}{1.25} = 15,45KN$$

$$\frac{F}{n_b} = 13,22 KN < 15,45KN \quad \text{Condition vérifiée}$$

**b)Solive :**

$$\frac{F_v}{n_b} = \frac{52,89}{2} = 26,44 KN$$

$$F' = 2 \times 15,45 = 30,9KN$$

$$\frac{F_v}{n_b} = 26,44 KN < 30,9KN \quad \text{Condition vérifiée}$$

**IX .4 .10- Pieds de poteaux :**

**IX .4 .10.1 - Introduction :**

La base des poteaux sert à transmettre les charges au sol à l'aide d'assises en acier, ces assises sont des plaques métalliques appelées : « platines », fixées aux pieds des poteaux par des tiges d'ancrage sur le béton d'appui, dans notre cas on a deux types de pieds à calculer, les poteaux (HEA340) qui sont encastrés et des potelets qui sont articulés à leurs bases.

**IX .4 .10.2- Pieds de poteaux encastrés (HEA340):**

Les sollicitations les plus défavorables sont données dans le tableau ci-dessous

combinaison	N(KN)	My (KN.m)	Vy (KN)	Mz (KN.m)	Vz (KN)
G+1.5V	373,28	129,10	43,74	41,88	129,49
G+Q+1.2EX	716,20	258,11	31,85	45,87	130,04

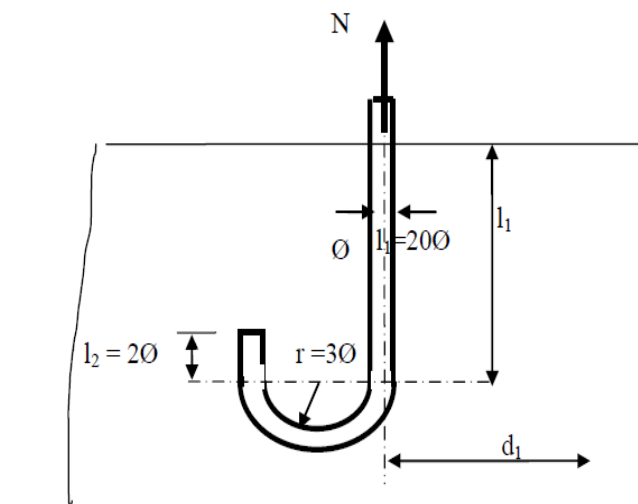
**Tableau 9-4: Les sollicitations les plus défavorables dans les poteaux**

**IX .4.10.2.1 Dimensionnement des tiges d'ancrages:**

La tige d'ancrage sera dimensionnée avec l'effort de traction le plus défavorable

$$N_t = 373,28 \text{ KN}$$

$$M=129,10 \text{ kN.m}$$



**Figure 9-18: Tige d'encrage du pied du poteau.**



$$\begin{aligned}
 b &= h + 2c \\
 h &= 55,5\text{cm} \\
 c &= c' = 15\text{cm} \\
 b &= 63\text{cm} \\
 a &= b' + 2c' \\
 b' &= 300\text{mm} \\
 a &= 60\text{cm}
 \end{aligned}$$

Les tiges d'ancrages se dimensionnent à la traction simple, sous un effort de traction  $N_a$

$$N_{st} = \frac{N_t}{n}$$

Avec :

$N_{st}$  : effort sollicitant de traction.

$n$  : nombre de tiges.

L'ancrage est réalisé par 8 tiges :

$$\frac{N_t}{8} \leq \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} f_y \Rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{N_t}{2\pi \cdot f_y}}$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{373,28}{2 \times 3,14 \times 23,5}} = 1,59\text{cm}$$

Donc :  $\phi = 2\text{ cm}$

Soit des tiges d'ancrages de 20 mm de diamètre.

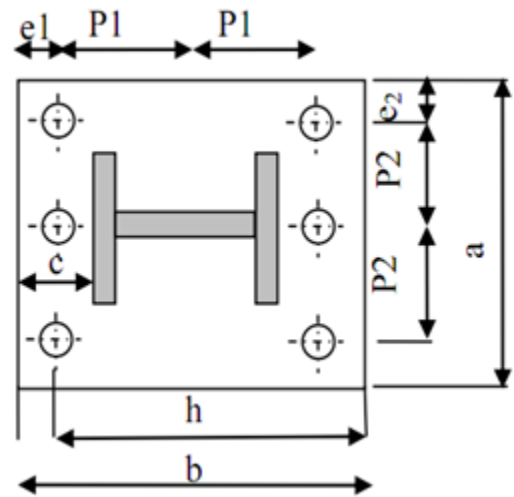


Figure 9-19 : dispositions constructives

$$N_a = 0.1 \left( 1 + \frac{7g_c}{1000} \right) \frac{\varphi}{\left( 1 + \frac{\varphi}{a_1} \right)^2} (l_1 + 6.4r + 3.5l_2)$$

$g_c$  : c'est le dosage en ciment du béton = 350 Kg/m<sup>3</sup>

$r = 3\varphi = 6\text{cm}$

$$l_2 = 2\varphi = 4\text{cm}$$

$$l_1 = 20\varphi = 40\text{cm}$$

$$d_1 = 10\text{cm}$$

$$\Rightarrow N_a = 0.1 \left( 1 + \frac{7 \times 350}{1000} \right) \frac{\varphi}{\left( 1 + \frac{\varphi}{10} \right)^2} (20\varphi + 6.4 \times 3\varphi + 3.5 \times 2\varphi) \geq \frac{N_t}{6}$$

$$N_a = 44,27 < \frac{N_t}{6} = 62,21 \quad \text{Condition non vérifiée}$$

Donc : on augmente le diamètre des tiges

On prend  $\phi = 3\text{ cm}$

$$N_a = 84,88 > \frac{N_t}{6} = 62,21 \quad \text{Condition vérifiée}$$

**IX .4.10.2 .2- Vérification des contraintes dans le béton et l'acier:**

$$e = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{129,10}{373,28} = 34,58cm$$

$$h = 55,5mm \rightarrow \frac{h}{6} = 9,25 cm$$

$e > \frac{h}{6} \Rightarrow$  L'effort normal se trouve à l'extérieur du noyau central donc la section est partiellement comprimée.

**La position de l'axe neutre élastique :**

$$h'^3 + 3(l - h)h'^2 + \frac{6 \times A \times n \times l \times h'}{b} - \frac{6 \times A \times n \times l \times h}{b} = 0$$

Avec :

$$A = 21,21cm^2$$

$$l = 60cm$$

$$h = 55,5cm$$

$$b = 63cm$$

$$n = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$h'^3 + 3.(l - h).h'^2 + 90A \frac{l}{b} .h' - 90A \frac{l}{b} .h = 0$$

$$h'^3 + (13,5)h'^2 + 1818.h' - 100899 = 0$$

$$\Rightarrow h' = 31,3189 cm$$

**Vérification vis-à-vis du risque de l'écrasement du béton :**

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\sigma_b \leq f_{bc}$$

Avec :

$$f_{bc} = 14.2 MPa \text{ (Béton de classe 25/30)}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \times N_{sd} \times l}{h'(h - \frac{h'}{3})b}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \times 1003 \times 10^3 \times 600}{358,798(555 - \frac{358,798}{3})630} = 5,04MPa$$

$$\sigma_b = 5,04MPa \leq f_{bc} = 14.2 MPa \quad \text{Condition vérifiée}$$

**Vérification des tiges tendues :**

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\sigma_a \leq \frac{f_e}{\gamma_s} = 204,34 \text{ MPa}$$

$$\sigma_a = \frac{N}{A} \times \frac{l - h + \frac{h'}{3}}{\left(h - \frac{h'}{3}\right)}$$

$$\sigma_a = \frac{373,28 \times 10^3}{21,21 \times 10^2} \times \frac{600 - 555 + \frac{313,189}{3}}{\left(555 - \frac{313,189}{3}\right)}$$

$$\sigma_a = 23,20 \text{ MPa} < 204,34 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**Vérification vis-à-vis du risque d'arrachement des tiges d'ancrage :**

