

République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
Université Mohamed Seddik Ben Yahia de Jijel



Faculté des Sciences et de la Technologie  
Département Génie Civil et Hydraulique

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDE EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME  
MASTER ACDÉMIQUE EN GÉNIE CIVIL  
OPTION : STRUCTURES

Thème :

ÉTUDE D'UN BATIMENT (R+4) EN CHARPENTE  
METALLIQUE A USAGE ADMINISTRATIF

Réalisé par :

SELLAMNA Anis  
ROUIKHA Ahmed

Encadré par :

Mr. NOUACERA Djamel

Membres de jury:

Mr. MEHIDI Nassim

Mr. AYAS Hilal

Promotion 2019

# *Dédicace*

*Je dédie ce modeste travail*

*A mes chers parents, pour tous leurs sacrifices, leur amour, leur tendresse, leur soutien et leurs prières tout au long de mes études*

*A mes très chers frères et ma sœur.*

*A celle qui a su me soutenir.*

*Mon binôme AHMED et toute sa famille.*

*A tout mes amis sans exception.*

*Tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.*

*ANIS.*

*Je dédie ce modeste travail*

*A mes très chers parents qui ont tant donné pour me voir réussir.*

*A mes très chers frères et sœurs.*

*A celle qui a su me soutenir.*

*Mon binôme ANIS et toute sa famille.*

*A tout mes amis sans exception.*

*AHMED.*

# REMERCIEMENT

*Louange à ALLAH, le Donateur Suprême et le Bienfaiteur Glorifié, qui nous a aidés à accomplir cet humble travail et à le Mener à bon terme. Ce travail n'aurait pas pu s'accomplir sans Son agrément et sa Miséricorde.*

*Nous exprimons toutes nos profondes reconnaissances à notre encadreur Mr NOUACERA, qui nous a suivi et conseillé durant l'étude du projet, qui nous a aidé et orienté, aux membres de jury d'avoir accepté de juger notre travail.*

*Nous adressons de chaleureux remerciements à tous les enseignants qui ont contribué à notre réussite dans nos études, depuis notre première année scolaire jusqu'à la dernière année universitaire.*

*Nous remercions aussi tous nos amis pour leur aide, leur patience, leur compréhension et leur encouragement.*

*Que tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire de fin d'études trouvent ici l'expression de notre profonde gratitude.*

# Sommaire

## Chapitre I présentation du projet

INTRODUCTION.....	1
I. PRESENTATION DU PROJET:.....	2
I.1. Présentation des caractéristiques architecturales du bâtiment.....	2
I.2. Règlements utilisés : .....	5
I.3. Logiciels utilisés : .....	5
I.4. Matériaux utilisés :.....	5
I.4.2. Base de calcul : .....	5
I.4.3. Bac d'acier : .....	8
I.4.4. Le béton : .....	8
I.5. Les assemblages :.....	8
I.5.1. Le boulonnage :.....	8
I.5.2. Le soudage : .....	9
I.6. Conception structurale : .....	9

## Chapitre II pré-dimensionnement des éléments

INTRODUCTION :.....	11
II. Evaluation des charges selon le DTR B.C.2.2.....	11
II.1. L'objet de DTR B.C.2.2 .....	11
II.2. Charges permanentes et surcharges d'exploitations.....	11
II.2.1. Plancher terrasse .....	11
II.2.2. Plancher étages courants :.....	12
II.2.3. Cloison extérieur.....	13
II.2.4. L'acrotère.....	13
II.3. Pré-dimensionnement de la Poutraison.....	13
II.3.1. Pré-dimensionnement des solives.....	13
II.3.2. Pré-dimensionnement des poutres .....	18
II.4. Pré- dimensionnement des poteaux .....	25
II.4.1. Pré-dimensionnement des poteaux selon L'EUROCODE3.....	25
II.5. Descente des charges .....	26

II.5.1. Introduction.....	26
II.5.2. Poteau intermédiaire.....	27
II.5.3. Poteau central (le plus sollicité).....	30

## **Chapitre III-éléments secondaire acrotère. Escalier**

CALCUL DES ELEMENTSSECONDAIRES : .....	33
INTRODUCTION : .....	33
III.1. Acrotère : .....	33
III.1.1. INTRODUCTION : .....	33
III.1.2. Dimensionnement : .....	34
III.1.3. Ferrailage : .....	36
III.2. Etude des escaliers en charpente métallique : .....	43
III.2.1. Definition: .....	43
III.2.2. Dimensionnement des escaliers : .....	44
III.2.3. Calcul des escaliers en béton armé : .....	55

## **chapitre-IV-étude-sismique**

IV. INTRODUCTION: .....	66
IV.2. méthode statique équivalente : .....	66
IV.2.1. conditions d'application : .....	66
IV.2.2. principe de la méthode : .....	66
IV.2.3. Calcul de l'effort tranchant V à la base : .....	66
IV.2.4. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur : .....	69
IV.2.5. distribution de l'effort tranchant selon la hauteur : .....	70
IV.2.6. Calcul du centre de masse de la structure : .....	70
IV.2.7. Calcul du centre de torsion de la structure : .....	71
IV.2.8. Calcul de l'excentricité : .....	71
IV.2.9. comparaison entre les efforts sismiques : .....	72

## **chapitre-V-Analyse-de-la-structure-**

V.INTRODUCTION : .....	73
V.2. Description du SAP 2000 : .....	73
V.3. Etapes de modélisation de la structure sous SAP 2000-V 8 nonlinear : .....	74
V.4. vérification de la structure selon le ROBOT 2014 : .....	75
V.4. Les déplacements : .....	78
V.6. justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ : .....	79

## **chapitre-VI-vérification-de-lossature**

VI.1. INTRODUCTION :	81
VI.2. Dimensionnement des contreventements :	81
VI.2.1. Dans la Direction X :	81
VI.2.2. Dans la Direction Y :	85

## **chapitre-VII-vérification-des-assemblages**

VII. INTRODUCTION :	91
VII.2. Vérification des assemblages :	92
VII.2.1. Assemblage solive poutre principale :	92
VII.2.2. Assemblage poteau-poutre principale (HEB500-IPE450/HEA500/HEA550) :	93
VII.2.3. Assemblage poteau - poutre secondaire (HEB500-HEA200/HEA400) :	94
VII.2.4. Assemblage platine – poutre :	94
VII.2.5. Assemblage poteau-poteau (HEB500-HEB500) :	95
VII.2.6. Assemblage de contreventement en « V » inversé :	95

## **Chapitre-VIII-étude-des-fondations**

VIII. INTRODUCTION :	97
VIII.2. Etude des fondations :	97
VIII.3. Classification des fondations :	97
VIII.3.1. Fondations superficielles :	97
VIII.3.2. Fondations profondes :	97
VIII.3.3. Choix des fondations :	98
VIII.4. Dimensionnement des semelles sous poteaux :	98
VIII.4.1. Sollicitation sur fondation :	99
VIII.4.2. Vérification des contraintes à l'ELS :	100
VIII.4.3. Vérification de la stabilité :	101
VIII.4.4. Ferrailage de la semelle isolée :	101
VIII.4.5. Calcul l'espacement des cadres :	102
VIII.4. schéma de ferrailage de semelle isolée :	103

## LISTE DES NOTATIONS

### Les charges :

- G : Charge permanente.
- Q : Charge d'exploitation.
- S : Surcharge climatique de la neige.
- W : Surcharge climatique du vent.
- E : Action sismique.

### Les caractéristiques d'un profile en I ou H :

- b : la longueur de la semelle
- d : la hauteur de l'âme.
- h : Hauteur du profilé.
- $t_f$  : Epaisseur d'une semelle de profile.
- $t_w$  : Epaisseur de l'âme de profile.

### Majuscules latines :

- A : Aire brute d'une pièce.
- $A_{net}$  : Aire nette d'une pièce.
- $A_w$  : Aire de l'âme.
- $A_v$  : Aire de cisaillement.
- E : Module d'élasticité longitudinale.
- F : Force en générale.
- I : Moment d'inertie.
- $K_0$  : Coefficient de flambement.
- $K_t$  : Facteur de terrain.
- L : Longueur.
- M : Moment de flexion.
- $M_{Sd}$  : Moment fléchissant sollicitant.
- $M_{Rd}$  : Moment résistant par unité de longueur dans la plaque d'assise.
- $M_{pl}$  : Moment plastique.
- $M_{b,Rd}$  : Moment de la résistance au déversement .
- $N_{pl,Rd}$  : Effort normal de la résistance plastique de la section transversale brute.
- $N_{b,Rd}$  : Effort normal d'un élément comprimé au flambement.
- $N_{Sd}$  : Effort normal sollicitant.
- $N_{tsd}$  : Effort normale de traction.
- $N_{csd}$  : Effort normal de compression.

$N_{c,Rd}$  : Valeur de calcul de la résistance de la section transversale à la compression.

$R$  : Coefficient de comportement de la structure.

$V_{sd}$  : Valeur de calcul de l'effort tranchant.

$W_{pl}$  : Module de résistance plastique.

$W_{el}$  : Module de résistance élastique.

$W$  : Poids de la structure.

### **Minuscules latines**

$f$  : La flèche.

$f_y$  : Limite d'élasticité.

$h$  : Hauteur d'une pièce.

$L$  : Longueur d'une pièce (Poutre, Poteau).

$L_f$  : Longueur de flambement.

### **Minuscules grecques**

$\chi$  : coefficient de réduction pour le mode de flambement approprié.

$\beta_w$  : Facteur de corrélation.

$\gamma_M$  : Coefficient de sécurité.

$\lambda$  : Élancement.

$\lambda_{LT}$  : Élancement de déversement.

$\alpha$  : Facteur d'imperfection.

$\phi_{LT}$  : Rotation de déversement.

$\tau$  : Contrainte limite de cisaillement en élasticité.

$\varepsilon$  : Coefficient de réduction élastique de l'acier.

$\sigma_a$  : Contrainte de l'acier.

$\sigma_b$  : Contrainte du béton.

$\xi$  : Pourcentage d'amortissement critique.

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement.

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces sismiques.

$\mu$  : coefficient de forme de la charge de neige.

$\delta$  : Décrément logarithmique d'amortissement

### **Indice :**

crit : Critique.

adm : admissible

eff : efficace.

$f_r$  : Frottement.

m : Moyenne.



*réf* : Référence.

max : Maximum.

min : Minimum.

x : Sens x.

y : Sens y.

## Liste des figures

### Chapitre I présentation du projet

Figure I.1 : Vue en 3D du bâtiment avec cotations .....	3
Figure I.2 : Réz de chausser.....	4
Figure I.3 : Plan étage courant.....	4
Figure I.4 : Plan terrasse.....	5
Figure. I.5 : Comportement moment rotation correspondant à la classification. ....	8
Figure.I.6: profile HI BOND 55.800.....	9
Figure I.7 : Constitution d'un plancher collaborant .....	11

### Chapitre II pré-dimensionnement des éléments

Figure. II.1. Plancher terrasse.....	12
Figure. II.2. Plancher étage courant. ....	13
Figure. II.3. Schéma statique des solives.....	14
Figure. II.4. schéma statique du sommier le plus sollicité. ....	18
Figure II.5: Descente de charge.....	26
Figure. II.6. poteau Intermédiaire. ....	27
Figure. II.7. Poteau centrale. ....	30

### Chapitre III-éléments secondaire acrotère. Escalier

III.1. Acrotère :.....	33
III.1.1. INTRODUCTION : .....	33
Figure III.1. Dimension de l'acrotère.....	34
Figure .III.2. Coupe transversale et longitudinale. ....	35
III.1.2.1. Détermination de l'effort due au séisme : .....	35
Figure III.3. Ferrailage de l'acrotère. ....	43
Figure III.4. Présentation de l'escalier.....	43
Figure. III.5. Schéma statique de l'escalier réz de chausser.....	44
Figure .III.6. Schéma de la conception d'une marche. ....	45
Figure .III.7. Schéma Statique de la cornière.....	46
Figure .III.8. Schéma statique de l'escalier type 1.....	47
Figure .III.9. Schéma statique de la poutre palière. ....	50

Figure .III.9. Schéma statique de l'escalier réez de chausser 4 <sup>ème</sup> volée.....	51
Figure. IV.10 : Schéma statique de l'escalier 2.....	52
Figure. III.9. Schéma statique de l'escalier étage courant. ....	54
Figure .III.10. Schéma statique de l'escalier étage courant 3 <sup>ème</sup> volée. ....	55
Figure .III.10. Vu en plan des escaliers. ....	61
Figure .III.11. Disposition des armatures dans la paillasse.....	64

## **chapitre-IV-étude-sismique**

Figure .IV.1. Les forces sismiques.....	72
---	----

## **chapitre-V-Analyse-de-la-structure-**

Figure .V.1. Contreventements transversales.....	76
Figure .V.2. Contreventements longitudinales niveau $y=0.00m$ .....	77
Figure .V.3. Contreventements longitudinales niveau $y=7.50m$ .....	78
Figure .V.4. contreventements longitudinales niveau $y=19 m$ .....	78
Figure .V.3. Les déplacements selon axe (xx, yy) .....	79

## **chapitre-VI-vérification-de-l'ossature**

Figure .VI.1. Les contreventements dans le sens X .....	81
Figure .VI.2. Les contreventements dans le sens X .....	82
Figure .VI.3. Les contreventements dans le sens X .....	83
Figure .VI.4. Les contreventements dans le sens Y .....	85
Figure .VI.5. Les contreventements dans le sens Y portique I .....	87
Figure .VI.6. Les contreventements dans le sens Y portique II. ....	89

## **chapitre-VII-vérification-des-assemblages**

Figure .VII.1. Schéma statique de l'assemblage poutre-solive (IPE 450-IPE 220). ....	92
Figure .VII.2. Schéma statique de l'assemblage poutre-solive (HEA 500-IPE 220). ....	93
Figure .VII.3. Schéma de l'assemblage poutre principal-solive (HEA 550-IPE 220).....	93
Figure .VII.4. Assemblage poteau poutre par une platine.....	94
Figure .VII.5. Assemblage de poteau-poutre secondaire par double cornière .....	94
Figure .VII.6. Assemblage platine-poutre par cordon de soudure. ....	95
Figure .VII.7. Assemblage poteau-poteau par couvre joint.....	95
Figure .VII.8. Assemblage de contreventement en V inversé.....	96

## **Chapitre-VIII-étude-des-fondations**

Figure .VIII.1. Semelle isolée sous poteau.....	99
Figure .VIII.2. Vue de face d'une semelle.....	100
Figure .VIII.3. Schéma de ferrailage de semelle isolée .....	103

## Liste des tableaux

### Chapitre II pré-dimensionnement des éléments

Tableau. II.1. Charges permanent niveau terrasse.....	12
Tableau. II.2. Charges permanent étage courant.....	12
Tableau. II.3. Charges permanent des cloisons extérieur. ....	13
Tableau. II.4. Charges permanent de l'acrotère.....	13
Tableau. II.5. Charges sur les solives de niveau terrasse.....	14
Tableau. II.6. Charges sur les solives d'étage courant.....	15
Tableau. II.6. Coefficient partiel de sécurité pour les combinaisons de charge. ....	16
Tableau. II.7. Combinaisons de charge à L'ELS.....	17
Tableau. II.9. Combinaisons de charge a L'ELU. ....	18
Tableau. II.10. Charges sur les poutres de niveau terrasse.....	19
Tableau. II.11. Charges sur les sommiers d'étage courant.....	20
Tableau. II.12. Combinaisons de charges a L'ELS pour les poutres de la terrasse. ....	20
Tableau. II.13 : Combinaisons de charges a L'ELU pour les sommiers de la terrasse. ....	20
Tableau. II.14 : Charges sur les sommiers d'étage courant.....	21
Tableau .II.15. Combinaisons de charges a L'ELU pour les sommiers de la terrasse. ....	22
Tableau. II.16 : Charges sur les sommiers d'étage courant.....	23
Tableau II.17.: Combinaisons de charges à L'ELU pour les sommiers de la terrasse. ....	23
Tableau. II.18 : Charges sur sablier niveau terrasse.....	24
Tableau II.19.: Combinaisons de charges à L'ELU pour les sabliers de la terrasse.....	25
Tableau II.20: Charge sur le poteau intermédiaire.....	29
Tableau II.21: Charge sur poteau intermédiaire(le plus sollicité). ....	32
Tableau II.22.sections des éléments de la structure.....	33

### Chapitre III-éléments secondaire acrotère. Escalier

Tableau .III.1. Evaluation des moments et efforts tranchants. ....	35
Tableau III.2. Evaluation des sollicitations. ....	36
Tableau III.3. Evaluation des sollicitations après majoration.....	38
Tableau .III.4. Dimension des éléments pour l'escalier type 1.....	53
Tableau .III.5. Dimension des éléments pour l'escalier type 2.....	53
Tableau .III.6. Charge permanente de palier.....	59
Tableau .III.7. Charge permanente de palier.....	60
Tableau .III.8. Tableau de ferrailage.....	62

## **chapitre-IV-étude-sismique**

Tableau .IV.1. Poids total de structure.....	68
Tableau .IV.2. Paramètre de l'effort tranchant.....	69
Tableau IV.3. La force sismique selon la hauteur .....	70
Tableau IV.4 : L'effort tranchant selon la hauteur .....	70

## **chapitre-V-Analyse-de-la-structure**

Tableau .V.1. Tableau des résultats.....	75
Tableau .V.2. vérification de l'effort tranchant.....	75
Tableau .V.3. Vérification des déplacements.....	79
Tableau .V.4. vérification de la condition.....	80

## **chapitre-VII-vérification-des-assemblages**

Tableau .VII.1. Assemblage solive poutre principale.....	96
Tableau .VII.2. Assemblage poteau-poutre principale.....	96
Tableau .VII.3. Assemblage poteau-poutre secondaire. ....	96
Tableau .VII.4. Assemblage poteau-poteau. ....	96
Tableau .VII.5. Assemblage des contreventements. ....	96
Tableau .VII.6. Assemblage poteau-fondation.....	96

## INTRODUCTION :

Pour n'importe quel projet de construction, il existe divers procédés de conception et de réalisation selon les besoins et les capacités : construction en béton armé, en béton précontraint, charpente en bois ou charpente métallique.

Notre projet de fin d'étude consiste à étudier un bâtiment en charpente métallique à usage administratif. Il se situe à EL-KHROUB dans la wilaya de CONSTANTINE.

Dans le présent mémoire nous allons essayer d'appliquer toutes les connaissances acquises durant notre cursus sur un projet réel, l'application de la réglementation technique en vigueur et les logiciels de calcul disponibles. L'objectif principal sera de comprendre et de compléter les informations déjà acquises dans le cours de charpente métallique, ensuite viendra le second but qui est de présenter un travail satisfaisant en vue d'obtenir le diplôme de master.

## I. PRESENTATION DU PROJET:

Le projet en question est un bâtiment à étages destiné a un usage administratif en charpente métallique de (RDC + 4 étages), Implanté à EL-KHROUB wilaya de CONSTANTINE. «Zone IIa : zone à sismicité moyenne selon la classification du l’RPA Version 2003 ».

La structure est une ossature poteaux – poutres auto-stable en charpente métallique.

Les planchers sont en dalle pleine section mixte de 10 cm d’épaisseur.

Les remplissages des façades sont en verres (façade ventiler).

