

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

UNIVERSITÉ BADJI MOKHTAR - ANNABA  
BADJI MOKHTAR – ANNABA UNIVERSITY



جامعة باجي مختار – عنابة

Faculté : Sciences de l'Ingéniorat  
Département : Génie Civile  
Domaine : Sciences et technologies  
Filière : Génie Civile  
Spécialité : charpente métallique et mixte.

## Mémoire

Présenté en vue de l'obtention du Diplôme de Master

**Thème:**

**Etude et dimensionnement d'un bâtiment R+3 en charpente métallique à usage multiples**

**Présenté par :**

*Djaba abdeldjalil*

*Guerras kheireddine*

**Encadrant :**

*Slimani Fayçal*

*MCB*

UNIVERSITE BADJI MOKHTAR -ANNABA

## Jury de Soutenance :

Nom et prénom	Grade	Université	Président
KOUIDER Nadia	M.C.B	Badji Mokhtar Annaba	Président
Slimani Fayçal	M.C.B	Badji Mokhtar Annaba	Encadrant
MEZIGHECHE Nawel	M.A.A	Badji Mokhtar Annaba	Examineur

**Année Universitaire : 2020/2021**

# Sommaire

## Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.

I.1 Présentation de l'ouvrage: .....	1
I.1.1. Données géométriques de l'ouvrage .....	1
I.1.2. Localisation et données concernant le site .....	2
I.2. Règlements techniques .....	2
I.2.1. Règlements utilisés .....	2
I.2.2. Logiciels utilisés .....	2
I.3. Matériaux utilisés .....	2
I.3.1 Acier .....	2
I.3.2. Bac d'acier .....	3
I.3.3. Béton .....	3
I.4. Assemblages .....	4
I.5. Conception de l'ouvrage .....	4
I.5.1. Conception architecturale .....	4
I.5.2. Conception structurale .....	5

## Chapitre II : Evaluations des charges.

Introduction .....	9
II.1 Surcharge permanente .....	9
II.1.1 Plancher étage courant .....	9
II.1.2. Plancher terrasse inaccessible .....	10
II.1.3. cloisons extérieurs .....	10
II.1.4. l'acrotère .....	11
II.2 Surcharges d'exploitations .....	11



II.3. Surcharges climatiques .....	11
II.3.1 Effet de la neige .....	11
II.3.2. Effet du vent .....	12

## Chapitre III : Pré dimensionnement des éléments.

III.1. Pré dimensionnement .....	14
III.1.1. Pré dimensionnement des solives .....	14
III.1.2. Pré-dimensionnement des poutres .....	18
III.1.2.1. Poutres principale de niveau terrasse .....	18
III.1.2.2. Pré-dimensionnements des poutres secondaires .....	27
III.1.3. Pré- dimensionnement des poteaux .....	29
III.1.3.1. Descente des charges .....	30
III.1.3.2. Poteau central .....	30
III.1.3.3. Poteau de rive .....	33

## Chapitre IV : Etude des éléments secondaires.

Introduction .....	36
IV.1. L'acrotère .....	36
IV.1.1. Hypothèse de calcul .....	36
IV.1.2. Dimensionnement .....	37
IV.1.3. Ferrailage .....	39
IV.1.3.1. Calcul de l'excentricité .....	39
IV.1.3.2. Calcul de l'élancement .....	39
IV.1.3.3. L'excentricité additionnelle .....	39
IV.1.3.4. Schéma de ferrailage .....	44
IV.2. Etude des escaliers .....	45
IV.2.2. Dimensionnement des escaliers .....	46
IV.2.2.1. Rez de chausser (4 volée) .....	46



IV.2.2.2. Etage courant (3 volée) .....	54
IV.2.3. Calcul des escaliers en béton armé .....	56
IV.3. Etude de plancher mixte .....	59
IV.3.1. Calcul de plancher mixte .....	59
IV.3.2. Etude des planchers courants .....	61
IV.3.2.1. Vérification au stade de montage .....	61
IV.3.2.2. Vérification après exécution .....	62
IV.3.3. Etude des planchers terrasse .....	67
IV.3.3.1. Vérification au stade de montage .....	67
IV.3.3.2. Vérification après exécution .....	68
IV.4. Dimensionnement de la connexion.....	73
IV.4.1. Résistance des connecteurs au cisaillement .....	73
IV.4.2. Dimensionnement de la connexion de la poutre .....	74

## Chapitre V : Etude sismique.

V.1. Introduction.....	77
V.2. méthode statique équivalente .....	77
V.2.1. conditions d'application .....	77
V.2.2. principe de la méthode .....	77
V.2.3. Calcul de l'effort tranchant V à la base .....	78
V.2.4. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur.	81
V.2.5. Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur .....	82
V.2.6. Calcul du centre de masse de la structure .....	82
V.2.7. Calcul du centre de torsion de la structure .....	82
V.2.8. Calcul de l'excentricité .....	83

## Chapitre VI : Analyse de la structure.

VI.1. Modélisation de la structure étudiée. ....	84
VI.2. Description du logiciel Robot millenium. ....	84



VI.3. Etapes de la modélisation de la structure sous Robot.....	84
VI.4. vérification de la structure selon le ROBOT 2014. ....	85
VI.5. Les déplacements.....	88
VI.6. justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ . ....	89

## Chapitre VII. Vérification de l'ossature.

VII. Introduction .....	91
VII.1. Vérification de la poutre principale .....	91
VII.2. Vérification de la poutre secondaire (sablière) .....	93
VII.3. Vérification des poteaux.....	94
VII.4. Dimensionnement des contreventements .....	96
VII.4.1. Dans la Direction X .....	98
VII.4.2. Dans la Direction Y .....	98

## Chapitre VIII : les assemblages.

VIII.1. Introduction .....	102
VIII.2. Vérification des assemblages .....	103
VIII.2.1. Assemblage solive poutre principale.....	103
VIII.2.2. Assemblage poteau-poutre principale .....	112
VIII.2.3. Assemblage poteau - poutre secondaire .....	117
VIII.2.4. Assemblage poteau-poteau .....	120
VIII.2.4.1. Dimensionnement des couvre -joint de la semelle.....	120
VIII.2.4.2. Dimensionnement des couvre -joint de l'âme.....	122
VIII.2.5. Assemblage pied de poteau .....	124
VIII.2.5.1. Dimensionnement de la plaque d'assise .....	124
VIII.2.5.2. Vérification de la tige d'ancrage .....	126
VIII.2.6. Assemblage de contreventement en « V » inversé.....	127
VIII.2.6.1. Assemblage gousset-poutre principale .....	127



VIII.2.6.2. Assemblage des diagonales sur le gousset .....	128
--	-----

## Chapitre IX : les fondations.

IX.1. Introduction .....	130
IX.2. Etude des fondations.....	130
IX.3. Classification des fondations .....	130
IX.3.1. Fondations superficielles.....	130
IX.3.2. Fondations profondes .....	130
IX.3.3. Choix des fondations.....	131
IX.4. Dimensionnement des semelles sous poteaux.....	131
IX.4.1. Sollicitation sur fondation.....	132
IX.4.2. Vérification des contraintes à l'ELS.....	133
IX.4.3. Vérification de la stabilité.....	134
IX.4.4. Ferrailage de la semelle isolée.....	134
IX.4.5. Calcul l'espace des cadres.....	135
IX.5. schéma de ferrailage de semelle isolée.....	135

## Chapitre X : protection de la structure.

X.1.Introduction. ....	136
X.2.La corrosion.....	136
X.2.1.Protection par peinture.....	136
X.2.2.Mise en œuvre. ....	137
X.3.Le feu. ....	138
X.3.1.La peinture intumescente.....	139
X.3.2.L'alarme anti-incendie.....	140
X.4.Conclusion.....	140
CONCLUSION .....	141



Référence bibliographique .....	142
---------------------------------	-----

## **Liste des tableaux.**

### **Chapitre I. présentation de l'ouvrage :**

Tableau I .1 : Caractéristique des nuances d'acier .....	2
--	---

### **Chapitre II. Evaluation des charges :**

Tableau II.1 : Charge permanente d'un plancher courant.....	9
Tableau II.2 : Charge permanente pour terrasse.....	10
Tableau II.3 : Charge permanente pour cloisons extérieurs.....	10
Tableau II.4 : Charge permanente de l'acrotère.....	11

### **Chapitre III. Pré dimensionnement des éléments:**

Tableau III.1 : Charges sur les solives de niveau terrasse.....	15
Tableau III.2 : Charges sur les solives d'étage courant.....	15
Tableau III.3 : Combinaison de charge a l'ELS.....	15
Tableau III.4 : Caractéristique de profilé.....	16
Tableau III.5. Combinaisons de charges à L'ELU.....	16
Tableau III.6 : Charges sur les poutres de niveau terrasse.....	18
Tableau III.7 : Charges sur les sommiers d'étage courant.....	19
Tableau III.8 : Combinaison de charge a L'ELS pour les poutres de la terrasse.....	19
Tableau III.9 : Caractéristiques de profilé.....	20
Tableau .III.10 : combinaison de charge a L'ELU pour les sommiers de la terrasse.....	20
Tableau III.11 : Charges sur les poutres de niveau terrasse.....	21
Tableau III.12 : Charges sur les sommiers d'étage courant.....	22



Tableau III.13 : Combinaison de charge a L'ELS pour les poutres de la terrasse.....	22
Tableau III.14 : Caractéristiques de profilé.....	23
Tableau III.15 : combinaison de charge a L'ELU pour les sommiers de la terrasse.....	23
Tableau III.16 : Charges sur les poutres de niveau terrasse.....	24
Tableau III.17 : Charges sur les sommiers d'étage courant.....	24
Tableau III.18 : Combinaison de charge a L'ELS pour les poutres de la terrasse.....	25
Tableau III.19 : Caractéristiques de profilé.....	25
Tableau III.20 : combinaison de charge a L'ELU pour les sommiers de la terrasse.....	26
Tableau III.21 : Charges sur sablières de niveau terrasse.....	27
Tableau III.22 : Combinaison de charge a L'ELS pour les sablières de la terrasse.....	27
Tableau III.23 : Caractéristiques de profilé.....	28
Tableau III.24 : combinaison de charge a L'ELU pour les sablières de la terrasse. ....	28
Tableau III.25: Charge sur poteau intermédiaire(le plus sollicité).....	31
Tableau III.26: Charge sur poteau de rive.....	34
Tableau III.27: Tableau des sections des éléments.....	35

## Chapitre IV. Etude des éléments secondaires :

Tableau IV.1 : Evaluation des moments et efforts tranchants.....	38
Tableau IV.2 : Evaluation des sollicitations.....	38
Tableau IV.3 : Evaluation des sollicitations après majoration.....	40
Tableau IV.4 : Dimension des éléments pour l'escalier type 1 et type2.....	54
Tableau IV.5: Charge permanente de palier.....	57
Tableau IV.6 : Charge permanente de volée.....	58



Tableau IV.7 : Résultats des calculs.....	65
---	----

## Chapitre V. étude sismique :

Tableau V.1 : Poids total de structure.....	80
Tableau V.2 : Paramètre de l'effort tranchant.....	80
Tableau V.3 : La force sismique selon la hauteur.....	81
Tableau V.4 : L'effort tranchant selon la hauteur.....	82
Tableau V.5 : les coordonnées du centre de masse.....	82
Tableau V.6 : les coordonnées du centre de torsion.....	83
Tableau V.7 : tableau des résultants de l'excentricité.....	83

## Chapitre VI: Analyse de la structure.

Tableau VI.1 : Tableau des résultats.....	85
Tableau VI.2 : Vérification de l'effort tranchant.....	85
Tableau VI.3 : Vérification des déplacements.....	89
Tableau VI.4 : Vérification de la condition.....	90

## Chapitre VII. Vérification de l'ossature :

Tableau VII.1 : Sollicitations dans les poteaux .....	95
---	----



## Liste des figures

### Chapitre I. présentation de l'ouvrage :

Figure I.1 : Vue en 3D du bâtiment.....	1
Figure.I.2: profile HI BOND 55.800.....	3
Figure I.3 : Vue des façades de la structure.....	5
Figure I.4 : constitution d un plancher collaborant.....	6
Figure I.5 : Contreventements en $\Lambda$ transversalement.....	7
Figure I.6 : Contreventements en $\Lambda$ longitudinalement.....	7
Figure I.7 : cage d'escalier.....	8
Figure I.8 : acrotère.....	8

### Chapitre II. Evaluation des charges :

Figure II.1 : plancher étage courant.....	9
Figure II.2 : plancher terrasse.....	10

### Chapitre III. Pré dimensionnement des éléments:

Figure III.1 : Schéma statique des solives.....	14
Figure III.2: Descente de charge.....	30
Figure III.3 : Poteau centrale.....	31
Figure III.4 : Poteau de rive.....	33

### Chapitre IV. Etude des éléments secondaires :

Figure IV.1. Dimension de l'acrotère.....	36
---	----

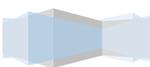


Figure IV.2 : Coupe transversale et longitudinale de l'acrotère.....	37
Figure IV.3 : Ferrailage de l'acrotère.....	44
Figure IV.4 : Présentation de l'escalier. ....	45
Figure IV.5 : Schéma statique de l'escalier réez de chausser.....	46
Figure IV.6 : Schéma de la conception d'une marche.....	47
Figure IV.7 : Schéma Statique de la cornière.....	47
Figure IV.8 : Schéma statique de l'escalier type 1.....	48
Figure IV.9 : Schéma statique de la poutre palière.....	51
Figure IV.10 : Schéma statique de l'escalier réez de chausser 4ème volée.	52
Figure IV.11 : Schéma statique de l'escalier 2.....	53
Figure IV.12 : Schéma statique de l'escalier étage courant 3 volées.....	54
Figure IV.13 : Schéma statique de l'escalier étage courant 4ème volée...	55
Figure IV.14: Eléments constructif d'un plancher collaborant.....	59
Figure IV.15 : Dimensions de la poutre mixte.....	60
Figure IV.16 : Diagramme des contraintes de flexion.....	65
Figure IV.17 : Diagramme de cumul des contraintes de flexion.....	66
Figure IV.18 : Diagramme des contraintes de flexion.....	70
Figure IV.19 : Diagramme de cumul des contraintes de flexion.....	72
Figure IV.20 : Connexion acier-béton.....	73
Figure IV.21 : Goujon à tête soudée avec dalle mixte.....	74

## Chapitre V. étude sismique :

Figure V.1 : Les forces sismiques.....	83
--	----

## Chapitre VI : Analyse de la structure.

Figure VI.1 : Contreventements transversales.....	86
Figure VI.2 : Contreventements longitudinales niveau $y=0.00m$ .....	87

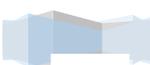


Figure VI.3 : Contreventements longitudinales niveau $y=7.50\text{m}$ .....	87
Figure VI.4 : Contreventements longitudinales niveau $y=19\text{ m}$ .....	88
Figure VI.5 : Les déplacements selon axe (xx, yy).....	89

## Chapitre VII. Vérification de l'ossature :

Figure VII.1 : Les contreventements dans le sens X.....	96
Figure VII.2 : Les contreventements dans le sens Y.....	99

## Chapitre VIII. Les assemblages :

Figure VIII.1 : Différents types d'assemblages.....	102
Figure VIII.2 : Schéma statique de l'assemblage poutre-solive.....	103
Figure VIII.3 : Assemblage Poutre- Solive.....	104
Figure VIII.4 : Schéma statique de l'assemblage poutre-solive .....	107
Figure VIII.5 : Schéma de l'assemblage poutre principal-solive. ....	109
Figure VIII.6 : Assemblage poteau poutre par une platine.....	112
Figure VIII.7: Assemblage de poteau-poutre secondaire par double cornière.....	117
Figure VIII.8 : Assemblage poteau-poteau par couvre joint.....	120
Figure VIII.9 : Pieds de poteau.....	124
Figure VIII.10 : Assemblage de contreventement en V inversé.....	127
Figure VIII.11 : Assemblage des diagonales sur le gousset.....	128
Figure VIII. 12: Disposition géométrique.....	128

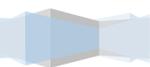
## Chapitre IX. Les fondations :

Figure IX.1 : Semelle isolée sous poteau.....	132
Figure IX.2. Vue de face d'une semelle.....	133
Figure IX.3 : Schéma de ferrailage de semelle isolée.....	135



## Chapitre X. Protection de la structure :

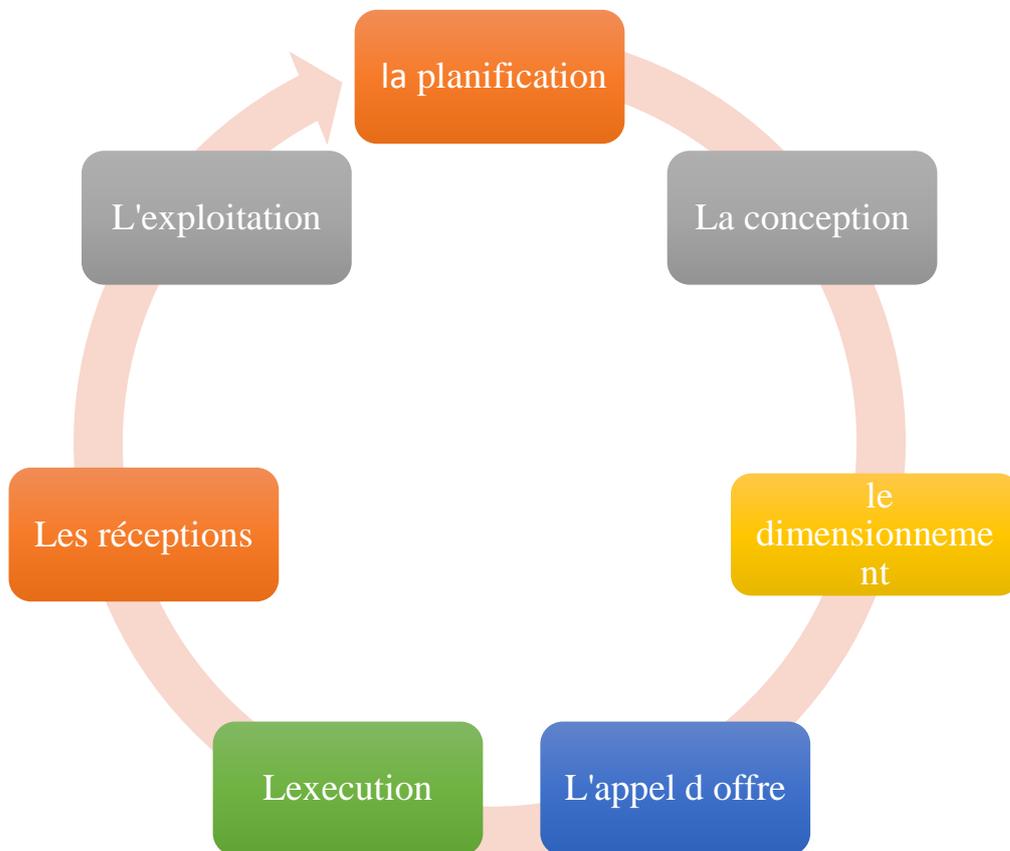
Figure X.1 : la corrosion.....	136
Figure X.2 : peinture anticorrosion.....	137
Figure X.3 : différents matières de grenailage.....	138
Figure X.4 : Incendie d'une usine en acier tordu et fondue.....	138
Figure X.5 : la peinture intumescente.....	139
Figure X.6 : Couches de protection d'un profilé.....	140



## INTRODUCTION GENERALE

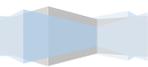
Le génie civil est un domaine très vaste, qui représente l'ensemble des techniques de construction civile, permettant aux ingénieurs de concevoir et de construire des ouvrages capables de résister aux multiples phénomènes suite à des procédés de réalisation selon les besoins et les capacités : construction en béton armé, en précontraint, charpente en bois ou charpente métallique.

Un projet de génie civil peut être scindé en plusieurs phases :



D'une manière rigoureuse notre contribution sera une mise en œuvre de l'ensemble des connaissances scientifiques acquise lors de notre formation de master, afin de dimensionner un édifice en charpente métallique en assurant son bon fonctionnement et respecter ultérieurement et tout au long du processus de l'étude, la stabilité d'ouvrage vis-à-vis toutes les actions qui leur sont appliquées





# Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

## I.1.Présentation de l'ouvrage :

Ce projet consiste à dimensionner et à étudier un bâtiment R+3 en charpente métallique à usage multiples, implantée au plateau de wilaya de BEJAIA.

### I.1.1. Données géométriques de l'ouvrage :

- Longueur total du bâtiment..... **45,00m.**
- Largeur total du bâtiment..... **24,70m.**
- Hauteur total du bâtiment seul..... **19.20m.**
- Hauteur d'étage HE (1, 2,3) .....**4,40 m.**
- Hauteur de RDC ..... **6,00 m.**
- La circulation en élévation dans le bâtiment est assurée par un escalier.
- La terrasse inaccessible avec un acrotère en béton armé de **60 cm** d'hauteur.

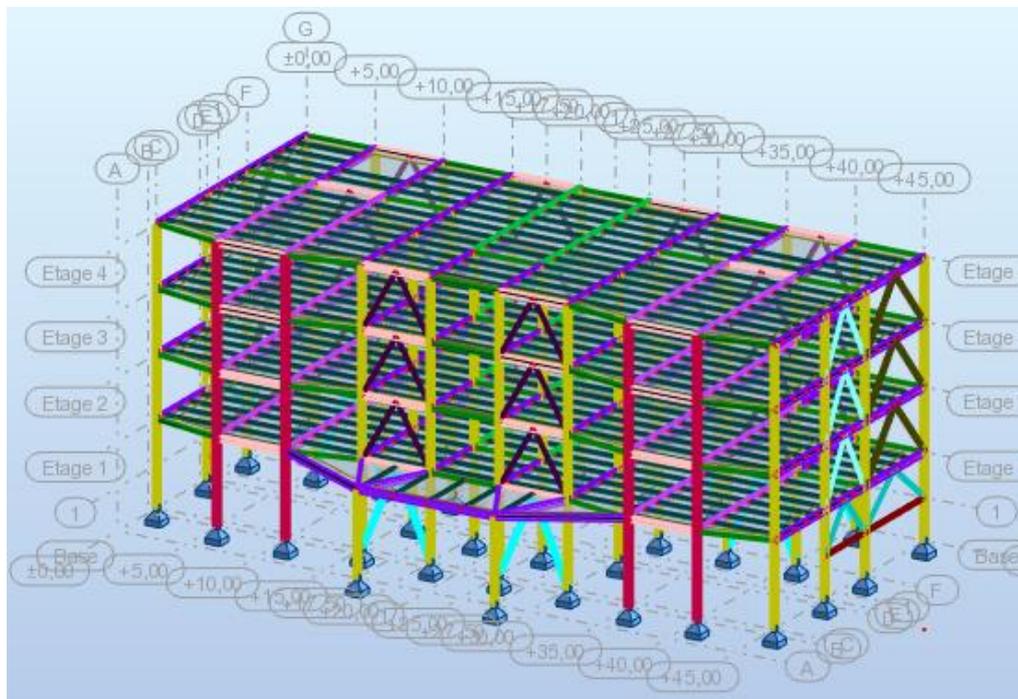
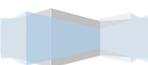


Figure I.1 : Vue en 3D du bâtiment.



### I.1.2. Localisation et données concernant le site :

- Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone de moyenne sismicité (**zone II a**).
- Hypothèses climatique : **zone A** pour la neige, **zone I** pour le vent (selon le RNV99).
- La contrainte admissible du sol est de  $\approx 2.5$  bars
- Le bâtiment est à usage multiples dont le **groupe d'usage 2**.
- Le site est considéré comme très meuble (**S4**).

### I.2. Règlements techniques :

#### I.2.1. Règlements utilisés :

- ✓ RPA99/2003 (règles parasismique Algériennes version 2003).
- ✓ Eurocode 4 (conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton).
- ✓ D.T.R.B.C.2.2 (charges permanentes et charges d'exploitations)
- ✓ D.T.R.C 2-4.7 (règlement neige et vent « RNV99 »).
- ✓ BAEL 91-CBA93 (béton armé aux états limites).
- ✓ Eurocode 3 (règles de conception et de calcul des structures en acier « CCM 97 »).

#### I.2.2. Logiciels utilisés :

On a utilisé le logiciel AutoCAD 2016 pour l'élaboration des différents plans et figures, Et le logiciel Robot 2014 pour la modélisation de la structure.

### I.3. Matériaux utilisés :

#### I.3.1 Acier :

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

Nuance d'acier	Epaisseur (mm)			
	$t \leq 40\text{mm}$		$40\text{mm} < t \leq 100\text{mm}$	
	$F_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	$F_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	$F_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	$F_u$ (N/mm <sup>2</sup> )
<b>Fe 360</b>	235	360	215	340
<b>Fe 430</b>	275	430	255	410
<b>Fe 510</b>	355	510	355	490



### Tableau I.1 : Caractéristique des nuances d'acier.

La nuance choisie pour la réalisation de cet ouvrage est l'acier S235 caractérisé comme suit :

- ✓ 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 :  $\nu = 0,3$ .
- ✓ Module de cisaillement :  $G = E / (2(1 + \nu)) = 81\,000$  MPa.
- ✓ Coefficient de dilatation thermique :  $\alpha = 12 \cdot 10^{-6}$  C°.
- ✓ Masse volumique :  $\rho = 7850$  Kg/m<sup>3</sup>.

### I.3.2. Bac d'acier :

Le type de tôle utilisée est le model HI **BOND 55.800**. Cet élément forme un Coffrage pour la dalle en béton, il permet :

- ✓ D'assurer un coffrage efficace et étanche en supprimant les opérations de décoffrage.
- ✓ De constituer une plateforme de travail avant la mise en œuvre du béton.
- ✓ D'éviter souvent la mise en place des étais et gagner du temps.

$f_y = 320$ MPa : limite d'élasticité de l'acier de la tôle nervurée.

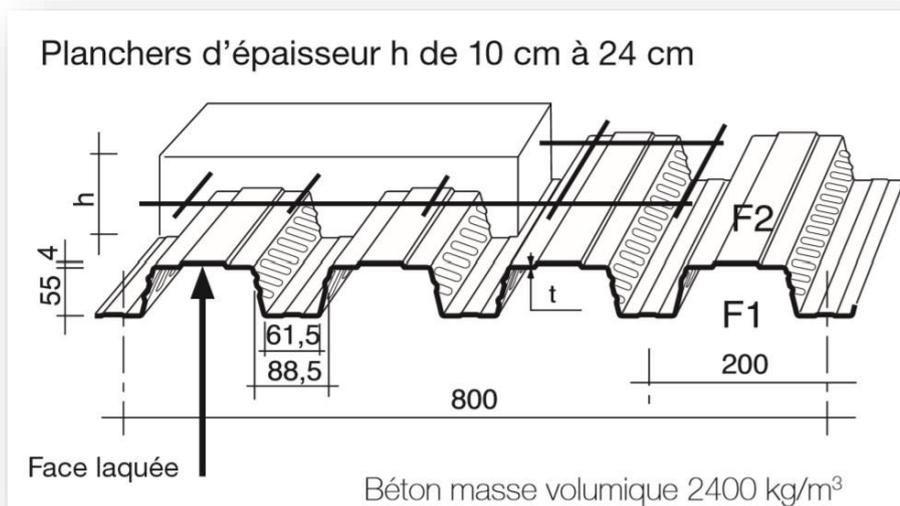


Figure I.2: profile HI BOND 55.800.



### I.3.3. Béton :

Pour les éléments des planchers et les fondations on a utilisé:

- ✓ Béton dosé à **350 kg/ m<sup>3</sup>**
- ✓ Béton de propreté dosé à **150 kg/m<sup>3</sup>**.

Les caractéristiques du béton :

- ✓ La résistance à la compression à 28 jours :  $f_{c\ 28} = \mathbf{25\ MPa}$ .
- ✓ La résistance à la traction à 28 jours est déduite de celle de compression par la relation :  $f_{t28} = \mathbf{0,6+0.06\ f_{c\ 28}}$ .
- ✓ Masse volumique :  $\rho = \mathbf{2500Kg/m^3}$ .
- ✓ Coefficient de dilatation thermique :  $\alpha = \mathbf{10-3\ C^\circ}$ .
- ✓ Coefficient de retrait :  $\varepsilon = \mathbf{4.10^{-6}}$ .

## **I.4.Assemblages :**

Les assemblages principaux des systèmes structuraux, assurant la stabilité sont :

- ✓ Boulon à haute résistance.
- ✓ Soudage dont la caractéristique mécanique est au moins équivalente à celles des nuances d'acier utilisées.

Pour notre cas, on a utilisé les boulons de haute résistance (HR) classe **10.9** ( $f_y=900\ MPa$ ,  $f_u=1000\ MPa$ ) et classe **8.8** ( $f_y=480\ MPa$ ,  $f_u=800\ MPa$ ) pour les assemblages rigides des portiques auto Stable.

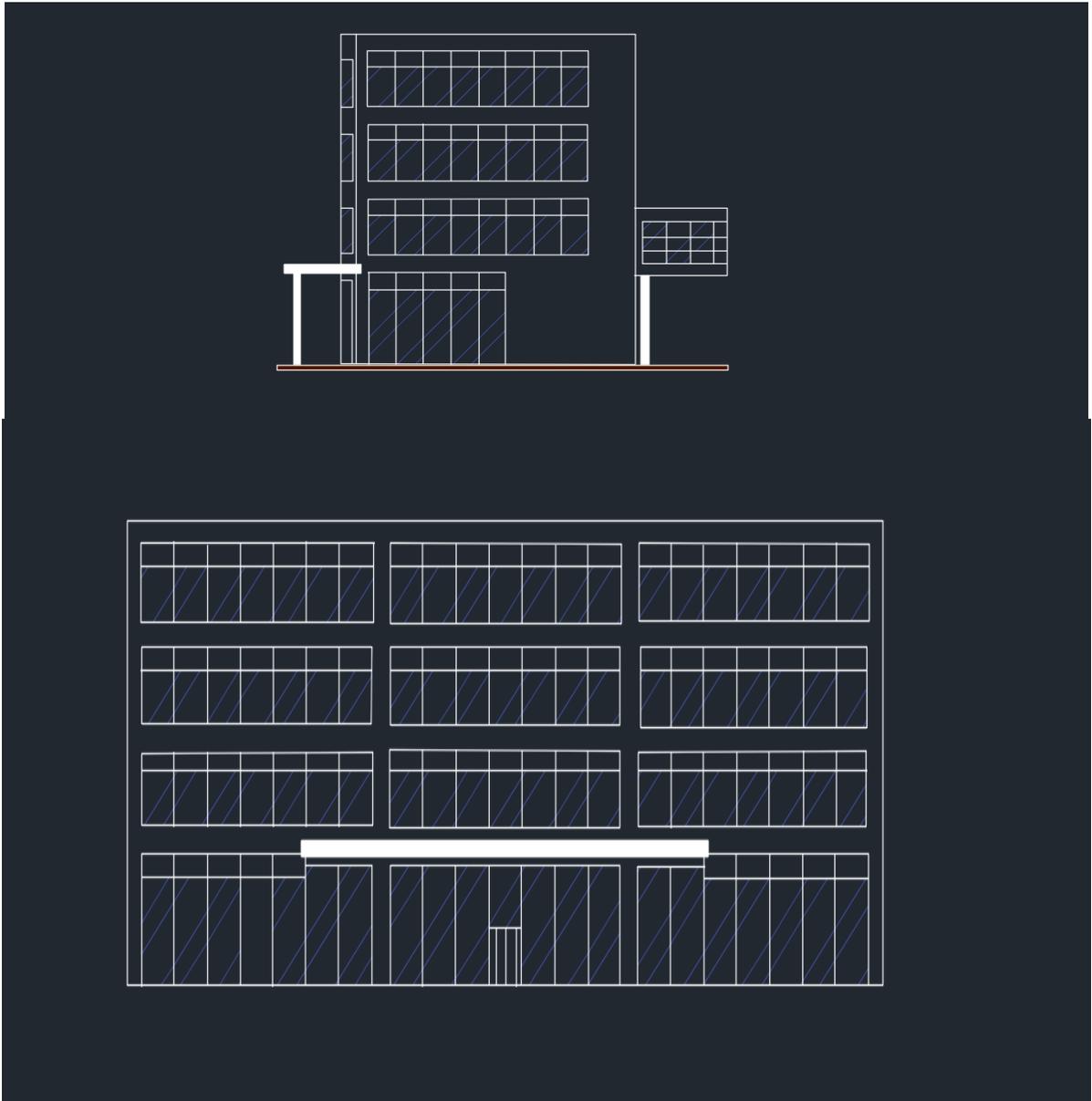
## **I.5. Conception de l'ouvrage :**

L'une des phases qui doit être traitée dans les premières lignes d'étude du projet est la phase de conception. On distingue dans cette phase :

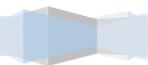
### **I.5.1. Conception architecturale :**

Notre bâtiment est composé d'un RDC et 3 étages. Le RDC et du 1er au 3ème étage seront destinés pour des bureaux et des salles de conférences.





**Figure I.3 : Vue des façades de la structure.**



## I.5.2. Conception structurale :

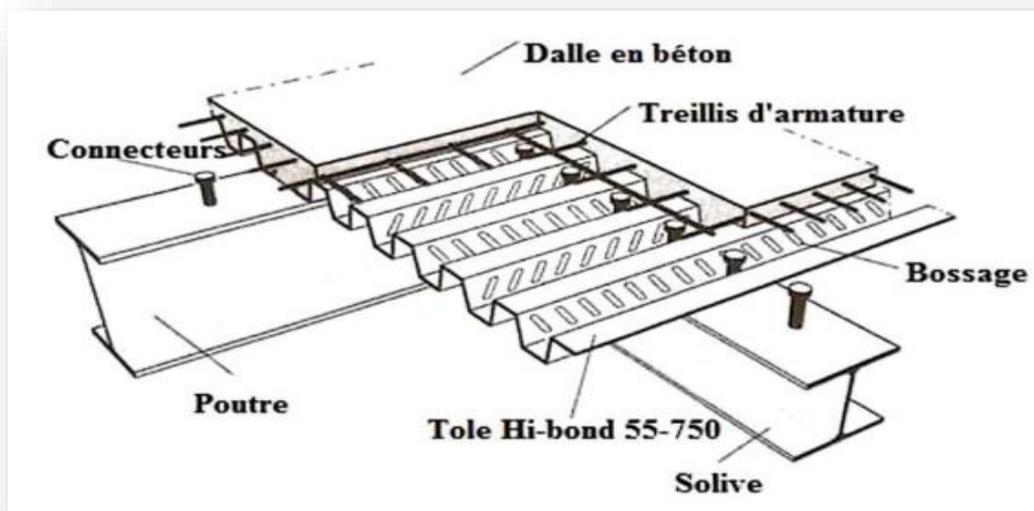
### 2.1 Structure horizontale :

Elle désigne les planchers courants et terrasses.

#### 2.1.1. les planchers courants :

Pour cette construction, concernant les planchers courants on a choisi des planchers mixtes à dalle collaborant dont la composition est illustrée sur la figure (I.4).

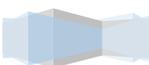
- Les bacs aciers sont de type Hi bond 55.800.
- L'épaisseur totale de la dalle BA y compris l'onde est de 10 cm.
- Les planchers reposent sur un ensemble de poutres et solives métalliques.
- La liaison entre la dalle, le bac en acier collaborant et la structure porteuse est assurée par des connecteurs.
- Les planchers mixtes à dalle collaborant étant la solution la plus économique et la plus judicieuse techniquement.



**Figure I.4 : constitution d'un plancher collaborant.**

#### 2.1.2. Plancher terrasse :

Il est identique aux plancher courants sauf que le versant est incliné par une pente. La partie supérieure comporte des couches supplémentaires (isolation thermique, gravier de protection, étanchéité de protection).



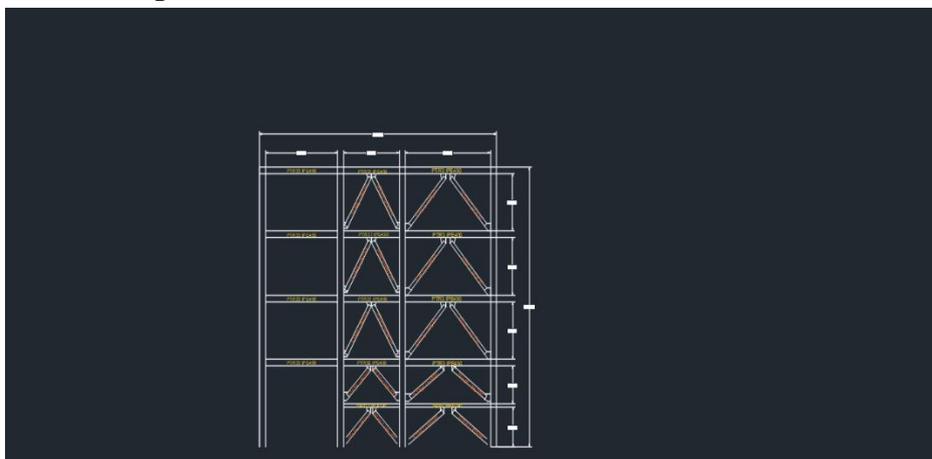
## 2.2 Structure verticale :

**a. Systèmes de stabilités :** La superstructure est principalement composée de murs en maçonnerie non porteurs.

- Les murs extérieurs : sont des revêtements en verre posé sur une ossature en aluminium.
- les murs intérieurs : Les murs sont en brique creuse de 10 cm.

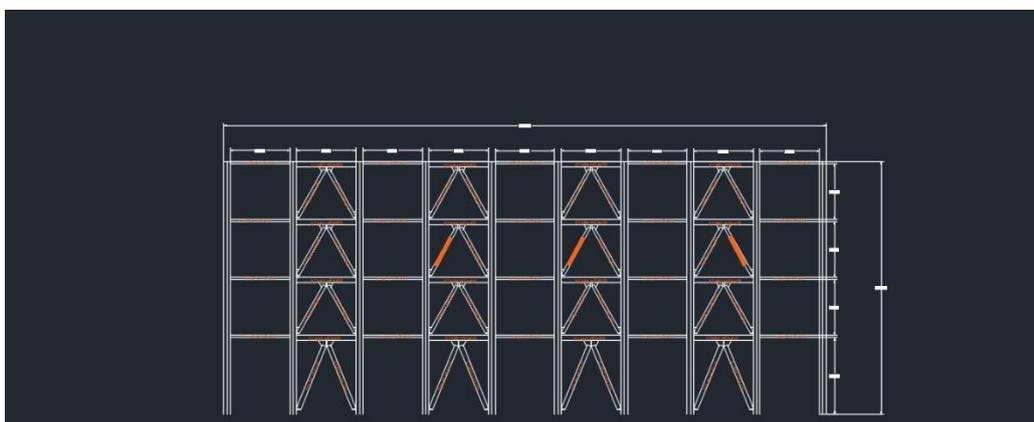
La stabilité de l'ensemble est assurée de la manière suivante :

- **Dans la direction transversale :** la stabilité est assurée par des contreventements en V inversé, Avec portique mixte sur deux travées encastrées en pied.