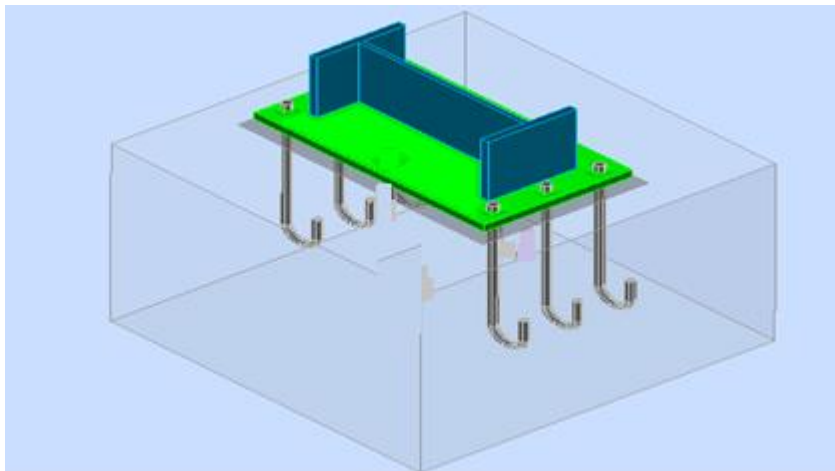


Figure 9-20 : vue 3D du pied de poteau encastré

$$N_a = 0,1 \left(1 + \frac{7g_c}{1000}\right) \frac{\varphi}{\left(1 + \frac{\varphi}{d_1}\right)^2} (l_1 + 6,4r + 3,5l_2)$$

$$r = 9\text{cm}$$

$$L_1 = 80\text{cm}$$

$$L_2 = 8\text{cm}$$

$$d_1 = 15\text{cm}$$

$$N_a = 0.1 \left( 1 + \frac{7 \times 350}{1000} \right) \frac{3}{\left( 1 + \frac{3}{15} \right)^2} (80 + 57,6 + 28)$$

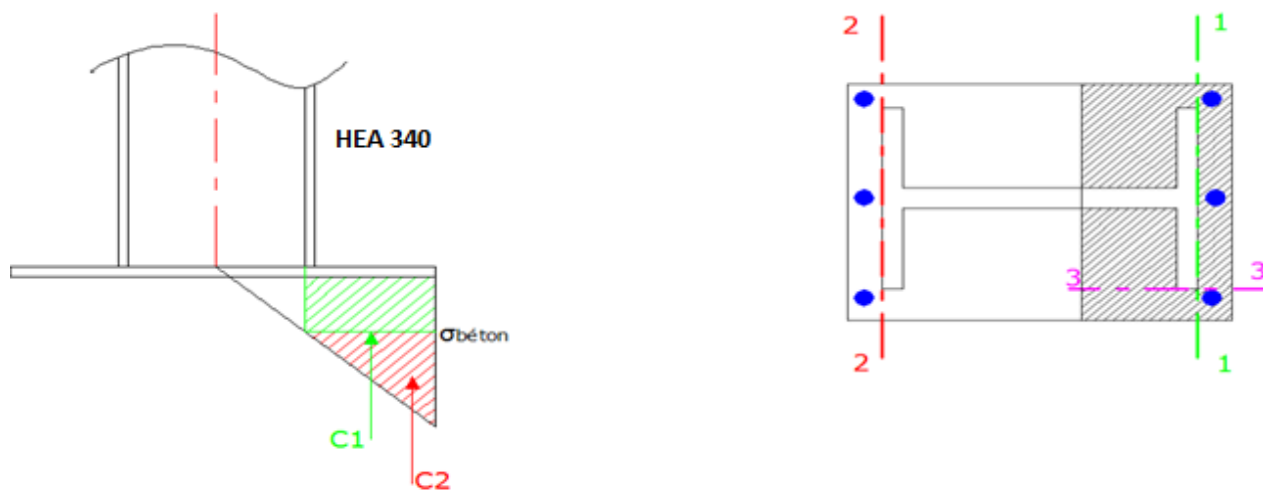
$$N_a = 119,025 \text{ KN}$$

$$N_{tige} = 62,21 \text{ KN}$$

$$N_a > N_{tige}$$

*Condition vérifiée*

**IX .4.10.2 .3- Dimensionnement de l'épaisseur de la platine:**



**Figure 9-21 : Diagramme des contraintes et lignes de ruptures**

a)- Vérification dans la section 1-1:

∴

$C_1$  : c'est la résultante du diagramme rectangulaire

$C_2$  : C'est la résultante du diagramme triangulaire

$$C_1 = 7.05 \times 150 \times 10 = 10,57 \text{ KN}$$

$$C_2 = \frac{2.29}{2} \times 150 \times 10 = 1.72$$

$$M_{\text{pliage}} = C_1 \times \frac{0.1}{2} + C_2 \times \frac{0.1}{3}$$

$$M_{\text{pliage}} = 0.585 \text{ KN.m}$$

$$M_{el} = W_{el} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{10 \times t^2}{6} \times \frac{235}{1}$$

$$M_{el} = 0.391t^2$$

$$t^2 \geq \frac{M_{\text{pliage}}}{0.391}$$

$$t \geq 3.86 \text{ cm}$$

Soit :

$$t = 4 \text{ cm}$$

**b)-Vérification dans la section 2-2:**

$$M_{\text{pliage}} = T \times e_T$$

$T$  : L'effort équilibré par l'ensemble des tiges tendues

$$T = 3 \times 125,37 = 376,11 \text{ KN}$$

$$e_T = 5 \text{ cm}$$

$$M_{\text{pliage}} = 18,80 \text{ KN.m}$$

$$M_{el} = 3.92 \times b \times t^2$$

$$M_{el} = 217,56t^2 \text{ KN.cm}$$

$$t \geq 293 \text{ cm}$$

Soit :

$$t = 2,95 \text{ cm}$$

**c)-Vérification dans la section 3-3:**

$$M_{\text{pliage}} = \sigma_b \times 100 \times 10$$

$$M_{\text{pliage}} = 46.7 \text{ KN.cm}$$

$$M_{el} = 3.92 \times t^2$$

$$t \geq 3.45 \text{ cm}$$

Soit :

$$t = 3.5 \text{ cm}$$

$$t = \max(t_i) = \max(3.5; 2.95; 4) \text{ cm}$$

Donc pour cet assemblage on adopte une platine d'épaisseur  $t = 4 \text{ cm}$

**IX .4.11- Pieds de poteau (IPE220):**

$$\begin{cases} M = 31,57 \text{ KN.m} \\ N = 45,15 \text{ KN} \\ V = 19,25 \text{ KN} \end{cases}$$

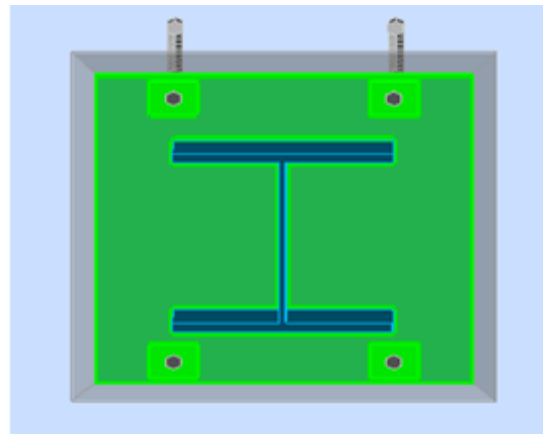


Figure IX-22 : Vue d'en haut du pied de poteau

Diamètre des tiges :

$$N_{st} = \frac{N_t}{n}$$

n : nombre de tiges.