### I.1. Présentation des caractéristiques architecturales du bâtiment

Le bâtiment présente les caractéristiques géométriques suivantes

Longueur :..... L1=45.00m

Largueur :..... L2=20.00m

Hauteur total: .....HT= 23.70m

Hauteur du rez-de-chaussée :.....H<sub>r</sub>=6.00m

Hauteur d’étage :..... HE(1,2,3) =4.40m

Hauteur d’étage : ..... HE4 =4.50m



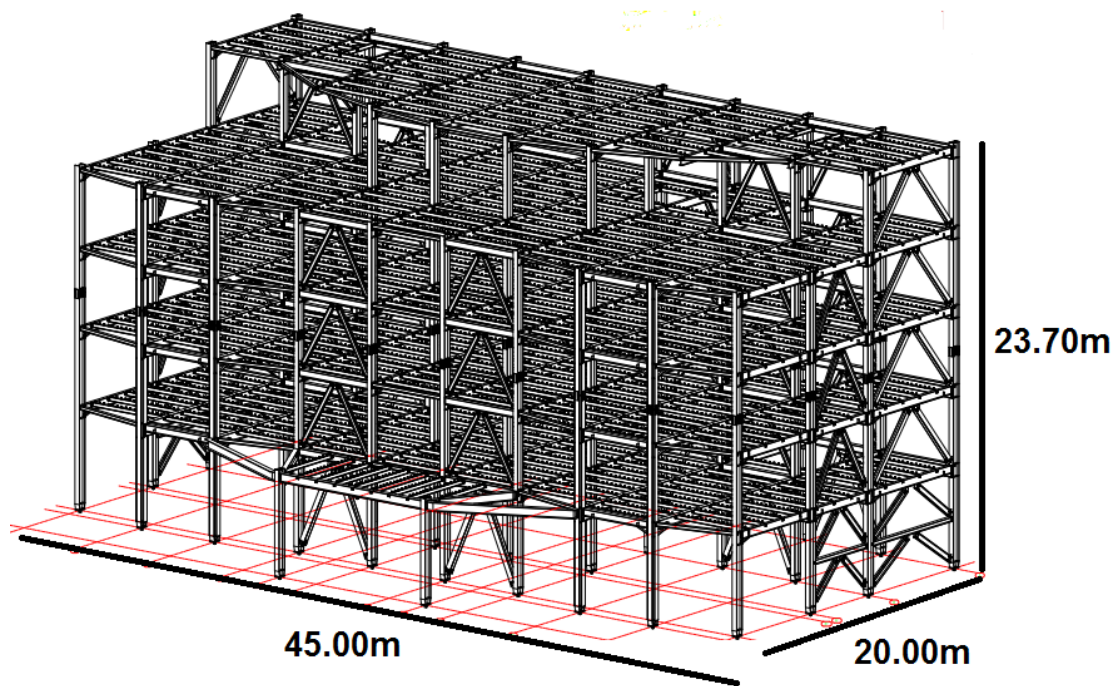


Figure I.1 : Vue en 3D du bâtiment avec cotations

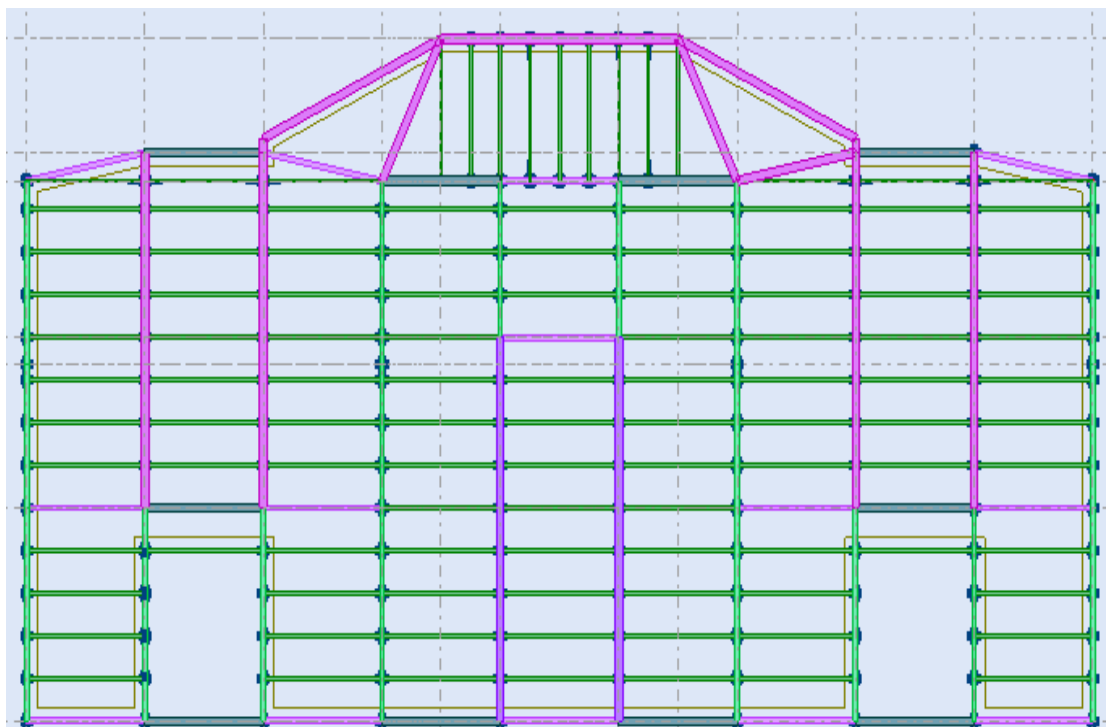
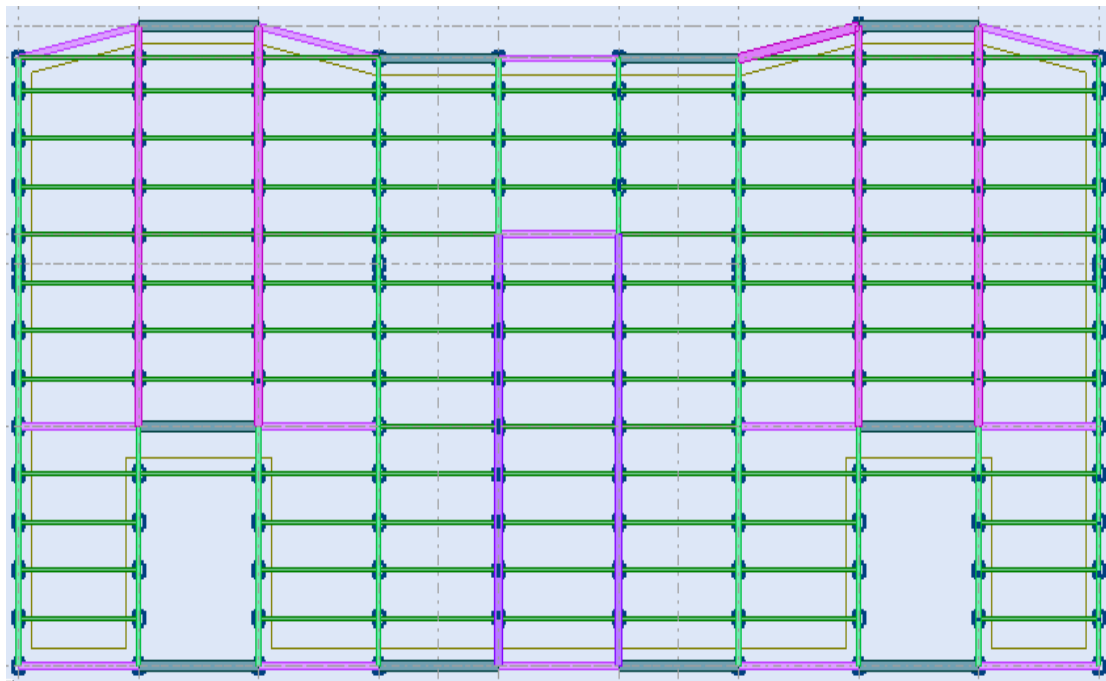
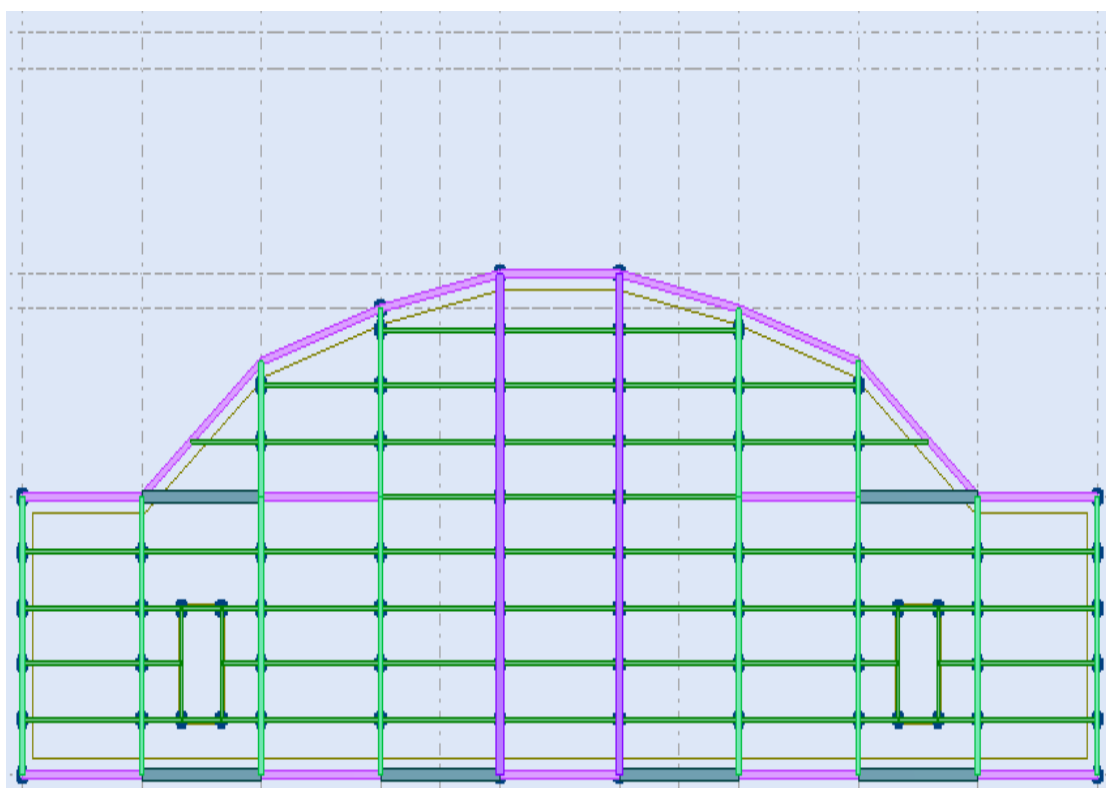


Figure I.2 : Réez de chausser



**Figure I.3** : Plan étage courant.



**Figure I.4** : Plan terrasse.

## I.2. Règlements utilisés :

Les règlements utilisés sont :

- DTR.BC.2.2 « Charges permanentes et charges d'exploitations ».
- DTR.BC.2.44 Règles de conception des Structures en aciers « CCM97 ».
- DTR.BC.2.48 Règles Parasismiques Algériennes « RPA99/version 2003 ».
- DTR.BC.2.47 Règlement Neige et Vent « RNV99/ version 2013 ».
- BAEL91 : Calcul des structures en béton.
- L'EUROCODE 3

## I.3. Logiciels utilisés :

- SAP2000 V14.
- Auto CAD 2011.
- ROBOT.

## I.4. Matériaux utilisés :

### I.4.1. Acier de construction :

L'acier est un matériau obtenu par transformation de la fonte dont le fer est l'élément prédominant entrant dans sa composition.

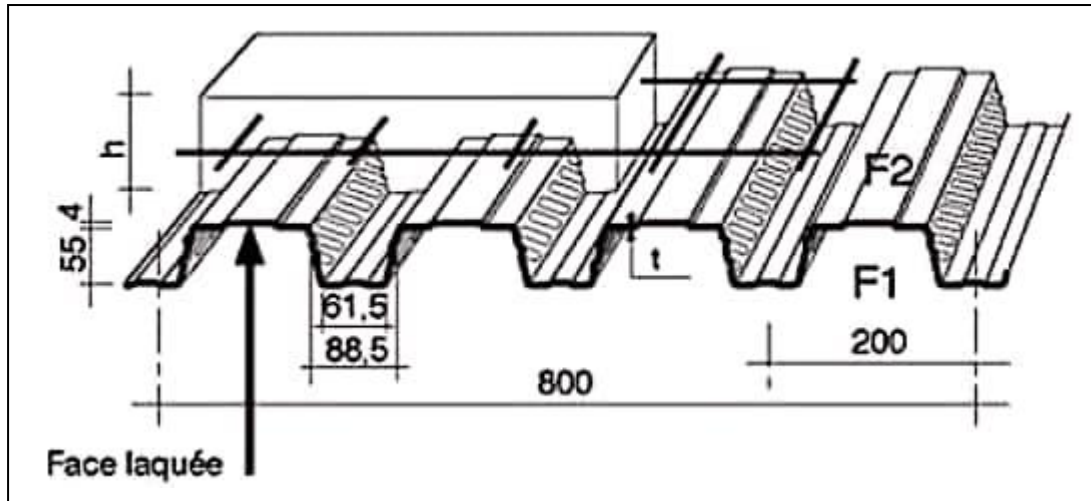
- Nuance d'acier : Fe360.
- La limite élastique :  $f_y = 235$  MPa.
- La résistance à la traction :  $f_u = 360$  MPa.
- La masse volumique :  $\rho = 7850$  Kg/m<sup>3</sup>.
- Module d'élasticité longitudinale :  $E = 210000$  MPa.
- Module d'élasticité transversale :  $G = 81000$  MPa.

### I.4.3. 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 tole nervurée



**Figure.I.6:** profile HI BOND 55.800.

#### **I.4.4. Le béton :**

Le béton présente les caractéristiques suivant :

- La résistance caractéristique à la compression :  $f_{c28}=25\text{MPa}$
- La résistance caractéristique à la traction :  $f_{t28}=0.06 f_{c28}+0.6=2.1\text{MPa}$
- Masse volumique :  $\rho = 2500 \text{ Kg/ m}^3$
- Module d'élasticité longitudinale :  $E = 305000 \text{ MPa}$ .

#### **I.5. Les assemblages :**

Les principaux modes d'assemblages sont :

##### **I.5.1. Le boulonnage :**

Le boulonnage est le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur site, pour ce cas on a utilisé les boulons de haute résistance (HR10.9) pour les assemblages rigides des portiques auto stable.

Les boulons HR comprennent une tige fileté, une tête hexagonale et un écrou en acier à très haute résistance.

##### **I.5.2. Le soudage :**

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

## I.6. Conception structurale :

On a deux types de structure :

### I.6.1 .Structure horizontale :

On désigne par structure horizontale les planchers courants et le plancher terrasse.

#### I.6.1.1.Plancher courant :

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.

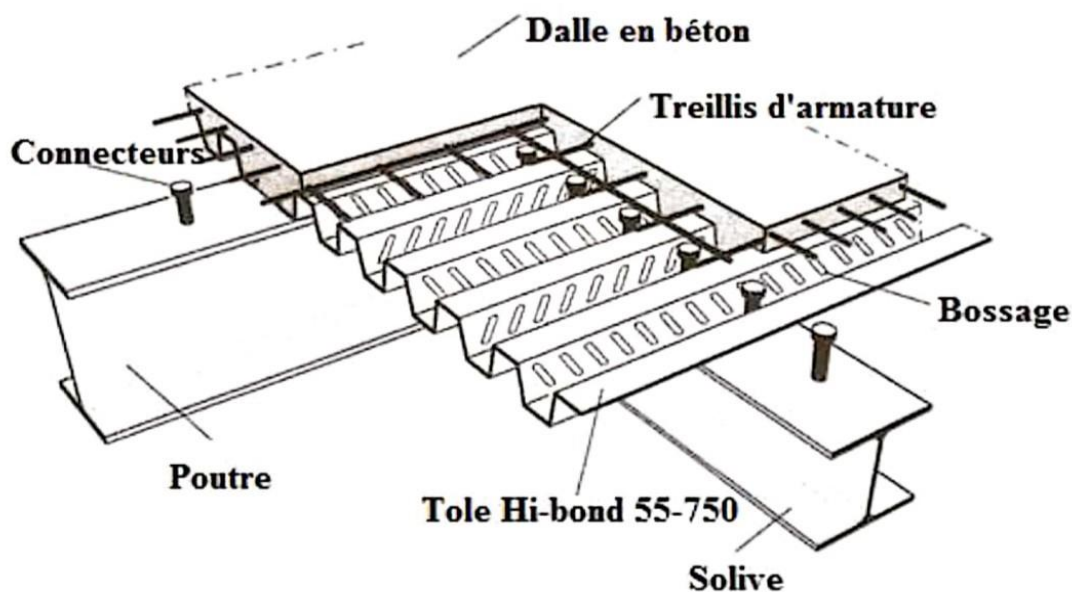


Figure I.7 : Constitution d'un plancher collaborant

#### I.6.1.2.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).

### **I.6.2. Structures verticales :**

La superstructure est principalement composée des murs en maçonnerie non porteurs.

- Pour les murs extérieurs :

Les murs sont des revêtement en verre posé sur une ossature en aluminium.

- Pour les murs intérieurs : Les murs sont en brique creuse de 10 cm.
- Pour les murs extérieurs : Les murs sont des revêtements en verre (façade ventilé).

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

#### **a) Dans la direction transversale :**

La stabilité est assurée par une ossature poteaux – poutres auto-stable en charpente métallique avec poteaux encastrés en pied et des palées en V à l'extrémité.

#### **b) Dans la direction longitudinale :**

La stabilité est assurée par une ossature poteaux – poutres auto-stable en charpente métallique avec poteaux encastrés en pied et des palées en V à l'extrémité et au milieu.

### INTRODUCTION :

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

- a)- Condition de flèche pour déterminer le type de profilé adéquat.
- b)- Vérification faite selon la condition de résistance.
- c)- Vérification aux vibrations.

Les sections transversales dont la résistance au moment fléchissant ou à la compression doit être déterminée avec prise en compte explicite des effets de voilement local.

### II. Evaluation des charges selon le DTR B.C.2.2 :

#### II.1. L'objet de DTR B.C.2.2 :

Ce règlement traite des charges permanentes et charges d'exploitations des bâtiments, de leur mode d'évaluation et des valeurs de ces charges à introduire dans les calculs.

#### II.2. Charges permanentes et surcharges d'exploitations :

La charge permanente comprend non seulement le poids propre des éléments porteurs, mais aussi les poids des éléments incorporés aux éléments porteurs tels que : plafond, sol, enduits et revêtement quelconques ainsi que ceux des éléments de la construction soutenus ou supportés par les éléments porteurs tels que : cloisons fixes, conduits de fumée, gaines de ventilation, etc....

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

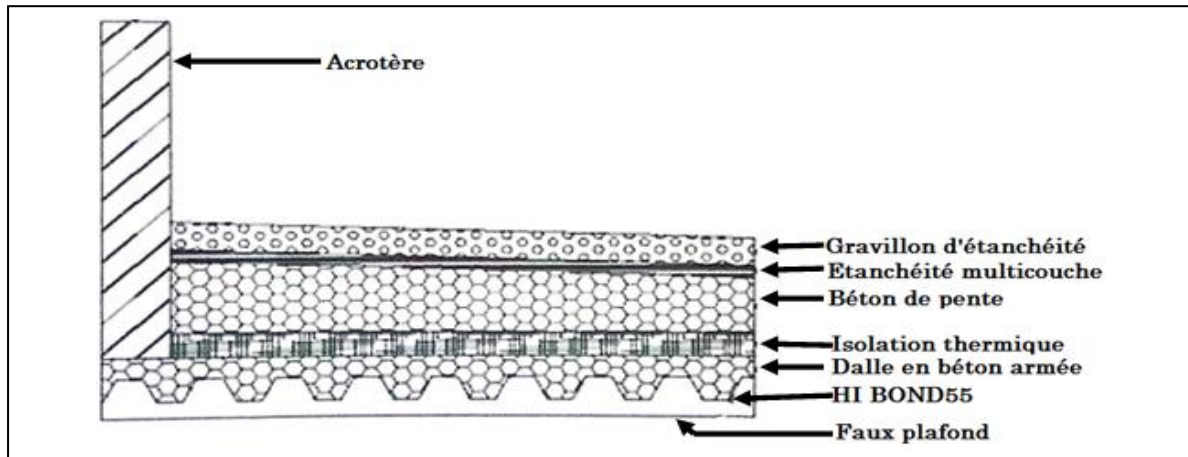
##### II.2.1. Plancher terrasse :

Couches	épaisseur (cm)	Poids V (daN /m <sup>3</sup> )	Poids (daN/m <sup>2</sup> )
Gravillon d'étanchéité (5 cm)	5	12	60
Etanchéité multicouche	2	6	12
Béton de pente (8 cm)	8	2200	176
Isolation thermique (4 cm)	4	400	16
Dalle en béton armée	10	2500	250

## CHAPITRE II PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

<b>HI BOND55</b>	/	/	<b>10</b>
<b>Faux plafond</b>	/	/	<b>10</b>
<b>Charge permanente (daN/m<sup>2</sup>)</b>			<b>G=534</b>
<b>Surcharges d'exploitation (daN/m<sup>2</sup>)</b>			<b>Q =100</b>

**Tableau. II.1.** Charges permanent niveau terrasse.

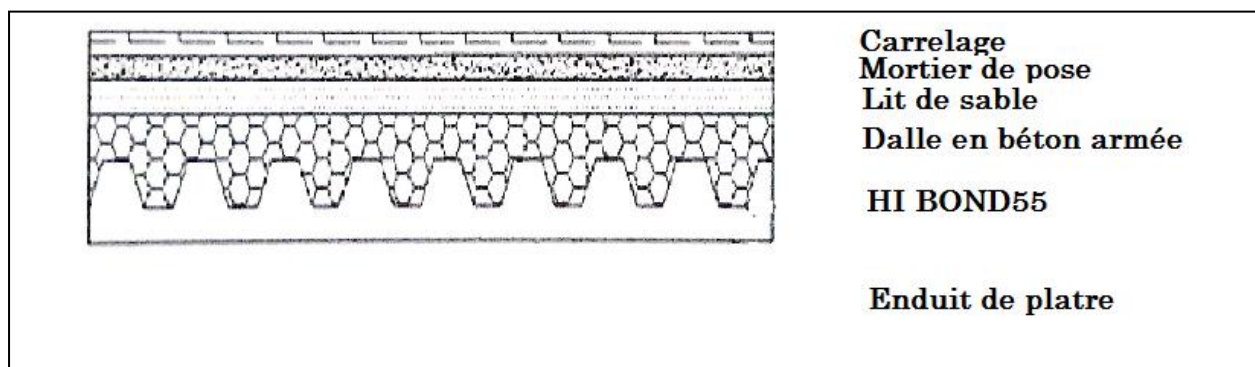


**Figure. II.1.** Plancher terrasse

### II.2.2. Plancher étages courants :

Couches	épaisseur (cm)	Poids V (daN /m <sup>3</sup> )	Poids (daN/m <sup>2</sup> )
Mortier de pose (2 cm) + grés cérame (9mm)	2.9	20	60
Dalle en béton armée (10)	10	2500	250
HI BOND55			10
<b>Charge permanente (KN/m<sup>2</sup>)</b>			<b>G=320</b>
<b>Étages courants a usage administratif (KN/m<sup>2</sup>)</b>			<b>Q =250</b>

**Tableau. II.2.** Charges permanent étage courant.



**Figure. II.2.** Plancher étage courant.



### II.2.3. Cloison extérieur :

Couches	épaisseur (cm)	Poids V (daN /m <sup>3</sup> )	Poids (daN/m <sup>2</sup> )
Panneau en aluminium vitré (double vitrage 2cm)	2	2500	50
<b>Donc le poids propre est de</b>			<b>G = 50 daN/m<sup>2</sup></b>

Tableau. II.3. Charges permanent des cloisons extérieur.

### II.2.4. L'acrotère :

Couches	épaisseur (cm)	Poids V (daN /m <sup>3</sup> )	Hauteur (cm)	Poids (daN/m <sup>2</sup> )
Enduit ciment (2cm)	4	18	0.6	50.4
Acrotère (10 cm)	10	2500	0.6	150
<b>Charge permanent</b>				<b>G = 200.4</b>
<b>Acrotère</b>				<b>Q = 100</b>

Tableau. II.4. Charges permanent de l'acrotère.

## II.3. Pré-dimensionnement de la Poutraison :

La poutraison est un réseau des poutres métalliques horizontales qui transmet aux poteaux les forces qui sollicitent la dalle. Ce réseau, le plus souvent orthogonal, est constitué des solives, qui reçoit directement les charges verticales de la dalle et les transmettent aux sommiers perpendiculaires qui s'appuient sur les poteaux.

### II.3.1. Pré-dimensionnement des solives :

#### II.3.1.1. Evaluation des charges :

La solive la plus sollicitée est montrée dans la figure ci-après:

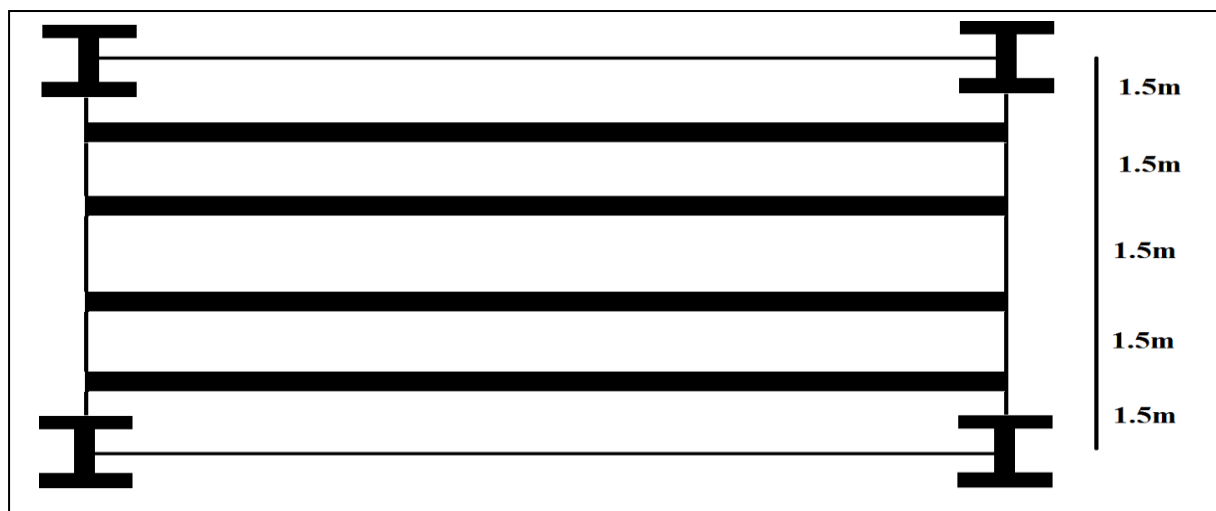


Figure. II.3. Schéma statique des solives.

## CHAPITRE II PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

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

- L'effet de neige :

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

$$S = \mu \times S_k \text{ daN/m}^2$$

La valeur de  $S_k$  en  $\text{KN/m}^2$  déterminée par les lois de variation en fonction de l'altitude  $H$  (par rapport au niveau de la mer) en mètre (m) du site considéré :

Zone A : 
$$S_k = \frac{0.07 \times H + 15}{100} = \frac{0.07 \times 650 + 15}{100} = 60.5 \text{ daN/m}^2$$

Les charges sont représentées dans le tableau suivant :

Les charges	Charges linéaire
-poids propre de plancher : $G_{\text{terr}} = 534 \text{ daN/m}^2$	$G_{\text{terr}} = 534 \text{ daN/m}^2 \times 1.5 = 801 \text{ daN/ml}$
<b>G = 801 daN/ml</b>	
-Charge d'exploitation $Q = 100 \text{ daN/m}^2$	$Q = 100 \times 1.5 = 150 \text{ daN/ml}$
-Charge de neige $S = 48.4 \text{ daN/m}^2$	$S = 48.4 \times 1.5 = 72.6 \text{ daN/ml}$

Tableau. II.5. Charges sur les solives de niveau terrasse.

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

Les charges sont représentées sur le tableau suivant :

Les charges	Charges linéaire
-poids propre de plancher : $G_{\text{terr}} = 564 \text{ daN/m}^2$	$G_{\text{étage}} = 320 \text{ daN/m}^2 \times 1.5 = 480 \text{ daN/ml}$
<b>G = 480 daN/ml</b>	
-Charge d'exploitation $Q = 250 \text{ daN/m}^2$	$Q = 250 \times 1.5 = 375 \text{ daN/ml}$
<b>Q = 375 daN/ml</b>	

Tableau. II.6. Charges sur les solives d'étage courant.

### II.2.1.2. Pré-dimensionnement selon L'EUROCODE 3 :

#### a) Principe de calcul :

Le pré dimensionnement s'effectue à :

- L'état Limite de service ELS :
  - Condition de la flèche :

## CHAPITRE II PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

Le calcul de la flèche se fait par les combinaisons de charges et surcharges de services suivantes :

$$\sum_j G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i>1} \Psi_{0,i} Q_{k,i}$$

La flèche est vérifiée par la condition :

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{Q_{z.s} l^4}{EI_y} \leq \delta_{max}$$

$\delta_{max}$  : Valeur limite recommandées pour les flèches verticales.

- **L'état limite ultime ELU :**

- **Condition de résistance :**

Le pré-dimensionnement s'effectue à l'état limite ultime combinaison

Fondamentale suivante :

$$\sum_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Ou :

$G_{k,j}$  : Valeur caractéristique des actions permanentes.

$\gamma_{G,j}$  : Coefficient partiel de sécurité appliquer a l'action permanente  $G_{k,j}$ .

$Q_{k,1}$  Valeur caractéristiques d'une des actions variables.

$\gamma_{Q,1}$  Coefficient partiel de sécurité appliquer a l'action variable  $Q_{k,1}$ .

$Q_{k,i}$  Valeur caractéristiques des autres actions variables.

