

Table des matières

Introduction Générale.....	1
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.....	2
I.1. Introduction.....	2
I.2. Présentation du projet.....	2
I.1.1. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :	3
I.1.2. Règlements utilisés.....	4
I.3. Mode de construction.....	4
I.3.1. Acier.....	4
I.3.2. Béton.....	4
I.4. LES ASSEMBLAGES :	5
I.4.1. Le boulonnage :	5
I.4.2. Le soudage :	5
Chapitre II : Evaluation des charges.....	6
II.1. Introduction :	6
II.2. La charge permanente :	6
II.3. Les surcharges d'exploitation :	6
II.4. Dimension de l'ouvrage :	6
II.5. Etude de la neige :	7
II.6. Etude du vent :	8
II.6.1. Détermination de coefficient dynamique Cd :	8
II.6.2. Détermination de la pression nette $W(z_j)$:	8
II.6.3. Détermination de coefficient de pression extérieure C_{pe} :	10
II.6.4. Détermination de coefficient de pression intérieure C_{pi} :	14
II.7. Force de frottement du vent F_{fr} :	18
II.7.1. Vent sur long pan :	19
II.7.2. Vent sur pignon :	19
Chapitre III : Etudes des éléments secondaires.....	20
III.1. Introduction :	20
III.2. Les pannes:	20
III.2.1. Espacement entre pannes.....	20
III.2.2. Charges à prendre en considération.....	20
III.2.3. Combinaisons des charges et actions.	21

III.2.4. Calcul de l'espacement.....	21
III.2.5 Dimensionnement des pannes.....	21
III.2.6. Choix du profile :	23
III.2.7 Condition de flèche avec poids propre inclus.....	24
III.2.8 Classe du profilé IPE 120.....	24
III.2.9. Résistance de la panne au déversement.....	26
III.2.10 Résistance au voilement par cisaillement.....	27
III.2.11. Stabilité au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme.....	28
III.3.Calcul des liernes.....	28
III.3.1. Dimensionnement des liernes.....	30
III.4 Calcul des lisses.....	30
III.4.1.Introduction.....	30
III.4.2.Détermination des sollicitations.....	30
III.5. Calcul des potelets.....	33
III.5.1. Calcul des charges et surcharges revenant au potelet le plus chargé.....	33
III.5.2. Vérification de la flèche à L'ELS.....	34
III.5.3. Classe du profilé.....	34
III.5.4. Incidence de l'effort normal.....	35
Chapitre IV. ETUDE DES ÉLÉMENTS PORTEURS :	36
IV.1.Introduction :	36
IV.2. Les poteaux :	36
IV.2.1. Justification du poteau (HEA300) :	36
IV.2.2.Justification de la traverse de lanterneau (IPE330) :	40
IV.3.Les Travers :	40
IV.3.1 Caractéristiques du travers (IPE330) :	40
IV.3.2 Efforts sollicitant :	40
IV.3.3 Classe de la section transversale :	40
IV.3.4.Condition de résistance :	41
IV.3.5. Vérification au déversement :	42
IV.4.Contreventement :	43
IV.4.1.Introduction :	43
IV.4.2.Effort axial de traction :	43
ChapitreV : Contreventement.....	45
V.1. Introduction :	45

V.2. Quelques types de contreventement :	46
V.2.1. Contreventement en X (croix de Saint André) :	46
V.2.2. Contreventement en V :	47
V.2.3. Contreventement en K :	47
V.3. Coefficient de comportement :	48
V.4. Positions :	48
V.5. Tableau de déplacement, effort tranchons à la base ; période pour chaque type et chaque position.....	51
V.6. Discussion des résultats :	52
Chapitre IV : Etude sismique.....	54
IV.1. Introduction :	54
IV.2. Principe de calcul :	54
IV.3. SPECTRE DE REPONSE DE CALCUL :	54
IV.4. ANALYSE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE :	55
IV.4.1. Modélisation de la structure :	55
IV.4.2. Etapes de la modélisation de la structure.....	56
IV.4.3. Analyse modale :	56
IV.4.4. Nombre de modes à considérer (RPA99 /V2003) :	58
IV.5. Vérification de la structure	60
IV.5.1 vérification de la période fondamentale de la structure	60
IV.5.2. Vérification de la force sismique à la base :	60
IV.5.3. Vérification des déplacements :	61
Chapitre VII :Assemblage	63
VII.1.Introduction	63
VII.2.Assemblages soudés :	63
VII.3.Assemblage par boulons H-R ou Assemblages par boulons a serrage contrôlé :.....	63
VII.4.Résistance de l'assemblage au moment de flexion M_{Rd} :.....	64
VII.5.LIAISON POTEAU-TRAVERSE (HEA300-IPE360):	64
VII.5.1.Efforts sollicitant :	64
VII.5.2.Soudure de la platine :	64
VII.5.3.Disposition constructives :	65
VII.5.4.Calcul des boulons sollicités en traction :	66
VII.5.5.Calcul des boulons sollicités au cisaillement :	66
VII.5.6.Vérification de la pression diamétrale :	67

VII.6. LIAISON TRAVERSE-TRAVERSE (IPE 330-IPE330) :	67
VII.6.1.Efforts sollicitant :	67
VII.6.2.Soudure de la platine :	68
VII.6.3.Disposition constructives :	68
VII.6.4.Calcul des boulons sollicités en traction :	69
VII.6.5.Calcul des boulons sollicités au cisaillement :	69
VII.6.6.Vérification de la pression diamétrale :	69
VII .7. CALCUL DES PIEDS DE POTEAUX :	70
VII.7.1.Introduction :	70
VII.7.2.Effort sollicitant :	71
VII.7.3.Dimensionnement de la plaque d'assise :	71
VII.7.4. Vérification de la contrainte de compression sur la semelle	72
VII.7.5.Condition d'équilibre du BAEL :	72
VII.7.6. Vérification de la tige d'ancrage :	73
Chapitre VIII :Fondation	75
VIII.1.Introduction :	75
VIII.2.CALCUL DES FONDATIONS :	75
VIII.2.2.Dimensionnement de la semelle :	75
VIII.2.3.Détermination de d et h :	75
VIII.3.Vérification des contraintes :	76
VIII.4.Vérification de la stabilité au renversement :	76
VIII.5.Calcul du ferrailage :	76
VIII.5.1 Ferrailage :	76
II.5.2. Calcul de nombre des barres :	77
II.5.3.Type d'ancrage :	77
VIII.6.1.Dimensionnement des longrines :	79
VIII.6.2.Calcul du ferrailage :	79
VIII.6.3 Vérification de condition de non fragilité	80
VIII.6.4.Calcul d'armatures transversales :	80
VIII.6.5.1Calcul d'espacement des cadres :	80
Conclusion	81

Liste des tableaux

Tableau I 1 Valeurs nominales de f_y et f_u	4
Tableau II 1 C_{pe} pour les parois verticales.....	11
Tableau II 2 C_{pe} pour les parois verticales.....	13
Tableau II 3 les pressions Q_j dans la paroi verticale.....	15
Tableau II 4 les pressions Q_j dans la toiture.....	15
Tableau II 5 les pressions Q_j dans la paroi verticale.....	16
Tableau II 6 les pressions Q_j dans la toiture.....	16
Tableau II 7 Les pressions Q_j dans la paroi vertical.....	17
Tableau II 8 Les pressions Q_j dans la toiture.....	17
Tableau II 9 les pressions Q_j dans la paroi verticale.....	18
Tableau II 10 les pressions Q_j dans la toiture.....	18
Tableau III 1 Caractéristiques du profilé IPE 120 de la panne.....	23
Tableau III 2 Caractéristique géométrique d'IPE 140.....	32
Tableau III 3 Caractéristique géométrique d'IPE 270.....	34
Tableau IV 1 Caractéristiques du profilé HEA300.....	36
Tableau IV 2 caractéristiques du profilé IPE330.....	40
Tableau V 1 Valeurs du coefficient de comportement R	48
Tableau V 2 déplacement ;effort tranchons à la base ;période pour chaque type et chaque position...51	51
Tableau V 3 Effort critique de flambement.....	52
Tableau IV 1 Eléments structuraux constituant la structure.....	56
Tableau IV 2 Résultante des forces sismiques à la base.....	61
Tableau IV 3 Déplacements relatifs dans le sens (x-x)	61
Tableau IV 4 Déplacements relatifs dans le sens (y-y).....	62
Tableau VIII 1 Récapitulatif des efforts M et N	75
Tableau VIII 2 Récapitulatif des résultats de la semelle.....	78

Liste de figure

Figure I 1 dimensionnement de l'ouvrage.....	3
figure II 1 dimensionnement de l'ouvrage.....	7
figure II 2 légende pour les parois verticales.....	11
figure II 3 valeurs des Cpe pour les parois verticales.....	11
figure II 4 légende pour les toitures.....	12
figure II 5 valeurs des Cpe pour les parois verticales.....	13
figure II 6 légende pour les toitures.....	13
Figure III 1 Cas de l'effet du vent.....	21
Figure III 2 Cas de l'effet de neige.....	21
Figure III 3 panne vis-à-vis déversement.....	26
Figure III 4 Coupe transversale des liernes.....	29
Figure V 1 Cheminement des forces transversales dans le cas d'une structure à toiture.....	45
Figure V 2 Contreventement en X.....	46
Figure V 3 Contreventement en V.....	47
Figure V 4 Contreventement en K.....	47
Figure V 5 Position 1 du contreventement.....	49
Figure V 6 Position 2 du contreventement.....	49
Figure V 7 Position 3 du contreventement.....	50
Figure IV 1 Spectre de réponse.....	57
Figure IV 2 MODE 1 :T=0,731s.....	58
Figure IV 3 MODE2 :T=0,318s.....	59
Figure IV 4 MODE3 :T=0,288s.....	59
Figure VIII 1 Ferrailage de la semelle.....	78

LISTE DES NOTATIONS

A	: Section brute d'une pièce ;
A_{net}	: Section nette d'une pièce ;
A_w	: Section de l'âme ;
A_v	: Aire de cisaillement
C_t	: Coefficient de topographie ;
C_r	: Coefficient de rugosité ;
C_p	: Coefficient de pression ;
C_e	: Coefficient d'exposition ;
C_d	: Coefficient dynamique ;
E	: Module d'élasticité longitudinale de l'acier ;
G	: Module d'élasticité transversale de l'acier ;
G	: Charge permanente ;
I	: Moment d'inertie ;
K	: Coefficient d'encastrement ou de Rigidité poteaux/Poutre ;
K_0	: Coefficient de flambement ;
K_T	: Facteur de terrain ;
L	: Longueur ;
M_{sd}	: Moment fléchissant ;
M_{Rd}	: Moment résistant par unité de longueur dans la plaque d'assise ;
M_{pl}	: Moment plastique ;
M_{Cr}	: Moment critique ;
M_{sd}	: Valeur de calcul du moment fléchissant ;
$M_{b,Rd}$: Valeur de calcul de la résistance au déversement ;
$N_{pl,Rd}$: Valeur de calcul de la résistance plastique de la section transversale brute ;
$N_{b,Rd}$: Valeur de calcul d'un élément comprimé au flambement ;
N_{sd}	: Effort normal ;
$N_{t, sd}$: Effort normal de traction ;
$N_{c, sd}$: Effort normal de compression ;
N_{pl}	: Effort normal plastique ;
$N_{c,Rd}$: Valeur de calcul de la résistance de la section transversale à la compression uniforme ;
Q	: Charge d'exploitation ;
R	: Coefficient de comportement de la structure ;
S	: Surface ;
S	: La charge de la neige ;
S_k	: La charge de la neige sur le sol ;
V_{sd}	: Valeur de calcul de l'effort tranchant ;
$V_{pl,Rd}$: Valeur de calcul de la résistance plastique au cisaillement ;

V_k	: Effort tranchant d'étage au niveau « k » ;
$V_{réf}$: Vitesse de référence du vent ;
W_{el}	: Module de résistance élastique ;
W_{pl}	: Module de résistance plastique ;
W	: Poids de la structure
d	: Diamètre d'une section circulaire ;
f	: La flèche ;
f_y	: Limite d'élasticité ;
h	: Hauteur d'une pièce ;
l	: Longueur d'une pièce (Poutre, Poteau);
l_f	: Longueur de flambement ;
r	: Rayon d'une section circulaire ;
t	: Épaisseur d'une pièce ;
t_f	: Épaisseur d'une semelle de poutre ;
t_w	: Épaisseur de l'âme de poutre ;
z	: Hauteur au-dessus du sol ;
z_0	: Paramètre de rugosité ;
z_{eq}	: Hauteur équivalente ;
z_{min}	: Hauteur minimale ;
χ	: Coefficient de réduction pour le mode de flambement approprié ;
β	: Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation ;
β_w	: Facteur de corrélation ;
β_M	: Facteur de moment uniforme équivalent ;
γ_M	: Coefficient de sécurité ;
	: Élancement ;
$\overline{\lambda}_{LT}$: Élancement de déversement ;
α	: Facteur d'imperfection ;
\emptyset	: Rotation ;
\emptyset_{LT}	: Rotation de déversement ;
τ	: Contrainte limite de cisaillement en élasticité ;
ε	: Coefficient de réduction élastique de l'acier ;
σ_a	: Contrainte de l'acier ;
σ_b	: Contrainte du béton ;
ξ	: Pourcentage d'amortissement critique ;
η	: Facteur de correction d'amortissement ;
δ_{ek}	: Déplacement dû aux forces sismiques F_i ;
Δ_k	: Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » ;
μ	: coefficient de forme de la charge de neige ;

INTRODUCTION

INTRODUCTION GENERALE

Dans le cadre de notre formation de master en Génie Civil à l'Université Abou Bekr Belkaid « Tlemcen », nous sommes amenés, à l'issue de notre cursus, à réaliser un projet de fin d'études (PFE). Le but de ce projet est d'être confronté à une situation professionnelle d'ordre scientifique et technique. Il regroupe donc l'ensemble des qualités que doit posséder un ingénieur dans son travail quotidien.

Les ossatures métalliques se distinguent par certains avantages tel que : la légèreté, le montage rapide et la facilité des transformations, c'est la raison pour laquelle ce hall a été conçu en charpente métallique. Ce pendant ce matériau présente aussi quelques inconvénients qui sont principalement la corrosion et sa faible résistance au feu qui sont abordés dans ce projet.

Notre travail contient plusieurs chapitres. Après l'introduction :

- Présentation de l'ouvrage.
 - L'évaluation des charges permanentes, d'exploitations selon le règlement Algérien charges et surcharges et aussi les charges climatiques (neige et vent) selon le « RNV99 »
 - Influence du choix et position de contreventement sur la réponse de la structure (comparaison).
 - Le dimensionnement des éléments de la structure secondaire et porteurs selon le « CCM97 ».
 - L'étude dynamique et sismique du bâtiment selon le « RPA99 » pour choisir le système de contreventement afin d'assurer la stabilité de la structure en utilisant le logiciel « sap2000V12 ».
 - Etudier les différents assemblages métalliques de la structure selon le « CCM97 ».
 - L'étude de l'infrastructure selon le « BAEL91 ».
- Notre mémoire est finalisé par une conclusion générale.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction

La construction métallique a connu ces dernières années un essor important puisqu'elle a montré qu'elle peut être économique à souhait et présente un certain nombre d'avantages indéniables par rapport aux constructions classiques. Dans le but d'aller de l'avant, les concepteurs redoublent d'effort pour trouver des systèmes plus performants et répondant à un souci économique de plus en plus exigeant.

La stabilité latérale de ces constructions constitue le problème primordial. Nous l'avons appris à nos dépens lors des différents tremblements de terre enregistrés. Dans ce type de construction, cette stabilité est assurée par différents systèmes de contreventement en amélioration perpétuelle. Parmi les structures dissipatives résistantes aux séismes, il existe essentiellement trois systèmes structuraux :

- Les structures en portique autostable : Dans ce type de structure, la résistance aux forces horizontales est assurée principalement par la flexion des poteaux et des poutres.

- les structures à palées triangulées centrées : Ce sont des structures pour lesquelles l'intersection des barres du système de contreventement coïncide avec le milieu des éléments porteurs et ou avec les jonctions poteaux-poutres. Pour ce genre de structure la stabilité latérale est assurée soit par les diagonales tendues (contreventement en X), soit par la combinaison simultanée des diagonales tendues et comprimées (contreventement en V et V renversé).

- les structures à palées excentrées : Dans ce type de structure, l'intersection des barres de contreventement peut se localiser à n'importe quel point de la poutre selon la configuration adoptée.

Notre étude ne concerne cependant que les systèmes de contreventement. Elle a pour principaux buts la comparaison entre le comportement des configurations en X, en V, et en V renversé et en K, et montrer l'influence des méthodes dynamiques utilisées pour l'évaluation de l'effort sismique.

I.2. Présentation du projet

Notre projet consiste à la conception et le calcul d'une halle industrielle en charpente métallique, Notre étude ne concerne cependant que les systèmes de contreventement. Elle a pour principaux buts la comparaison entre le comportement des configurations en X, en V, et en V renversé, et montrer l'influence des méthodes dynamiques utilisées pour l'évaluation de l'effort sismique.

L'ouvrage est implanté à la wilaya d'AIN TMOUCHENT

- selon le RNV 99

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

- Zone de vent 2.
- Zone de neige A.

I.1.1. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

La longueur est de 32 m suivant le long pan.

La largeur est de 21.5 m suivant le pignon.

La hauteur totale jusqu'au faîtage est de 11.87 m.

Les fondations sont des semelles isolées sous poteaux et sous potelets reliées entre elles par des longrines.

La toiture se compose d'une toiture à deux versants d'une pente de 10.54°

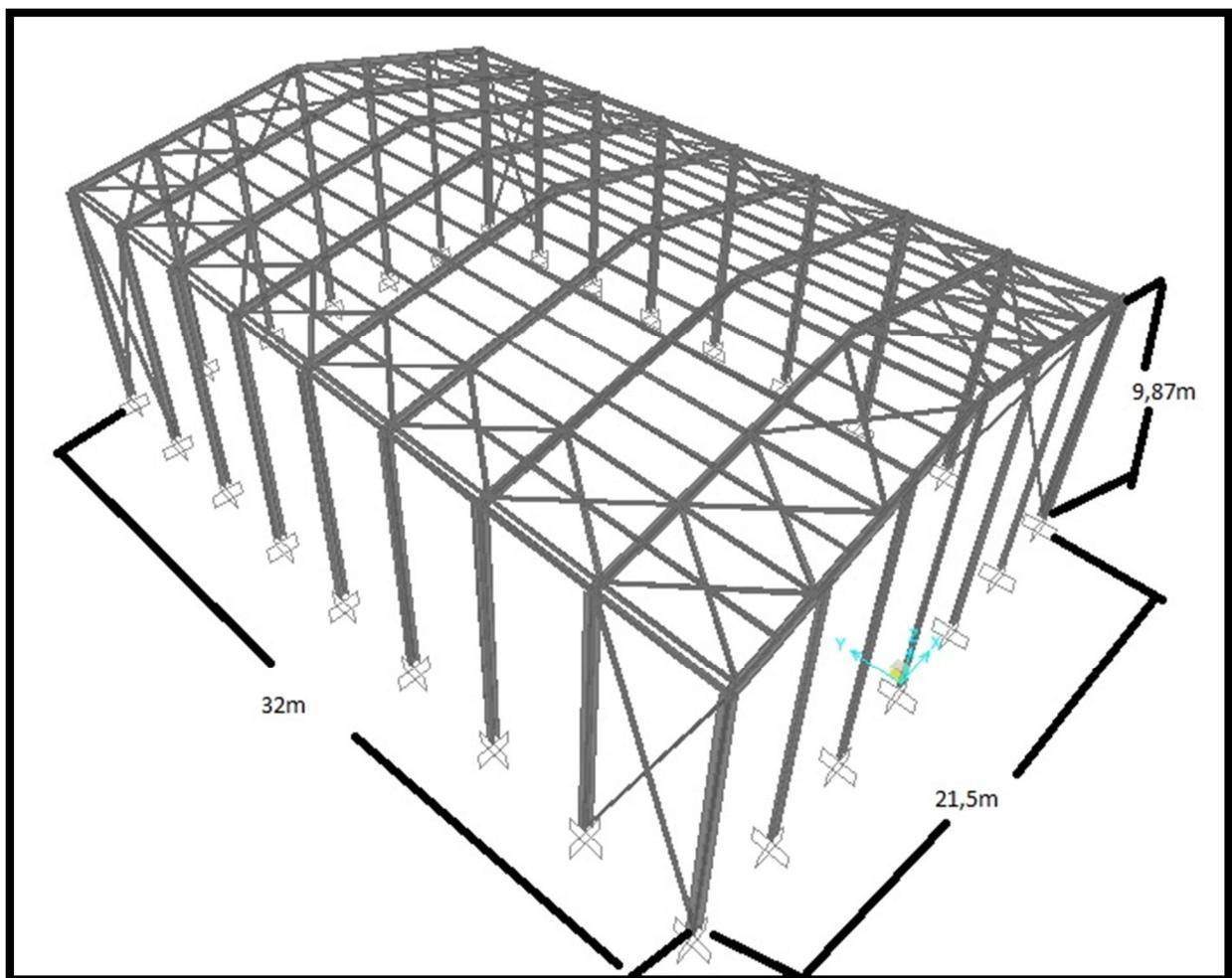


Figure I 1 dimensionnement de l'ouvrage

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1.2. Règlements utilisés

Pour justifier la sécurité on se base sur les règlements suivants :

1. règlement Neige et Vent « RNVA99 ».
2. règlement parasismique algérien « RPA99version2003 »
3. béton armé aux états limites « CBA93».
4. « DTRB.C2.2 »charge permanentes et charge d'exploitation.
5. règlement « CCM 97 »

I.3. Mode de construction

Une bonne connaissance des matériaux utilisés en construction métallique est indispensable pour la réalisation d'une structure, aussi bien pour sa conception ou sa résistance.

Dans le cadre de notre projet on a opté pour les matériaux suivants :

I.3.1.Acier

Les caractéristiques mécaniques des différentes nuances d'acier sont les suivantes :

Nuance d'acier (EN 10025)	Epaisseur (mm)			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 100$ mm	
	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)
Fe 360	235	360	215	340

Tableau I 1 Valeurs nominales de f_y et f_u

La résistance à la traction : $f_u = 360$ MPa

- La limite élastique : $f_y = 235$ MPa.
- Le module de Young : $E = 210\,000$ MPa
- Le coefficient de poisson : $\nu = 0.3$.
- Le coefficient de dilatation thermique : $\alpha = 12 \times 10^{-6}$ m/°C
- Module d'élasticité transversale : $G = 84000$ MPa.

I.3.2.Béton

- le béton utilisé est dosé à **350kg/ m3**.
- béton de propreté est dosé à **150 kg/m3**.

I.4. LES ASSEMBLAGES :

I.4.1. Le boulonnage :

Le boulonnage est le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en oeuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur site, pour notre cas on a utilisé les boulons de haute résistance (HR) classe 10.9 pour les assemblages rigides des portiques auto stable Les boulons HR comprennent une tige filetée, une tête hexagonale et un écrou en acier à très haute résistance.

I.4.2. Le soudage :

Le soudage est une opération qui consiste à joindre deux parties d'un même matériau avec un cordon de soudure constitué d'un métal d'apport, ce dernier sert de liant entre les deux pièces à assembler.

Chapitre II : Evaluation des charges

II.1.Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons définir les différentes charges agissant sur notre structure, qui se résument dans l'action des charges permanentes et d'exploitation, des effets climatiques,. Ces charges ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination de ces différentes actions.

II.2.La charge permanente :

Elle comprend non seulement le poids propre des éléments structuraux principaux et secondaires, mais aussi le poids des éléments incorporés aux éléments porteurs tels que : la couverture, le bardage et autres.