**Figure I.5 : Contreventements en  $\Lambda$  transversalement.**

- **Dans la direction longitudinale :** la stabilité est assurée par des contreventements en V inversé, avec portiques mixte sur 7 travées avec poteaux encastrés en pied.



### Figure I.6 : Contreventements en $\Lambda$ longitudinalement.

**b. Escaliers :** Ils sont des structures accessoires qui permettent l'accès aux différents niveaux du bâtiment, ils sont en structure métallique, les marches en tôle, revêtues avec du béton et du carrelage.

Pour chaque étage, les escaliers comportent trois volets de marches portées par un limon ; deux d'un palier intermédiaire métallique et un garde corps.

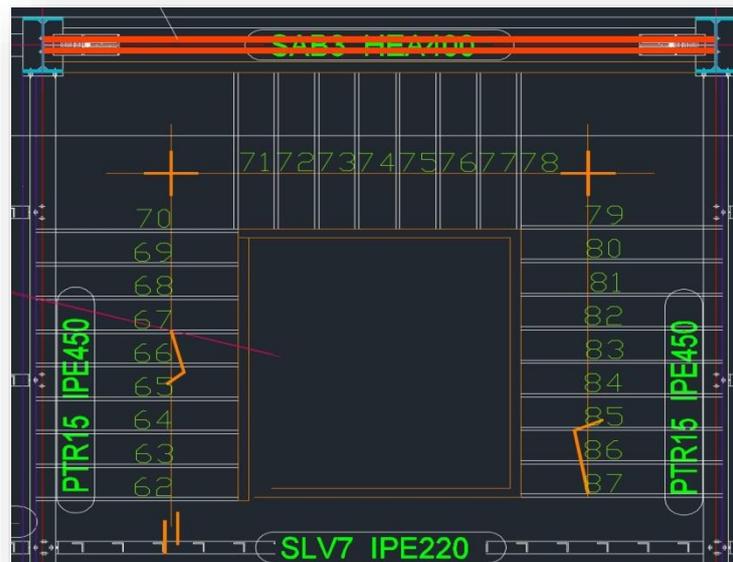


Figure I.7 : cage d'escalier.

**c. Acrotère:** la terrasse est entourée par un seul type d'acrotère en béton armé d'une hauteur de 60 cm.

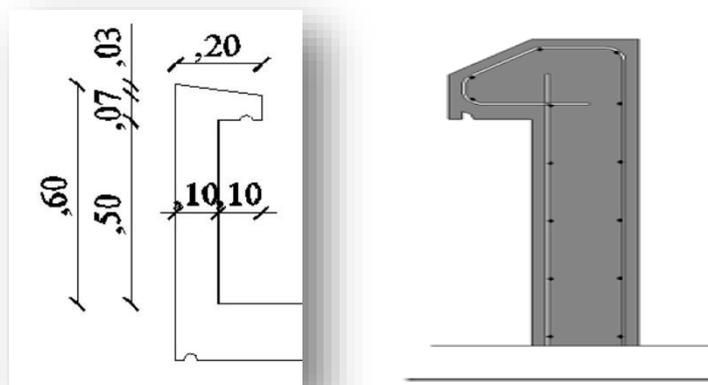
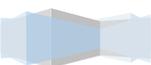


Figure I.8 : acrotère.



## Chapitre II : EVALUATION DES CHARGES

### II.1. Introduction :

Le but de ce chapitre est de définir les différentes charges agissantes sur notre structure : les charges permanentes, d'exploitation, des effets thermiques et climatiques ; qui ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage.

Pour cela, il y a des normes qui fixent les valeurs des charges qui sont inscrites dans le règlement technique DTRB.C2.2 (charges et surcharges)

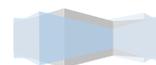
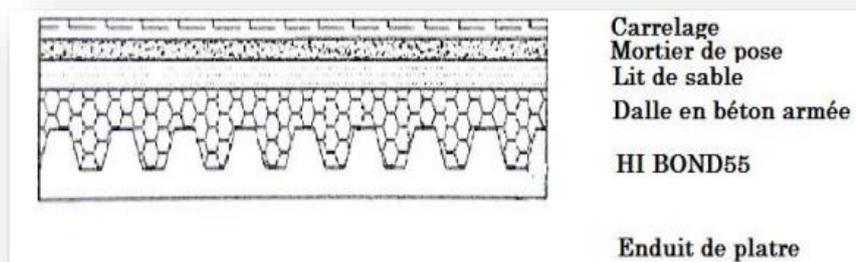
### II.1 Surcharge permanente :

Elle désigne le poids propre de tous les éléments permanents constituant l'ouvrage.

#### II.1.1 Plancher étage courant :

	Désignation des éléments	Epaisseurs	Densité	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
2	Mortier de Pose+grés cérame (0.9)	2.9	20	0,6
4	Dalle en béton armé	10	25	2.5
7	HI BOND55	/	/	0,10
<b>Charge permanente totale</b>				G=3.2
<b>Surcharge d'exploitation</b>				Q= 2.5

**Tableau II.1 : Charge permanente d'un plancher courant.**

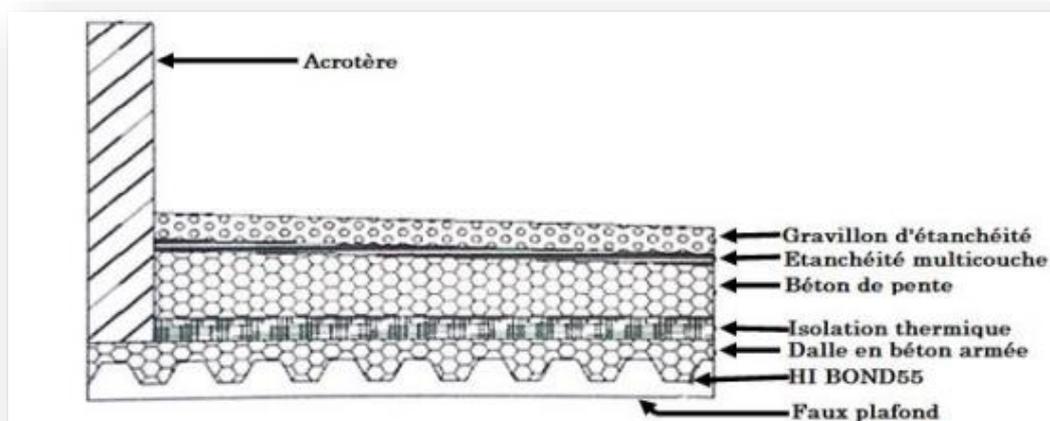


**Figure II.1 : plancher étage courant.**

**II .1.2. Plancher terrasse inaccessible :**

	Désignation des éléments	Epaisseurs	Densité	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Gravillon de protection	5	12	0,60
2	Etanchéité multicouche	2	6	0,12
3	béton de pente 8 cm	8	22	1,76
4	Isolation thermique	4	4	0,16
5	HI BOND55	/	/	0,10
6	Dalle en béton armé	10	25	2,5
7	Faux plafond	/	/	0,1
<b>Charge permanente totale</b>				G=5,34
<b>Surcharge d'exploitation</b>				Q= 1

**Tableau II.2 : Charge permanente pour terrasse.**



**Figure II.2 : plancher terrasse.**

**II.1.3. cloisons extérieures :**

	Désignation des éléments	Epaisseurs	Densité	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Panneau en aluminium vitré ( double vitrage 2cm)	2	25	0,5
<b>Charge permanente totale</b>				G=0,5



**Tableau II.3 : Charge permanente pour cloisons extérieurs.**

#### **II.1.4. l'acrotère :**

	Désignation des éléments	Epaisseurs	Densité	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit ciment (2cm)	4	18	0,504
2	Acrotère (10cm)	10	25	1 ,5
<b>Charge permanente totale</b>				<b>G=2,004</b>
<b>Surcharge d'exploitation</b>				<b>Q= 1</b>

**Tableau II.4 : Charge permanente de l'acrotère.**

### **II.2 Surcharges d'exploitations :**

Elles Correspondent aux mobiliers et aux personnes qui habitent ou fréquents l'immeuble. Pour cela il y a des normes qui fixent les valeurs des charges en fonction de la destination de l'ouvrage et qui sont inscrites dans le règlement technique DTR.C2.2 (charges et surcharges).

- ✓ Plancher terrasse inaccessible.....1 KN/m<sup>2</sup>.
- ✓ Plancher étage courant.....2.5 KN/m<sup>2</sup>.
- ✓ Escalier.....2.5 KN/m<sup>2</sup>.

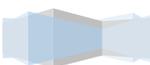
### **II.3. Surcharges climatiques :**

#### **II.3.1 Effet de la neige :**

##### **a. Introduction :**

L'accumulation de la neige sur la toiture de la tour produit une surcharge qu'il faut prendre en compte pour les vérifications des éléments de cette structure. Le règlement RNV99 s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à 2000 mètres.

Notre projet se trouve à une altitude de 330 m.



## b. Calcul des charges de la neige :

$$S = \mu \cdot S_k \text{ [kN/m}^2\text{]} \dots\dots\dots [1]$$

- ✓  $S_k$  (en  $\text{kN/m}^2$ ) est la charge de neige sur le sol, en fonction de l'altitude et de la zone de neige.
- ✓  $\mu$  est un coefficient d'ajustement des charges, fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme.

Ce bâtiment est situé à BEJAIA, qui correspond à la zone **II a** selon la classification RPA99. La valeur de  $S_k$  est déterminée par la loi de variation suivante en fonction de l'altitude  $H$  en m du site considéré :

Notre bâtiment est situé à BEJAIA la Wilaya d'Algérie c'est-à-dire en zone de neige : zone A.

$$\Rightarrow \mu = 0,8 \qquad \Rightarrow S_k = \frac{0,07 H + 15}{100} = 0,38 \text{ KN/m}^2$$

$H$  : L'altitude par rapport au niveau de la mer en (m)  $\Rightarrow H = 330 \text{ m}$ .

$$S = 0,38 \times 0,8 = 0,304 \text{ KN/m}^2$$

## II.3.2. Effet du vent :

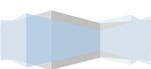
### a. Introduction :

Le vent est par nature turbulent et ses effets le sont aussi, en termes de pressions ou de forces aérodynamiques et donc de sollicitations ou des réponses des structures.

Le but du calcul de la pression du vent est d'évaluer l'intensité des pressions Agissant sur la structure.

### b. Principes du RNV99 :

Le règlement impose d'étudier le vent dans toutes les parois de la structure. Ce document technique réglementaire (DTR) fournit les procédures et principes



généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble d'une construction et sur ses différentes parties et s'applique aux constructions dont la hauteur est inférieure à 200m.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

- La direction.
- L'intensité.
- La région.
- Le site d'implantation de la structure et leur environnement.
- La forme géométrique et les ouvertures de la structure.

**Remarque :** L'effet du vent est négligé dans le cas des hangars avec des cloisons en brique ou bien pour les structures avec planchers collaborant tout comme notre situation.



## Chapitre III : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

### III.1. Pré dimensionnement :

Après avoir fait le choix de la structure porteuse du bâtiment (poutres principales, secondaire, les solives, et les poteaux) il faut pré dimensionné chaque élément à partir de trois conditions :

- Vérification de la condition de flèche.
- Vérification de la condition de résistance.
- Vérification au cisaillement.

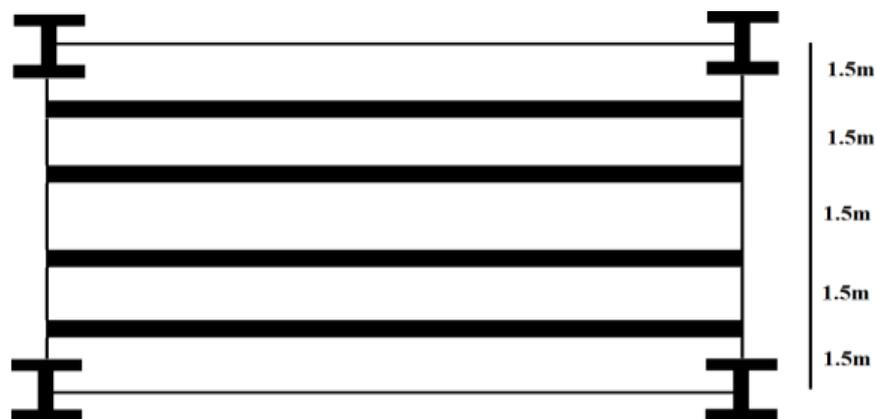
La vérification au déversement n'est pas nécessaire car on utilise les planchers collaborant qui empêche le déversement.

#### III.1.1. Pré dimensionnement des solives :

Les solives sont des poutrelles en **IPE** qui travaillent à la flexion simple leur écartement (la distance entre une solive et l'autre) est pratiquement déterminée par l'équation suivante :

$$0.7\text{m} < L < 1.50\text{m}$$

Leur écartement varie de 0.70 m à 1.50 m, suivant la nature du support de plancher, et la destination des locaux (bureaux ou habitation). On prend une distance de  $L=1.5$  m.



**Figure III.1. Schéma statique des solives.**

#### a) Charges sur les solives de niveau terrasse:



$L = 5,00\text{m}$ , L'entre axe est de  $1,50\text{ m}$ .

Les charges	Les charges lineaires
$G_{\text{terrasse}} = 5.34\text{ KN/m}^2$	$G_{\text{terrasse}} = 5.34 \times 1.5 = 8.01\text{ KN/ml}$
$G = 8.01\text{ KN/ml}$	
$Q = 1\text{ KN/m}^2$ $S = 0.52\text{ KN/m}^2$	$Q = 1 \times 1.5 = 1.5\text{ KN/ml}$ $S = 0.304 \times 1.5 = 0.46\text{ KN/ml}$

**Tableau III.1 : Charges sur les solives de niveau terrasse.**

**b) Charges sur les solives d'étage courant :**

$L = 5,00\text{m}$ , L'entre axe est de  $1,50\text{ m}$ .

Les charges	Les charges lineaires
$G_{\text{étage}} = 3.2\text{ KN/m}^2$	$G_{\text{étage}} = 3.2 \times 1.5 = 4.8\text{ KN/ml}$
$G = 4.8\text{ KN/ml}$	
$Q = 2.5\text{ KN/m}^2$	$Q = 2.5 \times 1.5 = 3.75\text{ KN/ml}$
$Q = 3.75\text{ KN/ml}$	

**Tableau III.2 : Charges sur les solives d'étage courant.**

**c) Pré- dimensionnement de solives de niveau terrasse :**

➤ **Condition de la flèche :**

✓ **Combinaison de charges a l'ELS :**

Combinaisons	$Q_s$ (KN/ml)
$G + Q + 0.87S$	9.91 KN/ml
$G + S + 0.87Q$	9.77KN/ml
$G + 0.87(S + Q)$	9.71KN/ml

**Tableau III.3 : Combinaison de charge a l'ELS.**

Donc :  $Q_s = 9.91\text{KN/ml}$ .

$$f = \frac{5 \times Q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{250} \Rightarrow I_y \geq \frac{1250 \times Q_s \times L^3}{384 \times E}$$



$$I_y \geq \frac{1250 \times 9.91 \times 10^{-2} \times 500^3}{384 \times 21000} = 1920.18 \text{ cm}^4$$

$$I_y \geq 1920 \times 10^4 \text{ mm}^4 \rightarrow \text{IPE 220} \rightarrow I_y = 2772 \times 10^4 \text{ mm}^4.$$

On choisit un **IPE 220** :

profilé	poids	section	Dimension					Caractéristique					
	P Kg /m	A Cm <sup>2</sup>	h mm	b mm	t <sub>f</sub> mm	t <sub>w</sub> mm	r mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>pl.y</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>pl.z</sub> cm <sup>4</sup>	i <sub>y</sub> cm	i <sub>z</sub> cm
<b>IPE220</b>	26.2	33.37	220	110	9.2	5,9	12	2772	204.9	285.4	58.11	9.11	2.48

**Tableau III.4 : Caractéristiques de profilé.**

- **Condition de résistance :**
  - **Classification de la classe :**

D'après le tableau ..... On a :

- La semelle :

$$C = b/2 = 110/2 = 55\text{mm}$$

$$C/t_f = 55/9.2 = 5,97 < 10\varepsilon \approx 10 \quad \Rightarrow \text{Donc la semelle est de classe 1.}$$

- L'âme :

$$d/t_w = 177.6/5.9 = 30.10 < 72\varepsilon \approx 72 \quad \Rightarrow \text{Donc l'âme est de classe 1.}$$

**IPE 220** la section globale étant de **classe 1**, cette section peut former une rotule plastique avec la capacité de rotation requise pour une analyse plastique.

- ✓ **Combinaison de charges a l'ELU :**

Combinaisons	Q <sub>u</sub> (KN/ml)
<b>1.35G + 1.5Q + 1.305S</b>	13.54KN/ml
<b>1.35G + 1.5S + 1.305Q</b>	13.46KN/ml
<b>1.35 G + 1.305(S + Q)</b>	13.37KN/ml

**Tableau III.5. Combinaisons de charges à L'ELU.**

Donc : Q<sub>u</sub> = **13.54 KN/ml.**



La condition de résistance est la suivante :  $M_{sd} \leq M_{pl, Rd}$ .

$$M_{sd} = \frac{Qu \times L^2}{8} = \frac{13.54 \times 5^2}{8} = 42.31 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl, Rd} = \frac{fy \times W_{pl, y}}{\gamma_m} = \frac{235 \times 10^3 \times 285.4 \times 10^{-6}}{1,1} = 60.97 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{sd} < M_{pl, rd} \quad \text{condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de la condition de cisaillement :**

$$V_{sd} \leq V_{pl, rd} = A_v \frac{fy/\sqrt{3}}{\gamma_m}$$

Avec :

$A_v$  : l'aire de cisaillement

$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r) t_f = 1588 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl, rd} = 1588 \frac{235 \times 10^{-3} \div \sqrt{3}}{1,1} = 195.86 \text{ KN}$$

Calcul de l'effort tranchant  $V_{sd}$  :

$$V_{sd}^{max} = \frac{Qu \times L}{2} = \frac{13.54 \times 5}{2} = 33.85 \text{ KN}$$

$$V_{sd}^{max} = 33.85 \text{ KN} < 0,5 V_{pl, rd} = 97.93 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

⇒ Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant donc il n'est pas nécessaire de réduire les résistances à la flexion. Donc on adopte un **IPE 220** pour les solives de niveau terrasse.

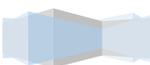
**d) Pré- dimensionnement de solives d'étage courant :**

Vu que la charge :

$$Q_{\text{étage}} = 4.8 + 3.75 = 8.55 \text{ KN /ml.}$$

$$Q_{\text{terr}} = 8.01 + 1.5 + 0.46 = 9.97 \text{ KN/ml.}$$

$$Q_{\text{étage}} < Q_{\text{terr}}$$



Et les solives des étages courants ont la même longueur donc on garde le pré-dimensionnement de l'étage terrasse pour toute la structure.

### III.1.2. Pré-dimensionnement des poutres :

#### III.1.2.1. Poutres principale de niveau terrasse :

Le pré-dimensionnement des poutres principales se feront en fonction de leur longueur.

On a trois (03) types de longueurs :

- ✓ Poutre de rive.....L= 7.50 m
- ✓ Poutre intermédiaire ..... L=12.5 m
- ✓ Poutre intermédiaire .....L=13.5 m

a) Evaluation des charges :

- **Charges sur des poutres de niveau terrasse :**

**Poutre L = 7.50 m**

Les charges	Les charges linéaires
<b>Charges permanentes:</b> - Poids propre de plancher - Poids propre de solive (IPE 220)	$G_{terr} = 5.34 \text{ KN/m}^2$ $G_{solive} = 0.262 \times 4 = 1.048 \text{ KN/ml}$
<b><math>G_{total} = (5.34 \times 4.7) + 1.048 = 26.14 \text{ KN/ml}</math></b>	
<b>Charges d'exploitations :</b> - Charge d'exploitation - Charge de neige	$Q = 1 \text{ KN/m}^2$ $S = 0.304 \text{ KN/m}^2$
<b><math>Q_{total} = (1 + 0.304) \times 4.7 = 6.13 \text{ KN/ml}</math></b>	

**Tableau III.6 : Charges sur les poutres de niveau terrasse.**

- **Charges sur les sommiers d'étage courant:**

Les charges	Les charges linéaires
<b>Charges permanentes:</b>	

- Poids propre de plancher - Poids propre de solive (IPE 220)	$G_{\text{étage}} = 3.2 \text{ KN/m}^2$ $G_{\text{solive}} = 0.262 \times 4 = 1.048 \text{ KN/ml}$
$G_{\text{total}} = (3.2 \times 4.7) + 1.048 = 16.08 \text{ KN/ml}$	
Charges d'exploitations : - Charge d'exploitation	$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$
$Q_{\text{total}} = 2.5 \times 4.7 = 11.75 \text{ KN/ml}$	

**Tableau III.7 : Charges sur les sommiers d'étage courant.**

- **Condition de flèche :**
  - ✓ **Combinaison de charge ELS :**

Combinaisons	$Q_s$ (KN/ml)
$G + Q + 0.87S$	32.53 KN/ml
$G + S + 0.87Q$	31.77KN/ml
$G + 0.87(S + Q)$	31.73KN/ml

**Tableau III.8 : Combinaison de charge a L'ELS pour les poutres de la terrasse.**

Donc:  $Q_s = 32.55 \text{ KN/ml}$ .

$$f = \frac{5 \times Q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{250} \Rightarrow I_y \geq \frac{1250 \times Q_s \times L^3}{384 \times E}$$

$$I_y \geq \frac{1250 \times 32.55 \times 10^{-2} \times 750^3}{384 \times 21000} = 21286.01 \text{ cm}^4$$

$$I_y \geq 21286.01 \times 10^4 \text{ mm}^4 \rightarrow \text{IPE 400} \rightarrow I_y = 23130 \times 10^4 \text{ mm}^4.$$

On choisit un **IPE 400** :

profilé	poids P Kg /m	section A Cm <sup>2</sup>	Dimension					Caractéristique					
			h mm	b mm	t <sub>f</sub> mm	t <sub>w</sub> mm	r mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>pl,y</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>pl,z</sub> cm <sup>4</sup>	i <sub>y</sub> cm	i <sub>z</sub> cm
<b>IPE400</b>	66.3	84.46	400	180	13.5	8.6	21	23130	1318	1307	58.11	16.55	3.95

### Tableau III.9 : Caractéristiques de profilé.

➤ Condition de la résistance :

✓ Combinaison de charge a L'ELU :

Combinaisons	Q <sub>u</sub> (KN/ml)
1.35G + 1.5Q + 1.305S	44.88KN/ml
1.35G + 1.5S + 1.305Q	43.74KN/ml
1.35 G + 1.305(S + Q)	43.68KN/ml

### Tableau .III.10 : combinaison de charge a L'ELU pour les sommiers de la terrasse.

Donc : Q<sub>u</sub> = 44.88 KN/ml.

La condition de résistance est la suivante :  $M_{sd} \leq M_{pl, Rd}$ .

$$M_{sd} = \frac{Qu \times L^2}{8} = \frac{44.88 \times 7.5^2}{8} = 315.56 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{fy \times W_{pl.y}}{\gamma_m} = \frac{235 \times 10^3 \times 1307 \times 10^{-6}}{1,1} = 279.22 \text{ KN.m}$$

⇒ M<sub>sd</sub> > M<sub>pl.rd</sub> condition non vérifiée.

Donc on augmente la section, soit un **IPE450** :

$$M_{pl,Rd} = \frac{fy \times W_{pl.y}}{\gamma_m} = \frac{235 \times 10^3 \times 1702 \times 10^{-6}}{1,1} = 363.60 \text{ KN.m}$$

⇒ M<sub>sd</sub> < M<sub>pl.rd</sub> condition vérifiée.

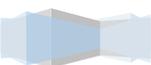
➤ Vérification de la condition de cisaillement :

$$V_{sd} \leq V_{pl.rd} = A_v \frac{fy/\sqrt{3}}{\gamma_m}$$

Avec :

A<sub>v</sub> : l'aire de cisaillement

$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r) t_f = 5084.44 \text{ mm}^2$$



$$V_{pl.rd} = 5084.44 \frac{235 \times 10^{-3} \div \sqrt{3}}{1,1} = 627.13 \text{ KN}$$

Calcul de l'effort tranchant  $V_{sd}$  :

$$V_{sd}^{max} = \frac{Q_u \times L}{2} = \frac{44.88 \times 7.5}{2} = 168.3 \text{ KN}$$

$$V_{sd}^{max} = 168.3 \text{ KN} < 0,5 V_{pl.rd} = 313.56 \text{ KN} \text{ Condition vérifiée.}$$

⇒ Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant donc il n'est pas nécessaire de réduire les résistances à la flexion. Donc on adopte un **IPE 450** pour les poutres  $\leq 7.5 \text{ m}$  niveau terrasse.

- **Charges sur des poutres de niveau terrasse :**

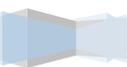
**Poutre  $L \leq 12.5 \text{ m}$**

Les charges	Les charges linéaires
<b>Charges permanentes:</b> - Poids propre de plancher - Poids propre de solive (IPE 220)	$G_{terr} = 5.34 \text{ KN/m}^2$ $G_{solive} = 0.262 \times 8 = 2.096 \text{ KN/ml}$
$G_{total} = (5.34 \times 4.7) + 2.096 = 27.19 \text{ KN/ml}$	
<b>Charges d'exploitations :</b> - Charge d'exploitation - Charge de neige	$Q = 1 \text{ KN/m}^2$ $S = 0.304 \text{ KN/m}^2$
$Q_{total} = (1 + 0.304) \times 4.7 = 6.13 \text{ KN/ml}$	

**Tableau III.11 : Charges sur les poutres de niveau terrasse.**

- **Charges sur les sommiers d'étage courant:**

Les charges	Les charges linéaires
<b>Charges permanentes:</b> - Poids propre de plancher - Poids propre de solive (IPE 220)	$G_{étage} = 3.2 \text{ KN/m}^2$ $G_{solive} = 0.262 \times 8 = 2.096 \text{ KN/ml}$



$G_{total} = (3.2 \times 4.7) + 2.096 = 17.13 \text{ KN/ml}$	
Charges d'exploitations : - Charge d'exploitation	$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$
$Q_{total} = 2.5 \times 4.7 = 11.75 \text{ KN/ml}$	

**Tableau III.12 : Charges sur les sommiers d'étage courant.**

- **Condition de flèche :**
  - ✓ **Combinaison de charge ELS :**

Combinaisons	$Q_s \text{ (KN/ml)}$
$G + Q + 0.87S$	33.58KN/ml
$G + S + 0.87Q$	32.82KN/ml
$G + 0.87(S + Q)$	32.78KN/ml

**Tableau III.13 : Combinaison de charge a L'ELS pour les poutres de la terrasse.**

Donc:  $Q_s = 33.58 \text{ KN/ml}$ .

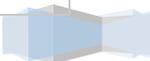
$$f = \frac{5 \times Q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{250} \Rightarrow I_y \geq \frac{1250 \times Q_s \times L^3}{384 \times E}$$

$$I_y \geq \frac{1250 \times 33.58 \times 10^{-2} \times 1250^3}{384 \times 21000} = 101664.70 \text{ cm}^4$$

$$I_y \geq 101664.70 \times 10^4 \text{ mm}^4 \rightarrow \text{HEB 500} \rightarrow I_y = 107200 \times 10^4 \text{ mm}^4.$$

On choisit un **HEB 500** :

profilé	poids P Kg /m	section A Cm <sup>2</sup>	Dimension					Caractéristique					
			h mm	b mm	t <sub>f</sub> mm	t <sub>w</sub> mm	r mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>pl,y</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>pl,z</sub> cm <sup>4</sup>	i <sub>y</sub> cm	i <sub>z</sub> cm
<b>HEB500</b>	187	238.6	500	300	28	14.5	27	107200	12620	4815	1292	21.19	7.27



**Tableau III.14 : Caractéristiques de profilé.**

➤ **Condition de la résistance :**

✓ **Combinaison de charge a L'ELU :**

Combinaisons	Q <sub>u</sub> (KN/ml)
1.35G + 1.5Q + 1.305S	46.29KN/ml
1.35G + 1.5S + 1.305Q	45.16KN/ml
1.35 G + 1.305(S + Q)	45.10KN/ml

**Tableau III.15 : combinaison de charge a L'ELU pour les sommiers de la terrasse.**

**Donc : Q<sub>u</sub> = 46.29 KN/ml.**

**HEB 500** Section de classe 1.

La condition de résistance est la suivante : **M<sub>sd</sub> ≤ M<sub>pl, Rd</sub>.**

$$M_{sd} = \frac{Qu \times L^2}{8} = \frac{46.29 \times 12.5^2}{8} = \mathbf{904.10 \text{ KN.m}}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{fy \times W_{pl,y}}{\gamma_m} = \frac{235 \times 10^3 \times 4815 \times 10^{-6}}{1,1} = \mathbf{1028.65 \text{ KN.m}}$$

⇒ M<sub>sd</sub> < M<sub>pl,rd</sub> condition vérifiée.

➤ **Vérification de la condition de cisaillement :**

$$V_{sd} \leq V_{pl.rd} = A_v \frac{fy/\sqrt{3}}{\gamma_m}$$

Avec :

A<sub>v</sub> : l'aire de cisaillement

$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r) t_f = 23860 - 2 \times 300 \times 28 + (14.5 + 2 \times 27) 28 = \mathbf{8978 \text{ mm}^2}$$

$$A_v = \mathbf{8978 \text{ mm}^2}$$

$$V_{pl.rd} = 8978 \frac{235 \times 10^{-3} \div \sqrt{3}}{1,1} = \mathbf{1107.37 \text{ KN}}$$



Calcul de l'effort tranchant  $V_{sd}$  :

$$V_{sd}^{max} = \frac{Qu \times L}{2} = \frac{46.29 \times 12.5}{2} = \mathbf{289.31 \text{ KN}}$$

$$V_{sd}^{max} = \mathbf{293.37 \text{ KN}} < 0,5 V_{pl.rd} = \mathbf{553.68 \text{ KN}} \text{ Condition vérifiée.}$$

⇒ Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant donc il n'est pas nécessaire de réduire les résistances à la flexion. Donc on adopte un **HEB 500** pour les poutres  $\leq 12.5 \text{ m}$  niveau terrasse.

- **Charges sur des poutres de niveau terrasse :**

#### Poutre $L \leq 13.5 \text{ m}$

Les charges	Les charges linéaires
<b>Charges permanentes:</b> - Poids propre de plancher - Poids propre de solive (IPE 220)	$G_{\text{terr}} = 5.34 \text{ KN/m}^2$ $G_{\text{solive}} = 0.262 \times 8 = 2.096 \text{ KN/ml}$
<b><math>G_{\text{total}} = (5.34 \times 4.7) + 2.096 = 27.19 \text{ KN/ml}</math></b>	
<b>Charges d'exploitations :</b> - Charge d'exploitation - Charge de neige	$Q = 1 \text{ KN/m}^2$ $S = 0.304 \text{ KN/m}^2$
<b><math>Q_{\text{total}} = (1 + 0.304) \times 4.7 = 6.13 \text{ KN/ml}</math></b>	

**Tableau III.16 : Charges sur les poutres de niveau terrasse.**

- **Charges sur les sommiers d'étage courant:**

Les charges	Les charges linéaires
<b>Charges permanentes:</b> - Poids propre de plancher - Poids propre de solive (IPE 220)	$G_{\text{étage}} = 3.2 \text{ KN/m}^2$ $G_{\text{solive}} = 0.262 \times 8 = 2.096 \text{ KN/ml}$
<b><math>G_{\text{total}} = (3.2 \times 4.7) + 2.096 = 17.13 \text{ KN/ml}</math></b>	
<b>Charges d'exploitations :</b> - Charge d'exploitation	$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$
<b><math>Q_{\text{total}} = 2.5 \times 4.7 = 11.75 \text{ KN/ml}</math></b>	

**Tableau III.17 : Charges sur les sommiers d'étage courant.**



- **Condition de flèche :**
  - ✓ **Combinaison de charge ELS :**

Combinaisons	Q <sub>s</sub> (KN/ml)
G + Q + 0.87S	33.58KN/ml
G + S + 0.87Q	32.82KN/ml
G + 0.87(S + Q)	32.78KN/ml

**Tableau III.18 : Combinaison de charge a L'ELS pour les poutres de la terrasse.**

Donc: Q<sub>s</sub> = **33.58 KN/ml.**

$$f = \frac{5 \times Q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{250} \Rightarrow I_y \geq \frac{1250 \times Q_s \times L^3}{384 \times E}$$

$$I_y \geq \frac{1250 \times 33.58 \times 10^{-2} \times 1350^3}{384 \times 21000} = \mathbf{128068.25 \text{ cm}^4}$$

$$I_y \geq \mathbf{128068.25 \times 10^4 \text{ mm}^4} \rightarrow \mathbf{HEB 550} \rightarrow I_y = \mathbf{136700 \times 10^4 \text{ mm}^4}.$$

On choisit un **HEB 550** :

profilé	poids P Kg /m	section A Cm <sup>2</sup>	Dimension					Caractéristique					
			h mm	b mm	t <sub>f</sub> mm	t <sub>w</sub> mm	r mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>pl.y</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>pl.z</sub> cm <sup>4</sup>	i <sub>y</sub> cm	i <sub>z</sub> cm
<b>HEB550</b>	199	254.1	550	300	29	15	27	136700	13080	5591	1341	23.2	7.17

**Tableau III.19 : Caractéristiques de profilé.**

- **Condition de la résistance :**
  - ✓ **Combinaison de charge a L'ELU :**

Combinaisons	Q <sub>u</sub> (KN/ml)
1.35G + 1.5Q + 1.305S	46.29 KN/ml



$1.35G + 1.5S + 1.305Q$	45.16 KN/ml
$1.35 G + 1.305(S + Q)$	45.10 KN/ml

**Tableau III.20 : combinaison de charge a L'ELU pour les sommiers de la terrasse.**

**Donc :  $Q_u = 46.29$  KN/ml.**

**HEB 550** Section de classe 1.

La condition de résistance est la suivante :  $M_{sd} \leq M_{pl, Rd}$ .

$$M_{sd} = \frac{Q_u \times L^2}{8} = \frac{46.29 \times 13.5^2}{8} = \mathbf{1054.54 \text{ KN. m}}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{f_y \times W_{pl,y}}{\gamma_m} = \frac{235 \times 10^3 \times 5591 \times 10^{-6}}{1,1} = \mathbf{1194.44 \text{ KN. m}}$$

$\Rightarrow M_{sd} < M_{pl,rd}$  condition vérifiée.

➤ **Vérification de la condition de cisaillement :**

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd} = A_v \frac{f_y/\sqrt{3}}{\gamma_m}$$

Avec :

$A_v$  : l'aire de cisaillement

$$A_v = A - 2b t_f + (t_w + 2r) t_f = 25410 - 2 \times 300 \times 29 + (15 + 2 \times 27) 29 = \mathbf{10011 \text{ mm}^2}$$

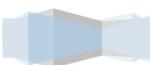
$$A_v = \mathbf{10011 \text{ mm}^2}$$

$$V_{pl,rd} = 10011 \frac{235 \times 10^{-3} \div \sqrt{3}}{1,1} = \mathbf{1243.78 \text{ KN}}$$

Calcul de l'effort tranchant  $V_{sd}$  :

$$V_{sd}^{max} = \frac{Q_u \times L}{2} = \frac{46.29 \times 13.5}{2} = \mathbf{312.46 \text{ KN}}$$

$$V_{sd}^{max} = \mathbf{312.46 \text{ KN}} < 0,5 V_{pl,rd} = \mathbf{617.39 \text{ KN}}$$
 Condition vérifiée.



⇒ Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant donc il n'est pas nécessaire de réduire les résistances à la flexion. Donc on adopte un **HEB 550** pour les poutres  $\leq 13.5 \text{ m}$  niveau terrasse.

**Remarque :**

1/ Vu que la charge :

$$Q_{\text{étage}} < Q_{\text{terr}}$$

2/ Et les poutres de rives et intermédiaire des étages courants ont les mêmes longueurs déjà étudiées (7.5m ; 12.5m ; 13.5m)

C'est pour cela on garde les mêmes profilées pour les poutres des étages courants.

**III.1.2.2. Pré-dimensionnements des poutres secondaires (sablère) :**

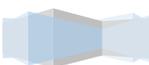
Les charges	Les charges linéaires
Charges permanentes: - Poids propre de plancher+acrotère	$G_{\text{terr}} = 5.34 + 1.5 = 6.84 \text{ KN/m}^2$
$G_{\text{total}} = 6.84 \times 1.5 = 10.26 \text{ KN/ml}$	
Charges d'exploitations : - Charge d'exploitation - Charge de neige	$Q = 1 \text{ KN/m}^2$ $S = 0.304 \text{ KN/m}^2$
$Q_{\text{total}} = (1 + 0.304) \times 1.5 = 1.96 \text{ KN/ml}$	

**Tableau III.21 : Charges sur sablières de niveau terrasse.**

➤ **Condition de flèche :**

✓ **Combinaison de charge ELS :**

Combinaisons	$Q_s$ (KN/ml)



$G + Q + 0.87S$	12.48KN/ml
$G + S + 0.87Q$	12.26KN/ml
$G + 0.87(S + Q)$	12.22KN/ml

**Tableau III.22 : Combinaison de charge a L'ELS pour les sablières de la terrasse.**

Donc:  $Q_s = 12.48$  KN/ml.

$$f = \frac{5 \times Q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{250} \Rightarrow I_y \geq \frac{1250 \times Q_s \times L^3}{384 \times E}$$

$$I_y \geq \frac{1250 \times 12.48 \times 10^{-2} \times 500^3}{384 \times 21000} = 2418.15 \text{ cm}^4$$

$$I_y \geq 2418.15 \times 10^4 \text{ mm}^4 \rightarrow \text{HEA 180} \rightarrow I_y = 2510 \times 10^4 \text{ mm}^4.$$

On choisit un **HEA 180** :

profilé	poids	section	Dimension					Caractéristique					
	P Kg /m	A Cm <sup>2</sup>	h mm	b mm	t <sub>f</sub> mm	t <sub>w</sub> mm	r mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>pl,y</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>pl,z</sub> cm <sup>4</sup>	i <sub>y</sub> cm	i <sub>z</sub> cm
<b>HEA180</b>	35.5	45.25	171	180	9.5	6	15	2510	924.6	324.9	1341	7.45	4.52

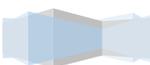
**Tableau III.23 : Caractéristiques de profilé.**

➤ **Condition de la résistance :**

✓ **Combinaison de charge a L'ELU :**

Combinaisons	Q <sub>u</sub> (KN/ml)
$1.35G + 1.5Q + 1.305S$	17.18KN/ml
$1.35G + 1.5S + 1.305Q$	16.86KN/ml
$1.35 G + 1.305(S + Q)$	16.80KN/ml

**Tableau III.24 : combinaison de charge a L'ELU pour les sablières de la terrasse.**



**Donc :  $Q_u = 17.18 \text{ KN/ml}$ .**

**HEA180** Section de classe 1.

La condition de résistance est la suivante :  $M_{sd} \leq M_{pl, Rd}$ .

$$M_{sd} = \frac{Q_u \times L^2}{8} = \frac{17.18 \times 5^2}{8} = \mathbf{53.68 \text{ KN.m}}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{f_y \times W_{pl,y}}{\gamma_m} = \frac{235 \times 10^3 \times 324.9 \times 10^{-6}}{1,1} = \mathbf{69.41 \text{ KN.m}}$$

$\Rightarrow M_{sd} < M_{pl,rd}$  condition vérifiée.