$\Psi_{0,i}$  Sont des coefficients définis en 2.2.2.3 RCM66.

Action	$\gamma_{G,j}$	$\gamma_{Q,1}$	$\Psi_{0,i}$	$\gamma_{Q,1} \times \Psi_{0,i}$
<b>Permanente</b>	<b>1.35</b>	/	/	/
<b>D'exploitation</b>	/	<b>1.5</b>	<b>0.87</b>	<b>1.305</b>
<b>Neige</b>	/	<b>1.5</b>	<b>0.87</b>	<b>1.305</b>

**Tableau. II.6.** Coefficient partiel de sécurité pour les combinaisons de charge.

La condition de résistance qu'il faut vérifier est :

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

Ou :

$M_{c.Rd}$  : est la résistance de calcul de la section transversale a la traction.

Pour les sections de classe 1 et 2 :

$$M_{c.Rd} = \frac{W_{pl}f_y}{\gamma_{M0}}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

La valeur de calcul  $V_{Sd}$  de l'effort tranchant dans chaque section transversale doit satisfaire a la condition :

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

Ou :

$V_{pl.Rd}$  : est la valeur de calcul a la résistance plastique au cisaillement donnée par :

$$V_{pl.Rd} = \frac{A_v(f_y\sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

Ou :

$A_v$  : est l'air de cisaillement.

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

• **Condition de la flèche :**

➤ **Combinaison de charge ELS :**

Combinaisons	Q <sub>Z.sd</sub> (daN/ml)
G + Q + 0.87S	1014.16
G + S + 0.87Q	1004.1
G + 0.87(S + Q)	994.66

**Tableau. II.7.** Combinaisons de charge à L'ELS.

Donc : **Q<sub>Z.sd</sub> = 1014.16 daN/ml**

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{Q_{z.sd}l^4}{EI_y} \leq \frac{l}{250} \rightarrow I_y \geq \frac{1250}{384} \frac{Q_{z.sd}l^3}{E} \rightarrow I_y \geq \frac{1250 \times 1302.16 \times 10^{-2} \times 5000^3}{384 \times 210000}$$

$$I_y \geq 1965.1 \times 10^4 mm^4 \rightarrow \text{IPE 220} \rightarrow I_y = 2772 \times 10^4 mm^4$$

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

DESIGNATION Abrégée	Poids	Section	Dimension			Caractéristique					
	P Kg/m	A cm <sup>2</sup>	h mm	b mm	t <sub>f</sub> mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>pl-y</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>pl-z</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm	i <sub>z</sub> cm
<b>IPE220</b>	26.2	33.4	220	110	9.2	2772	205	285.4	58.11	9.11	2.48

**Tableau. II.8.** Caractéristique du profilé IPE 220.

D’après le tableau ..... On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Ame fléchie : } \frac{d}{t_w} = \frac{177.6}{5.9} = 30.10 < 72 \rightarrow \text{ame de classe 1} \\ \text{Semelle comprimée : } \frac{c}{t_f} = \frac{55}{9.2} = 5.97 < 10 \rightarrow \text{semelle de classe 1} \end{array} \right.$$

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

- **Combinaison de charge ELU :**

D’après les coefficients partiels indiqués précédemment, on déduit les combinaisons suivantes :

Combinaisons	P(daN/ml)
1.35G + 1.5Q + 1.305S	1401.1
1.35G + 1.5S + 1.305Q	1386.0
1.35 G + 1.305(S + Q)	1371.8

**Tableau. II.9.** Combinaisons de charge a L’ELU.

Donc : **P = 1401.1 daN/ml.**

$$M_{sd} = \frac{pl^2}{8} = 4378.43 \text{ daN.m}$$

$$\text{Section de classe 1} \rightarrow M_{c.Rd} = M_{pl.Rd} = \frac{W_{pl}f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{285 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 6088.6 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} \leq M_{pl.Rd} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

- **Vérification de l’effort tranchant :**

$$V_{sd} = \frac{pl}{2} = 3502.75 \text{ daN}$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{A_v \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}} = \frac{1389 \left(\frac{235}{\sqrt{3}}\right)}{1.1} = 17179.73 \text{ daN}$$

$$A_v = A - 2b \times t_f + (t_w + 2r)t_f$$

$$A_v = 13.89 \text{ cm}^2$$

$V_{sd} \leq 0.5V_{pl.Rd}$ , il y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissent, donc il n'est pas nécessaire de réduire les résistances a la flexion.

Donc on adopte un **IPE 220** pour les solives de niveau terrasse.

**b) Pré-dimensionnement des solives d'étage courant :**

Vue que la charge  $Q_{étage} = 480 + 375 = \frac{855 \text{ daN}}{\text{m}^2} < q_{térre}$ , et les solives des étages courants on la même longueur donc : on garde le pré-dimensionnement de l'étage terrasse pour tout la structure.

**II.3.2. Pré-dimensionnement des poutres :**

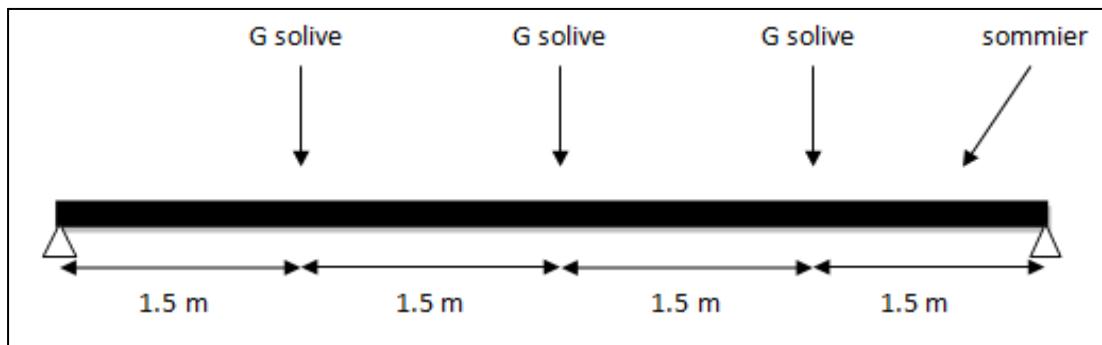
**II.3.2.1. Poutres principale de niveau terrasse :**

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

On a trois (03) types de longueurs :

- Les longueurs.....  $L \leq 07\text{m}$
- .....  $L \leq 12\text{m}$
- .....  $L \leq 13\text{m}$

**a) Evaluation des charges :**



**Figure. II.4.** schéma statique du sommier le plus sollicité.

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

**Poutre  $L \leq 7.5m$  :**

Chargement	Charges linéaire
<b>Charges permanentes:</b>	
- Poids propre de plancher	$G_{terr} = 534 \text{ daN/m}^2$
- Poids propre de solive (IPE 220)	$26.2 \times 4 = 104.8 \text{ daN/ml}$
<b><math>G_{total} = (534 \times 4.7) + 104.8 = 2614.6 \text{ daN/ml}</math></b>	
<b>Charges d'exploitations :</b>	
- Charge d'exploitation	$Q = 100 \text{ daN/m}^2$
- Charge de neige	$S = 48.4 \text{ daN/m}^2$
<b><math>Q_{total} = (100 + 48.4) \times 4.7 = 697.5 \text{ daN/ml}</math></b>	

**Tableau. II.10.** Charges sur les poutres de niveau terrasse.

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

Chargement	Charges linéaire
<b>Charges permanentes:</b>	
- Poids propre de plancher	$G_{étage} = 320 \text{ daN/m}^2$
- Poids propre de solive (IPE 220)	$26.2 \times 4 = 104.8 \text{ daN/ml}$
<b><math>G_{total} = (320 \times 4.7) + 104.8 = 1608.8 \text{ daN/ml}</math></b>	
<b>Charges d'exploitations :</b>	
- Charge d'exploitation	$Q = 250 \times 4.7 = 1175 \text{ daN/ml}$

**Tableau. II.11.** Charges sur les sommiers d'étage courant.

• **Condition de flèche :**

➤ **Combinaison de charge ELS :**

Combinaisons	$Q_{z.sd} \text{ (daN/ml)}$
$G + Q + 0.87S$	3281.90
$G + S + 0.87Q$	3250.98
$G + 0.87(S + Q)$	3221.40

**Tableau. II.12.** Combinaisons de charges à l'ELS pour les poutres de la terrasse.

Donc :  $Q_{z.sd} = 3281.9 \text{ daN/ml}$

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{Q_{z.sd} l^4}{EI_y} \leq \frac{l}{250} \rightarrow I_y \geq \frac{1250}{384} \frac{Q_{z.sd} l^3}{E} \rightarrow I_y \geq \frac{1250 \times 3281.9 \times 10^{-2} \times 7500^3}{384 \times 210000}$$

$I_y \geq 21461 \times 10^4 \text{ mm}^4 \rightarrow$  On choisie un **IPE 400**  $\rightarrow I_y = 23130 \times 10^4 \text{ mm}^4$

- **Condition de la résistance :**
  - **Combinaison de charge ELS :**

D'après les coefficients partiels indiqués précédemment, on déduit les combinaisons suivantes :

Combinaisons	P(daN/ml)
1.35G + 1.5Q + 1.305S	4531.76
1.35G + 1.5S + 1.305Q	4484.28
1.35 G + 1.305(S + Q)	4439.92

**Tableau. II.13 :** Combinaisons de charges a L'ELU pour les sommiers de la terrasse.

Donc : **P = 4531.76daN/ml**

$$M_{Sd} = \frac{pl^2}{8} = 31862daN.m$$

**IPE 400** Section de classe1  $\rightarrow M_{pl.Rd} = \frac{W_{ply}}{\gamma_{M0}} = \frac{1307 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 27722.3 daN.m$

$M_{Sd} < M_{pl.Rd}$ ..... CNV

Donc on augmente la section, soit un **IPE 450** :

**IPE 450** Section de classe 1  $\rightarrow M_{pl.Rd} = \frac{W_{ply}}{\gamma_{M0}} = \frac{1702 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 36360.90 daN.m$

$M_{Sd} < M_{pl.Rd}$ ..... CV

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_{Sd} = \frac{pl}{2} = 16991 daN$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{A_v \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}} = \frac{5097.86 \left(\frac{235}{\sqrt{3}}\right)}{1.1} = 63041.84 daN$$

$$A_v = A - 2b \times t_f + (t_w + 2r)t_f$$

$$A_v = 98.8 - 2 \times 190 \times 14.6 + (9.4 + 2 \times 21) \times 14.9 = 5097.86 mm^2$$

$V_{Sd} \leq 0.5V_{pl.Rd}$  , donc il y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissent, donc il n'est pas nécessaire de réduire les résistances a la flexion.

Donc on adopte un **IPE 450** pour les poutres  $\leq 7.5 m$  niveau terrasse.



**Poutre  $L \leq 12$  m :**

Chargement	Charges linéaire
<b>Charges permanentes:</b> - Poids propre de plancher - Poids propre de solive (IPE 220)	$G_{\text{étage}} = 320 \text{ daN/m}^2$ $26.2 \times 8 = 209.6 \text{ daN/ml}$
<b>G = 1713.6 daN/ml</b>	
<b>Charges d'exploitations :</b> - Charge d'exploitation	$Q = 250 \times 4.7 = 1175 \text{ daN/ml}$

**Tableau. II.14 :** Charges sur les sommiers d'étage courant.

Donc :  $Q_{z.Sd} = 4184.90 \text{ daN/ml}$

$$f_z = \frac{5 Q_{z.Sd} l^4}{384 EI_y} \leq \frac{l}{250} \rightarrow I_y \geq \frac{1250 Q_{z.Sd} l^3}{384 E} \rightarrow I_y \geq \frac{1250 \times 4184.9 \times 10^{-2} \times 12000^3}{384 \times 210000}$$

$$I_y \geq 112095 \times 10^4 \text{ mm}^4 \rightarrow \text{On choisie un IPE A 450} \rightarrow I_y = 29760 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

- **Condition de la résistance :**
  - **Combinaison de charge ELU :**

D'après les coefficients partiels indiqués précédemment, on déduit les combinaisons suivantes :

Combinaisons	P(daN/ml)
1.35G + 1.5Q	4075.86

**Tableau .II.15.** Combinaisons de charges a L'ELU pour les sommiers de la terrasse.

Donc :  $P = 4075.86 \text{ daN/ml}$

$$M_{Sd} = \frac{pl^2}{8} = 73365.48 \text{ daN.m}$$

$$\text{HEA 500 Section de classe 1} \rightarrow M_{pl.Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{3949 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 84365 \text{ daN.m}$$

$$M_{Sd} < M_{pl.Rd} \dots\dots\dots \text{CV}$$

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_{Sd} = \frac{pl}{2} = 24455.16 \text{ daN}$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{A_v \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}} = \frac{6742 \left(\frac{235}{\sqrt{3}}\right)}{1.1} = 83387.89 \text{ daN}$$

## CHAPITRE II PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

$$A_v = A - 2b \times t_f + (t_w + 2r)t_f$$

$$A_v = 197.5 \times 10^2 - 2 \times 300 \times 23 + (12 + 2 \times 27) \times 12 = 6742 \text{ mm}^2$$

$V_{Sd} \leq 0.5V_{pl.Rd}$ , donc il y a 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 500** pour les poutres  $\leq 12 \text{ m}$  niveau étage.

### Poutre $L \leq 13 \text{ m}$ :

Chargement	Charges linéaire
<b>Charges permanentes:</b>	
- Poids propre de plancher	$G_{\text{ter}} = 534 \text{ daN/m}^2$
- Poids propre de solive (IPE 220)	$26.2 \times 8 = 209.6 \text{ daN/ml}$
<b><math>G_{\text{total}} = (534 \times 4.7) + 209.6 = 2719.4 \text{ daN/ml}</math></b>	
<b>Charges d'exploitations :</b>	
- Charge d'exploitation	$Q = 100 \text{ daN/m}^2$
- Charge de neige	$S = 48.4 \text{ daN/m}^2$
<b><math>Q_{\text{total}} = (100 + 48.4) \times 4.7 = 697.5 \text{ daN/ml}</math></b>	

**Tableau. II.16 :** Charges sur les sommiers d'étage courant.

Donc :  $Q_{z.Sd} = 3246.4 \text{ daN/ml}$

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{Q_{z.Sd} l^4}{EI_y} \leq \frac{l}{250} \rightarrow I_y \geq \frac{1250}{384} \frac{Q_{z.Sd} l^3}{E} \rightarrow I_y \geq \frac{1250 \times 3246.4 \times 10^{-2} \times 13000^3}{384 \times 210000}$$

$I_y \geq 110558.35 \times 10^4 \text{ mm}^4 \rightarrow$  On choisie un **HEA 550**  $\rightarrow I_y = 111900 \times 10^4 \text{ mm}^4$

- **Condition de la résistance :**

D'après les coefficients partiels indiqués précédemment, on déduit les combinaisons suivantes :

Combinaisons	P(daN/ml)
1.35G + 1.5Q + 1.305S	4673.05
1.35G + 1.5S + 1.305Q	4484.28
1.35 G + 1.305(S + Q)	4439.92

**Tableau II.17.:** Combinaisons de charges à L'ELU pour les sommiers de la terrasse.

Donc : **P = 4075.86 daN/ml**

$$M_{Sd} = \frac{pl^2}{8} = 98718.2 \text{ daN.m}$$

**HEA 550** Section de classe 1  $\rightarrow M_{pl.Rd} = \frac{W_{pl}f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{4622 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 98742.7 \text{ daN.m}$

$M_{Sd} < M_{pl.Rd}$ ..... CV

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_{Sd} = \frac{pl}{2} = 30374.8 \text{ daN}$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{A_v \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}} = \frac{7611.25 \left(\frac{235}{\sqrt{3}}\right)}{1.1} = 94139.14 \text{ daN}$$

$$A_v = A - 2b \times t_f + (t_w + 2r)t_f$$

$$A_v = 211.8 \times 10^2 - 2 \times 300 \times 24 + (12.5 + 2 \times 27) \times 12.5 = 7611.25 \text{ mm}^2$$

$V_{Sd} \leq 0.5V_{pl.Rd}$ , donc il y a 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 550** pour les poutres  $\leq 13 \text{ m}$ .

**II.3.2.2. Pré-dimensionnements des poutres secondaires (sablier)**

Chargement	Charges linéaire
<b>Charges permanentes:</b>	
- Poids propre de plancher	$G_{\text{terr}} = 684 \text{ daN/m}^2$
- Poids propre de solive (IPE 220)	$26.2 \times 2 = 52.4 \text{ daN/ml}$
<b><math>G_{\text{total}} = (684 \times 1.5) + 209.6 = 1026 \text{ daN/ml}</math></b>	
<b>Charges d'exploitations :</b>	
- Charge d'exploitation	$Q = 100 \text{ daN/m}^2$
- Charge de neige	$S = 48.4 \text{ daN/m}^2$
<b><math>Q_{\text{total}} = (100 + 48.4) \times 1.5 = 222.6 \text{ daN/ml}</math></b>	

**Tableau. II.18 :** Charges sur sablier niveau terrasse.

Donc :  **$Q_{z.Sd} = 1248.6 \text{ daN/ml}$**

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{Q_{z.Sd} l^4}{EI_y} \leq \frac{l}{250} \rightarrow I_y \geq \frac{1250}{384} \frac{Q_{z.Sd} l^3}{E} \rightarrow I_y \geq \frac{1250 \times 1248.6 \times 10^{-2} \times 5000^3}{384 \times 210000}$$

## CHAPITRE II PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

$I_y \geq 2419.31 \times 10^4 mm^4 \rightarrow$  On choisie un **HEA 200**  $\rightarrow I_y = 3692 \times 10^4 mm^4$

- **Condition de la résistance :**

D'après les coefficients partiels indiqués précédemment, on déduit les combinaisons suivantes :

Combinaisons	P(daN/ml)
1.35G + 1.5Q + 1.305S	1704.84
1.35G + 1.5S + 1.305Q	1689.75
1.35 G + 1.305(S + Q)	1675.60

**Tableau II.19.:** Combinaisons de charges à L'ELU pour les sabliers de la terrasse.

Donc : **P = 1704.84 daN/ml**

$$M_{Sd} = \frac{pl^2}{8} = 5327.62 daN.m$$

**HEA 200** Section de classe1  $\rightarrow M_{pl.Rd} = \frac{W_{pl}f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{429.5 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 9175.68 daN.m$

$M_{Sd} < M_{pl.Rd}$ ..... CV

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_{Sd} = \frac{pl}{2} = 4262.1 daN$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{A_v \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}} = \frac{1805 \left(\frac{235}{\sqrt{3}}\right)}{1.1} = 22325 daN$$

$$A_v = A - 2b \times t_f + (t_w + 2r)t_f$$

$$A_v = 53.8 * 10^2 - 2 \times 200 \times 10 + (6.5 + 2 \times 18) \times 10 = 1805 mm^2$$

$V_{Sd} \leq 0.5V_{pl.Rd}$  , donc il y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissent, donc il n'est pas nécessaire de réduire les résistances a la flexion.

Donc on adopte un **HEA 200**

### II.4. 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....

#### II.4.1. Pré-dimensionnement des poteaux selon L'EUROCODE3 :

##### a) Principe de calcul :

La résistance de calcul au flambement d'un élément comprimé doit être prise égale a :

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

Ou :

$\beta_A = 1$  Pour les sections transversales de classe 1,2 ou 3

$\chi$  : le coefficient de réduction pour le mode de flambement a considérer.

Pour les éléments à section transversale constante, sollicités en compression axiale constante, la valeur de  $\chi$  pour l'élanement réduit  $\bar{\lambda}$ , peut être déterminée par la formule :

$$\chi = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{0,5}} ; \quad \text{mais } \chi \leq 1$$

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

$\alpha$  : est un facteur d'imperfection

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

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

$$\lambda_1 = 93,3 \varepsilon = 93,3 ; \left(\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1\right)$$

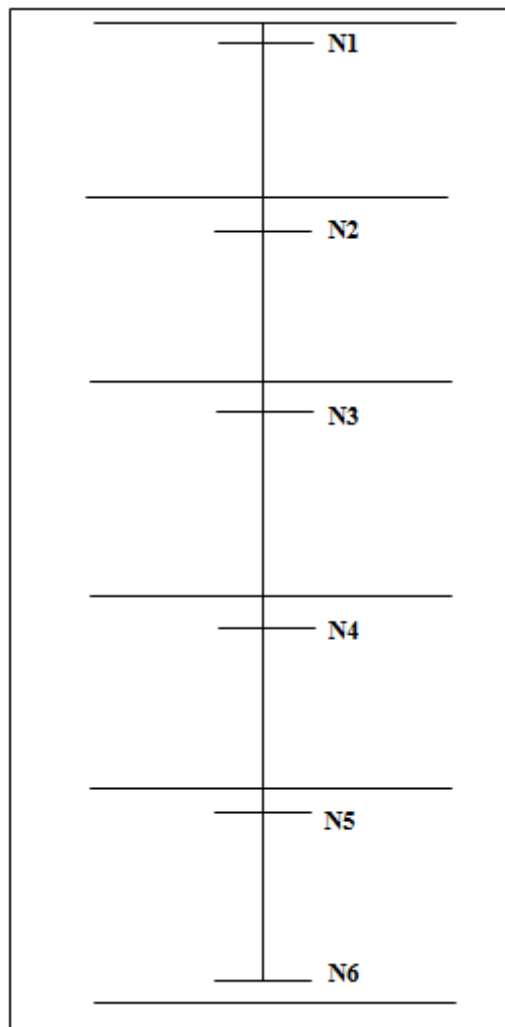
$\bar{\lambda} \leq 0.2$  : Le risque de flambement n'est pas considérer.

### II.5. Descente des charges :

#### II.5.1. Introduction :

Ce chapitre définira les différentes charges agissantes sur notre structure, qui se résumant 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 II.5:** Descente de charge.

## II.5.2. Poteau intermédiaire :

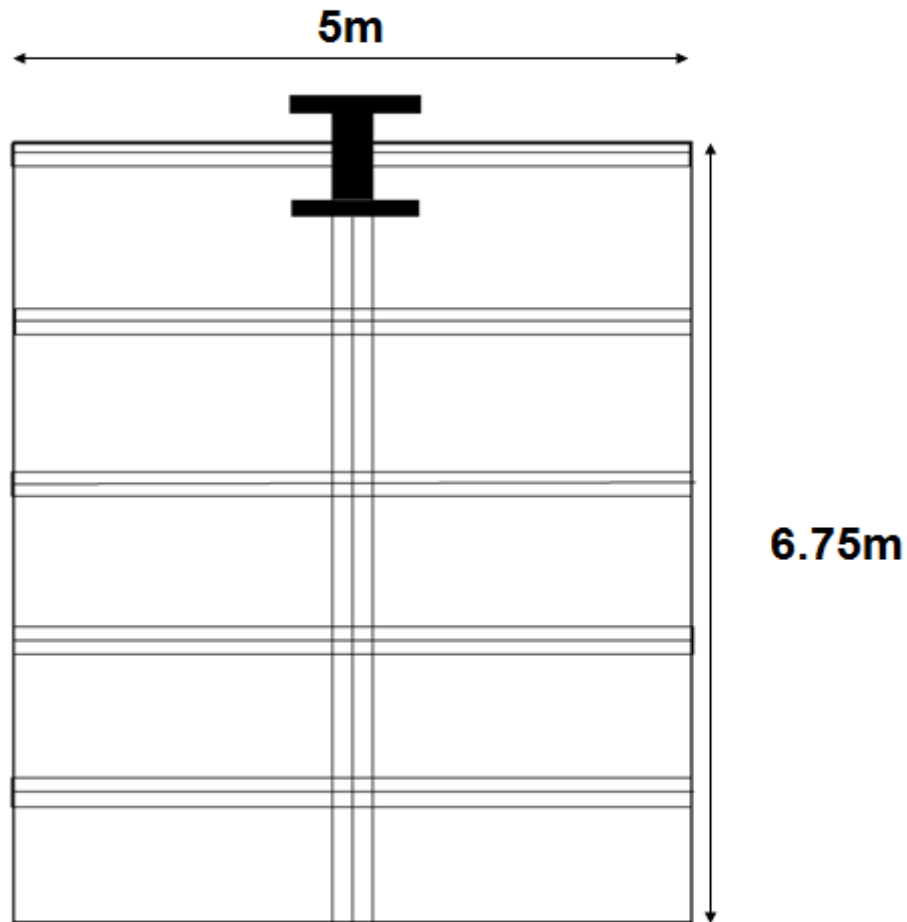


Figure. II.6. poteau Intermédiaire.

niveau	élément	G	Q	Surfac	Longueu	G	Q
			daN/m <sup>2</sup>	e	r	daN	daN
				m <sup>2</sup>	m		
N1	-Acrotère	200.4	100	33.75	5	1002	3375
	-Plancher terrasse	534			5	18022.5	
	-solive	26.2			5*5	655	
	-sommier	166			6.75	1120.5	
	<b>Total</b>						
niveau	élément	G	Q	Surface	Longueur	G	Q
		daN/ml	daN/m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	m	daN	daN
N2	-venant de n1		250	33.75	4.5	20800	3375
	-poteau	187			6.75	841.5	8437.5
	-Plancher étage courant	320			5*5	10800	
	-solive	26.2			6.75	655	
	-sommier	166				1120.5	
	-mur extérieur	50			22.5	1125	

total						35342	11812.5
niveau	élément	G daN/ml	Q daN/m <sup>2</sup>	Surface m <sup>2</sup>	Longueur m	G daN	Q daN
N3	-venant de n2					35342	11812.5
	-poteau	187			4.4	822.8	
	-Plancher étage courant	320	250	33.75		10800	8437.5
	-solive	26.2			5*5	655	
	-sommier	166			6.75	1120.5	
	-mur extérieur	50		22		1100	
total						49840	20250
niveau	élément	G daN/ml	Q daN/m <sup>2</sup>	Surface m <sup>2</sup>	Longueur m	G daN	Q daN
N4	-venant de n3					49840	20250
	-poteau	187			4.4	822.8	
	-Plancher étage courant	320	250	33.75		10800	8437.5
	-solive	26.2			5*5	655	
	-sommier	166			6.75	1120.5	
	-mur extérieur	50		22		1100	
total						64338	28687.5
niveau	élément	G daN/ml	Q daN/m <sup>2</sup>	Surface m <sup>2</sup>	Longueur m	G daN	Q daN
N5	-venant de n4					643388	28687.5
	-poteau	187			4.4	22.8	
	-Plancher étage courant	320	250	33.75		10800	8437.5
	-solive	26.2			5*5	655	
	-sommier	166			6.75	1120.5	
	-mur extérieur	50		22		1100	
total						78836	37125
niveau	élément	G daN/ml	Q daN/m <sup>2</sup>	Surface m <sup>2</sup>	Longueur m	G daN	Q daN
N6	-venant de n5					78836	37125
	-poteau	187			6	1122	
total						79958	37125

Tableau II.20: Charge sur le poteau intermédiaire.