- Bardage : $LL35p=10,9\text{kg /m}^2$
- Toiture : panneau sandwichs (TL75p) $=14,2\text{kg /m}^2$

II.3. Les surcharges d'exploitation :

Elles résultent de l'usage des locaux par opposition au poids des ouvrages qui les constituent, ou à celui des équipements fixes. Elles correspondent au mobilier, au matériel, aux matières en dépôt et aux personnes et pour un mode normal d'occupation.

Surcharges d'entretien : Charges ponctuelles de 1 kN au 1/3 et 2/3 de la portée d'une poutre.

II.4.Dimension de l'ouvrage :

- Longueur : $a= 32\text{m}$
- Largeur : $b= 21.5\text{m}$
- Hauteur : $H=11.87\text{m}$ (tête de poteau centrale)
- Hauteur : $h=9,87\text{ m}$
- Toiture à 2 versant de degré $\alpha=10.54^\circ$

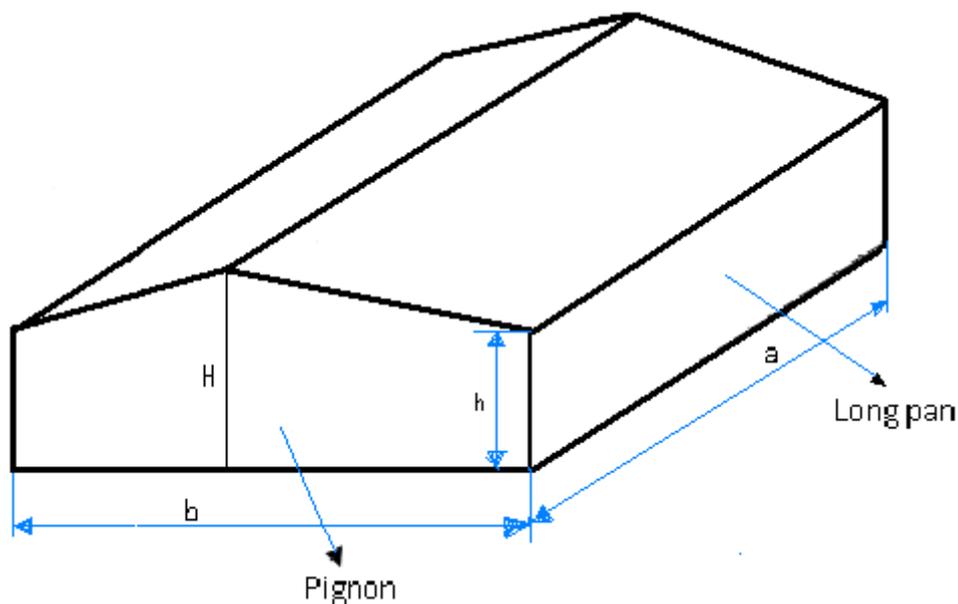


figure II 1 dimensionnement de l'ouvrage

II.5. Etude de la neige :

Le calcul des charges de neige se fait conformément à la réglementation en vigueur « RNV99 » (D.T.R-B.C-2.47). La charge caractéristique de la neige par unité de surface.

Les données relatives au site :

Lieu de réalisation : AIN TEMOUCHENT

- Altitude géographique : H=250m
- Zone de neige : B [R.N.V.99]
- Zone du vent : I [R.N.V.99]
- Site plat : $C_t(z)=1$ [R.N.V.99]
- Catégorie du terrain : III [R.N.V.99]

La charge de la neige sur la toiture est donnée par la formule suivante :

$$S = \mu \cdot S_k \quad \text{..... [R.N.V.99]}$$

On a l'angle de versant $\alpha=10.745^\circ$: $0 \leq \alpha=10.745^\circ \leq 15^\circ$ [R.N.V.99]

Donc le coefficient de forme : $\mu=0,8$

Et la charge de neige sur le sol est donnée par la formule suivante :

$$S_k = \frac{0,04 \times H + 10}{100} \quad \text{..... [R.N.V.99]}$$

$$\underline{\text{AN}} : s_k = \frac{0,04 \times 250 + 10}{100} = 0,2 \text{ KN/m}^2$$

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

EVALUATION DES CHARGES

Donc la charge de la neige sur la toiture est : $S=0,8 \times 0,2= 0,16 \text{ KN/m}^2$

$$\rightarrow S=15.73 \text{ daN/m}^2$$

II.6. Etude du vent :

Notre zone du vent est : zone I $\rightarrow Q_{\text{ref}}=375 \text{ N/m}^2$ [R.N.V.99]

Le site plat $\rightarrow C_t(z)=1$ [R.N.V.99]

La catégorie du terrain : III

$\rightarrow K_T=0,22$ $Z_0=0,3\text{m}$ $Z_{\text{min}}=8\text{m}$ $\varepsilon=0,37$ [R.N.V.99]

Tel que : K_T : facteur du terrain.

Z_0 : paramètre de la rugosité [m].

Z_{min} : hauteur minimale [m].

La pression due au vent est donnée par la formule suivante :

$$Q_j = C_d \cdot W(z_j) \quad \text{..... [R.N.V.99 p40]}$$

Tel que : C_d : est le coefficient dynamique de la construction.

$W(z_j)$: est la pression nette.

II.6.1. Détermination de coefficient dynamique C_d :

II.6.1.1. Vent perpendiculaire au long pan :

$h=11.87\text{m}$ et $b=32 \text{ m}$ $\rightarrow C_d=0,91$

II.6.1.2. Vent perpendiculaire au pignon :

$h=11.87\text{m}$ et $b=21.5\text{m}$ $\rightarrow C_d=0,93$

II.6.2. Détermination de la pression nette $W(z_j)$:

Dans notre structure on a une face de la paroi qui est intérieur à la construction et l'autre face qui est extérieur, donc on utilise la formule suivante :

$$W(z_j) = Q_{\text{dyn}}(z_j) \cdot (C_{pe} - C_{pi}) \quad \text{..... [R.N.V.99]}$$

Tel que :

- $Q_{\text{dyn}}(z_j)$: la pression dynamique du vent calculée à la hauteur Z_j relative à l'élément de surface.
- C_{pe} : coefficient de pression extérieur.
- C_{pi} : coefficient de pression intérieur.

EVALUATION DES CHARGES

II.6.2.1. Détermination de la pression dynamique $Q_{dyn}(z_j)$:

La structure est de hauteur inférieure à 10m, donc il n'y a pas eu lieu de subdivision, et aussi elle est permanente (la durée d'utilisation est supérieure à 5 ans). Donc on utilise la formule suivante :

$$Q_{dyn}(z_j) = Q_{ref} \cdot C_e(z_j) \quad \dots\dots\dots [R.N.V.99]$$

Tel que :

- $Q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$
- $C_e(z_j)$: coefficient d'exposition au vent.

II.6.2.2. Détermination du coefficient d'exposition $C_e(z_j)$:

On a une structure peu sensible aux excitations dynamiques, donc on utilise la formule suivante :

$$C_e(z) = C_t(z) C_r(z) \times \left(1 + \frac{7 \times K_T}{C_r(z) \times C_r(z)} \right)$$

tel que :

- $C_t = 1$ et $K_T = 0,22$
- C_r : coefficient de rugosité.
- C_t : coefficient de topographie.

II.6.2.3. Détermination du coefficient de la rugosité C_r :

Pour calculer le coefficient de rugosité on utilise les formules suivantes:

- $C_r(z) = K_T \ln \left(\frac{Z}{Z_0} \right)$ pour $Z_{min} \leq Z \leq 200m$ [R.N.V.99]
- $C_r(z) = K_T \ln \left(\frac{Z_{min}}{Z_0} \right)$ pour $Z < Z_{min}$

tel que :

- $Z_0 = 0,3m$, $Z_{min} = 8m$
- $Z = 11,87m$ dans la toiture.
- $Z = 9,87m$ dans les parois verticales.

➤ **Dans la toiture:**

$$Z = 11,87m \rightarrow Z_{min} = 8m \leq Z = 11,87m \leq 200m$$

$$\text{donc: } C_r(z=11,87m) = K_T \ln \left(\frac{Z}{Z_0} \right) = 0,22 \times \ln \left(\frac{11,87}{0,3} \right) = 0,809$$
$$\rightarrow C_r(z) = 0,809$$

➤ **Dans la paroi verticale:**

$$Z = 6,95m \rightarrow Z = 6,95m < Z_{min} = 8m$$

EVALUATION DES CHARGES

$$\text{donc: } C_r(z=6,95\text{m}) = K_T \ln\left(\frac{Z_{min}}{Z_0}\right) = 0,22 \times \ln\left(\frac{9,87}{0,3}\right) = 0,768$$

$$\rightarrow C_r(z) = 0,768$$

donc on peut déterminer la pression d'exposition $C_e(z_j)$:

➤ **Dans la toiture:**

$$C_e(11,87\text{m}) = (1)^2 \times (0,809)^2 \times \left(1 + \frac{7 \times 0,22}{0,809 \times 1}\right) = 1,90$$
$$\rightarrow C_e(z) = 1,90$$

➤ **Dans la paroi verticale:**

$$C_e(9,87\text{m}) = (1)^2 \times (0,768)^2 \times \left(1 + \frac{7 \times 0,22}{0,768 \times 1}\right) = 1,77$$
$$\rightarrow C_e(z) = 1,77$$

Et on peut déterminer la pression dynamique $Q_{dyn}(z_j)$:

➤ **Dans la toiture:**

$$Q_{dyn}(z) = 375 \times 1,90 = 712,5 \text{ N/m}^2 \quad \rightarrow Q_{dyn}(z) = 712,5 \text{ N/m}^2$$

➤ **Dans la paroi verticale:**

$$Q_{dyn}(z) = 375 \times 1,77 = 663,75 \text{ N/m}^2 \quad \rightarrow Q_{dyn}(z) = 663,75 \text{ N/m}^2$$

II.6.3. Détermination de coefficient de pression extérieure C_{pe} :

La détermination de coefficient de pression C_{pe} est faite pour chaque direction du vent et dans chaque surface de la paroi considérée et pour cela on utilise les formules suivantes : [R.N.V.99]

- - $C_{pe} = C_{pe1}$ $S \leq 1\text{m}$
- - $C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \log_{10}(S)$ $1\text{m}^2 < S < 10\text{m}^2$
- - $C_{pe} = C_{pe10}$ $S \geq 10\text{m}^2$

Tel que : s : est la surface chargée de la paroi considérée en m^2 .

II.6.3.1. Vent perpendiculaire au long pan:

II.6.3.1.1. pour les parois verticales:

Pour cette direction du vent on a : $b=32\text{ m}$, $d=21,5\text{m}$, $h=9,87\text{m}$ et

$$e = \min[b, 2h] = 19,74\text{m} \rightarrow e = 19,74\text{m}.$$

$$\text{Et on a : } d = 21,5\text{m} > e = 13,9\text{m}.$$

Donc on utilise la légende suivante : [R.N.V.99]

EVALUATION DES CHARGES

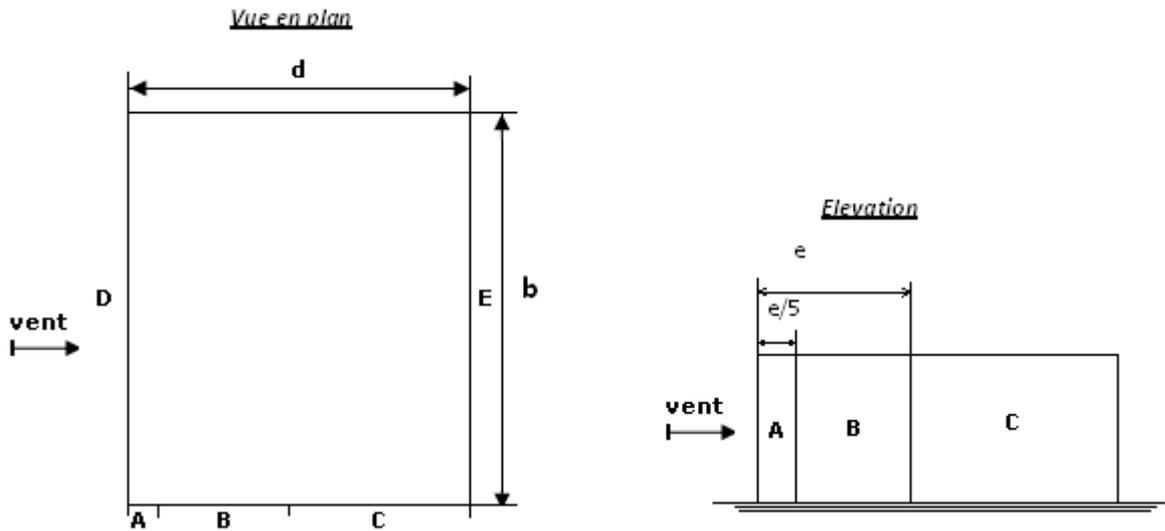


figure II 2 légende pour les parois verticales

On prend : $C_{Pe} = C_{pe10}$

Et les coefficients de pression extérieure C_{pe} dans chaque zone sont donnés dans le tableau suivant :

les zones	A	B	C	D	E
C_{pe}	-1	-0,8	-0,5	0,8	-0,3

Tableau II 1 C_{pe} pour les parois verticales

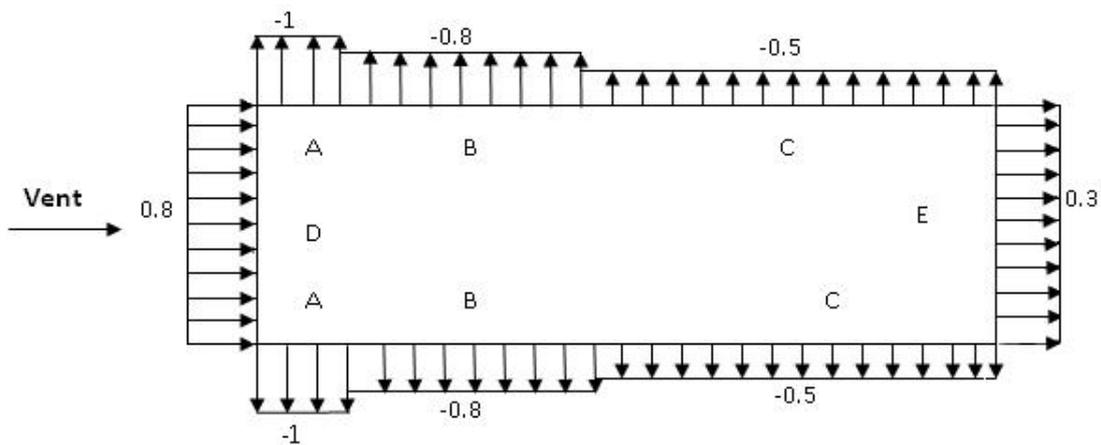


figure II 3 valeurs des C_{pe} pour les parois verticales

EVALUATION DES CHARGES

II.6.3.1.2. pour la toiture:

Pour cette direction du vent on a $b=32\text{m}$. $h=11,87\text{m}$.
 et $e=\min[b,2h]=23,74\text{m} \rightarrow e=23,74\text{m}$.

Donc on utilise la légende suivante : [R.N.V.99]

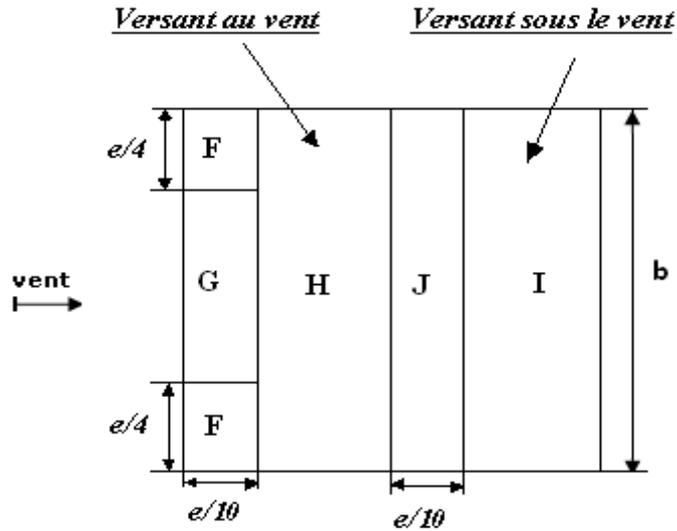


figure II 4 légende pour les toitures

On prend la formule est : $C_{Pe} = C_{pe10}$

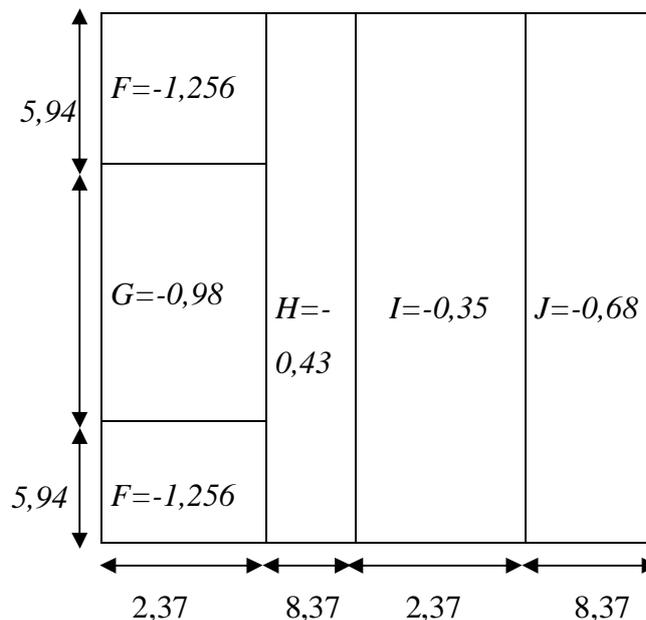
Mais dans notre cas on a l'angle de versant $\alpha=6,51^\circ$, donc on doit faire une interpolation,

$\alpha= 10,54$

$$\frac{15 - 5}{-0,9 - (-1,7)} = \frac{15 - 10,54}{-0,9 - x}$$

et les résultats sont

- $F= -1,256$
- $G= -0,98$
- $H= -0,43$
- $I= -0,35$
- $J= -0,68$



EVALUATION DES CHARGES

II.6.3.2. Vent perpendiculaire au pignon:

II.6.3.2.1. pour les parois verticales:

Pour cette direction du vent on à: $b=21,5m$, $d=32m$, $h=9,87m$ et $e=19,74m$.

Et on a : $d=32m > e=19,74m$.

On prend la formule est : $C_{pe} = C_{pe10}$

Et les coefficients de pression extérieure C_{pe} dans chaque zone sont donnés dans le tableau suivant :

les zones	A	B	C	D	E
C_{pe}	-1	-0,8	-0,5	0,8	-0,3

Tableau II 2 C_{pe} pour les parois verticales

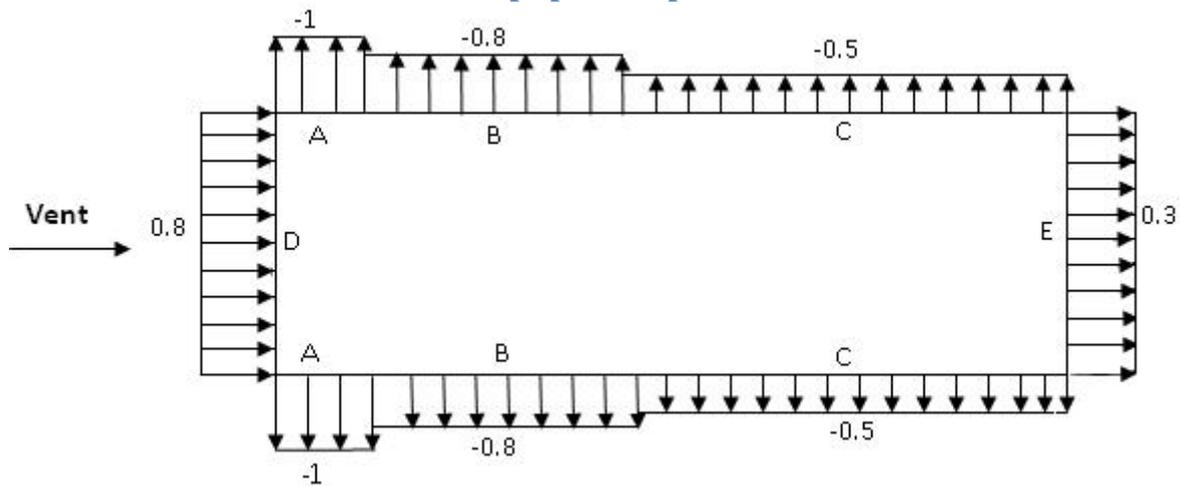


figure II 5 valeurs des C_{pe} pour les parois verticales

II.6.3.2.2. pour la toiture:

Pour cette direction du vent on à $b=21,5m$, $h=11,87m$ et $e=21,5m$.