➤ **Vérification de la condition de cisaillement :**

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd} = A_v \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_m}$$

Avec :

$A_v$  : l'aire de cisaillement

$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r) t_f = 4525 - 2 \times 180 \times 9.5 + (6 + 2 \times 15) 9.5 = \mathbf{1447 \text{ mm}^2}$$

$$A_v = \mathbf{1447 \text{ mm}^2}$$

$$V_{pl,rd} = 1447 \frac{235 \times 10^{-3} \div \sqrt{3}}{1,1} = \mathbf{178.47 \text{ KN}}$$

Calcul de l'effort tranchant  $V_{sd}$  :

$$V_{sd}^{max} = \frac{Q_u \times L}{2} = \frac{17.18 \times 5}{2} = \mathbf{42.95 \text{ KN}}$$

$$V_{sd}^{max} = \mathbf{42.95 \text{ KN}} < 0,5 V_{pl,rd} = \mathbf{89.23 \text{ KN}}$$
 Condition vérifiée.

$\Rightarrow$  Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant donc il n'est pas nécessaire de réduire les résistances à la flexion. Donc on adopte un **HEA 180**.

### III.1.3. Pré- dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des pièces, généralement verticales, chargées de reporter sur les fondations les charges verticales et horizontales qui sont appliqués sur le bâtiment :



- ✓ poids propre de la couverture et de l'ossature métallique, poutre, planché.
- ✓ surcharge de neige et poussées horizontale du vent, etc...

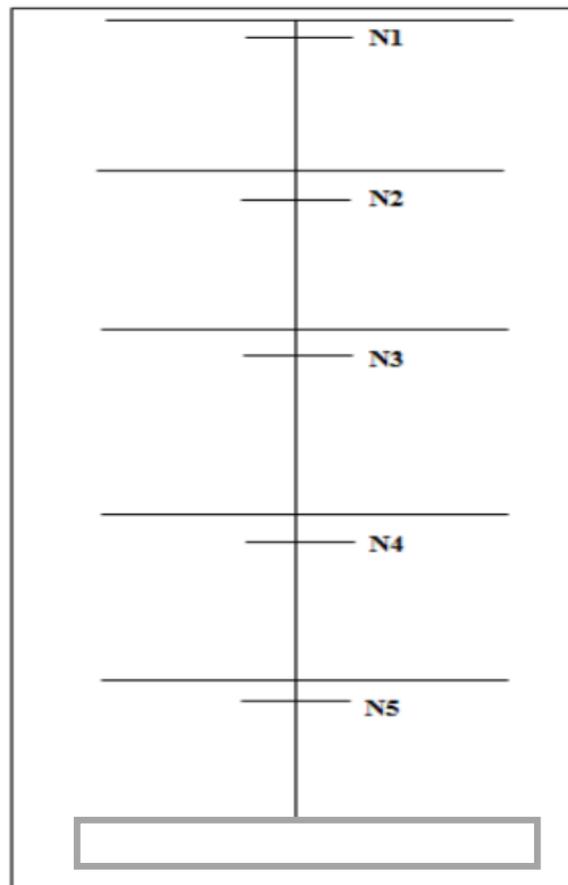
Ils sont généralement des profilés en HEA ou HEB.

### III.1.3.1. Descente des charges :

Ce chapitre définira les différentes charges agissantes sur notre structure, qui se résument dans l'action des charges permanentes, d'exploitation et des effets climatiques. Ces derniers ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage.

Pour cela, il y a des normes qui fixent les valeurs des charges qui sont inscrits dans le règlement technique DTRB.C2.2 (charges et surcharges). Pour les effets climatiques le RNV version 2013 va être utilisé.

Pour cette opération on prend les poteaux les plus sollicités.



**Figure III.2: Descente de charge.**



### III.1.3.2. Poteau central (le plus sollicité) :

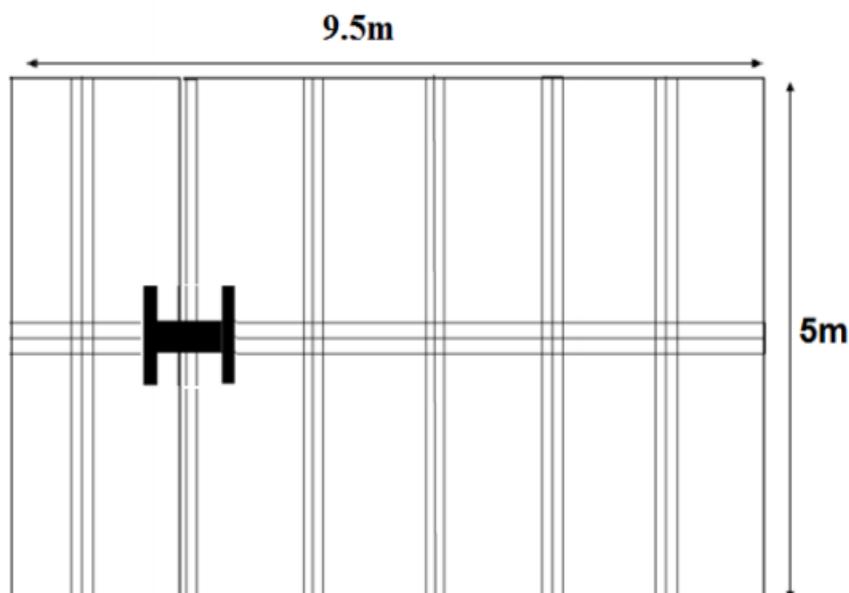


Figure III.3 : Poteau centrale.

Niveau	Eléments	G KN/m <sup>2</sup>	Q KN/m <sup>2</sup>	Surface m <sup>2</sup>	Longueur m <sup>2</sup>	G KN	Q KN
N1	-Plancher	5.34	1	47.5	4.5	253.65	47.5
	Terrasse						
	-poteau	1.87				8.41	
	-solive	0.262				7.86	
	-sommier	1.99	18.90				
<b>TOTAL</b>						288.82	47.5
Niveau	Eléments	G KN/m <sup>2</sup>	Q KN/m <sup>2</sup>	Surface m <sup>2</sup>	Longueur m <sup>2</sup>	G KN	Q KN
N2	-venant de N1		2.5	47.5	4.4	288.82	47.5
	-poteau	1.87				8.22	
	-Plancher	3.2					
	étage courant						
	-solive	0.262	7.86				
	-sommier	1.99	18.90				
<b>TOTAL</b>						323.8	166.25
Niveau	Eléments	G KN/m <sup>2</sup>	Q KN/m <sup>2</sup>	Surface m <sup>2</sup>	Longueur m <sup>2</sup>	G KN	Q KN
N3	-venant de N2		2.5	47.5	4.4	323.8	118.75
	-poteau	1.87				8.22	
	-Plancher	3.2					
	étage courant						
	-solive	0.262	7.86				
	-sommier	1.99	18.90				
<b>TOTAL</b>						358.78	285
Niveau	Eléments	G KN/m <sup>2</sup>	Q KN/m <sup>2</sup>	Surface m <sup>2</sup>	Longueur m <sup>2</sup>	G KN	Q KN

<b>N4</b>	-venant de N3					358.78	285
	-poteau	1.87			4.4	8.22	
	-Plancher étage courant	3.2	2.5	47.5			118.75
	-solive	0.262			6*5	7.86	
	-sommier	1.99			9.5	18.90	
<b>TOTAL</b>						393.76	403.75
<b>Niveau</b>	<b>Eléments</b>	<b>G KN/m<sup>2</sup></b>	<b>Q KN/m<sup>2</sup></b>	<b>Surface m<sup>2</sup></b>	<b>Longueur m<sup>2</sup></b>	<b>G KN</b>	<b>Q KN</b>
<b>N5</b>	-venant de N4					393.76	403.75
	-poteau	1.87		6		11.22	
<b>TOTAL</b>						405.13	403.75

**Tableau III.25: Charge sur poteau intermédiaire(le plus sollicité).**

➤ La surcharge de neige sur le plancher terrasse :

$$S = 0.304 \times 47.5 = \mathbf{14.44 \text{ KN.}}$$

Donc:  $N_{sd} = 1.35G + 0.9 (1.5Q + 1.5S) = \mathbf{1111.48 \text{ KN.}}$

$$N_{sd} \leq N_{b,Rd} = \frac{\chi \beta_A A f_y}{\gamma_{M1}}$$

Ou  $\beta_A = 1$  pour les sections transversales de classe 1,2 ou 3(HEA de classe 1).

$$\bar{\lambda} = \left( \frac{\lambda}{\lambda_1} \right) [\beta_A]^{0.5}$$

$\lambda$  : est l'élancement pour le mode de flambement à considérer.

$$\lambda_1 = 93.3\epsilon = \mathbf{93.3}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i_z} = \frac{600}{7.27} = \mathbf{82.53} \quad \rightarrow \quad \bar{\lambda} = \mathbf{0.88}$$

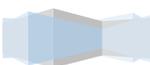
**HEB 500: { h=500 mm; b=300 mm; t<sub>f</sub>=28 mm; i<sub>z</sub>= 7.27 }**

$h/b = \mathbf{1.66} > 1.2$  ; axe de flambement  $z - z \rightarrow$  courbe de flambement b.

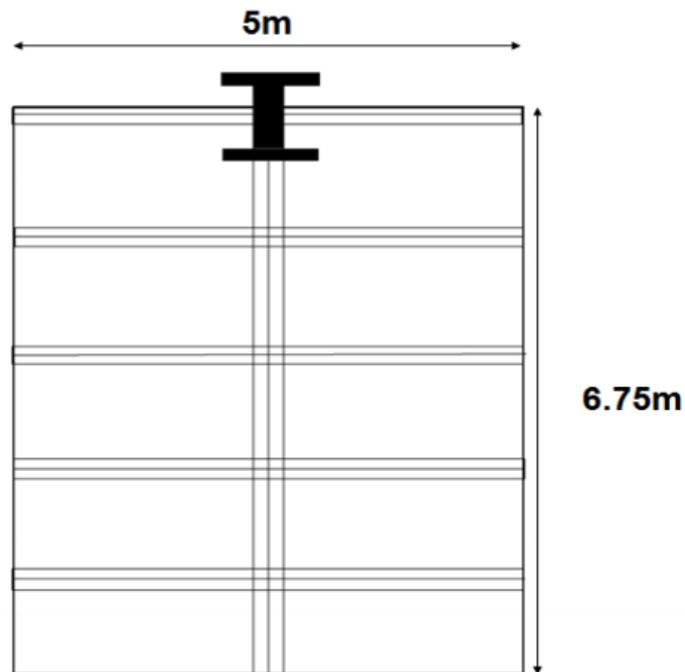
$$\bar{\lambda} = \mathbf{0.88} \quad \rightarrow \quad \chi = \mathbf{0.6739}$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \beta_A A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.6739 \times 238.6 \times 10^2 \times 235}{1.1} = \mathbf{3435113.35 \text{ KN.}}$$

$$N_{sd} < N_{b,Rd} \quad \text{Condition vérifiée.}$$



### III.1.3.3. Poteau rive :



**Figure III.4 : Poteau rive.**

Niveau	Eléments	G KN/m <sup>2</sup>	Q KN/m <sup>2</sup>	Surface m <sup>2</sup>	Longueur m	G KN	Q KN	
N1	-acrotère	2.004	1	33.75	5	10.02	33.75	
	-Plancher	5.34				180.22		
	Terrasse	1.87						
	-poteau	0.262						
	-solive	1.99				5*5		6.55
	-sommier	0.5				6.75		13.43
	-mur extérieur					22.5		11.25
<b>TOTAL</b>						221.47	33.75	
Niveau	Eléments	G KN/m <sup>2</sup>	Q KN/m <sup>2</sup>	Surface m <sup>2</sup>	Longueur m	G KN	Q KN	
N2	-venant de N1	1.87	2.5	33.75	4.4	221.47	33.75	
	-poteau	3.2				8.22	84.37	
	-Plancher	0.262						
	étage courant	1.99						
	-solive	0.5				5*5	6.55	
	-sommier					6.75	13.43	
	-mur extérieur					22	11	
<b>TOTAL</b>						368.67	118.12	
Niveau	Eléments	G KN/m <sup>2</sup>	Q KN/m <sup>2</sup>	Surface m <sup>2</sup>	Longueur m	G KN	Q KN	



<b>N3</b>	-venant de N2					368.67	118.12
	-poteau	1.87			4.4	8.22	
	-Plancher	3.2	2.5	33.75		108	84.37
	étage courant						
	-solive	0.262			5*5	6.55	
	-sommier	1.99			6.75	13.43	
	-mur extérieur	0.5		22		11	
<b>TOTAL</b>						515.87	202.49
<b>Niveau</b>	<b>Eléments</b>	<b>G KN/m<sup>2</sup></b>	<b>Q KN/m<sup>2</sup></b>	<b>Surface m<sup>2</sup></b>	<b>Longueur m</b>	<b>G KN</b>	<b>Q KN</b>
<b>N4</b>	-venant de N3					515.87	202.49
	-poteau	1.87			4.4	8.22	
	-Plancher	3.2	2.5	33.75		108	84.37
	étage courant						
	-solive	0.262			5*5	6.55	
	-sommier	1.99			6.75	13.43	
	-mur extérieur	0.5		22		11	
<b>TOTAL</b>						663.07	286.86
<b>Niveau</b>	<b>Eléments</b>	<b>G KN/m<sup>2</sup></b>	<b>Q KN/m<sup>2</sup></b>	<b>Surface m<sup>2</sup></b>	<b>Longueur m</b>	<b>G KN</b>	<b>Q KN</b>
<b>N5</b>	-venant de N4					663.07	286.86
	-poteau	1.87		6		11.22	
<b>TOTAL</b>						674.29	286.86

**Tableau III.26: Charge sur poteau de rive.**

➤ La surcharge de neige sur le plancher terrasse :

$$S = 0.304 \times 33.75 = \mathbf{10.26 \text{ KN.}}$$

Donc:  $N_{sd} = 1.35G + 0.9 (1.5Q + 1.5S) = \mathbf{1311.40 \text{ KN.}}$

$$N_{sd} \leq N_{b,Rd} = \frac{\chi \beta_A A f_y}{\gamma_{M1}}$$

Ou  $\beta_A = 1$  pour les sections transversales de classe 1,2 ou 3(HEA de classe 1).

$$\bar{\lambda} = \left( \frac{\lambda}{\lambda_1} \right) [\beta_A]^{0.5}$$

$\lambda$  : est l'élancement pour le mode de flambement à considérer.

$$\lambda_1 = 93.3\epsilon = \mathbf{93.3}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i_z} = \frac{600}{7.27} = \mathbf{82.53} \quad \rightarrow \quad \bar{\lambda} = \mathbf{0.88}$$



**HEB 500:** { **h=500 mm; b=300 mm; t<sub>f</sub>=28 mm; i<sub>z</sub>= 7.27** }

$h/b = 1.66 > 1.2$  ; axe de flambement  $z - z \rightarrow$  courbe de flambement b.

$$\bar{\lambda} = 0.88 \quad \rightarrow \quad \chi = 0.6739$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \beta_A A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.6739 \times 238.6 \times 10^2 \times 235}{1.1} = 3435113.35 \text{ KN.}$$

$$N_{sd} < N_{b,Rd} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Tableau récapitulatif des sections des éléments :**

Les éléments	EUROCOD 3
Solive	<b>IPE220</b>
sommiers	<b>L&lt;7.5 IPE450</b> <b>L&lt;12.5 HEB500</b> <b>L&lt;13.5 HEB550</b>
sablère	<b>HEA180</b>
poteau	<b>HEB500</b>

**Tableau III.27: Tableau des sections des éléments.**



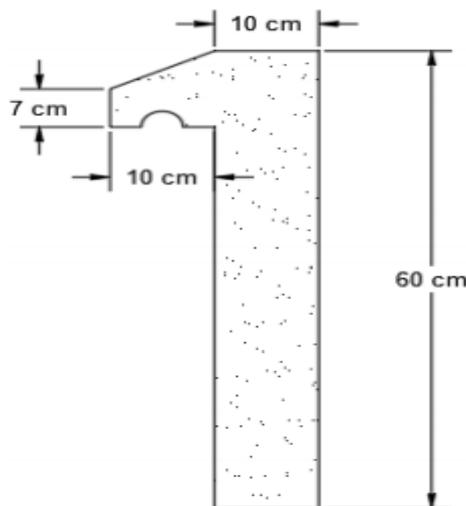
### Introduction :

Dans le présent chapitre, nous présentons l'étude des éléments secondaires qui ne contribuent pas directement aux contreventements contrairement aux éléments porteurs principaux. Nous citons l'acrotère, les escaliers, et les planchers.

Cette étude est indépendante de l'action sismique et le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement BAEL91 en respectant le règlement parasismique Algérien « RPA99 version 2003 ».

### IV.1. L'acrotère :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi, contre toute chute, elle est considérée comme une console encastrée soumise à son poids propre, à une charge (Q) qui est due à la main courante et une force latérale sismique.

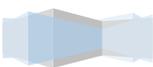


**Figure IV.1. Dimension de l'acrotère.**

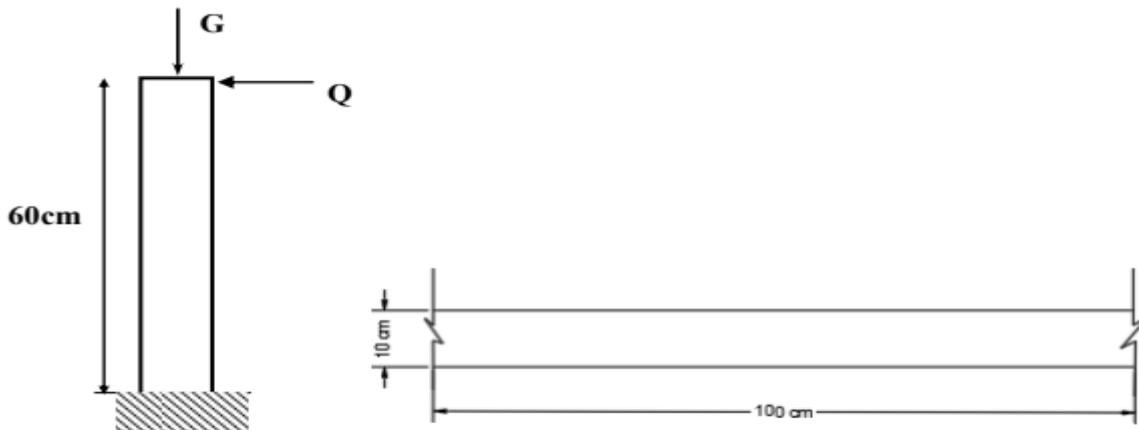
#### IV.1.1. Hypothèse de calcul :

Les hypothèses à prendre en compte pour le calcul sont :

- ✓ Type de fissuration est considérée préjudiciable.
- ✓ L'acrotère est sollicité en flexion composée du a :
  - Un effort normal dû à son poids propre (G).
  - Un moment dû à la surcharge d'exploitation (Q).



✓ Le calcul se fera pour une bande de 1ml.



**Figure IV.2 : Coupe transversale et longitudinale de l'acrotère.**

#### IV.1.2. Dimensionnement :

➤ **Evaluation des charges :**

a) **Les charges permanentes :**

$$S = 0.6 \times 0.1 + 0.07 \times 0.1 + 0.1 \times \frac{0.03}{2} = \mathbf{0.0685 \text{ m}^2}$$

$$G = \rho_b \times S = 0.0685 \times 25 = \mathbf{1.712 \text{ KN/ml.}}$$

b) **Les charges d'exploitation :**

$$Q = \mathbf{1 \text{ KN/ml.}}$$

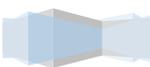
➤ **vérification au séisme :**

D'après le RPA99V2003 (Article 6.2.3) les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

Avec :

- ✓ **A** : Coefficient d'accélération obtenu dans le tableau (4.1) : pour la **zone II a** et le **groupe d'usage 2**. Donc : **A = 0.15**.
- ✓ **C<sub>p</sub>** : facteur de force horizontale pour les éléments secondaires donnés par le tableau (6.1), dans notre cas : **C<sub>p</sub> = 0.8**.
- ✓ **W<sub>P</sub>** : le poids propre de l'acrotère : **W<sub>P</sub> = 1.712 KN/m**.



✓  $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.712 = 0.82 \text{ KN/m}$ .

➤ **Sollicitation :**

<b>Pour G</b>	$N_G = 1.712$ (KN/ml)	$M_G = 0$	$T_G = 0$
<b>Pour Q</b>	$N_Q = 0$	$M_Q = H \times Q = 0.6 \times 1 = 0,60$ (KN/ml)	$T_Q = Q = 1$ (KN/ml)
<b>Pour F<sub>p</sub></b>	$N_{F_p} = 0$	$M_{F_p} = 0.6 \times 0.82 = 0.49$ (KN/ml)	$T_{F_p} = F_p = 0.82$ (KN/ml)

**Tableau IV.1 : Evaluation des moments et efforts tranchants.**

On a :

$Q_1 = \max (F_p, Q) = \max (0.82 ; 1) \rightarrow Q_1 = 1 \text{ KN/m}$ .

$F_p < Q$  : alors le ferrailage sera donc donné par les sollicitations  $W_p$  ,  $Q$ .

- ✓ Poids propre :  $W_p = N_G = 1.712 \text{ KN/m}$ .
- ✓ Surcharge :  $Q = 1 \text{ KN/m}$ .
- ✓ Un moment :  $M_{Q1} = Q \times H = 0.6 \text{ KN/m}$ .
- ✓ Un effort tranchant :  $T_{Q1} = 1 \text{ KN/m}$ .

➤ **Combinaisons d'actions :**

- Calcul à L'ELU :
  - ✓  $N_u = 1.35 \times W_G = 1.35 \times 1.712 = 2.31 \text{ KN/ml}$ .
  - ✓  $M_u = 1.5 \times M_{Q1} = 1.5 \times 0.60 = 0.90 \text{ KN.m/ml}$ .
  - ✓  $T_u = 1.5 \times T_{Q1} = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN/ml}$ .
  
- Calcul à L'ELS
  - ✓  $N_s = W_G = 1,712 \text{ KN/ml}$ .
  - ✓  $M_s = M_{Q1} = 0,60 \text{ KN. m/ml}$ .
  - ✓  $T_u = T_{Q1} = 1 \text{ KN/ml}$ .

	<b>N (KN/m)</b>	<b>M (KN.m/ml)</b>	<b>T (KN/ml)</b>
<b>ELU</b>	2.31	0.90	1.50
<b>ELS</b>	1.712	0.60	1.00

**Tableau IV.2 : Evaluation des sollicitations.**



### IV.1.3. Ferrailage :

#### IV.1.3.1. Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.90}{2.31} = 0.39 \text{ m} = \mathbf{39 \text{ cm}}$$

$$e_0 = \frac{H_t}{6} = \frac{10}{6} = 1.66 \text{ cm} = \mathbf{0.166 \text{ m}}$$

$e_u > e_0 \rightarrow$  Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, Donc La section est partiellement comprimée (S.P.C), et on se ramène a un calcul en flexion simple.

#### IV.1.3.2. Calcul de l'élancement :

D'après CBA93, l'article B.8.3.2 :

$$\checkmark L_f = 2 \times L_0 = 2 \times 0.60 = \mathbf{1.2 \text{ m}}$$

$$\checkmark i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad ; \quad I = \frac{b \times h^3}{12} \quad ; \quad B = b \times h \quad ; \quad \mathbf{i = 0.03}$$

$$\checkmark \lambda_x = \frac{L_f}{i} = \frac{1.2}{0.03} = \mathbf{40}$$

Avec :

$L_f$  : la longueur de flambement.

$h$  : l'épaisseur de l'acrotère.

$\lambda$ : L'élancement, donnée par :  $\lambda = \text{Max} [50, \text{Min} (67 * (e_u / h) ; 100)] ;$

$$\lambda = \mathbf{100}$$

$\lambda_x < \lambda = 100 \rightarrow$  Donc il n'est pas nécessaire de faire un calcul au flambement.

#### IV.1.3.3. L'excentricité additionnelle :

$$e_a \geq \text{Max} (2\text{cm} ; L/250) = \text{Max} (2\text{cm} ; 60 / 250) \rightarrow \mathbf{e_a = 0,02 \text{ m.}}$$

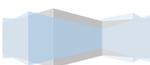
➤ Calcul du coefficient de Majoration :

$$\gamma_f = \min \left[ 1 + 0.15 \left( \left( \frac{\lambda_x}{35} \right)^2 \times \frac{h}{e_u} \right) ; 1.4 \right] \text{ m} \rightarrow \text{si } \frac{e_u}{h} > 0.75$$

$$\frac{e_u}{h} = \frac{0.39}{0.1} = \mathbf{3.9} > 0.75$$

$$\gamma_f = \min[1.050; 1.4] = \mathbf{1.050 \text{ m}}$$

Avec :



$\gamma_f$  : coefficient de majoration.

On trouve que  $\gamma_f = 1,05$ .

**Sollicitations majorées :**

ELU :  $N'_u = [\gamma_f \times N_u] \times 1 = 2,42 \text{ KN.}$

$M'_u = [\gamma_f \times M_u] \times 1 = 0,94 \text{ KN.m.}$

ELS :  $N'_s = [N_s] \times 1 = 1,712 \text{ KN.}$

$M'_s = [M] \times 1 = 0,60 \text{ KN.m.}$

On résume les résultats précédents dans le tableau suivant :

ELU		ELS	
$N'_u$ (KN)	$M'_u$ (KN.m)	$N'_s$ (KN)	$M'_s$ (KN.m)
<b>2,42</b>	<b>0,94</b>	<b>1,712</b>	<b>0,60</b>

**Tableau IV.3 : Evaluation des sollicitations après majoration.**

➤ **Calcul de Ferrailage a l'ELU :**

En flexion composée, le calcul des sections partiellement comprimées, sera assimilé au calcul à la flexion simple avec un moment fictif :

$$M_{ua} = M'_u + N'_u \left( d - \frac{h}{2} \right) = 0,94 + 2,42 \left( 0,07 - \frac{0,1}{2} \right)$$

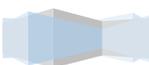
$$M_{ua} = 0,98 \text{ kN.m}$$

➤ **Calcul en flexion simple :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0,98 \times 10^6}{1000 \times 70^2 \times 14,2} = 0,014$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \rightarrow A_{sc} = 0 \rightarrow \text{Pas d'acier comprimé.}$$

Donc le diagramme passe par le **pivot « A »**.



Pivot A:

- $\epsilon_s = 1\% \rightarrow f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa.}$
- $\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu_{bu})}) = 0.0176$
- $Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 6.95 \text{ cm}$
- $A_{sf} = \frac{M_{ua}}{Z \times f_{su}} = \frac{0.98 \times 10^6}{6.95 \times 10^3 \times 348} = 0.4051 \text{ cm}^2$
- $A_{su} = A_{sf} - \frac{N'_u}{f_{su}} = 0.3981 \text{ cm}^2$

➤ Calcul de Ferrailage à l'ELS :

$$N's = 1,712 \text{ KN.}$$

$$M's = 0,60 \text{ KN. m.}$$

La contrainte du béton :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

La contrainte de l'acier :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right] \quad \eta = 1.6$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left[ \frac{2}{3} \times 400; 110 \times \sqrt{1.6 \times 2.1} \right]$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min[266.66; 201.63]$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa.}$$

➤ Calcul de l'excentricité :

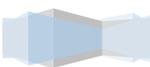
$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.60}{1.712} = 0.35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{H_t}{6} = \frac{10}{6} = 1.66 \text{ cm}$$

$e_s > e_0 \rightarrow$  Le centre de pression se trouve de la zone l'extrémité de la section, et l'effort normale étant un effort de compression. Donc La section est partiellement comprimée (S.P.C).

➤ Évaluation des moments aux niveaux des armatures tendus :

$$M_{sa} = M's + N's \left( d - \frac{h}{2} \right) \quad \text{Avec } d = 7 \text{ cm}$$



$$M_{sa} = 0.60 + 1.712 \left( 0.07 - \frac{0.1}{2} \right)$$

$$M_{sa} = 0.63 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

➤ **Calcul du moment limite du service M :**

- $X = 15 \times \overline{\sigma}_{bc} \times \frac{d}{15 \times \overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_{st}} = 0.0035$
- $Z = d - \frac{X}{3} = 0.698 \text{ m}$
- $M_l = 0.5 \times b \times X \times Z \times \overline{\sigma}_{bc} \times 10^3 = 18.32 \text{ KN} \cdot \text{m}$
- $M_{sa} < M_l$  donc  $A' = 0 \text{ cm}^2$
- $A_s = A_{sf} - \frac{N_{fs}}{f_{su}} = 0.44 \text{ cm}^2$

➤ **Vérification de condition de non fragilité :**

On a:

$$A_{smin} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.84 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc :

$$A_s > \max [A_s, A_u, A_{smin}] \rightarrow A_s > \max [0.44, 0.32, 0.84]$$

$$A_s \geq 0.84 \text{ cm}^2$$

Nous adoptons un ferrailage symétrique :  $A_s$  adopté  $\rightarrow$  **4HA8 = 2, 01 cm<sup>2</sup>/ml** espacée de **25 cm**.

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5025 \text{ cm}^2$$

On adopte  $A_r \rightarrow$  **3HA8 = 1, 51 cm<sup>2</sup>** avec un espacement de **25 cm**.

➤ **Vérification des contraintes :**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$  et  $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$

- $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ .
- $\sigma_{bc} = K \times Y_{ser}$        $K = \frac{M_{ser}}{I}$



➤ **Position de centre de pression c :**

**C** : C'est la distance du centre de pression à la fibre la plus comprimée de la section.

**Y<sub>c</sub>** : La distance de l'axe neutre au centre de pression.

$$C = h/2 - e_0 = 5 - 39 \rightarrow C = -34 \text{ cm.}$$

**Y<sub>1</sub>** : La distance entre l'axe neutre et la fibre supérieure de la section.

**C < 0** → Il est situé à l'extérieur de la section au-dessus de la fibre supérieure.

Avec :

$$\frac{b \times y^2}{2} + n \times (A_s + A'_s) \times y - n \times (d \times A_s - d' \times A'_s) = 0$$

Avec:  $A'_s = 0 \text{ cm}^2$

Après la solution de l'équation on trouve : **y = 1, 206 cm.**

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + n \times A_s \times (d - y)^2$$

$$I = \frac{1 \times 1.206^3}{3} + 15 \times 2.01 \times (7 - 1.206)^2 = 1012.73 \text{ cm}^2$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{0.63 \times 10^6}{1012.73 \times 10^4} = 0.062 \text{ N/mm}^3$$

➤ **La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = K \times Y_{ser} = 0.747 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.747 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **La contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_{st} = K \times n \times (d - y) = 53.88 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 53.88 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa.} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification au cisaillement :**

- $\tau'_u < \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) \rightarrow \tau'_u = 2.5 \text{ MPa.}$
- $T_u = Q \times 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$



- $\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 0.07 \times 10^3} = 0.0214 \text{ MPa}$
- $\tau_u = 0.031 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0.0214 \text{ MPa} < \tau'_u = 2.5 \text{ MPa}$       Condition vérifiée.

#### IV.1.3.4. Schéma de ferrailage :

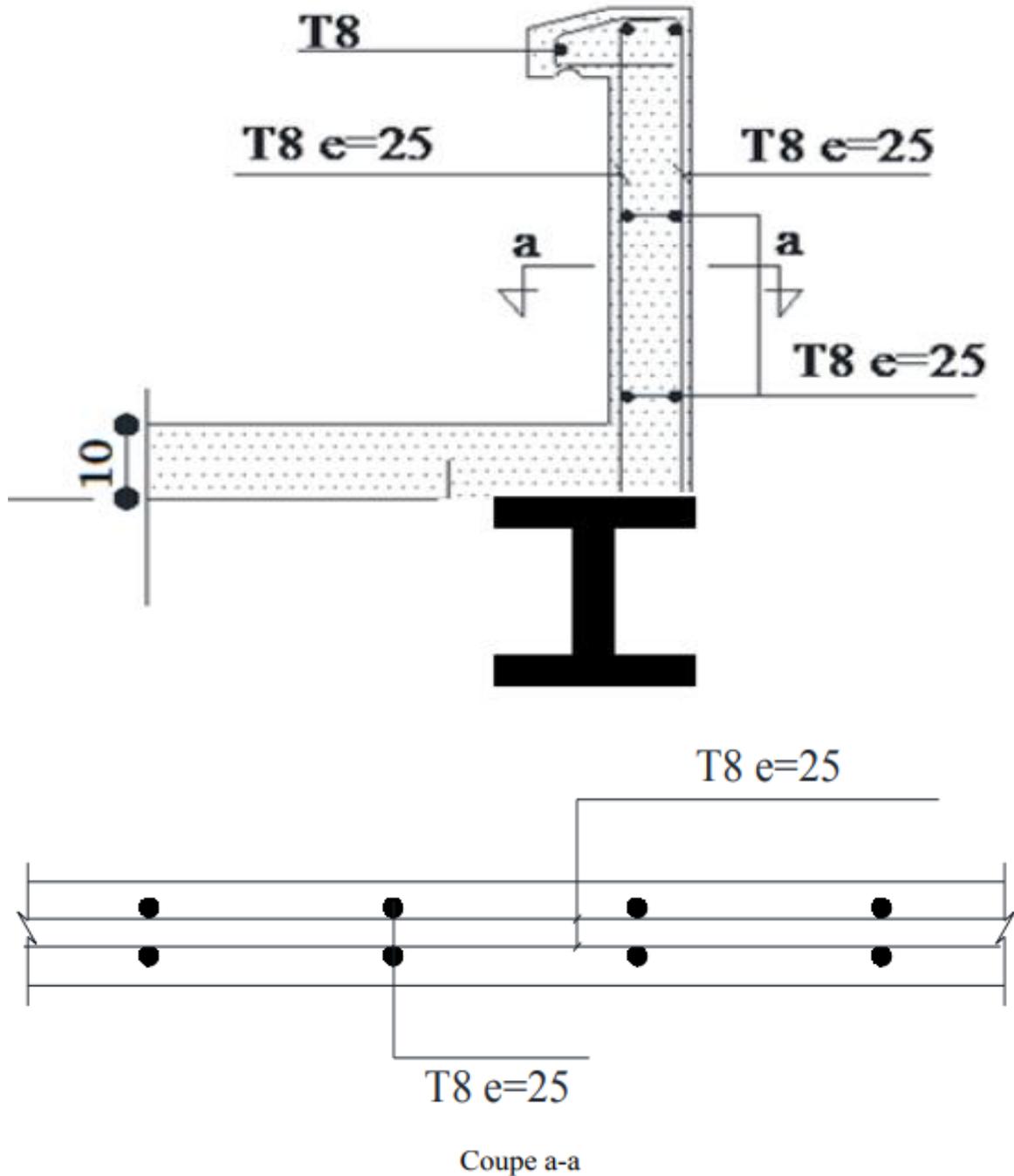
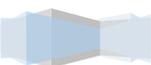
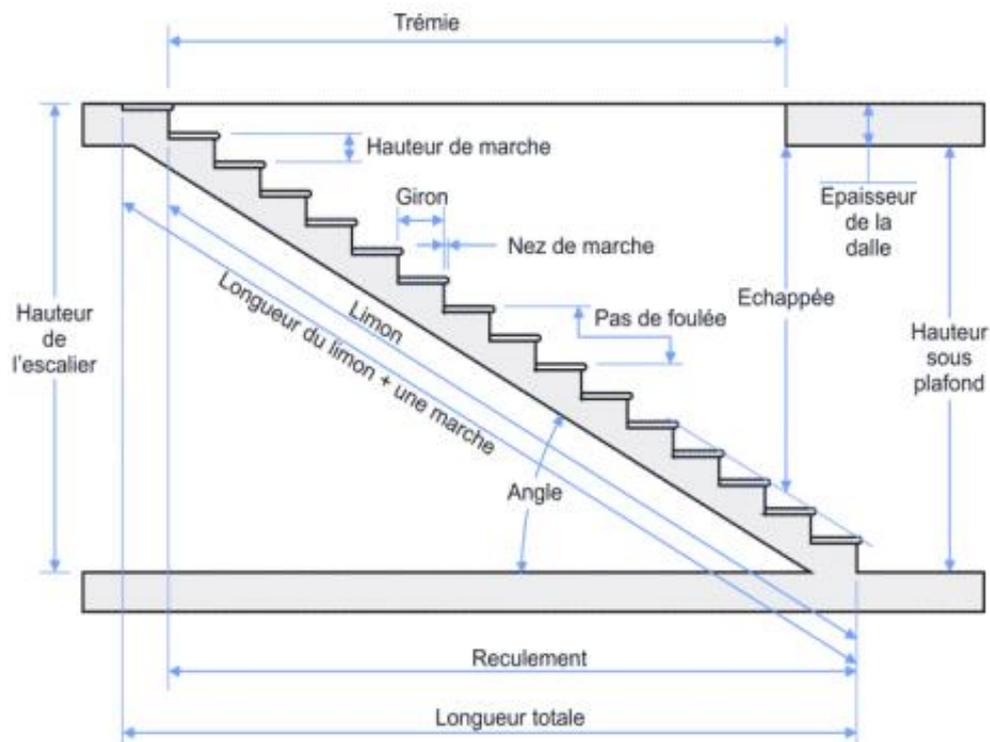


Figure IV.3 : Ferrailage de l'acrotère.



## IV.2. Etude des escaliers :

- ❖ Un escalier : est une suite de marches qui permettent de passer d'un niveau à un autre.
- ❖ Un palier : espace plat et spatiaux qui marque un étage après une série de marche, dont la Fonction est de permettre un repos pendant la montée.
- ❖ Une volée : est une partie droite ou courbé d'escalier comprise entre deux paliers successifs.
- ❖ Un limon : élément incliné supportant les marches. Pour les limons, on emploie des profilés ou de la tôle, le dispositif le plus simple consiste à utiliser un profilé en U sur l'âme verticale.