$N_t$  : effort sollicitant de traction.

L'ancrage est réalisé par 4 tiges :

$$\frac{N_t}{4} \leq \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} f_y \Rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{N_t}{\pi \cdot f_y}}$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{45,15}{3,14 \times 23,5}} = 0,78 \text{ cm}$$

Donc :  $\phi = 2 \text{ cm}$

Soit des tiges d'ancrages de **20 mm** de diamètre.

#### IX .4.11.1 - Vérification des contraintes dans l'acier et le béton :

$$e = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{31,57}{45,15} = 0,69 \text{ m}$$

$$h = 370 \text{ mm} \rightarrow \frac{h}{6} = 61,66 \text{ mm}$$

$$e > \frac{h}{6}$$

$e > \frac{h}{6} \Rightarrow$  L'effort normal se trouve à l'extérieur du noyau central donc la section est partiellement comprimée.

#### ❖ La position de l'axe neutre élastique :

$$h'^3 + 3(l-h)h'^2 + \frac{6 \times A \times n \times l \times h'}{b} - \frac{6 \times A \times n \times l \times h}{b} = 0$$

Avec :

$$A = 6,28 \text{ cm}^2$$

$$l = 420 \text{ mm}$$

$$h = 370 \text{ mm}$$

$$b = 570 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow h' = 16,478 \text{ cm}$$

#### ❖ Vérification vis-à-vis du risque de l'écrasement du béton :

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\sigma_b \leq f_{bc}$$

Avec :

$$f_{bc} = 14,2 \text{ MPa (Béton de classe 25/30)}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \times N_{sd} \times l}{h' \left( h - \frac{h'}{3} \right) b}$$

$$\sigma_b = 1,3 \text{ MPa} \leq f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$$

*Condition vérifiée*

❖ **Vérification des tiges tendues :**

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\sigma_a \leq \frac{f_e}{\gamma_s} = 204.34 \text{ MPa}$$

$$\sigma_a = \frac{N}{A} \times \frac{l - h + \frac{h'}{3}}{\left(h - \frac{h'}{3}\right)}$$

$$\sigma_a = 36,07 \text{ MPa}$$

*Condition vérifiée.*

❖ **Vérification vis-à-vis du risque d'arrachement des tiges d'ancrage :**

$$N_a = 0.1 \left(1 + \frac{7g_c}{1000}\right) \frac{\varphi}{\left(1 + \frac{\varphi}{d_1}\right)^2} (l_1 + 6.4r + 3.5l_2)$$

$$N_a = 45,90 \text{ KN}$$

$$N_{tige} = 11,28 \text{ KN}$$

$$N_a > N_{tige}$$

*Condition vérifiée*

**IX .4.11.2 Dimensionnement de l'épaisseur de la platine:**

❖ **Vérification dans la section 1-1:**

$C_1$  : c'est la résultante du diagramme rectangulaire

$C_2$  : C'est la résultante du diagramme triangulaire

$$C_1 = 1.89 \times 100 \times 10 = 1.89 \text{ KN}$$

$$C_2 = \frac{3.72}{2} \times 100 \times 10 = 1.86 \text{ KN}$$

$$M_{pliage} = C_1 \times \frac{0.1}{2} + C_2 \times \frac{0.1}{3}$$

$$M_{pliage} = 0.1565 \text{ KN.m}$$

$$M_{el} = W_{el} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{10 \times t^2}{6} \times \frac{235}{1}$$

$$M_{el} = 0.391t^2$$

$$t^2 \geq \frac{M_{pliage}}{0.391}$$

$$t \geq 2 \text{ cm}$$

Soit :

$$t = 2 \text{ cm}$$

❖ **Vérification dans la section 2-2:**

$$M_{\text{pliage}} = T \times e_T$$

- $T$  : L'effort équilibré par l'ensemble des tiges tendues

$$T = 2 \times 11,28 = 22,57 \text{KN}$$

$$e_T = 5 \text{cm}$$

$$M_{\text{pliage}} = 1,128 \text{KN.m}$$

$$M_{el} = 3,92 \times b \times t^2$$

$$M_{el} = 145,04 t^2 \text{ KN.cm}$$

$$t \geq 0,88 \text{ cm}$$

Soit :

$$t = 1 \text{cm}$$

❖ **Vérification dans la section 3-3:**

$$M_{\text{pliage}} = \sigma_b \times 100 \times 10$$

$$M_{\text{pliage}} = 13 \text{KN.cm}$$

$$M_{el} = 3,92 \times t^2$$

$$t \geq 1,82 \text{ cm}$$

Soit :

$$t = 1,85 \text{cm}$$

$$t = \max(t_i)$$

Donc pour cet assemblage on adopte une platine d'épaisseur  $t = 2 \text{cm}$



## ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

### INTRODUCTION

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque, de leur bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

### X.1 Les type des fondations

-Fondation superficielle:

- ♦ Semelle isolée sous Poteau
- ♦ Semelle filante continue sous mur
- ♦ Semelle filante sous plusieurs poteaux
- ♦ Radiers généraux ou nervurés

-Fondation profonde (semelle sous pieux)

### X.2 Choix des fondations

-Un certain nombre des problèmes se pose lorsqu'il s'agit de choisir un type de fondation, qui dépend essentiellement de la contrainte du sol

-Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- ♦ La nature et le poids de la superstructure.
- ♦ La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction
- ♦ La qualité du sol de fondation.

Donc son calcul ne peut être effectuée que lorsqu'on connaît :

-La superstructure et ces charges.

-Les caractéristiques du sol (concernant le projet, la contrainte admissible du sol  $\sigma_{sol} = 1 \text{ bar}$ )

### X.3 Dimensionnement des fondations

Pour le dimensionnement des fondations, on choisit une semelle qui se trouve sous le poteau le plus sollicités, les autres poteaux doivent être calculés de la même manière.

#### X.3.1 Stabilité des fondations

Les massifs de fondation doivent être en équilibre sous l'action :

- ♦ Des sollicitations dues à la superstructure
- ♦ Des sollicitations dues au sol.

#### ♦ Semelle isolée sous poteaux supportant les deux mezzanines

##### ♦ Méthode des bielles

D'après l'article 10.1.4.1 de RPA les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'action :

- $G+Q+E$
- $0.8G\pm E$

$$G+Q+E_x \left\{ \begin{array}{l} N_{Sd}=706,18 \text{ KN} \\ M_{Sd}=130,15 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$G+Q+E_y \left\{ \begin{array}{l} N_{Sd}=714,44 \text{ KN} \\ M_{Sd}=202,41 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$0,8G+ E_x \left\{ \begin{array}{l} N_{Sd}=296,05 \text{ KN} \\ M_{Sd}=51,57 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$0,8G+ E_y \left\{ \begin{array}{l} N_{Sd}=304,31 \text{ KN} \\ M_{Sd}=123,84 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$1,35G+1,5Q \left\{ \begin{array}{l} N_{Sd}=1003 \text{ KN} \\ M_{Sd}=180,21 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

D'après la comparaison des différentes combinaisons de charge on trouve qu'il y a lieu de travailler avec : - la combinaison **(1,35G+1,5Q)** ( $N^{max}$ )