Donc on utilise la légende suivante : [R.N.V.99]

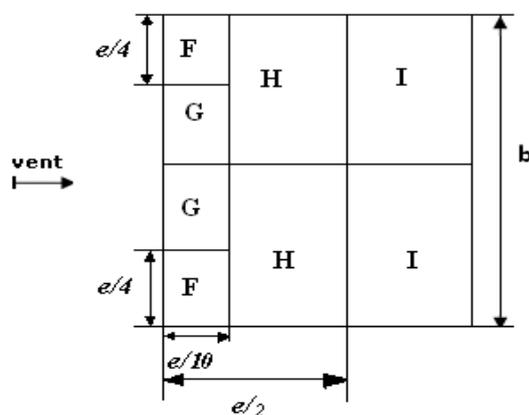
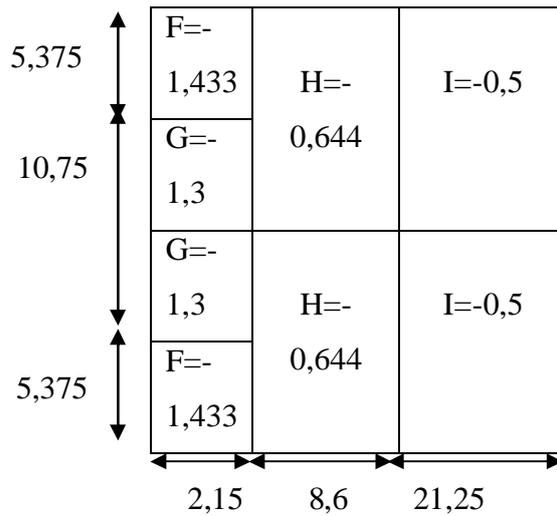


figure II 6 légende pour les toitures

EVALUATION DES CHARGES

$$\alpha = 10,54$$

- $F = -1,433$
- $G = -1,3$
- $H = -0,644$
- $I = -0,5$



II.6.4. Détermination de coefficient de pression intérieure C_{pi} :

Le coefficient de pression C_{pi} est on fonction de l'indice de perméabilité μ_p qu'il est défini comme suit :

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

Et dans notre cas on a une structure symétrique au deux coté (long pan et pignon)

II.6.4.1.long pan BC :

L'indice de perméabilité est :

$$\mu_p = \frac{6 \times (21 \times 0,8) + (1,8 \times 2,5) + 4(2,1 \times 0,8)}{2 \times 6(2,1 \times 0,8) + (1,8 \times 2,5) + 4(2,1 \times 0,8) + (1,6 \times 1,2)} = 0,64$$

Et le C_{pi} dans ce cas est : $C_{pi} = -0,12$

- **Détermination de la pression du vent Q_j :**

$$Q_j = C_d \cdot W(z_j) = C_d \times Q_{dyn}(z_j) \times (C_{pe} - C_{pi})$$

EVALUATION DES CHARGES

➤ 1. la paroi verticale :

On résume les résultats dans le tableau suivant :

Zone	Cd	Q _{dyn(z_j)} [kg/m ²]	C _{pe}	C _{pi}	C _{pe} -C _{pi}	Q _j [kg/m ²]
A	0,91	66,37	-1	-0,12	-0,88	-53,14
B	0,91	66,37	-0,8	-0,12	-0,68	-41,06
C	0,91	66,37	-0,5	-0,12	-0,38	-22,95
D	0,91	66,37	0,8	-0,12	0,92	55,56
E	0,91	66,37	-0,3	-0,12	-0,18	-10,87

Tableau II 3 les pressions Q_j dans la paroi verticale

➤ 2. la toiture :

On résume les résultats dans le tableau suivant :

Zone	Cd	Q _{dyn(z_j)} [kg/m ²]	C _{pe}	C _{pi}	C _{pe} -C _{pi}	Q _j [kg/m ²]
F	0,91	71,25	-1,256	-0,12	-1,14	-73,66
G	0,91	71,25	-0,98	-0,12	-0,86	-55,76
H	0,91	71,25	-0,43	-0,12	-0,31	-20,10
I	0,91	71,25	-0,35	-0,12	-0,23	-14,91
J	0,91	71,25	-0,68	-0,12	-0,56	-36,31

Tableau II 4 les pressions Q_j dans la toiture

II.6.4.2. long pan AD

L'indice de perméabilité est :

$$\mu_P = \frac{6(2,1 \times 0,8) + (1,8 \times 2,5) + 4(2,1 \times 0,8) + (1,6 \times 1,2)}{2 \times 6(2,1 \times 0,8) + (1,8 \times 2,5) + 4(2,1 \times 0,8) + (1,6 \times 1,2)} = 0,70$$

Et le C_{pi} dans ce cas est : **C_{pi} = -0,17**

➤ Détermination de la pression du vent Q_j :

$$Q_j = C_d \cdot W(z_j) = C_d \times Q_{dyn}(z_j) \times (C_{pe} - C_{pi})$$

EVALUATION DES CHARGES

➤ 1. Dans la paroi verticale :

On résume les résultats dans le tableau suivant :

Zone	Cd	Qdyn(zj) [kg/m2]	Cpe	Cpi	Cpe-Cpi	Qj [kg/m2]
A	0,91	66,37	-1	-0,17	-0,83	-50,12
B	0,91	66,37	-0,8	-0,17	-0,63	-38,04
C	0,91	66,37	-0,5	-0,17	-0,33	-19,93
D	0,91	66,37	0,8	-0,17	0,97	58,58
E	0,91	66,37	-0,3	-0,17	-0,13	-7,85

Tableau II 5 les pressions Qj dans la paroi verticale

2. la toiture :

On résume les résultats dans le tableau suivant :

Zone	Cd	Qdyn(zj) [kg/m2]	Cpe	Cpi	Cpe-Cpi	Qj [kg/m2]
F	0,91	71,25	-1,256	-0,17	-1,086	-70,41
G	0,91	71,25	-0,98	-0,17	-0,81	-52,52
H	0,91	71,25	-0,43	-0,17	-0,26	-16,85
I	0,91	71,25	-0,35	-0,17	-0,18	-11,67
J	0,91	71,25	-0,68	-0,17	-0,51	-33,06

Tableau II 6 les pressions Qj dans la toiture

II.6.4.3. Pignon AB :

L'indice de perméabilité est :

$$\mu_P = \frac{2 \times 6 \times (2,1 \times 0,8) + (1,6 \times 1,2) + 4(2,1 \times 0,8)}{2 \times 6(2,1 \times 0,8) + (1,8 \times 2,5) + 4(2,1 \times 0,8) + (1,6 \times 1,2)} = 0,86$$

Et le C_{pi} dans ce cas est : **C_{pi} = -0,4**

➤ Détermination de la pression du vent Q_j :

$$Q_j = C_d \cdot W(z_j) = C_d \times Q_{dyn}(z_j) \times (C_{pe} \cdot C_{pi})$$

➤ 1. la paroi verticale :

EVALUATION DES CHARGES

On résume les résultats dans le tableau suivant :

Zone	Cd	Qdyn(zj) [kg/m2]	Cpe	Cpi	Cpe-Cpi	Qj [kg/m2]
A	0,93	66,37	-1	-0,4	-0,6	-37,03
B	0,93	66,37	-0,8	-0,4	-0,4	-24 ;68
C	0,93	66,37	-0,5	-0,4	-0,1	-6,17
D	0,93	66,37	0,8	-0,4	1,2	74,06
E	0,93	66,37	-0,3	-0,4	0,1	6,17

Tableau II 7 Les pressions Qj dans la paroi vertical

➤ 2.la toiture :

On résume les résultats dans le tableau suivant :

Zone	Cd	Qdyn(zj) [kg/m2]	Cpe	Cpi	Cpe-Cpi	Qj [kg/m2]
F	0,93	71,25	-1,43	-0,4	-1,03	-68,25
G	0,93	71,25	-1,3	-0,4	-0,9	-59,63
H	0,93	71,25	-0,64	-0,4	-0,24	-15,90
I	0,93	71,25	-0,5	-0,4	-0,1	-6,62

Tableau II 8 Les pressions Qj dans la toiture

II.6.4.4.Pignon CD

L'indice de perméabilité est :

$$\mu_p = \frac{2 \times 6(2,1 \times 0,8) + (1,8 \times 2,5) + (1,6 \times 1,2)}{2 \times 6(2,1 \times 0,8) + (1,8 \times 2,5) + 4(2,1 \times 0,8) + (1,6 \times 1,2)} = 0,79$$

Et le C_{pi} dans ce cas est : **C_{pi} = -0,32**

➤ Détermination de la pression du vent Q_j :

$$Q_j = C_d \cdot W(z_j) = C_d \times Q_{dyn}(z_j) \times (C_{pe} \cdot C_{pi})$$

EVALUATION DES CHARGES

➤ 1. Dans la paroi verticale :

On résume les résultats dans le tableau suivant :

Zone	Cd	Qdyn(zj) [kg/m2]	Cpe	Cpi	Cpe-Cpi	Qj [kg/m2]
A	0,93	66,37	-1	-0,32	-0,68	-41,96
B	0,93	66,37	-0,8	-0,32	-0,48	-29,62
C	0,93	66,37	-0,5	-0,32	-0,18	-11,11
D	0,93	66,37	0,8	-0,32	1,12	69,12
E	0,93	66,37	-0,3	-0,32	0,02	1,23

Tableau II 9 les pressions Qj dans la paroi verticale

➤ 2. Dans la toiture :

On résume les résultats dans le tableau suivant :

Zone	Cd	Qdyn(zj) [kg/m2]	Cpe	Cpi	Cpe-Cpi	Qj [kg/m2]
F	0,93	71,25	-1,43	-0,32	-1,11	-73,54
G	0,93	71,25	-1,3	-0,32	-0,98	-64,94
H	0,93	71,25	-0,64	-0,32	-0,32	-21,20
I	0,93	71,25	-0,5	-0,32	-0,18	-11,92

Tableau II 10 les pressions Qj dans la toiture

II.7. Force de frottement du vent F_{fr} :

Le calcul de la force de frottement F_{fr} est conditionné par les conditions suivantes :

$$\begin{cases} d/b \geq 3 \\ d/h \geq 3 \end{cases}$$

La force de frottement est donnée par la formule suivante :

$$F_{fr} = \sum (q_{dyn} \cdot C_{fr} \cdot S_{fr})$$

Avec :

- q_{dyn} : Pression dynamique du vent ;

EVALUATION DES CHARGES

- C_{fr} : Coefficient de frottement pour l'élément de surface : pour les parois lisses $C_{fr} = 0,01$
- S_{fr} : L'aire de l'élément de surface.

II.7.1. Vent sur long pan :

$b=32\text{m}$; $h=11,87\text{m}$; $d=21,5\text{m}$

$$\frac{d}{b} = \frac{21,5}{32} = 0,67 < 3$$

$$\frac{d}{h} = \frac{21,5}{11,87} = 1,81 < 3$$

Pour cette direction du vent, la force de frottement ne doit pas être calculée

II.7.2. Vent sur pignon :

$b=21,5\text{m}$; $h=11,87\text{m}$; $d=32\text{m}$

$$\frac{d}{b} = \frac{32}{21,5} = 1,49 < 3$$

$$\frac{d}{h} = \frac{32}{11,87} = 2,69 < 3$$

Pour cette direction du vent, la force de frottement ne doit pas être calculée

Chapitre III : Etudes des éléments secondaires

III.1.Introduction :

Dans ce chapitre on s'intéresse à définir les profiles qui devront résister aux différentes sollicitations au quelle ils sont soumis au règle de CCM97, le principe de la vérification nécessaire à la résistance et à la stabilité. Les profiles concernées par cette étude sont: les pannes, les lisses de bardages et les potelets.

III.2. Les pannes:

Les pannes sont des éléments de profile laminée qui ont pour rôle de prendre le poids de la couverture ainsi que les surcharges climatique, elles sont disposées parallèlement à la ligne du faitage dans le plan de versant, et elles sont posées inclinées sur les membrures supérieures à un angle α et elles sont réalisées soit en profile en I ou en U.

Elles sont calculées pour pouvoir résister au poids propre de la couverture, leurs poids propres, surcharge d'exploitation ainsi les surcharges climatique.

Principe de calcul:

- Les charges permanentes et le charge de la neige sont appliquées dans le sens de gravitation.
- Le vent agit perpendiculairement à la face des éléments (axe de grande inertie).
- On prend la combinaison la plus défavorable.

III.2.1. Espacement entre pannes

- L'espacement entre pannes est déterminé en fonction de la portée admissible de la couverture.
- On suppose que la couverture de longueur 4 m est appuyée au plus sur 7 appuis, ce qui donne un espacement moyen de 1.43m.

III.2.2.Charges à prendre en considération

- Charge permanente (Poids propre de la couverture en panneau sandwich) ($G= 0,142 \text{ kN/m}^2$)
- Charge d'entretien ($Q=1\text{kN}$) placée en $1/3$ et $2/3$ de la longueur de la panne.
- Action de la neige ($S= 0,16 \cos 10,54 = 0,157\text{kN/m}^2$)
- Action du vent ($W= -0,74\text{kN/m}^2$)

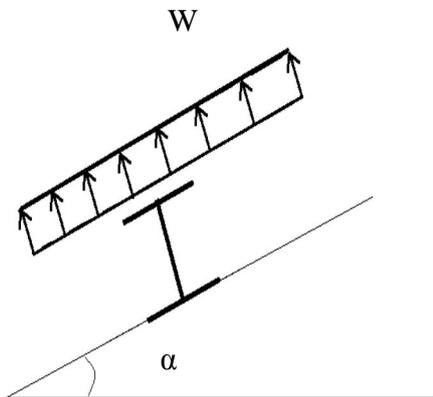


Figure III 1 Cas de l'effet du vent

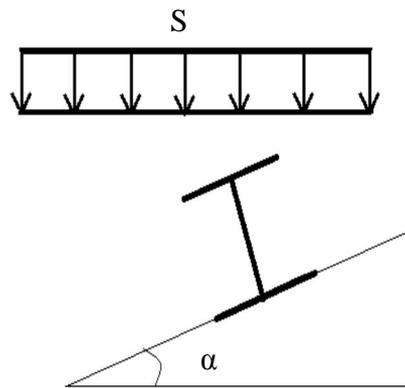


Figure III 2 Cas de l'effet de neige

III.2.3. Combinaisons des charges et actions.

$$q_1 = 1,35 G + 1,5 Q_{ent} = (1,35 \cdot 0,142 \cdot 1,43) + (1,5 \cdot 1 \cdot 1,43) = 2,42 \text{ kN/m}$$

$$q_2 = 1,35 G + 1,5 S = (1,35 \cdot 0,142 \cdot 1,43) + (1,5 \cdot 0,157) = 0,61 \text{ kN/ml}$$

$$q_3 = 1,35 G + 1,5 W = (1,35 \cdot 0,142 \cdot 1,42) + (1,5 \cdot 1,42 \cdot (-0,74)) = -1,31 \text{ kN/ml}$$

$$q = \max(q_1, q_2, q_3) = 2,42 \text{ kN/ml}$$

Moment maximum pour une poutre continue sur 8 appuis simples

$$M_{\max} = 0,1 q L^2$$

L : espacement entre pannes.

III.2.4. Calcul de l'espacement

$$M_{\max} = 0,1 q l^2 \quad \Rightarrow q = 2,42 \text{ KN/ml} \quad \text{et} \quad \omega = 5 \times 10^{-6} \text{ m}^3$$

l : représente l'espacement entre panne

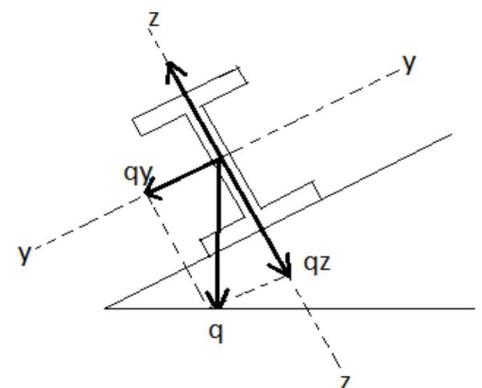
$$\sigma = \frac{M_{\max}}{\omega} \quad \Rightarrow 0,1 q l^2 = F_y \times \omega$$

$$L \leq \sqrt{\frac{f_y \times \omega}{0,1071 \times q}} \quad \Rightarrow L \leq \sqrt{\frac{235 \times 10^3 \times 5 \times 10^{-6}}{0,1071 \times 2,486}} = 2,20 \text{ m}$$

On prend : L = 1,43 m

III.2.5 Dimensionnement des pannes

- $G = 0,142 \times 1,43 = 0,203 \text{ kN/ml}$
- $Q_{entr} = 1 \times 1,43 = 1,43 \text{ kN}$
- $S = 0,157 \times 1,44 = 0,224 \text{ kN/ml}$
- $W = -0,74 \times 1,43 = -1,06 \text{ kN/m}$



III.2.5.1 Combinaisons des charges

À l'ELU :

- $q_1 = 1,35G + 1,5 Q_{entr} = (1,35 \times 0,203) + (1,5 \times 1,43) = 2,42 \text{ kN/m}$
- $q_2 = 1,35G + 1,5 S = (1,35 \times 0,203) + (1,5 \times 0,224) = 0,61 \text{ kN/m}$
- $q_3 = 1,35G + 1,5W = (1,35 \times 0,203) + (1,5 \times (-1,06)) = -1,31 \text{ kN/m}$
- $q = \text{Max}(q_1, q_2, q_3) = 2,42 \text{ kN/m}$
 - $q_y = q \cdot \sin \alpha = 2,42 \cdot \sin(10,54^\circ) = 0,44 \text{ kN/m}$
 - $q_z = q \cdot \cos \alpha = 2,42 \cdot \cos(10,54^\circ) = 2,38 \text{ kN/m}$

À l'ELS :

- $q_{s1} = G + Q_{entr} = 0,203 + 1,43 = 1,63 \text{ kN/m}$
- $q_{s2} = G + S = 0,203 + 0,224 = 0,42 \text{ kN/m}$
- $q_{s3} = G + W = 0,203 + (-1,06) = -0,86 \text{ kN/m}$
- $q_s = \text{Max}(q_1, q_2, q_3) = 1,63 \text{ kN/m}$
 - $q_{sy} = q_s \cdot \sin \alpha = 1,63 \cdot \sin(10,54^\circ) = 0,30 \text{ kN/m}$
 - $q_{sz} = q_s \cdot \cos \alpha = 1,63 \cdot \cos(10,54^\circ) = 1,60 \text{ kN/m}$

III.2.5.2 Calcul des moments sollicitants (ELU)

Plan (y-y) :

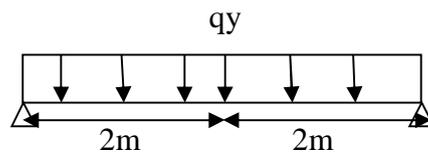
Les vérifications suivantes sont imposées par le **CCM 97** afin de dimensionner les panne

On prévoit des liernes dans

le plan (y-y)

$$M_{z,sd} = Q_y \times \frac{L_y^2}{8} = 0,22 \text{ kN.m}$$

$$M_{z,sd} \leq M_{z,rd} = \frac{W_{plz} \times F_y}{\gamma_{mo}}$$

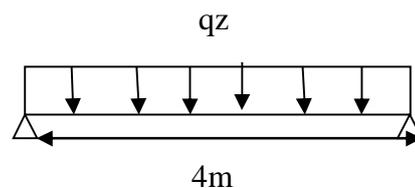


$$W_{plz} = \frac{M_{z,rd} \times \gamma_{mo}}{F_y} = 1,03 \text{ cm}^3$$

Plan (z-z) :

$$M_{y,sd} = Q_z \times \frac{L_z^2}{8} = 4,76 \text{ kN.m}$$

$$M_{y,sd} \leq M_{y,rd} = \frac{W_{ply} \times F_y}{\gamma_{mo}}$$



$$W_{ply} = \frac{M_{y,rd} \times \gamma_{mo}}{F_y} = 22,28 \text{ cm}^3$$

Condition de flèche: (ELS)

Plan (z-z)

$$\delta_{max} \leq \frac{L_y}{200} \leq \frac{400}{200} = 2cm$$

$$\delta \leq \delta_{max}$$

$$\delta = \frac{5. q. L^4}{384. E. I_y}$$

$$I_y \geq \frac{5.1,6. 400^4}{384.2,1. 10^5. 2}$$

$$I_y \geq 126,98cm^4$$

Plan (y-y)

$$\delta_{max} \leq \frac{L_y}{200} \leq \frac{200}{200} = 1cm$$

$$\delta \leq \delta_{max}$$

$$\delta = \frac{5. q. L^4}{384. E. I_z}$$

$$I_z \geq \frac{5.1,6. 200^4}{384.2,1. 10^5. 1}$$

$$I_z \geq 2,98cm^4$$

III.2.6. Choix du profile :

Le profil qui satisfait les deux conditions à l'ELU et l'ELS sera un IPE 120 des caractéristiques géométriques suivantes :

profil	Section	Dimensions				Caractéristiques			
		A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³
IPE 120	13,2	120	64	6,3	4,4	317,8	27,67	60,73	13,58

Tableau III 1 Caractéristiques du profilé IPE 120 de la panne

III.2.7 Condition de flèche avec poids propre inclus

$$Q_{\max} = G + Q = (0,204 + 0,104) + 1,43 = 1,47 \text{ kN/m}$$

- $q_y = Q_{\max} \cdot \sin \alpha = 1,74 \cdot \sin(10,54^\circ) = 0,32 \text{ kN/m}$
- $q_z = Q_{\max} \cdot \cos \alpha = 1,74 \cdot \cos(10,54^\circ) = 1,71 \text{ kN/m}$

Plan (y-y)

$$\delta = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_z}$$

$$\Rightarrow \delta = \frac{5 \times 0,32 \times 200^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 27,67} = 0,11 \text{ cm} \leq 1 \text{ cm}$$

Plan (z-z)

$$\delta = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_z}$$

$$\Rightarrow \delta = \frac{5 \times 1,71 \times 400^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 317,8} = 0,85 \text{ cm} \leq 2 \text{ cm}$$

\Rightarrow La condition de flèche est vérifiée.

III.2.8 Classe du profilé IPE 120

III.2.8.1 Classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} = \frac{93,4}{4,4} = 21,23 \leq 72\varepsilon$$

$$\text{et : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1 \rightarrow \varepsilon = 1$$

Âme de classe 1

III.2.8.2 Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{64/2}{6,3} = 5,08 \leq 10\varepsilon = 10$$

\Rightarrow La semelle est de classe I

Donc la section du profilé global est de classe I

III .2.8.2. Vérification des contraintes

Les pannes travaillant en flexion déviée, il faut vérifier que :

$$\left(\frac{M_{y,sd}}{M_{ny,rd}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{z,sd}}{M_{nz,rd}}\right)^\beta \leq 1 \quad \dots\dots\dots (A)$$

Avec :

$$\begin{cases} \alpha = 2 \\ \beta = 1 \end{cases} \quad (\text{profilé en I, classe 1})$$

$$M_{ny,rd} = M_{ply,r} = \frac{1 - n}{1 - 0,5a} \dots\dots\dots (1)$$

$$\begin{cases} n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,rd}} = 0 \\ a = \frac{A - (2b \cdot t_f)}{A} = \frac{13,2 - (2 \cdot 6,4 \cdot 0,63)}{13,2} = 0,389 \end{cases}$$

$$n < a \quad M_{nz,rd} = M_{plz,rd} = w_{plz} \frac{F_y}{\gamma_{m0}}$$

On remplace (1) et (2) dans la première équation :

$$\left[\frac{M_{y,sd} \times \gamma_{m0} \times (1 - 0,5a)}{W_{ply} \times F_y}\right]^2 + \left[\frac{M_{z,sd} \times \gamma_{m0}}{W_{plz} \times F_y}\right] \leq 1$$

$$Q_{max} = 1,35G + 1,5Q = 1,35(0,204 + 0,104) + 1,5 \cdot 1,43$$

$$Q_{max} = 2,56 \text{ KN/ml}$$

$$q_y = Q_{max} \cdot \sin \alpha = 2,65 \cdot \sin(10,54^\circ) = 0,47 \text{ kN/m}$$

$$q_z = Q_{max} \cdot \cos \alpha = 2,56 \cdot \cos(10,54^\circ) = 2,52 \text{ kN/m}$$

$$M_{y,sd} = q_z \frac{L_z^2}{8} = 2,52 \cdot \frac{4^2}{8} = 5,04 \text{ KN.m}$$

$$M_{z,sd} = q_y \frac{L_y^2}{8} = 0,47 \cdot \frac{2^2}{8} = 0,23 \text{ KN.m}$$

$$(A) \rightarrow \left[\frac{5,04 \times 10^2 \times 1,1 \times (1 - 0,5 \times 0,389)}{60,73 \times 23,5}\right]^2 + \left[\frac{0,23 \times 10^2 \times 1,1}{13,58 \times 23,5}\right]^1 = 0,18 \leq 1$$

→ **Condition vérifiée**

Donc, les pannes en IPE120 vérifient les contraintes de la flexion déviée.

III.2.9. Résistance de la panne au déversement

Le déversement est un phénomène d'instabilité qui se manifeste par une déformation latérale des parties comprimées de la section de la panne sous l'action du vent en soulèvement.