**Figure IV.4 : Présentation de l'escalier.**

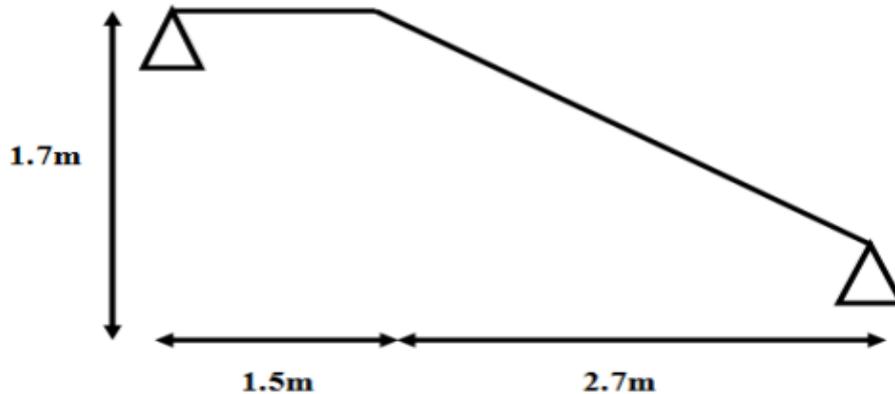
Dans notre cas les escaliers sont droits constitués par deux limons en profilé UPE séparés par un palier. Entre les deux limons sont disposées des cornières de marche soudées à leur extrémités et cela pour permettre la maintenance des marches et contre marches. L'escalier de notre structure à quatre (04) volées et un trois (03) palier pour le réz de chausser et trois (03) volées et deux (02) paliers pour les étages courants.



## IV.2.2. Dimensionnement des escaliers :

### IV.2.2.1. REZ DE CHAUSSER (4 volée) :

On fixe la hauteur de marche  $h = 17\text{cm}$  avec hauteur de l'étage :  $H = 6.00\text{ m}$



**Figure IV.5 : Schéma statique de l'escalier réz de chausser.**

#### a) L'inclinaison de la paillasse :

$$\tan \alpha = 1.7 / 2.7 = 0,62 \quad \rightarrow \alpha = 32^\circ$$

#### b) Les marches et les contres marches :

Pour le dimensionnement des marches ( $g$ ) et contre marches ( $h$ ), on utilise la formule de **BLONDEL** :

$$59\text{ cm} \leq (g + 2h) \leq 66\text{ cm}$$

On fixe :  $h = 17\text{ cm}$ .

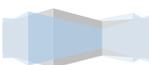
$$59\text{ cm} \leq (g + 2h) \leq 66\text{ cm} \rightarrow 25\text{ cm} < g < 32\text{ cm}$$

Donc :  $g = 30\text{ cm}$

- ✓ Le nombre de contre marche :  $N_c = H/h = 1.7/0.17 = 10$
- ✓ Le nombre de marche :  $N_m = N_c - 1 = 9$
- ✓ La longueur de la paillasse :  $L = H / \sin 32 = 3,2\text{ m}$ .

#### ➤ Conception d'une marche :

L'escalier pour lequel on a opté est un escalier à limon en U avec des marches en tôles striées soudées sur des cornières.



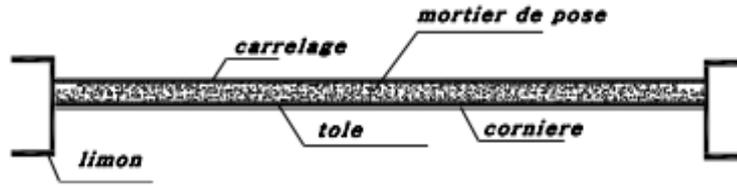


Figure .IV.6. Schéma de la conception d'une marche.

c) Dimensionnement des escaliers selon l'EUROCODE 3 :

➤ Cornières de marches:

- Evaluation des charges :

Les charges permanentes :

- ✓ Carrelage (2cm).....0.40 KN /m<sup>2</sup>
- ✓ Mortier de pose (2cm).....0.36KN /m<sup>2</sup>
- ✓ Tôle strié (1cm)..... 0.785KN /m<sup>2</sup>

$$G = 1.545 \text{ KN/m}^2$$

La charge d'exploitation :

$$Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$$

**Remarque:** Chaque cornière reprend la charge de la marche.

Condition de résistance :  $\sigma_f \leq \sigma_e$

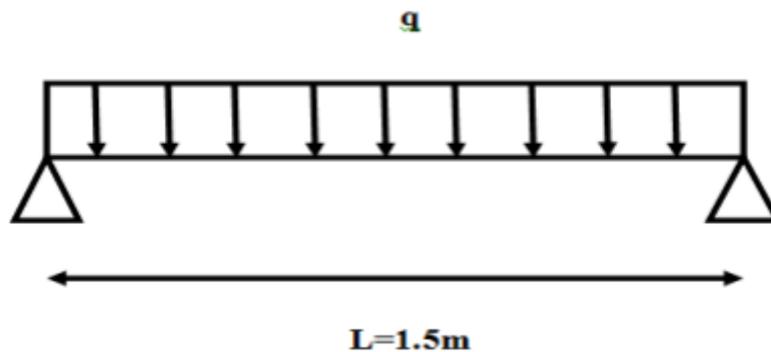
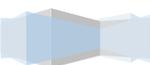


Figure .IV.7. Schéma Statique de la cornière.

➤ Dimensionnement des éléments porteurs :

- Evaluation des charges :

Les charges permanentes :



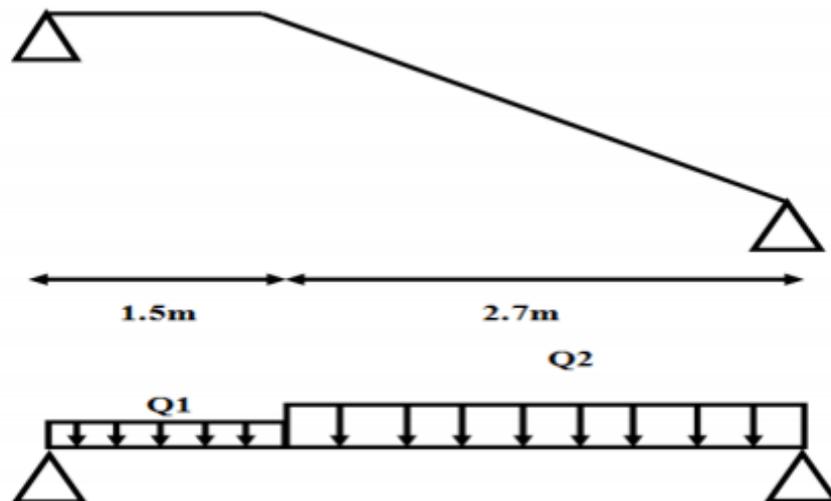
- ✓ TN40..... 0.10KN /m<sup>2</sup>
- ✓ Dalle en béton armée (2cm) ..... 0.50KN /m<sup>2</sup>
- ✓ Mortier de pose (2cm) ..... 0.36KN /m<sup>2</sup>
- ✓ Carrelage (2cm)..... 0.40 KN /m<sup>2</sup>

(Charges permanente de palier de repos) **G = 1.36KN /m<sup>2</sup>**

- ✓ Poids de garde corps.....0.30 KN /ml

**La charge d'exploitation :** **Q = 2.50KN /ml**

- **Dimensionnement escalier type 1:**



**Figure IV.8 : Schéma statique de l'escalier type 1.**

$$q_1 = 1.5/2 \times (1.545 + 1.545) + 0.30 = 2.6175 \text{ KN/ml}$$

$$q_2 = 1.5/2 \times 1.36 + 0.30 = 1.32 \text{ KN/ml}$$

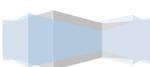
**La charge équivalente :**

$$G = (q_1 l_1 + q_2 l_2) / (l_1 + l_2) = 1.7833 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 2.50 \times 1.5 = 3.75 \text{ KN/ml}$$

$$q = G + Q = 5.5333 \text{ KN/ml}$$

- **Dimensionnement des cornières :**



$$G = 1.545 \times 0.3 = \mathbf{0.4635 \text{ KN/ml}}$$

$$Q = 2.50 \times 0.3 = \mathbf{0.75 \text{ KN/ml}}$$

$$q = G + Q = \mathbf{1.2135 \text{ KN/ml}}$$

**Condition de flèche :**

$$\delta = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I} \leq \delta_{max} = \frac{L}{250} \rightarrow I \geq \frac{1250 \times q \times L^3}{384 \times E}$$

$$I \geq \frac{1250 \times 1.2135 \times 10^{-2} \times 1500^3}{384 \times 2100} = \mathbf{6.3485 \times 10^4 \text{ mm}^4}$$

$$I \geq \mathbf{6.34 \times 10^4 \text{ mm}^4}$$

Donc on choisit une cornière  $\rightarrow \mathbf{L45 \times 45 \times 4}$   $\mathbf{I = 14.61 \text{ cm}^4}$

$$\frac{C}{t} \leq 10\varepsilon \rightarrow \frac{45}{4} = 11.25 \leq 10 \rightarrow \mathbf{\text{section de classe 1}}$$

**Condition de résistance :**

$$M_{sd} \leq M_{c,Rd}$$

$$q = 1.35G + 1.5Q = \mathbf{1.7507 \text{ kN/ml}}$$

$$M_{sd} = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{1.7507 \times 1.50^2}{8} = \mathbf{0.4923 \text{ kN.m}}$$

$$M_{c,Rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_0} = \frac{235 \times 2.02 \times 10^{-3}}{1} = \mathbf{0.4747 \text{ kN.m}}$$

$$M_{sd} = \mathbf{0.49 \text{ kN.m}} > M_{c,Rd} = \mathbf{0.47 \text{ kN.m}} \quad \mathbf{\text{Condition non vérifiée.}}$$

On augmente la section de cornière pour  $\mathbf{L45 \times 45 \times 5}$ .

$$M_{c,Rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_0} = \frac{235 \times 2.43 \times 10^{-3}}{1} = \mathbf{0.571 \text{ kN.m}}$$

$$M_{sd} = \mathbf{0.49 \text{ kN.m}} < M_{c,Rd} = \mathbf{0.571 \text{ kN.m}} \quad \mathbf{\text{Condition vérifiée.}}$$

Donc on adopte la cornière  $\mathbf{L45 \times 45 \times 5}$

➤ **Dimensionnement des éléments porteurs pour l'escalier type 1 :**

- **Dimensionnement des limons :**



**Condition de flèche :**

$$\delta = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I} \leq \delta_{max} = \frac{L}{250} \rightarrow I \geq \frac{1250 \times q \times L^3}{384 \times E}$$

$$I \geq \frac{1250 \times 5.5333 \times 10^{-2} \times 4200^3}{384 \times 2100} = 635.46 \times 10^4 \text{mm}^4$$

$$I \geq 635.46 \times 10^4 \text{mm}^4$$

Donc on choisit  $\rightarrow$  UPE 160  $\quad I = 911 \times 10^4 \text{mm}^4$

Ame fléchie :  $\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \rightarrow \frac{117}{5.5} = 21.27 \leq 72 \rightarrow$  section de classe 1

Semelle comprimée :  $\frac{c}{t_f} \leq 10\varepsilon \rightarrow \frac{32.5}{9.5} = 21.27 \leq 10 \rightarrow$  section de classe 1

**Condition de résistance :**

$$M_{sd} \leq M_{c,Rd}$$

$$q = 1.35G + 1.5Q = 8.0324 \text{ kN/ml}$$

$$M_{sd} = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{8.0324 \times 4.2^2}{8} = 17.71 \text{ kN.m}$$

$$\text{section de classe 1} \rightarrow M_{c,Rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_0} = \frac{235 \times 114 \times 10^{-3}}{1} = 26.79 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 17.71 \text{ kN.m} < M_{c,Rd} = 26.79 \text{ kN.m} \text{ Condition vérifiée.}$$

Donc on adopte un UPE 160.

• **Dimensionnement de la poutre palière :**

○ **Evaluation des charges :**

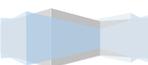
**Les Charges permanente :**

- ✓ Poids propre estimé de la poutre.....0.80 kN/ml
- ✓ Poids de palier.....  $1.5 \times 1.36 = 2.04$  kN/ml
- ✓ Poids de la paille.....  $(1.545)1.5 + 0.0338 = 2.35$  kN/ml
- ✓ Poids des limons...par principe de la charge équivalent ...=0.17 kN/ml

$$G = 5.36 \text{ kN/ml}$$

**La charge d'exploitation :**

$$Q = 2.50 \times 1.5 = 3.75 \text{ kN/ml}$$



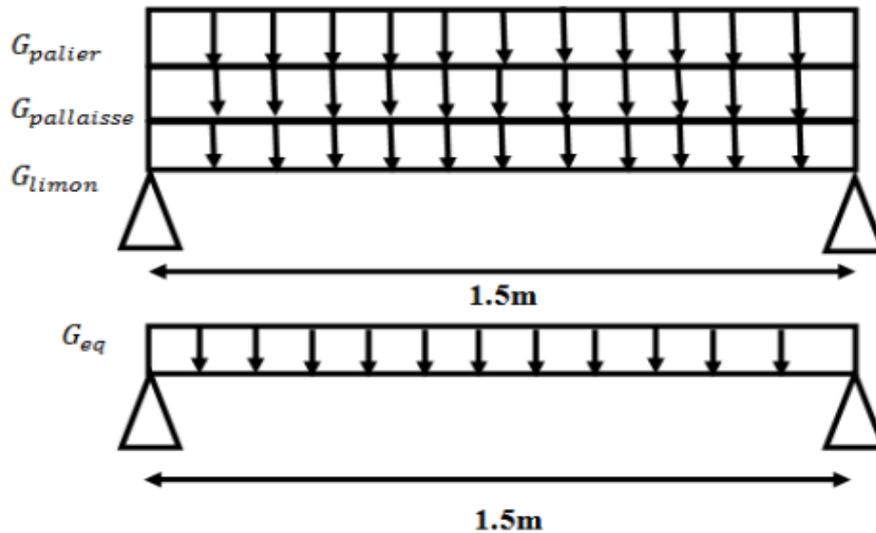


Figure IV.9 : Schéma statique de la poutre palière.

Condition de flèche :

$$G = 5.36 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 3.75 \text{ KN/ml}$$

$$q = G + Q = 9.11 \text{ kN/ml}$$

$$\delta = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I} \leq \delta_{max} = \frac{L}{250} \rightarrow I \geq \frac{1250 \times q \times L^3}{384 \times E}$$

$$I \geq \frac{1250 \times 9.11 \times 10^{-2} \times 1500^3}{384 \times 2100} = 47659.73 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$I \geq 47659.73 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

Donc on choisit  $\rightarrow$  IPE 100  $I = 47659.73 \times 10^4 \text{ mm}^4$

Ame fléchie :  $\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \rightarrow \frac{74.6}{4.1} = 18.19 \leq 72 \rightarrow$  section de classe 1

Semelle comprimée :  $\frac{c}{t_f} \leq 10\varepsilon \rightarrow \frac{27.5}{5.7} = 4.82 \leq 10 \rightarrow$  section de classe 1

Condition de résistance :

$$M_{sd} \leq M_{c,Rd}$$

$$q = 1.35G + 1.5Q = 12.86 \text{ kN/ml}$$



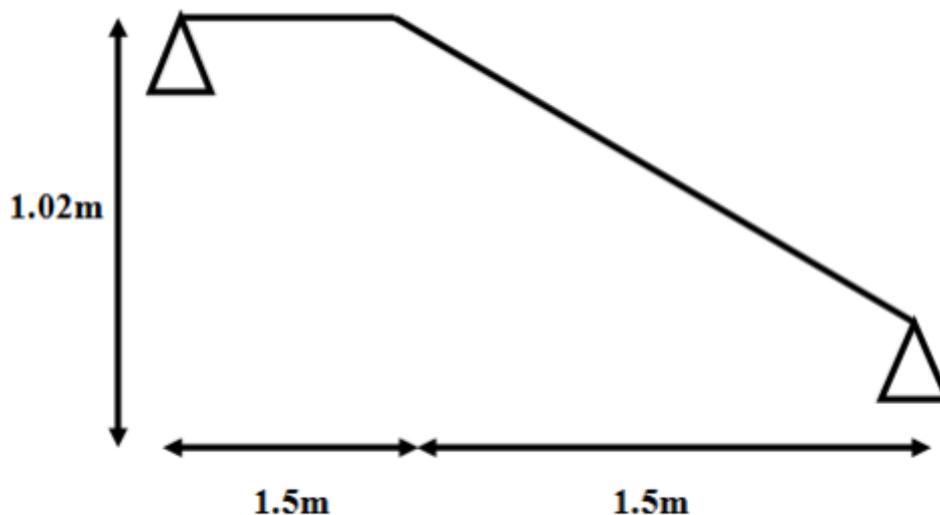
$$M_{sd} = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{12.86 \times 1.5^2}{8} = 3.61 \text{ kN.m}$$

section de classe 1  $\rightarrow M_{c,Rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_0} = \frac{235 \times 39.41 \times 10^{-3}}{1} = 9.26 \text{ kN.m}$

$$M_{sd} = 3.61 \text{ kN.m} < M_{c,Rd} = 9.26 \text{ kN.m} \text{ Condition vérifiée.}$$

Donc on adopte un **IPE 100**.

➤ **Dimensionnement des éléments porteurs pour l'escalier type 2 :**



**Figure IV.10 : Schéma statique de l'escalier réez de chausser 4ème volée.**

a) L'inclinaison de la paillasse :

$$\tan \alpha = 1.02 / 1.5 = 0,68 \quad \rightarrow \alpha = 34^\circ$$

b) Les marches et les contres marches :

Pour le dimensionnement des marches (**g**) et contre marches (**h**), on utilise la formule de **BLONDEL** :

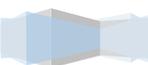
$$59 \text{ cm} \leq (g + 2h) \leq 66 \text{ cm}$$

On fixe : **h = 17 cm.**

$$59 \text{ cm} \leq (g + 2h) \leq 66 \text{ cm} \rightarrow 25 \text{ cm} < g < 32 \text{ cm}$$

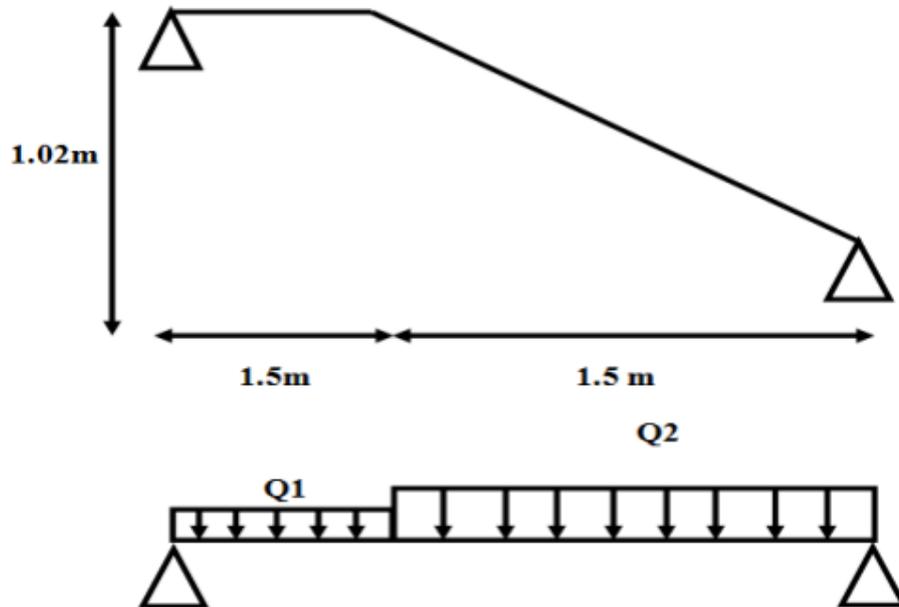
Donc : **g = 30 cm**

✓ Le nombre de contre marche :  $N_c = H/h = 1.02/0.17 = 6$



- ✓ Le nombre de marche :  $N_m = N_c - 1 = 5$
- ✓ La longueur de la paillasse :  $L = H / \sin 34 = 2.68 \text{ m}$ .

**c) Dimensionnement des limons :**



**Figure IV.11 : Schéma statique de l'escalier 2.**

$$q_1 = 1.5/2 \times (1.545 + 1.545) + 0.30 = 2.6175 \text{ KN/ml}$$

$$q_2 = 1.5/2 \times 1.36 + 0.30 = 1.32 \text{ KN/ml}$$

**La charge équivalente :**

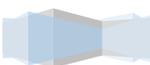
$$G = (q_1 l_1 + q_2 l_2) / (l_1 + l_2) = 1.9687 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 2.50 \times 1.5 = 3.75 \text{ KN/ml}$$

$$q = G + Q = 5.7187 \text{ KN/ml}$$

**Condition de flèche :**

$$\delta = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I} \leq \delta_{max} = \frac{L}{250} \rightarrow I \geq \frac{1250 \times q \times L^3}{384 \times E}$$



$$I \geq \frac{1250 \times 5.7187 \times 10^{-2} \times 3000^3}{384 \times 2100} = 239.34 \times 10^4 \text{mm}^4$$

$$I \geq 239.34 \times 10^4 \text{mm}^4$$

Donc on choisit un **UPE 120**  $I = 364 \text{cm}^4$

**Condition de résistance :**

$$M_{sd} \leq M_{c,Rd}$$

$$q = 1.35G + 1.5Q = 8.2823 \text{ kN/ml}$$

$$M_{sd} = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{8.2823 \times 3^2}{8} = 9.31 \text{ kN.m}$$

$$M_{c,Rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_0} = \frac{235 \times 70.3 \times 10^{-3}}{1} = 16.52 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 9.31 \text{ kN.m} < M_{c,Rd} = 16.52 \text{ kN.m} \text{ Condition vérifiée.}$$

Donc on adopte un **UPE 120**.

➤ **Tableaux récapitulatives des résultats :**

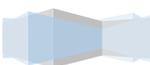
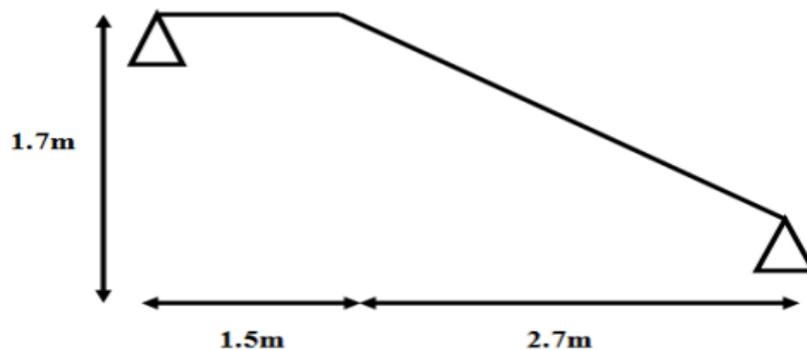
	Escaliers type 1	Escaliers type 2
Cornières des marches	L 45 × 45 × 5	L 45 × 45 × 5
Les limons	UPE160	UPE 120
Les poutres palières	IPE 100	IPE 100

**Tableau IV.4 : Dimension des éléments pour l'escalier type 1 et type 2.**

#### IV.2.2.2. ETAGE COURANT (3 volée) :

Dans les étages courants de notre structure nous avons un type d'escalier de trois (03) volées et deux (02) paliées, avec une hauteur d'étage de 4.4 m donc :

➤ Type 1 :



**Figure IV.12 : Schéma statique de l'escalier étage courant 3ème volées.**

**a) L'inclinaison de la paillasse :**

$$\tan \alpha = 1.7 / 2.7 = 0,62 \quad \rightarrow \alpha = 32^\circ$$

**b) Les marches et les contres marches :**

Pour le dimensionnement des marches (**g**) et contre marches (**h**), on utilise la formule de **BLONDEL** :

$$59 \text{ cm} \leq (g + 2h) \leq 66 \text{ cm}$$

On fixe : **h = 17 cm.**

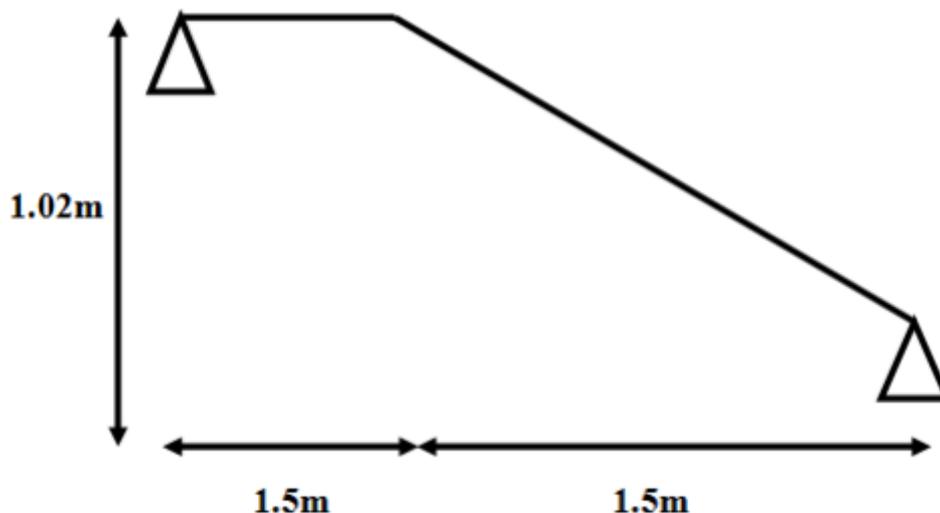
$$59 \text{ cm} \leq (g + 2h) \leq 66 \text{ cm} \rightarrow 25 \text{ cm} < g < 32 \text{ cm}$$

Donc : **g = 30 cm**

- ✓ Le nombre de contre marche :  $N_c = H/h = 1.7/0.17 = 10$
- ✓ Le nombre de marche :  $N_m = N_c - 1 = 9$
- ✓ La longueur de la paillasse :  $L = H / \sin 32 = 3,2 \text{ m.}$

Nous avons donc trouvé les même types d'escalier de réez de chausser pour les étages courants, à partir lesquelles nous avons mis les même résultats de dimensionnement des (limons, cornière, poutre palière).

➤ Type 2 :



### Figure IV.13 : Schéma statique de l'escalier étage courant 4ème volée.

a) L'inclinaison de la paillasse :

$$\tan \alpha = 1.02 / 1.5 = 0,68 \quad \rightarrow \alpha = 34^\circ$$

b) Les marches et les contres marches :

Pour le dimensionnement des marches (**g**) et contre marches (**h**), on utilise la formule de **BLONDEL** :

$$59 \text{ cm} \leq (g + 2h) \leq 66 \text{ cm}$$

On fixe : **h = 17 cm.**

$$59 \text{ cm} \leq (g + 2h) \leq 66 \text{ cm} \rightarrow 25 \text{ cm} < g < 32 \text{ cm}$$

Donc : **g = 30 cm**

- ✓ Le nombre de contre marche :  $N_c = H/h = 1.02/0.17 = 6$
- ✓ Le nombre de marche :  $N_m = N_c - 1 = 5$
- ✓ La longueur de la paillasse :  $L = H / \sin 34 = 2.68 \text{ m.}$

### IV.2.3. Calcul des escaliers en béton armé :

a) Définition :

On a deux types d'escaliers se présente comme un escalier traditionnel en béton armé :

**Type 1** : longueur de volée **2.7 m** et avec un palier (posé sur une poutre palière) de **1.5m** de largeur.

**Type 2** : longueur de volée **1.5 m** et avec un palier (posé sur une poutre palière) de **1.5m** de largeur.

b) Dimensionnement d'escalier :

Le choix de dimension en fonction de la condition d'utilisateur et de destination de l'ouvrage ; pratiquement on doit remplir les conditions suivantes :

- ✓ Pour passer d'un étage à l'autre facilement, on prend :

« h » entre 14 et 20cm :  $14 \text{ cm} \leq h \leq 20 \text{ cm}$

« g » entre 22cm et 33cm :  $22\text{cm} \leq g \leq 33 \text{ cm}$



- ✓ Pour vérifier que la condition convient, on utilise la formule empirique BLONDEL :

$$g + 2h = m$$

Avec :  $60\text{cm} \leq m \leq 65\text{cm}$

Dans notre cas nous avons :

$$14\text{ cm} \leq h = 17\text{ cm} \leq 20\text{ cm}$$

$$22\text{cm} \leq g = 30\text{ cm} \leq 33\text{ cm}$$

$$60\text{ m} \leq g + 2h = 64\text{ cm} \leq 65\text{ cm}$$

Les dimensions des escaliers type 1 et type 2 sont mentionnés dans la partie précédente.

### La longueur de la volée :

- **Type 1:**  $L_v = Nm * h = 3.19 * 30 = 95.7\text{cm}$
- **Type 2:**  $L_v = Nm * h = 1.81 * 30 = 54.3\text{cm}$

L'épaisseur de la paillasse :

- **Type 1 :**  $L/30 \leq e \leq L/20 \quad L = \sqrt{(2.7)^2 + (1.7)^2} = 319\text{ cm}$   
 $319/30 \leq e \leq 319/20$

Donc :  $10.6 \leq e \leq 15.9$

On adopte :  $e = 15\text{cm}$  ..... Pour les raisons de la vérification de la flèche

- **Type 2 :**  $L = \sqrt{(1.5)^2 + (1.02)^2} = 181\text{ cm}$   
 $181/30 \leq e \leq 181/20$

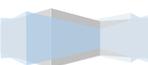
Donc :  $6 \leq e \leq 9.05$

On adopte :  $e = 15\text{cm}$  ..... Pour les raisons de la vérification de la flèche.

### Evaluation des charges :

#### a) Le palier :

Charges permanentes	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Charges (KN/m <sup>2</sup> )
1- Poids propre de palier	25	0.15	3.75
2- Chape de mortier	22	0.02	0.44
3- Carrelage	22	0.02	0.44
		G <sub>palier</sub>	4.63
		Q <sub>palier</sub>	2.5



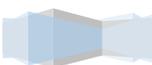
**Tableau IV.5: Charge permanente de palier.**

**b) La volée (paillasse) :**

Charges permanentes	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Charges (KN/m <sup>2</sup> )
1- Poids propre des marches	25	0.85	1.87
2- Poids propre de la paillasse	22	0.17	4.41
3- Chape de mortier		0.02	0.40
4- Carrelage	22	0.02	0.44
5- Enduit de ciment		0.02	0.42
		G <sub>volée</sub>	7.54
		Q <sub>volée</sub>	2.5

**Tableau IV.6 : Charge permanente de palier.**

**Remarque** : comme l'écart entre les poids propres des deux niveaux (**RDC ; EC**) est petit, le calcul sera effectué pour un seul niveau dont ses résultats seront généralisés sur l'ensemble des escaliers.



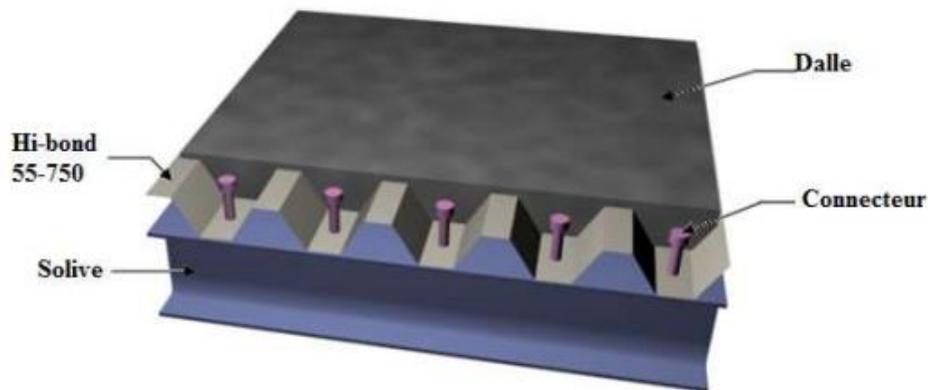
## IV.3.ETUDE DE PLANCHER MIXTE :

### Introduction :

Les planchers doivent être étudiés en vue des charges qu'ils auront à supporter et en vue de l'agencement de tous les éléments constructifs des planchers.

Notre construction est un bâtiment à usage multiples, ou la charge d'exploitation est importante ( $2.5 \text{ KN/ m}^2$ ), notre dalle est de **type mixte (acier-béton)**, ou la dalle est en béton posée sur des solives à l'aide d'un intermédiaire en tôle nervurée (**Hi-bond.55-800**).

La dalle est dite collaborante, car elle participe à l'inertie globale du plancher et à la stabilité de la structure, ce qui impose qu'elle soit liaisonnée avec la structure porteuse. La liaison est faite par la connexion entre la dalle en béton et la tôle nervurée par des connecteurs, qui solidarissent la dalle et les poutres entre elles et s'opposent à leur glissement.

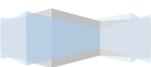


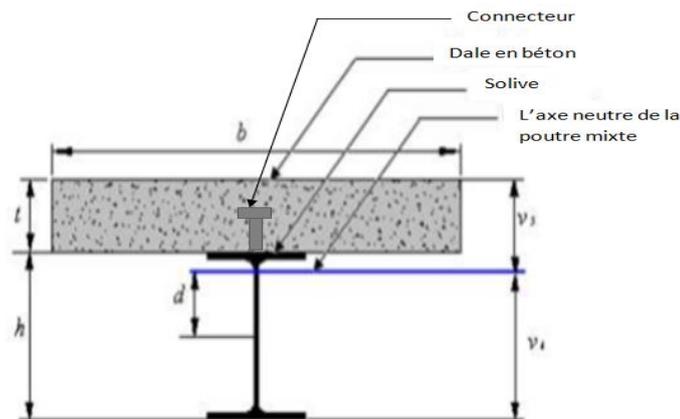
**Figure IV.14: Eléments constructif d'un plancher collaborant.**

### IV.3.1.Calcul de plancher mixte :

Le calcul est fait selon la méthode prescrite dans le document « structure métallique selon Eurocode03 » jean Morel. L'étude technique sur un plancher mixte, se fait sur une section transversale dans le plancher, en supposant que :

-La liaison entre l'acier et le béton est rigide. Les deux matériaux ne peuvent glisser l'un sur l'autre, ils en sont empêchés par les connecteurs.





**Figure IV.15 : Dimensions de la poutre mixte.**

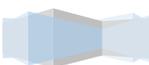
On note par :

- ✓  $h$  : Hauteur de la poutre (solive) en acier.
- ✓  $t$  : épaisseur de la dalle en béton.
- ✓  $b$  : Largeur de la dalle collaborante.
- ✓  $v_s$  : Distance de l'axe neutre à la fibre supérieure de la dalle.
- ✓  $v_i$  : Distance de l'axe neutre à la fibre inférieure de la poutre.
- ✓  $d$  : Distance de l'axe neutre au centre de gravité de la poutre en acier.
- ✓  $A$  : Aire de la section de la poutre en acier.
- ✓  $B$  : Aire de la section du béton seul.
- ✓  $S$  : Aire de la section totale rendue homogène.
- ✓  $I_A$  : Moment d'inertie de la poutre en acier, par rapport à un axe perpendiculaire au plan de flexion, passant par son centre de gravité.
- ✓  $W_y$  : Module d'inertie de la poutre en acier, par rapport à l'axe  $y$ .
- ✓  $\gamma_0$  : Coefficient de sécurité partiel (=1.1).
- ✓  $I_B$  : Moment d'inertie de la section du béton seul, par rapport à un axe perpendiculaire au plan de flexion, passant par son centre de gravité.
- ✓  $I_m$  : Moment d'inertie de la section totale rendue homogène.

- **Étapes de calcul :**

Pour l'Étude de la dalle collaborant On calcule la dalle pour 2 phases :

- ✓ **Phase de construction** : (lors du bétonnage) : c'est pour la vérification de la tôle profilée
- ✓ **Phase final** : (après durcissement du béton) : vérification de la dalle mixte.



## VI.3.2. Etude des planchers courants : (Avec Solive IPE220)

### VI.3.2.1. Vérification au stade de montage :

- **détermination des sollicitations :**

Le plancher est soumis à la charge permanente due au poids propre de la poutre et du béton (avant durcissement) et à la charge d'exploitation des ouvriers.

#### Charges permanentes :

$$G_{\text{solive}} = 0,262 \text{ kN/ml}$$

$$G_{\text{dalle}} = 2,5 \times 1,5 = 3,75 \text{ kN/ml}$$

$$G_{\text{tole}} = 0,0956 \times 1,5 = 0,14 \text{ kN/ml}$$

$$G = G_{\text{solive}} + G_{\text{dalle}} + G_{\text{tole}} = 4,152 \text{ KN/ml}$$

#### Surcharge d'exploitation:

$$Q = 2,5 \times 1,5 = 3,75 \text{ KN/ml}$$

✓ ELU :  $q_u = 1,35G + 1,5Q = 11,23 \text{ kN/ml}$

✓ ELS :  $q_s = G + Q = 7,90 \text{ kN/ml}$

#### ➤ Vérification de la flèche :

$$f = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{250}$$

$$f = \frac{5 \times 7,90 \times 10^{-2} \times 500^4}{384 \times 2,1 \times 10^4 \times 2772} = 1,10 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{500}{250} = 2 \text{ cm} \rightarrow f = 1,10 \text{ cm} \leq f_{adm} = 2 \text{ cm} (\text{Condition vérifiée}).$$

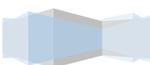
#### ➤ Vérification de la résistance :

$$M_{sd} \leq M_{pl,Rd}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{11,23 \times (5)^2}{8} = 35,09 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,Rd} = W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 285,4 \times 10^{-3} \frac{235}{1,1} = 60,97 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,Rd} > M_{sd} \quad \text{Condition vérifiée}$$



➤ **Vérification au cisaillement :**

$$V_{sd} \leq V_{rd,pl}$$
$$V_{sd} = \frac{q_u L}{2} = \frac{11.23 \times 5}{2} = 28.075 \text{ kN}$$

$$V_{rd,pl} = \frac{f_y \times A_{vz}}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{235 \times 15.88 \times 10^2 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1.1} = 195.86 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 28.075 \text{ kN} < V_{rd,pl} = 195.86 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**VI.3.2.2. Vérification après exécution :**

• **détermination des sollicitations :**

Après durcissement de la dalle en béton la section devient homogène (acier-béton), donc elle travaille en même temps.

**Charges permanentes :**

$$G = 3.2 \times 1.5 = 4.8 \text{ KN/ml}$$

**Surcharge d'exploitation:**

$$Q = 2.5 \times 1.5 = 3.75 \text{ KN/ml}$$

✓ ELU :  $q_u = 1.35G + 1.5Q = 12.10 \text{ ml}$

✓ ELS :  $q_s = G + Q = 8.55 \text{ kN/ml}$

• **Détermination de la largeur participante de béton :**

Elle est donnée par la formule suivante :

$$b_{eff} = 2 \times \min\left(\frac{L0}{8}, l\right) = 2 \times \min\left(\frac{0.8 \times 5}{8}, 1.5\right)$$

$$b_{eff} = \min(1 \text{ m}; 1.5 \text{ m}).$$

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

Sachant que :

✓ L : portée des solives.