- la combinaison **(G+Q+E<sub>y</sub>)** ( $M^{max}$ )

Après calculs, on trouve qu'il y a lieu de dimensionner avec la combinaison **(1,35G+1,5Q)**

### X.3.1 Pré dimensionnement

#### ❖ Combinaison de charge (1,35G+1,5Q)

- N=1003 KN

- M=180,21KN.m

Semelle carré : S=A×B

$$\sigma'_{sol}=1\text{bar} = 0,1 \text{ MPa}$$

$$A \times B \geq \frac{N}{\sigma'_{sol}} = \frac{1003}{100} = 10.03 \text{ m}^2$$

$$A \times B \geq 10.03\text{m}^2$$

On prend

$$A=B=3.7\text{m} \Rightarrow A \times B=13.69 \text{ m}^2$$

Calcul de hauteur de la semelle

La hauteur de la semelle est :  $h_t=d+5$

Pour satisfaire la condition de l'inclinaison de 45° de la bielle moyenne, la hauteur utile

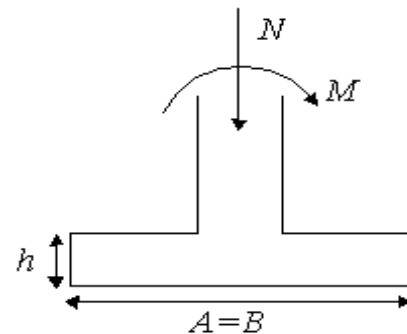
$$d \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{B-b}{4} \\ \frac{A-a}{4} \end{array} \right.$$

Avec b : la dimension de l'élément sur la semelle dans le sens transversale

$$b = 0.33\text{m.}$$

$$d \geq \frac{3,7-0,33}{4} = 0,84$$

$$d = 0,85 \text{ soit } h_t=0,9\text{m}$$



### X.3.2 Vérification de la stabilité

Quel que soit le type de fondation on doit vérifiée que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaire et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement

Stabilité  $\Rightarrow A \geq 6e_1$ , tel que  $e_1$ : excentricité

$$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{180,21}{1003} = 0,18$$

$$6e_1 = 6 \times 0,18 = 1,08$$

$A > 6e_1$  condition de stabilité est vérifiée

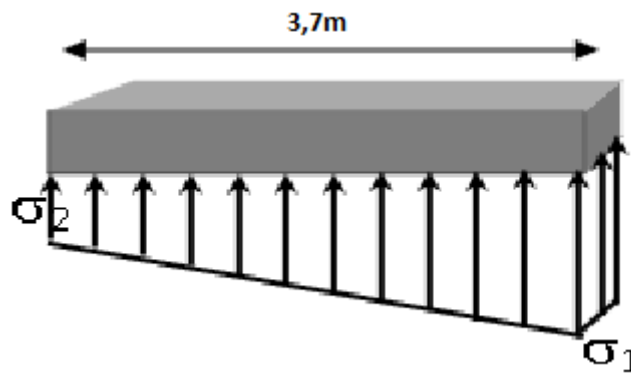
### X.3.4 Vérification de la contrainte

$$A \geq \frac{N}{\sigma'_{sol} \times B} \left(1 + 3 \frac{e_1}{B}\right) = \frac{1003}{100 \times 3,7} \left(1 + 3 \frac{0,18}{3,7}\right) = 3,1m$$

Donc :

$A > 3,1m$  vérifiée

### X.3.5 Ferrailage



$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \left(1 \mp \frac{6e_2}{A}\right)$$

$$e_2 = 0,18$$

$$S = 3,7 \times 3,7 = 13,69m^2$$

$$\sigma_1 = \frac{1003}{13,69} \left(1 + \frac{6 \cdot 0,18}{3,7}\right) = 94,65Kpa < \sigma'_{sol}$$

$$\sigma_2 = \frac{1003}{13,69} \left(1 - \frac{6 \cdot 0,18}{3,7}\right) = 51,88Kpa < \sigma'_{sol}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 94,65 + 51,88}{4} = 83,95KPa$$

$$N^* = \sigma_{moy} \times S = 83,95 \times 13,69 = 1149,27 KN$$

$$A_x = \frac{N^*(B - b)}{8(h_c - d')f_{su}}$$

$$A_y = \frac{N^*(A - a)}{8(h_c - d')f_{su}}$$

$$A_x = \frac{1149,27 (3,7 - 0,33)}{8(0,85)348} \times 10 = 16,36 \text{ cm}^2$$

$$A_y = \frac{1149,27 (3,7 - 0,30)}{8(0,85)348} \times 10 = 16,51 \text{ cm}^2$$

♦ **Condition de non fragilité**

$$A_s \geq 0,23 \frac{A \times h \times f_{t28}}{400} = 0,23 \frac{3,7 \times 0,9 \times 2,1}{400} = 40,2 \text{ cm}^2$$

Donc il faut prendre la section minimum du BAEL 91(art.6.1)

\* **Choix des barres**

20HA16=40,2 cm<sup>2</sup>

\* **Calcul l'espace des cadres**

$S_t \leq \min (20\text{cm}, 15\phi)$

$S_t \leq \min (20\text{cm}, 15 \times 2,01 = 30,15 \text{ cm})$

En prend  $S_t = 18,5\text{cm}$

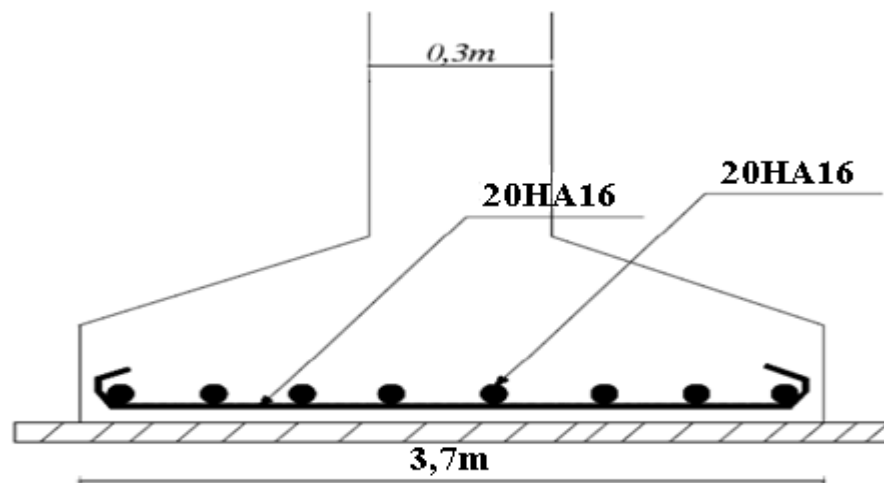


Figure X-1 : Représentation du ferrailage de la semelle

◆ **Semelle isolée sous poteaux**

◆ **Combinaisons considérées :**

$$\mathbf{G+Q+E_x} \begin{cases} N_{Sd}=487,79 \text{ KN} \\ M_{Sd}=130,15 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\mathbf{G+Q+E_y} \begin{cases} N_{Sd}=472,79 \text{ KN} \\ M_{Sd}=202,41 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\mathbf{0,8G+ E_x} \begin{cases} N_{Sd}=215,39 \text{ KN} \\ M_{Sd}=51,57 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\mathbf{0,8G+ E_y} \begin{cases} N_{Sd}=194,15 \text{ KN} \\ M_{Sd}=123,84 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\mathbf{1,35G+1,5Q} \begin{cases} N_{Sd}=654,45 \text{ KN} \\ M_{Sd}=180,21 \text{ KN.m} \end{cases}$$