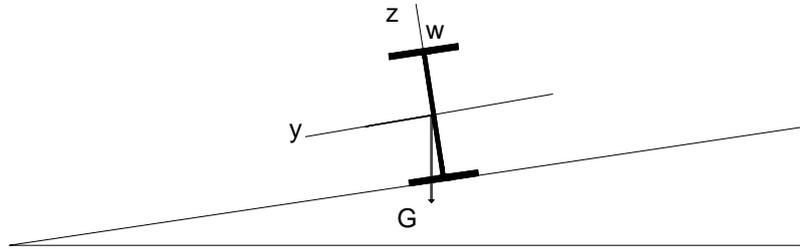


Figure III 3 panne vis-à-vis déversement

Le moment résistant de déversement est donné par la relation suivante :

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times B_w \times f_y \frac{W_{ply}}{\gamma_{M1}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} B_w = 1 \\ \gamma_{M1} = 1,1 \end{array} \right. \quad \text{pour les sections de classe 1}$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\left(\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2} \right)}$$

χ_{LT} : facteur de déversement

Avec:

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

$\alpha_{LT} = 0.21$ Pour les profilés laminés

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{plx} \times f_y}{M_{cr}}}$$

M_{cr} : moment critique élastique de déversement donné par la formule suivante :

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

Avec :

- $C_1 = 1,132$
- I_y : moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie = $27,67 \text{ cm}^4$
- I_t : moment d'inertie de torsion = $1,74 \text{ cm}^4$
- I_w : moment d'inertie de gauchissement = $0,89 \times 10^3 \text{ cm}^6$
- $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{21 \times 10^6}{2(1+0,3)} = 8,08 * 10^6 \text{ N/cm}^2$
- $L = 4 \text{ m}$

$$M_{cr} = 1,132 \pi^2 \frac{21 \times 10^6}{400^2} \times 27,67 \times \sqrt{\frac{0,89 \times 10^3}{27,67} + \frac{400^2 \times 8,08 * 1,74}{\pi^2 \times 21 \times 10^6 \times 27,67}}$$

$$M_{cr} = 229883,21 \text{ N.cm}$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{\frac{\beta_w x w_{ply} x f_y}{M_{cr}}}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1.235.10^2.60,73}{229883,21}} = 2,42 = \bar{\lambda}_{LT}$$

$$\phi_{LT} = 0,5[1 + 0,21(2,49 - 0,2) + 2,49^2] = 3,84$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{[3,84 + \sqrt{3,84^2 - 2,49^2}]} = 0,147$$

$$M_{bRd} = 0,147 \times 1 \times 60,73 \times \frac{23,5}{1,1} = 19,07 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = (1,35G + 1,5Q) \frac{L^2}{8} = 2,52 \cdot \frac{4^2}{8} = 5,04 \text{ KN.m}$$

$$M_{brd} = 19,07 \geq M_{sd} = 5,04$$

⇒ **La stabilité du déversement est vérifiée.**

III.2.10 Résistance au voilement par cisaillement

La résistance au voilement par cisaillement doit être vérifiée pour les âmes non raidies

$$\frac{d}{t_w} < 69 \varepsilon$$

Avec :

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

d : distance entre nus intérieurs des semelles Pour notre profilé :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{93,4}{4,4} = 21,22 < 69$$

⇒ **Donc il n'ya pas lieu de vérifier le voilement par cisaillement.**

III.2.11. Stabilité au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme

La stabilité au flambement sera vérifiée si la condition suivante est vérifiée :

$$\frac{d}{t_w} \leq k \times \frac{E}{f_{yt}} \times \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}}$$

Avec :

d : distance entre nus intérieurs des semelles.

t_w : épaisseur de l'âme

A_w : aire de l'âme du profilé = $(h - 2t_f) \times t_w = (120 - 2 \times 6,3) \times 4,4 = 472,56 \text{ mm}^2$

A_{fc} : aire de la semelle comprimée = $b \times t_f = 64 \times 6,3 = 403,2 \text{ mm}^2$

f_y : limite d'élasticité de la semelle comprimée = $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$

E : module d'élasticité = $2,1 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$

K : coefficient pris égal à 0,3 pour une semelle de classe 1

$$K \times \frac{E}{f_y} \times \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} = 0,3 \times \frac{2,1 \times 10^5}{235} \times \sqrt{\frac{472,56}{403,2}} = 290,22 \text{ mm}$$

$$\frac{d}{t_w} = 21,22 \text{ mm}$$

$$\frac{d}{t_w} = 21,22 \leq k \times \frac{E}{f_{yt}} \times \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} = 290,22$$

⇒ **La stabilité de la panne au flambement de la semelle comprimée est vérifiée.**

Conclusion

La section en IPE 120 assure une bonne résistance vis-à-vis des différents cas d'instabilité ; donc, il est convenable pour les pannes de notre structure.

III.3. Calcul des liernes

Les liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction. Elles sont généralement formées de barres rondes ou de petites cornières. Leur rôle principal est d'éviter la déformation latérale des pannes.

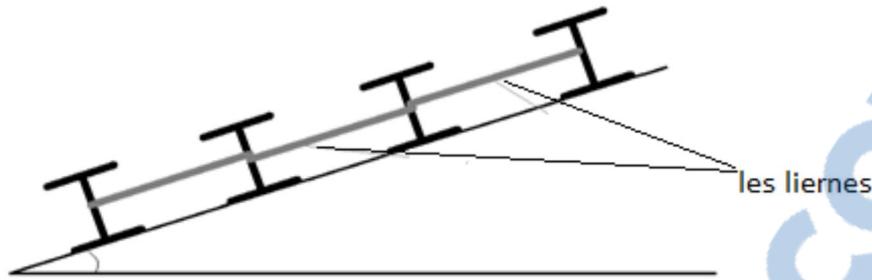
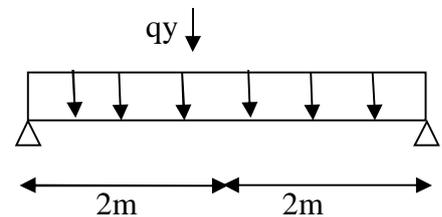


Figure III 4 Coupe transversale des liernes

$$R = 1,25q_yL_y$$

$$R = 1,25 \cdot 0,47 \cdot 2$$

$$R = 1,175 \text{ KN}$$



Effort de traction dans le tronçon de lierne L_1 provenant de la panne sablière :

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{1,175}{2} = 0,59 \text{ KN}$$

Effort dans le tronçon L_2 :

$$T_2 = R + T_1 = 1,175 + 0,59 = 1,76 \text{ KN}$$

Effort dans le tronçon L_3 :

$$T_3 = R + T_2 = 1,175 + 1,76 = 2,94 \text{ KN}$$

Effort dans le tronçon L_4 :

$$T_4 = R + T_3 = 1,175 + 2,94 = 4,115 \text{ KN}$$

Effort dans le tronçon L_5 :

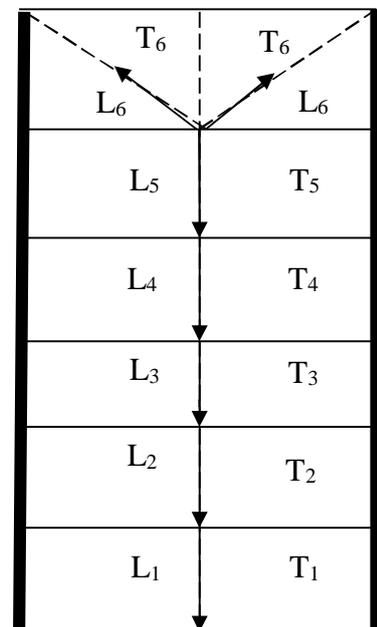
$$T_5 = R + T_4 = 1,175 + 4,115 = 5,25 \text{ KN}$$

Effort dans le tronçon L_6 :

$$2T_6 \cdot \cos \theta = T_5$$

Ferme

Panne faitière



Ferme

Remarque

Les liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction et qui sont soumises à des efforts croissants, au fur et à mesure qu'ils se rapprochent du faîtiage. Les efforts de traction sollicitant les liernes ne peuvent pas être attachés aux pannes faitières, qui périraient transversalement. Ils sont donc transmis aux fermes par des tirants en diagonale (bretelles).

III.3.1. Dimensionnement des liernes

$$N_{sd} \leq N_{plRd} \text{ et } N_{plRd} = A_s \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$N_{sd} \leq A_s \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M_0}} \Rightarrow A_s \geq N_{sd} \frac{\gamma_{M_0}}{f_y}$$

$$A_s \geq \frac{5,29 \times 1,1}{235 \times 10^{-3}} = 2,47 \text{ cm}^2$$

On choisira donc des liernes de pannes de diamètre $\phi 20$ et d'une section résistante :

$$A_s = \frac{\pi \phi^2}{4} \Leftrightarrow \phi = \sqrt{\frac{4A_s}{\pi}}$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{4 \cdot 2,47}{\pi}} \Leftrightarrow \phi \geq 1,77$$

$$\phi = 20 \text{ mm}$$

III.4 Calcul des lisses

III.4.1. Introduction

Les lisses de bardages sont constituées de poutrelles (IPE, UAP) ou de profilés minces pliés. Disposées horizontalement, elles portent sur les poteaux de portique ou éventuellement sur des potelets intermédiaires.

III.4.2. Détermination des sollicitations

Les lisses, destinées à reprendre les efforts du vent sur le bardage, sont posées naturellement pour présenter leur inertie maximale dans le plan horizontal. La lisse fléchit verticalement. En outre, sous l'effet de son poids propre et du poids du bardage qui lui est associé, elle fonctionne à la flexion déviée.

III.4.2.1. Evaluation des charges et surcharges

- **charge permanentes (G)**

Poids propre de la lisse et du bardage qui lui revient.

- **Surcharge climatiques**

Surcharge du vent (W)

- **Combinaisons de charge les plus défavorables**

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

III.4.2.2. Vérification de la lisse de long pan

- **Charges permanentes :**

Bardage :10,9 kg/m²

Poids propre de la lisse :(IPE140).....12,9 kg/ml

G= (10,9) 1,4 +12,9 = 28,16 kg/ml

Remarque: la distance entre les lisses est de 1,4m

- **Surcharges climatique du vent :**

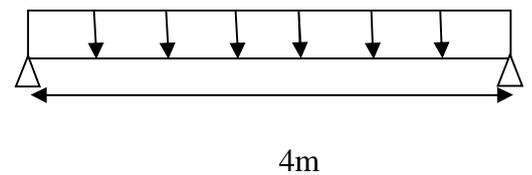
W= 0,74. 1,4 = 1,036 kN/m

a-Poutre sur deux appuis

$$M_{y, sd} = \frac{Q_{z, sd}}{8} L^2$$

$$M_{y, sd} = \frac{1,5WL^2}{8} = \frac{1,5 \cdot 1,36 \cdot 4^2}{8}$$

$$M_{y, sd} = 3,108 \text{KN} \cdot \text{m}$$

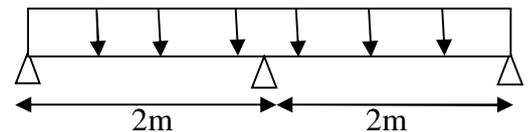


b-Poutre sur trois appuis

$$M_{z, sd} = \frac{Q_{y, sd}}{8} L^2$$

$$M_{z, sd} = \frac{1,35G\left(\frac{L}{2}\right)^2}{8} = \frac{1,35 \cdot 0,28 \cdot 2^2}{8}$$

$$M_{z, sd} = 0,189 \text{KN} \cdot \text{m}$$



Remarque

Les profils laminés de calibres inférieurs ou égaux à IPE 140 sont généralement d'une section de classe 1.

III.4.2.3. Vérification à la résistance

$$\left(\frac{M_{y, sd}}{M_{ny, rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z, sd}}{M_{nz, rd}} \right)^\beta \leq 1$$

Avec :

$$\begin{cases} \alpha = 2 & \text{(Section en I, H)} \\ \beta = 5n & \text{avec } n = \frac{N_{sd}}{N_{pl, rd}} = 0 \leftrightarrow \beta = 1 \end{cases}$$

ETUDES DES ELEMENTS SECONDAIRES

profilé	Section	Dimensions				Caractéristiques			
	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³
IPE 140	16,4	140	73	6,9	4,7	541	44,9	88,34	19,25

Tableau III 2 Caractéristique géométrique d'IPE 140

$$M_{ply,rd} = w_{ply} \frac{F_y}{\gamma_{m0}} = \frac{88,35 \cdot 23,5 \cdot 10^{-2}}{1,1} = 18,87 \text{ kn.m}$$

$$M_{plz,rd} = w_{plz} \frac{F_y}{\gamma_{m0}} = \frac{19,25 \cdot 23,5 \cdot 10^{-2}}{1,1} = 4,11 \text{ kn.m}$$

$$\left(\frac{3,108}{18,87}\right)^2 + \left(\frac{0,175}{4,11}\right)^1 = 0,07 \leq 1$$

⇒ **Condition vérifiée**

III.4.2.5. Vérification à l'état limite de service (la flèche)

Le calcul de la flèche se fait par les combinaisons de charge de service G+W

Condition de vérification

$$F_y \leq F_{ad}$$

$$\text{avec : } F_{ad} = \frac{L}{200}$$

- **Flèche verticale (suivant y-y) sur trois appuis :**

$$F_{ad} = \frac{200}{200} = 1 \text{ cm}$$

$$F_y = \frac{2,05 \times G \times \left(\frac{L}{2}\right)^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{2,05 \times 2,5 \times 200^4}{384 \times 21 \cdot 10^6 \times 44,92} = 0,022$$

$$F_y = 0,022 \leq 1 \text{ cm}$$

⇒ **Condition vérifiée**

- **Flèche horizontale (suivant z-z) sur deux appuis**

$$F_{ad} = \frac{400}{200} = 2 \text{ cm}$$

$$F_y = \frac{5 \times G \times (L)^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{5 \times 10,36 \times 400^4}{384 \times 21 \cdot 10^6 \times 541,2} = 0,3$$

$$F_y = 0,3 \leq 2 \text{ cm}$$

⇒ **Condition vérifiée**

Conclusion : Les lisses IPE 140 sont vérifiées

III.5. Calcul des potelets

Les potelets sont des éléments de profile laminé, qui ont pour rôle de transmettre les différents efforts horizontaux à la poutre au vent et les efforts verticaux vers le sol.

III.5.1. Calcul des charges et surcharges revenant au potelet le plus chargé

a)- Charge permanentes G (poids propre)

Bardage :10,9kg /m²

Poids propre de la lisse :(IPE140).....12,9kg/ml

$$G = (12,9 \cdot 3,58) + 0,129 = 0,52 \text{ kN}$$

b)- Surcharges climatiques du vent (W3)

$$W = 0,74 \cdot 3,58 = 2,56 \text{ kN/ml}$$

• Dimensionnement :

Combinaison des charges à L'ELU :

$$q_u = 1,35 G + 1,5 W = 1,35 \times 0,52 + 1,5 \times 2,65 = 4,67 \text{ KN/ml}$$

$$M_{sd} = q_u \frac{L^2}{8} = 4,67 \cdot \frac{11,87^2}{8} = 82,35 \text{ KN.m}$$

Les vérifications suivants sont imposées par le CCM97

$$M_{sd} \leq M_{crd}$$

Avec: $M_{c,rd} = W_{pl} \frac{F_y}{\gamma_{m0}}$

$$W_{plymin} \geq \frac{M_{sd} \gamma_{m0}}{F_y} = \frac{82,35 \cdot 1,1 \cdot 10^3}{235}$$

$$W_{plymin} \geq 385,47$$

• Choix de profilé Choisir IPE 270

ETUDES DES ELEMENTS SECONDAIRES

profilé	Section	Dimensions				Caractéristiques			
	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³
IPE 270	45,9	270	135	6,6	10,2	5790	419,9	484,0	96,95

Tableau III 3 Caractéristique géométrique d'IPE 270

III.5.2. Vérification de la flèche à L'ELS

$$q_u = G + W = (0,109 \cdot 3,58) + 0,361 + 2,65 = 3,40 \text{ KN/ml}$$

$$\delta = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_z}$$

$$\delta_{\max} = \frac{L}{200} = \frac{9,87}{200} = 4,93 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \delta = \frac{5 \times 3,40 \times 9,87^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 579} = 3,45 \text{ cm}$$

$$\delta < \delta_{\max} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

III.5.3. Classe du profilé

III.5.3.1. Classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} \leq 36\varepsilon$$

Avec :

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

$$d = h - 2(t_f + r) = 219,6$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{219,6}{6,6} = 33,27 \leq 36\varepsilon = 36$$

\Rightarrow **l'âme est de classe I**

III.5.3.2. Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} \leq 10\varepsilon$$

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

$$\frac{c}{t_f} = \frac{\frac{b_f}{2}}{t_f} = \frac{\frac{135}{2}}{10,2} = 6,61 \leq 10$$

⇒ **la semelle est de classe 1**

Conclusion : La section est de classe I

III.5.4. Incidence de l'effort normal

$$N_{sd} \leq \min \left(0,25N_{pl,rd}; 0,5 \frac{A_w F_y}{\gamma_{m0}} \right)$$

$$N_{sd} = 1,35G = 1,35[(0,109.3,58) + 0,361] = 1,014\text{KN}$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A \cdot F_y}{\gamma_{m0}} = \frac{4590.23,5 \cdot 10^{-2}}{1,1} = 980,59\text{kN}$$

$$A_w = A - 2b \cdot t_f = 4590 - 2 \cdot 135 \cdot 10,2 = 1836\text{KN}$$

$$0,25 N_{pl,rd} = 245,147\text{KN}$$

$$0,5 \frac{A_w \cdot F_y}{\gamma_{m0}} = 196,11\text{KN}$$

$$N_{sd} = 1,014\text{KN} \leq 0,5 \frac{A_w \cdot F_y}{\gamma_{m0}} = 196,11\text{KN}$$

⇒ **Condition vérifiée**

IV. ETUDE DES ÉLÉMENTS PORTEURS :

IV.1. Introduction :

Le portique est le système porteur d'une halle en charpente métallique, il est constitué par l'assemblage d'éléments traverses - poteaux rigidement liés entre eux, cette ossature a pour fonction première de supporter les charges et actions agissant sur la halle et de les transmettre aux fondations. Elle doit assurer la stabilité transversale, elle permet aussi la fixation des éléments d'enveloppe (toiture - façade).

Les actions développent diverses sollicitations, qui génèrent des contraintes au sein du matériau et des déformations des éléments. Il s'agit donc, de garantir le degré de sécurité souhaité et de vérifier que les contraintes et les déformations restent en dessous des limites admissibles.

Le calcul des différents éléments structuraux est fait selon le règlement "CCM97".

IV.2. Les poteaux :

Les poteaux sont généralement soumis a des charges verticales qu'ils transmettent jusqu' aux fondations.

Pour assurer une meilleure stabilité de l'ouvrage, il faut que les poteaux soient pré dimensionnés pour résister aux sollicitations suivantes :

- Sollicitations verticales concernant les charges permanentes et les charges d'exploitation.
- Sollicitations horizontales concernant les séismes, et du vent.

IV.2.1. Justification du poteau (HEA300) :

IV.2.1.1. Caractéristiques du poteau (HEA300) :

profilé	section	Dimensions				Caractéristiques			
	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³
HEA 300	113	290	300	14	8,5	18260	6310	1380	642

Tableau IV 1 Caractéristiques du profilé HEA300

IV.2.1.2. Efforts sollicitant :

- $M_{sd} = 203,30 \text{ KN.m}$
- $N_{sd} = 59,66 \text{ KN}$
- $V_{sd} = 49,61 \text{ KN}$

IV.2.1.3. Classe de la section transversale :

a / Classe de l'âme : comprimé

$$\frac{d}{t_w} \leq 33\varepsilon$$

Avec :

- $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$
 - $d = 208 \text{ mm}$
 - $t_w = 8,5 \text{ mm}$
- $$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{t_w} = \frac{208}{8,5} = 24,47 \\ 33\varepsilon = 33\sqrt{\frac{235}{235}} = 33 \end{array} \right. \Rightarrow \frac{d}{t_w} \leq 33\varepsilon \quad \text{Donc l'âme est de classe I}$$

b / Classe de la semelle : comprimé

$$\frac{C}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 11\varepsilon$$

Avec :

- $b = 300 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad C = 150 \text{ mm}$
- $t_f = 14 \text{ mm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{c}{t_f} = \frac{150}{14} = 10,71 \\ 11\varepsilon = 11\sqrt{\frac{235}{235}} = 11 \end{array} \right. \Rightarrow \frac{c}{t_f} \leq 11\varepsilon \quad \text{Donc la semelle est de classe II}$$

Conclusion : la section globale est de classe II

IV.2.1.4. Condition de résistance :

$$M_{Sd} \leq M_{N.Rd}$$

Avec :

$$M_{Ny.Rd} = M_{Pl.y.Rd} \cdot \frac{(1-n)}{(1-0,5a)}$$

$$M_{Pl.y.Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{1380 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 294,82 \text{ KN.m}$$

$$n = \frac{N_{Sd}}{N_{Pl.Rd}} = \frac{59,66}{240,34} = 0,248$$

$$N_{Pl.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{1250 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 2403,41 \text{ KN}$$

$$a = \frac{A - 2 \cdot b \cdot t_f}{A} = \frac{112,5 - 2 \cdot 30 \cdot 1,4}{112,5} = 0,253$$

$$n < a \implies M_{Nz.Rd} = M_{Pl.z.Rd} = \frac{W_{Plz} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{642 \cdot 235^{-3}}{1,1} = 137,15 \text{ kN.m}$$

$$M_{Ny.Rd} = 294,82 \cdot \frac{(1-0,248)}{(1-0,5 \cdot 0,253)} = 253,81 \text{ kN.m}$$

$$M_{Sd} = 203,3 \text{ kN.m} < M_{Ny.Rd} = 253,81 \text{ kN.m} \rightarrow \text{Condition vérifié}$$

IV.2.1.5. Résistance au flambement :

Sachant que la structure est classée rigide, les longueurs de flambement seront donc calculés selon un mode d'instabilité à nœuds fixes. Les coefficients de distribution seront calculés, mais lorsque pour le même cas de charge le moment de calcul d'une poutre dépasse le moment résistant élastique, on doit supposer la poutre articulée aux points concernés.

$$N_{b.Rd} = \frac{\chi \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M_1}}$$

Avec :

- $N_{b.Rd}$: Résistance au flambement
- $\beta_A = 1$ pour les sections de classe I

ETUDE DES ELEMENTS PORTEURS

- $\gamma_{M_1} = 1,1$
- χ : Coefficient de réduction dépend de $\bar{\lambda}$
- $\bar{\lambda}$: Elancement réduit

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1}\right) \sqrt{\beta_A} = \frac{\lambda}{93,9\varepsilon}$$

- λ : calculé à la base des caractéristiques de la section brute :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b_f} = \frac{290}{300} = 0,96 < 1,2 \\ t_f = 14 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \end{array} \right. \Rightarrow \begin{cases} \text{axe de flambement} \Rightarrow \begin{cases} (y-y) \\ (z-z) \end{cases} \\ \text{courbe de flambement} \Rightarrow \begin{cases} b \\ c \end{cases} \end{cases}$$

Plan (y-y) :

$$\text{Axe (y-y)} \quad \Rightarrow \text{courbe (b)} \quad \Rightarrow \alpha = 0,34$$

$$\begin{aligned} \lambda_y &= \frac{L_y}{i_y} = \frac{493,5}{12,74} = 38,74 \\ \Rightarrow \bar{\lambda}_y &= \frac{\lambda_y}{93,9\varepsilon} = \frac{38,74}{93,9} = 0,41 \end{aligned}$$

Plan (z-z) :

$$\text{Axe (z-z)} \quad \Rightarrow \text{courbe (c)} \quad \Rightarrow \alpha = 0,49$$

$$\begin{aligned} \lambda_z &= \frac{L_z}{i_z} = \frac{493,5}{7,49} = 65,89 \\ \Rightarrow \bar{\lambda}_z &= \frac{\lambda_z}{93,9\varepsilon} = \frac{65,89}{93,9} = 0,70 \end{aligned}$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = 0,70$$

$$\phi = 0,5[1 + 0,49(0,7 - 0,2) + 0,7^2] = 0,87$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{[0,87 + \sqrt{0,87^2 - 0,7^2}]} = 0,72$$

AN :

$$N_{b,Rd} = \frac{0,72 \times 1 \times 112,5 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 173,04 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 59,66 \text{ KN} \leq N_{b,Rd} = 173,04 \text{ KN}$$

⇒ Condition vérifiée

ETUDE DES ELEMENTS PORTEURS

IV.2.2. Justification de la traverse de lanterneau (IPE330) :

Après modélisation en sap2000, on choisie le profilé IPE330

IV.3. Les Travers :

Les traverses sont des éléments porteurs horizontaux ou inclinés constituant la partie des portiques supportant la toiture, leurs fonctions principales est de transmettre aux poteaux les actions agissant sur la toiture, elles transmettent également les forces horizontales dues au vent ou au séisme.

La traverse est considérée comme une barre indépendante bi encastrée soumise à :

- Son poids propre.
- Le poids des pannes.
- Le poids de la toiture.
- Les efforts dus au vent et de la neige.