✓ l : entraxe des solives.

• **Détermination de la position de l'axe neutre :**

$$d = \frac{b \times t}{n} \left( \frac{t + h}{2S} \right)$$

$$d = 10.63 < h/2 = 22/2 = 11 \quad \text{Donc l'axe neutre se trouve dans la solive}$$



Avec:

- ✓  $b = b_{\text{eff}}$  : largeur de la dalle participante.
- ✓  $n =$  coefficient d'équivalence acier/béton ( $n = 15$ ).

- **La section mixte :**

$$S = A + \left( \frac{b \times t}{n} \right)$$

Avec :

- ✓ S: section mixte.
- ✓ A: section de la solive  $A = 33.37 \text{ cm}^2$ .
- ✓ B: section de béton  $B = b_{\text{eff}} \times t = 1 \times 0.10 = 0.1 \text{ m}^2 = 1000 \text{ cm}^2$

- **Le moment d'inertie :**

$$I_m = I_y + A \times d^2 + \frac{b \times t^3}{12n} + \frac{b \times t}{n} \left( \frac{t + h}{2} - d \right)^2$$

$$v_i = \left( \frac{h}{2} + d \right) ; v_s = \left( \frac{h}{2} + t - d \right)$$

Avec:

- $I_m$ : moment d'inertie mixte de la section par rapport à l'axe neutre.
- $v_i$ : position de la fibre la plus tendus de l'acier par rapport à l'axe neutre.
- $v_s$ : position de la fibre la plus comprimée du béton par rapport à l'axe neutre.

A(cm <sup>2</sup> )	b(cm)	t(cm)	h(cm)	S(cm <sup>2</sup> )	d(cm)	I <sub>y</sub> (cm)	v <sub>i</sub> (cm)	v <sub>s</sub> (cm)	I <sub>m</sub> (cm <sup>4</sup> )
33.37	100	10	22	100.03	10.63	2772	21.63	10.37	9020.72

**Tableau IV.7 : Résultats des calculs.**

- **Le moment fléchissant maximum:**

$$M_{\text{max}} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{12.10 \times 5^2}{8} = 37.81 \text{ KN.m}$$



➤ **Vérification des contraintes :**

- **Contrainte dans la poutre acier :**

○ **Contrainte de traction :**

$$\sigma_{ai} = \frac{M}{I_m} \times v_i = \frac{37.81 \times 10^6}{9020.72 \times 10^4} \times 216.3$$

$$\sigma_{ai} = -90.66 \text{ MPa}$$

○ **Contrainte de compression :**

$$\sigma_{as} = \frac{M}{I_m} \times (v_s - t) = \frac{37.81 \times 10^6}{9020.72 \times 10^4} \times (103.7 - 100)$$

$$\sigma_{as} = +1.55 \text{ MPa}$$

○ **Contrainte admissible d'acier :**

$$\sigma_{adm} = \frac{f_y}{\gamma_a} = \frac{235}{1.1} = 213.63 \text{ MPa}$$

- **Contrainte dans la dalle béton :**

○ **Compression dans la fibre supérieure :**

$$\sigma_{bs} = \frac{M}{nI_m} \times v_s = \frac{37.81 \times 10^6}{15 \times 9020.72 \times 10^4} \times 103.7$$

$$\sigma_{bs} = +2.89 \text{ MPa}$$

○ **traction dans la fibre inférieure :**

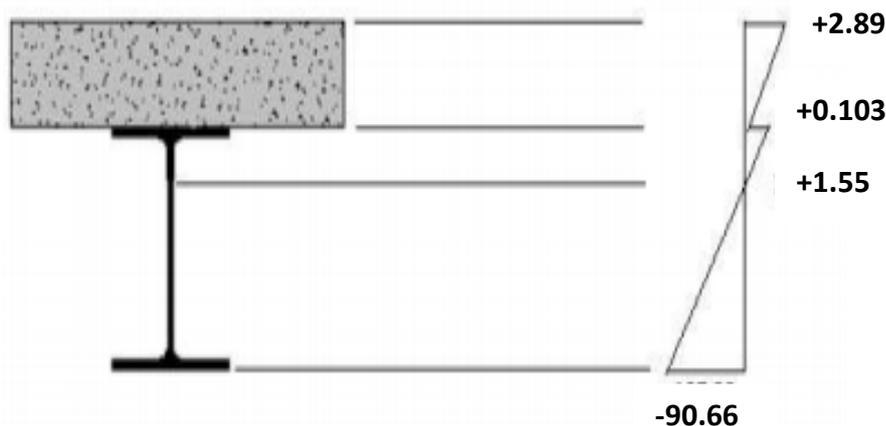
$$\sigma_{bi} = \frac{M}{nI_m} \times (v_s - t) = \frac{37.81 \times 10^6}{15 \times 9020.72 \times 10^4} \times (103.7 - 100)$$

$$\sigma_{bi} = +0.103 \text{ MPa}$$

❖ **Contrainte admissible de béton :**

$$\sigma_{adm} = 0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \frac{25}{1,5} = 14.16 \text{ MPa}$$





**Figure IV.16 : Diagramme des contraintes de flexion.**

➤ **Contraintes additionnelles de retrait :**

Le béton, en durcissant, devrait s'accompagner d'un retrait. Mais la dalle étant solidaire avec les poutres en acier, ce retrait est contrarié par l'acier, qui s'oppose au raccourcissement de la dalle, à l'interface acier/béton. Ces effets provoquent :

- un raccourcissement  $\epsilon_a$  de la poutre acier.
- un allongement  $\epsilon_b$  de la dalle béton (par rapport à sa position d'équilibre, car ne pouvant librement se rétracter, le béton se tend, ce qui équivaut à un allongement).

Ces contraintes sont déterminées à partir des formules suivantes:

- ❖ Distance entre le CDG de l'acier et CDG de béton :

$$\beta = \frac{h + t}{2} = \frac{220 + 100}{2} = 160 \text{ mm}$$

- ❖ Distance entre le CDG de l'acier et l'AN de la section homogène :

$$\alpha = \frac{I_A}{A \times \beta} = \frac{2772 \times 10^4}{33.37 \times 10^2 \times 160} = 51.9 \text{ mm}$$

$$\epsilon = 4 \times 10^{-6} \quad \text{Coefficient de retrait.}$$

$$E_a = 2.1 \times 10^5$$

$$K = \frac{B \times E_a \times \epsilon \times \beta \times A}{(n \times I_A \times A) + (B \times I_A) + (B \times A \times \beta^2)} = 0.35 \text{ N/mm}^3$$

$$\text{Donc : } K = 0.35 \times 10^{-2} \text{ N/mm}^3$$



$$y_1 = \frac{h}{2} + \alpha = \frac{220}{2} + 51.9 = 161.9 \text{ mm}$$

$$y_2 = y_1 + t = 161.9 + 100 = 261.9 \text{ mm}$$

Avec:

- ✓  $y_1$  : distance entre l'interface et l'ANP de la section homogène
- ✓  $y_2$  : distance entre la fibre supérieure du béton et l'ANP de la section homogène.

D'où les valeurs des contraintes :

$$\sigma'_a = K \times y_1 = 0.56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_a = K(h - y_1) = -0.20 \text{ MPa}$$

$$\sigma'_{b1} = \frac{1}{n} (E_a \times \varepsilon - K \times y_1) = -0.018 \text{ MPa}$$

$$\sigma'_{b2} = \frac{1}{n} (E_a \times \varepsilon - K \times y_2) = -0.005 \text{ MPa}$$

➤ Les contraintes finales :

$$\sigma'_a = -90.66 + 0.56 = -90.1 \text{ MPa} \leq 213.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_a = 1.55 - 0.20 = 1.35 \text{ MPa} \leq 213.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma'_{b1} = 2.89 - 0.018 = 2.87 \text{ MPa} \leq 14.16 \text{ MPa}$$

$$\sigma'_{b2} = 0.103 - 0.005 = 0.098 \text{ MPa} \leq 14.16 \text{ MPa}$$

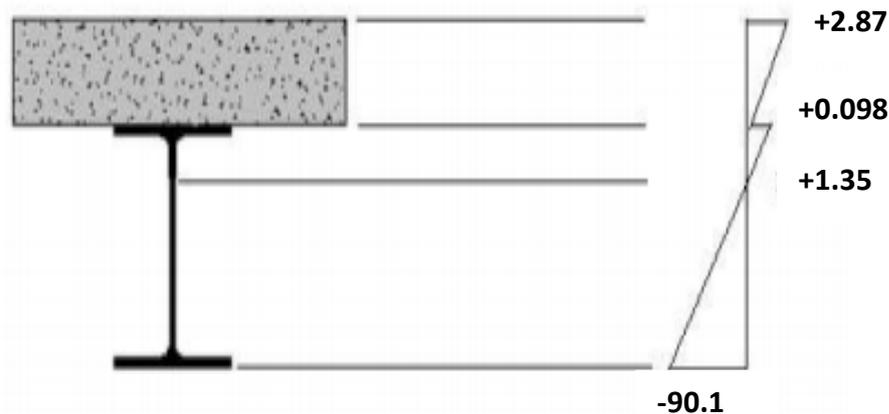
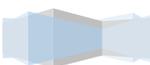


Figure IV.17 : Diagramme de cumul des contraintes de flexion.



➤ **Vérification de la flèche :**

$$f = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{250}$$

$$f = \frac{5 \times 8.55 \times 10^{-2} \times 500^4}{384 \times 2.1 \times 10^4 \times 2772} = 1.19 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{500}{250} = 2 \text{ cm} \rightarrow f = 1.19 \text{ cm} \leq f_{adm} = 2 \text{ cm} (\text{Condition vérifiée}).$$

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$V_{sd} \leq V_{rd,pl}$$
$$V_{sd} = \frac{q_u L}{2} = \frac{12.10 \times 5}{2} = 30.25 \text{ kN}$$

$$V_{rd,pl} = \frac{f_y \times A_{vz}}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{235 \times 15.88 \times 10^2 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1.1} = 195.86 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 30.25 \text{ kN} < V_{rd,pl} = 195.86 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification au déversement :**

La solive étant entièrement connectée au plancher, elle ne risque pas de se déverser d'où la Non nécessité de la vérifier au déversement.

### VI.3.3. Etude des planchers terrasse : (Avec Solive IPE220)

#### VI.3.3.1. Vérification au stade de montage :

- **détermination des sollicitations :**

A partir de la même méthode nous obtenons les résultats suivants :

**Charges permanentes :**

$$G = G_{solive} + G_{dalle} + G_{tole} = 4.152 \text{ KN/ml}$$

**Surcharge d'exploitation:**

$$Q = 2,5 \times 1,5 = 3.75 \text{ KN/ml}$$

✓ ELU :  $q_u = 1,35G + 1,5Q = 11.23 \text{ kN/ml}$

✓ ELS :  $q_s = G + Q = 7.90 \text{ kN/ml}$



➤ **Vérification de la flèche :**

$$f = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{250}$$

$$f = \frac{5 \times 7.90 \times 10^{-2} \times 500^4}{384 \times 2.1 \times 10^4 \times 2772} = 1.10 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{500}{250} = 2 \text{ cm} \rightarrow f = 1.10 \text{ cm} \leq f_{adm} = 2 \text{ cm} (\text{Condition vérifiée}).$$

➤ **Vérification de la résistance :**

$$M_{sd} \leq M_{pl,Rd}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{11.23 \times (5)^2}{8} = 35.09 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,Rd} = W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 285.4 \times 10^{-3} \frac{235}{1.1} = 60.97 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,Rd} > M_{sd} \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification au cisaillement :**

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

$$V_{sd} = \frac{q_u L}{2} = \frac{11.23 \times 5}{2} = 28.075 \text{ kN}$$

$$V_{rd,pl} = \frac{f_y \times A_{vz}}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{235 \times 15.88 \times 10^2 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1.1} = 195.86 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 28.075 \text{ kN} < V_{rd,pl} = 195.86 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**VI.3.3.2. Vérification après exécution :**

• **détermination des sollicitations :**

Après durcissement de la dalle en béton la section devient homogène (acier-béton), donc elle travaille en même temps.

**Charges permanentes :**

$$G = 5.34 \times 1.5 = 8.01 \text{ kN/ml}$$

**Charges d'exploitation :**



$$Q = 1 \times 1.5 = 1.5 \text{ kN/ml}$$

$$S = 0.52 \times 1.5 = 0.78 \text{ kN/ml}$$

✓ **ELU :**

$$q_{u1} = 1.35G + 1.5 \times \max(Q, S) = 13.06 \text{ kN/m}$$

$$\rightarrow q_u = \max(q_{u1}, q_{u2}) \rightarrow q_u = q_{u1} = 13.89 \text{ kN/m}$$

$$q_{u2} = 1.35G + 1.35 \times (Q + S) = 13.89 \text{ kN/m}$$

✓ **ELS :**

$$q_{s1} = G + \max(Q, S) = 9.51 \text{ kN/m}$$

$$\rightarrow q_s = \max(q_{s1}, q_{s2}) \rightarrow q_s = q_{s1} = 10.06 \text{ kN/m}$$

$$q_{s2} = G + 0.9 \times (Q + S) = 10.06 \text{ kN/m}$$

A partir de la même méthode on obtient les memes résultats que pour le plancher courant :

A(cm <sup>2</sup> )	b(cm)	t(cm)	h(cm)	S(cm <sup>2</sup> )	d(cm)	I <sub>y</sub> (cm)	v <sub>i</sub> (cm)	v <sub>s</sub> (cm)	I <sub>m</sub> (cm <sup>4</sup> )
33.37	100	10	22	100.03	10.63	2772	21.63	10.37	9020.72

- **Le moment fléchissant maximum:**

$$M_{max} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{13.89 \times 5^2}{8} = 43.40 \text{ KN.m}$$

- **Vérification des contraintes :**

- **Contrainte dans la poutre acier :**

- **Contrainte de traction :**

$$\sigma_{ai} = \frac{M}{I_m} \times v_i = \frac{43.40 \times 10^6}{9020.72 \times 10^4} \times 216.3$$

$$\sigma_{ai} = -104.06 \text{ MPa}$$

- **Contrainte de compression :**

$$\sigma_{as} = \frac{M}{I_m} \times (v_s - t) = \frac{43.40 \times 10^6}{9020.72 \times 10^4} \times (103.7 - 100)$$

$$\sigma_{as} = +1.78 \text{ MPa}$$



- **Contrainte admissible d'acier :**

$$\sigma_{adm} = \frac{f_y}{\gamma_a} = \frac{235}{1.1} = 213.63 \text{ MPa}$$

- **Contrainte dans la dalle béton :**

- **Compression dans la fibre supérieure :**

$$\sigma_{bs} = \frac{M}{nI_m} \times v_s = \frac{43.40 \times 10^6}{15 \times 9020.72 \times 10^4} \times 103.7$$

$$\sigma_{bs} = +3.32 \text{ MPa}$$

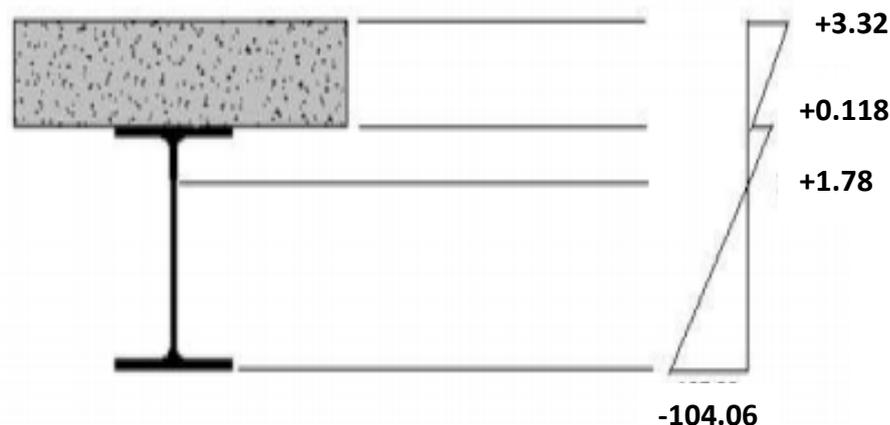
- **traction dans la fibre inférieure :**

$$\sigma_{bi} = \frac{M}{nI_m} \times (v_s - t) = \frac{43.40 \times 10^6}{15 \times 9020.72 \times 10^4} \times (103.7 - 100)$$

$$\sigma_{bi} = +0.118 \text{ MPa}$$

- ❖ **Contrainte admissible de béton :**

$$\sigma_{adm} = 0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0.85 \frac{25}{1.5} = 14.16 \text{ MPa}$$



**Figure IV.18 : Diagramme des contraintes de flexion.**

- **Contraintes additionnelles de retrait :**



Ces contraintes sont déterminées à partir des formules suivantes:

- ❖ Distance entre le CDG de l'acier et CDG de béton :

$$\beta = \frac{h + t}{2} = \frac{220 + 100}{2} = \mathbf{160 \text{ mm}}$$

- ❖ Distance entre le CDG de l'acier et l'AN de la section homogène :

$$\alpha = \frac{I_A}{A \times \beta} = \frac{2772 \times 10^4}{33.37 \times 10^2 \times 160} = \mathbf{51.9 \text{ mm}}$$

$$\varepsilon = \mathbf{4 \times 10^{-6}} \quad \text{Coefficient de retrait.}$$

$$E_a = \mathbf{2.1 \times 10^5}$$

$$K = \frac{B \times E_a \times \varepsilon \times \beta \times A}{(n \times I_A \times A) + (B \times I_A) + (B \times A \times \beta^2)} = \mathbf{0.35 N/mm^3}$$

$$\text{Donc : } K = \mathbf{0.35 \times 10^{-2} N/mm^3}$$

$$y_1 = \frac{h}{2} + \alpha = \frac{220}{2} + 51.9 = \mathbf{161.9 \text{ mm}}$$

$$y_2 = y_1 + t = 161.9 + 100 = \mathbf{261.9 \text{ mm}}$$

Avec:

- ✓  $y_1$  : distance entre l'interface et l'ANP de la section homogène
- ✓  $y_2$  : distance entre la fibre supérieure du béton et l'ANP de la section homogène.

D'où les valeurs des contraintes :

$$\sigma'_a = K \times y_1 = \mathbf{0.56 MPa}$$

$$\sigma_a = K(h - y_1) = \mathbf{-0.20 MPa}$$

$$\sigma'_{b1} = \frac{1}{n} (E_a \times \varepsilon - K \times y_1) = \mathbf{-0.018 MPa}$$

$$\sigma'_{b2} = \frac{1}{n} (E_a \times \varepsilon - K \times y_2) = \mathbf{-0.005 MPa}$$

- **Les contraintes finales :**

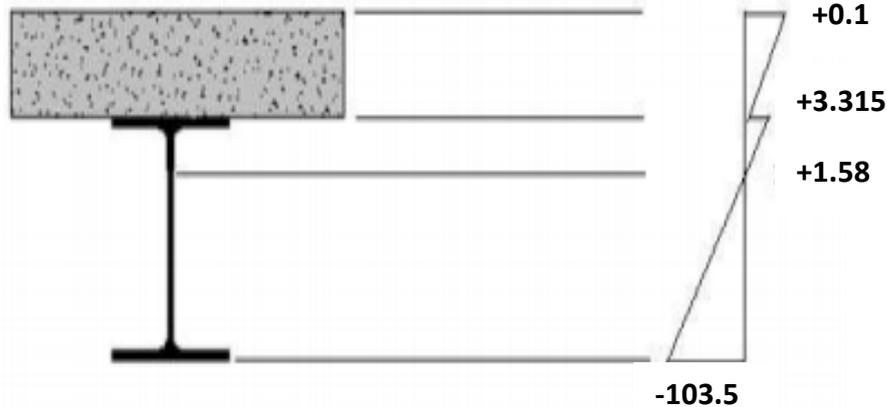
$$\sigma'_a = -104.06 + 0.56 = \mathbf{-103.5 MPa \leq 213.63 MPa}$$

$$\sigma_a = 1.78 - 0.20 = \mathbf{1.58 MPa \leq 213.63 MPa}$$

$$\sigma'_{b1} = 0.118 - 0.018 = \mathbf{0.1 MPa \leq 14.16 MPa}$$



$$\sigma'_{b2} = 3.32 - 0.005 = 3.315 \text{ MPa} \leq 14.16 \text{ MPa}$$



**Figure IV.19 : Diagramme de cumul des contraintes de flexion.**

➤ **Vérification de la flèche :**

$$f = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{250}$$

$$f = \frac{5 \times 10.06 \times 10^{-2} \times 500^4}{384 \times 2.1 \times 10^4 \times 2772} = 1.40 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{500}{250} = 2 \text{ cm} \rightarrow f = 1.40 \text{ cm} \leq f_{adm} = 2 \text{ cm} \text{ (Condition vérifiée).}$$

➤ **Vérification au cisaillement :**

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

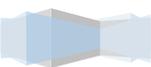
$$V_{sd} = \frac{q_u L}{2} = \frac{13.89 \times 5}{2} = 34.72 \text{ kN}$$

$$V_{rd,pl} = \frac{f_y \times A_{vz}}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{235 \times 15.88 \times 10^2 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1.1} = 195.86 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 34.72 \text{ kN} < V_{rd,pl} = 195.86 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification au déversement :**

La solive étant entièrement connectée au plancher, elle ne risque pas de se déverser d'où la Non nécessité de la vérifier au déversement.



#### IV.4. Dimensionnement de la connexion :

Les connecteurs sont des éléments qui assurent la liaison entre la dalle de béton et la solive. Ils doivent être capables de présenter une résistance vis-à-vis du soulèvement de la dalle, et peuvent être utiles également d'empêcher le glissement entre les deux éléments à assemblée.

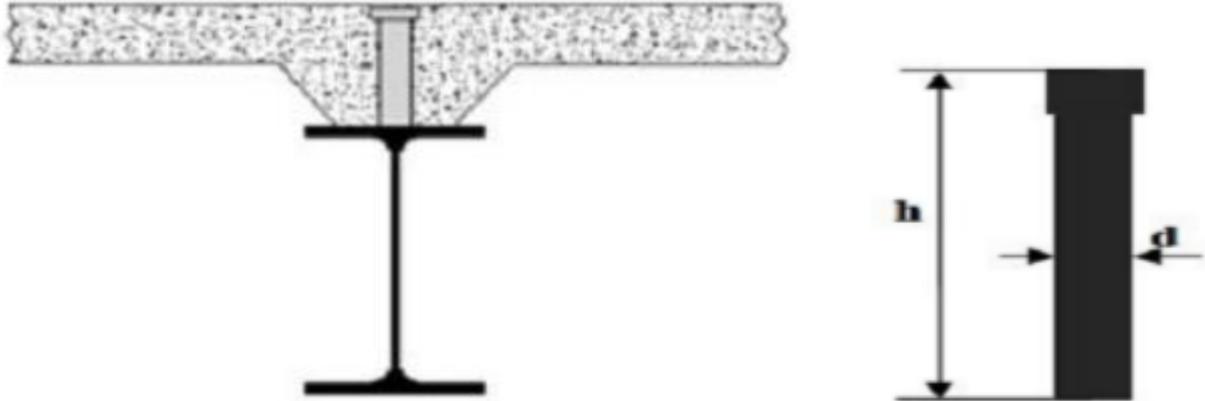


Figure IV.20 : Connexion acier-béton.

##### IV.3.2.1. Résistance des connecteurs au cisaillement :

Le dimensionnement de la connexion est réalisé en supposant une connexion complète. La résistance de calcul au cisaillement d'un connecteur est donnée par :

$$P_{rd} = \min(P_{rd1}, P_{rd2})$$

Avec :

- ✓  $P_{rd1}$  : Effort résistant au cisaillement du goujon lui-même.
- ✓  $P_{rd2}$  : Effort résistant au cisaillement de l'enrobage du goujon.

$$P_{rd1} = \frac{0.8 \times f_u \times \pi \times d^2}{4 \times \gamma_v}$$

$$P_{rd2} = \frac{0.29 \times \alpha \times d^2 \times \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}}}{\gamma_v}$$

- ✓  $f_u$  : La résistance ultime en traction spécifiée de l'acier de goujon

$$f_u = 420 \text{ N/mm}^2$$

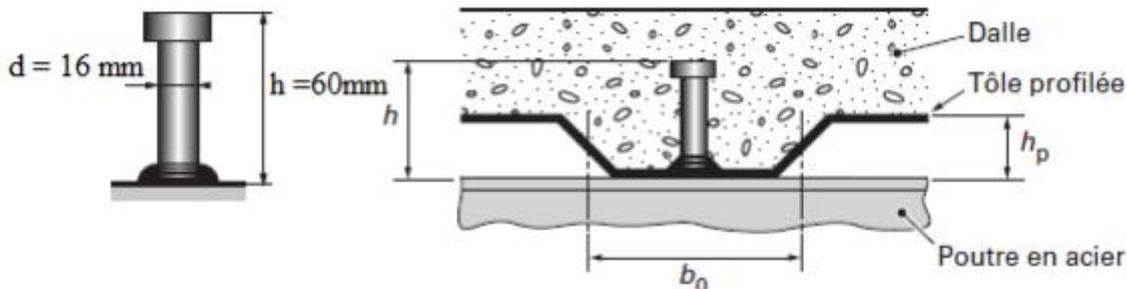
- ✓  $f_{ck}$  : La résistance caractéristique sur cylindre de béton à l'âge considéré.
- ✓  $\gamma_v$  : Facteur partiel de sécurité égal à 1,25.



✓  $\alpha$  : Facteur de correction égale a :

$$\alpha = 0.2 \times \left( \frac{h}{d} + 1 \right) \quad \text{si} \quad 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4$$

$$\alpha = 1 \quad \text{si} \quad \frac{h}{d} > 4$$



**Figure IV.21 : Goujon à tête soudée avec dalle mixte.**

Pour notre cas :

$$\alpha = 0.2 \times \left( \frac{h}{d} + 1 \right) = 0.2 \times \left( \frac{60}{16} + 1 \right) = 0.95$$

- ✓ h : hauteur du goujon. **h=60 mm**
- ✓ d : diamètre du goujon. **d=16 mm**
- ✓  $E_{cm}$  : la valeur moyenne du module sécant du béton.

$$E_{cm} = 30.5 \times 10^3 \text{ MPa}$$

$$P_{rd1} = 54018 \text{ N}$$

On trouve  $P_{rd} = \min(P_{rd1}; P_{rd2}) = 49268.74 \text{ N}$

$$P_{rd2} = 49268.74 \text{ N}$$

#### IV.3.2.2. Dimensionnement de la connexion de la poutre:

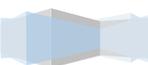
La poutre est simplement appuyée et chargée uniformément.

$$L_{cr} = \frac{L}{2} = \frac{500}{2} = 250 \text{ cm.}$$

➤ Calcul de l'effort de cisaillement longitudinal :

$$V_{lf} = \min \left( A_a \frac{f_y}{\gamma_a}; b_{eff} \times 0.85 \times \frac{h_c f_{ck}}{\gamma_a} \right)$$

Avec :



$A_a$ : Aire de l'élément structural en acier  $A=33.37\text{cm}^2$

$$V_{lf} = \min(712.9\text{KN}; 1416.66\text{KN})$$

$$\rightarrow V_{lf} = 712.99\text{kN}.$$

➤ **Le nombre de goujons :**

$$N_f = \frac{V_{lf}}{P_{rd}} = \frac{712.99}{49.268} = 14.47 \approx 15 \text{ goujons.}$$

$N = 15$  Goujon par 1/2 de longueur de solive.

➤ **L'espace des goujons :**

Soit  $N_f = 15$  goujons sur la demi-longueur ( $L_{cr}$ ) de la solive, c'est-à-dire **30** goujons sur la Longueur totale de la solive.

$$\frac{N}{N_f} = \frac{15}{14.47} = \mathbf{1.03} > 0.4 \quad (\text{Condition vérifiée; EC4; art 6.2})$$

$$e = \frac{L_{cr}}{N_f} = \frac{2.5}{15} = 0.16 \text{ m} = \mathbf{16 \text{ cm.}}$$

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

$$e < \min(6ht; 800) = \min(600; 800).$$

$$e < 600 \text{ cm.} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la soudure du goujon :**

On doit vérifier :

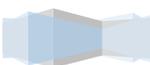
$$P_{rd} \leq F_{w,rd} = \frac{\pi(d + 2a)a \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times 1.25}$$

✓  $a$  : cordon de la soudure (**4 mm**).

✓  $f_u = 420 \text{ MPa}$ .

✓  $\beta_w = 0.80$ .

Donc :  $F_{w,rd} = 73095.31 \text{ N} > P_{rd} = 49268.74 \text{ N}$  (Condition vérifiée).



➤ **Ferraillage de la dalle de plancher :**

La tôle nervurée dans les planchers mixtes joue le rôle d'armatures tendues et sur laquelle est coulée une couche de béton simplement ferraillée d'un treillis soudé.

Une armature minimale disposée sur appui est suffisante lorsque la dalle mixte est dimensionnée comme une série de poutres simples. Cette armature minimale est donnée par :

$$\rho = \frac{A_s}{b \times h_c} \geq 0.2\% \quad \rightarrow \quad A_s \geq 0.002 \times b \times h_c = 0.002 \times 1000 \times 45$$

$$A_s = 90 \text{ mm}^2$$

Le choix du treillis soudé ( $\Phi 4$ , maillage de 100mm,  $A_s=120\text{mm}^2$ ) est largement fiable.



# CHAPITRE V : ETUDE SISMIQUE

## V.1. INTRODUCTION

Les principales exigences pour le projet d'une structure sont d'empêcher son effondrement sous un tremblement de terre et de limiter ses dégradations. Ces considérations concernent en particulier, les portiques, les poutres, les poteaux et les contreventements qui donnent la résistance aux tremblements de terre.

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

Dans cette partie nous allons analyser l'effet des deux sens parasismiques qui définies:

- Sens I: perpendiculaire à la façade principale (ossature contreventée par palées triangulées en V).
- Sens II : parallèle à la façade principale (ossature contreventée par palées triangulées en V).

La détermination de la réponse de la structure et son dimensionnement peuvent se faire par les méthodes suivantes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

## V.2. méthode statique équivalente :

### V.2.1. conditions d'application :

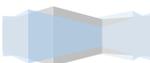
Selon le (RPA 99 art 4.1.2) nous pouvons dire que la méthode est applicable sur notre structure vue que les conditions suivantes sont satisfaites :

- ✓ Régularité en plan et en élévation.
- ✓ Ouvrage en zone **II a** avec une hauteur totale inférieure à **30m**.

### V.2.2. principe de la méthode :

Le calcul de la méthode statique peut être considéré comme dérivant de l'analyse modal à travers les simplifications suivantes :

- ✓ Le mode fondamental est seul pris en compte
- ✓ La déformée du mode fondamental est arbitrairement assimilée à une droite pour les structures à portique.



### V.2.3. Calcul de l'effort tranchant V à la base :

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

#### Déterminations les différents paramètres :

- Coefficient d'accélération de la zone A :

Donné par le tableau (4.1) de RPA 99/version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment.

**Zone II a Groupe d'usage 2 (RPA99/version 2003 art 3.2) Donc : A = 0,15**

- Facteur d'amplification dynamique moyen D :

Déterminer en fonction de la catégorie de site du facteur d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec :

$T_2$  : période caractéristique associée à la catégorie du site et donné par le tableau 4.7 art 4.2.3 du RPA/version 2003.

**Site ferme S2  $\rightarrow T_2 = 0.5$  s**

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

Ou :

$\xi$  : le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$\xi$  est donnée par (le tableau 4.2 du RPA99 art 4.2.3) **Portique en acier avec remplissage dense  $\rightarrow \xi = 5$  %**



$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+5}} = 1 > 0.7$$

**T** : période fondamentale de la structure.

$$T = C_t \cdot hN^{3/4}$$

**HN** : Hauteur mesurée en mètre a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N). **HN = 19.2 m**

**CT** : est un coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage, et est donné par le tableau 4,6 du RPA99/version 2003 art 4.2.4. Portique mixte palées triangulées en **V** → **CT = 0.085**.

Donc : **T = 0.085 · 19.2<sup>3/4</sup> = 0.78 s** → **T<sub>2</sub> ≤ T ≤ 3S** → **0.5s ≤ 0.78s ≤ 3s**

$$D = 2.5 \cdot 1 \cdot (0.5/0.78)^{2/3} = 1.86$$

Donc

$$D = 1.86$$

**Coefficient de comportement global de la structure R :**

- **Pour le sens 1 : (sens transversal)**

Sa valeur est donnée par (le tableau 4.3 de RPA 99/ version 2003 art 4.2.3) en fonction du système de contreventement. Structure en acier et ossature contreventée par palées triangulées en **V**. **R = 3**

- **Pour le sens 2 : (sens longitudinal)**

Structure en acier et ossature contreventée par palées triangulées en **V**. **R = 3**

**Facteur de qualité Q :**

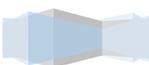
Définie en fonction de :

- ✓ La condition minimale sur les files de contreventement.
- ✓ La redondance et de la géométrie des éléments de construction.
- ✓ La régularité en plan et en élévation.
- ✓ La qualité de contrôle de la construction.

On le détermine par la formule : **Q = 1 + ∑ pa**

A partir du (tableau 4.4 de RPA 99 version 2003), on trouve :

$$Q = 1 + 0.35 = 1.35$$



**Poids total de la structure W :**

W est égal à la somme des poids **Wi** calculés à chaque niveau (**i**).

$$W = \sum W_i \quad W = W_G + 0.2 W_Q$$

A l'aide du logiciel **ROBOT 2014**, on a trouvé le poids **Wi** de chaque étage.

Niveau	Wi = (KN)
RDC	1077.33
1	818.877
2	818.877
3	818.877
<b>Total</b>	3533.96

**Tableau V.1 : Poids total de structure.**

**Résumé des résultats :**

paramètres	Valeurs numériques
A	0.15
D	1.86
Q	1.35
R	3
<b>W(KN)</b>	3533.96
T(s)	0.78
$\eta$	1



**Tableau V.2 : Paramètre de l'effort tranchant.**

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W = \frac{0.15 \times 1.86 \times 1.35}{3} 3533.96 = 443.69 \text{ KN}$$

**V.2.4. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :**

La résultante des forces sismiques à la base est distribuée sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$V = F_t + \sum F_i \text{ (art 4.2.5 RPA99)}$$

Avec: 
$$\begin{cases} F_t = 0.07 \times T \times V & T \geq 0.7 \text{ s} \\ F_t = 0 & T \leq 0.7 \text{ s} \end{cases}$$

On a:

$$T = 0.78 \text{ s} > 0.7 \text{ s} \Rightarrow F_t = 0.07 \times T \times V = 24.22 \text{ KN}$$

La force sismique équivalente qui se développe au niveau (i) est donnée par la formule suivante :

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i \cdot h_i}{\sum W_i \cdot h_i}$$

- ✓  $F_i$  : Force horizontale au niveau j.
- ✓  $H_i$  : Niveau de plancher
- ✓  $F_T$  : Force concentrée au sommet de la structure.
- ✓  $W_i$  : poids de l'étage.

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Niveau	Wi (KN)	V - FT (KN)	Hi (m)	Wi. hi (KN.m)	∑ Wi. hi (KN.m)	Fi (KN)
3	818.877	419.47	19.2	15722.43	42822.1	154.01
2	818.877		14.8	12119.37		118.71
1	818.877		10.4	8516.32		83.42
RDC	1077.33		6	6463.98		63.32

**Tableau V.3 : La force sismique selon la hauteur.**

**V.2.5. Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur :**



L'effort tranchant au niveau de l'étage k :

$$V_k = FT + \sum Fi \text{ (art 4.2.6 RPA 99)}$$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Niveau	FT(KN)	Fi(KN)	V <sub>k</sub> (KN)
3	24.22	154.01	178.23
2		118.71	296.94
1		83.42	380.36
RDC		63.32	443.68

**Tableau V.4 : L'effort tranchant selon la hauteur.**

#### V.2.6. Calcul du centre de masse de la structure :

Les coordonnées du centre de masse (X<sub>G</sub> , Y<sub>G</sub>) sont données par la formule suivante :

$$X_G = \frac{\sum m_i X_i}{\sum m_i} \quad Y_G = \frac{\sum m_i Y_i}{\sum m_i}$$

Niveau	X <sub>G</sub> (m)	Y <sub>G</sub> (m)
Plancher terrasse	22.5	9.5
Plancher étage courant	22.5	9.5
RDC	22.5	9.5

**Tableau V.5 : les coordonnées du centre de masse.**

#### V.2.7. Calcul du centre de torsion de la structure :

Le centre de torsion (X<sub>T</sub>, Y<sub>T</sub>) est donné par la formule suivante :

$$X_T = \frac{\sum |X| X_i}{\sum |X|} \quad Y_T = \frac{\sum |Y| Y_i}{\sum |Y|}$$

Niveau	X <sub>T</sub> (m)	Y <sub>T</sub> (m)



Plancher terrasse	20.25	8.78
Plancher étage courant	20.25	8.46
RDC	20.25	8.23

**Tableau V.6 : les coordonnées du centre de torsion.**

**V.2.8. Calcul de l'excentricité :**

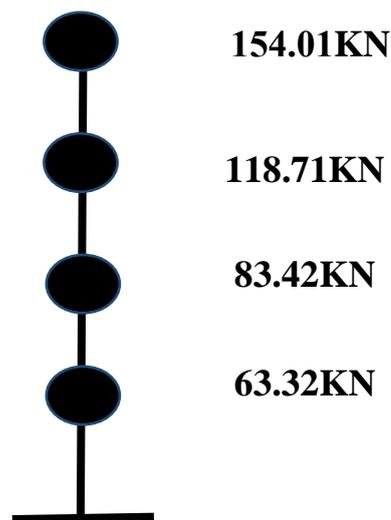
Niveau	e=X <sub>G</sub> -X <sub>t</sub>	
	e <sub>x</sub> (m)	e <sub>y</sub> (m)
Plancher terrasse	2.25	0.72
Plancher étage courant	2.25	1.04
RDC	2.25	1.27

**Tableau V.7 : tableau des résultants de l'excentricité.**

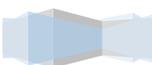
➤ **L'excentricité accidentelle :**

$$e_{\max} = 0.05 (45) = 2.25 \text{ m} \quad e \leq e_{\max} \dots\dots\dots (\text{CV}) \text{ IV.2.9.}$$

➤ **Comparaison entre les efforts sismiques :**



**Figure V.1 : Les forces sismiques.**



# Chapitre VI : Analyse de la structure

## VI.1. Modélisation de la structure étudiée :

Etant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (Moments, efforts normaux.etc), dans les éléments structuraux, le code de calcul par éléments finis Robot est utilisé.

## VI.2. Description du logiciel Robot millenium :

Le Robot millenium version 2014 est un logiciel de l'analyse et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adopté aux bâtiments et aux ouvrages de génie civil, il permet de modéliser tout type de structure en 2D ou en 3D. Le but de l'analyse d'une structure consiste en une meilleure compréhension de son comportement sous l'effet des différentes actions ainsi que la connaissance de la distribution des efforts internes.