D'après la comparaison des différentes combinaisons de charge on trouve qu'il y a lieu de travailler avec : - la combinaison **(1,35G+1,5Q)** ( $N^{max}$ )

- la combinaison **(G+Q+E<sub>y</sub>)** ( $M^{max}$ )

Après calculs, on trouve qu'il y a lieu de dimensionner avec la combinaison **(1,35G+1,5Q)**

**X.3.6 Pré dimensionnement**

❖ **Combinaison de charge (1,35G+1,5Q)**

-  $N=654,45 \text{ KN}$

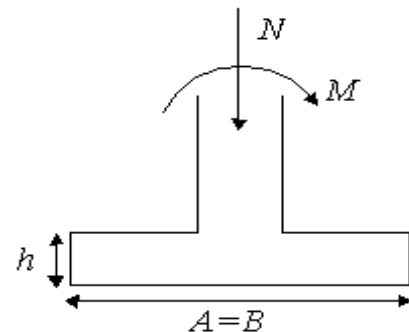
-  $M=180,21 \text{ KN.m}$

Semelle carré :  $S=A \times B$

$$\sigma'_{sol}=1 \text{ bar} = 0,1 \text{ MPa}$$

$$A \times B \geq \frac{N}{\sigma'_{sol}} = \frac{654,45}{100} = 6,54 \text{ m}^2$$

$$A \times B \geq 6,54 \text{ m}^2$$



On prend

$$A=B=3.2m \Rightarrow A \times B=10,24 m^2$$

Calcul de hauteur de la semelle

La hauteur de la semelle est :  $h_t=d+5$

Pour satisfaire la condition de l'inclinaison de  $45^\circ$  de la bielle moyenne, la hauteur utile

$$d \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{B-b}{4} \\ \frac{A-a}{4} \end{array} \right.$$

Avec b : la dimension de l'élément sur la semelle dans le sens transversale

$$b = 0.33m.$$

$$d \geq \frac{3,2-0,33}{4} = 0,71$$

$$d = 0,85$$

$$h_t=0,9m$$

### X.3.6 Vérification de la stabilité

Quel que soit le type de fondation on doit vérifiée que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaire et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement

Stabilité  $\Rightarrow A \geq 6e_1$  , tel que  $e_1$  : excentricité

$$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{180,21}{654,45} = 0,28$$

$$6e_1 = 6 \times 0,28 = 1,68$$

$A > 6e_1$  condition de stabilité est vérifiée

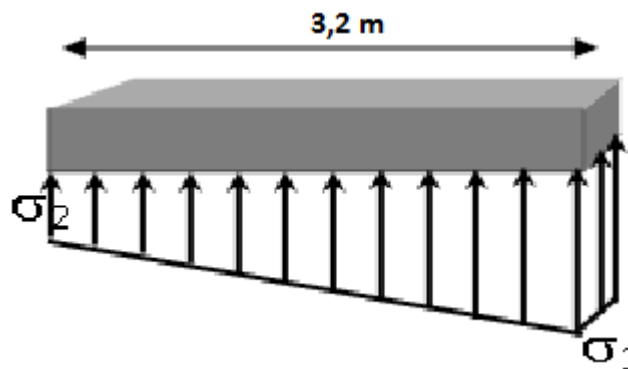
### XI.4.4Vérification de la contrainte

$$A \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times B} \left( 1 + 3 \frac{e_1}{B} \right) = \frac{654,45}{100 \times 3,2} \left( 1 + 3 \frac{0,28}{3,2} \right) = 2,58m$$

Donc :

$$A > 2,58m \quad \text{vérifiée}$$

**X.5 Ferrailage**



$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \left( 1 \mp \frac{6e_2}{A} \right)$$

$$e_2 = 0,28$$

$$S = 3,2 \times 3,2 = 10,24 \text{m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{654,45}{10,24} \left( 1 + \frac{6 \cdot 0,28}{3,2} \right) = 97,46 \text{Kpa} < \sigma'_{sol}$$

$$\sigma_2 = \frac{654,45}{10,24} \left( 1 - \frac{6 \cdot 0,28}{3,2} \right) = 30,36 \text{Kpa} < \sigma'_{sol}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 97,46 + 30,36}{4} = 80,68 \text{KPa}$$

$$N^* = \sigma_{moy} \times S = 80,68 \times 10,24 = 826,16 \text{ KN}$$

$$A_x = \frac{N^* (B - b)}{8(h_c - d') f_{su}}$$

$$A_y = \frac{N^* (A - a)}{8(h_c - d') f_{su}}$$

$$A_x = \frac{826,16 (3,2 - 0,33)}{8(0,85)348} \times 10 = 10,02 \text{ cm}^2$$

$$A_y = \frac{826,16 (3,2 - 0,30)}{8(0,85)348} \times 10 = 10,12 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq 0,23 \frac{A \times h \times f_{t28}}{400} = 0,23 \frac{3,2 \times 0,9 \times 2,1}{400} = 34,77 \text{ cm}^2$$

Donc il faut prendre la section minimum du BAEL 91(art.6.1)



**\* Choix des barres**

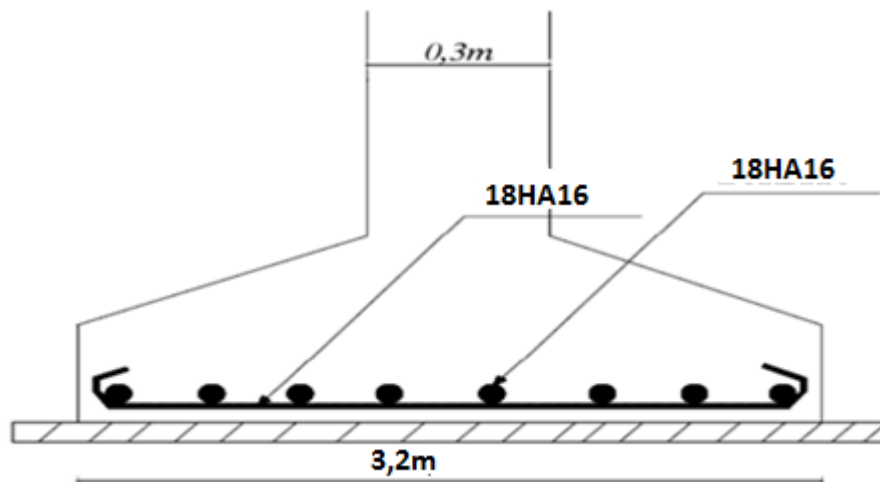
18HA16=36,18 cm<sup>2</sup>

**\* Calcul l'espace des cadres**

$$S_t \leq \min (20\text{cm}, 15\phi)$$

$$S_t \leq \min (20\text{cm}, 15 \times 2,01 = 30,15 \text{ cm})$$

En prend  $S_t = 17,5\text{cm}$



**Figure X-2 : Représentation du ferrailage de la semelle**

**X.4 Calcul de la fondation sous potelet IPE220**

**X.4.1 Les sollicitations:**

$$N = 45,15 \text{ KN}$$

**X.4.2 Dimensionnement de la semelle à la compression simple**

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} \rightarrow A = B$$

$$A \times B \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \rightarrow \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{45,15 \times 10^3}{10^5}}$$

$$A = 67,2 \text{ cm}$$

Soit une semelle de  $(100 \times 100) \text{ cm}^2$

◆ **Calcul de hauteur de la semelle**

La hauteur de la semelle est :  $h_t = d + 5$

Pour satisfaire la condition de l'inclinaison de  $45^\circ$  de la bielle moyenne, la hauteur utile

$$d \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{B-b}{4} \\ \frac{A-a}{4} \end{array} \right.$$