IV.3.1 Caractéristiques du travers (IPE330) :

profilé	section	Dimensions				Caractéristiques			
	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³
IPE330	6261	330	160	11,5	7,5	11770	788,1	804,3	153,7

Tableau IV 2 caractéristiques du profilé IPE330

IV.3.2 Efforts sollicitant :

Les efforts sollicitant les plus défavorables calculés par le logiciel SAP2000 sont :

- M_{sd} = 107,98KN.m
- V_{sd} = 73,26 KN
- N_{sd} = 409,77 KN

IV.3.3 Classe de la section transversale :

IV.3.3.1. Classe de l'âme :

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

Avec :

- $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$
- $d = 271\text{mm}$
- $t_w = 7,5\text{mm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{t_w} = \frac{271}{7,5} = 36,12 \\ 72\varepsilon = 72\sqrt{\frac{235}{235}} = 72 \end{array} \right. \Rightarrow \frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad \text{Donc l'âme est de classe I}$$

IV.3.3.2. Classe de la semelle :

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

Avec :

- $b = 160\text{mm} \Rightarrow c = 80\text{mm}$
- $t_f = 11,5\text{mm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{c}{t_f} = \frac{80}{11,5} = 6,96 \\ 10\varepsilon = 10\sqrt{\frac{235}{235}} = 10 \end{array} \right. \Rightarrow \frac{c}{t_f} \leq 10\varepsilon \Rightarrow \text{Donc la semelle est de classe I}$$

Conclusion : la section globale est de classe I

IV.3.4. Condition de résistance :

✓ Cisaillement

$$V_{sd} \leq 50\% V_{pl.Rd}$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M_0}}$$

$$A_v = A - 2b_f t_f + (t_w + 2r)t_f$$

$$A_v = 6261 - 2(160 \times 11,5) + (7,5 + (2 \times 18)) \times 11,5$$

$$A_v = 2080,75\text{mm}^2$$

Donc :

$$V_{pl.Rd} = \frac{2080,75 (235 \times 10^{-3} / \sqrt{3})}{1,1} = 256,64\text{KN}$$

Alors :

Rapport-gratuit.com 

ETUDE DES ELEMENTS PORTEURS

$$V_{sd} = 73,26 \text{ KN} \ll 50\% V_{pl,Rd} = 128,32 \text{ KN}$$

⇒ Condition vérifiée

✓ Flexion composée

$$\left(\frac{M_{sd}}{M_{pl,Rd}} \right)^1 + \left(\frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} \right)^2 \leq 1$$

Avec :

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{804300 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 171,83 \text{ KN.m}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{6261 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 1337,58 \text{ KN}$$

$$\left(\frac{107,98}{171,83} \right)^1 + \left(\frac{409,77}{1337,58} \right)^2 = 0,72 \leq 1$$

⇒ Condition vérifiée

IV.3.5. Vérification au déversement :

Le moment résistant de déversement est donnée par :

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{lt} \times \beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M_1}}$$

Avec :

- $B_w = 1$ section de classe I
- χ_{lt} est le facteur de réduction pour le déversement.
- $F_y = 235 \text{ N/mm}^2$
- $\gamma_{M_1} = 1,1$

$$\lambda_{LT} = \frac{546,72 \left(\frac{804,3^2}{788,1 \cdot 199,1 \cdot 10^3} \right)^{0,25}}{1,132^{0,5} \left(\frac{546,72^2 \cdot 8,08 \cdot 10^6 \cdot 28,15}{3,14^2 \cdot 21 \cdot 10^6 \cdot 199,1 \cdot 10^3} \right)^{0,25}} = 114,9$$

$$\lambda = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = 1,2236$$

On calcul :

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\left(\phi_{lt} + \sqrt{\phi_{lt}^2 - \bar{\lambda}_{lt}^2}\right)} \leq 1$$

Avec :

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

$\alpha = 0,21$ Pour les profils laminés

$$\phi_{lt} = 0,5 \times \left[1 + 0,21(1,22 - 0,2) + 1,22^2\right] = 1,35$$

Donc :

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\left(1,35 + \sqrt{1,35^2 - 1,22^2}\right)} = 0,52$$

$$M_{b,rd} = \frac{0,52 \times 1 \times 804,3 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 893,50 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 203,30 \text{ KN.m} \leq M_{b,rd} = 893,50 \text{ KN.m}$$

⇒ Condition vérifiée

IV.4. Contreventement :

IV.4.1. 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, effets de séismes, chocs. Ils sont généralement conçus pour garantir le cheminement des charges horizontales jusqu'aux fondations.

IV.4.2. Effort axial de traction :

$$N_{sd} \leq N_{t,rd}$$

$$N_{sd} = 98,73 \text{ kN}$$

$$N_{sd} \leq N_{t,rd} \implies N_{sd} \leq \frac{A \cdot F_y}{\gamma_{M0}}$$

$$\implies A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{M0}}{F_y}$$

$$\implies A \geq 6,60 \text{ cm}^2$$

ETUDE DES ELEMENTS PORTEURS

Donc : choisir 2L 65X65X7 ($A \geq 7,53 \text{ cm}^2$)

IV.4.2.1. Résistance plastique de calcul de section brute :

$$N_{pl,rd} = \frac{2 \cdot A \cdot F_y}{\gamma_{m_0}}$$

Avec:

$$A = 7,53 \text{ cm}^2 ; f_y = 235 \text{ N/mm}^2 ; \gamma_{m_0} = 1,1$$

$$N_{pl,rd} = 2 \cdot 7,53 \cdot 235 / 1,1 = 321,73 \text{ KN}$$

IV.4.2.2. Résistances ultime de section nette au droit des trous de fixations :

$$N_{net,rd} = A_{net} \cdot f_y / \gamma_{m_0}$$

$$A_{net} = A - \sum A_{vide}$$

$$\Rightarrow A_{vide} = d \times t \quad \Rightarrow A_{vide} = 20 \times 7 \quad \Rightarrow A_{vide} = 140 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow N_{net,rd} = 613 \times 0,235 / 1,1 \quad \Rightarrow N_{net,rd} = 130,95 \text{ KN}$$

Avec :

$$f_u = 360 \text{ N/mm}^2 ;$$

$$N_{u,rd} = 0,9 \times 613 \times 0,36 / 1,1$$

$$N_{u,rd} = 198,61 \text{ KN}$$

IV.4.2.3. Vérification

$$\min(N_{pl,rd}, N_{net,rd}, N_{u,rd}) \geq N_{sd}$$

$$\min(321,73; 130,95; 198,61) \geq 98,73 \text{ Kn}$$

\Rightarrow Condition Vérifiée

Chapitre V : Contreventement

V.1. Introduction :

Les contreventements sont des éléments stabilisateurs ayant pour principal rôle d'assurer la stabilité des structures non autostables vis-à-vis des actions horizontales provoquées par les tremblements de terre, le vent, les chocs....

La plupart des contreventements sont réalisés par des barres de triangulation disposées entre les éléments porteurs (poteaux, traverses, pannes...) de façon à constituer des poutres à treillis pouvant s'opposer aux forces horizontales situées dans leur plan et agissant de préférence aux nœuds.

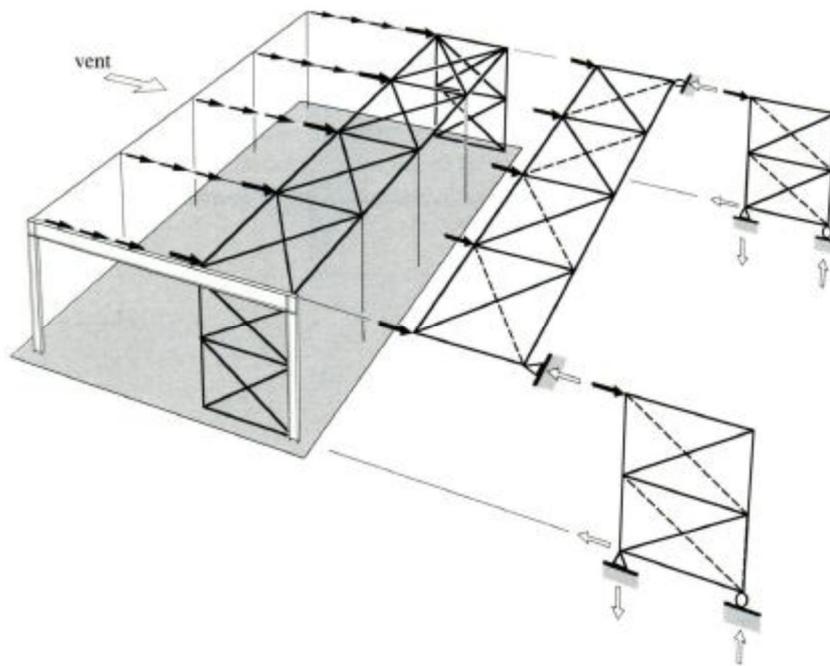


Figure V 1 Cheminement des forces transversales dans le cas d'une structure à toiture

Les structures contreventées sont plus rigides, moins déformables, et imposent moins de dommages aux éléments non structuraux que les structures à cadres autostables.

Les actions qui provoquent ces forces sont :

- Le vent agissant sur les façades de la structure.
- L'action du séisme.
- Les actions horizontales des ponts roulants agissant sur les voies de roulement.

CONTREVENTEMENT

Les efforts horizontaux appliqués dans le sens transversal sont repris par les portiques auto stables. Dans le sens longitudinal, ils sont repris par les palées de stabilité.

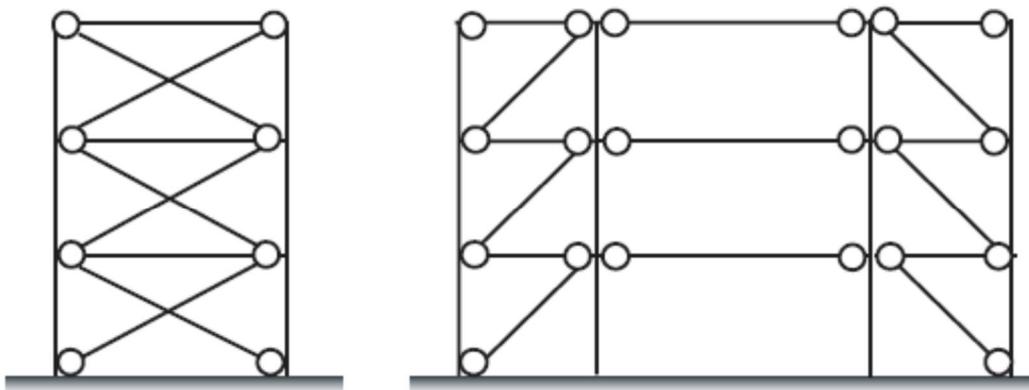
Le contreventement des toitures est assuré par quatre poutres au vent isostatique, elles ont pour rôle de reprendre la charge de vent agissant sur le pignon et de la transmettre aux palées de stabilité puis aux fondations assurant ainsi la stabilité horizontale longitudinale de la structure.

V.2. Quelques types de contreventement :

Il existe plusieurs configurations pour les systèmes de contreventement parmi lesquelles on peut citer :

V.2.1. Contreventement en X (croix de Saint André) :

Dans ce type de palée, on admet que la résistance aux forces horizontales est assurée uniquement par les diagonales tendues, les diagonales comprimées étant négligées. Ce système de contreventement est caractérisé par des sections réduites des diagonales qui peuvent ne pas se situer sur une même travée. Ce système de contreventement n'intervient efficacement dans la dissipation d'énergie qu'en cas de sollicitation en traction des diagonales.



(1)

(2)

Figure V 2 Contreventement en X

(1) diagonales sur la même travée

(2) diagonales sur deux travées différentes

CONTREVENTEMENT

V.2.2. Contreventement en V:

Dans ce cas, la résistance aux forces horizontales est assurée simultanément par les diagonales tendue et comprimée ce qui leur confère des sections plus importantes que celles du contreventement en croix de Saint André. Le point d'intersection de ces diagonales est situé sur une barre horizontale qui doit être continue. La configuration imposée par ce système de triangulation favorise l'apparition rapide de rotules plastiques à des endroits peu souhaités.

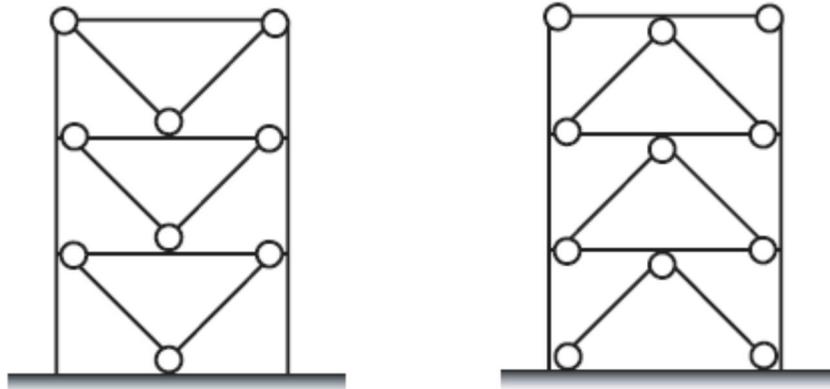


Figure V 3 Contreventement en V

V.2.3. Contreventement en K:

Dans ce système de contreventement, le point d'intersection des diagonales est situé sur l'axe des poteaux. Un tel système ne peut être considéré comme dissipatif parce qu'il exigerait la contribution d'éléments nécessaires à la stabilité d'ensemble au mécanisme plastique. Les contreventements en K sont à éviter surtout dans les zones sismiques vu que l'intersection des barres de contreventement se situe au niveau des poteaux et non des poutres provoquant ainsi la création de rotules plastiques dans ce dernier, ce qui constitue un risque d'effondrement de la structure.

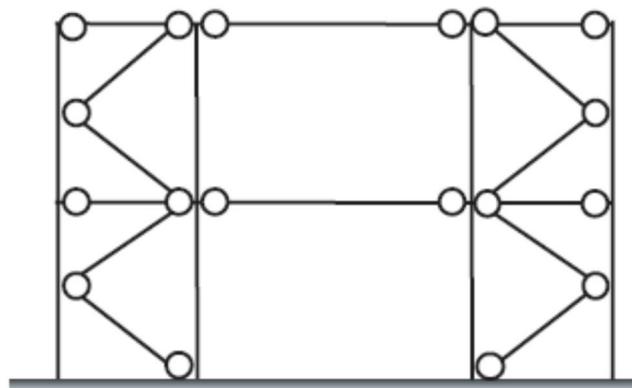


Figure V 4 Contreventement en K

CONTREVENTEMENT

V.3. Coefficient de comportement :

Le coefficient de comportement R permet de prendre en compte la capacité de dissipation d'énergie de la structure. Les valeurs de référence de ce coefficient sont données dans le tableau conformément aux exigences du règlement parasismique Algérien RPA2003 :

Structures en acier		
Catégorie	Type de contreventement	R
7	Portiques autostables ductiles	6
8	Portiques autostables ordinaires	4
9a	Ossature contreventée par palées triangulées en X	4
9b	Ossature contreventée par palées triangulées en V	3
10a	Mixte portiques/palées triangulées en X	5
10b	Mixte portiques/palées triangulées en V	4
11	portiques en console verticale	2

Tableau V 1 Valeurs du coefficient de comportement R

Les résultats obtenus sont comparés et commentés dans ce chapitre. La comparaison a porté sur :

- Le déplacement des sommets des portiques étudiés.
- Les efforts tranchants à la base.
- Les périodes.
- Position des contreventements.

V.4.Positions :

Chaque type de contreventement aux trois positions ; pour contreventement en X voilà les 3 positions:

CONTREVENTEMENT

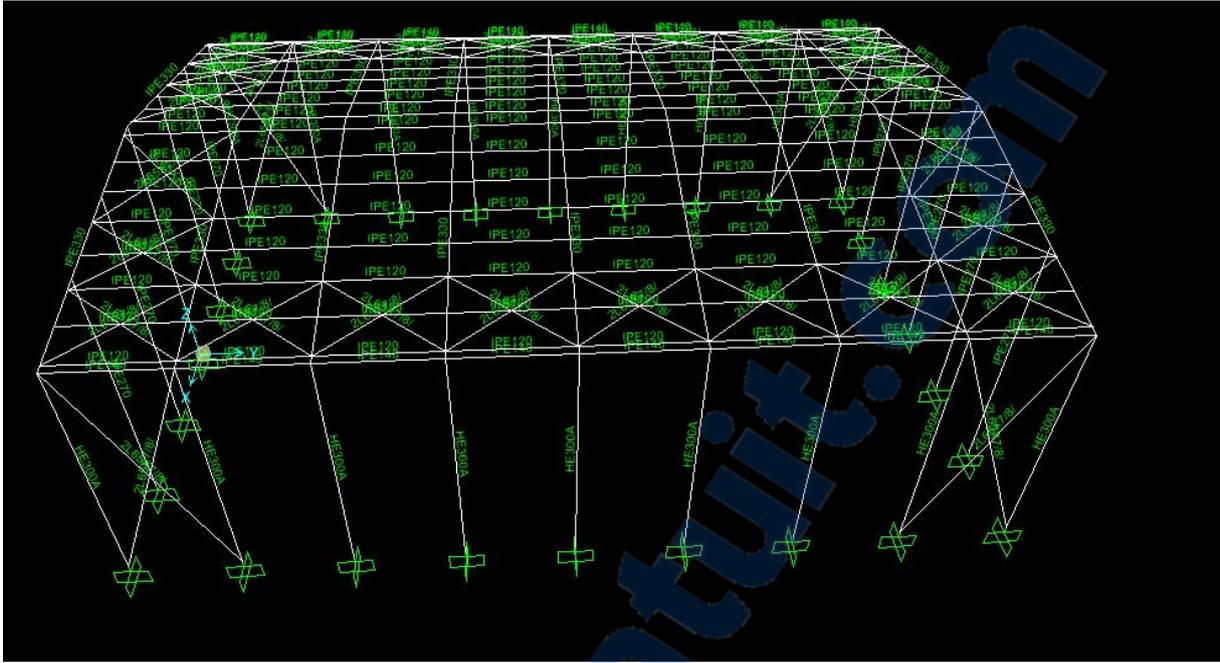


Figure V 5 Position 1 du contreventement

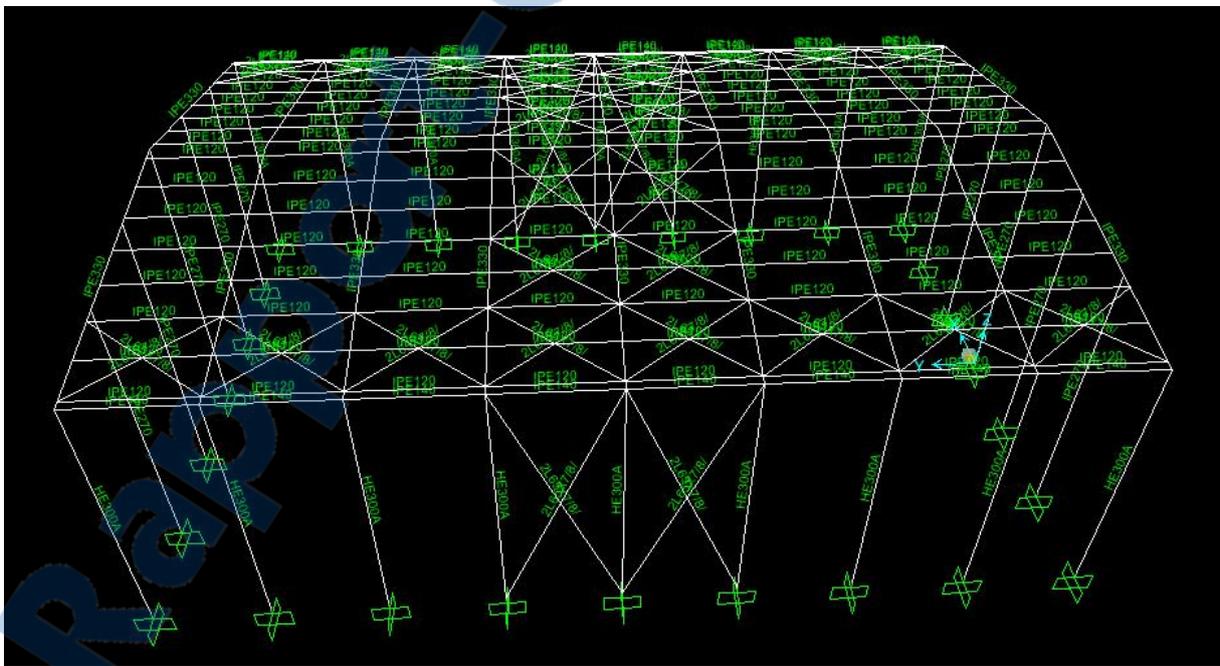


Figure V 6 Position 2 du contreventement

CONTREVENTEMENT

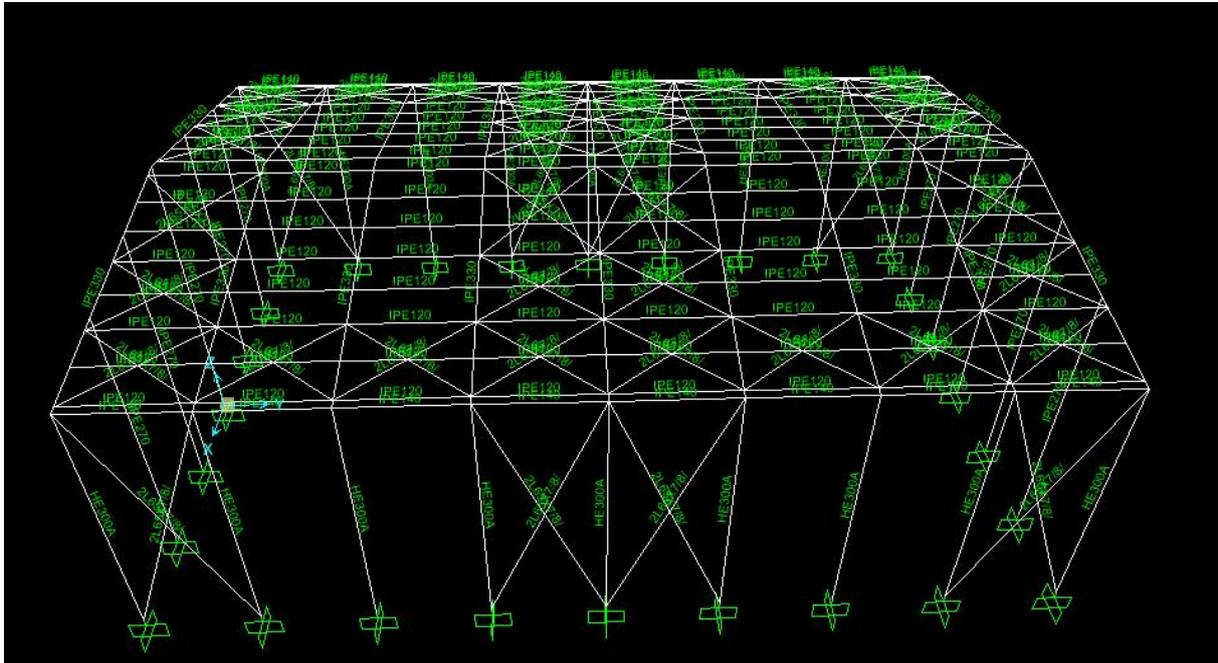


Figure V 7 Position 3 du contreventement

CONTREVENTEMENT

V.5. Tableau de déplacement, effort tranchons à la base ; période pour chaque type et chaque position

contreventement	position	déplacement		Base réaction (effort tranchons à la base)		Période mode 1
		$\delta(m)$	$R.\delta(m)$	E_x	E_y	T(s)
Contreventement en X	Position 1	0,0209	0,0836	81,29	79,51	0,726
	Position 2	0,0212	0,0848	80,94	79,34	0,728
	Position 3	0,0214	0,0856	83,12	86,63	0,738
Contreventement en V	Position 1	0,0278	0,0834	108,04	132,509	0,723
	Position 2	0,0282	0,0846	107,65	131,37	0,725
	Position 3	0,0282	0,0846	109,73	141,89	0,731
Contreventement en Λ	Position 1	0,0316	0,0948	107,10	129,45	0,728
	Position 2	0,0322	0,0966	107,64	130,46	0,724
	Position 3	0,0320	0,0960	109,77	141,80	0,731
Contreventement en K	Position 1	0,0282	0,0846	108,66	108 ,39	0.720
	Position 2	0,0278	0,0834	108,12 4	111 ,31	0.721
	Position 3	0,0283	0,0849	111,80	118 ,54	0.724
Contreventement en /	Position 1	0.0207	0,0828	80,172	83,56	0,718
	Position 2	0.0210	0,063	80,096	72,68	0,720
	Position 3	0.0208	0,0624	80,74	99,95	0,722

Tableau V 2 déplacement ; effort tranchons à la base ; période pour chaque type et chaque position

CONTREVENTEMENT

V.6.Effort critique de flambement :

Les efforts critiques de flambement calculés par la formule de l'Eurocode 3 ci-dessous:

$$N_{b,rd} = x \cdot \beta_a \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M_1}}$$

Avec :

$\beta_a = 1$ pour les sections transversales de classe 1,2 ou 3.

x : Coefficient de réduction pour le mode de flambement à considérer égal à

$$x = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}}$$

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

A: Section transversale.

f_y : Contrainte élastique de l'acier.