- La surcharge de neige sur le plancher terrasse :

$$S = 48.4 \times 33.75 = 1633.5 \text{ daN}$$

$$\text{Donc : } N_{sd} = 1.35G + 0.9(1.5Q + 1.5S) = 160267.28 \text{ daN}$$



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

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

$$\lambda_1 = 93,3 \varepsilon = 93,3$$

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

$$HEB500 \begin{cases} h = 500mm \\ b = 300mm \\ t_f = 28mm \\ i_z = 7.27cm \end{cases}$$

$$\frac{h}{b} = 1.66 > 1.2 ; \text{axe de flambement } z - z \rightarrow \text{courbe de flambement } b$$

$$\bar{\lambda} = 0.88 ; \text{courbe } b \rightarrow \chi = \mathbf{0.6739}$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \beta_A A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.6739 \times 238.6 \times 10^2 \times 235}{1.1} = 343511.33daN$$

$$N_{Sd} < N_{b,Rd} \dots \dots \dots CV$$

II.5.3. Poteau central (le plus sollicité) :

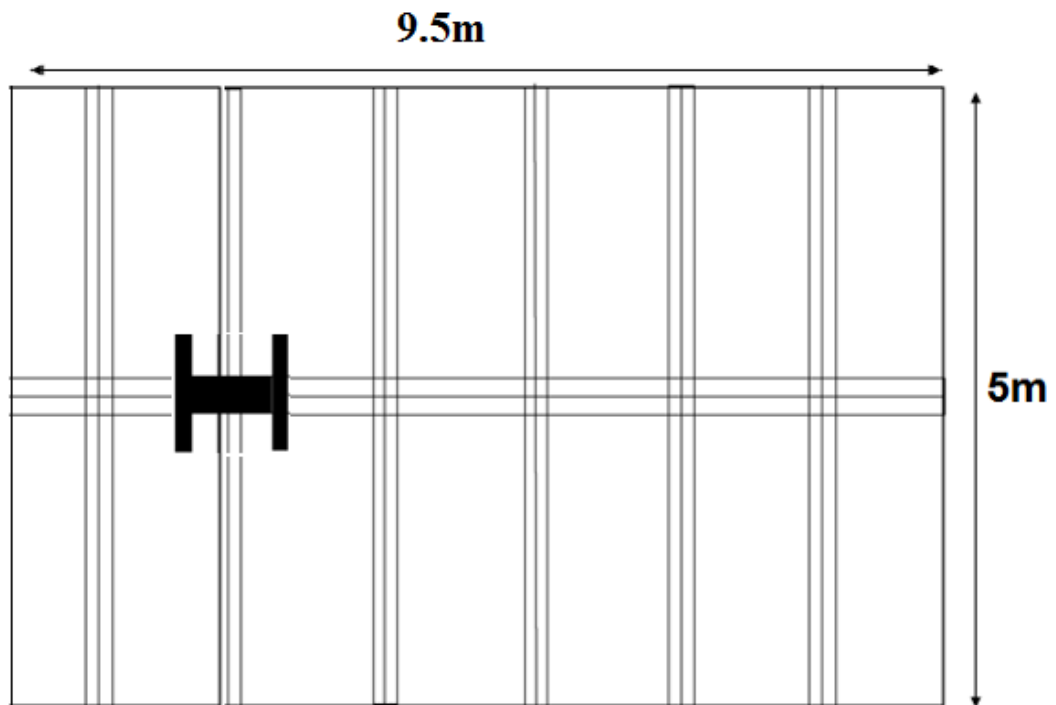


Figure. II.7. Poteau centrale.

niveau	élément	G	Q	Surface	Longueur	G	Q
		daN/ml	daN/m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	m	daN	daN
N1	-Plancher terrasse	534	100	47.46	6*5 9.5	25343	4746
	-solive	26.2				786	
	-sommier	166				1577	
<b>Total</b>						<b>27706</b>	<b>3375</b>
niveau	élément	G	Q	Surface	Longueur	G	Q
		daN/ml	daN/m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	m	daN	daN
N2	-venant de n1		250	47.46	4.5	27706	4746
	-poteau	187				841.5	
	-Plancher étage courant	320				15187	
	-solive	26.2	6*5	786			
	-sommier	166	9.5	1577			
<b>total</b>						<b>46097</b>	<b>16611</b>
niveau	élément	G	Q	Surface	Longueur	G	Q
		daN/ml	daN/m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	m	daN	daN
N3	-venant de n2		250	47.46	4.4	46097	16611
	-poteau	187				822.8	
	-Plancher étage courant	320				15187	
	-solive	26.2	6*5	786			
	-sommier	166	9.5	1577			

## CHAPITRE II PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

total						64470	28476
niveau	élément	G daN/ml	Q daN/ m <sup>2</sup>	Surface m <sup>2</sup>	Longueur m	G daN	Q daN
N4	-venant de n3					64470	28476
	-poteau	187			4.4	822.8	
	-Plancher étage courant	320	250	47.46		15187	11865
	-solive	26.2			6*5	786	
	-sommier	166			9.5	1577	
total						82843	40341
niveau	élément	G daN/ml	Q daN/ m <sup>2</sup>	Surface m <sup>2</sup>	Longueur m	G daN	Q daN
N5	-venant de n4					82843	40341
	-poteau	187			4.4	822.8	
	-Plancher étage courant	320	250	47.46		15187	11865
	-solive	26.2			6*5	786	
	-sommier	166			9.5	1577	
total						101216	52206
niveau	élément	G daN/ml	Q daN/ m <sup>2</sup>	Surface m <sup>2</sup>	Longueur m	G daN	Q daN
N6	-venant de n5					101216	52206
	-poteau	187			6	1122	
total						102338	52206

**Tableau II.21:** Charge sur poteau intermédiaire(le plus sollicité).

- **La surcharge de neige sur le plancher terrasse :**

$$S = 48.4 \times 47.46 = 2297 daN$$

$$\text{Donc : } N_{sd} = 1.35G + 0.9(1.5Q + 1.5S) = 211735 daN$$

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

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'élanement pour le mode de flambement à considérer

$$\lambda_1 = 93,3 \quad \varepsilon = 93,3$$

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

$$HEB500 \begin{cases} h = 500mm \\ b = 300mm \\ t_f = 28mm \\ i_z = 7.27cm \end{cases}$$

$$\frac{h}{b} = 1.66 > 1.2 ; \text{axe de flambement } z - z \rightarrow \text{courbe de flambement } b$$

$$\bar{\lambda} = 0.88 ; \text{courbe } b \rightarrow \chi = \mathbf{0.6739}$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \beta_A A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.6739 \times 238.6 \times 10^2 \times 235}{1.1} = 343511.33 daN$$

$$N_{sd} < N_{b,Rd} \dots \dots \dots CV$$

- **Tableau récapitulatif des sections des éléments :**

<b>Les éléments</b>	<b>EUROCOD 3</b>
<b>Solive</b>	<b>IPE220</b>
<b>Sommier</b>	<b>L&lt;7.5 IPE450</b> <b>L&lt;12.5 HEA500</b> <b>L&lt;13.5 HEA550</b>
<b>Sablier</b>	<b>HEA200</b>
<b>Les poteaux</b>	<b>HEB500</b>

**Tableau II.22.**sections des éléments de la structure

**CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES :****INTRODUCTION :**

Dans une structure quelconque, on distingue deux types d'éléments : les éléments porteurs principaux qui contribuent directement aux contreventements et les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement aux contreventements.

Dans le présent chapitre, nous présentons l'étude des éléments qui comporte notre bâtiment. Nous citons l'acrotère, les escaliers, et enfin les planchers dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure. Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement **BAEL91** en respectant le règlement parasismique Algérien « **RPA99 version 2003** ».

**III.1. Acrotère :****III.1.1. INTRODUCTION :**

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute, il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale.

Le calcul se fera à la flexion composée due à :

- Un effort normal dû à son poids propre (**G**).
- Un moment dû à la surcharge d'exploitation (**Q**).

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas, le calcul se fera à L'ELU et à L'ELS.

## III.1.2. Dimensionnement :

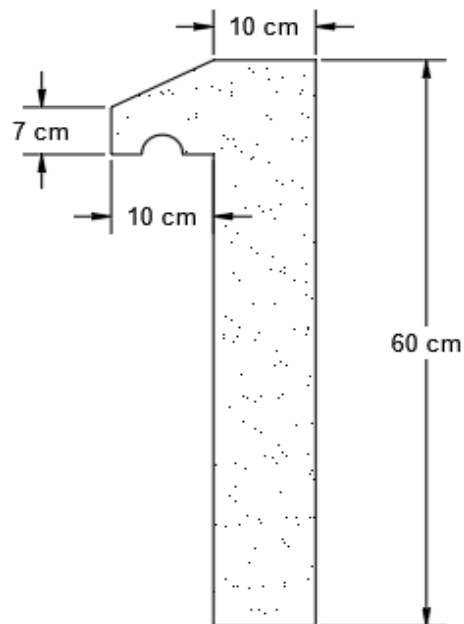


Figure III.1. Dimension de l'acrotère.

## ➤ Principe de calcul :

Le calcul se fera pour une bande de **1m** linéaire.

## ➤ Evaluation des charges :

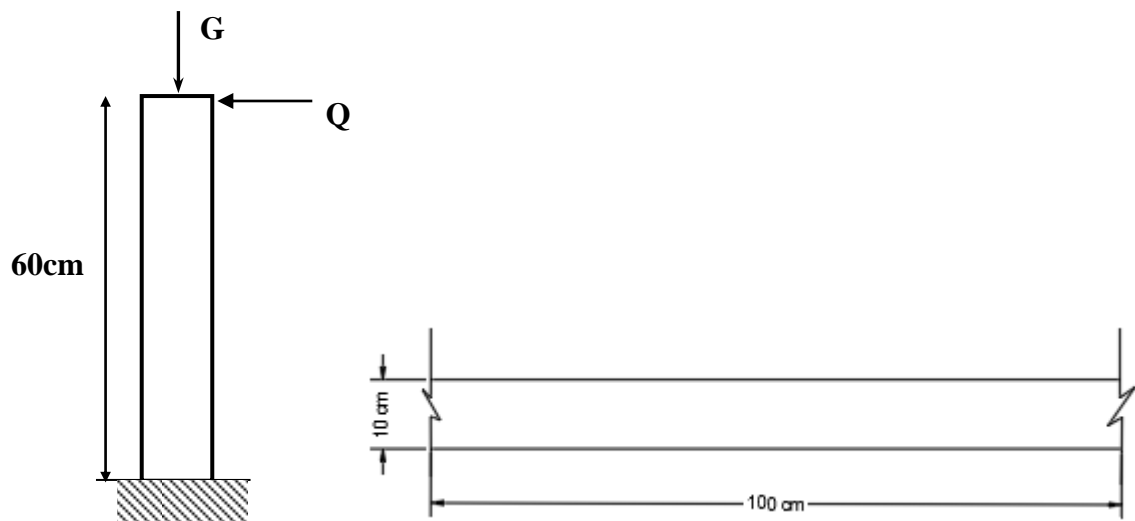


Figure III.2. Coupe transversale et longitudinale.

## a) Les charges permanentes :

- $S = [ 0,6 * 0,1 + 0,07 * 0,1 + 0,1 * \frac{0,03}{2} ] \rightarrow S = 0,0685 \text{ m}^2$ .
- $G = \rho_b * S = 0,0685 * 25 = 1,712 \text{ KN/m} \rightarrow G = 1,712 \text{ KN/m}$ .

## b) Les charges d'exploitation :

- $Q = 1 \text{ KN/m}$ .

## III.1.2.1. Détermination de l'effort due 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 IIa** 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<sub>P</sub> = 4 \* 0,15 \* 0,8 \* 1,712 = 0.82 KN/m**.

<b>Pour G</b>	$N_G = 1,712 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$	$M_G = 0$	$T_G = 0$
<b>Pour Q</b>	$N_Q = 0$	$M_Q = H * Q = 0,6 * 1 = 0,60 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$	$T_Q = Q = 1 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$
<b>Pour F<sub>p</sub></b>	$N_{F_p} = 0$	$M_{F_p} = 0,6 * 0,82 = 0,49 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$	$T_{F_p} = F_p = 0,82 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$

**Tableau .III.1.** Evaluation des moments et efforts tranchants.

$$Q_1 = \max (F_p, Q) = \max (0,82 ; 1) \rightarrow Q_1 = 1 \text{ KN/m}$$

On a :

**F<sub>P</sub> < Q** ; alors, le ferrailage sera donc donné par les sollicitations **W<sub>p</sub>, Q**.

- Poids propre : **N<sub>G</sub> = 1,712 KN/m**.
- Surcharge : **Q = 1 KN/m**.
- Un moment : **M<sub>Q1</sub> (F<sub>p</sub>) = Q × H = 0,6 KN/m**.
- Un effort tranchant : **T<sub>Q1</sub> = 1 KN/m**.

## III.1.2.2. Détermination les moments et les efforts normaux :

## ➤ Calcul à ELU :

- ✓  $N_u = 1,35 * W_G = 1,35 * 1,712 = 2,31 \text{ KN/m.}$
- ✓  $M_u = 1,5 * M_{Q1} = 1,5 * 0,60 = 0,90 \text{ KN.m/m.}$
- ✓  $T_u = 1,5 * T_{Q1} = 1,5 * 1 = 1,5 \text{ KN/ml.}$

## ➤ Calcul à ELS :

- ✓  $N_s = W_G = 1,712 \text{ KN/m.}$
- ✓  $M_s = M_{Q1} = 0,60 \text{ KN.m/m.}$
- ✓  $T_u = T_{Q1} = 1 \text{ KN/ml.}$

	$N \left( \frac{\text{KN}}{\text{m}} \right)$	$M \left( \frac{\text{KN.m}}{\text{m}} \right)$	$T \left( \frac{\text{KN}}{\text{m}} \right)$
<b>ELU</b>	2,31	0,90	1,50
<b>ELS</b>	1,712	0,60	1,00

Tableau III.2. Evaluation des sollicitations.

## III.1.3. Ferrailage :

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

- $e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,90}{2,31} = 0,39 \text{ m.} = 39\text{cm.}$
- $e_0 = \frac{Ht}{6} = \frac{10}{6} = 0,0166 \text{ m.} = 1.66\text{cm.}$

$e_u > e_0$ , le centre de pression se trouve de la zone l'excentricité de la section, et l'effort normale étant un effort de compression → La section est partiellement comprimée (S.P.C).

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

D'après CBA93, l'article B.8.3.2 :

- $L_f = 2 * L_0 = 2 * 0,60 = 1,2 \text{ m} \dots\dots$  (cas d'une console).
- $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$
- $I = \frac{b \times h^3}{12}$
- $B = b * h.$
- $i = 0.03.$
- $\lambda_x = \frac{L_f}{i} = \frac{1,2}{0,03} = 40.$



$L_f$  : la longueur de flambement.

$h$  : l'épaisseur de l'acrotère.

$\lambda$  : L'élancement.

$$\lambda = \text{Max} [50, \text{Min} (67 * \frac{e_u}{h} ; 100)].$$

$$\lambda = 100.$$

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

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

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

#### ➤ Calcul du coefficient de Majoration :

- $\gamma_f = \min [1 + 0,15 \left( (\frac{\lambda}{35})^2 * \frac{h}{e_u} \right) ; 1,4] m \rightarrow \text{si } \frac{e_0}{h} > 0,75$

- $\gamma_f = \min [1,050 ; 1,4] = 1,050 \text{ m}$

$$\frac{e_0}{h} = \frac{0,39}{0,1} = 3,9 > 0,75$$

Avec :

✓  $\gamma_f$  : coefficient de majoration.

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

#### ➤ Sollicitations majorées :

**ELU :**

✓  $N'_u = [\gamma_f * N_u] * 1 = 2,42 \text{ KN}.$

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

**ELS :**

✓  $N'_s = [N_s] * 1 = 1,712 \text{ KN}.$

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

On résume les résultats précédents dans le tableau suivant :

ELU		ELS	
$N'_u = [\gamma_f * N_u] * 1$	$M'_u = [\gamma_f * M_u] * 1$	$N'_s = [N_s] * 1$	$M'_s = [M_s] * 1$
<b>2,42</b>	<b>0,94</b>	<b>1,712</b>	<b>0,60</b>

**Tableau III.3.** Evaluation des sollicitations après majoration

➤ **Ferraillage :**

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

- $M_{ua} = M'_u + N'_u * \left(d - \frac{h}{2}\right)$ , Avec:  $d = 7 \text{ cm}$ .
- $M_{ua} = 0.94 + 2.42 * \left(0,07 - \frac{0,1}{2}\right) = 0.98 \text{ KN.m}$ .

➤ **Calcul en flexion simple :**

- $\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b_0 * d^2 * f_{bu}} = \frac{0.98 * 10^6}{1000 * 70^2 * 14,2} = 0,0140$
- $\mu_l = 0,186 > 0,0140 \rightarrow A_{sc} = 0 \rightarrow$  (Pas d'acier comprimé).
- $\varepsilon_s = 1\%$ .
- $f_{su} = \frac{f_e}{1,15} = 348 \text{ MPa}$ .
- $\mu_{bu} = 0,0140 \rightarrow \alpha = 0,0176$ .
- $Z = d * (1 - 0,4 * \alpha) = 6,950 \text{ cm}$ .
- $A_{sf} = \frac{M_{ua}}{Z * f_{su}} = \frac{0.98 * 10^6}{69,50 * 348} = 0,4051 \text{ cm}^2$ .
- $A_{su} = A_{sf} - \frac{N'_u}{f_{su}} = 0,3981 \text{ cm}^2$ .

➤ **Calcul de la section à l'ELS :**

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

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

**La contrainte du béton :**

- $\sigma_{bc} = 0,6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ .

**La contrainte de l'acier :**

La Fissuration est considérée préjudiciable.

- $\bar{\sigma}_{st} = \min \left[ \frac{2}{3} * f_e ; 110 * \sqrt{\eta * f_{tj}} \right]$ .
- $\eta = 1,6$ .

- $\bar{\sigma}_{st} = \min \left[ \frac{2}{3} * 400 ; 201,6 \right]$ .

- $\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa}$ .

➤ **Calcul de l'excentricité :**

- $e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,60}{1,712} = 0,35 \text{ m}$ .

- $e^0 = \frac{h_t}{6} = \frac{10}{6} = 0,0166 \text{ cm}$ .

$e_s > e_0$ , Le centre de pression se trouve dans la zone l'extrémité de la section, et l'effort normale étant un effort de compression, Donc la section est partiellement comprimée (SPC).

➤ **Évaluation des moments aux niveaux des armatures tendus :**

- $M_{sa} = M'_s + N'_s * \left( d - \frac{h}{2} \right)$ , Avec:  $d = 7 \text{ cm}$ .

- $M_{sa} = 0,60 + 1,712 * \left( 0,07 - \frac{0,1}{2} \right) = 0,63 \text{ KN.m}$ .

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

- $x = 15 * \sigma_{bc} * \frac{d}{15 * \sigma_{bc} + \bar{\sigma}_{st}}$ .

- $x = 0,0035 \text{ m}$ .

- $z = d - \frac{x}{3}$ .

- $z = 0,698 \text{ m}$ .

- $M_I = 0,5 * b * x * z * \sigma_{bc} * 10^3$ .

- $M_I = 18.32 \text{ KN.m}$ .

- $M_{sa} < M_I$ , donc :  $A' = 0,00 \text{ cm}^2$ .

- $A_s = \left( \frac{1}{\sigma_{sc}} \right) * \left[ \left( \frac{M_{sa}}{z} \right) - N'_s \right]$ .

- $A_s = \left( \frac{1}{201,63} \right) * \left[ \left( \frac{0,63 * 10^6}{0,698} \right) - 1,712 * 10^3 \right]$ .

- $A_s = 0,44 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

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

On a:

- $A_{smin} \geq \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot ft^{28}}{f_e} = 0,84 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Donc :

- $A_s > \max[A_s, A_u, A_{smin}] \rightarrow A_s > \max[0,44; 0,32; 0,84] \rightarrow A_s \geq 0,84 \text{ cm}^2$ .

Nous adoptons un ferrailage symétrique :  $A_{s \text{ adopté}} \rightarrow 4\text{HA8} = 2,01 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$  espacée de **25 cm**.

➤ **L'armature de répartition :**

- $A_r = \frac{A_s}{4} = 0,5025 \text{ cm}^2$ .

On adopte  $A_r \rightarrow 3\text{HA8} = 1,51 \text{ cm}^2$  avec un espacement de **25 cm**.

➤ **Vérification des contraintes :**

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

- $\sigma_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$ .
- $\sigma_{bc} = K \cdot Y_{ser}$ .
- $K = \frac{M_{ser}}{I}$ .

➤ **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.

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

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

$C < 0 \rightarrow$  Il est situé à l'extérieur de la section au-dessus de la fibre supérieure. Avec :

$$\frac{b \times y^2}{2} + n \cdot (A_s + A'_s) \cdot y - n \cdot (d \cdot A_s - d' \cdot A'_s) = 0, \text{ avec: } A'_s = 0 \text{ cm}^2.$$

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

- $I = \frac{b_0 \cdot y^3}{3} + n \cdot A_s \cdot (d - y)^2$ .
- $I = \frac{1 \cdot 1,206^3}{3} + 15 \cdot 2,01 \cdot (7 - 1,206)^2 = 1012,73 \text{ cm}^4$
- $K = \frac{M_{\text{ser}}}{I} = \frac{0,63 \cdot 10^6}{1012,73 \cdot 10^4} = 0,062 \frac{\text{N}}{\text{mm}^3}$ .

➤ **La contrainte dans le béton :**

- $\sigma_{\text{bc}} = K \cdot Y_{\text{ser}} = 0,747 \text{ MPa}$ .
- $\sigma_{\text{bc}} = 0,747 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{bc}} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ (CV)}$ .

➤ **La contrainte dans les aciers :**

- $\sigma_{\text{st}} = K \cdot n \cdot (d - y) = 53,88 \text{ MPa}$ .
- $\sigma_{\text{st}} = 53,88 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{st}} = 201,63 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ (CV)}$ .

➤ **Vérification au cisaillement :**

- $\tau'_u = \min \left[ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right] = 2,5 \text{ MPa}$ .
- $T_u = Q \cdot 1,5 \cdot 1 = 1,5 \text{ KN}$ .
- $\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{1,5 \cdot 10^3}{1000 \cdot 0,07 \cdot 1000} = 0,0214 \text{ Mpa}$ .
- $\tau_u < \tau'_u \rightarrow$  La condition est **vérifiée**.