À cet effet la méthode de calcul utilisé est celle des éléments finis (MEF). Cette méthode est un outil de résolution numérique approchée des problèmes de structure et, plus généralement des problèmes physique et mécanique...etc. elle permet la détermination des déplacements, les réactions et les contraintes dans n'importe quel élément de la structure.

## VI.3. Etapes de la modélisation de la structure sous Robot :

1/ définition des matériaux.

2/ définition des sections.

3/ définition de l'élément dalle.

4/ ajouter différents groupes pour faciliter la localisation des éléments.

5/ définition de la géométrie de base (ligne de construction).

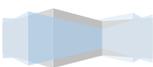
6/ affecter à chaque élément les sections déjà prédéfinies.

7/ définition des charges à appliquer.

8/ définition des combinaisons de charges et qui sont les suivantes :

- ✓  $1.35G+1.5Q$
- ✓  $G+Q$
- ✓  $G+Q\pm E$
- ✓  $0.8G\pm E$

9/ ajouter un diaphragme à chaque plancher.



10/ définir les conditions aux limites :

- ✓ pour les fondations en choisissant un type d'appui.
- ✓ pour les palées de stabilités en ajoutant des articulations et en rigidifiant les zones qui doivent l'être selon la conception choisie au départ.

11/ lancer l'analyse.

12/ ouvrir le fichier résultat dont l'extension, afin de vérifier les déplacements, la période de la structure, le taux de participation de la masse pour voir si le nombre de modes choisies est suffisant.

13/ visualisation des efforts trouvés (M, N, T).

#### VI.4. vérification de la structure selon le ROBOT 2014 :

➤ **Tableau des résultats :**

Mode	T( sec )	Ux	Uy	$\Sigma Ux$	$\Sigma Uy$	Uz	Fréquence
1	0.61	0.12	54.98	398183.11	348973.41	0.00	1.64
2	0.59	40.55	55.13	398183.11	348973.41	0.00	1.69
3	0.49	40.55	64.65	398183.11	348973.41	0.00	2.03
4	0.37	40.63	66.18	398183.11	348973.41	0.00	2.72
5	0.32	40.69	66.44	398183.11	348973.41	0.00	3.10
6	0.28	40.75	66.76	398183.11	348973.41	0.00	3.58
7	0.24	40.75	66.78	398183.11	348973.41	0.00	4.14
8	0.24	40.76	71.30	398183.11	348973.41	0.00	4.24
9	0.23	47.60	71.30	398183.11	348973.41	0.00	4.44
10	0.21	47.60	71.34	398183.11	348973.41	0.00	4.66

**Tableau VI.1 : Tableau des résultats.**

$V_x = V_y = 450.9$  KN (étude sismique)

$V_{tx} = 689$  KN..... (ROBOT2014)

$V_{ty} = 857$  KN..... (ROBOT2014)

	$V_{tx}(KN)$	$V_{ty}(KN)$	$V_x(KN)$	$V_y(KN)$	$V_{tx} > 0.8V_x$	$V_{ty} > 0.8V_y$
Eurocode3	689	857	450.9	450.9	CV	CV

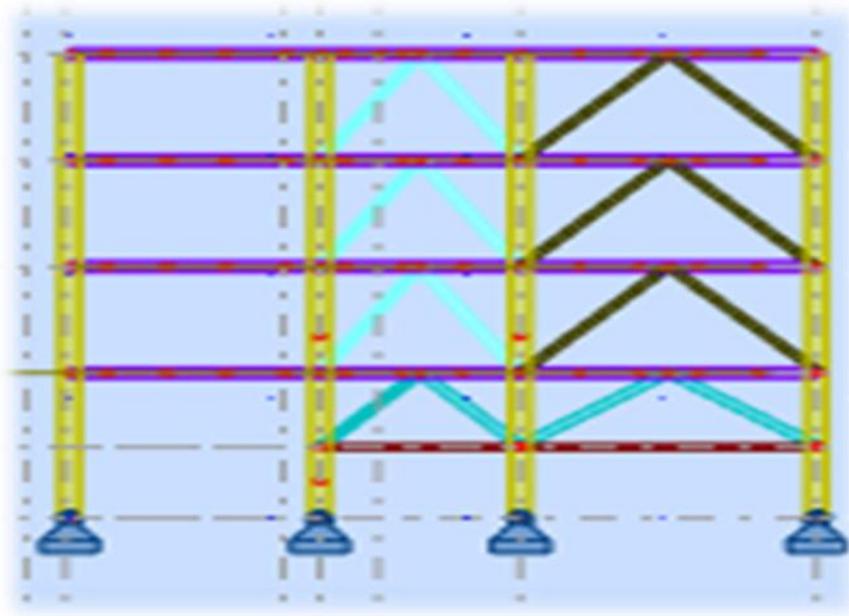
**Tableau VI.2 : Vérification de l'effort tranchant.**



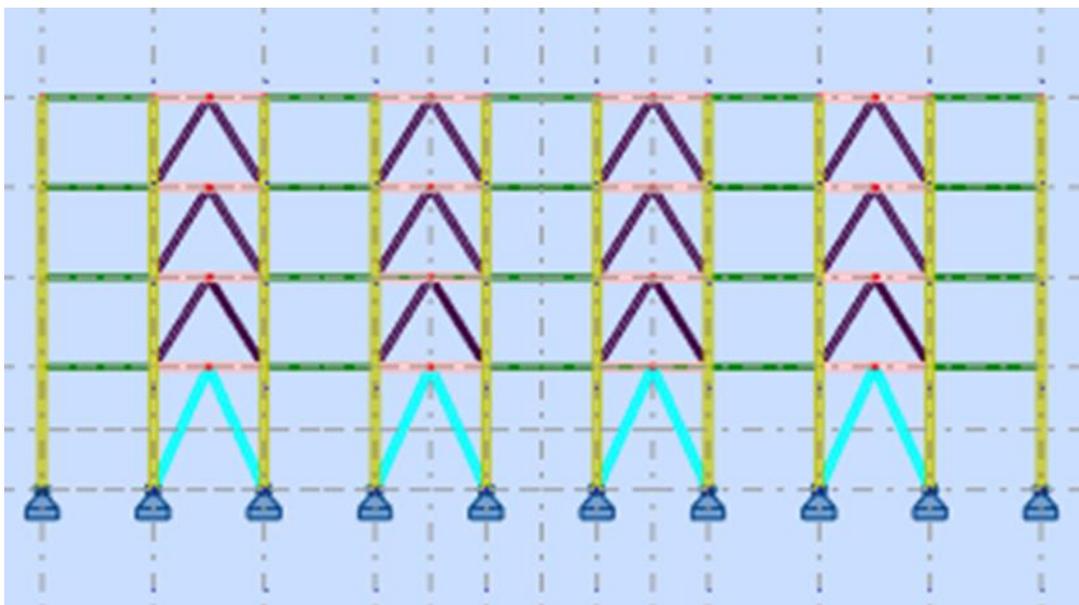
Pour stabilisée une structure en doit la contreventé dans les trois directions :

- une direction horizontale qui est assurée par le plancher en béton armée qui est infiniment rigide dans son plan.
- Deux directions verticales :

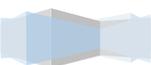
Longitudinale et transversale assurée par des portiques en treillis en forme de V.

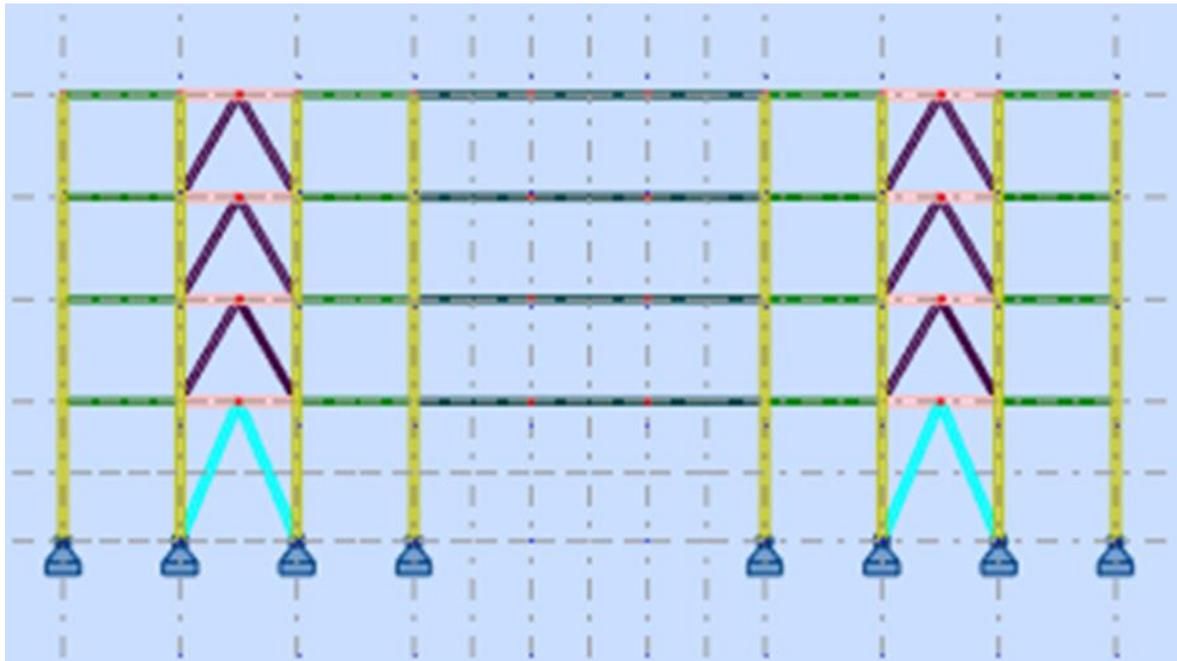


**Figure VI.1 : Contreventements transversales.**

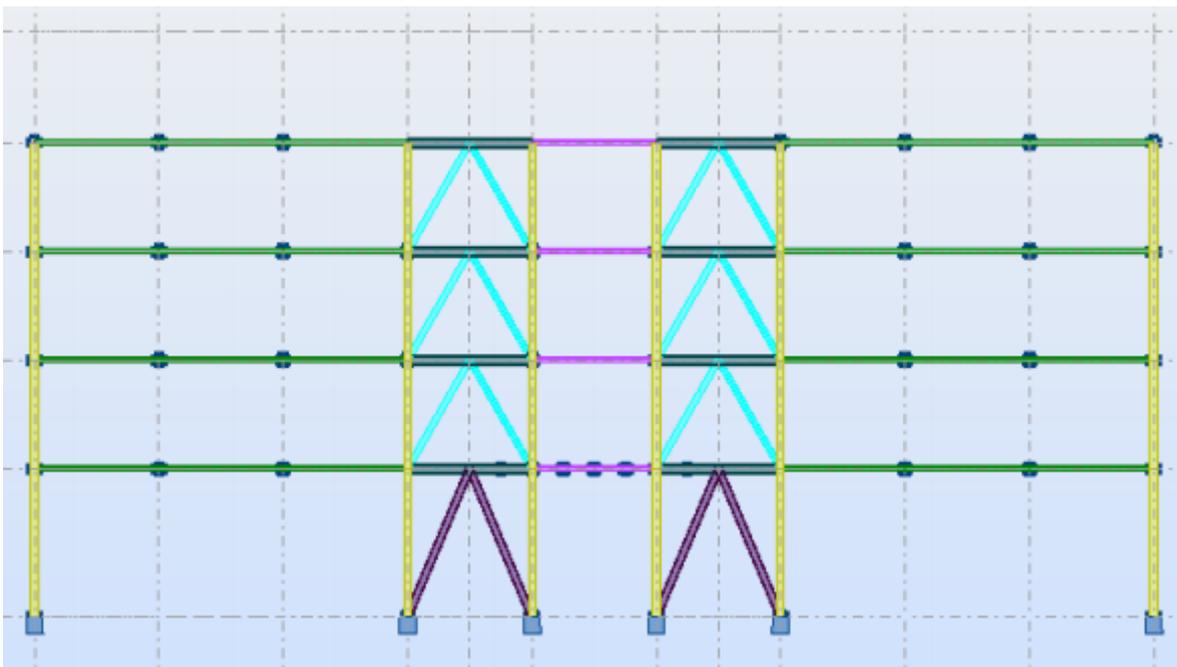


**Figure VI.2 : Contreventements longitudinales niveau  $y=0.00m$ .**





**Figure VI.3 : Contreventements longitudinaux niveau y=7.50m.**



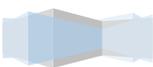
**Figure VI.4 : Contreventements longitudinaux niveau y=19 m.**

### VI.5. Les déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau « K » est calculé de la manière suivante :

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

Avec :



R : coefficient de comportement.

- ✓ Sens longitudinal (x) : **R=3**
- ✓ Sens transversal (Y) : **R=3**

$\delta_{ek}$  : déplacement du aux forces sismiques  $F_i$

Le déplacement relatifs latéraux d'un étage par rapport au niveau k-1 est égal à :

$$\delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui lui est adjacent doivent satisfaire à **l'article (5-10) du RPA99/V2003**, c'est-à-dire que ces derniers ne doivent pas dépasser **1 %** de la hauteur d'étage.

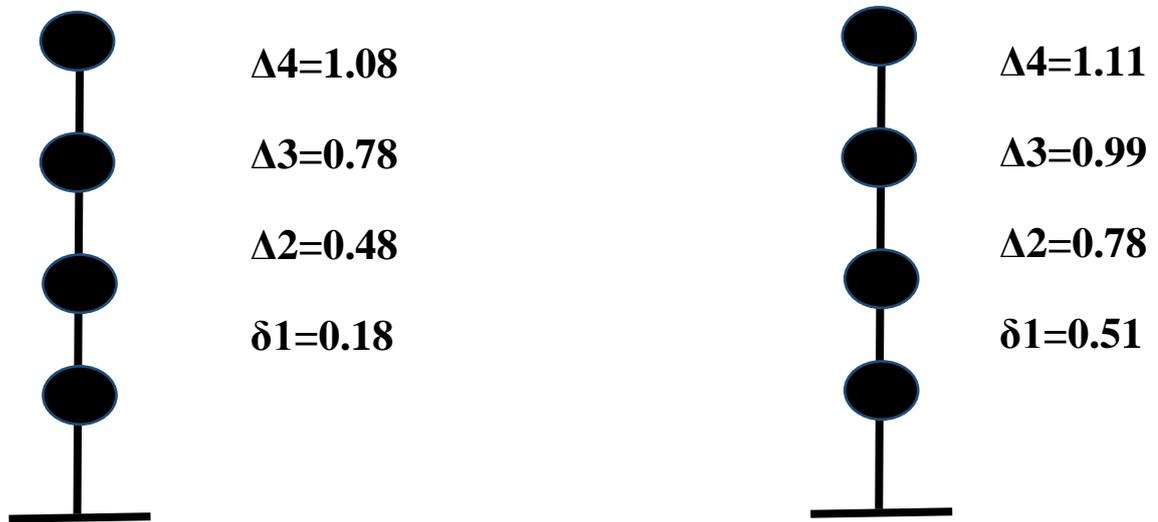
Pour notre cas nous avons des hauteurs d'étage qui sont de **6 m**, donc le déplacement admissible doit être inférieur à **6 cm**.

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	$\delta_k(\text{cm})$	$\Delta_k(\text{cm})$	$\delta_k(\text{cm})$	$\Delta_k(\text{cm})$
<b>4</b>	$0.45 \times 3 = 1.35$	0.27	$0.37 \times 3 = 1.11$	0.00
<b>3</b>	$0.36 \times 3 = 1.08$	0.3	$0.37 \times 3 = 1.11$	0.12
<b>2</b>	$0.26 \times 3 = 0.78$	0.3	$0.33 \times 3 = 0.99$	0.21
<b>1</b>	$0.16 \times 3 = 0.48$	0.08	$0.26 \times 3 = 0.78$	0.27
<b>RDC</b>	$0.06 \times 3 = 0.18$	0.18	$0.17 \times 3 = 0.51$	0.51

**Tableau VI.3 : Vérification des déplacements.**

Nous constatons que les déplacements inter étage ne dépassent pas le déplacement admissible, alors la condition de l'art 5.10 du RPA version 2003 est





**Figure VI.5 : Les déplacements selon axe (xx, yy).**

### VI.6. justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

D'après l'article du RPA (5.9), les effets du 2<sup>ème</sup> ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

- ✓  $P_k$ : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau 'k'.
- ✓  $\Delta_k$ : déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau K - 1.
- ✓  $V_k$ : effort tranchant d'étage au niveau 'K'.
- ✓  $h_k$ : hauteur de l'étage 'K'.

Les résultats de calculs sont représentés dans le tableau suivant :

	$P_k(KN)$	$\Delta_k (cm)$	$V_k(KN)$	$h_k(cm)$	$\theta_k$	observation
<b>4</b>	466.038	0.27	115.28	450	0.002	Ok
<b>3</b>	818.877	0.3	238.508	440	0.002	Ok
<b>2</b>	818.877	0.3	333.491	440	0.001	Ok
<b>1</b>	818.877	0.08	400.236	440	0.0003	Ok
<b>RDC</b>	1077.33	0.18	450.660	600	0.0007	Ok

**Tableau VI.4: Vérification de la condition.**



## Chapitre VII. Vérification de l'ossature.

### VII. Introduction :

Les ossatures simples, contreventées, rigides, en acier offrent souvent la solution structurelle la plus économique pour les bâtiments à étages multiples.

Les éléments structuraux qui sont l'ossature simple (poutres isostatiques et poteaux) et le contreventement doivent être dimensionnés sur la base des règles [CCM 97], et la vérification est faite à l'aide des combinaisons de la force sismique, et des charges verticales, sous les combinaisons les plus défavorables tirés du logiciel Robot.

#### VII.1. Vérification de la poutre principale :

- poutre de  $L = 7.50$

Les efforts sont tirés à partir du Robot, sous combinaison  $G+Q+E$  :

- ✓  $V_{sd} = 230 \text{ KN}$
- ✓  $M_{sd} = 499 \text{ KN.m}$

La section IPE 450 est de classe 01 en flexion simple.

##### ➤ Vérification au cisaillement :

$$V_{sd} < V_{Rd}$$

$$V_{pl,Rd} = A_v \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_m} = 5085 \frac{235 \times 10^{-3} / \sqrt{3}}{1.1} = 627.199 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd} = 230 \text{ KN} < V_{pl,Rd} = 627.199 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

(Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant)

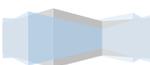
##### ➤ Vérification au moment résistant :

$$✓ M_{sd} = 499 \text{ KN}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{f_y \times W_{pl,y}}{\gamma_m} = \frac{235 \times 10^3 \times 1500 \times 10^{-6}}{1,1} = 3320 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 499 \text{ KN.m} < M_{Rd} = 3320.454 \text{ KN.m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

##### ➤ Vérification au déversement:



La vérification au déversement n'est pas nécessaire car on utilise les planchers collaborant qui empêchent le déversement.

Donc le profilé **IPE 450** convient comme poutre principale pour :  $L \leq 7.5$

- poutre de  $L = 12,50$  m

Les efforts sont tirés à partir du Robot, sous combinaison **G+Q+E** :

$$\begin{aligned} \checkmark V_{sd} &= 359 \text{ KN} \\ \checkmark M_{sd} &= 649 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

La section **HEB 500** est de classe 1 en flexion simple.

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$V_{sd} < V_{Rd}$$
$$V_{pl,Rd} = A_v \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_m} = 8282 \frac{235 \times 10^{-3} / \sqrt{3}}{1.1} = 1107 \text{ KN.m}$$

$V_{sd} = 359 < V_{Rd} = 1107 \text{ KN}$  Condition vérifiée  
(Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant)

➤ **Vérification au moment résistant :**

$$\checkmark M_{sd} = 649 \text{ KN}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{f_y \times W_{pl,y}}{\gamma_m} = \frac{235 \times 10^3 \times 4287 \times 10^{-6}}{1,1} = 915.85 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} = 649 \text{ KN.m} < M_{Rd} = 915.859 \text{ KN.m}$  Condition vérifiée

➤ **Vérification au déversement:**

La vérification au déversement n'est pas nécessaire car on utilise les planchers collaborant qui empêchent le déversement.

Donc le profilé **HEB 500** convient comme poutre principale pour :

$$7.5 < L \leq 12.5$$

- poutre de  $L = 13,50$  m

Les efforts sont tirés à partir du Robot, sous combinaison **G+Q+E** :



- ✓  $V_{sd} = 359 \text{ KN}$
- ✓  $M_{sd} = 649 \text{ KN.m}$

La section **HEB 550** est de **classe 1** en flexion simple.

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$V_{sd} < V_{Rd}$$

$$V_{pl,Rd} = A_v \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_m} = 10010 \frac{235 \times 10^{-3} / \sqrt{3}}{1.1} = 1234.66 \text{ KN.m}$$

$V_{sd} = 359 < V_{Rd} = 1234.66 \text{ KN}$  Condition vérifiée  
(Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant)

➤ **Vérification au moment résistant :**

$$✓ M_{sd} = 649 \text{ KN}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{f_y \times W_{pl,y}}{\gamma_m} = \frac{235 \times 10^3 \times 4971 \times 10^{-6}}{1.1} = 1006.89 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} = 649 \text{ KN.m} < M_{Rd} = 1006.89 \text{ KN.m}$  Condition vérifiée.

➤ **Vérification au déversement:**

La vérification au déversement n'est pas nécessaire car on utilise les planchers collaborant qui empêchent le déversement.

Donc le profilé **HEB550** convient comme poutre principale pour

$$7.5 < L \leq 13.5$$

**VII.2. Vérification de la poutre secondaire (sablère) :**

- poutre de  $L = 5.00 \text{ m}$

Les efforts sont tirés à partir du Robot, sous combinaison **G+Q+E** :

- ✓  $V_{sd} = 67.01 \text{ KN}$
- ✓  $M_{sd} = 65.29 \text{ KN.m}$

La section **HEA 200** est de **classe 1** en flexion simple.

➤ **Vérification au cisaillement.**



$$V_{sd} < V_{Rd}$$

$$V_{pl,Rd} = A_v \frac{f_y/\sqrt{3}}{\gamma_m} = 1808 \frac{235 \times 10^{-3}/\sqrt{3}}{1.1} = 223 \text{ KN.m}$$

$V_{sd} = 67.01 \text{ KN} < V_{pl,Rd} = 223 \text{ KN}$  Condition vérifiée  
(Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant)

Lorsque l'effort tranchant  $V_{sd}$  dépasse **50%** de  $V_{pl,Rd}$ , il convient de réduire la valeur de la résistance de la section transversale à la flexion à  $M_{v,Rd}$ , moment de résistance plastique réduit compte tenu de l'effort tranchant, obtenu comme suit : (Art.5.4.7CCM97).

$$M_{c,Rd} \geq M_{v,Rd}$$

$$M_{v,Rd} = \left( W_{pl} - \frac{\rho \times A_v^2}{4 \times t_w} \right) \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = \left( 429.5 \times 10^{-6} - \frac{0.16 \times 1808 \times 10^{-4}}{4 \times 6.5} \right) \frac{235 \times 10^3}{1.1}$$

$$M_{v,Rd} = 87.45 \text{ KN.m}$$

$$\rho = \left( \frac{2V_{sd}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2 = \left( \frac{2 \times 67.01}{223} - 1 \right)^2 = 0.16 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{f_y \times W_{pl,y}}{\gamma_m} = \frac{235 \times 10^3 \times 429.5 \times 10^{-6}}{1.1} = 91.71 \text{ KN.m}$$

$M_{v,Rd} = 87.45 \text{ KN.m} < M_{c,Rd} = 91.75 \text{ KN.m}$  Condition vérifiée.

#### ➤ Vérification au moment résistant :

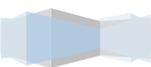
$$\checkmark M_{sd} = 65.29 \text{ KN}$$

$M_{sd} = 65.29 \text{ KN.m} < M_{Rd} = 91.65 \text{ KN.m}$  Condition vérifiée.

### VII.3. Vérification des poteaux:

Les poteaux sont calculés en flexion composée en fonction de l'effort normal (**N**) et le moment fléchissant (**M**) donnés par les combinaisons les plus défavorables, parmi celles introduites dans le fichier de données du Robot :

- 1.35G + 1.5Q
- G+Q
- G+Q+E



- **0.8G+E**

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel Robot, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Combinaisons	h	N (KN)	M <sub>y</sub> (KN.m)	M <sub>z</sub> (KN.m)
G+Q+E <sub>x</sub>	4.40	2356.25	M <sub>sup</sub> =40.79 M <sub>inf</sub> =-39.48	M <sub>sup</sub> =244 M <sub>inf</sub> =-247.53

**Tableau VII.1 : Sollicitations dans les poteaux**

➤ **Vérification à la résistance:**

✓ **Vérification à l'effort normal:**

$$N_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_m} = \frac{23860 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1} = \mathbf{5097 \text{ KN.m}}$$

$$N_{sd} = \mathbf{2356.25 \text{ KN.m}} < N_{pl,Rd} = \mathbf{5097 \text{ KN.m}} \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Vérification au moment résistant:**

✓  $M_{sd} = \mathbf{35 \text{ KN}}$

$$M_{pl,Rd} = \frac{f_y \times W_{pl,y}}{\gamma_m} = \frac{235 \times 10^3 \times 1500 \times 10^{-6}}{1,1} = \mathbf{3320 \text{ KN.m}}$$

$$M_{sd} = \mathbf{35 \text{ KN.m}} < M_{Rd} = \mathbf{1028.65 \text{ KN.m}} \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification à l'instabilité :**

- **Vérification au flambement :**

$$N_{b,rd} = \frac{\beta_A \times \chi \times A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$N_{b,rd}$  : Résistance au flambement.

$\beta_A = 1$  : Pour les sections de la classe 1.



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

$$\bar{\lambda} = \left( \frac{\lambda}{\lambda_l} \right) \times \sqrt{\beta_A} \quad \text{Avec : } \beta_A = 1 \quad \lambda_l = 93.9 \quad \varepsilon = 93.9$$

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{4400}{211.9} = 14.53$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{14.53}{93.9} = 0.154 \leq 0.2$$

$$\phi = 0.5(1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2)$$

$$\phi = 0.5$$

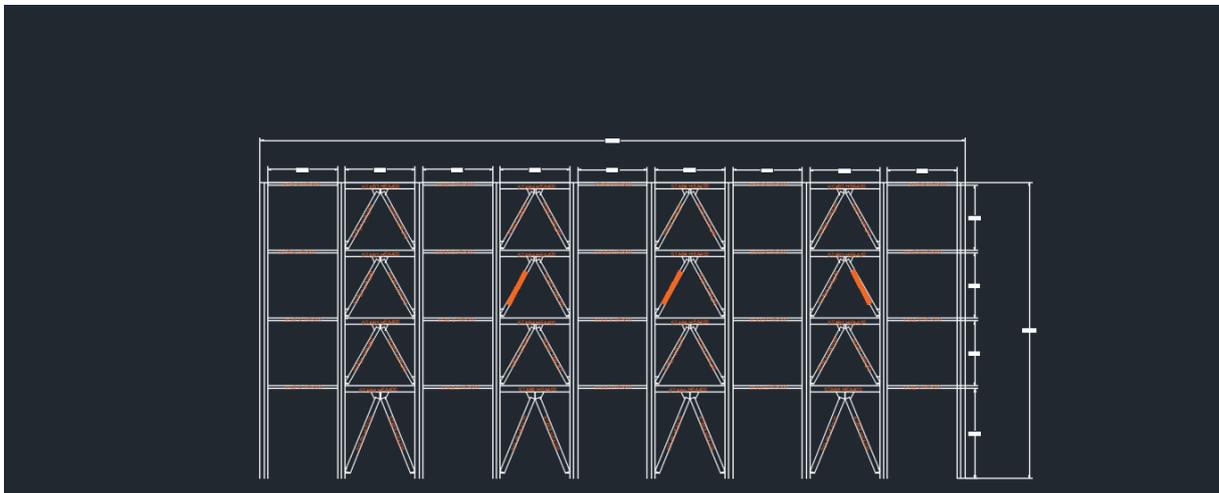
$$\chi = 1.02$$

$$N_{b,rd} = 5199.34 \text{ KN} > N_{sd} = 2356.25 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### VII.4. Dimensionnement des contreventements :

##### VII.4.1. Dans la Direction X :

Dans notre structure et dans le sens longitudinal (X) on a deux (02) types de contreventement :



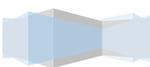
**Figure VII.1 : Les contreventements dans le sens X.**

➤ Etage courant :

$$N_{t,sd} = 100 \text{ KN}$$

Le profilé choisit UPN 240

✓ Résistance plastique de calcul de la section brute à la traction :



$$N_{t,sd} \leq N_{t,rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{t,rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}} = \frac{53.83 \times 10^2 \times 235}{1.1} \times 10^{-3} = 1150 \text{ KN}$$

$$N_{t,sd} = 100 \text{ kN} \leq N_{t,rd} = 1150 \text{ KN}$$

Condition vérifiée.

✓ **Résistance plastique de calcul de la section brute à la compression :**

$$N_{c,sd} = -100 \text{ KN}$$

$$N_{c,sd} \leq N_{c,rd} = \chi_{min} \times A \times \beta_A \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$\beta_A = 1$  : Pour les sections de la classe 1,2 ou 3.

$$l_f = l_0 = 4.4$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{4400}{49.8} = 88.35$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z \sqrt{\beta_A}}{\lambda_1} = \frac{88.35}{93.9} = 0.94$$

$\frac{h}{b} = 0.6 > 1.2$ , axe de flambement Z-Z → *courbe de flambement*

$$\chi_{min} = 0.6$$

Section brute ( $A = 42.3 \text{ cm}^2$ ).

$$N_{c,rd} = 0.6 \times 42.3 \times 10^2 \times \frac{235}{1.1} \times 10^{-3} = 542.20 \text{ KN}$$

Donc on a :  $N_{c,sd} = 100 \text{ KN} \leq N_{c,rd} = 542.20 \text{ KN}$  **Condition vérifiée.**

➤ **RDC :**

$$N_{t,sd} = 100 \text{ KN}$$

**Le profilé choisit HEB 500**

✓ **Résistance plastique de calcul de la section brute à la traction :**

$$N_{t,sd} \leq N_{t,rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}}$$



$$N_{t,rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}} = \frac{238.6 \times 10^2 \times 235}{1.1} \times 10^{-3} = 5097 \text{ KN}$$

$$N_{t,sd} = 100 \text{ kN} \leq N_{t,rd} = 5097 \text{ KN}$$

Condition vérifiée.

✓ **Résistance plastique de calcul de la section brute à la compression :**

$$N_{c,sd} = -100 \text{ KN}$$

$$N_{c,sd} \leq N_{c,rd} = \chi_{min} \times A \times \beta_A \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$\beta_A = 1$  : Pour les sections de la classe 1,2 ou 3.

$$l_f = l_0 = 6$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{6000}{72.7} = 82.53$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z \sqrt{\beta_A}}{\lambda_1} = \frac{82.53}{93.9} = 0.87$$

$\frac{h}{b} = 1.66 > 1.2$ , axe de flambement Z-Z → *courbe de flambement*

$$\chi_{min} = 0.7$$

Section brute ( $A = 238.6 \text{ cm}^2$ ).

$$N_{c,rd} = 0.7 \times 238.6 \times 10^2 \times \frac{235}{1.1} \times 10^{-3} = 3568 \text{ KN}$$

$$\text{Donc on a : } N_{c,sd} = 100 \text{ KN} \leq N_{c,rd} = 3568 \text{ KN}$$

Condition vérifiée.

#### VII.4.2. Dans la Direction Y :

Dans notre structure et dans le sens transversal (Y) on a deux (02) types de contreventement :





**Figure VII.2 : Les contreventements dans le sens Y.**

➤ **Etage courant :**

$$N_{t,sd} = 96.94 \text{ KN}$$

**Le profilé choisit UPN 240**

✓ **Résistance plastique de calcul de la section brute à la traction :**

$$N_{t,rd} \leq N_{t,rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{t,rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}} = \frac{53.83 \times 10^2 \times 235}{1.1} \times 10^{-3} = 1150 \text{ KN}$$

$$N_{t,sd} = 96.94 \text{ kN} \leq N_{t,rd} = 1150 \text{ KN}$$

Condition vérifiée.

✓ **Résistance plastique de calcul de la section brute à la compression :**

$$N_{c,sd} = -96.94 \text{ KN}$$

$$N_{c,sd} \leq N_{c,rd} = \chi_{min} \times A \times \beta_A \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$\beta_A = 1$  : Pour les sections de la classe 1,2 ou 3.

$$l_f = l_0 = 4.4$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{4400}{49.8} = 88.35$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z \sqrt{\beta_A}}{\lambda_1} = \frac{88.35}{93.9} = 0.94$$



$\frac{h}{b} = 0.6 > 1.2$  , axe de flambement Z-Z  $\rightarrow$  courbe de flambement

$$\chi_{min} = 0.6$$

Section brute ( $A = 42.3\text{cm}^2$ ).

$$N_{c,rd} = 0.6 \times 42.3 \times 10^2 \times \frac{235}{1.1} \times 10^{-3} = 542.20 \text{ KN}$$

Donc on a :  $N_{c,sd} = 96.94 \text{ KN} \leq N_{c,rd} = 542.20 \text{ KN}$   
Condition vérifiée.

➤ RDC :

$$N_{t,sd} = 96.94 \text{ KN}$$

Le profilé choisit HEB 500

✓ Résistance plastique de calcul de la section brute à la traction :

$$N_{t,sd} \leq N_{t,rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}}$$
$$N_{t,rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}} = \frac{238.6 \times 10^2 \times 235}{1.1} \times 10^{-3} = 5097 \text{ KN}$$
$$N_{t,sd} = 96.94 \text{ kN} \leq N_{t,rd} = 5097 \text{ KN}$$

Condition vérifiée.

✓ Résistance plastique de calcul de la section brute à la compression :

$$N_{c,sd} = -96.94 \text{ KN}$$

$$N_{c,sd} \leq N_{c,rd} = \chi_{min} \times A \times \beta_A \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$\beta_A = 1$  : Pour les sections de la classe 1,2 ou 3.

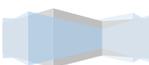
$$l_f = l_0 = 6$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{6000}{72.7} = 82.53$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z \sqrt{\beta_A}}{\lambda_1} = \frac{82.53}{93.9} = 0.87$$

$\frac{h}{b} = 1.66 > 1.2$  , axe de flambement Z-Z  $\rightarrow$  courbe de flambement

$$\chi_{min} = 0.7$$



Section brute ( $A = 238.6\text{cm}^2$ ).

$$N_{c,rd} = 0.7 \times 238.6 \times 10^2 \times \frac{235}{1.1} \times 10^{-3} = 3568 \text{ KN}$$

Donc on a :  $N_{c,sd} = 96.94 \text{ KN} \leq N_{c,rd} = 3568 \text{ KN}$

Condition vérifiée.

## Chapitre VIII : les assemblages

### VIII.1. INTRODUCTION :

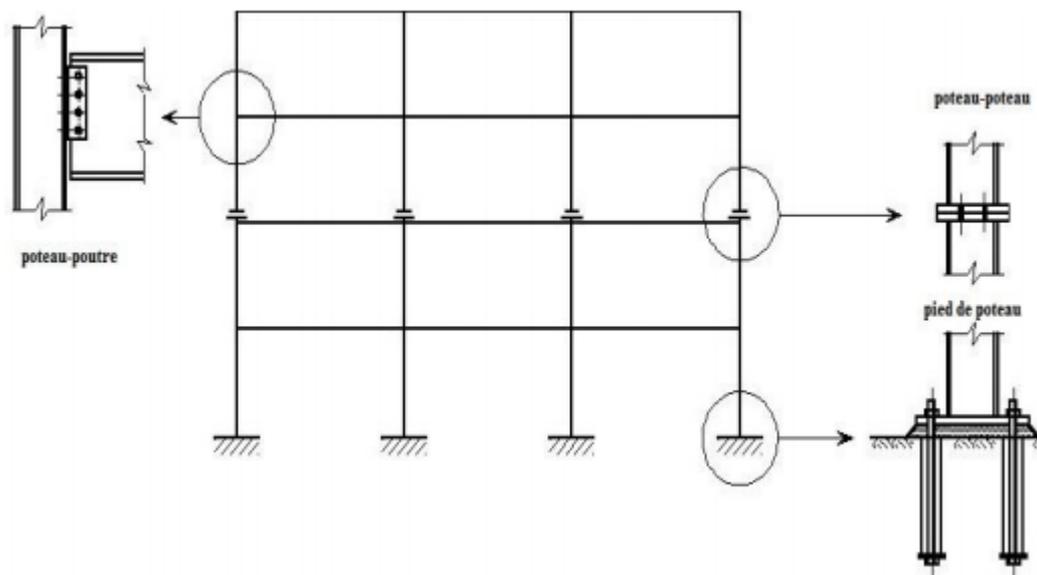
Après avoir présenté les composants métalliques dans leur conception et leur dimensionnement, nous nous intéressons ici à la liaison ou la continuité de



ces composants. Pour réaliser une ossature métallique, les composants élémentaires « **poutre, poteaux, barre** » doivent être réalisés entre eux par des dispositifs particuliers appelés assemblages.

Les classes principales d'assemblages sont les suivantes :

- ✓ Assemblages où se produit un changement de direction ; assemblages **poutre-poteau**, assemblages **poutre - poutre** et assemblages entre éléments de structures en treillis.
- ✓ Assemblages d'éléments différents incluant l'assemblage de la structure en acier à d'autres parties du bâtiment comme par exemple **les pieds de poteaux, les assemblages au noyau en béton** et **les assemblages avec des panneaux, des planchers et des toitures**.



**Figure VIII.1 : Différents types d'assemblages.**

Les assemblages sont définis en fonction du mode de liaison « **soudés, boulonnés, rivetés et collés** » de la géométrie des pièces à attacher, et des efforts à transmettre d'une pièce à l'autre. Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il y a lieu de distinguer, parmi les assemblages :

- Les assemblages **articulés**, qui transmettent uniquement les efforts normaux et tranchants.
- Les assemblages **rigides**, qui transmettent en outre les divers moments.
- Les assemblages **semi-rigides**.