γ_{M_1} : Coefficient réducteur égale à 1.1.

Modèle	Variante1		Variante2	
	Type de Section	Effort Critique (Kn)	Type de Section	Effort Critique (Kn)
X	2L65*65*7	343,27	HEB140	1131,02
V	2L65*65*7	686,54	HEB140	2262,03

Tableau V 3 Effort critique de flambement

V.6.Discussion des résultats :

A la lumière des résultats obtenus, les conclusions suivantes s'imposent :

- Sur le plan économique, les configurations en X et en Λ s'avèrent les moins onéreuses. La configuration en V exige de plus grandes sections pour atteindre, sur le plan performance, celles en Λ .

Pour les contreventements en V et en V renversé et K présentent un déplacement latéral supérieur à celui en X pour les deux variantes. Ceci nous permet de dire que les configurations en X et en / sont plus rigides que celles en V et VR ; les configurations en V et V renversé montrent qu'elles sont moins sensibles à une variation de la réponse sismique ce qui leur confère un meilleur comportement que celui de la configuration en X pourtant plus rigide. Les périodes de vibration des portiques des deux variantes sont sensiblement identiques. Cependant, les configurations en X et en / donnent les plus petites périodes ce qui confère aux portiques une plus grande rigidité. Pour les contreventements en V et en V renversé et K présentent un déplacement latéral supérieur à celui en X pour les deux variantes. Ceci nous permet de dire que les configurations en X et en / sont plus rigides que celles en V et VR.

- Les différents types de section des diagonales semblent ne pas influencer sur le comportement global des structures. Leur efficacité réside dans la résistance au flambement tributaire des caractéristiques géométriques. En effet, les sections

CONTREVENTEMENT

symétriques, tels que les profilés laminés en H, confèrent aux diagonales une meilleure résistance au flambement que les sections asymétriques.

- Bien que la configuration en X soit plus rigide que les deux autres configurations étudiées et présente l'avantage de ne créer de zones plastiques qu'au niveau des nœuds, il n'en demeure pas moins que le talon d'Achille de ce système de contreventement est le mauvais comportement des barres de contreventement vis-à-vis du phénomène de flambement.

Signalons que pour cette configuration, l'effort tranchant et le déplacement maximal au sommet accusent une augmentation non négligeable face à un séisme réel comparativement aux deux autres configurations étudiées.

C'est la raison pour laquelle la recherche s'attèle à développer de nouveaux systèmes de contreventement plus performants visant à minimiser les effets nuisibles des séismes sur les constructions.

La position du contreventement ne pas influencer sur le comportement global des structures ; Leur efficacité réside sur la période et les modes propres de la structure (vérification du séisme).

Remarque :

Dans les calculs si après on prend la configuration X position 3.

Chapitre IV : Etude sismique

IV.1. Introduction :

L'étude sismique est une étape qu'on ne peut négliger dont le but est d'estimer les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et de déterminer ou de dimensionner les éléments de résistance à fin de garantir la sécurité des occupants et d'assurer la pérennité de l'ensemble de l'ouvrage.

La symétrie de notre structure par rapport aux deux plans nous a permis d'appliquer la méthode statique équivalente conformément aux règles parasismiques RPA99 (corrigé 2003).

Le calcul sismique se fait selon le Règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003- (D.T.R-B.C-2.48), qui met à notre disposition trois méthodes de calcul :

- Méthode statique équivalente,
- Méthode d'analyse spectrale,
- Méthode d'analyse dynamique par accélérographe.

Suivant la particularité de la structure, notre calcul se fera par la méthode d'analyse modale spectrale.

IV.2.Principe de calcul :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. On considère que les forces sismiques horizontales équivalentes sont appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur.

Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux des plans horizontaux de la structure.

IV.3.SPECTRE DE REPONSE DE CALCUL :

$$\frac{S_a}{g} \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 < T < T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} - 1 \right) & T_1 < T < T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_1 < T < 0,3 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 0,3 \end{cases}$$

ETUDE SISMIQUE

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone, donnée suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment :

$$\begin{cases} \text{Zone IIA (AIN TEMOUCHENT)} \\ \text{Classification des ouvrages : 1B} \end{cases} \Rightarrow A = 0,20$$

- ξ : Le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif :

$$\text{Acier dense} \Rightarrow \xi = 4\%$$

- η : Facteur de correction d'amortissement :

Le facteur de correction d'amortissement est donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7$$

$$\xi = 4\% \Rightarrow \eta = 1,08$$

- R : Coefficient de comportement global de la structure donnée en fonction du système de contreventement :

$$\text{ossature contreventée par palées triangulées en X} \Rightarrow R = 4$$

- T_1, T_2 Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site :

$$\text{Site meuble } S_3: \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,50 \text{ s} \end{cases}$$

- Q: Facteur de qualité donnée par la formule suivante : $Q = 1 + \sum_1^5 p_q = 1,2$

IV.4.ANALYSE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE :

L'objectif de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non-amorti. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

IV.4.1. Modélisation de la structure :

Le logiciel SAP 2000, conçu pour le calcul et la conception des structures d'ingénieries, spécialement dans le domaine du bâtiment et ouvrages de génie civil, permet dans un premier temps de modéliser la structure réelle. Cette étape sera suivie d'un certain nombre de modifications permettant d'appréhender au maximum le comportement de la structure d'origine.

IV.4.2. Etapes de la modélisation de la structure

- Opter pour un système d'unités (kN.m).
- Définition de la géométrie de base.
- Définition des matériaux.
- Définition des sections.

Eléments de la structure	Profilés
Traverse	IPE330
poteaux	HEA300
Potelets	IPE270
Pannes	IPE120
Contreventement	2L65X65X7

Tableau IV 1 Eléments structuraux constituant la structure

- Définition des charges à appliquer.
- Introduction du spectre de réponse.
- Définition des combinaisons des charges.
- Définition des conditions aux limites.
- Analyse numérique de la structure.

IV.4.3. Analyse modale :

l'analyse dynamique modale spectrale, les spectres de réponses pris en considération dans l'étude des différents modèles sont présentés ci-dessous :

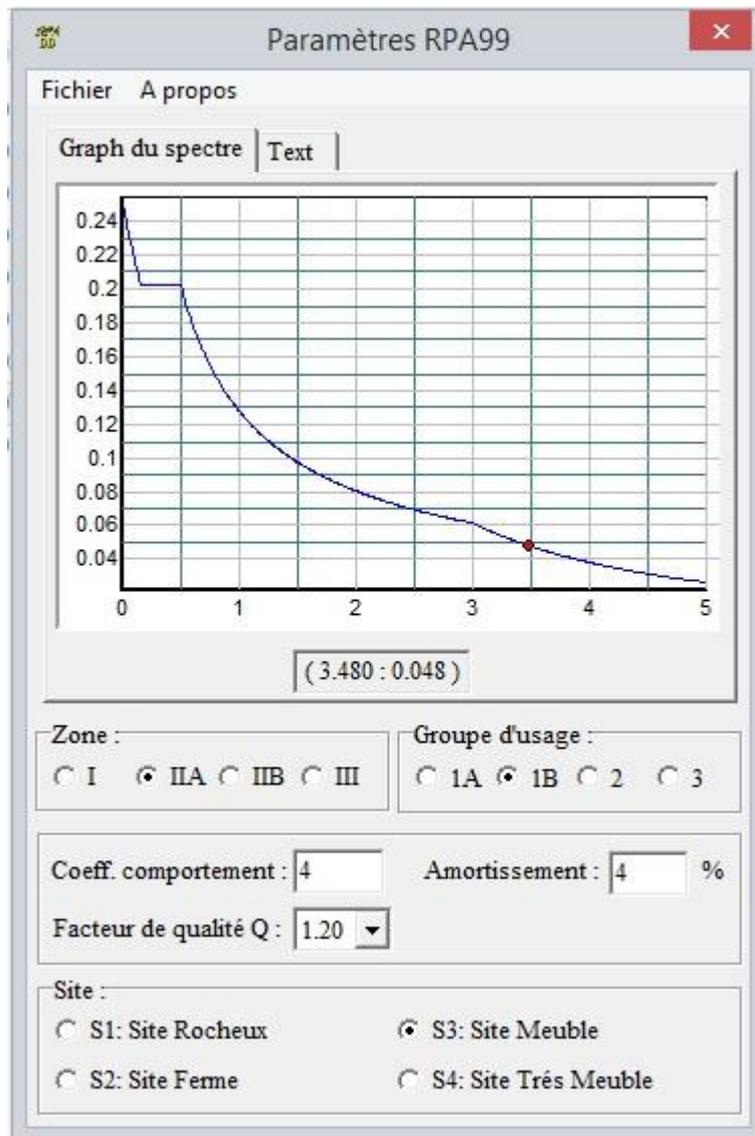


Figure IV 1 Spectre de réponse

Ce type d'analyse peut être appliquée à tout type de structure avec des résultats plus exacts et souvent satisfaisant à condition d'avoir fait une bonne modélisation.

Les paramètres dynamiques pris en compte pour l'évaluation de l'effort tranchant à la base des portiques utilisés pour la méthode modale spectrale sont :

- Zone sismique IIA (AIN TEMOUCHENT)
- Groupe d'usage 1B
- pourcentage d'amortissement ($\xi = 4\%$)
- Coefficient de comportement ($R = 4$)
- Facteur de qualité ($Q = 1,2$)
- Site meuble (S_3)

IV.4 .4.Nombre de modes à considérer (RPA99 /V2003) :

D'après le RPA99/version2003 : Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonale, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions de l'excitation 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.
- Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

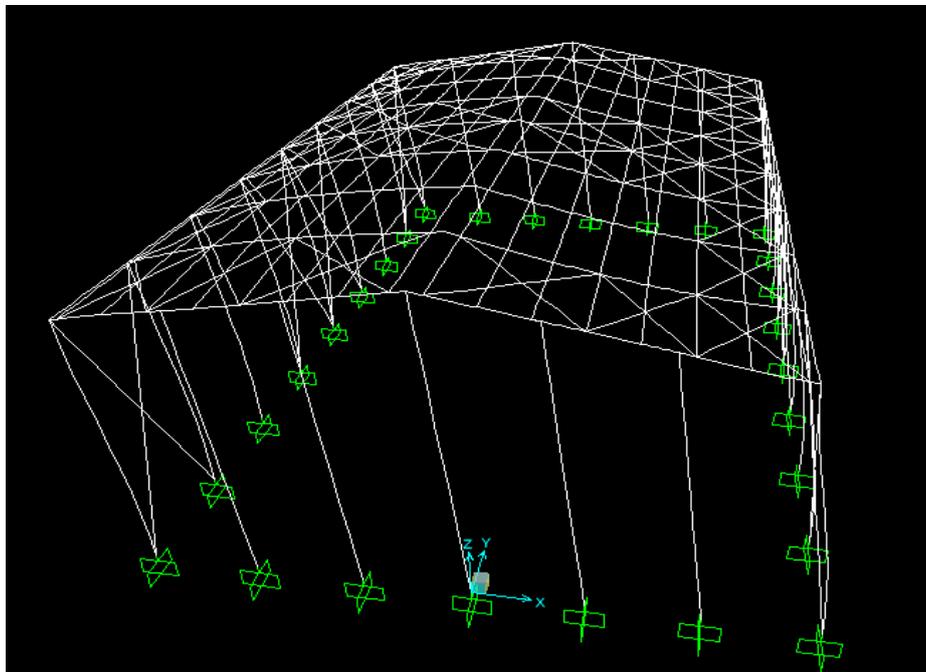


Figure IV 2 MODE 1 :T=0 ,731s

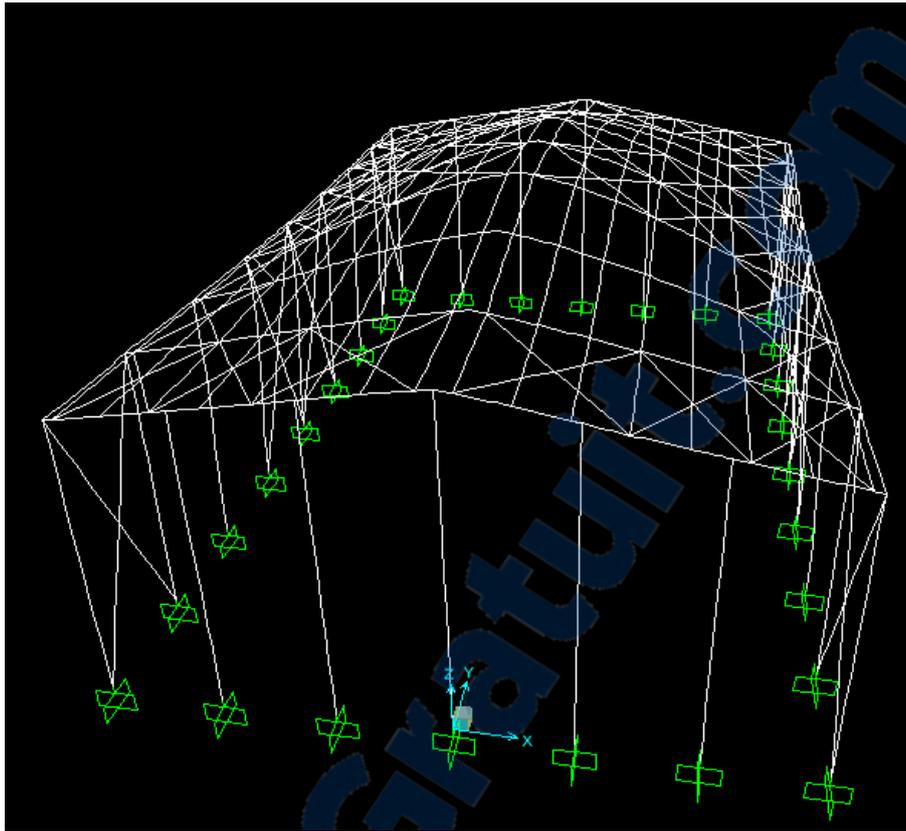


Figure IV 3 MODE2 :T=0,318s

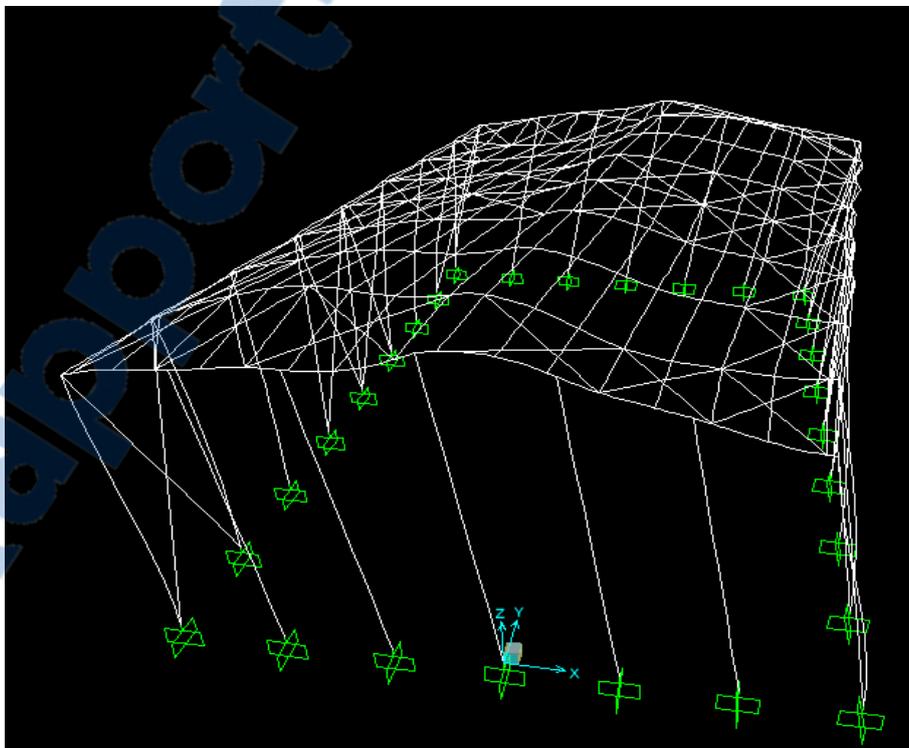


Figure IV 4 MODE3 :T=0,288s

IV.5.Vérification de la structure

IV.5.1 vérification de la période fondamentale de la structure

La valeur de T calculé par le logiciel SAP 2000 ne doit pas dépasser celle estimée à partir de la formule empirique appropriée par le RPA99 de plus de 30 %.

La période fondamentale obtenue par le logiciel SAP 2000 : $T = 0,738$ s.

La période empirique est donnée par la formule suivante : $T = C_t \times h_n^{\frac{3}{4}}$.

Avec :

C_t : coefficient donné en fonction du système de contreventement et du type de remplissage ($C_t = 0,085$).

h_n : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure ($h_n = 11,87$ m).

$$D'où : T = 0,085 \times 11,87^{3/4} = 0,54s.$$

$$T + 30\%T = 0,706s$$

$$\text{Donc : } 0,738s > T + 30\%T = 0,706s$$

La condition n'est pas vérifiée, mais on peut tolérer une période un peu plus grande que la période empirique puisqu'il s'agit d'une structure en charpente métallique, donc une structure flexible.

IV.5.2. Vérification de la force sismique à la base :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée .

$$V_t > 0,8 V$$

Suite à l'application du spectre de calcul dans les deux sens de la structure, les résultats sont comme suit :

- Effort sismique dans le sens (X) : $V_t = 83,12$ KN
- Effort sismique dans le sens (Y) : $V_t = 86,63$ KN

La force sismique totale V est donnée par la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

ETUDE SISMIQUE

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone A = 0,08
- D : facteur d'amplification dynamique moyen $D = 2,56$ ($0 < T < T_2$)
 On a: $T_2 \leq 0,54 \leq 3,0$ s

$$D = 2,5 \times \eta \times (T_2/T)^{2/3}$$

$$D = 2,5 \times 1,08 \times (0,5/0,54)^{2/3}$$

$$D = 2,56$$
- Q : Facteur de qualité $Q = 1,2$
- R : Coefficient de comportement global de la structure $R = 4$
- W : poids total de la structure (calculée par SAP2000) $W = 351,341$ KN

Donc :

$$V = \frac{0,2 \times 2,56 \times 1,2}{4} \times 351,341 = 53,965 \text{ KN}$$

	V_t(KN)	V(KN)	80% V (KN)	V_t > 80% V
V_x	83,124	53,965	43,172	Vérifiée
V_y	86,638	53,965	43,172	Vérifiée

Tableau IV 2 Résultante des forces sismiques à la base

IV.5.3. Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau (k) est calculé par la formule suivante :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

Avec :

- R: Coefficient de comportement
- δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques

Les déplacements latéraux ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage.

Étage	δ_{ek}(cm)	R	δ_k(cm)	1% h_k(cm)	Condition
Toiture	2,14	4	8,56	11,87	Vérifiée

Tableau IV 3 Déplacements relatifs dans le sens (x-x)

ETUDE SISMIQUE

Etage	δ_{ek}(cm)	R	δ_k(cm)	1% h_k(cm)	Condition
Toiture	0,278	4	1,112	11,87	Vérifiée

Tableau IV 4 Déplacements relatifs dans le sens (y-y)

Chapitre VII :Assemblage

VII.1.Introduction

Les assemblages ont pour fonction d'assurer la liaison ou la continuité des composants élémentaires entre eux en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations souvent importantes généralement statiques, mais quelque fois dynamiques (effets de chocs, vibration etc....) entre les pièces, sans générer de sollicitations parasites notamment de torsion afin de réaliser l'ossature de l'ouvrage projeté. Ces organes critiques pour l'ouvrage tant sous l'aspect de l'intégrité structurelle que sous l'aspect économique, doivent être conçus et dimensionnés avec au moins autant de soin que les composants élémentaires.

Pour réaliser une structure métallique, on dispose de pièces individuelles, qu'il convient d'assembler :

- Soit bout à bout (éclissage, raboutages),
Soit concourantes (attaches poutre / poteau, treillis et systèmes réticulés).
Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il y a lieu de distinguer, parmi les assemblages :
- Les assemblages articulés, qui transmettent uniquement les efforts normaux et tranchants,
- Les assemblages rigides, qui transmettent en outre les divers moments.

VII.2.Assemblages soudés :

La soudure assure une bonne continuité des pièces donc l'assemblage sera rigide à condition que le procédé de soudage soit bien conduit. L'assemblage par soudure sera appliqué dans les éléments suivants :

- Traverse – platine (faîtage).
- Poteau – plaque d'assise.
- Potelet – plaque d'assise.

VII.3.Assemblage par boulons H-R ou Assemblages par boulons a serrage contrôlé :

Le boulonnage à haute résistance par serrage contrôlé des écrous, permet d'obtenir un coefficient de frottement convenable entre tôles assemblées pour obtenir un fonctionnement sans glissement des assemblages sous les efforts perpendiculaires à l'axe des vis.

Les boulons à serrage contrôlés seront utilisés pour l'assemblage, traverse – traverse (faîtage), poteau – traverse.

VII.4. Résistance de l'assemblage au moment de flexion M_{Rd} :

La résistance au moment de flexion d'un assemblage poutre poteau boulonné dépend de :

- ♦ La résistance de la zone tendue.
- ♦ La résistance de la zone comprimée.
- ♦ La résistance de la zone de cisaillement.

Pour l'assemblage traverse – traverse la résistance au moment de flexion dépend de la résistance de la zone tendue de la poutre.