Avec  $b$  : la dimension de l'élément sur la semelle dans le sens transversale

$$b = 0.22\text{m.}$$

$$d \geq \frac{1-0.22}{4} = 0.195$$

$$d = 0.25\text{m}$$

$$h_t = 0.3\text{m}$$

$$A_x = \frac{N^*(B-b)}{8(h_c - d')f_{su}}$$

$$A_y = \frac{N^*(A-a)}{8(h_c - d')f_{su}}$$

$$A_x = \frac{45.15(1-0.22)}{8(0.3)348} \times 10 = 0.42 \text{ cm}^2$$

$$A_x = \frac{45.15(1-0.11)}{8(0.3)348} \times 10 = 0.43 \text{ cm}^2$$

**condition de non fragilité**

$$A_s \geq 0.23 \frac{A \times h \times f_{t28}}{400} = 0.23 \frac{1 \times 0.3 \times 2.1}{400} = 3.62 \text{ cm}^2$$

Donc il faut prendre la section minimum du BAEL 91(art.6.1)

\* Choix des barres

$$4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

\* Calcul l'espace des cadres

$$S_t \leq \min(20\text{cm}, 15\phi)$$

$$S_t \leq \min(20\text{cm}, 15 \times 1.13 = 16.95\text{cm})$$

En prend  $S_t = 16.5\text{cm}$

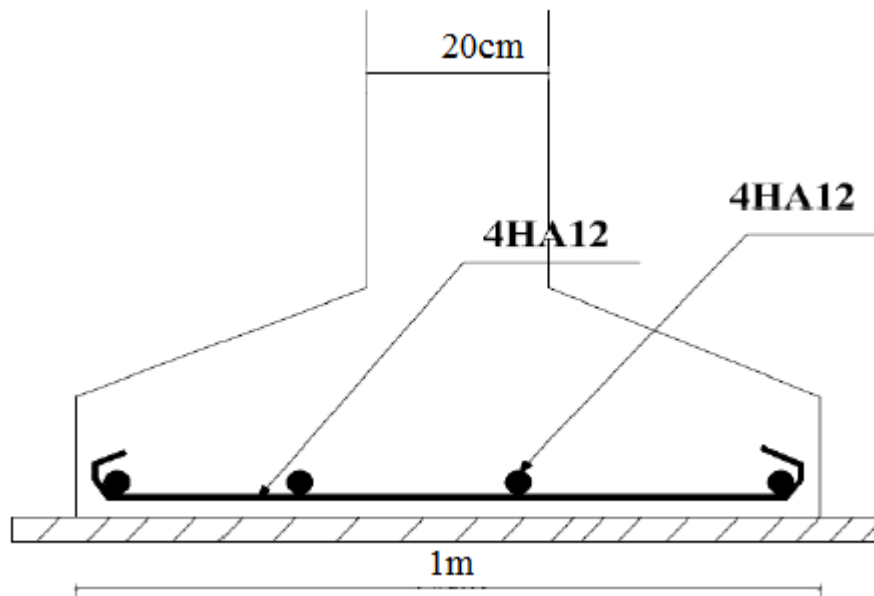


Figure X-3 : Représentation du ferrailage de la semelle du potelet

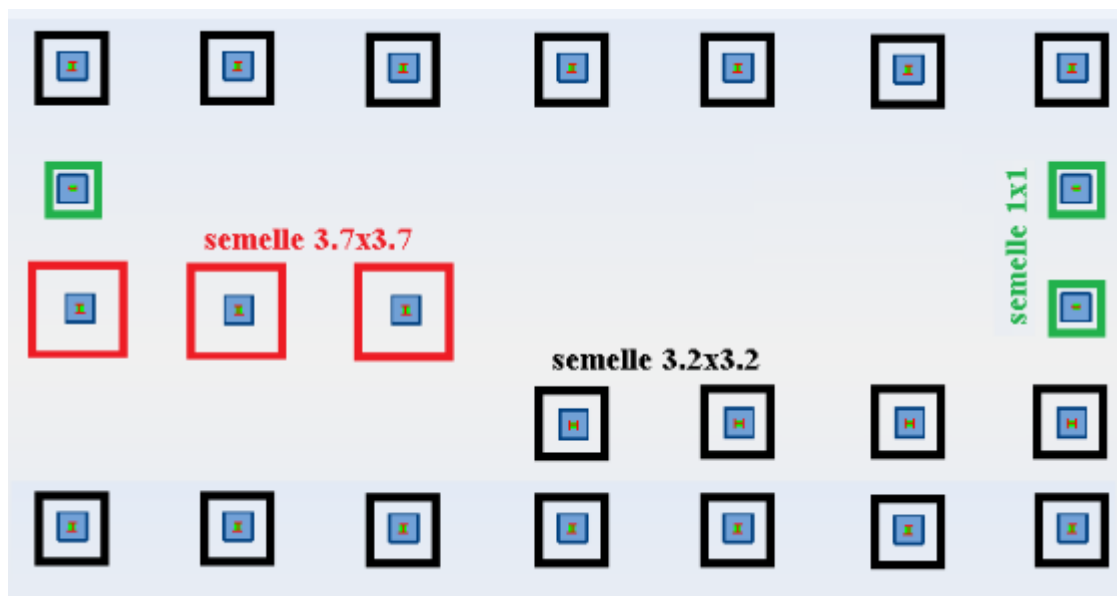


Figure X-4 : Représentation des différentes fondations

## X.5 CALCUL DES LONGRINES :

### INTRODUCTION :

Les longrines sont des éléments appartenant à l'infrastructure et qui servent à rigidifier l'ensemble des semelles. Et elles sont soumises à des forces axiales de traction.

#### X.5-1. Pré dimensionnement :

D'après le règlement (RPA99 V2003.Art.10.1.1.b), les dimensions minimale de la section transversale des longrines sont : 25cm\*30cm : sites de catégorie S2

Pour notre cas on optera pour des longrines de section :(35x35) cm<sup>2</sup>

#### X.5- 2 Ferrailage :

Les longrines doivent être calculées pour résister à l'action d'une forces de traction est égale à

$$: N_t = \left(\frac{N}{\alpha}\right) \geq 20KN \quad (\text{RPA99 V2003.Art.10.1.1.b})$$

$\alpha$ : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée

$N$ : L'effort normal ultime du poteau le plus sollicité.

$$\alpha=15$$

$$\text{ELU } N_t = \left(\frac{1003}{15}\right) = 66,86 \text{ KN}$$

$$\text{ELS } N_t = \left(\frac{705,6}{15}\right) = 47,04\text{KN}$$

$$A_s = \left(\frac{N_t}{\sigma_s}\right)$$

$$\text{ELU } A_s = \left(\frac{66,86}{348}\right) = 1,92 \text{ cm}^2$$

$$\text{ELU } A_s = \left(\frac{47,04}{201}\right) = 2.34 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,6\%B = 0,6 \cdot 10^{-2} \cdot (35)^{-2} = 7,35\text{cm}^2$$

Donc on ferraille avec  $A_{min} = 7,35\text{cm}^2$

Soit 4HA16

#### X.5-3. VERIFICATION DE LA CONDITION DE NON FRAGILITE :

$$A_s \geq 0.23 \frac{A \times h \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s \geq 0.23 \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 0.23 \frac{35 \times 35 \times 2.1}{400} = 1,48\text{cm}^2 \text{ Vérifiée}$$

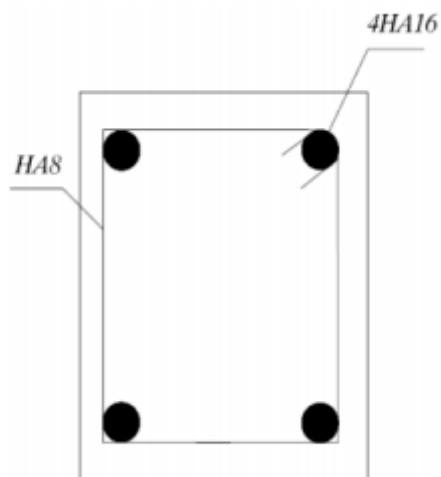
**Armatures transversales**

Soit des cadres de diamètre  $8\phi_s$  dont l'espacement maximal

$$St < \min(20\text{cm}, 15\phi) = 20\text{cm}$$

Soit  $St = 15\text{cm}$

Les cadres sont espacés de 15cm en travée et de 10cm en zone nodale.