III.1.3.1. Schéma de Ferrailage :

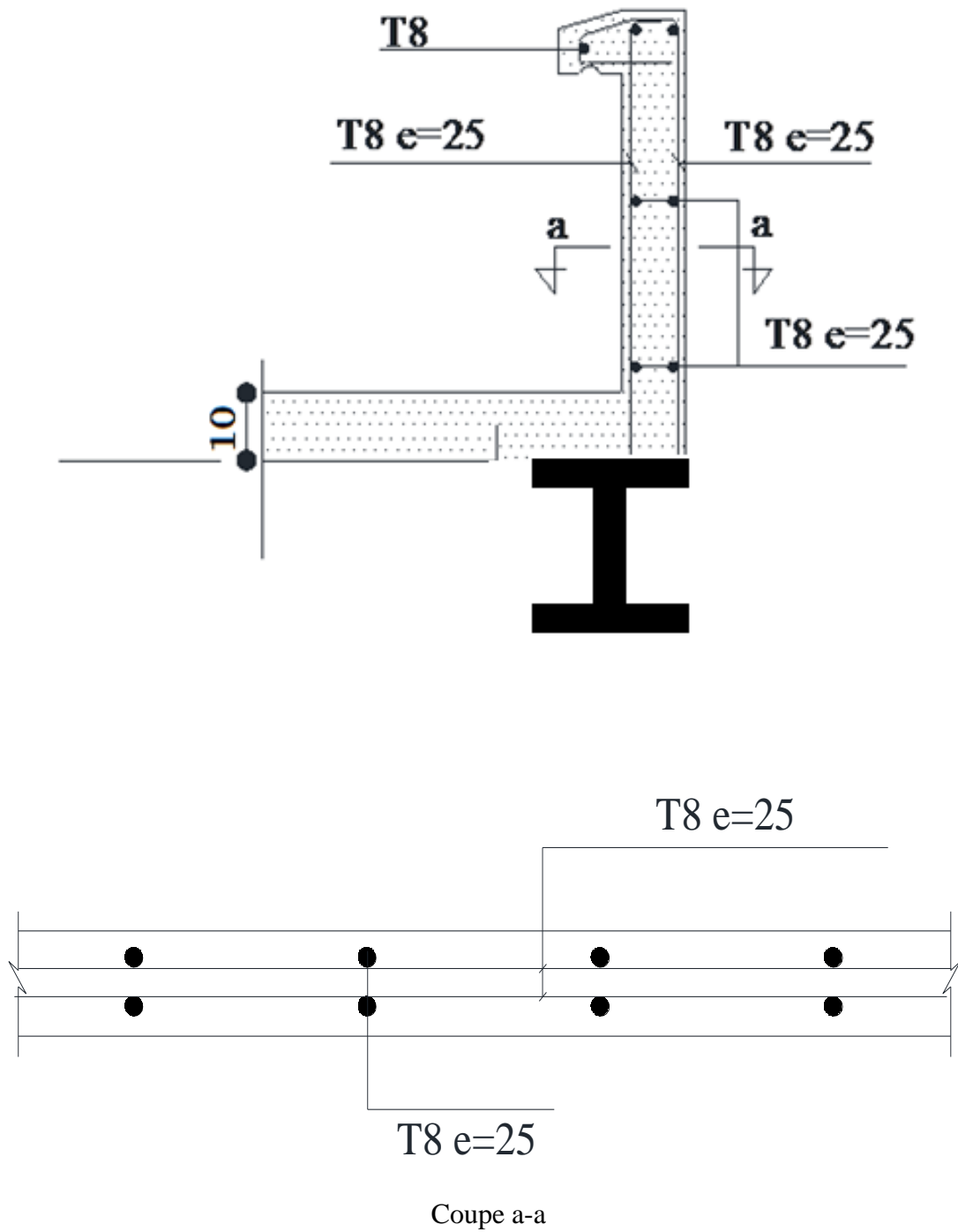
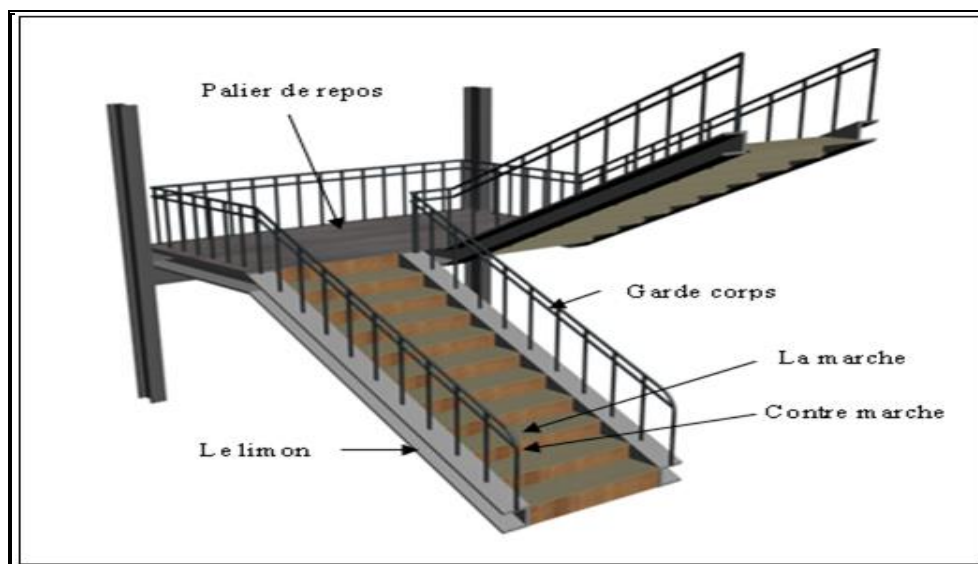


Figure III.3. Ferrailage de l'acrotère.

## III.2. Etude des escaliers en charpente métallique :

### III.2.1. Definition:

- ✓ **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 courbée d'escalier comprise entre deux paliers successifs.
- ✓ **Un limon** : élément incliné supportant les marches et les contre marches.



**Figure III.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.

### III.2.2. Dimensionnement des escaliers :

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

On fixe la hauteur de marche de  $h = 17\text{cm}$

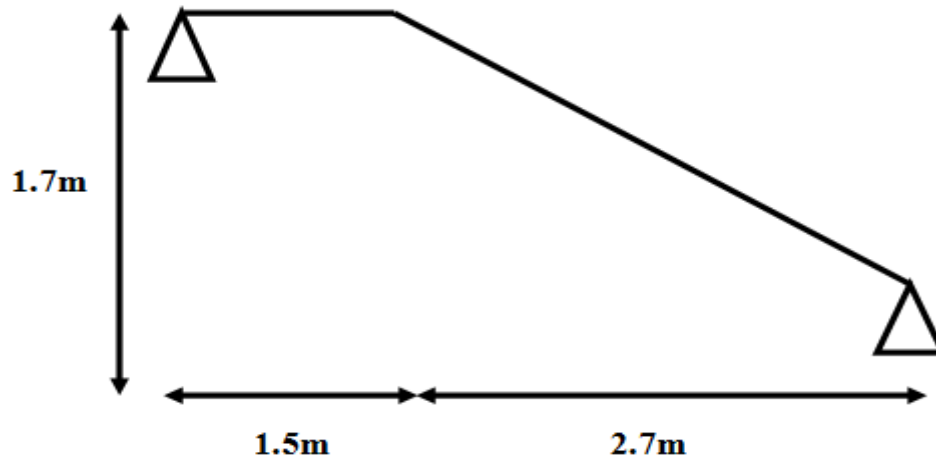


Figure. III.5. Schéma statique de l'escalier réez de chauffer.

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

$$\tan \alpha = \frac{1,7}{2,7} = 0,62 \rightarrow \alpha = 32^\circ$$

#### 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 :  $N_c = \frac{H}{h} = \frac{1,7}{0,17} = 10$
- Le nombre de marche :  $N_m = N_c - 1 = 9$
- La longueur de la paillasse :

$$L = \frac{H}{\sin 32} = 3,2 \text{ m.}$$



➤ **Conception d'une marche :**

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

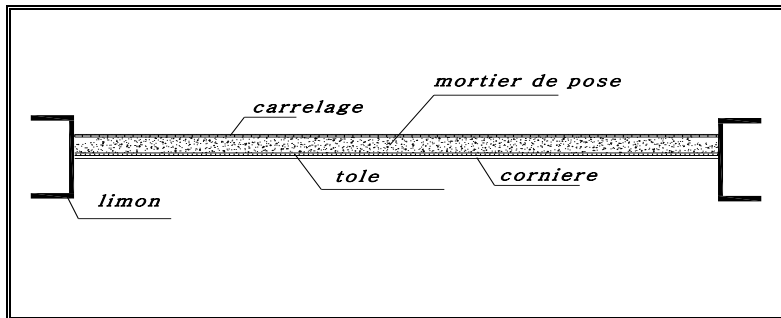


Figure .III.6. Schéma de la conception d'une marche.

c) **Dimensionnement des escaliers selon l'EUROCODE 3 :**

- **Cornières de marches:**

❖ **Evaluation des charges :**

➤ **Les charges permanentes :**

- ✓ Carrelage (2cm).....40 daN /m<sup>2</sup>
- ✓ Mortier de pose (2cm).....36daN /m<sup>2</sup>
- ✓ Tôle strié (1cm)..... ;..... 78.5daN /m<sup>2</sup>

$$G = 154,5 \text{ daN/m}^2$$

- **La charge d'exploitation :** ..... $Q = 250 \text{ daN/m}^2$

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

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

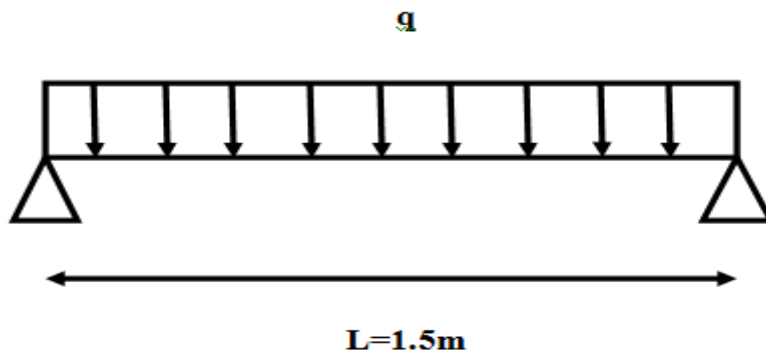


Figure .III.7. Schéma Statique de la cornière.

- Dimensionnement des éléments porteurs :

❖ Evaluation des charges :

➤ Charges permanente :

TN40 .....	10daN /m <sup>2</sup>
Dalle en béton armée (2cm).....	50daN /m <sup>2</sup>
Mortier de pose (2cm).....	36daN /m <sup>2</sup>
Carrelage (2cm).....	40 daN /m <sup>2</sup>

(Charges permanente de palier de repos) **G = 136daN /m<sup>2</sup>**

Poids de garde corps..... 30 daN /ml

➤ Charge d'exploitation :..... **Q = 250daN /m<sup>2</sup>**

- Dimensionnement des limons :

❖ Condition de résistance :

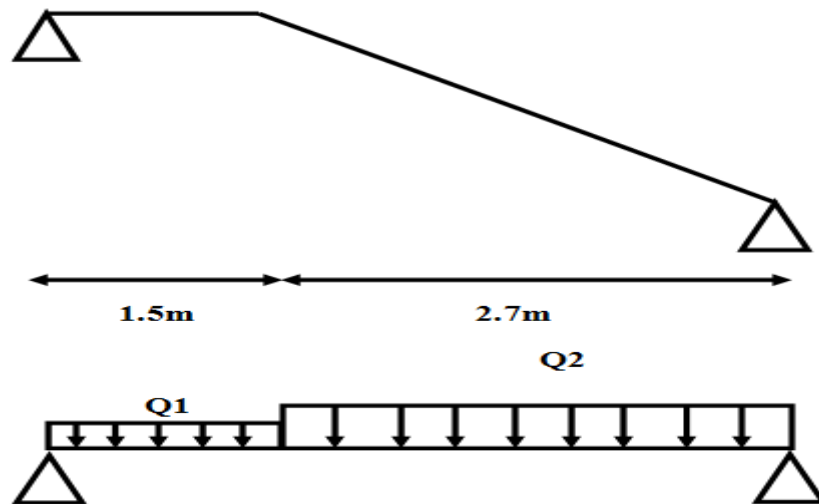


Figure .III.8. Schéma statique de l'escalier type 1.

$$q_1 = \frac{1.5}{2} \times (154.5 + 154.5) + 30 = 261.75 \text{ daN/ml}$$

$$q_2 = \frac{1.5}{2} \times 136 + 30 = 132 \text{ daN/ml}$$

❖ La charge équivalente :

$$G = \frac{q_1 l_1 + q_2 l_2}{l_1 + l_2} = 178.33 \text{ daN/ml} \quad ; \quad Q = 250 \times 1.5 = 375 \text{ daN/ml}$$

- Dimensionnement des cornières :

❖ Condition de flèche :

$$\begin{cases} G = 154.5 \times 0.3 = 46,35 \text{ daN/ml} \\ Q = 250 \times 0.3 = 75 \text{ daN/ml} \end{cases}$$

$$q = G + Q = 121,35 \text{ daN/ml}$$

$$\delta = \frac{5ql^4}{384EI} \leq \delta_{max} \rightarrow I \geq \frac{5ql^4}{384E\delta_{max}} \text{ avec : } \delta_{max} = \frac{l}{250} = 6 \text{ mm}$$

$$I \geq \frac{5 \times 121,35 \times 10^{-2} \times 1500^4}{384 \times 210000 \times 6} \rightarrow I \geq 6,34 \times 10^4 \text{ mm}^4 \rightarrow \text{cornière L45} \times 45 \times 4$$

❖ Condition de résistance :

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

$$q = 1.35G + 1.5Q = 175,07 \text{ daN/ml} \rightarrow M_{Sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{175,07 \times 1,5^2}{8} = 49.23 \text{ daN.m}$$

$$\text{cornière L } 45 \times 45 \times 4 \begin{cases} \frac{d}{t} = 11,25 < 72 \rightarrow \text{section de classe 1} \\ \frac{c}{t} = 3,87 < 10 \rightarrow \text{section de classe 1} \end{cases}$$

$$\text{section de classe 1} \rightarrow M_{c.Rd} = M_{pl.Rd} = \frac{W_{el}f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1,97 \times 1000 \times 235}{1} = 46.295 \text{ daN.m}$$

$$M_{Sd} < M_{c.Rd} \dots \dots \dots \text{CNV}$$

$$M_{c.Rd} = M_{pl.Rd} = \frac{W_{el}f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2.2 \times 1000 \times 235}{1} = 51.70 \text{ daN.m}$$

$$M_{Sd} < M_{c.Rd} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Donc on adopte la cornière **L45×45×4.5**

• Dimensionnement des éléments porteurs pour l'escalier type 1 :

➤ Dimensionnement des limons :

❖ Condition de flèche :

$$\begin{cases} G = 178.33 \text{ daN/ml} \\ Q = 250 \times 1.5 = 375 \text{ daN/ml} \end{cases}$$

$$q = G + Q = 553.33 \text{ daN/ml}$$

$$\delta = \frac{5ql^4}{384EI} \leq \delta_{max} \rightarrow I \geq \frac{5ql^4}{384E\delta_{max}} \text{ avec : } \delta_{max} = \frac{l}{250} = 16,80 \text{ mm}$$

$$I \geq \frac{5 \times 553.33 \times 10^{-2} \times 4200^4}{384 \times 210000 \times 16,80} \rightarrow I \geq 635.46 \times 10^4 \text{ mm}^4 \rightarrow \text{UPE 160}$$

❖ Condition de résistance :

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

$$q = 1.35G + 1.5Q = 803.24 \text{ daN/ml} \rightarrow M_{Sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{803.24 \times 4,2^2}{8} = 1771 \text{ daN.m}$$

$$UPE 160 \begin{cases} \text{ame fléc} \square ie: \frac{d}{t_w} = \frac{117}{5.5} = 21.27 < 72 \rightarrow \text{section de classe 1} \\ \text{semelle entierement comprimé} \frac{c}{t_f} = \frac{32.5}{9.5} = 3.42 < 10 \rightarrow \text{section de classe 1} \end{cases}$$

$$\text{section de classe 1} \rightarrow M_{c.Rd} = M_{pl.Rd} = \frac{W_{el}f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{114 \times 1000 \times 235}{1} = 2679 \text{ daN.m}$$

$$M_{Sd} < M_{c.Rd} \dots \dots \dots CV$$

Donc on adopte un UPE 160.

- Dimensionnement de la poutre palière :

❖ Evaluation des charges :

➤ Charges permanente :

- ✓ Poids propre estimé de la poutre.....80 daN/ml
- ✓ Poids de palier..... 1.5 × 136 = 204 daN/ml
- ✓ Poids de la paillese.....(154,5)1.5 + 4,63...= 236.38daN/ml
- ✓ Poids des limons...par principe de la charge équivalent ..... =17 daN/ml

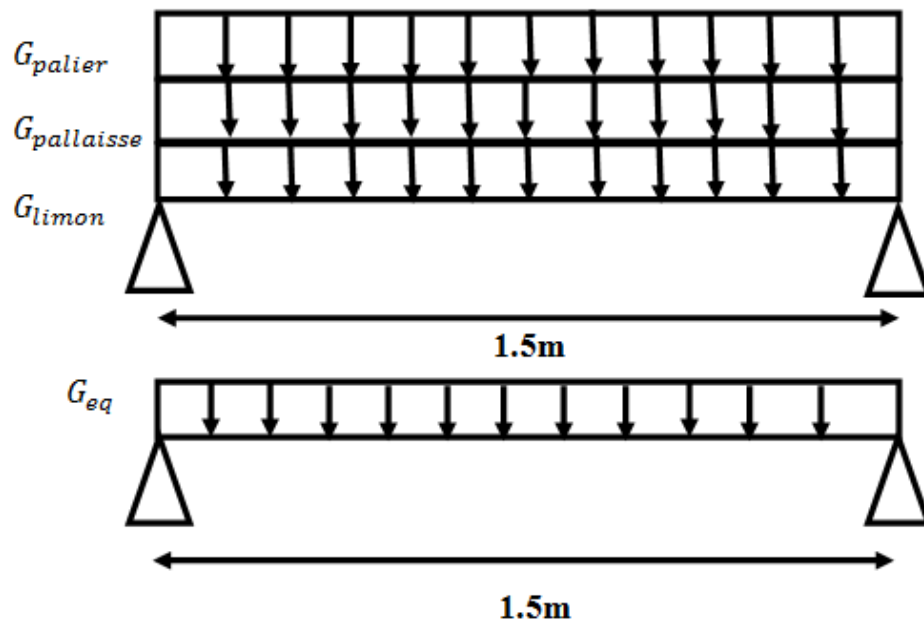


Figure .III.9. Schéma statique de la poutre palière.

$$G = 537.38 \text{ daN/ml}$$

➤ Charges d'exploitation : .....  $Q = 250 \times 1.5 = 375 \text{ daN/ml}$

❖ Condition de flèche :

$$\begin{cases} G = 537.38 \text{ daN/ml} \\ Q = 375 \text{ daN/ml} \end{cases}$$

$$q = G + Q = 912.38 \text{ daN/ml}$$

$$\delta = \frac{5ql^4}{384EI} \leq \delta_{max} \rightarrow I \geq \frac{5ql^4}{384E\delta_{max}} \text{ avec : } \delta_{max} = \frac{l}{250} = 6 \text{ mm}$$

$$I \geq \frac{5 \times 912.38 \times 10^{-2} \times 1500^4}{384 \times 210000 \times 6} \rightarrow I \geq 47730 \times 10^4 \text{ mm}^4 \rightarrow \text{IPE 500}$$

❖ Condition de résistance :

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

$$\begin{aligned} q &= 1.35G + 1.5Q = 1287.96 \text{ daN/ml} \rightarrow M_{Sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{1287.23 \times 1.5^2}{8} \\ &= 362.23 \text{ daN.m} \end{aligned}$$

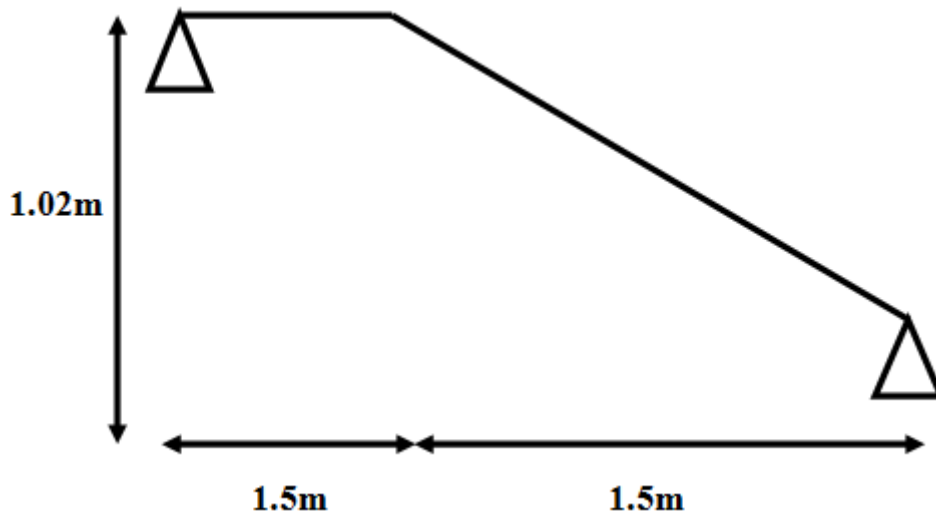
$$IPE\ 500 \left\{ \begin{array}{l} \text{ame fléc} \square ie : \frac{d}{t_w} = \frac{426}{10.2} = 41.76 < 72 \rightarrow \text{section de classe 1} \\ \text{semelle entierement comprimé} \frac{c}{t_f} = \frac{41}{16} = 2.56 < 10 \rightarrow \text{section de classe 1} \end{array} \right.$$

$$\text{section de classe 1} \rightarrow M_{CRd} = M_{pl.Rd} = \frac{W_{pl.y} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{214 \times 1000 \times 235}{1} = 5029\ daN.m$$

$$M_{Sd} < M_{c.Rd} \dots\dots\dots CV$$

Donc on adopte un **IPE 500**.

- **Dimensionnement des éléments porteurs pour l’escalier type 2 :**



**Figure .III.9.** Schéma statique de l’escalier réez de chausser 4<sup>ème</sup> volée.

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

$$\tan \alpha = \frac{1.02}{1.5} = 0,68 \rightarrow \alpha = 34^\circ$$

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

**BLONDEL :**  $59\ cm \leq (g + 2h) \leq 66\ cm$

On fixe : h = 17 cm.