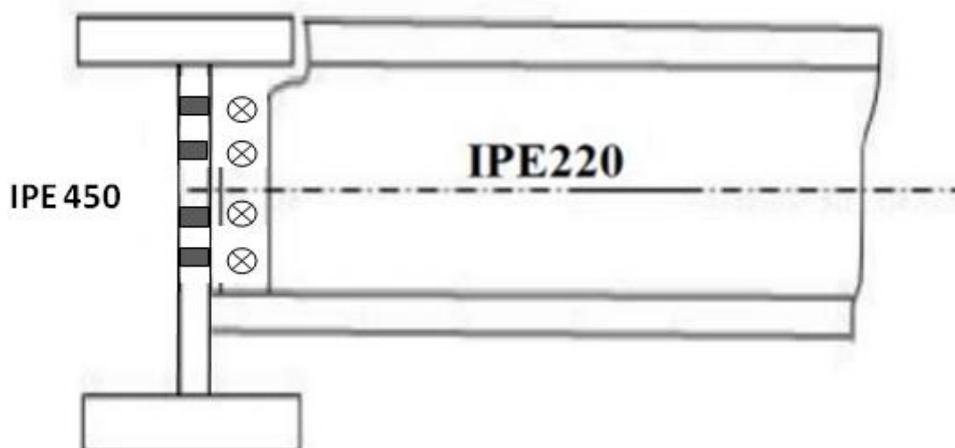
Dans notre étude, l'assemblage boulonné est le mode largement utilisé, présente en général l'avantage d'une démontrabilité facile, avec récupération intégrale des composants initiaux.

## VIII.2. Vérification des assemblages :

### VIII.2.1. Assemblage solive poutre principale (IPE 220-IPE 450/HEB 500/HEB 550) :

Les solives sont articulées aux poutres par des cornières d'attache, l'effort tranchant repris par l'assemblage est celui qui transmet la solive à la poutre Cet assemblage est réalisé avec des boulons ordinaires de **classe 8.8**.

Les sollicitations :  $M_{sd} = 68.12 \text{ KN.m}$      $V_{sd} = 46.66 \text{ KN}$



**Figure VIII.2 : Schéma statique de l'assemblage poutre-solive (IPE 450-IPE 220).**

- ✓  $f_{yb} = 640 \text{ MPa}$  (Limite d'élasticité).
- ✓  $f_{ub} = 800 \text{ Mpa}$  (Limite de la résistance ultime à la traction).
- ✓ On choisit un double de cornière de (L100 × 100 × 10)
- **Dimensionnement des boulons :**
  - Solive : IPE 220 ; Poutre principale : IPE450.

#### A. Disposition constructive:

##### a) Distance entre axes des boulons :



$$d_0 = d + 2\text{mm} = 20 + 2 = 22 \text{ mm.}$$

$$t = \min(t_{w(\text{poutre})}; t_{w(\text{solive})}) = \min(9.4; 5.9) = 5.9 \text{ mm.}$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t; 200) \rightarrow 48.4 \text{ mm} \leq p_1 \leq 82.6 \text{ mm}$$

$$\rightarrow p_1 = 60 \text{ mm.}$$

**b) Pince longitudinale :**

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq 12t \rightarrow 26.4 \leq e_1 \leq 70.8 \rightarrow e_1 = 35 \text{ mm}$$

**c) Pince transversale :**

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq 12t \rightarrow 33 \leq e_2 \leq 70.8 \rightarrow e_2 = 35 \text{ mm}$$

On prend le nombre de boulon **n=4**.

Les boulons sont habituellement entièrement filetés et les dimensions sont les suivant :

- ✓  $d = 20 \text{ mm}$
- ✓  $d_0 = 22 \text{ mm}$
- ✓  $A = 314 \text{ mm}^2$
- ✓  $A_s = 245 \text{ mm}^2$

**B. Vérification de l'assemblage :**

**a) Résistance au cisaillement des boulons :**

$$F_{v,sd} \leq F_{v,rd} = \frac{0.6f_{ub}A_s}{\gamma_{Mb}}$$

✓ Effort de cisaillement sollicitant par boulon :

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd(\text{total})}}{4} = \frac{46.66}{4} = 11.665 \text{ KN}$$

✓ Effort de cisaillement résistant par boulon :

$$F_{v,rd} = \frac{0.6f_{ub}A_s}{\gamma_{Mb}} = \frac{0.6 \times 0.8 \times 245}{1.25} = 94.08 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 11.665 \text{ KN} \leq F_{v,rd} = 94.08 \text{ KN} \text{ Condition vérifiée.}$$



**b) Résistance ultime de calcul au cisaillement des pièces assemblées :**

La valeur de calcul de la résistance efficace  $V_{eff,Rd}$  au cisaillement est déterminée par :

$$V_{eff,Rd} = \frac{(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} A_{v,eff}$$

Avec :

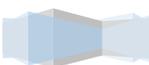
- $A_{v,eff}$  : Aire efficace de cisaillement.
  - $A_{v,eff} = t \times L_{v,eff}$     Ou     $L_{v,eff} = \min(L_v + L_1 + L_2; L_3)$
  - $L_1 = \min(e_1; 5d)$
  - $L_2 = (e_2 - K \cdot d_0) \cdot (f_u/f_y)$
  - $L_3 = (p_1 + 2e_1 - n \cdot d_0) \cdot (f_u/f_y)$
  - $K = 0.5$     (pour une seule rangée de boulons).
  - $d_0 = 22 \text{ mm}$     (diamètre des trous).
  - $n=2$  : nombre de trous de fixations le long de la plaque cisailé.
- Vérification du cisaillement de bloc dans l'aile de la cornière :
    - $L_1 = \min(35; 100) = 35 \text{ mm}$
    - $L_2 = (e_2 - K \cdot d_0) \cdot \left(\frac{f_u}{f_y}\right) = (35 - 0.5 \times 22) \cdot \left(\frac{360}{235}\right) = 36.76 \text{ mm}$
    - $L_3 = (60 + 2 \times 35 - 2 \times 22) \cdot \left(\frac{360}{235}\right) = 131.74 \text{ mm}$
    - $L_{v,eff} = \min(60 + 35 + 36.76; 131.74) = 131.74 \text{ mm}$
    - $A_{v,eff} = t_w \times L_{v,eff} = 10 \times 131.74 = 1317.4 \text{ mm}^2$
    - $V_{eff,Rd} = \frac{(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} A_{v,eff} = 248.924 \text{ KN}$

$$V_{sd} = 46.66 \text{ KN} \leq V_{eff,rd} = 248.924 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Vérification du cisaillement de bloc dans l'âme de la poutre :
  - $L_1 = 35 \text{ mm}$
  - $L_2 = 36.76 \text{ mm}$
  - $L_3 = 131.74 \text{ mm}$
  - $L_{v,eff} = 131.74 \text{ mm}$
  - $A_{v,eff} = t_w \times L_{v,eff} = 9.4 \times 131.74 = 1238.356 \text{ mm}^2$

$$V_{eff,Rd} = \frac{(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} A_{v,eff} = 233.988 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 46.66 \text{ KN} \leq V_{eff,rd} = 233.988 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$



c) pression diamétrale des pièces assemblées :

$$F_{v,sd} \leq F_{b,rd} = \frac{2.5\alpha f_u d.t}{\gamma_{Mb}} \quad \text{Ou} \quad \alpha = \min \left[ \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right]$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd(total)}}{4} = 11.665 \text{ KN} \quad \text{Effort de cisaillement calculé par boulon}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} t_{cornière} = 10 \text{ mm} \\ t_{poutre} = 9.4 \text{ mm} \\ t_{solive} = 5.9 \text{ mm} \end{array} \right. \quad t = \min(10; 9.4; 5.9) = 5.9 \text{ mm.}$$

$$\alpha = \min \left[ \frac{35}{3 \times 22}; \frac{60}{3 \times 22} - \frac{1}{4}; \frac{800}{360}; 1 \right] \rightarrow \alpha = 0.53$$

$$F_{b,rd} = \frac{2.5 \times 0.53 \times 360 \times 20 \times 5.9}{1.25} = 45.028 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 11.665 \text{ KN} \leq F_{b,rd} = 45.028 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Solive : IPE 220 ; Poutre principale : HEB 500.

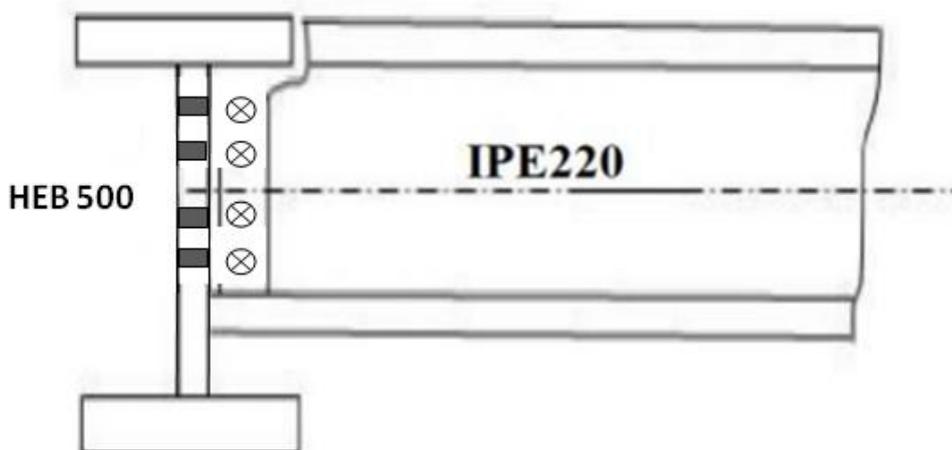
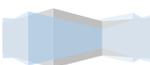


Figure VIII.4 : Schéma statique de l'assemblage poutre-solive (HEB 500-IPE 220).

A. Disposition constructive:

a) Distance entre axes des boulons :



$$d_0 = d + 2\text{mm} = 20 + 2 = 22 \text{ mm.}$$

$$t = \min(t_{w(\text{poutre})}; t_{w(\text{solive})}) = \min(14.5; 5.9) = 5.9\text{mm.}$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t; 200) \rightarrow 48.4\text{mm} \leq p_1 \leq 82.6\text{mm}$$

$$\rightarrow p_1 = 60 \text{ mm.}$$

**b) Pince longitudinale :**

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq 12t \rightarrow 26.4 \leq e_1 \leq 70.8 \rightarrow e_1 = 35\text{mm}$$

**c) Pince transversale :**

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq 12t \rightarrow 33 \leq e_2 \leq 70.8 \rightarrow e_2 = 35\text{mm}$$

On prend le nombre de boulon **n=4**.

Les boulons sont habituellement entièrement filetés et les dimensions sont les suivant :

- ✓  $d = 20 \text{ mm}$
- ✓  $d_0 = 22 \text{ mm}$
- ✓  $A = 314 \text{ mm}^2$
- ✓  $A_s = 245 \text{ mm}^2$

**B. Vérification de l'assemblage :**

**a) Résistance au cisaillement des boulons :**

$$F_{v,sd} \leq F_{v,rd} = \frac{0.6f_{ub}A_s}{\gamma_{Mb}}$$

✓ Effort de cisaillement sollicitation par boulon :

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd(\text{total})}}{4} = \frac{46.66}{4} = 11.665\text{KN}$$

✓ Effort de cisaillement résistant par boulon :

$$F_{v,rd} = \frac{0.6f_{ub}A_s}{\gamma_{Mb}} = \frac{0.6 \times 0.8 \times 245}{1.25} = 94.08 \text{ KN}$$



$$F_{v,sd} = 11.665 \text{ KN} \leq F_{v,rd} = 94.08 \text{ KN} \text{ Condition vérifiée.}$$

**b) Résistance ultime de calcul au cisaillement des pièces assemblées :**

La valeur de calcul de la résistance efficace  $V_{eff,Rd}$  au cisaillement est déterminée par :

$$V_{eff,Rd} = \frac{(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} A_{v,eff}$$

• Vérification du cisaillement de bloc dans l'aile de la cornière :

- $L_1 = 35 \text{ mm}$
- $L_2 = 36.76 \text{ mm}$
- $L_3 = 131.74 \text{ mm}$
- $L_{v,eff} = 131.74 \text{ mm}$
- $A_{v,eff} = 1317.4 \text{ mm}^2$

$$V_{eff,Rd} = \frac{(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} A_{v,eff} = 248.924 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 46.665 \text{ KN} \leq V_{eff,rd} = 248.924 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• Vérification du cisaillement de bloc dans l'âme de la poutre :

- $L_1 = 35 \text{ mm}$
- $L_2 = 36.76 \text{ mm}$
- $L_3 = 131.74 \text{ mm}$
- $L_{v,eff} = 131.74 \text{ mm}$
- $A_{v,eff} = 1910.23 \text{ mm}^2$

$$V_{eff,Rd} = \frac{(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} A_{v,eff} = 235.613 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 46.665 \text{ KN} \leq V_{eff,rd} = 235.613 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**c) pression diamétrale des pièces assemblées :**

$$F_{v,sd} \leq F_{b,rd} = \frac{2.5\alpha f_u d.t}{\gamma_{Mb}} \quad \text{Ou} \quad \alpha = \min \left[ \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right]$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd(total)}}{4} = 11.665 \text{ KN} \text{ Effort de cisaillement calculé par boulon}$$



$$t_{cornière} = 10 \text{ mm}$$

$$t_{poutre} = 14.5 \text{ mm} \quad t = \min(10; 14.5; 5.9) = 5.9 \text{ mm.}$$

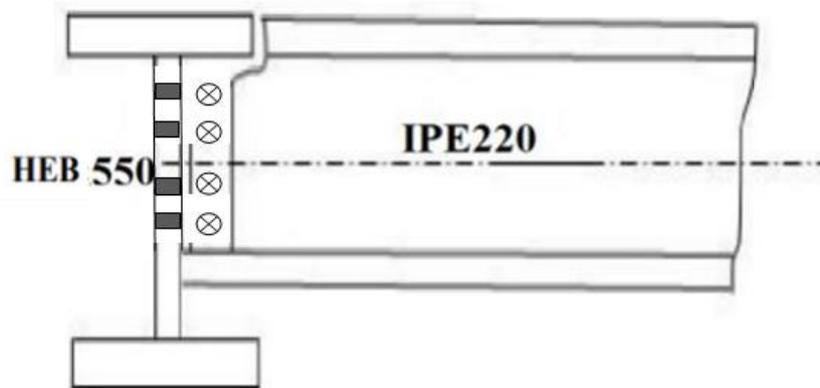
$$t_{solive} = 5.9 \text{ mm}$$

$$\alpha = \min \left[ \frac{35}{3 \times 22}; \frac{60}{3 \times 22} - \frac{1}{4}; \frac{800}{360}; 1 \right] \rightarrow \alpha = 0.53$$

$$F_{b,rd} = \frac{2.5 \times 0.53 \times 360 \times 20 \times 5.9}{1.25} = 45.028 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 11.665 \text{ KN} \leq F_{b,rd} = 45.028 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Solive : IPE 220 ; Poutre principale : HEB 550.



**Figure VIII.5 : Schéma de l'assemblage poutre principal-solive (HEB 550-IPE 220).**

**A. Disposition constructive:**

a) Distance entre axes des boulons :

$$d_0 = d + 2 \text{ mm} = 20 + 2 = 22 \text{ mm.}$$

$$t = \min(t_{w(poutre)}; t_{w(solive)}) = \min(15; 5.9) = 5.9 \text{ mm.}$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t; 200) \rightarrow 48.4 \text{ mm} \leq p_1 \leq 82.6 \text{ mm}$$

$$\rightarrow p_1 = 60 \text{ mm.}$$



**b) Pince longitudinale :**

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq 12t \rightarrow 26.4 \leq e_1 \leq 70.8 \rightarrow e_1 = 35\text{mm}$$

**c) Pince transversale :**

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq 12t \rightarrow 33 \leq e_2 \leq 70.8 \rightarrow e_2 = 35\text{mm}$$

On prend le nombre de boulon **n=4**.

Les boulons sont habituellement entièrement filetés et les dimensions sont les suivant :

- ✓  $d = 20\text{ mm}$
- ✓  $d_0 = 22\text{ mm}$
- ✓  $A = 314\text{ mm}^2$
- ✓  $A_s = 245\text{ mm}^2$

**B. Vérification de l'assemblage :**

**a) Résistance au cisaillement des boulons :**

$$F_{v,sd} \leq F_{v,rd} = \frac{0.6f_{ub}A_s}{\gamma_{Mb}}$$

✓ Effort de cisaillement sollicitation par boulon :

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd(total)}}{4} = \frac{46.66}{4} = 11.665\text{KN}$$

✓ Effort de cisaillement résistant par boulon :

$$F_{v,rd} = \frac{0.6f_{ub}A_s}{\gamma_{Mb}} = \frac{0.6 \times 0.8 \times 245}{1.25} = 94.08\text{ KN}$$

$F_{v,sd} = 11.655\text{ KN} \leq F_{v,rd} = 94.08\text{ KN}$  Condition vérifiée.

**b) Résistance ultime de calcul au cisaillement des pièces assemblées :**

La valeur de calcul de la résistance efficace  $V_{eff,Rd}$  au cisaillement est déterminée par :

$$V_{eff,Rd} = \frac{(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} A_{v,eff}$$

- Vérification du cisaillement de bloc dans l'aile de la cornière :
  - $L_1 = 35\text{ mm}$



- $L_2 = 36.76 \text{ mm}$
- $L_3 = 131.74 \text{ mm}$
- $L_{v,eff} = 131.74 \text{ mm}$
- $A_{v,eff} = 1317.4 \text{ mm}^2$

$$V_{eff,Rd} = \frac{(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} A_{v,eff} = 248.924 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 46.66 \text{ KN} \leq V_{eff,rd} = 248.924 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Vérification du cisaillement de bloc dans l'âme de la poutre :

- $L_1 = 35 \text{ mm}$
- $L_2 = 36.76 \text{ mm}$
- $L_3 = 131.74 \text{ mm}$
- $L_{v,eff} = 131.74 \text{ mm}$
- $A_{v,eff} = 1976.1 \text{ mm}^2$

$$V_{eff,Rd} = \frac{(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} A_{v,eff} = 243.738 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 46.66 \text{ KN} \leq V_{eff,rd} = 243.738 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

c) pression diamétrale des pièces assemblées :

$$F_{v,sd} \leq F_{b,rd} = \frac{2.5\alpha f_u d t}{\gamma_{Mb}} \quad \text{Ou} \quad \alpha = \min \left[ \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right]$$

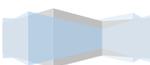
$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd(total)}}{4} = 11.665 \text{ KN} \quad \text{Effort de cisaillement calculé par boulon}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} t_{cornière} = 10 \text{ mm} \\ t_{poutre} = 15 \text{ mm} \\ t_{solive} = 5.9 \text{ mm} \end{array} \right. \quad t = \min(10; 15; 5.9) = 5.9 \text{ mm.}$$

$$\alpha = \min \left[ \frac{35}{3 \times 22}; \frac{60}{3 \times 22} - \frac{1}{4}; \frac{800}{360}; 1 \right] \rightarrow \alpha = 0.53$$

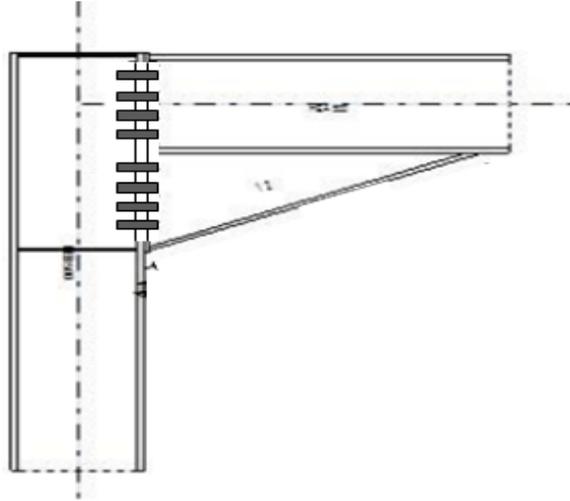
$$F_{b,rd} = \frac{2.5 \times 0.53 \times 360 \times 20 \times 5.9}{1.25} = 45.028 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 11.665 \text{ KN} \leq F_{b,rd} = 45.028 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$



## VIII.2.2. Assemblage poteau-poutre principale : (HEB500-IPE450/HEB500/HEB550)

Cet assemblage sera réalisé avec des boulons sous l'effort tranchant.



**Figure VIII.6 : Assemblage poteau poutre par une platine.**

### ➤ Poteau HEB 500-Poutre IPE 450

Notre choix s'est porté sur des boulons HR10.9. Nombre de boulons=8.

Les sollicitations :  $M_{sd}= 499 \text{ KN.m}$        $V_{sd}=230 \text{ KN}$        $F_{t,sd}=11.79 \text{ KN}$

#### A. Disposition constructive:

##### a) Distance entre axes des boulons :

$$d_0 = d + 2\text{mm} = 22 + 2 = 24 \text{ mm.}$$

$$t = \min(t_{w(\text{poutre})}; t_{w(\text{poteau})}) = \min(9.4; 14.5) = 9.4\text{mm.}$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t; 200) \rightarrow 52.8\text{mm} \leq p_1 \leq 131.6\text{mm}$$

$$\rightarrow p_1 = 90 \text{ mm.}$$

##### b) Pince longitudinale :

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq 12t \rightarrow 28.8 \leq e_1 \leq 112.8 \rightarrow e_1 = 70 \text{ mm}$$

On prend le nombre de boulon **n=8**.

Les boulons sont habituellement entièrement filetés et les dimensions sont les suivantes :



- ✓  $d = 22 \text{ mm}$
- ✓  $d_0 = 24 \text{ mm}$
- ✓  $A = 380 \text{ mm}^2$
- ✓  $A_s = 303 \text{ mm}^2$
- ✓  $f_{yb} = 900 \text{ MPa}$
- ✓  $f_{ub} = 1000 \text{ MPa}$

**c) Platine d'extrémité 920×190×20 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Hauteur } h_p = 920 \text{ mm} \\ \text{Largeur } b_p = 190 \text{ mm} \\ \text{Epaisseur } t_p = 20 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Dimensions de la soudure (Poutre-Platine):

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{Semelle: } a_s = 0.7 \times t_f = 0.7 \times 14.6 = 10.22 \text{ mm} & \text{On prend: } a_s = 12 \text{ mm} \\ \text{Ame: } a_a = 0.7 \times t_w = 0.7 \times 9.4 = 6.58 \text{ mm} & \text{On prend: } a_a = 12 \text{ mm} \end{array} \right.$$

**B) Vérification de l'assemblage:**

**a) Résistance à l'effort de cisaillement et de traction :**

Les boulons soumis à des efforts combinés de cisaillement et de traction doivent, en outre, satisfaire à la condition suivante :

$$\frac{F_{v,sd}}{F_{v,rd}} + \frac{F_{t,sd}}{1.4F_{t,rd}} \leq 1$$

Les distances  $d_i$  :  $d_1 = 270 \text{ mm}$        $d_2 = 180 \text{ mm}$        $d_3 = 90 \text{ mm}$

$$F_{t,sd} = \frac{M_{sd} \times d_i}{2 \sum d_i^2}$$

$$F_{t,sd} = \frac{M_{sd} \times d_i}{2 \sum d_i^2} = \frac{499 \times 0.270}{2 \times 0.540^2} = 231.01 \text{ KN} \quad \rightarrow F_{t,sd} = 231.01 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{8} = \frac{230}{8} = 28.75 \text{ KN} \quad \rightarrow F_{v,sd} = 28.75 \text{ KN}$$

$$F_{v,rd} = \frac{0.5f_{ub}A_s}{\gamma_{Mb}} \quad \rightarrow F_{v,rd} = 121.2 \text{ KN}$$



$$F_{t,rd} = \frac{0.9f_{ub}A_s}{\gamma_{Mb}} \quad \rightarrow F_{v,rd} = 218.16 \text{ KN}$$

$$\frac{F_{v,sd}}{F_{v,rd}} + \frac{F_{t,sd}}{1.4F_{t,rd}} = \frac{28.75}{121.2} + \frac{231.01}{1.4 \times 218.16} = 0.99 \leq 1$$

Condition vérifiée.

b) Résistance au glissement:

$$F_{p,cd} = 0.7f_{ub}A_s = 212.1 \text{ KN} \quad \text{Précontrainte de calcul de boulons.}$$

$$F_{s,rd} = \frac{k_s \times n\mu(F_{p,cd} - 0.8F_{t,sd})}{\gamma_{Ms,Ult}} = \frac{0.3 \times 2(212.1 - 0.8 \times 231.06)}{1.25}$$

$$F_{s,rd} = 13.08 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 28.75 \text{ KN} \leq F_{s,rd} = 13.08 \text{ KN}$$

c) pression diamétrale des pièces assemblées :

$$F_{v,sd} \leq F_{b,rd} = \frac{2.5\alpha f_u d t}{\gamma_{Mb}} \quad \text{Ou} \quad \alpha = \min \left[ \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right]$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd(total)}}{8} = 28.75 \text{ KN} \quad \text{Effort de cisaillement calculé par boulon}$$

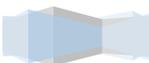
$$\left\{ \begin{array}{l} t_{platine} = 20 \text{ mm} \\ t_{poutre} = 9.4 \text{ mm} \\ t_{poteau} = 14.5 \text{ mm} \end{array} \right. \quad t = \min(20; 9.4; 14.5) = 9.4 \text{ mm.}$$

$$\alpha = \min \left[ \frac{70}{3 \times 24}; \frac{90}{3 \times 24} - \frac{1}{4}; \frac{1000}{360}; 1 \right] \rightarrow \alpha = 0.97$$

$$F_{b,rd} = \frac{2.5 \times 0.97 \times 360 \times 22 \times 9.4}{1.25} = 144.42 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 28.75 \text{ KN} \leq F_{b,rd} = 144.42 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Poteau HEB 500-Poutre HEB 500



Notre choix s'est porté sur des boulons HR10.9. Nombre de boulons=8.

Les sollicitations :  $M_{sd}= 649 \text{ KN.m}$        $V_{sd}=359 \text{ KN}$        $F_{t, sd}=66 \text{ KN}$

### A. Disposition constructive:

a) Distance entre axes des boulons :

$$d_0 = d + 2\text{mm} = 22 + 2 = 24 \text{ mm.}$$

$$t = \min(t_{w(\text{poutre})}; t_{w(\text{poteau})}) = \min(14.5; 14.5) = 14.5 \text{ mm.}$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t; 200) \rightarrow 52.8 \text{ mm} \leq p_1 \leq 200 \text{ mm}$$

$$\rightarrow p_1 = 130 \text{ mm.}$$

b) Pince longitudinale :

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq 12t \rightarrow 28.8 \leq e_1 \leq 174 \rightarrow e_1 = 80 \text{ mm}$$

On prend le nombre de boulon  $n=8$ .

Les boulons sont habituellement entièrement filetés et les dimensions sont les suivant :

- ✓  $d = 22 \text{ mm}$
- ✓  $d_0 = 24 \text{ mm}$
- ✓  $A = 380 \text{ mm}^2$
- ✓  $A_s = 303 \text{ mm}^2$
- ✓  $f_{yb} = 900 \text{ MPa}$
- ✓  $f_{ub} = 1000 \text{ MPa}$

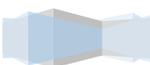
d) Platine d'extrémité  $1000 \times 300 \times 20$  :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Hauteur } h_p = 1000 \text{ mm} \\ \text{Largeur } b_p = 300 \text{ mm} \\ \text{Epaisseur } t_p = 20 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Dimensions de la soudure (Poutre-Platine):

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{Semelle: } a_s = 0.7 \times t_f = 0.7 \times 28 = 19.6 \text{ mm} & \text{On prend: } a_s = 20 \text{ mm} \\ \text{Ame: } a_a = 0.7 \times t_w = 0.7 \times 14.5 = 10.15 \text{ mm} & \text{On prend: } a_a = 20 \text{ mm} \end{array} \right.$$

### B) Vérification de l'assemblage:



**a) Résistance à l'effort de cisaillement et de traction :**

Les boulons soumis à des efforts combinés de cisaillement et de traction doivent, en outre, satisfaire à la condition suivante :

$$\frac{F_{v,sd}}{F_{v,rd}} + \frac{F_{t,sd}}{1.4F_{t,rd}} \leq 1$$

Les distances  $d_i$  :  $d_1= 390 \text{ mm}$        $d_2= 260 \text{ mm}$        $d_3= 130 \text{ mm}$

$$F_{t,sd} = \frac{M_{sd} \times d_i}{2 \sum d_i^2}$$

$$F_{t,sd} = \frac{M_{sd} \times d_i}{2 \sum d_i^2} = \frac{649 \times 0.390}{2 \times 0.78^2} = 208.01 \text{ KN} \quad \rightarrow F_{t,sd} = 208.01 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{8} = \frac{359}{8} = 44.87 \text{ KN} \quad \rightarrow F_{v,sd} = 44.87 \text{ KN}$$

$$F_{v,rd} = \frac{0.5f_{ub}A_s}{\gamma_{Mb}} \quad \rightarrow F_{v,rd} = 121.2 \text{ KN}$$

$$F_{t,rd} = \frac{0.9f_{ub}A_s}{\gamma_{Mb}} \quad \rightarrow F_{t,rd} = 218.16 \text{ KN}$$

$$\frac{F_{v,sd}}{F_{v,rd}} + \frac{F_{t,sd}}{1.4F_{t,rd}} = \frac{44.87}{121.2} + \frac{208.01}{1.4 \times 218.16} = 1 = 1$$

**Condition vérifiée.**

**b) Résistance au glissement:**

$F_{p,cd} = 0.7f_{ub}A_s = 212.1 \text{ KN}$       Précontrainte de calcul de boulons.

$$F_{s,rd} = \frac{k_s \times n\mu(F_{p,cd} - 0.8F_{t,sd})}{\gamma_{Ms,Ult}} = \frac{0.3 \times 2(212.1 - 0.8 \times 208.01)}{1.25}$$

$$F_{s,rd} = 21.93 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 44.87 \text{ KN} \leq F_{s,rd} = 21.93 \text{ KN}$$

**c)pression diamétrale des pièces assemblées :**

$$F_{v,sd} \leq F_{b,rd} = \frac{2.5\alpha f_u d.t}{\gamma_{Mb}} \quad \text{Ou} \quad \alpha = \min \left[ \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right]$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd(total)}}{8} = 44.87 \text{ KN} \quad \text{Effort de cisaillement calculé par boulon}$$



$$\left\{ \begin{array}{l} t_{\text{platine}} = 20 \text{ mm} \\ t_{\text{poutre}} = 14.5 \text{ mm} \\ t_{\text{poteau}} = 14.5 \text{ mm} \end{array} \right. \quad t = \min(20; 14.5; 14.5) = 14.5 \text{ mm.}$$

$$\alpha = \min \left[ \frac{70}{3 \times 24}; \frac{90}{3 \times 24} - \frac{1}{4}; \frac{1000}{360}; 1 \right] \rightarrow \alpha = 0.97$$

$$F_{b,rd} = \frac{2.5 \times 0.97 \times 360 \times 22 \times 14.5}{1.25} = 222.78 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 44.87 \text{ KN} \leq F_{b,rd} = 222.78 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

### VIII.2.3. Assemblage poteau - poutre secondaire (HEB500-HEA200)

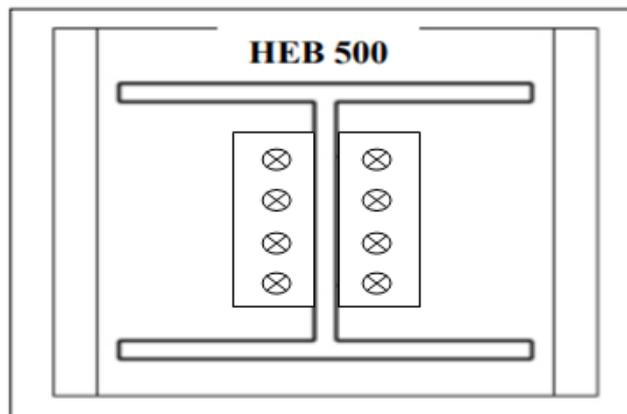


Figure VIII.7: Assemblage de poteau-poutre secondaire par double cornière.

#### A. Disposition constructive:

##### a) Distance entre axes des boulons :

$$d_0 = d + 2 \text{ mm} = 20 + 2 = 22 \text{ mm.}$$

$$t = \min(t_{w(\text{poutre})}; t_{w(\text{poteau})}) = \min(6.5; 14.5) = 6.5 \text{ mm.}$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t; 200) \rightarrow 48.4 \text{ mm} \leq p_1 \leq 91 \text{ mm}$$

$$\rightarrow p_1 = 60 \text{ mm.}$$

##### b) Pince longitudinale :

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq 12t \rightarrow 26.4 \leq e_1 \leq 78 \rightarrow e_1 = 35 \text{ mm}$$



**c) Pince transversale :**

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq 12t \rightarrow 33 \leq e_2 \leq 78 \rightarrow e_2 = 35\text{mm}$$

On prend le nombre de boulon **n=4**.

Les boulons sont habituellement entièrement filetés de classe 8.8 et les dimensions sont les suivant :

- ✓  $d = 20\text{ mm}$
- ✓  $d_0 = 22\text{ mm}$
- ✓  $A = 314\text{ mm}^2$
- ✓  $A_s = 245\text{ mm}^2$
- ✓  $f_{yb} = 640\text{ MPa}$  (Limite d'élasticité).
- ✓  $f_{ub} = 800\text{ MPa}$  (Limite de la résistance ultime à la traction).
- ✓ On a choisit des cornières  $100 \times 100 \times 10$

**B) Vérification de l'assemblage:**

**a) Résistance à l'effort de cisaillement et de traction :**

Les boulons soumis à des efforts  $V_{sd} = 67.01\text{ KN}$   $M_{sd} = 65.29$   
 $N_{sd} = 12.46\text{ KN}$

Doivent, en outre, satisfaire à la condition suivante :

$$\frac{F_{v,sd}}{F_{v,rd}} + \frac{F_{t,sd}}{1.4F_{t,rd}} \leq 1$$

Les distances  $d_i$  :  $d_1 = 180\text{ mm}$   $d_2 = 120\text{ mm}$   $d_3 = 60\text{ mm}$

$$F_{t,sd} = \frac{M_{sd} \times d_i}{2 \sum d_i^2}$$

$$F_{t,sd} = \frac{M_{sd} \times d_i}{2 \sum d_i^2} = \frac{65.29 \times 0.180}{2 \times 0.36^2} = 45.34\text{KN} \rightarrow F_{t,sd} = 45.34\text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{4} = \frac{67.01}{4} = 16.75\text{ KN} \rightarrow F_{v,sd} = 16.75\text{ KN}$$

$$F_{v,rd} = \frac{0.5f_{ub}A_s}{\gamma_{Mb}} \rightarrow F_{v,rd} = 78.4\text{ KN}$$

$$F_{t,rd} = \frac{0.9f_{ub}A_s}{\gamma_{Mb}} \rightarrow F_{t,rd} = 141.12\text{ KN}$$



$$\frac{F_{v,sd}}{F_{v,rd}} + \frac{F_{t,sd}}{1.4F_{t,rd}} = \frac{16.75}{78.4} + \frac{45.34}{1.4 \times 141.12} = 0.44 < 1$$

Condition vérifiée.

b) Résistance au glissement:

$$F_{p,cd} = 0.7f_{ub}A_s = 137.2 \text{ KN} \quad \text{Précontrainte de calcul de boulons.}$$

$$F_{s,rd} = \frac{k_s \times n\mu(F_{p,cd} - 0.8F_{t,sd})}{\gamma_{Ms,Ult}} = \frac{0.3 \times 2(137.2 - 0.8 \times 45.34)}{1.25}$$

$$F_{s,rd} = 48.44 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 16.75 \text{ KN} \leq F_{s,rd} = 48.44 \text{ KN}$$

c) pression diamétrale des pièces assemblées :

$$F_{v,sd} \leq F_{b,rd} = \frac{2.5\alpha f_u d.t}{\gamma_{Mb}} \quad \text{Ou} \quad \alpha = \min \left[ \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right]$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd(total)}}{4} = 16.75 \text{ KN} \quad \text{Effort de cisaillement calculé par boulon}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} t_{cornière} = 10 \text{ mm} \\ t_{poutre} = 6.5 \text{ mm} \\ t_{poteau} = 14.5 \text{ mm} \end{array} \right. \quad t = \min(10; 6.5; 14.5) = 6.5 \text{ mm.}$$

$$\alpha = \min \left[ \frac{35}{3 \times 22}; \frac{60}{3 \times 22} - \frac{1}{4}; \frac{800}{360}; 1 \right] \rightarrow \alpha = 0.53$$

$$F_{b,rd} = \frac{2.5 \times 0.53 \times 360 \times 20 \times 6.5}{1.25} = 49.608 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 16.75 \text{ KN} \leq F_{b,rd} = 49.608 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

d) Résistance de l'assemblage au moment fléchissant :

$$M_e = M_N + M_{sd}$$

$$M_N = \frac{N_{sd} \times (h - t_f) \times b \times t_f}{A}$$

Avec :

h : hauteur du profilé HEA200.



b : largeur du profil HEA200.

$t_f$  : épaisseur de la semelle.

A : aire de section totale.

$$M_e = 65.29 + \frac{12.46 \times (0.19 - 0.010) \times 0.2 \times 0.010}{53.83 \times 10^{-4}}$$

$$M_e = 66.12 \text{ KN.m}$$

- Moment résistant effectif de l'assemblage :

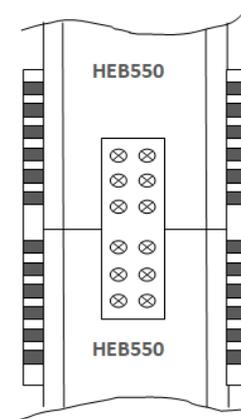
$$M_{rd} = \frac{n \times F_{b,rd} \times \sum d_i^2}{d_1} = \frac{2 \times 137.2 \times 0.36^2}{0.18} = 197.56$$

$$M_e = 66.12 \text{ KN.m} \leq M_{rd} = 197.56 \text{ KN.m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### VIII.2.4 : Assemblage poteau-poteau (HEB500-HEB500)

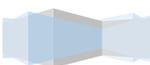
Ce sont des assemblages rigide qui transmettant tous les efforts d'un composant à l'autre. Les boulons à utilisés peuvent être des boulons ordinaires ou des boulons HR précontraint.

L'assemblage est fait à l'aide de couvre joints avec deux fils verticaux de boulons HR10.9. Deux couvre-joints qui assurent la liaison entre les âmes et deux autres qui relient les extrémités des semelles des poteaux successive.



**Figure VIII.8 : Assemblage poteau-poteau par couvre joint.**

Cet assemblage est sollicité par :



- ✓ Un moment fléchissant :  $M_{sd} = 35 \text{ KN.m}$  .
- ✓ Un effort normal  $N_{sd} = 1113 \text{ KN}$ .

On utilise, pour réaliser cet assemblage :

- ✓ Boulons **HR Ø22 classe 10.9**.
- ✓  $f_{ub} = 1000 \text{ MPa}$  (Limite d'élasticité).
- ✓  $f_u = 360 \text{ MPa}$

#### VII.2.4.1. Dimensionnement des couvre -joint de la semelle :

##### A) Disposition constructives :

L'assemblage est réalisé avec deux fils verticaux de six boulons HR 10.9 Ø22.