**Figure X.5 : Schéma de ferrailage**

## VERIFICATION DE LA STABILITE D'ENSEMBLE

### INTRODUCTION

Après le dimensionnement et la vérification des éléments de la structure à la résistance, et la stabilité, on doit vérifier la stabilité d'ensemble sous le vent et le séisme.

La stabilité de la structure est assurée si :  $\Sigma$  Moments résistants (stabilisateurs)  $\geq \Sigma$  moments renversants.

$$\Sigma M_{st} \geq \Sigma M_R$$

### XI.1 Détermination des moments renversants ( $M_R$ )

#### XI.1.1 Cas de vent

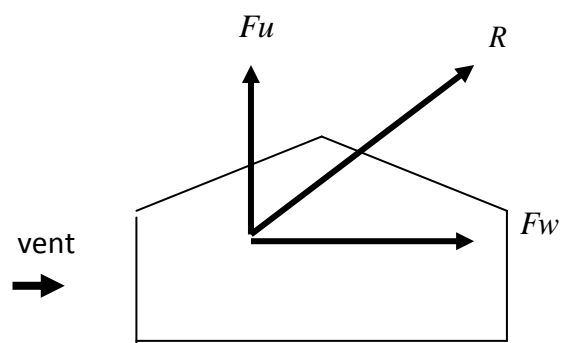
##### XI.1.1.1 action d'ensemble

La force résultante se décompose en deux forces :

- Une force globale horizontale  $F_w$  (Traînée) qui correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction et de la composante horizontale des forces appliquées à la toiture ;
- Une force de soulèvement  $F_u$  (Portance) qui est la composante verticale des forces appliquées à la toiture.

La force résultante  $R$  est donnée par :

$$R = \sum (q_j \times S_j) + \sum F_{fj}$$



Avec :

$q_j$ : la pression du vent qui s'exerce sur un élément de surface  $j$ .

$S_j$  : l'aire de l'élément de surface  $j$ .  $F_{fj}$  : la force de frottement éventuelle

◆ Direction V1

Tableau XI-1: Valeurs des forces horizontales et verticales (vent V1)

Zone	Sens V1			
	D	0		0
E	198,316		0	
F1	-2,112		13,856	
F2	-2,112		13,856	
G	-9,229		60,526	
H	-29,024		190,343	
I	25,582		167,768	
J	9,358		61,373	
$\Sigma F_{frj}$ (N)	0		0	
	Rx (KN) →	190,777	Rz (KN) ↑	507,725

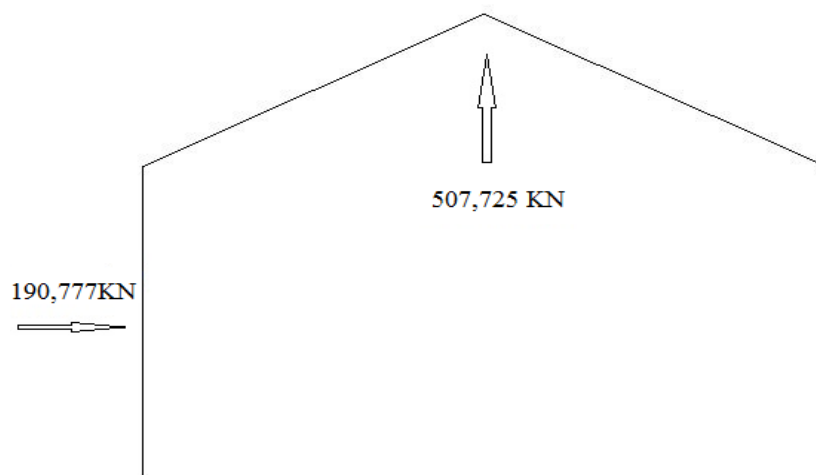


Figure XI.1: Force résultante

◆ Direction V2

Tableau XI-2 : Valeurs des forces horizontales et verticales (vent V2):

Zone	Sens V2			
D	0	0		
E	-98,340	0		
F1	0	10,120		
F2	0	10,120		
G	0	18,561		
H	0	103,450		
I	0	370,327		
$\Sigma F_{frj} (N)$	19,492,799	0		
	Rx (KN) →	-78,847	Rz (KN) ↑	512,580

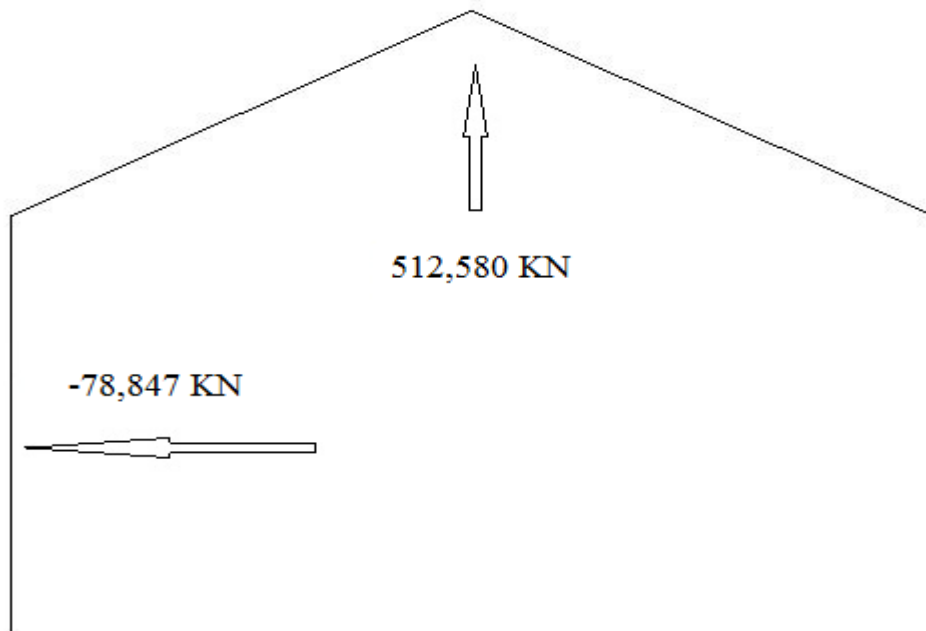


Figure XI-2: Force résultante.



### XI.1.1.2 Excentricité de la force globale horizontale

L'excentricité de la force globale horizontale  $F_w$  doit être calculé comme suite afin de tenir compte de la torsion : (RNV99 –Chapitre 2, § 2.2.1)

♦ **Direction V1 : (direction principale)**

$$\text{Donc : } e_{x1} = \pm \frac{36}{10} = \pm 3,6\text{m.}$$

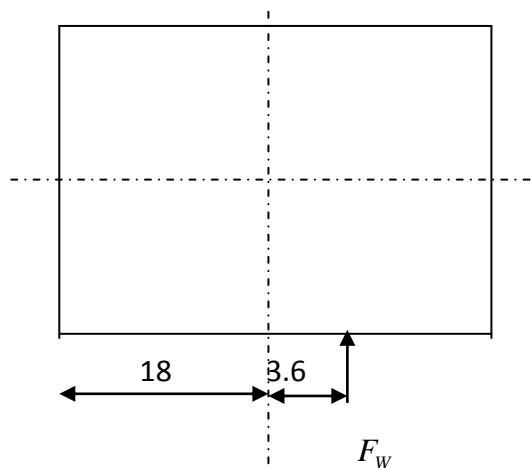


Figure XI-3: excentricité de la force globale.