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

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

✓ Le nombre de contre marche :  $N_c = \frac{H}{h} = \frac{1,02}{0,17} = 6$

✓ Le nombre de marche :  $N_m = N_c - 1 = 5$

✓ La longueur de la paillasse :

$$L = \frac{H}{\sin 32} = 1.92 \text{ m.}$$

b) Dimensionnement des limons :

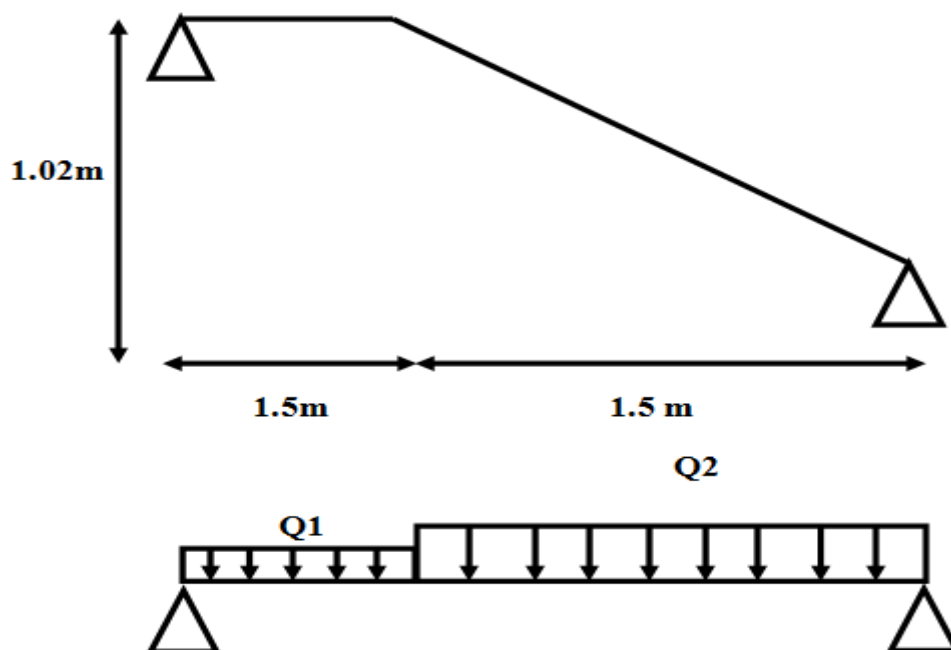


Figure. IV.10 : Schéma statique de l'escalier 2.

$$q_1 = \frac{1.5}{2} \times (154.5 + 154.5) + 30 = 261.75 \text{ daN/ml}$$

$$q_2 = \frac{1.5}{2} \times 136 + 30 = 132 \text{ daN/ml}$$

➤ La charge équivalente :

$$G = \frac{q_1 l_1 + q_2 l_2}{l_1 + l_2} = 196.87 \text{ daN/ml} \quad ; \quad Q = 250 \times 1.5 = 375 \text{ daN/ml}$$

❖ Condition de flèche :

$$\begin{cases} G = 196.87 \text{ daN/ml} \dots\dots\dots \\ Q = 250 \times 0.57 = 375 \text{ daN/ml} \dots \end{cases}$$

$$q = G + Q = 571.87 \text{ daN/ml}$$

$$\delta = \frac{5ql^4}{384EI} \leq \delta_{max} \rightarrow I \geq \frac{5ql^4}{384E\delta_{max}} \text{ avec : } \delta_{max} = \frac{l}{250} = 12\text{mm}$$

$$I \geq \frac{5 \times 571.87 \times 10^{-2} \times 3000^4}{384 \times 210000 \times 12} \rightarrow I \geq 239.34 \times 10^4 \text{ mm}^4 \rightarrow \text{UPE 100}$$

❖ Condition de résistance :

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

$$q = 1.35G + 1.5Q = 828.3 \text{ daN/ml} \rightarrow M_{Sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{828.27 \times 3^2}{8} = 931.8 \text{ daN.m}$$

$$\text{UPE 100 section de classe 1} \rightarrow M_{c.Rd} = M_{pl.Rd} = \frac{W_{pl}f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{41.4 \times 1000 \times 235}{1}$$

$$M_{c.Rd} = 972.9 \text{ daN.m}$$

$$M_{Sd} \leq M_{c.Rd} \dots\dots\dots CV$$

Donc on adopte un UPE 100.

➤ Tableaux récapitulatives des résultats :

- Escalier type 1 :

Les éléments	EUROCODE 3
Cornière des marches	L45×45×4.5
Les limons	UPE 160
Les poutres palières	IPE 500

Tableau .III.4. Dimension des éléments pour l'escalier type 1.



- Escalier type 2 :

Les éléments	EUROCODE 3
Cornière des marches	L45×45×4.5
Les limons	UPE 100
Les poutres palières	IPE 500

Tableau .III.5. Dimension des éléments pour l'escalier type 2.

### III.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) palières, avec une hauteur d'étage de 4.4 m donc :

#### ➤ Type 1 :

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

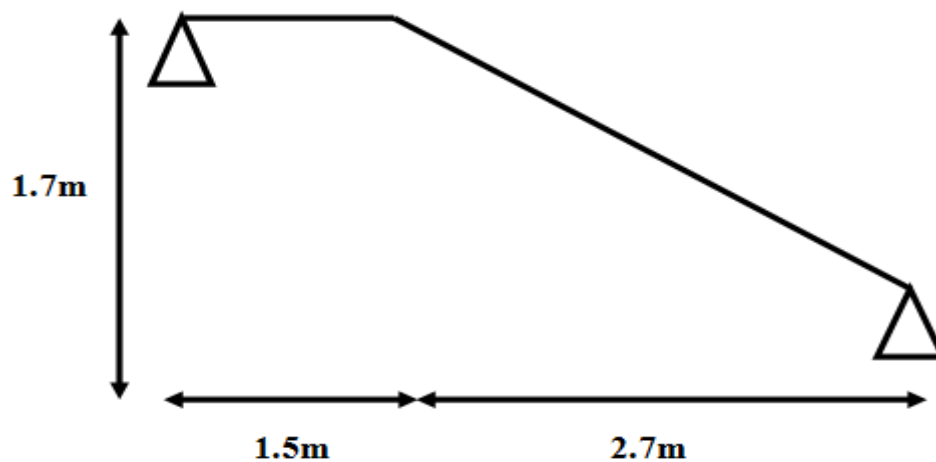


Figure. III.9. Schéma statique de l'escalier étage courant.

On fixe la hauteur de marche de  $h = 17\text{cm}$

$$\tan \alpha = \frac{1,7}{2,7} = 0,62 \rightarrow \alpha = 32^\circ$$

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

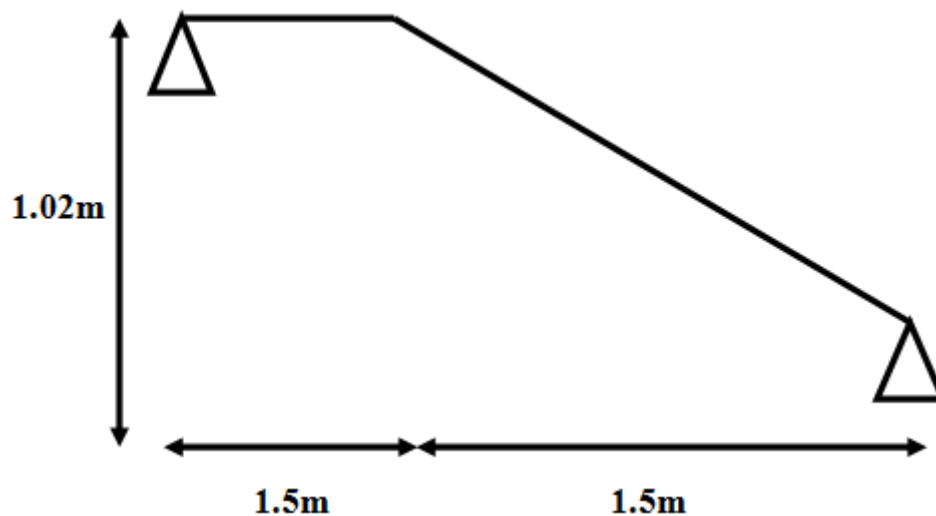
✓ **Le nombre de contre marche** :  $N_c = \frac{H}{h} = \frac{1,7}{0,17} = 10$

✓ **Le nombre de marche** :  $N_m = N_c - 1 = 9$

✓ **La longueur de la pailasse** :  $L = \frac{H}{\sin 32} = 3,2 \text{ m}$ .

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

➤ **Type 2 :**



**Figure .III.10.** Schéma statique de l'escalier étage courant 3<sup>ème</sup> volée.

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

$$\tan \alpha = \frac{1.02}{1.5} = 0,68 \rightarrow \alpha = 34^\circ$$

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 :**  $N_c = \frac{H}{h} = \frac{1,02}{0,17} = 6$

✓ **Le nombre de marche :**  $N_m = N_c - 1 = 5$

✓ **La longueur de la paillasse :**  $L = \frac{H}{\sin 32} = 1.92 \text{ m}$ .

### III.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

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

Et « 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

$$\text{BLONDEL : } g + 2h = m$$

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

Dans notre cas nous avons :

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

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

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

**c) Nombre de contre marche et de marche :**

➤ **Type 1 :**

- ✓  $N_{c.m} = H/h$       H : hauteur volée
- ✓  $N_{c.m} = 1.7 / 0.17 = 10$  contre marches
- ✓  $N_m = N_{c.m} - 1 = 9$  marches

➤ **Type 2 :**

- ✓  $N_{c.m} = H/h$       H : hauteur volée
- ✓  $N_{c.m} = 1.02 / 0.17 = 6$  contre marches
- ✓  $N_m = N_{c.m} - 1 = 5$  marches

**d) La longueur de la volée :**

➤ **Type 1 :**

$$✓ L_v = N_m * h = 9 * 30 = 270\text{cm}$$

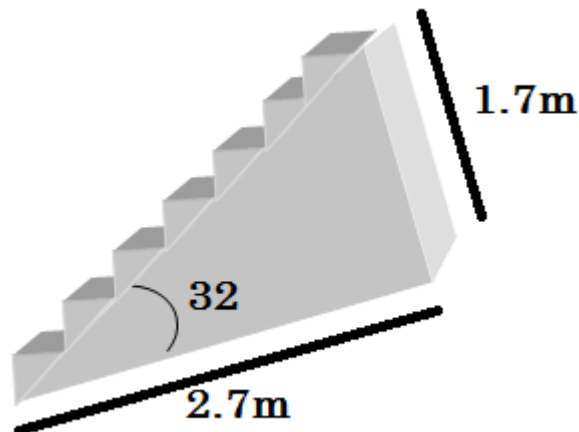
➤ **Type 2 :**

$$✓ L_v = N_m * h = 5 * 30 = 150\text{cm}$$

**e) L'angle d'inclinaison :**

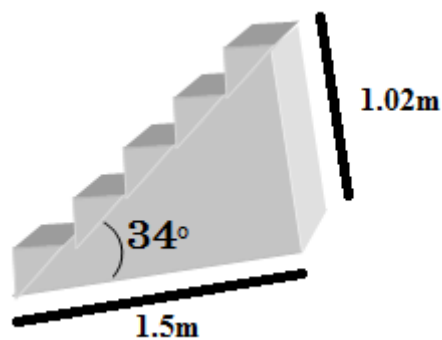
## ➤ Type 1 :

$$\text{tg } \alpha = H/L = 1.7 / 2.7 = 32^\circ$$



## ➤ Type 2 :

$$\text{tg } \alpha = H/L = 1.02 / 1.5 = 34^\circ$$



## f) L'épaisseur de la paillasse :

## ➤ Type 1 :

$$L/30 \leq e \leq L/20$$

$$L = \sqrt{(2.7)^2 + (1.7)^2} = 319 \text{ cm}$$

$$319/30 \leq e \leq 319/20$$

$$\text{Donc : } 10.6 \leq e \leq 15.9$$

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 = 15cm** ..... Pour les raisons de la vérification de la flèche.

➤ **Evaluation des charges :**a) **Le palier :**

<i>Charges permanentes</i>	<i>Poids volumique (KN/m<sup>3</sup>)</i>	<i>Epaisseur (m)</i>	<i>Charges (KN/m<sup>2</sup>)</i>
-Poids propre de palier	25	0.15	3.75
-Chape de mortier	22	0.02	0.44
-Carrelage	22	0.02	0.44
		<b><i>G<sub>palier</sub></i></b>	<b>4.63</b>
		<b><i>Q<sub>palier</sub></i></b>	<b>2.50</b>

**Tableau .III.6.** Charge permanente de palier.

## b) La volée (paillasse) :

<i>Charges permanentes</i>	<i>Poids volumique (KN/m<sup>3</sup>)</i>	<i>Epaisseur (m)</i>	<i>Charges (KN/m<sup>2</sup>)</i>
-Poids propre des marches	22	0.85	1.87
-Poids propre de la paillasse	22/cos 32	0.17	4.41
-Chape de mortier	20	0.02	0.40
-Carrelage	22	0.02	0.44
-Enduit de ciment	18/cos 32	0.02	0.42
		<b>G Volée</b>	<b>7.54</b>
		<b>Q Volée</b>	<b>2.50</b>

Tableau. III.7. 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.

**III.3. ETUDE PLANCHER****1. Introduction :**

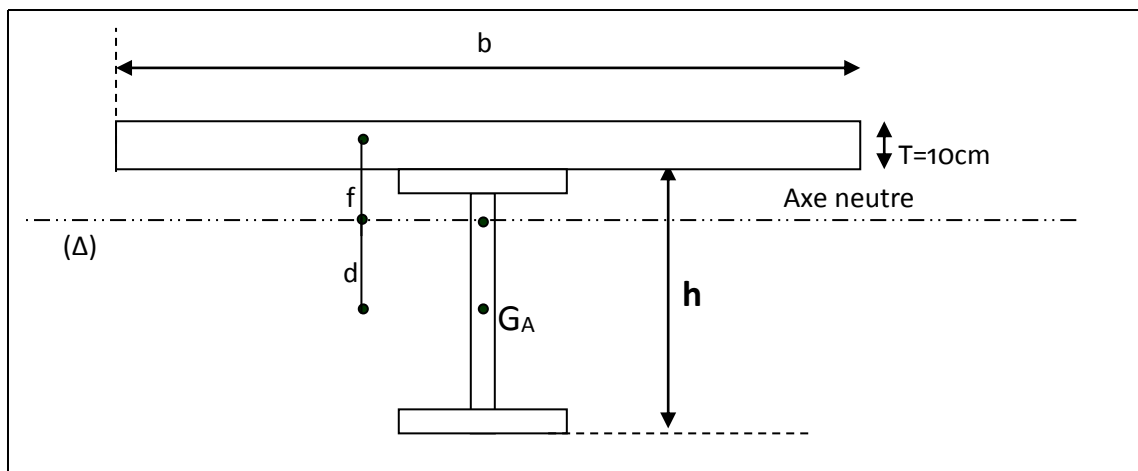
Les structures de planchers sont constituées d'ossatures plus lourdes, recevant des platelage de forte inertie, nécessaires pour reprendre de forte charges (surcharges d'exploitations, de bureaux,...) pouvant atteindre plusieurs tonnes au  $m^2$ .

Les ossatures de planchers sont constituées de poutres croisées, les solives (support de platelage) portant sur des poutres maîtresses, qu'elles mêmes portées sur des poteaux.

Bien entendu qu'il y a divers types de planchers, parmi eux on se base sur un plancher dit mixte (acier/béton), et le plus répandu dans les constructions **Métalliques**.

**2. Calcul de plancher mixte :**

Le calcul est fait selon la méthode prescrite dans le document « structure métallique selon Eurocode03 » jean Morel



**Figure V.1** : inertie de montage poutre dalle



**3. Etapes de calcul :**

Les différentes étapes de calcul des plancher sont :

a)-détermination de la largeur associe aux solives.

b)- calcul des solives.

- détermination des contraintes de flexion.

-vérification à l'effort tranchant.

-vérification de la flèche.

-contraintes additionnelles de retrait.

- contrainte finales.

**4.détermination de la largeur associe aux solives**

Elle est donnée par la formule suivante :

$$b_e = \min \left[ \begin{array}{l} B_f + 0,2\alpha l = 0,110 + 0,2 \times 5 = 1,11 \text{ m} \\ L = 1,5 \text{ m} \end{array} \right.$$

→  $B_e = 1,11 \text{ m}$

sachant que :

$b_f$  : largeur de la solives.

$\alpha$  : coefficient du système statique et de la travée étudiée. ( $\alpha = 1$  pour une poutre simple)

$l$  : portée de la solives.

$L$  : entraxe des solives.

**5. Vérification des solives de plancher terrasse :**

$$5.1. \text{ Section mixte : } S = A + \frac{B}{n} \quad \text{avec } B=bt$$

A : la section d'acier

B : la section de béton

n : le coefficient d'équivalence acier/ béton

IPE 220 → A = 33.4 cm<sup>2</sup>

$$B = 1221 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow S = 114.8 \text{ cm}^2$$

n = 15

**5.2. Le moment d'inertie**

Calcul de d

d : la position de l'axe neutre (Δ) de la section mixte par rapport à G<sub>A</sub>, centre de gravité de la poutre d'acier

$$d = \frac{bt}{n} \times \frac{t+h}{2S} = \frac{111 \times 10}{15} \times \frac{10+22}{2 \times 114.8}$$

$$d = 10.31 \text{ cm}$$

$$V = \frac{h}{2} + d = 11 + 10.31$$

$$V = 21.31 \text{ cm}$$

$$V' = (h+t) - V = 32 - 21.31$$

$$V' = 10.69 \text{ cm}$$

$$I = I_A + Ad^2 + \frac{bt^3}{12n} + \frac{bt}{n} \left( \frac{t+h}{2} - d \right)^2$$

$$I = 2772 + 33.4 \times (10.31)^2 + \frac{111 \times 10^3}{12 \times 15} + \frac{111 \times 10}{15} \left( \frac{10+22}{2} - 10.31 \right)^2 \dots \dots \dots I = 9334.78 \text{ cm}^4$$

**5.3. Calcul du (M) :**

M : moment fléchissant maximal dans la section mixte

$$M : 1.11 (1.35(G_{dalle} + G_{solive}) + 1.305N) + 1.5 Q) L^2 / 8$$

$$M = 1.11 \times 1576.98 \times (5^2 / 8)$$

$$M = 4928.08 \text{ daN.m}$$

**5.4. Calcul des contraintes de flexion :****5.4.1. Dans la poutre d'acier :****\* Contraintes de traction :**

L'axe neutre est situé dans la dalle de compression donc la section d'acier est totalement tendue.

$$\sigma_a = \frac{M \times V}{I} = \frac{4928.08 \times 21.31}{9334.78} \quad \text{Tel que :}$$

$$\sigma_a = 11.25 \text{ daN / cm}^2$$

$$\sigma'_a = \frac{M \times (V' - t)}{I} = \frac{4928.08 \times (10.69 - 10)}{9334.78} = 36.42 \text{ daN / cm}^2$$

**5.4.2. Dans la dalle en béton :****5.4.2.1 Compression de la fibre supérieure :**

$$\sigma'_{b2} = \frac{M}{n \times I} V' = \frac{4928.08}{15 \times 9334.78} \times 10.69$$

$$\sigma'_{b2} = 37.62 \text{ daN / cm}^2$$

**5.4.2.2 Traction de la fibre inférieure :**

$$\sigma'_{b1} = \frac{M}{n \times I} (V' - t) = \frac{4928.08}{15 \times 9334.78} \times (10.69 - 10)$$

$$\sigma'_{b1} = 2.42 \text{ kg/cm}^2$$

### 5.5. l'effort tranchant :

$$V_{sd} = 1,11(1576.98) \frac{5}{2}$$

$$V_{sd} = 4376.11 \text{ kg}$$

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

$$V_{pl.Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \times \gamma M_0}$$

$A_v$  : l'aire de cisaillement. Pour un IPE220  $\rightarrow A_v = 15.9 \text{ cm}^2$

$$V_{pl.Rd} = 19665.78 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\tau = \frac{V_{sd}}{a \times h}$$

$V_{sd}$  : L'effort tranchant calculé précédemment

$h$  : hauteur totale d'une section de la solive (IPE 220 classe A) = 220 mm

$a$  : l'épaisseur de l'âme = 5.9 mm

$$\tau = \frac{43761.1}{5.9 \times 220} = 33.71 \text{ MPa} \leq 0,6 f_y = 141 \text{ MPa}$$

### 5.6. Condition de la flèche :

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \times l^4}{EI}$$

$$q = 534 + 26.2 + 0.87 \times 48.4 + 250 = 852.30 \text{ daN/m}^2$$

$$E=2,1 \cdot 10^6 \text{ daN/cm}^2$$

$$I=9334,78 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{85230 \times 500^4}{2,1 \times 10^5 \times 9334,78}$$

$$f = 0,353 \text{ cm} < \frac{l}{250} = 2 \text{ Donc la condition de flèche est vérifiée.}$$

### 5.7. Contraintes additionnelles de retrait :

$$\beta = \frac{h+t}{2} = 16 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{I_A}{A \times \beta}$$

$$\text{IPE 220} \rightarrow A=33,4 \text{ cm}^2$$

$$I_A=2772 \text{ cm}^4$$

$$\alpha = \frac{2772}{33,4 \times 16} = 5,18 \text{ cm}$$

$$y_1 = \frac{h}{2} + \alpha = 16,18 \text{ cm}$$

$$y_2 = y_1 + t = 26,18 \text{ cm}$$

$$K = \frac{M}{I} = \frac{4928,08}{9334,78} = 52,79 \text{ daN / cm}^3$$

$$E_a \times \varepsilon = 2,1 \times 10^6 \times 2 \times 10^{-4}$$

$$E_a \times \varepsilon = 420 \text{ daN / cm}^2$$

D'où les valeurs des contraintes :

$$\sigma_a = K(h - y_1) = 52.79(22 - 16.18)$$

$$\sigma_a = 307.23 \text{ daN} / \text{cm}^2$$

$$\sigma'_a = Ky_1 = 52.79 \times 16.18$$

$$\sigma'_a = 854.14 \text{ daN} / \text{cm}^2$$

$$\sigma'_{b1} = \frac{1}{n}(E_a \varepsilon - Ky_1)$$

$$\sigma'_{b1} = -28.94 \text{ daN} / \text{cm}^2$$

$$\sigma'_{b2} = \frac{1}{n}(E_a \varepsilon - Ky_2)$$

$$\sigma'_{b2} = -64.13 \text{ daN} / \text{cm}^2$$

### 5.8. Les contraintes finales :

$$\sigma_a = 11.25 + 307.23 = 318.48 < 2400 \text{ daN} / \text{cm}^2$$

$$\sigma'_a = -28.94 + 854.14 = 825.2 < 2400 \text{ daN} / \text{cm}^2$$

$$\sigma'_{b1} = 2.42 - 28.94 = -26.52 < 120 \text{ daN} / \text{cm}^2$$

$$\sigma'_{b2} = -64.13 + 37.62 = -26.51 < 120 \text{ daN} / \text{cm}^2$$

## 6. Etude des connecteurs :

La fonction des connecteurs, répartis le long de l'interface acier- béton est de transmettre en sécurité les efforts de cisaillement longitudinal entre le profilé métallique et la dalle.

En bâtiment, la vérification des connexions s'effectue exclusivement aux états limites ultimes, sauf dans le cas très particulier d'une connexion par boulons HR à serrage contrôlé où une vérification aux états limite de service peut s'avérer utile pour limiter le risque de glissement.

### 6.1. Résistance de calcul des connecteurs :

La résistance de calcul d'un goujon à tête, soudé au pistolet automatique et présentant en pied un bourrelet de soudure normal est donnée par la plus petite valeur des deux formules suivantes :

$$P_{Rd} = \min \left\{ \begin{aligned} P_{Rd}^{(1)} &= \frac{0.8k_t f_u \left( \frac{\pi d^2}{4} \right)}{\gamma_v} \dots\dots\dots [5] \\ P_{Rd}^{(2)} &= \frac{0.29k_t \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_v} \end{aligned} \right.$$

La première formule concernant la ruine du goujon en tant qu'élément en acier, et la seconde celle du béton enrobant le goujon.

Ou l'on désigne par :

- $d$  : le diamètre du fut de goujon
- $f_u$  : la résistance ultime en traction spécifiée du matériau du goujon
- $f_{ck}$  : la résistance caractéristique sur cylindre du béton à l'age considéré
- $E_{cm}$  : la valeur moyenne du module sécant du béton selon la clause 3.1.4.1 EUROCODE 4
- $\alpha = \begin{cases} 0.2[(h/d) + 1] & \text{pour } 3 \leq h/d \leq 4 \\ 1 & \text{pour } h/d > 4 \end{cases}$
- $\gamma_v$  : le facteur partiel de sécurité pris égal à 1.25 dans les deux formules
- $k_t$  : coefficient empirique de réduction (pour 1 goujon par une nervure on prend  $k_t \leq 1$ )
- $h$  : la hauteur hors – tout du goujon

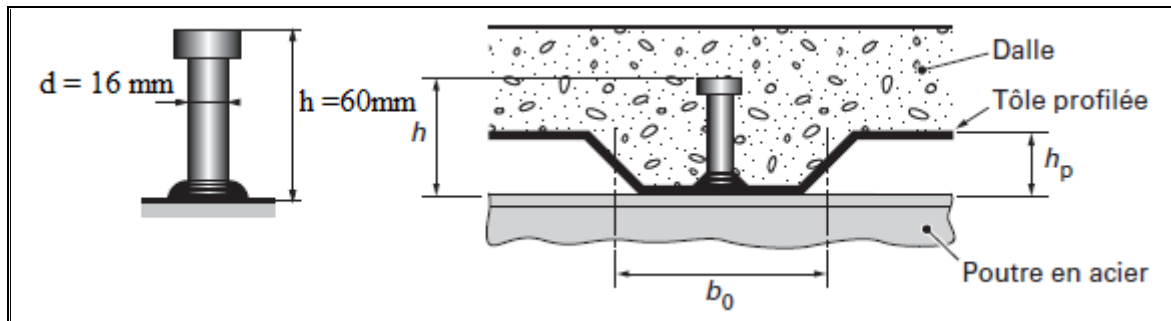


Figure. V.3 : Goujon à tête soudée avec dalle mixte.

$$\frac{h}{d} = \frac{60}{16} = 3.75 \rightarrow \alpha = 0.2[(h/d) + 1] = 0.95;$$

$$f_u = 420MPa ; f_{ck} = 25MPa \rightarrow E_{cm} = 30.5 \times 10^3 MPa$$

$$k_t = \frac{0.7 b_0}{\sqrt{n_r} h_p} \left( \frac{h}{h_p} - 1 \right) \dots\dots\dots [5]$$

Ou :

$n_r$  : est le nombre de goujons dans une nervure au droit de l'intersection avec l'aile de la poutre en acier ( $n_r = 1$ ).