##### a) Distance entre axes des boulons :

$$d_0 = d + 2\text{mm} = 22 + 2 = 24 \text{ mm.}$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t; 200) \rightarrow 52.8\text{mm} \leq p_1 \leq 200\text{mm}$$

$$\rightarrow p_1 = 80 \text{ mm.}$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t; 200) \rightarrow 72\text{mm} \leq p_2 \leq 200\text{mm}$$

$$\rightarrow p_2 = 80 \text{ mm.}$$

##### b) Pince longitudinale :

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq 12t \rightarrow 28.8 \leq e_1 \leq 174 \rightarrow e_1 = 50\text{mm}$$

##### c) Pince transversale :

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq 12t \rightarrow 36 \leq e_2 \leq 174 \rightarrow e_2 = 60\text{mm}$$

##### B) Calcul de l'épaisseur de couvre -joint :

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \geq \frac{N_{sd}}{2}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{2f_y} = \frac{1113 \times 10^3 \times 1.1}{2 \times 235} = 2604.89\text{mm}^2$$

$$t = \frac{A}{b} = \frac{2604.89}{300} = 8.68 \text{ mm}$$

Donc on prend une épaisseur de **10 mm**.

##### a) Vérification de la section nette :



$$N_{pl,rd} = \frac{0.9 \times f_u \times A_{net}}{\gamma_{M2}}$$

Avec :  $A_{net} = (b - 2d) \times t = (300 - 2 \times 27)28 = 6888 \text{ mm}^2$

$$N_{pl,rd} = \frac{0.9 \times 360 \times 6888}{1.25} = 1785.36 \text{ KN} > \frac{N_{sd}}{2} = \frac{1113}{2} = 556.5 \text{ KN}$$

**Condition vérifiée.**

**b) Résistance au cisaillement des boulons des semelles :**

La résistance au cisaillement d'un boulon HR10.9  $\Phi 22$  est donnée par :

$$F_{v,sd} = \frac{N_{sd}}{12} = \frac{1113}{12} = 92.75 \text{ KN} \quad \rightarrow F_{v,sd} = 92.75 \text{ KN}$$

$$F_{v,rd} = \frac{0.5 f_{ub} A_s}{\gamma_{Mb}} \quad \rightarrow F_{v,rd} = 121.2 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 92.75 \text{ KN} \leq F_{v,rd} = 121.2 \text{ KN}$$

**Condition vérifiée.**

**c) Résistance à la pression diamétrale :**

$$F_{v,sd} \leq F_{b,rd} = \frac{2.5 \alpha f_u d \cdot t}{\gamma_{Mb}} \quad \text{Ou} \quad \alpha = \min \left[ \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right]$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd(total)}}{12} = 92.75 \text{ KN} \quad \text{Effort de cisaillement calculé par boulon}$$

$$\alpha = \min \left[ \frac{50}{3 \times 22}; \frac{80}{3 \times 22} - \frac{1}{4}; \frac{1000}{360}; 1 \right] \rightarrow \alpha = 0.75$$

$$F_{b,rd} = \frac{2.5 \times 0.75 \times 360 \times 22 \times 14.5}{1.25} = 172.26 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 92.75 \text{ KN} \leq F_{b,rd} = 172.26 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**VIII.2.4.2. Dimensionnement des couvre -joint de l'âme :**

**A) Disposition constructives :**

L'assemblage est réalisé avec deux fils verticaux de six boulons HR 10.9  $\Phi 22$ .

**a) Distance entre axes des boulons :**



$$d_0 = d + 2\text{mm} = 22 + 2 = 24 \text{ mm.}$$

$$2. 2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t; 200) \rightarrow 52.8\text{mm} \leq p_1 \leq 200\text{mm}$$

$$\rightarrow p_1 = 60 \text{ mm.}$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t; 200) \rightarrow 72\text{mm} \leq p_2 \leq 200\text{mm}$$

$$\rightarrow p_2 = 60 \text{ mm.}$$

**b) Pince longitudinale :**

$$1. 2d_0 \leq e_1 \leq 12t \rightarrow 28.8 \leq e_1 \leq 174 \rightarrow e_1 = 40\text{mm}$$

**c) Pince transversale :**

$$1. 5d_0 \leq e_2 \leq 12t \rightarrow 36 \leq e_2 \leq 174 \rightarrow e_2 = 50\text{mm}$$

**B) Calcul de l'épaisseur de couvre -joint :**

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \geq \frac{N_{sd}}{2}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{2f_y} = \frac{1113 \times 10^3 \times 1.1}{2 \times 235} = 2604.89\text{mm}^2$$

$$t = \frac{A}{b} = \frac{2604.89}{300} = 8.68 \text{ mm}$$

Donc on prend une épaisseur de **10 mm**.

**a) Vérification de la section nette :**

$$N_{pl,rd} = \frac{0.9 \times f_u \times A_{net}}{\gamma_{M2}}$$

$$\text{Avec : } A_{net} = (b - 2d) \times t = (300 - 2 \times 27)14.5 = 3567 \text{ mm}^2$$

$$N_{pl,rd} = \frac{0.9 \times 360 \times 3567}{1.25} = 924.566 \text{ KN} > \frac{N_{sd}}{2} = \frac{1113}{2} = 556.5 \text{ KN}$$

**Condition vérifiée.**

**b) Résistance au cisaillement des boulons de l'âme :**

La résistance au cisaillement d'un boulon HR10.9  $\Phi 22$  est donnée par :

$$F_{v,sd} = \frac{N_{sd}}{12} = \frac{1113}{12} = 92.75 \text{ KN} \quad \rightarrow F_{v,sd} = 92.75 \text{ KN}$$



$$F_{v,rd} = \frac{0.5f_{ub}A_s}{\gamma_{Mb}} \quad \rightarrow F_{v,rd} = 121.2 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 92.75 \text{ KN} \leq F_{v,rd} = 121.2 \text{ KN}$$

Condition vérifiée.

a) Résistance à la pression diamétrale :

$$F_{v,sd} \leq F_{b,rd} = \frac{2.5\alpha f_u d.t}{\gamma_{Mb}} \quad \text{Ou} \quad \alpha = \min \left[ \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right]$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd(total)}}{12} = 92.75 \text{ KN} \quad \text{Effort de cisaillement calculé par boulon}$$

$$\alpha = \min \left[ \frac{40}{3 \times 22}; \frac{60}{3 \times 22} - \frac{1}{4}; \frac{1000}{360}; 1 \right] \rightarrow \alpha = 0.60$$

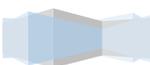
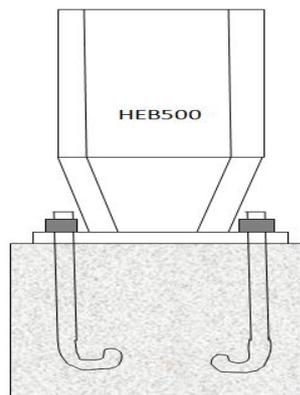
$$F_{b,rd} = \frac{2.5 \times 0.60 \times 360 \times 22 \times 14.5}{1.25} = 137.78 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 92.75 \text{ KN} \leq F_{b,rd} = 137.78 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

### VIII.2.5. Assemblage pied de poteau :

L'encastrement des poteaux métallique avec les fondations en béton armé se fait à l'aide des tiges d'ancrage.  $N_{sd}=1113$

$M_{sd} = 35 \text{ KN}$



### Figure VIII.9 : Pieds de poteau.

#### VIII.2.5.1. Dimensionnement de la plaque d'assise :

Les plaques d'assise sont généralement réalisées en acier de nuance S235 ou S275.

##### a) Cordon de la soudure :

Le cordon de soudure est donné par la formule suivant :

##### Semelle HEB 500:

$$a_s = 0.7 \times t_f = 0.7 \times 28 = \mathbf{19.6 \text{ mm}}$$

On prend:  $a_s = \mathbf{20 \text{ mm}}$

##### Ame HEB 500 :

$$a_a = 0.7 \times t_w = 0.7 \times 14.5 = \mathbf{10.15 \text{ mm}}$$

On prend:  $a_a = \mathbf{20 \text{ mm}}$

##### b) Surface de la plaque :

La charge de compression peut être transmise au béton de fondation par une simple platine soudée à l'extrémité inférieure du poteau pour bien répartir les pressions sur le béton.

La vérification de la surface de la plaque est donnée par la formule suivant :

$$a \geq 250 + (2 \times 20) \quad \rightarrow a = \mathbf{290 \text{ mm}}$$

On prend  $a = \mathbf{450 \text{ mm}}$

$$b \geq 260 + (2 \times 20) \quad \rightarrow b = \mathbf{300 \text{ mm}}$$

On prend  $b = \mathbf{450 \text{ mm}}$

Avec épaisseur de:  $t = \mathbf{50 \text{ mm}}$

**Remarque :** Les renforcements latéraux (goussets) permettent de mieux répartir la contrainte.

##### c) Vérification de la contrainte de compression sur la semelle :



Les dimensions de la platine doivent vérifier la condition suivante :

$$\sigma \leq \sigma_b$$

Avec :

$$\checkmark \sigma_b = 80 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma = \left( \frac{N}{a \times b} \right) = \left( \frac{1113}{0.32 \times 0.44} \right) = 5496.29 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma = 54.96 \text{ daN/cm}^2 < 80 \text{ daN/cm}^2$$

**Condition vérifiée.**

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

Avec :

**$M_e$** : est Le moment résistant élastique de la platine.

**U** : la largeur entre l'extrémité de la platine et le poteau.

$$M_e = \sigma_e \frac{I}{V} \qquad \frac{I}{V} = \frac{bt^2}{6}$$

$$\sigma \times b \frac{U^2}{2} = 54.96 \times 45 \times \frac{10.5^2}{2} = 136335.15 \text{ daN.cm}$$

$$M_e = \sigma_e \frac{bt^2}{6} = 24 \frac{450 \times 50^2}{6} = 5137500 \text{ daN.cm}$$

**Condition vérifiée.**

### VIII.2.5.2. Vérification de la tige d'ancrage :

Le diamètre des tiges d'ancrage est généralement déterminé en considérant les efforts de soulèvement et de cisaillement qu'elles doivent supporter, mais il n'est normalement pas inférieur à 20 mm. Pour permettre de prendre en compte les effets non calculables d'une position incorrecte des tiges et ceux de la combinaison effort tranchant et flexion sur ces dernières lorsque le calage n'est pas terminé, un surdimensionnement de leur diamètre est même très fréquent.

En supposant que le béton du fût (**dosé à 350 kg/m<sup>3</sup>**) a une résistance = **25MPa**, et l'acier du tirant d'ancrage est en **Fe360**, la valeur de la contrainte d'adhérence barre – béton aux états limites ultimes est :



$$\tau_{su} = 0.6\varphi_s^2 \times f_{tj} \quad \text{Avec : } \varphi_s = 1 \text{ (rond lisse) } , f_{tj} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\tau_{su} = 1.26 \text{ MPa.}$$

On choisit **4 tiges** scellée ( $\Phi 22 \text{ mm}$ ) pour chaque poteau, soit **2 files** de **2 boulons d'ancrage**. Pour un boulon d'ancrage d'une longueur minimale de  $l_1 = 300 \text{ mm}$  avec butée, la force d'ancrage est :

$$F_{su} = \pi \times \tau_{su} \times \Phi \times L_1$$

$$F_{su} = \pi \times \tau_{su} \times \Phi \times L_1 = 3.14 \times 12.6 \times 2.2 \times 30 = 26.11 \text{ MPa}$$

$$F_{su} \geq \frac{N_{sd}}{4} + \frac{M_{sd}}{2d}$$

Avec :

$N_{sd}$  : effort de compression.

$$\frac{-1113}{4} + \frac{35}{2 \times 0.35} = -228.25 \text{ KN} < F_{su} \text{ Condition vérifiée.}$$

(Puisque les tiges d'ancrage ne sont pas tendues).

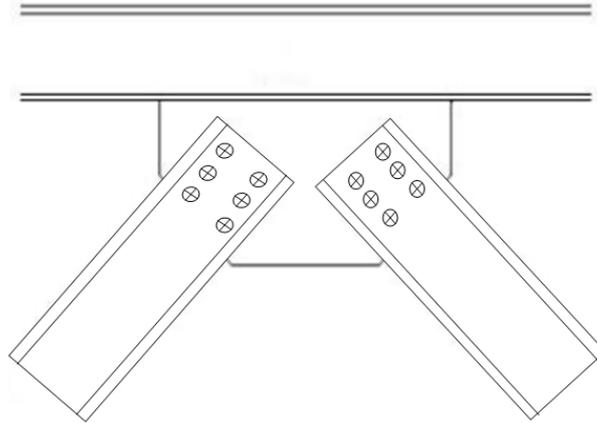
➤ **Plaque d'ancrage :**

Eléments complémentaires						
pièce	Géométrie			Trous		Acier
	Largeur	Largeur	Epaisseur	Quantité	diamètre	Type
	(mm)	(mm)	(mm)		(mm)	
<b>Plaque de base</b>	450	450	50	4	22	S235
<b>Raidisseur</b>	91	100	9	-	-	S235
<b>Raidisseur</b>	450	143	14	-	-	S235

### VIII.2.6 : Assemblage de contreventement en « V » inversé :

L'assemblage se fait par la détermination de l'élément le plus sollicité avec un effort de traction.





**Figure VIII.10 : Assemblage de contreventement en V inversé.**

#### **VIII.2.6.1. Assemblage gousset-poutre principale :**

- **Pré dimensionnement du gousset :**

La plaque est soumise à :  $N_{t,sd} = 100KN$

On prend l'épaisseur du gousset  $t=20mm$

- **Pré dimensionnement de la gorge de soudure :**
  - **La gorge de soudure :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$3mm \leq a \leq 0,5t_{max}$$

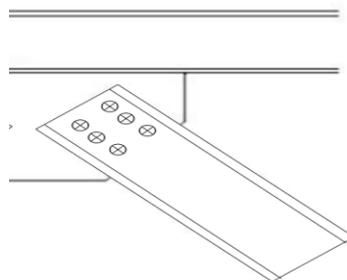
$t_{max}$ : épaisseur maximale des pièce assemblées

$$t_{max} = t_{HEA180} = 9.5mm$$

Donc on prend :  $a = 10mm$

On adopte la longueur du cordon de soudure  $L = 8 cm$

#### **VIII.2.6.2. Assemblage des diagonales sur le gousset :**



### Figure VIII.11 : Assemblage des diagonales sur le gousset

- Distribution de l'effort normale sur les boulons :

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{6} = 16.66KN$$

- Dimensionnement des boulons :

$$F_{v,sd} \leq F_{b,rd} = 0.6 \frac{A_s f_{ub}}{\gamma_{Mb}} \rightarrow A_s \geq \frac{F_{b,rd} \times \gamma_{Mb}}{0.6 f_{ub}}$$

On a choisit des boulons de classe 8.8  $\Phi$  22.

$$A_s = 303 \text{ cm}^2$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200) \quad \text{on prend } p_1 = 120 \text{ mm.}$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200) \quad \text{on prend } p_2 = 100 \text{ mm.}$$

$$e_1 \geq 1.5 d_0 : e_1 \geq 36 \text{ mm} \quad \text{on prend } e_1 = 80 \text{ mm.}$$

$$e_2 \geq 1.2 d_0 : e_2 \geq 18 \text{ mm} \quad \text{on prend } e_2 = 80 \text{ mm}$$

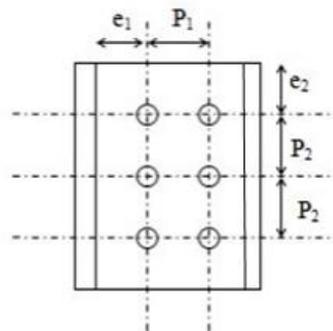


Figure VIII. 12: Disposition géométrique.

- Vérification vis-à-vis de l'assemblage trop long :

Assemblage long  $\Rightarrow L \geq 15 \times d$

$$L = (n-1) P_2 = 120 \text{ mm}$$

$15d = 330 \text{ mm} > L = 120 \text{ mm} \Rightarrow$  assemblage n'est pas long.

- La pression diamétrale :

On doit vérifier que:



$$F_{v,sd} \leq F_{b,rd} = 2.5 \times \alpha \times \frac{f_u \times d \times t_p}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min \left[ \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right]$$

$$\rightarrow \alpha = 1$$

$$F_{b,rd} = \frac{2.5 \times 1 \times 360 \times 22 \times 20}{1.25} = 316.8 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 16.66 \text{ KN} \leq F_{b,rd} = 316.8 \quad \text{Condition vérifiée.}$$



## Chapitre IX : les fondations

### IX.1. INTRODUCTION :

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise au quelles sont transmise toutes les charges et surcharges supportées par l'ouvrage. Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

### IX.2. Etude des fondations :

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la structure. Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.

Une force horizontale résultant, par exemple, de l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

### IX.3. Classification des fondations :

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges et la portance du terrain. Il existe plusieurs types de fondations :

#### IX.3.1. Fondations superficielles :

- ✓ Semelles isolées sous poteau.
- ✓ Semelles filantes continue sous mur.
- ✓ Semelles filantes sous plusieurs poteaux.
- ✓ Radier général ou nervuré.

#### IX.3.2. Fondations profondes :

- ✓ Fondations sur puits (semi profondes).
- ✓ Fondations sur pieux (profondes).



### IX.3.3. Choix des fondations :

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- ✓ La capacité portante du sol d'assise.
- ✓ La distance entre axes des poteaux.
- ✓ Les charges transmises au sol.
- ✓ La profondeur du bon sol.

Toute en tenant compte de la sécurité et de l'économie, On commence notre choix de fondation par les semelles isolées, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité des fondations.

### IX.4. Dimensionnement des semelles sous poteaux :

D'après les caractéristiques du sol (**une contrainte moyenne admissible = 2.2 bars**), sur le quel est implanté notre ouvrage et la proximité du bon sol par rapport à la surface, nous a conduit dans un premier temps à considérer des semelles isolées comme solution ; pour cela, nous allons procéder à une petite vérification telle que :

- La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment :

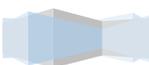
$$\frac{S_s}{S_b} \leq 50\%$$

- La surface de la semelle est donnée par :

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

- ✓  $\sigma_{sol}$  : Contrainte du sol.
- ✓ N : Effort normal appliqué sur la fondation par la combinaison (G + Q).
- ✓ S : surface de la fondation.





On adopte :  $d = 45 \text{ cm}$  ; donc  $h_{total} = d + C = 45 + 5 = 50 \text{ cm}$ .

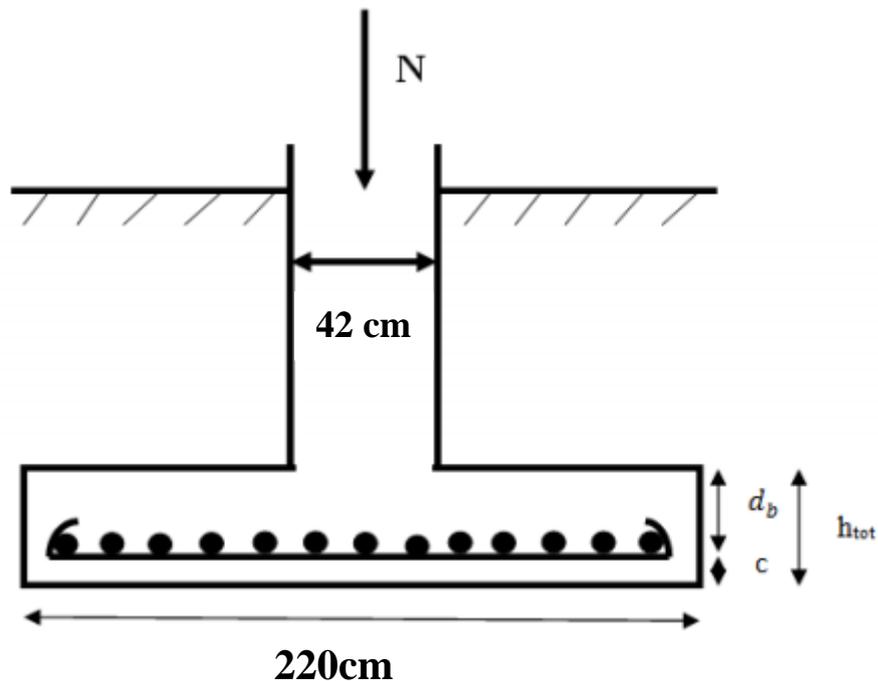


Figure IX.2 : Vue de face d'une semelle.

#### IX.4.2. Vérification des contraintes à l'ELS:

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{cal} = \frac{N_{tot}}{S} \leq \sigma_{sol}$$

$$N_{tot} = N_{ser} + N_{terre} + N_{semelle}$$

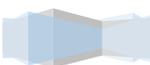
- **Evaluation du poids propre de la semelle :**

$$N_{semelle} = (A \times B \times d) \times \gamma_b$$

- ✓  $d$  : la profondeur d'ancrage
- ✓  $\gamma_b$  : Le poids volumique du béton =  $25 \text{ KN/m}^3$
- ✓  $N_{semelle} = 54.45 \text{ KN}$

- **Evaluation du poids propre du remblai :**

$$N_{terre} = Vt \times \gamma_s$$



- ✓  $V_t$  : Volume des terres surmontant la semelle
- ✓  $\gamma_s$  : Poids volumique du sol (terre) = **18KN/m<sup>3</sup>**
- ✓  $N_{terre} = 54.9KN$ .

Donc :  $N_{tot} = 1113 + 54.9 + 54.45 = 1222.35 KN$

$$\sigma_{cal} = \frac{1222.35}{4.84} = 2.5 bars \leq \sigma_{sol} = 2.5 bars \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### IX.4.3. Vérification de la stabilité :

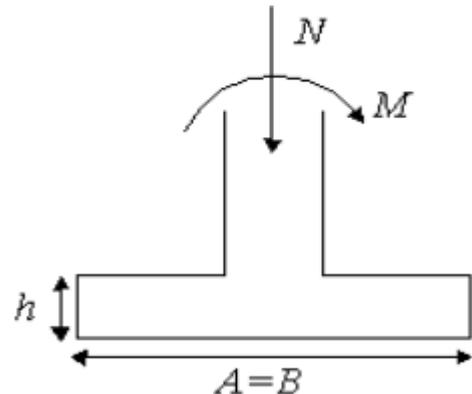
Stabilité  $\Rightarrow A \geq 6e_1$ ,

tel que :  $e_1$  : excentricité.

$$e_1 = \frac{M_1}{N_1} = \frac{35}{1113} = 0.031m$$

$$6e_1 = 6 \times 0.031 = 0.188m$$

$A > 6e_1$  condition de stabilité est vérifiée



#### IX.4.4. Ferrailage de la semelle isolée :

Les combinaisons d'action à considérer pour la détermination des sollicitations de calcul sont :

- $1.35G + 1.5Q$
- $G + Q \pm E$
- $0.8G + E$

$$N = 2220 KN$$

On a:

$$A_a = \frac{N \times (A - a)}{8 \cdot d_a \cdot \bar{\sigma}_s}$$

$$A_b = \frac{N \times (B - b)}{8 \cdot d_b \cdot \bar{\sigma}_s}$$

➤ Les armatures parallèles au coté  $b$  :

$$A_b = \frac{N \times (B - b)}{8 \cdot d_b \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{2220 \times 10^3 (2200 - 420)}{8 \times 450 \times 348} = 31.18 cm^2$$



On prend :  $16T16 = 32.17 \text{ cm}^2$

➤ Les armatures parallèles au coté a :

$$A_a = \frac{N \times (A - a)}{8 \cdot d_a \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{2220 \times 10^3 (2200 - 320)}{8 \times 450 \times 348} = 33.31 \text{ cm}^2$$

On prend :  $18T16 = 36.19 \text{ cm}^2$

#### IX.4.5. Calcul l'espacement des cadres :

- ✓  $St \leq \min (20\text{cm}, 15\varnothing)$
- ✓  $St \leq \min (20\text{cm}, 15 \times 1,6 = 24\text{cm})$

En prend  $St = 20.00\text{cm}$

#### IX.5. schéma de ferrailage de semelle isolée :

**Remarque :** les cotations dans la figure ci-dessous sont en (cm).

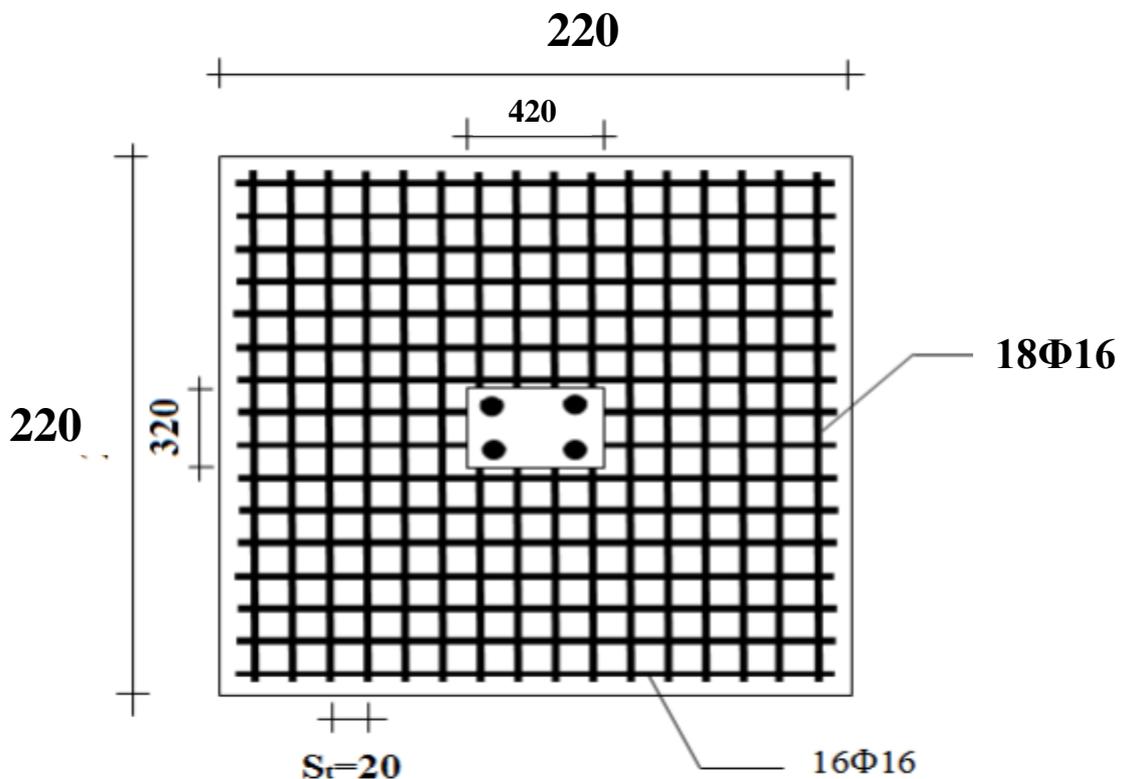
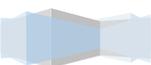


Figure IX.3 : Schéma de ferrailage de semelle isolée.



## Chapitre X : protection de la structure.

### X.1.Introduction :

L'acier présente quelques inconvénients parmi lesquels on cite la corrosion et le feu, chaque élément doit subir un traitement spécifique contre ces deux facteurs. Les types de protections diffèrent selon l'usage et l'implantation de l'édifice.

### X.2.La corrosion :

Comme tous les matériaux de construction, l'acier tend à se dégrader superficiellement lorsqu'il est soumis à des milieux corrosifs comme le sol, l'air et plus particulièrement le milieu marin. Les techniques de prévention de la corrosion sont diverses. Le choix de l'une ou de plusieurs de ces techniques dépend de divers paramètres :

- ✓ l'agressivité du milieu ambiant.
- ✓ la durée de protection envisagée.
- ✓ les possibilités de mise en œuvre et d'entretien.

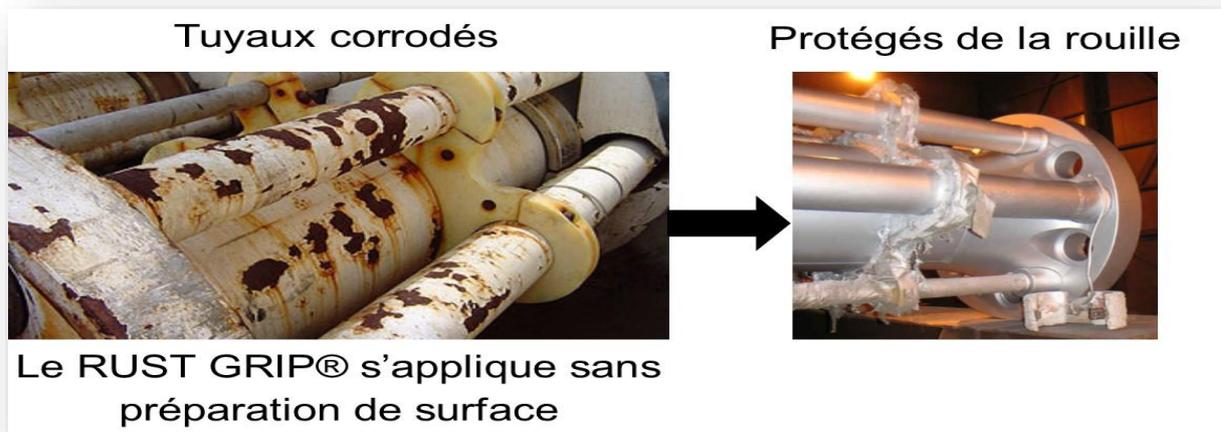


**Figure X.1 : la corrosion.**

#### X.2.1.Protection par peinture :



Le traitement de surface par une peinture anticorrosive est une méthode très courante en termes de prévention des ouvrages métalliques (85 % des surfaces protégées), et plus particulièrement en milieu marin.



**Figure X.2 : peinture anticorrosion.**

Cette technique présente l'avantage de pouvoir traiter la plupart du temps les éléments en usine avant de les amener sur chantier. On a donc une facilité de mise en œuvre et de ce fait un avantage économique. C'est en grande majorité sur les pieux que ce type de protection est effectué.

#### **X.2.2.Mise en œuvre :**

Les surfaces à peindre doivent être propres, débarrassées de la rouille et de la calamine. Les éléments en acier arrivant à l'atelier ou sur site déjà oxydés, on a recours à différentes techniques de décapage :

- ✓ Brossage.
- ✓ Piquage.
- ✓ Martelage.
- ✓ projection d'abrasifs (grenailage).

**Le grenailage par sable** est la technique la plus couramment utilisée. Les ateliers sont souvent équipés de cabines de grenailage, qui récupèrent le sable en circuit fermé. Sur chantier, cette récupération est une contrainte environnementale assez lourde.





**Figure X.3 : différents matières de grenailage.**

Les travaux de peinture doivent se dérouler à l'abri des poussières et des intempéries, en dehors des périodes de gel et par un ensoleillement modéré en respectant la fiche technique du produit.

### **X.3.Le feu :**

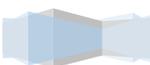
L'incendie étant très défavorable, car l'acier ne résiste pas aux températures élevées, qui causent la déformation de l'acier et ainsi la ruine de la structure, nous devons protéger la structure et le personnels.



**Figure X.4 : Incendie d'une usine en acier tordu et fondue.**

Pour remédier aux problèmes, ils existent plusieurs techniques parmi lesquelles :

- ✓ La peinture intumescente

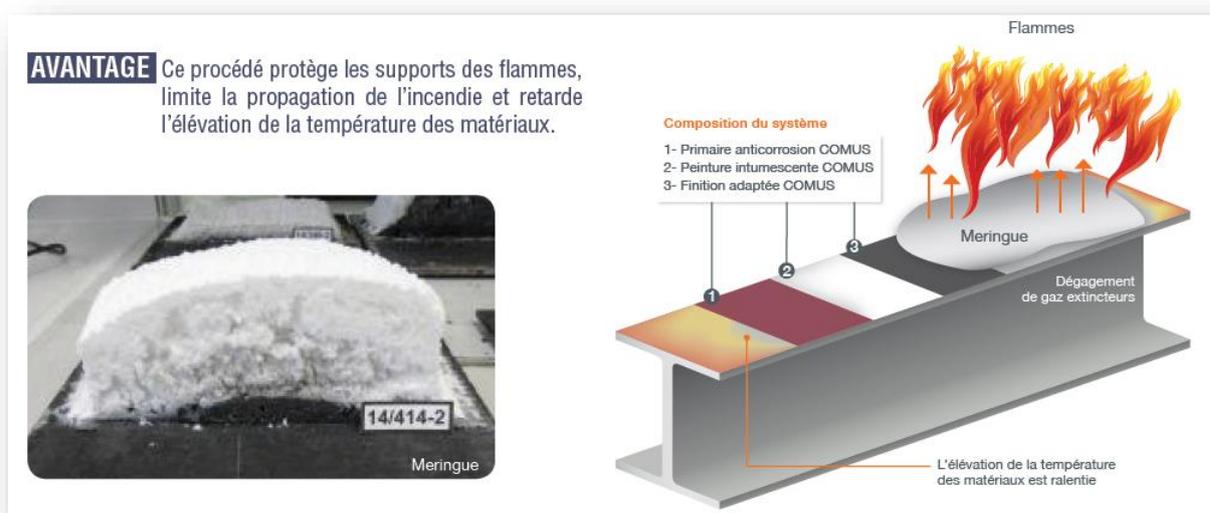


- ✓ Le flochage (fibreux et pâteux)...etc.

Pour notre structure la protection choisit et la peinture intumescente plus un dispositif d'alerte anti incendie.

### X.3.1.La peinture intumescente :

La peinture intumescente est une solution esthétique puisqu'elle propose une finition avec un vaste choix de couleurs et simple à mettre en œuvre. Elle permet d'améliorer la réaction au feu des matériaux employés dans des ouvrages neufs comme sur les chantiers de rénovation.



**Figure X.5 : la peinture intumescente.**

- ✓ C'est une peinture qui gonfle sous l'action de la chaleur pour former une mousse microporeuse isolante appelée « meringue ».
- ✓ Elle protège les supports des flammes.
- ✓ limite la propagation de l'incendie.
- ✓ retarde l'élévation de la température des matériaux.
- ✓ Elle permet à la construction de supporter ses charges durant toute la période de résistance au feu exigée.

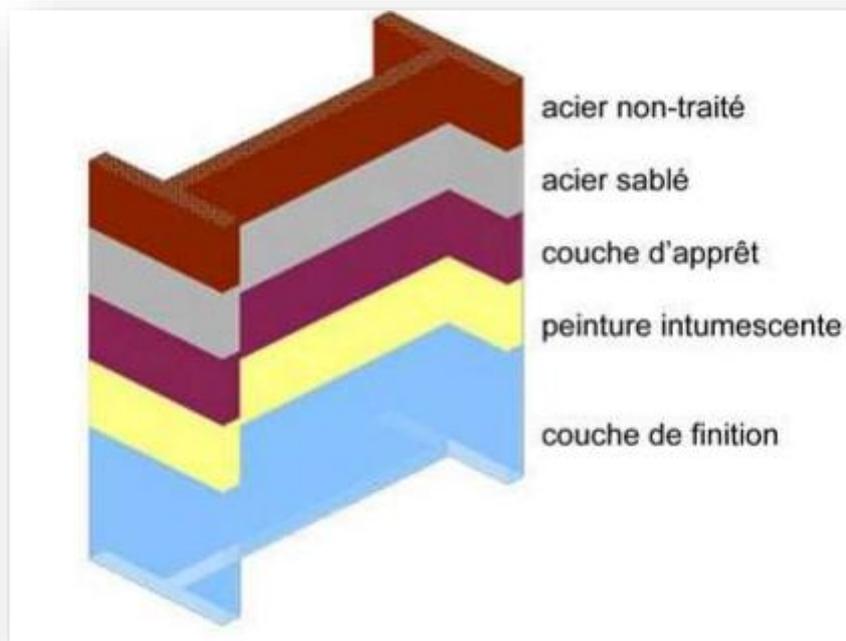
Les peintures intumescentes sont en phase aqueuse ou à base solvant et peuvent être appliquées par projection, à la brosse ou au rouleau. Les peintures intumescentes réagissent aux températures de **270 °C à 300 °C** en gonflant d'environ **20 fois** leur épaisseur appliquée. Elle peut se composer de trois couches :

- une couche anticorrosion.



- une couche de produit chimique intumescent.
- une couche de protection externe et de finition.

La mise en œuvre d'un produit améliorant le comportement au feu d'un matériau constitue un acte de sécurité. L'application du complexe doit être réalisée avec le plus grand soin, soit au pistolet qui est préférable pour des questions esthétiques, soit au rouleau. La peinture intumescente garantit de 30 à 120 minutes de stabilité au feu.



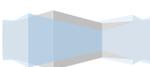
**Figure X.6 : Couches de protection d'un profilé.**

### **X.3.2.L'alarme anti-incendie :**

Afin qu'un incendie ne puisse pas se propager rapidement et pour la sécurité des occupants, l'installation d'une alarme anti-incendie reliée à des détecteurs de fumée est très importante. Cette alarme permet d'évacuer rapidement et d'intervenir le plus tôt possible.

### **X.4.Conclusion :**

A présent la structure est prête à entrer dans une nouvelle phase qui est l'exploitation.



# Conclusion

Arrivant à la clore de cette œuvre qui était une récolte des années d étude et de travail, et qui nous a permis de mettre en vigueur l'ensemble des notions acquises pendant notre cursus. Nous sommes arrivées à enrichir nos compétences en utilisant les différents règlements techniques et codes de construction ainsi que de nous familiariser avec les différents logiciels de calcul et de dessin tels que ROBOT et AUTOCAD.

Sans oublié que grâce a ce modeste travail nous avons pris consciences de la grandeur et la diversité de la charpente métallique, et le vrai concept de celle ci et que pour l'élaboration d'un tel projet le coté théorique seulement ne suffit pas et une concordance entre le coté pratique et l expérience sur terrain sont aussi exigées à tous les intervenants dans différente niveaux.

En fin, nous souhaitons que cet humble travail apportera un plus à notre département et servira pour les promotions à venir.



## Références bibliographiques

- DTR B C 2 48; Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003, Centre de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger
- DTR B C- 2. 44 ; Règles de conception et de calcul des structures en acier « CCM97 », Centre de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger
- DTR. C- 2-4.7 ; Règlement neige et vent « RNV99 ».
- DTR B C- 2. 41 ; Règles de conception et de calcul des structures en béton armé « CBA93 », Centre de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger
- DTR.B. C- 2.2 ; Charge permanentes et charges d'exploitation, Centre de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger
- EUROCODE 3 ; Calcul des structures en acier, partie 1-1 ; Règles générales et règles pour les bâtiments.

### Cours :

- Cours de 1<sup>er</sup> année master
  - ✓ Charpente métallique.
  - ✓ Béton armé.
- Cours de 3<sup>ème</sup> année licence.

### Mémoires :

- Projets de fin d'étude (Université de JIJEL).
- Projets de fin d'étude (Université de BEJAIA).
- Projets de fin d'étude (Université de TLEMCEM).