♦ **Direction V2 : (direction secondaire )**

$$e_{x2} = \pm \frac{17,05}{10} = \pm 1,705\text{ m.}$$

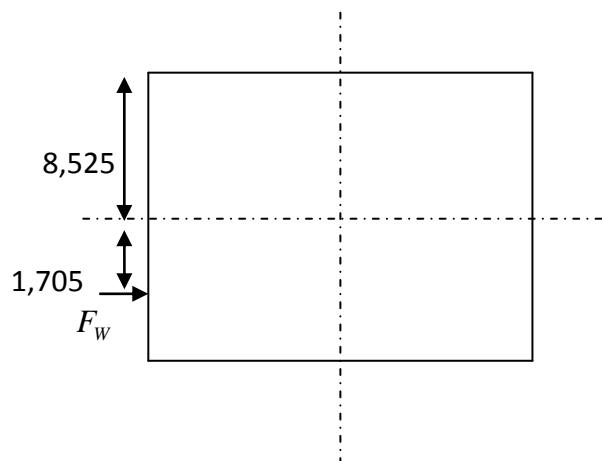


Figure XI-4: excentricité de la force globale.

### XI.1.1.3 Calcul des moments renversants (MR)

◆ **Direction V1 : (direction principale)**

$$M_{R/yy} = F_w \cdot e_{x1} = 4120,63 \text{ KN.m}$$

$$M_{R/xx} = F_u \cdot 0,5 z_1 = 9139,05 \text{ KN.m}$$

◆ **Direction V2 : (direction secondaire)**

$$M_{R/yy} = F_w \cdot e_{x2} = 806,53 \text{ KN.m}$$

$$M_{R/xx} = F_u \cdot 0,5 z_2 = 4369,74 \text{ KN.m}$$

### XI.1.2 Cas de séisme

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation.

#### XI.2.2.1 Réaction à la base :

Tableau XI-3 : Réaction à la base due aux effets sismiques

modes	Fx (KN)	Fy (KN)	Fz (KN)	Mx (KN,m)	My (KN,m)	Mz (KN,m)
CQC	251,53	263,52	0	1568,74	1298,28	3770,08

$$M_{R/xx} = M_{xx} = 1568,74 \text{ KN.m}$$

$$M_{R/yy} = M_{yy} = 1298,28 \text{ KN.m}$$

### XI.2 CALCUL DES MOMENTS RESISTANT (STABILISATEURS)

**-Poids de la structure :**

$$P_T = 3632,18 \text{ KN}$$

**-Poids des fondations :**

$$P_f = [(3 \times 0,3) + [3 \times (3,7 \times 3,7) + 18 \times (3,2 \times 3,2)] \times 0,9] \times 25 = 5093,77 \text{ KN}$$

**-Poids des avant poteaux :**

$$P_f = 24 \times 0,4 \times 0,5 \times 2,1 \times 25 = 252 \text{ KN}$$

**-Poids total de la structure**

$$P_t = 8977,95 \text{ KN}$$

$$M_{ST/xx} = \sum P_i \times Y_i = P_T \times Y_G$$

$$M_{ST/yy} = \sum P_i \times X_i = P_T \times X_G$$

- $M_{ST/xx} = 8977,95 \times 8,525 = 76537,02 \text{ KN.m}$
- $M_{ST/yy} = 8977,95 \times 18 = 161603,1 \text{ KN.m}$

### XI.3 VERIFICATION AU RENVERSEMENT DE LA STRUCTURE

Tableau XI.4 : Vérification au renversement de la structure

		$C_p$	$M_R \text{ (KN.m)}$		$M_{ST} \text{ (KN.m)}$	
			/xx	/yy	/xx	/yy
Cas de vent	Vent sur la façade principale	0.8	9139,05	4120,63	76537,02	161603,1
	Vent sur la façade latérale	0.8	43,69	806,53		
Cas du séisme			1568,74	1298,28		
					$0.8M_{ST}$	$0.8M_{ST}$
					61229,61	129282,48

Tous les moments résistants (stabilisateurs) sont supérieurs aux moments renversants, donc il n'y'a pas de risque au renversement et la stabilité d'ensemble est assurée.

# CONCLUSION GENERALE

Le projet de fin d'études représente la dernière phase de notre formation, il nous a permis d'une part de mettre en pratique les connaissances acquises durant notre cursus et de les approfondir, et d'autre part de nous familiariser avec les règlements en vigueur à savoir les D.T.R , RPA 99 version 2003, RNVA99 et les différents Eurocodes .

La complexité des calculs en génie civil fait inévitablement appel aux services d'outils numériques tels que SAP2000 ou AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS, à qui on doit un gain en temps, en précision et en fiabilité.

Par ailleurs, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions :

- ◆ La modélisation doit être aussi proche que possible de la réalité, afin d'approcher le comportement réel de la structure et obtenir de meilleurs résultats.
- ◆ Dans les structures métalliques les actions du vent sont souvent les plus défavorables néanmoins, l'étude sismique n'est pas négligeable .
- ◆ La vérification des ossatures vis-à-vis des instabilités est une étape primordiale et nécessaire pour un dimensionnement adéquat .
- ◆ La bonne conception des assemblages est essentielle pour la stabilité des structures métalliques.
- ◆ Le rôle très important que jouent les dispositions des contreventements dans le comportement global de la structure.
- ◆ La présence de planchers mixtes rigides rend la structure sensible aux actions sismiques, mais le système de contreventement (palées de stabilité en X) lui donne un bon comportement vis-à-vis de ces dernières.
- ◆ la nécessité d'un entretien permanent et d'une protection appropriée pour les éléments métalliques contre la corrosion et le feu est fortement recommandée .

- ◆ Le projet s'est fixé comme objectif, la prévention de tout risque afin de garantir la sécurité des vies et des biens, qui constituent la principale règle dans le domaine du génie civil.

# REFERENCE BIBLIOGRAPHIE

- [1] Règlement Neige et Vent : Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.48, Ministère de l'habitat, 1999.
- [2] Règles Parasismiques Algériennes : RPA 99/version 2003. Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.48, Centre National de Recherche Appliquée en Génie-Parasismique, 2003.
- [3] Calcul des Structures Métalliques selon l'Eurocode 3. *Jean Morel*. Eyrolles Paris, 2008
- [4] Charges permanentes et surcharges d'exploitations. Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.2, Ministère de l'Urbanisme et de la Construction, 1989.
- [5] Regles de Calcul des Fondation superficielles. Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.2, Ministère de l'Equipement et de Logement, 1992.
- [6] B.A.E.L 91 : Béton Armé aux Etats Limites, troisième tirage, Eyrolles, 1997.
- [7] A.P.K, Constructions métalliques et mixte acier-béton, TOME I. Pierre bourrier et jacques Brozzetti, Eyrolles, 1996
- [8] Règles de conception et de calculs des structures en béton armé C.B.A 93, DTR B-C 2.4&, Ministère de l'habitat.
- [9] Cours de Construction Métalliques A.BECHEUR ( Université de Bejaia)