$b_0$  : correspond à la largeur de la nervure, mesurée au niveau du centre de gravité de celle-ci lorsqu'elle est ouverte

$$\begin{cases} P_{Rd}^{(1)} = \frac{0.8 \times 420 \left( \frac{\pi 16^2}{4} \right)}{1.25} = 54.01 \text{ KN} \\ P_{Rd}^{(2)} = \frac{0.29 \times 0.95 \times 16^2 \sqrt{25 \times 30.5 \times 10^3}}{1.25} = 49.26 \text{ KN} \end{cases} \rightarrow P_{Rd} = 49.26 \text{ KN}$$

### 6.2. Nombre des goujons par solives :

$$n = \frac{V_l}{P_{Rd}}$$

$V_l$  : Effort de cisaillement longitudinal.

$P_{Rd}$  : Résistance de calcul des connecteur.

$$V_l = \min \begin{cases} F_{cf} = \frac{A_a f_y}{\gamma_a} \\ F_{cf} = \frac{0.85 A_c f_{ck}}{\gamma_c} + \frac{A_{se} f_{sk}}{\gamma_s} \end{cases}$$

$A_a$  : Aire de l'élément structural en acier **IPE450 A=98.8cm<sup>2</sup>**

$A_c$  : Aire de la section efficace de béton 111\*5=555cm<sup>2</sup>

$A_{se}$  : Aire de toute l'armature longitudinale comprimée qui à été inclus dans le calcul de la résistance en flexion ( $A_{se} = 0$ ).

Donc :

$$V_l = \min \left\{ \begin{array}{l} F_{cf} = \frac{9880 \times 235}{1.1} = 2110.72 \text{ KN} \\ F_{cf} = \frac{0.85 \times 55500 \times 25}{1.5} = 786.25 \text{ KN} \end{array} \right\}$$

$$V_l = 78625 \text{ daN}$$



$$n = \frac{V_l}{P_{Rd}} = \frac{927.91}{49.26} = 18.83 .$$

n = 16 Goujon par 1/2 de longueur de solive.

### 3.3. L'espacement des goujons:

$$s = \frac{250}{16} = 15.62cm$$

### 7. Ferrailage :

le ferrailage des dalles collaborant se fais a l'aide du treillis a souder

## IV.1. INTRODUCTION:

Les actions sismiques sur un bâtiment sont des actions dynamiques complexes.

Elles se manifestent par des mouvements essentiellement horizontaux imposés aux fondations.

Les constructions résistent à ces mouvements par des forces d'inertie dues à leur masse qui s'opposent aux mouvements. Ce qui entraîne bien entendu des efforts dans les structures.

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

Dans cette partie nous allons analyser l'effet des deux sens parasismiques qui définies :

- **Sens 1** : parallèle à la façade principale (ossature contreventée par palées triangulées en V).
- **Sens 2** : perpendiculaire à la façade principale (ossature contreventée par palées triangulaire 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.

## IV.2. méthode statique équivalente :

### IV.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 2A avec une hauteur totale inférieure à 30m.

### IV.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.

### IV.2.3. Calcul de l'effort tranchant V à la base :

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

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 ( $T$ ).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec :

**T<sub>2</sub>** : 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 S<sub>2</sub> → T<sub>2</sub> = 0.5 S

**η** : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

Ou **ξ** est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

**ξ** est donnée par (le **tableau 4.2 du RPA99 art 4.2.3**)

Portique en acier avec remplissage dense → **ξ = 5 %**

$$\eta = \sqrt{7/(2 + 5)} = 1$$

**T** : période fondamentale de la structure.

$$T = C_t \cdot h_N^{3/4}$$

**H<sub>N</sub>** : Hauteur mesurée en mètre a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

**H<sub>N</sub> = 23.7 m**

**C<sub>T</sub>** : 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 → **C<sub>T</sub> = 0.085**

Donc : **T = 0.085 · 23.7<sup>3/4</sup> = 0.91 s → D = 2.5 η (0.5/0.36)<sup>2/3</sup> = 3.11**

Donc  $D = 3.11$

- **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 :  $Q = 1 + \sum p_a$

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  $W_i$  calculés à chaque niveau (i).

$$W = \sum W_i$$

$$W = W_G + 0.2 W_Q$$

A l'aide du logiciel ROBOT 2014, on a trouvé les poids  $W_i$  de chaque étage.

Niveau	$W_i = (\text{KN})$
RDC	1077.33
1	783.048
2	783.186
3	783.186
4	466.038
<b>Total</b>	<b>4358.81</b>

**Tableau .VI.1.** Poids total de structure.

**Résumé des résultats :**

paramètres	Valeurs numériques
A	0.15
D	3.11
Q	1.35
R	3
W(KN)	4358.81
T (s)	0.91
$\eta$	1.00

**Tableau .IV.2.** Paramètre de l'effort tranchant

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W = \frac{0.15 \times 3.11 \times 1.35}{3} \times 4358.81 = 915.02 \text{ KN}$$

**IV.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 :

$$V = F_T + \sum F_i \text{ (art 4.2.5 RPA99)}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} F_t = 0.07 \times T \times V & T \geq 0.7 \text{ s} \\ F_t = 0 & T \leq 0.7 \text{ s} \end{cases}$$

On a:

$$T = 0.91 \text{ s} > 0.7 \text{ s} \Rightarrow F_T = 0.07 \times T \times V$$

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	W <sub>i</sub> (KN)	V - F <sub>T</sub> (KN)	H <sub>i</sub> (m)	W <sub>i</sub> . h <sub>i</sub> (KN.m)	∑ W <sub>i</sub> . h <sub>i</sub> (KN.m)	F <sub>i</sub> (KN)
4	466.038	856.73	23.8	11091.70	52092.38	182.41
3	783.186		19.3	15115.14		248.58
2	783.186		14.4	11277.87		185.47
1	783.048		10.4	8143.69		133.93
RDC	1077.33		6	6463.98		106.31

**Tableau IV.3.** La force sismique selon la hauteur

#### IV.2.5. distribution de l'effort tranchant selon la hauteur :

l'effort tranchant au niveau de l'étage k :

$$V_k = F_T + \sum F_i \text{ (art 4.2.6 RPA 99)}$$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Niveau	F <sub>T</sub> (KN)	F <sub>i</sub> (KN)	V <sub>k</sub> (KN)
4	52.05	182.41	182.41
3		248.58	430.99
2		185.47	616.46
1		133.93	750.39
RDC		106.31	856.7

**Tableau IV.4 :** L'effort tranchant selon la hauteur

#### IV.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 :

$$X_G = \frac{\sum m_i \cdot X_i}{\sum m_i}$$

$$Y_G = \frac{\sum m_i \cdot Y_i}{\sum m_i}$$

- **RDC :**

$$X_G = 22.542 \text{ m}$$

$$Y_G = 9.473 \text{ m}$$

- **Plancher étage courant :**

$$X_G = 22.542 \text{ m}$$

$$Y_G = 9.473 \text{ m}$$

- **Plancher terrasse :**

$$X_G = 22.542 \text{ m}$$

$$Y_G = 6.75 \text{ m}$$

#### IV.2.7. Calcul du centre de torsion de la structure :

Le centre de torsion ( $X_T$ ,  $Y_T$ ) est donné par la formule suivante :

$$X_T = \frac{\sum I_{xi} \cdot X_i}{\sum I_{xi}}$$

$$Y_T = \frac{\sum I_{yi} \cdot y_i}{\sum I_{yi}}$$

- **RDC :**

$$X_T = 20.042 \text{ m}$$

$$Y_T = 8.273 \text{ m}$$

- **Plancher étage courant :**

$$X_T = 22.042 \text{ m}$$

$$Y_T = 8.473 \text{ m}$$

- **Plancher terrasse :**

$$X_T = 20.042 \text{ m}$$

$$Y_T = 8.793 \text{ m}$$

#### IV.2.8. Calcul de l'excentricité :

- **RDC :**

$$e_x = X_G - X_T = 22.542 - 22.042 = 2.25 \text{ m}$$

$$e_y = Y_G - Y_T = 9.473 - 8.273 = 1.2 \text{ m}$$

- **Plancher étage courant :**

$$e_x = X_G - X_T = 22.542 - 22.042 = 2.25 \text{ m}$$

$$e_y = Y_G - Y_T = 9.473 - 8.473 = 1 \text{ m}$$

- **Plancher terrasse :**

$$e_x = X_G - X_T = 22.542 - 22.042 = 2.25 \text{ m}$$

$$e_y = Y_G - Y_T = 9.473 - 8.793 = 0.68 \text{ m}$$

❖ L'excentricité accidentelle :

$$e_{\max} = 0.05 (45) = 2.25 \text{ m}$$

$$e \leq e_{\max} \dots\dots\dots (CV)$$

IV.2.9. comparaison entre les efforts sismiques :

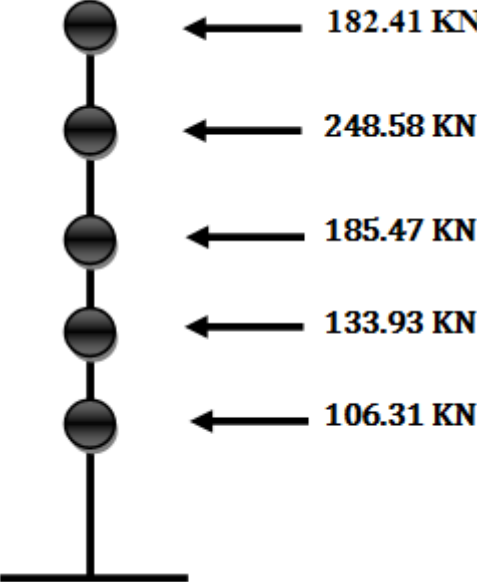


Figure .IV.1. Les forces sismiques.



**V.1. INTRODUCTION :**

L'ingénieur de nos jours dispose de nombreux programmes basés sur la méthode des éléments finis permettant le calcul automatique de structures divers, cette méthode est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structure ayant des éléments plans ou volumineux.

La méthode considère le milieu solide, liquide ou gazeux constituant la structure comme un assemblage discret d'éléments finis connectés entre eux par des nœuds situés sur leurs limites ; la structure étant ainsi subdivisée, elle peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans la théorie des poutres. Pour chaque type d'éléments, une fonction de déformation (fonction de forme) de forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être dérivée sur la base du principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité d'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant comme inconnues les déformations aux niveaux des nœuds

La solution consiste donc à déterminer ces déformations, ensuite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

**V.2. Description du SAP 2000 :**

SAP 2000 est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrages en génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages de BTP avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception de vérification des structures en béton armé, charpente métallique. Le poste-processeur graphique disponible considérablement l'interprétation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

Le logiciel permet d'effectuer les étapes de modélisation de façon totalement graphique, numérique ou combiné, en utilisant les innombrables outils disponibles.

En effet, une structure peut être composée en sous schéma (portique, treillis, dalles, voiles...) chacun est défini dans sa base graphique correspondante, ensuite assemblé en schéma final de calcul, pendant que la compatibilité des connections s'effectue automatiquement.

**V.3. Etapes de modélisation de la structure sous SAP 2000-V 8 nonlinear :**

- 1) opter pour un système d'unités (KN/m).
- 2) définition de la géométrie de base.
- 3) définition des matériaux.
- 4) définition des sections.
- 5) définition de l'élément dalle (Shell).
- 6) ajouter différents groupes pour faciliter la localisation des éléments.
- 7) définition des charges à appliquer.
- 8) introduction du force sismiques de la méthode statique équivalente.
- 9) définition des combinaisons de charges et qui sont les suivantes :  
C1 :  $G+Q$   
C2 :  $1.35G+1.5Q$   
C3 :  $G+Q+Ex$   
C4 :  $G+Q+Ey$   
C5 :  $0.8G+Ex$   
C6 :  $G0.8+Ey$   
C7 :  $G+0.2Q$
- 10) affecter a chaque élément les sections déjà prédéfinies.
- 11) ajouter un diagramme a chaque plancher.
- 12) définir les conditions aux limites :
  - a) pour les fondations en choisissant u type d appui.
  - b) pour les poutres des portiques en ajoutant des articulations pour les portiques articulés et en rigidifiant les zones qui doivent être selon la conception choisie au départ.
- 13) lancer l analyse.
- 14) ouvrir le fichier résultat dont l'extension est **out** afin de vérifier les déplacements, la période de la structure, le taux de participation de la masse pour voir si le nombre de modes choisis est suffisant.
- 15) visualisation des efforts trouvés (M, N, T) et du taux de travail des sections.

## V.4. vérification de la structure selon le ROBOT 2014 :

## ❖ Tableau des résultats :

	Mode	T ( sec )	U <sub>x</sub>	U <sub>y</sub>	Σ U <sub>x</sub>	Σ U <sub>y</sub>	R <sub>z</sub>
Mode	1	0.36	0.00	68.82	0.00	68.82	0.00
Mode	2	0.32	0.13	0.00	0.13	68.82	0.00
Mode	3	0.3	56.75	0.00	56.88	68.82	0.00
Mode	4	0.24	0.01	3.14	56.89	71.96	0.00
Mode	5	0.23	0.52	0.03	57.41	71.99	0.00
Mode	6	0.21	0.00	0.00	57.41	71.99	0.00
Mode	7	0.18	9.57	0.00	66.98	71.99	0.00
Mode	8	0.17	2.94	0.00	69.91	72.00	0.00
Mode	9	0.17	6.33	0.35	76.24	72.34	0.00
Mode	10	0.16	3.36	0.44	79.60	72.78	0.00
Mode	11	0.14	0.93	0.00	80.53	72.79	0.00
Mode	12	0.14	0.35	0.05	80.89	72.84	0.00

Tableau .V.1. Tableau des résultats.

$V_x = V_y = 856.7$  KN (étude sismique)

$V_{tx} = 854.18$  KN..... (ROBOT2014)

$V_{ty} = 1189.18$  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	854.18	1189.18	856.7	854.18	<b>CV</b>	<b>CV</b>

Tableau .V.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.

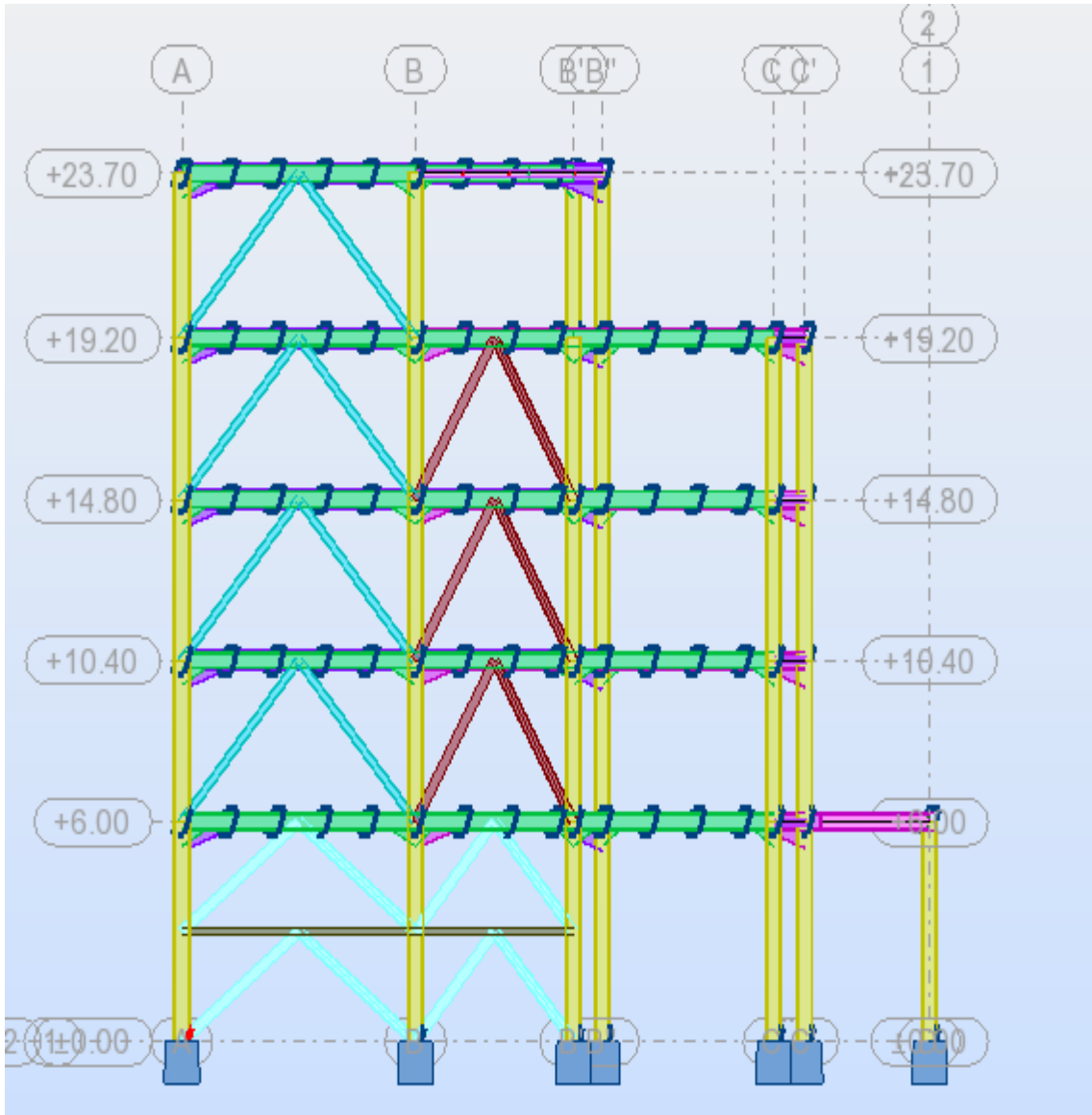


Figure .V.1. Contreventements transversales.

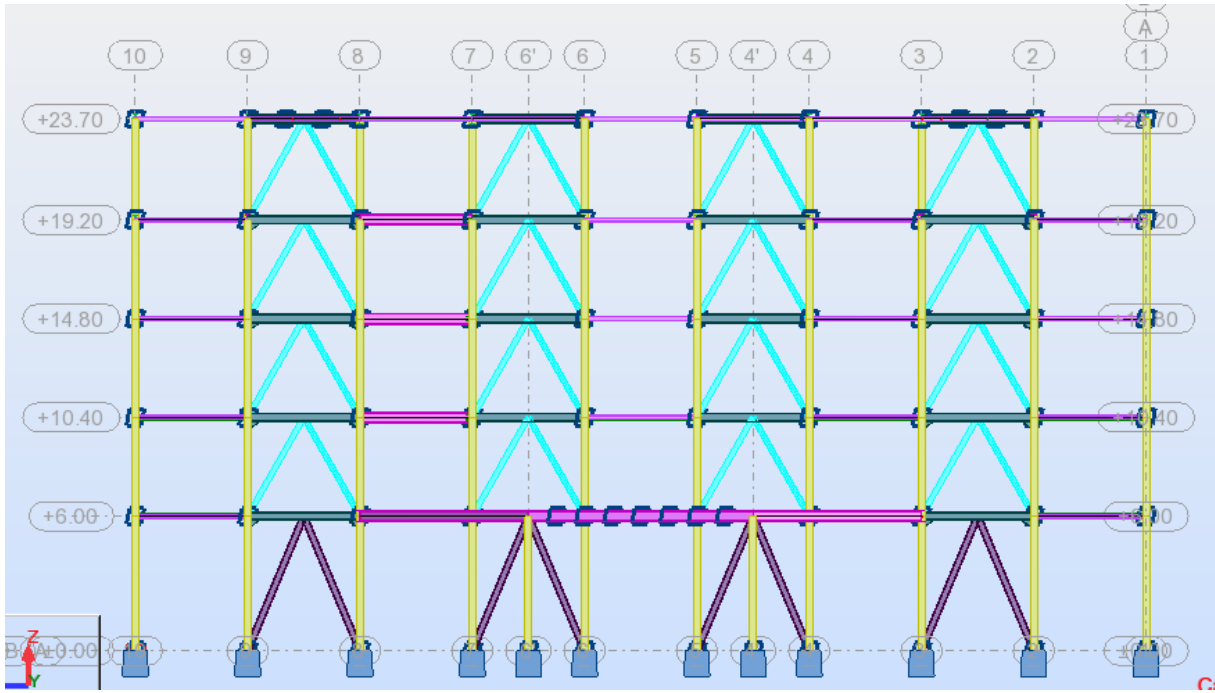


Figure .V.2. Contreventements longitudinaux niveau y=0.00m

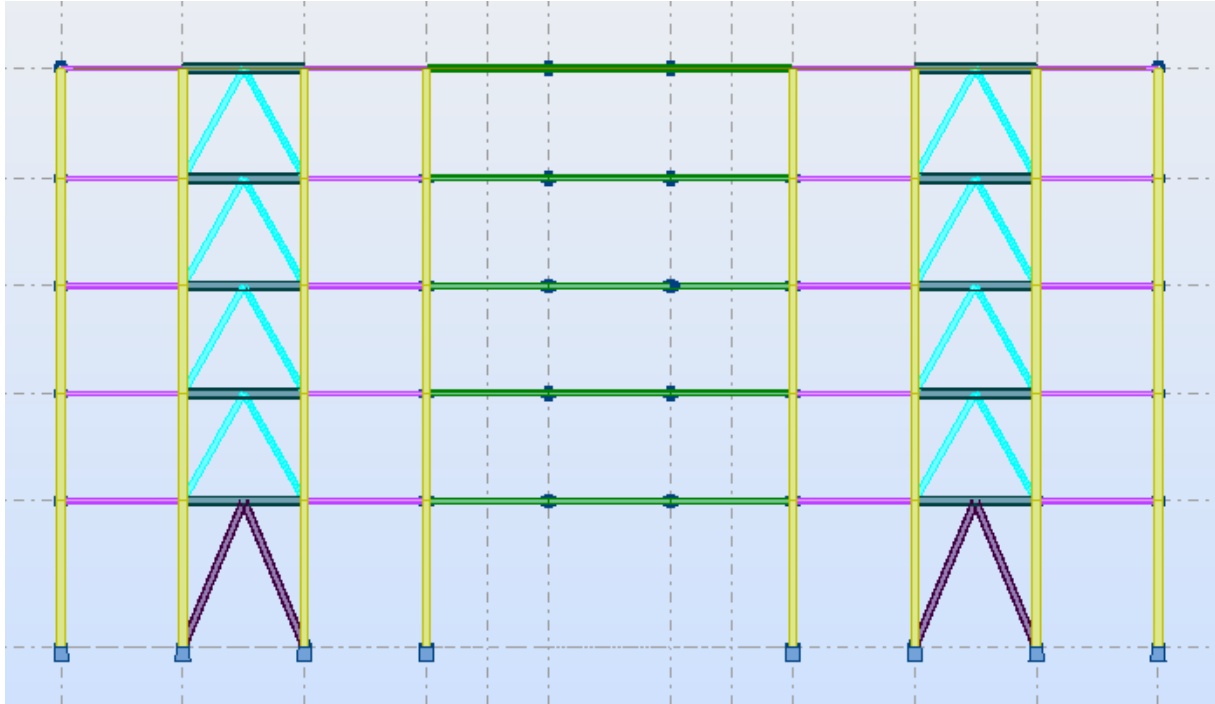
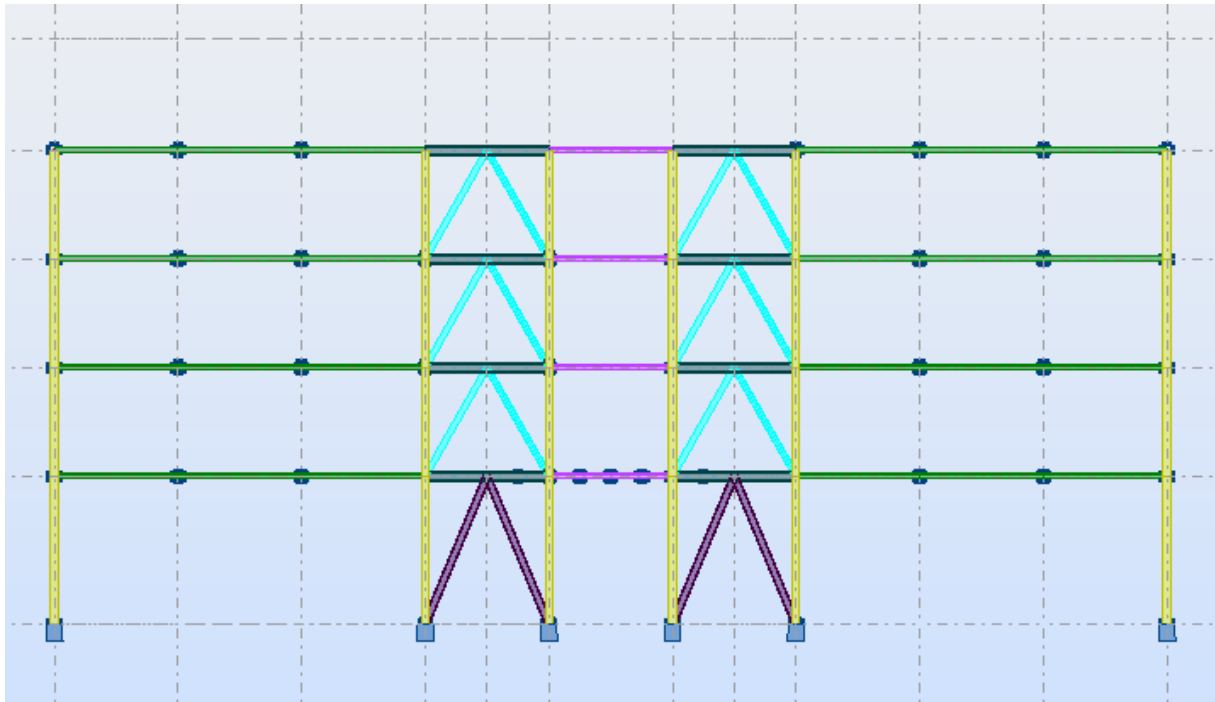