VII.5. LIAISON POTEAU-TRAVERSE (HEA300-IPE360):

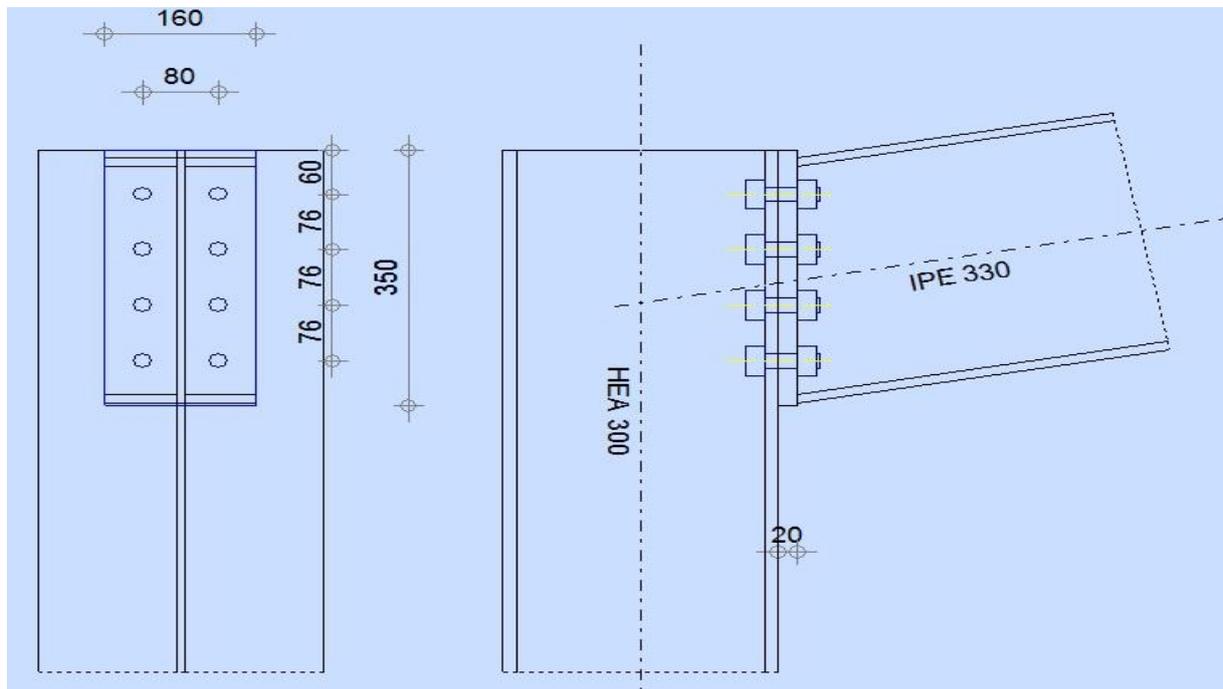


Figure VII 1 LIAISON POTEAU-TRAVERSE

VII.5.1. Efforts sollicitant :

Les efforts maximaux à prendre en compte pour calculer un assemblage sont :

- $N_{sd} = 63,48 \text{ KN}$
- $V_{sd} = 70,16 \text{ KN}$
- $M_{sd} = 209,307 \text{ KN.m}$

VII.5.2. Soudure de la platine :

VII.5.2.1 Cordon de soudure :

Epaisseur de la platine : $e_p = 20\text{mm}$

$$a_{\min} \leq a \leq a_{\max}$$

ASSEMBLAGE

Avec :

- $t_{\max} = t_{\text{platine}} = 20 \text{ mm}$ donc $a_{\min} = 5 \text{ mm}$
- $a_{\max} = 0,7 \times t_{\min} = 14 \text{ mm}$
Donc on prend $a = 12 \text{ mm}$

VII.5.2.2.Soudure de la semelle tendue :

$$N_d \leq \min(R_w; R_s)$$

Avec :

$$\begin{aligned} N_d &= \frac{M_{sd}}{h} + N_{sd} \\ &= \frac{209,307 \times 10^3}{330} + 63,48 \\ &= 697,74 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$R_s = \frac{0,7 \times f_y \times a\sqrt{2} \times l}{\gamma_{M_1}} = \frac{0,7 \times 235 \times 12\sqrt{2} \times 320 \times 10^{-3}}{1,1} = 812,74 \text{ KN}$$

$$N_d = 697,74 \text{ KN} \leq 812,74 \text{ KN}$$

⇒ Condition vérifiée

VII.5.2.3.Soudure de l'âme :

$$V_{sd} \leq R_s$$

$$R_s = \frac{0,7 \times f_y \times a\sqrt{2} \times l}{\gamma_{M_1}} = \frac{0,7 \times 235 \times 12\sqrt{2} \times 542 \times 10^{-3}}{1,1} = 1375,52 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 70,16 \text{ KN} < R_s = 1375,52 \text{ KN}$$

⇒ Condition vérifiée

VII.5.3.Disposition constructives :

VII.5.3.1Choix de diamètre du boulon :

Pour des raisons pratiques on évite toujours la mise en œuvre dans un même assemblage des boulons de diamètres différents ; le choix du diamètre se fera en déterminant leurs résistances tout en étant proportionnel à l'épaisseur des pièces assemblées comme suite :

- ✓ $t \leq 20 \text{ mm} \Rightarrow d = (12; 14) \text{ mm}$
- ✓ $10 \leq t \leq 25 \text{ mm} \Rightarrow d = (16; 20; 24) \text{ mm}$

On prend deux files de 4 boulons de diamètre $\Phi = 20 \text{ mm}$ classe 10.9

VII.5.3.2 Pince longitudinale e_1 :

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t$$

Avec :

- $d_0 = \Phi + 2 = 20 + 2 = 22 \text{ mm}$
- $t = 20 \text{ mm}$

$$26,4 \text{ mm} \leq e_1 \leq 240 \text{ mm}$$

Alors on prend $e_1 = 60 \text{ mm}$

VII.5.3.3 Pince transversale e_2 :

$$33 \text{ mm} \leq e_2 \leq 240 \text{ mm}$$

Alors on prend $e_2 = 40 \text{ mm}$

VII.5.4. Calcul des boulons sollicités en traction :

$$M_{sd} \leq M_R$$

$$T_R = 0,8 \times f_{ub} \times A_s = 0,8 \times 1000 \times 10^{-3} \times 245 = 196 \text{ KN}$$

$$M_R = 2T_R(0,06 + 0,136 + 0,288) = 272,832 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 209,307 \text{ KN.m} < M_R = 272,832 \text{ KN.m}$$

Condition vérifiée

VII.5.5. Calcul des boulons sollicités au cisaillement :

$$V_d \leq V_R / \gamma_{M_1}$$

Avec :

- $V_R = 0,4 \times f_{ub} \times A_s = 0,4 \times 1000 \times 10^{-3} \times 245 = 98 \text{ KN}$

- $V_d = \frac{V_{sd}}{8} = \frac{56,48}{8} = 8,77 \text{ KN}$

ASSEMBLAGE

$$V_d = 8,77 \text{ KN} < V_R / \gamma_{M_1} = 89,09 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VII.5.6. Vérification de la pression diamétrale :

$$V_d \leq L_R / \gamma_{M_1}$$

Avec :

$$\triangleright L_R = 2,4 \times f_u \times d \times t = 2,4 \times 360 \times 22 \times 20 \times 10^{-3} = 380,16 \text{ KN}$$

$$V_d = 11,69 \text{ KN} < L_R / \gamma_{M_1} = 219,45 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VII.6. LIAISON TRAVERSE-TRAVERSE (IPE 330-IPE330) :

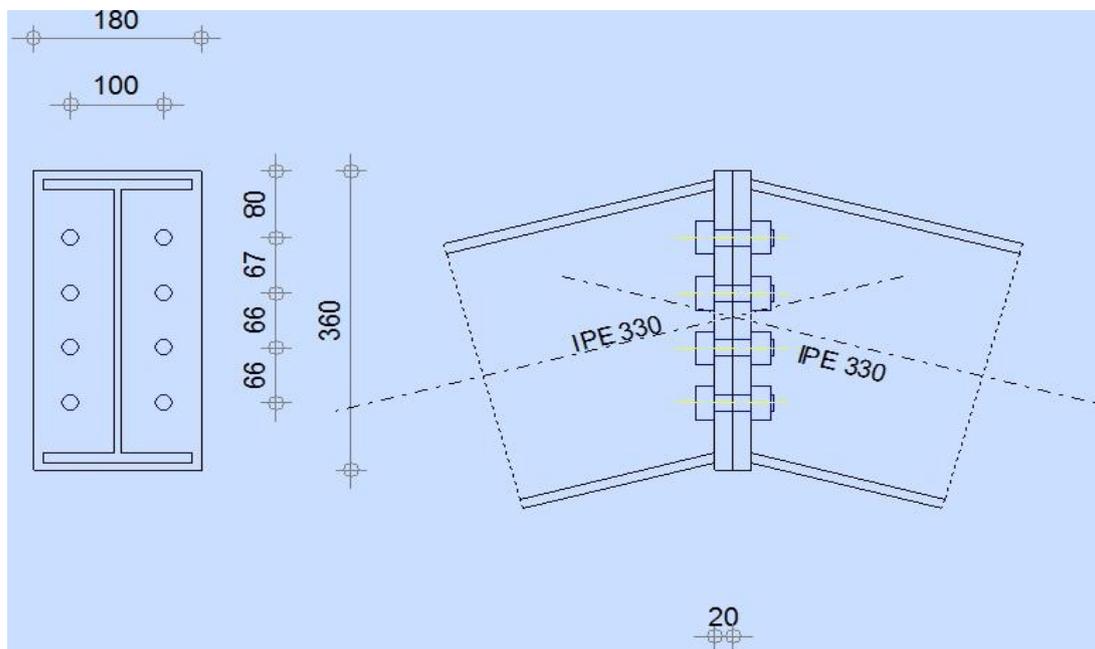


Figure VII 2 LIAISON TRAVERSE-TRAVERSE

Le principe de l'assemblage est de souder une platine en bout de traverse, elle est percée symétriquement de part et d'autre de la poutre. Les mêmes percages qui sont effectués sur la platine soudée en bout de l'autre travers, permettent de solidariser les deux éléments assemblés. Le raidisseur qui figure sous les traverses permet d'obtenir un bras de levier assez important, pour pouvoir développer une meilleure résistance, vis-à-vis du moment de flexion, qui est très fréquemment la sollicitation prédominante.

Pour l'assemblage traverse – traverse la résistance au moment de flexion dépend de la résistance de la zone tendue de la poutre.

VII.6.1. Efforts sollicitant :

- $N_{sd} = 72,548 \text{ KN}$
- $V_{sd} = 13,497 \text{ KN}$
- $M_{sd} = 107,38 \text{ KN.m}$

VII.6.2.Soudure de la platine :

VII.6.2.1.Cordon de soudure :

Epaisseur de la platine : $e_p = 20\text{mm}$

$$a_{\min} \leq a \leq a_{\max}$$

Avec :

- $t_{\max} = t_{\text{platine}} = 20\text{ mm}$ donc $a_{\min} = 5\text{ mm}$
- $t_{\min} = 14\text{ mm}$

Donc on prend $a = 8\text{ mm}$

VII.6.2.2.Soudure de la semelle tendue :

$$N_d \leq \min(R_w; R_s)$$

Avec :

$$\text{➤ } N_d = \frac{M_{sd}}{h} + N_{sd} = \frac{107,38 \times 10^3}{330} + 72,548 = 397,94\text{ KN}$$

$$\text{➤ } R_s = \frac{0,7 \times f_y \times a \sqrt{2} \times l}{\gamma_{M_1}} = \frac{0,7 \times 235 \times 8 \sqrt{2} \times 320 \times 10^{-3}}{1,1} = 541,412\text{ KN}$$

$$N_d = 397,94 \leq 541,412\text{KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VII.6.2.3 Soudure de l'âme :

$$V_{sd} \leq R_s$$

$$R_s = \frac{0,7 \times f_y \times a \sqrt{2} \times l}{\gamma_{M_1}} = \frac{0,7 \times 235 \times 8 \sqrt{2} \times 542 \times 10^{-3}}{1,1} = 917,017\text{ KN}$$

$$V_{sd} = 13,497\text{ KN} < R_s = 917,017\text{ KN}$$

Condition vérifiée

VII.6.3.Disposition constructives :

VII.6.3.1.Choix de diamètre du boulon :

$$10 \leq t \leq 25\text{ mm} \Rightarrow d = (16; 20; 24)\text{ mm}$$

ASSEMBLAGE

On a l'épaisseur de la platine $t = 20$ mm alors on prend deux files de boulons de diamètre $\Phi = 20$ mm classe 10.9

VII.6.3.2. Pince longitudinale e_1 :

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t$$

Avec :

- $d_0 = \Phi + 2 = 20 + 2 = 22$ mm
- $t = 20$ mm

$$26,4 \text{ mm} \leq e_1 \leq 240 \text{ mm}$$

Alors on prend $e_1 = 40$ mm

VII.6.3.3. Pince transversale e_2 :

$$33 \text{ mm} \leq e_1 \leq 240 \text{ mm}$$

Alors on prend $e_2 = 70$ mm

VII.6.4. Calcul des boulons sollicités en traction :

$$M_{sd} \leq M_R$$

$$T_R = 0,8 \times f_{ub} \times A_s = 0,8 \times 1000 \times 10^{-3} \times 245 = 196 \text{ KN}$$

$$M_R = 2T_R(0,08 + 0,147 + 0,213 + 0,279) = 281,84 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 107,38 \text{ KN.m} < M_R = 281,84 \text{ KN.m}$$

Condition vérifiée

VII.6.5. Calcul des boulons sollicités au cisaillement :

$$V_d \leq V_R/\gamma_{M_1}$$

Avec :

- $V_R = 0,4 \times f_{ub} \times A_s = 0,4 \times 1000 \times 10^{-3} \times 245 = 98 \text{ KN}$
- $V_d = \frac{V_{sd}}{8} = \frac{13,497}{8} = 1,68 \text{ KN}$

$$V_d = 1,68 \text{ KN} < V_R/\gamma_{M_1} = 89,09 \text{ KN}$$

Condition vérifiée

VII.6.6. Vérification de la pression diamétrale :

$$V_d \leq L_R/\gamma_{M_1}$$

Avec :

- $L_R = 2,4 \times f_u \times d \times t = 2,4 \times 360 \times 22 \times 20 \times 10^{-3} = 380,16 \text{ KN}$

ASSEMBLAGE

$$V_d = 1,68 \text{ KN} < L_R/\gamma_{M_1} = 345,6 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VII.7. CALCUL DES PIEDS DE POTEAUX :

VII.7.1.Introduction :

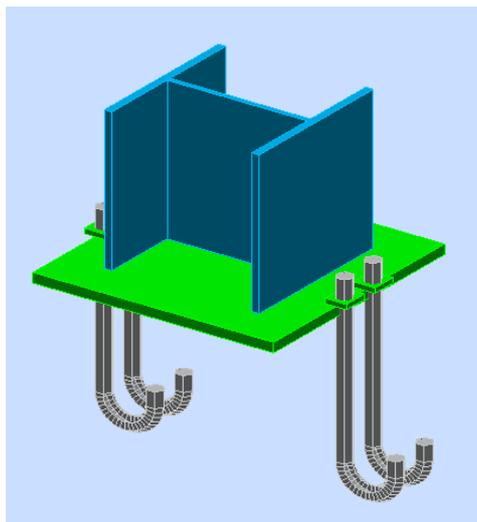
Les pieds de poteaux représentent la zone de liaison entre l'ossature métallique et les fondations en béton armé.

La base du poteau est fixée, à l'aide de soudures d'angle, sur une plaque d'assise appelée platine. Elle assure la transmission des efforts et la répartition de la pression du poteau sur le béton. Elle est fixée par des écrous aux tiges d'ancrages qui sont noyées dans le béton.

Les tiges d'ancrages sont nécessaires pour maintenir le poteau en position et transmettre les efforts de traction aux fondations.

Les pieds de poteaux peuvent être encastrés ou articulés.

Dans ce chapitre, on procédera au calcul des pieds de poteau encastrés.



**Figure VII 3 3D de la jonction
poteau-fondation**

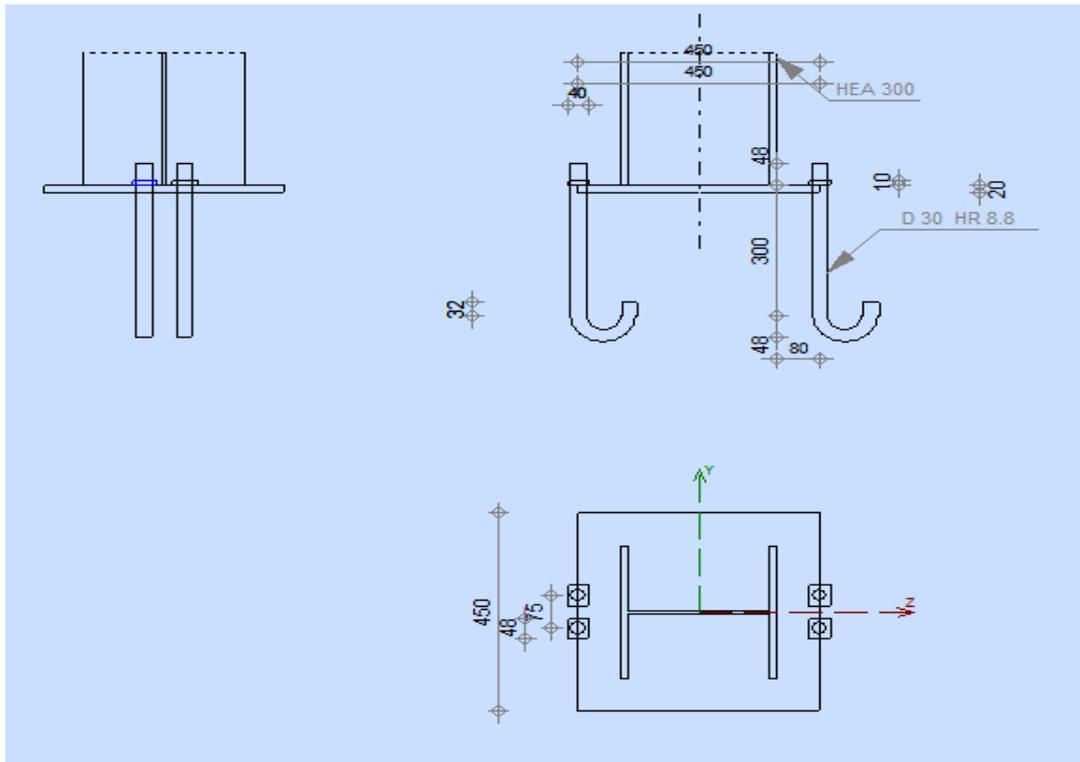


Figure VII 4 Détail de jonction poteau-fondation

VII.7.2. Effort sollicitant :

- $N_{sd} = 108,16 \text{ KN}$
- $M_{sd} = 4,122 \text{ KN.m}$

VII.7.3. Dimensionnement de la plaque d'assise :

VII.7.3.1. cordon de soudure :

- **Semelle HEA 300 :**

$$a_s = 0,7 \times t_f = 0,7 \times 14 = 9,8 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad \text{On prend } a_s = 12 \text{ mm}$$

- **Ame HEA 300:**

$$a_a = 0,7 \times t_w = 0,7 \times 8,5 = 5,95 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad \text{On prend } a_a = 8 \text{ mm}$$

VII.7.3.2. Surface de la plaque :

$$a \geq h_a + (2a_s) \Rightarrow a \geq 290 + 2 \times 12 = 314 \text{ mm} \Rightarrow \text{On prend } a = 450 \text{ mm}$$

$$b \geq h_s + (2a_s) \Rightarrow b \geq 300 + 2 \times 12 = 324 \text{ mm} \Rightarrow \text{On prend } b = 450 \text{ mm}$$

VII.7.3.3.Épaisseur de la plaque :

$$t \geq U \sqrt{\frac{3\sigma}{\sigma_e}}$$

Avec :

$$\begin{cases} U = 80 \text{ mm} \\ \sigma = \frac{N}{a \times b} = \frac{108,16 \times 10^2}{450 \times 450} = 5,34 \cdot 10^{-2} \text{ daN/mm}^2 \end{cases}$$

$$\Rightarrow t \geq 80 \sqrt{\frac{3 \times 0,0534}{24}} = 6,54 \text{ mm}$$

On opte une épaisseur $t = 20 \text{ mm}$

VII.7.4. Vérification de la contrainte de compression sur la semelle

$$\sigma < \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma = \frac{N}{a \times b} = 5,34 \text{ daN/cm}^2 \ll \bar{\sigma}_b = 80 \text{ daN/cm}^2$$

Condition vérifiée

On doit vérifier aussi que :

$$\sigma \cdot b \frac{U^2}{2} \leq M_e$$

Avec :

➤ M_e est Le moment résistant élastique de la platine

$$M_e = \sigma_e \frac{I}{V} \text{ et } \frac{I}{V} = \frac{b \cdot t^2}{6}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma \cdot b \frac{U^2}{2} = 5,34 \times 45 \frac{8^2}{2} = 7689,6 \text{ daN.cm} \\ M_e = \sigma_e \frac{b \cdot t^2}{6} = 24 \times \frac{450 \cdot 20^2}{6} = 72000 \text{ daN.cm} \end{cases} \Rightarrow \sigma \cdot b \frac{U^2}{2} \leq M_e$$

⇒ Condition vérifiée

VII.7.5. Condition d'équilibre du BAEL :

$$\frac{N}{4} \leq F_A = \pi \cdot T_{su} \cdot \varphi \cdot L_1$$

Avec :

- $L_1 = 20\varphi$
- $T_{su} = 0,6 \cdot \varphi_s^2 \cdot f_{tj}$
- $\varphi_s = 1$ (Rond lisse)
- $f_{tj} = 0,06 \cdot f_{c28} + 0,6 = 2,1 \text{ Mpa}$

$$\Rightarrow F_A = \pi \times 1,26 \times 30 \times 20 \times 30 = 71215,2 \text{ N}$$

Donc :

$$\frac{N}{4} = 3604,32 \text{ daN} < F_A = 7121,52 \text{ daN}$$

⇒ Condition vérifiée

VII.7.6. Vérification de la tige d'ancrage :

$$N_a = 0,1 \cdot \left(1 + \frac{7g_c}{1000}\right) \times \frac{\varphi}{\left(1 + \frac{\varphi}{d_1}\right)^2} (20\varphi + 19,2\varphi + 7\varphi) \geq \frac{N}{4}$$

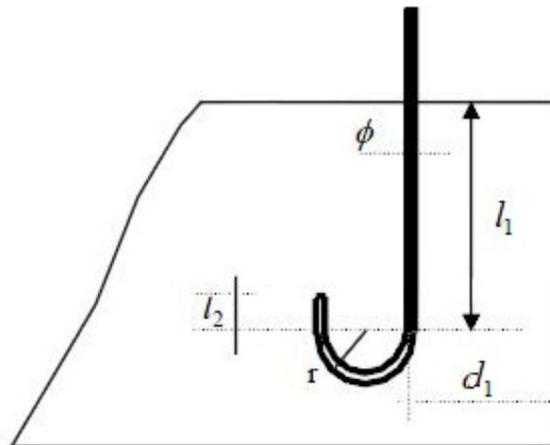


Figure VII 5 tige d'ancrage

Avec :

- $g_c = 350 \text{ Kg/m}^3$ (Dosage du béton)
- $r = 3\varphi$
- $l_1 = 20\varphi$
- $l_2 = 2\varphi$

ASSEMBLAGE

- d_1 : la distance la plus petite de l'axe de la tige à une paroi du massif en béton ($d_1 = 40 \text{ mm}$)

$$\Rightarrow 0,1 \cdot \left(1 + \frac{7 \times 350}{1000}\right) \times \frac{\varphi}{\left(1 + \frac{\varphi}{40}\right)^2} (20\varphi + 19,2\varphi + 7\varphi) \geq \frac{14417,3}{4} = 3604,325 \text{ N}$$

D'où l'on tire :

$$\varphi^2 - 13,17\varphi - 263,47 \geq 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 35,03 \Rightarrow \varphi \geq 24,1 \text{ mm}$$

On adapte $\varphi = 30 \text{ mm}$

Chapitre VIII :Fondation

VIII.1.Introduction :

Les fondations d'une construction sont les parties de l'ouvrage qui sont en contact directe avec le sol. Elles transmettent les charges de la superstructure au sol, c'est pourquoi elles constituent une partie très importante puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble de la structure. Le dimensionnement des fondations est fait selon le règlement BAEL91.

VIII.2.CALCUL DES FONDATIONS :

VIII.2.1.Effort sollicitant :

	Effort	ELU	ELS
Semelle ①	N _{sd} (KN)	108,149	75,19
	M _{sd} (KN.m)	4,122	3,832
Semelle ②	N _{sd} (KN)	108,160	75,018
	M _{sd} (KN.m)	135,1	92,633

Tableau VIII 1 Récapitulatif des efforts M et N

VIII.2.2.Dimensionnement de la semelle :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \Rightarrow \begin{cases} A = B \times \frac{a}{b} \\ B = A \times \frac{b}{a} \end{cases}$$

On a :

$$a = b = 0,45 \text{ m} \Rightarrow A = B \Rightarrow \text{Semelle carré}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = \frac{N_s}{A \cdot B} \Rightarrow A \cdot B \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$\Rightarrow A^2 \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

$$\Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{75,19}{180}} \Rightarrow A \geq 0,65 \text{ m}$$

Donc on prend une semelle de dimensions (1 × 1) m²

VIII.2.3.Détermination de d et h :

$$h = d + 5 \text{ cm}$$

$$\frac{B - b}{4} \leq d \leq A - a \Rightarrow \frac{1 - 0,45}{4} \leq d \leq 1 - 0,45$$

$$\Rightarrow 13,7 \text{ cm} \leq d \leq 55 \text{ cm}$$

FONDATION

$d_{min} = 40 \text{ cm}$ donc on prend $d = 45 \text{ cm}$

Alors $h = 45 + 5 = 50 \text{ cm}$

VIII.3.Vérification des contraintes :

$$\sigma_{sol} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

$$\sigma_{sol} = \frac{N_s}{S} + \frac{M_s}{I/V} = \frac{75,19}{1 \times 1} + \frac{2,832}{1/12} \times 0,5 = 92,182 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{sol} = 92,182 \text{ KN/m}^2 \leq \overline{\sigma_{sol}} = 180 \text{ KN/m}^2$$

⇒ Condition vérifiée

VIII.4.Vérification de la stabilité au renversement :

On doit vérifier 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 de fondation résistant au renversement.

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} \leq \frac{B}{4}$$

$$e_0 = 0,0376 \text{ m} < \frac{B}{4} = 0,25 \text{ m}$$

⇒ Condition vérifiée

VIII.5.Calcul du ferrailage :

VIII.5.1 Ferrailage :

L'ELU :

$$A_{au} = \frac{N_{sdu}'(A - a)}{8 \cdot d_a \cdot \sigma_{stu}}$$

Avec :

- $N'_{sdu} = N_{sdu} \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) = 0,120 \text{ MN}$

- $\sigma_{stu} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ MPa}$

$$\Rightarrow A_{au} = \frac{0,120(1 - 0,45)}{8 \cdot 0,45 \cdot 347,82} = 0,524 \text{ cm}^2$$

L'ELS :

$$A_{as} = \frac{N_{sds}'(A - a)}{8 \cdot d_a \cdot \sigma_{sts}}$$

Avec :

- $N'_{sdu} = N_{sdu} \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) = 0,084 \text{ MN}$
- $\overline{\sigma}_{sts} = \min\left[\frac{2}{3}f_e; \max\left(\frac{1}{2}f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right)\right] = 201,6 \text{ MPa}$
 $\Rightarrow A_{as} = \frac{0,084(1 - 0,45)}{8,045 \cdot 201,6} = 0,64 \text{ cm}^2$

II.5.2. Calcul de nombre des barres :

On a :

- Enrobage = 3cm
- Espacement = 15 cm

$$n_a = \frac{A - 2(\text{enrobage})}{\text{espacement}} + 1 = 7 \text{ barres de } \phi 12$$

II.5.3.Type d'ancrage :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \overline{\tau}_s}$$

Avec :

$$\triangleright \overline{\tau}_s = 0,6[\Psi^2 \times f_{t_{28}}] = 0,6[1,5^2 \times 2,1] = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow l_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2,835}$$

$$= 42,32 \text{ cm} > \frac{B}{4} = 25 \text{ cm}$$

FONDATION

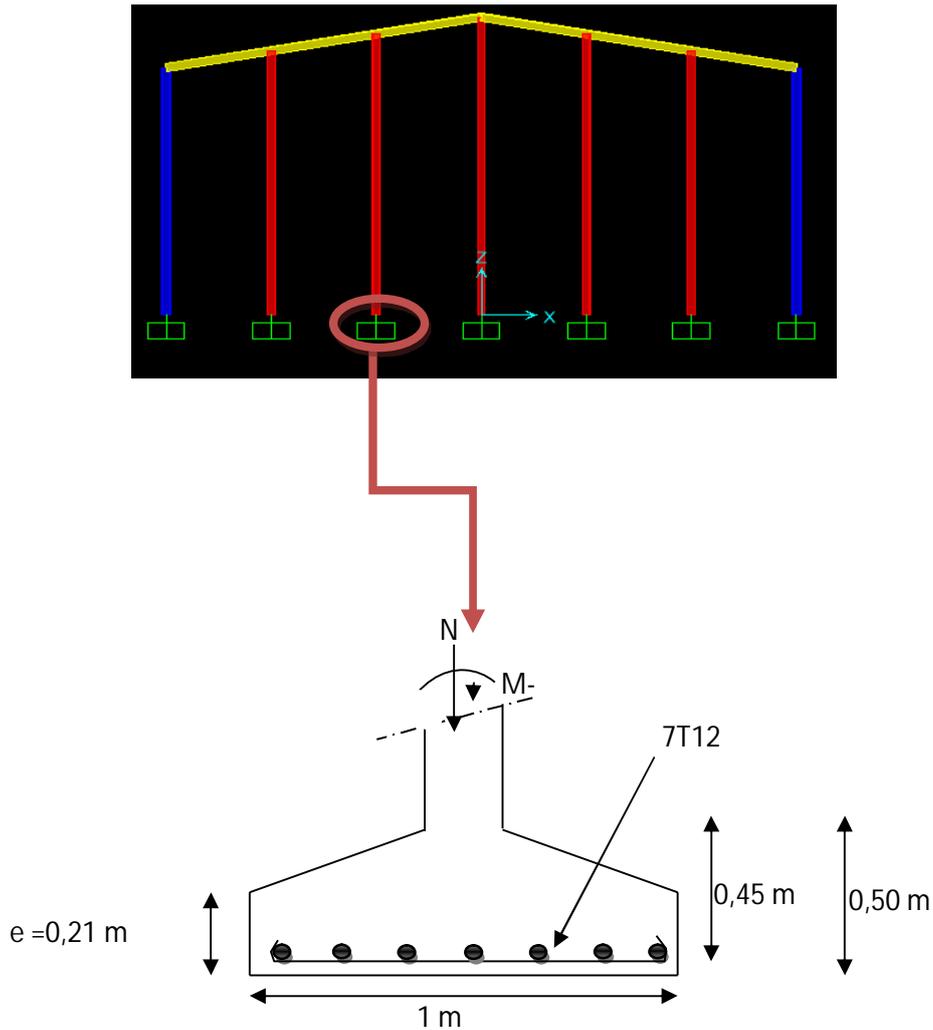


Figure VIII 1 Ferrailage de la semelle

$$e \geq \max(6\phi + 6\text{cm}; 15\text{cm}; 12\phi + 6\text{cm})$$

$$e \geq (13,2; 15; 20,4) = 21\text{cm}$$

Donc on utilise ce type d'ancrage :



Semelle intermédiaire :

	AxB (m ²)	d (cm)	ht (cm)	e (cm)	Ast (cm)	St (cm)
Semelle	1 × 1	45	50	21	7Ø12	15

Tableau VIII 2 Récapitulatif des résultats de la semelle

VIII.6.CALCUL DES LONGRINES :

Les longrines ont pour rôle de relier les semelles entre elles, elles sont soumises à un effort de traction.

VIII.6.1.Dimensionnement des longrines :

Selon le RPA99, pour un sol de type S_3 les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : 25 cm x 30 cm.

VIII.6.2.Calcul du ferrailage :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \max \left[\frac{N}{\alpha} ; 20 \text{ KN} \right]$$

Avec :

- α : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée, pour les sols S_3 ($\alpha = 15$)

L'ELU :

$$\frac{N_u}{\alpha} = \frac{108,149}{15} = 7,21 \text{ KN}$$

L'ELS :

$$\frac{N_s}{\alpha} = \frac{75,19}{15} = 5,01 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow F = \max[7,21; 5,01; 20] \text{ KN} = 20 \text{ KN}$$

$$A_{st} = \frac{F}{\sigma_{st}}$$

L'ELU :

$$A_{stu} = \frac{F}{\sigma_{stu}} = \frac{0,02}{347,82} = 0,57 \text{ cm}^2$$

L'ELS :

$$A_{sts} = \frac{F}{\sigma_{sts}} = \frac{0,02}{201,6} = 0,99 \text{ cm}^2$$

Le RPA99 exige une section minimale : $A_{min} = 0,6\% B = 0,6\% (25 \times 30) = 4,5 \text{ cm}^2$

On prend donc $A_{st} = 6T12 = 6,79 \text{ cm}^2$

VIII.6.3 Vérification de condition de non fragilité :

$$A_{st} \leq 0,23 b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e}$$
$$\left\{ \begin{array}{l} A_{st} = 6,79 \text{ cm}^2 \\ 0,23 b \cdot d \cdot \frac{f_{c28}}{f_e} = 0,23 \cdot 25 \cdot 30 \cdot \frac{25}{400} = 10,78 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VIII.6.4. Calcul d'armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_{min}; \frac{b}{10}\right)$$
$$\Rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{300}{35}; 1; \frac{250}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(8,5; 1; 25) \text{ mm}$$

Alors on prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$

VIII.6.5.1 Calcul d'espacement des cadres :

Le RPA99 exige des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser :

$$S_t \leq (20 \text{ cm}; 15\phi_t)$$
$$\Rightarrow S_t \leq (20 \text{ cm}; 12 \text{ cm}) \text{ Alors on adopte un espacement } S_t = 10 \text{ cm.}$$

CONCLUSION

Conclusion

Il est facile, voir aisée, d'« échafauder » sur papier un plan le plus parfait et de présenter un projet théorique le plus « beau » du monde, encore faut-il que cela soit concrètement réalisable sur le terrain et que tous les éléments soient entièrement réunis.

Chaque cas est spécifique dans sa conception et sa réalisation, ce qui implique à ce titre un traitement spécifique tenant compte de tous les facteurs endogènes et exogènes.

Il est indéniable que, d'une manière générale, dans n'importe quelle discipline bien définie, la formation de l'homme n'est jamais complète et reste toujours à parfaire.

Notoirement, il est connu et reconnu que l'être humain est un éternel insatisfait et qu'il cherche en permanence à améliorer ses connaissances et les ouvrages qu'il sera amené à réaliser. Cet état d'esprit ouvre la voie à l'innovation, le perfectionnement et la maîtrise des sujets à traiter.

Néanmoins, dans l'absolu, ceci n'est pas suffisant. Il importe d'abord et avant tout d'aimer son métier, de le pratiquer avec sagacité, clairvoyance et pragmatisme, ce qui nécessite en sus une panoplie de qualités telles que l'esprit d'équipe, le sens du commandement, l'honnêteté intellectuelle, le sens de l'écoute et une disponibilité à toute épreuve.

Notre modeste projet de fin d'études, indéniablement perfectible, consiste à présenter, dans son aspect théorique, étude comparative du choix et positionnement du contreventement sur la réponse de la structure.

Ce travail nous a permis de mettre en pratique l'enseignement acquis et d'approfondir davantage nos connaissances en analyse et calcul de structure, tant ceux obtenus par l'utilisation de logiciels que ceux issus des vérifications et dimensionnements manuels.

Ce projet nous a ainsi donné l'occasion de nous familiariser avec les différents outils informatiques utilisés dans la profession (SAP 2000, Autocad) et de maîtriser les différentes dispositions légales et réglementaires régissant les principes et les concepts de calcul d'ouvrages dans le domaine du bâtiment et de la construction.

Nous espérons avoir été à la hauteur de nos modestes prétentions et que cet humble travail servira comme point de départ à d'autres travaux qui pourront l'enrichir, l'améliorer et le compléter.

Annexe A

Chapitre II : Evaluation des charges

A.1 Effet de la neige

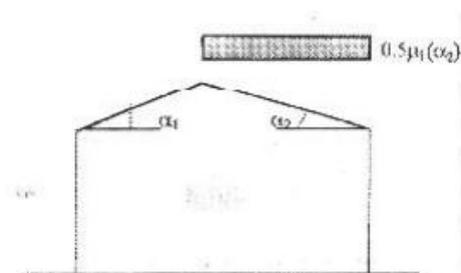


Figure 6.2 : Coefficient de forme - Toitures à deux versants

(α) angle du versant par rapport à l'horizontale (en °)	$0 \leq \alpha \leq 15^\circ$	$15 < \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60$
coefficient μ_1	0.8	0.8	$0.8 \left(\frac{60 - \alpha}{30} \right)$	0.0
coefficient μ_2	0.8	$0.8 + 0.6 \left(\frac{\alpha - 15}{30} \right)$	$1.1 \cdot \left(\frac{60 - \alpha}{30} \right)$	0.0

Tableau 6.2 : Coefficients de forme - Toitures à deux versants

A.2 Effet du vent

Zone	q_{ref} (N/m ²)	q_{temp} (N/m ²)
I	375	270
II	470	340
III	575	415

Tableau 2.3 : Valeurs de la pression dynamique de référence

Catégories de terrain	K_T	z_0 (m)	z_{min} (m)	ϵ
I En bord de mer, au bord d'un plan d'eau offrant au moins 5 km de longueur au vent, régions lisses et sans obstacles.	0,17	0,01	2	0,11
II Régions de culture avec haies et avec quelques petites fermes, maisons ou arbres.	0,19	0,05	4	0,26
III Zones industrielles ou suburbaines, forêt, zones urbaines ne rentrant pas dans la catégorie de terrain IV	0,22	0,3	8	0,37
IV Zones urbaines dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m.	0,24	1	16	0,46

Tableau 2.4 : Définition des catégories de terrain

Site	$C_s(z)$
site plat ($\Phi < 0,05$, voir § 4.3.4)	1
site aux alentours des vallées et oueds sans effet d'entonnoir	1
site aux alentours des vallées et oueds avec effet d'entonnoir	1,3
site aux alentours des plateaux	1,15
site aux alentours des collines	1,15
site montagneux	1,5

Tableau 2.5 : Valeurs de $C_s(z)$

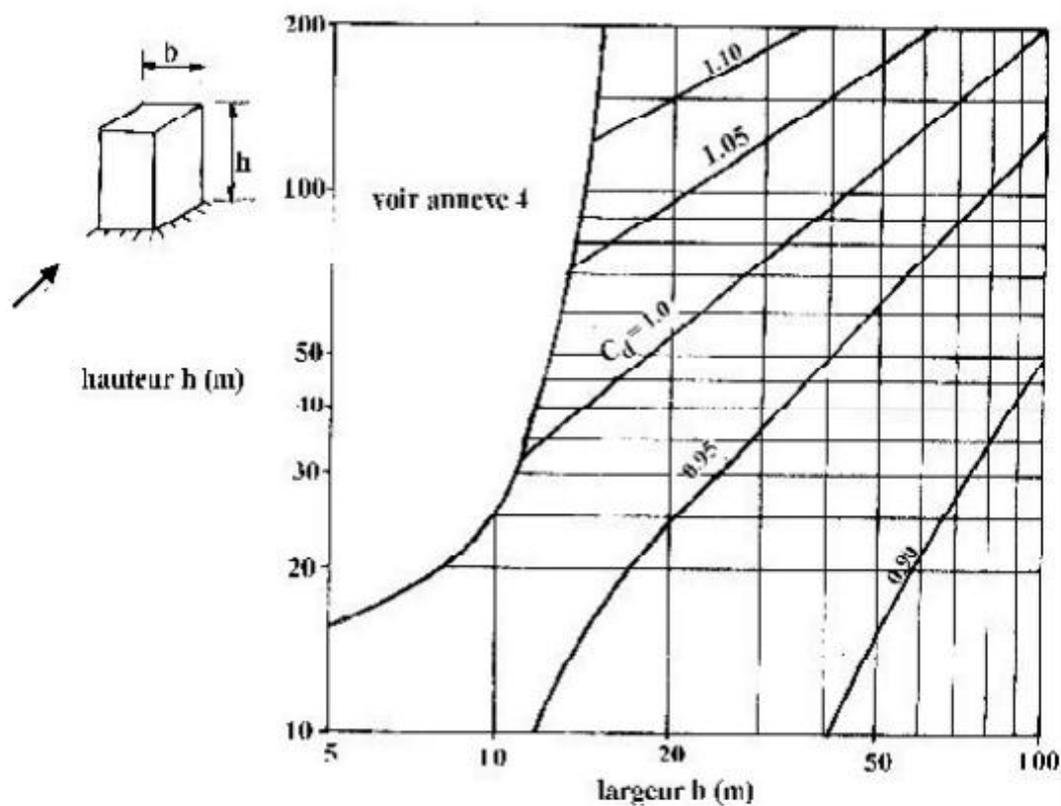


Figure 3.2 : Valeurs de C_d pour les structures métalliques

A.3 Force de frottement

Etat de surface	Coefficient de frottement
Lisse (acier, béton lisse, ondulations parallèles au vent, paroi enduite, etc.)	0,01
Rugueux (béton rugueux, paroi non enduite, etc.)	0,02
Très rugueux (ondulations perpendiculaires au vent, nervures, plissements, etc.)	0,04

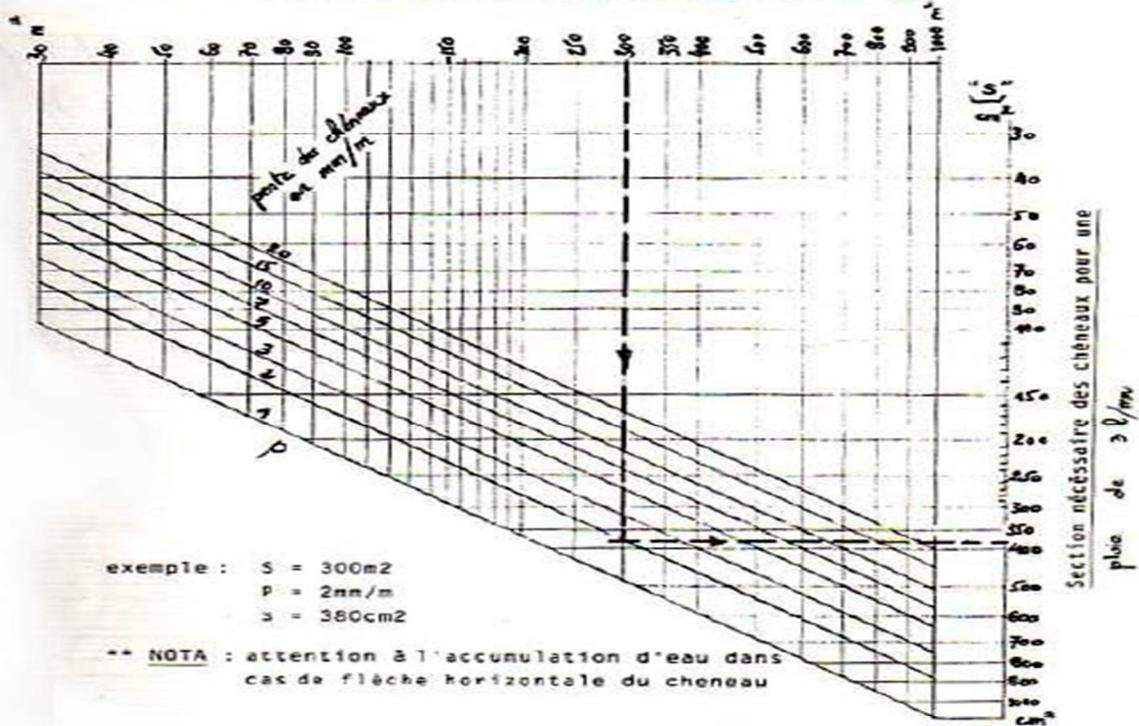
Tableau 2.1. : Valeurs des coefficients de frottement

Annexe B

Chapitre II : Dimensionnement

III 11 1 - CALCUL DE LA SECTION DES CHENEAUX

"S" Surfaces en plan des combles desservis en m²



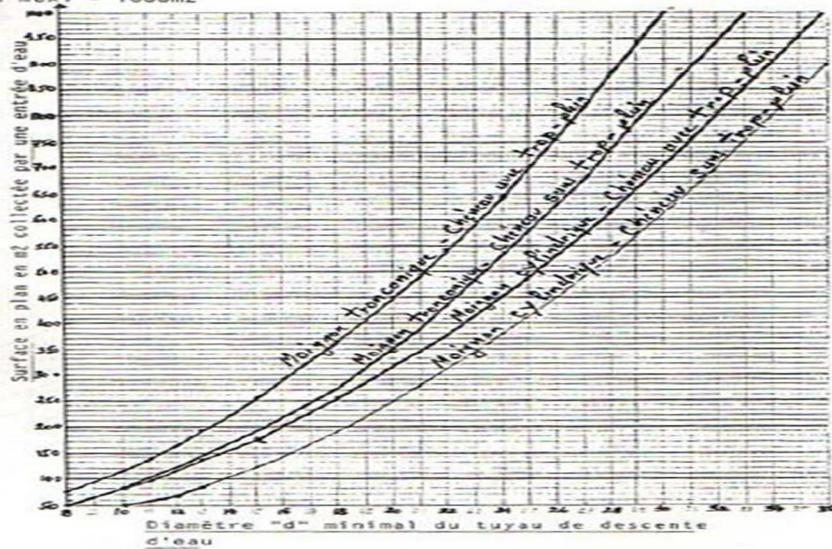
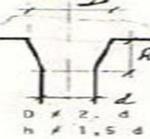
III 11 2 - CALCUL DU DIAMETRE DES DESCENTES D'EAU

(écartement maxi des descentes - 30m)
 (d mini = 8cm)
 u maxi = 1000m²

soignon cylindrique



soignon tronconique



Annexe C

Chapitre V : Etude sismique

Tableau 4.1. : Coefficient d'accélération de zone A.

Groupe	Zone		
	I	II	III
1A	0,12	0,25	0,35
1B	0,10	0,20	0,30
2	0,08	0,15	0,25
3	0,05	0,10	0,15

Tableau 4.2 : Valeurs de ξ (%)

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau 4.7 : Valeurs de T_1 et T_2

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T ₁ (sec)	0,15	0,15	0,15	0,15
T ₂ (sec)	0,30	0,40	0,50	0,70

Tableau 4.3 : valeurs du coefficient de comportement R

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
A	<u>Béton armé</u>	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2
B	<u>Acier</u>	
7	Portiques autostables ductiles	6
8	Portiques autostables ordinaires	4
9a	Ossature contreventée par palées triangulées en X	4
9b	Ossature contreventée par palées triangulées en V	3
10a	Mixte portiques/palées triangulées en X	5
10b	Mixte portiques/palées triangulées en V	4
11	Portiques en console verticale	2
C	<u>Maçonnerie</u>	
12	Maçonnerie porteuse chaînée	2,5

Tableau 4.6 : valeurs du coefficient C_T

Cas n°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

Tableau 4.4.: valeurs des pénalités P_q

Critère q »	P_q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

CHARGES ET SURCHARGES (DTR B.C 2.2) ministère de l'habitat et de l'urbanisme (ALGERIE).

LAHLOU.D(2012) CALCUL DES ELEMENT DE CONSTRUCTION METALLIQUE SELON L'EUROCODE3 (Office Des Publication Universitaire).

REGLES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES STRUCTURES EN ACIER « CCM97 » ministère de l'habitat et de l'urbanisme,(ALGERIE).

REGLES NEIGE ET VENT « RNV99 » (DTR .C2-4.7) ministère de l'habitat et de l'urbanisme.

REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES « RPA99 VERSION 2003 » ministère de l'habitat et de l'urbanisme.

REGLES TECHNIQUES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES OUVRAGES ET DES CONSTRUCTIONS EN BETON ARME suivant la méthode des états limites « **BAEL91** » ministère de l'habitat et de l'urbanisme.

Calcul pratique des structures métalliques. "Dr. M. BELAZOUGUI", Alger (Algérie), (2008).

PFE MASTER CONSTRUCTION METALLIQUE(UNIVERSITE DE TLEMCEM)