Figure .V.3. Contreventements longitudinaux niveau y=7.50m



**Figure .V.4.** contreventements longitudinaux niveau y=19 m

#### V.4. Les déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau « K » est calculé de la manière suivante :

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

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 :

$$\delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

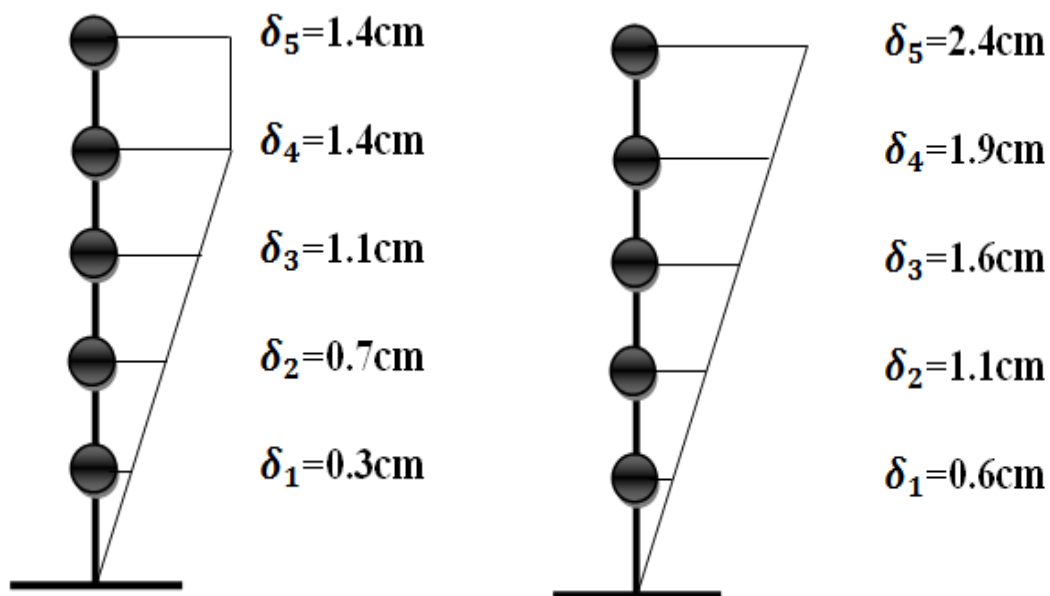
Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui lui est adjacent doivent satisfaire à l'article **(5-10) du RPA99/V2003**, c'est-à-dire que ces derniers ne doivent pas dépasser **1 %** de la hauteur d'étage.

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>	$0.46 \times 3 = 1.4$	0.00	$0.8 \times 3 = 2.4$	0.50
<b>3</b>	$0.46 \times 3 = 1.4$	0.30	$0.63 \times 3 = 1.9$	0.30
<b>2</b>	$0.36 \times 3 = 1.1$	0.40	$0.53 \times 3 = 1.6$	0.50
<b>1</b>	$0.23 \times 3 = 0.7$	0.40	$0.36 \times 3 = 1.1$	0.50
<b>RDC</b>	$0.1 \times 3 = 0.3$	0.30	$0.2 \times 3 = 0.6$	0.60

**Tableau .V.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 es vérifiée.



**Figure .V.3.** Les déplacements selon axe (xx, yy)

**V.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 :

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K \cdot h_k} \leq 0.10$$

- $P_K$ : 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 calcul sont représentées dans le tableau suivant :

	$P_K(KN)$	$\Delta_K (cm)$	$V_K(KN)$	$h_k(cm)$	$\theta_k$	observation
<b>4</b>	466.038	0.00	182.41	450	0.00	Ok
<b>3</b>	783.186	0.30	430.99	440	$1.2^{-3}$	Ok
<b>2</b>	783.186	0.40	616.46	440	$1.1^{-3}$	Ok
<b>1</b>	783.048	0.40	750.39	440	$9.4^{-4}$	Ok
<b>RDC</b>	1077.33	0.30	856.7	600	$6.3^{-4}$	Ok

**Tableau .V.4.** vérification de la condition.



## VI.1. INTRODUCTION :

Les contreventements sont toujours situés dans un plan vertical. On les appelle aussi de palées de stabilité. Leur rôle est de limiter la déformation de la structure soumise aux forces horizontales. Il y a lieu de rappeler que la transmission directe tant des charges verticales (charges permanentes et charge d'exploitation) que des forces horizontales (vent ou action sismique) est certainement la plus faible et la plus économique.

## VI.2. Dimensionnement des contreventements :

### VI.2.1. Dans la Direction X :

Dans notre structure et dans le sens longitudinal (X) on a deux (02) types de contreventement :

#### ❖ RDC :

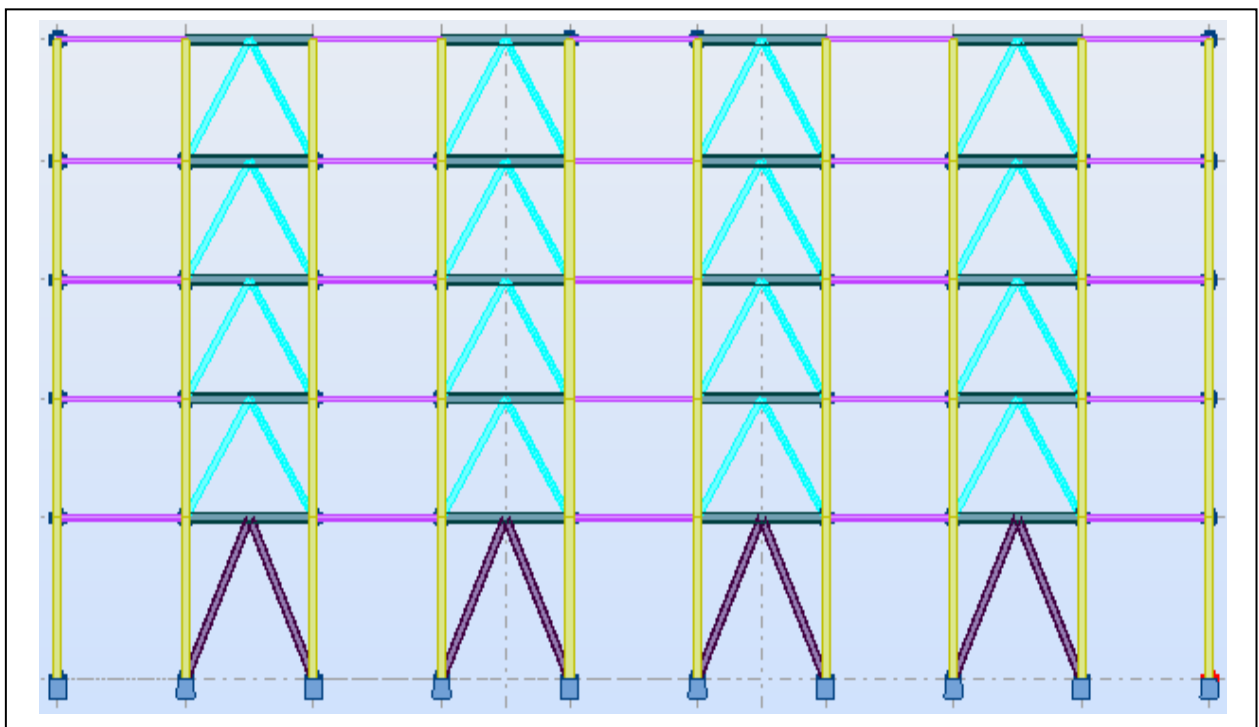


Figure .VI.1. Les contreventements dans le sens X

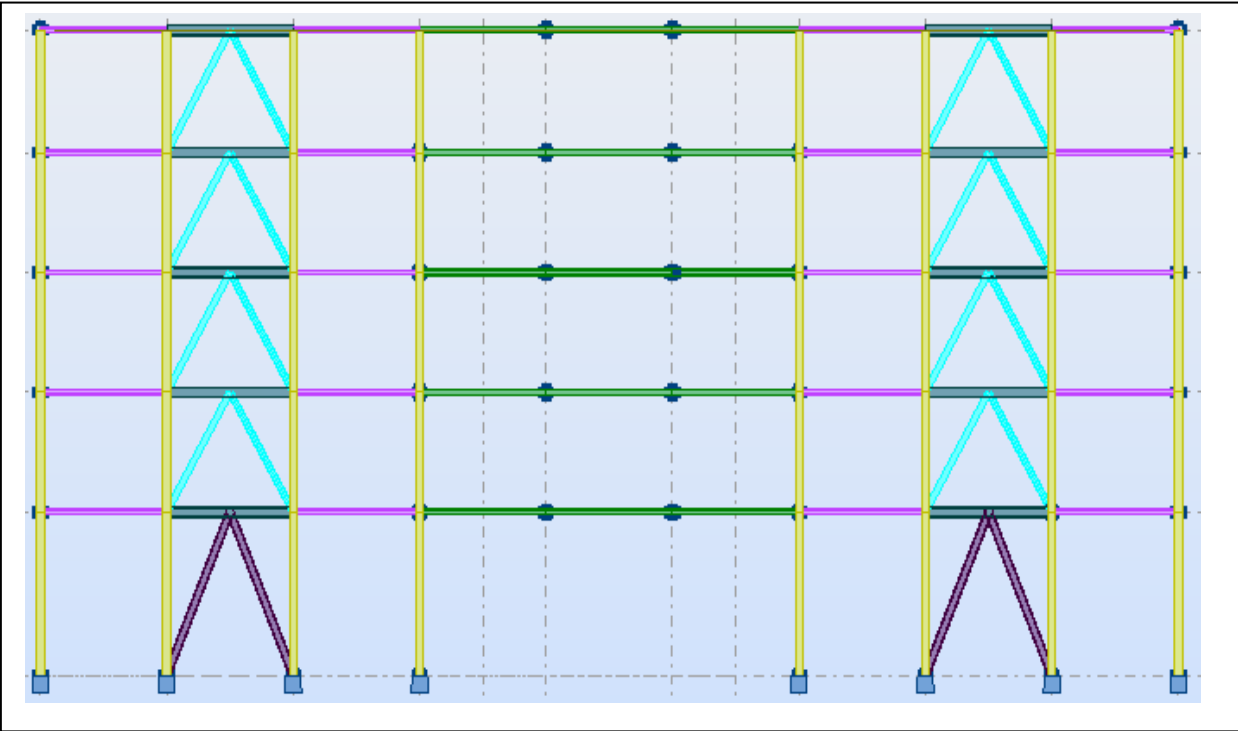


Figure .VI.2. Les contreventements dans le sens X

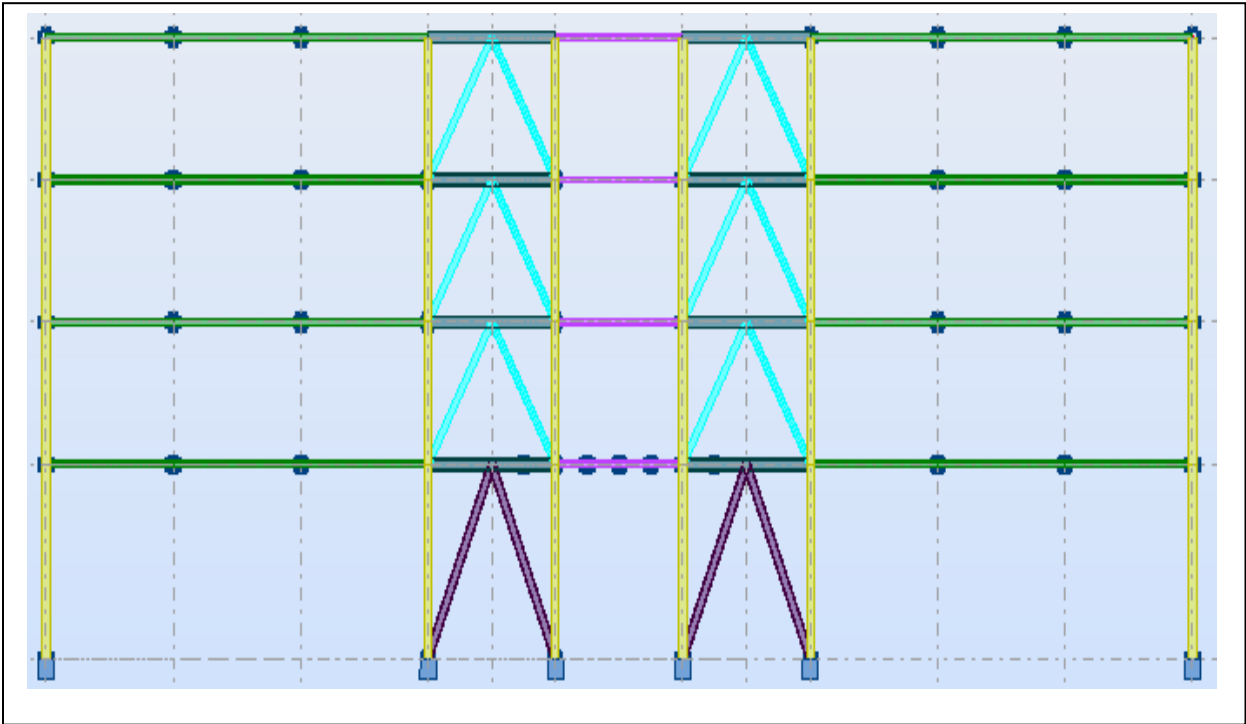


Figure .VI.3. Les contreventements dans le sens X

$$N_{tsd} = 728.25 \text{ kN}$$

**Le profilé choisi HEA 320**

On obtenu sous la combinaison **G+Q+Ey**

- **Résistance plastique de calcul de la section brute à la traction :**

On doit vérifier que :

$$N_{tsd} \leq N_{trd} = \frac{A f_y}{\gamma M_0}$$

$A = 124.4 \text{ cm}^2$  (section brute)

$$N_{trd} = \frac{124.4 \times 10^2 \times 235}{1.1} \times 10^{-3} = 2657.63 \text{ KN}$$

$$N_{tsd} = 728.25 \text{ KN} < N_{trd} \dots\dots\dots \text{ CV}$$

- **Résistance plastique de calcul de la section brute à la compression :**

$$N_{csd} = -728.25 \text{ KN}$$

On doit vérifier que :

$$N_{csd} \leq N_{crd} = \chi_{min} \times A \times \beta_A \times \frac{f_y}{\gamma M_0}$$

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

$$l_f = l_0 = 6 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i_z} = \frac{600}{7.49} = 80.10 \rightarrow \bar{\lambda} = 0.86$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda_y \sqrt{\beta_A}}{\lambda_k} = \frac{80.10 \times 1}{93.3} = 0.86$$

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

$$\rightarrow \chi_{min} = 0.7$$

Section brute ( $A = 124.4 \text{ cm}^2$ )

$$N_{crd} = 0.7 \times 124.4 \times 10^2 \times 1 \times \frac{235}{1.1} \times 10^{-3} = 1860.34 \text{ KN}$$

Donc on a :

$$N_{csd} = 728.25 \text{ KN} \leq N_{crd} = 1860.34 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{ CV}$$

❖ **Etage courant :**

$$N_{tsd} = 728.25 \text{ KN}$$

**Le profilé choisi UPN 240**

On obtenu sous la combinaison **G+Q+Ey**

• **Résistance plastique de calcul de la section brute à la traction :**

On doit vérifier que :

$$N_{tsd} \leq N_{trd} = \frac{A f_y}{\gamma M_0}$$

A = 42.3 cm<sup>2</sup> (section brute)

$$N_{trd} = \frac{42.3 \times 10^2 \times 235}{1.1} \times 10^{-3} = 903.68 \text{ KN}$$

$$N_{tsd} = 728.25 \text{ KN} < N_{trd} \dots\dots\dots \text{ CV}$$

• **Résistance plastique de calcul de la section brute à la compression :**

$$N_{csd} = -728.25 \text{ KN}$$

On doit vérifier que :

$$N_{csd} \leq N_{crd} = \chi_{min} \times A \times \beta_A \times \frac{f_y}{\gamma M_0}$$

$\beta_A = 1$  Pour les sections transversales de classe 1,2 ou 3 (UPN de classe 3)

$$l_f = l_0 = 4.4 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i_z} = \frac{440}{2.42} = 181.82 \rightarrow \bar{\lambda} = 0.86$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda_y \sqrt{\beta_A}}{\lambda_k} = \frac{80.10 \times 1}{93.3} = 1.94$$

$\frac{h}{b} = 2.82 > 1.2$  ; axe de flambement  $z - z \rightarrow$  courbe de flambement  $b$

$\rightarrow \chi_{min} = 0.3$

Section brute ( $A = 42.3\text{cm}^2$ )

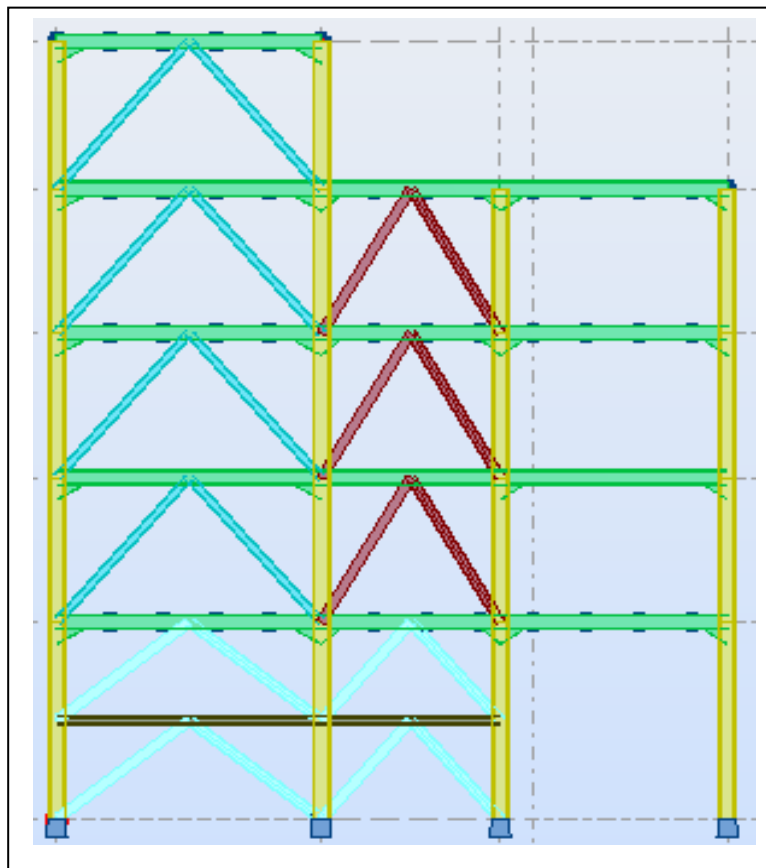
$$N_{crd} = 0.3 \times 42.3 \times 10^2 \times 1 \times \frac{235}{1.1} \times 10^{-3} = 271.10 \text{ KN}$$

Donc on a :

$$N_{csd} = 728.25\text{KN} \leq N_{crd} = 271.10 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CNV}$$

**VI.2.2. Dans la Direction Y :**

Dans notre structure et dans le sens transversal (Y) on a trois (03) types de contreventement :



**Figure .VI.4.** Les contreventements dans le sens Y

❖ **RDC :**

$$N_{tsd} = 827.28 \text{ KN}$$

**Le profilé choisi UPN 300**

On obtenu sous la combinaison **G+Q+Ey**

- **Résistance plastique de calcul de la section brute à la traction :**

On doit vérifier que :

$$N_{tsd} \leq N_{trd} = \frac{A f_y}{\gamma M_0}$$

$A = 58.8 \text{ cm}^2$  (section brute)

$$N_{trd} = \frac{58.8 \times 10^2 \times 235}{1.1} \times 10^{-3} = 1256.18 \text{ KN}$$

$$N_{tsd} = 827.28 \text{ KN} < N_{trd} \dots\dots\dots \text{ CV}$$

- **Résistance plastique de calcul de la section brute à la compression :**

$$N_{csd} = -827.28 \text{ KN}$$

On doit vérifier que :

$$N_{csd} \leq N_{crd} = \chi_{min} \times A \times \beta_A \times \frac{f_y}{\gamma M_0}$$

$\beta_A = 1$  Pour les sections transversales de classe 1,2 ou 3(UPN de classe 3)

$$l_f = l_0 = 3 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i_z} = \frac{300}{2.9} = 103.44 \rightarrow \bar{\lambda} = 1.1$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda_y \sqrt{\beta_A}}{\lambda_k} = \frac{80.10 \times 1}{93.3} = 1.1$$

$\frac{h}{b} = 3 > 1.2$  ; axe de flambement  $z - z \rightarrow$  courbe de flambement  $b$

$$\rightarrow \chi_{min} = 0.53$$

Section brute ( $A = 58.8\text{cm}^2$ )

$$N_{crd} = 0.53 \times 58.8 \times 10^2 \times 1 \times \frac{235}{1.1} \times 10^{-3} = 655.77 \text{ KN}$$

Donc on a :

$$N_{csd} = 728.25\text{KN} > N_{crd} = 655.77 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

❖ Etage courant :

✓ portique I :

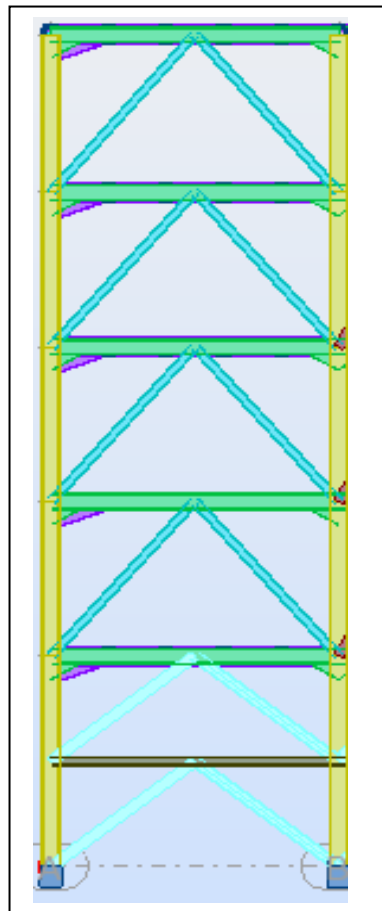


Figure .VI.5. Les contreventements dans le sens Y portique I

$$N_{tsd} = 827.28 \text{ KN}$$

**Le profilé choisi HEA 260**

On obtenu sous la combinaison **G+Q+E<sub>y</sub>**

- **Résistance plastique de calcul de la section brute à la traction :**

On doit vérifier que :

$$N_{tsd} \leq N_{trd} = \frac{Af_y}{\gamma M_0}$$

A = 86.8 cm<sup>2</sup> (section brute)

$$N_{trd} = \frac{86.8 \times 10^2 \times 235}{1.1} \times 10^{-3} = 1854.36 \text{ KN}$$

$$N_{tsd} = 827.28 \text{ KN} < N_{trd} \dots\dots\dots \text{ CV}$$

- **Résistance plastique de calcul de la section brute à la compression :**

$$N_{csd} = -827.28 \text{ KN}$$

On doit vérifier que :

$$N_{csd} \leq N_{crd} = \chi_{min} \times A \times \beta_A \times \frac{f_y}{\gamma M_0}$$

$\beta_A = 1$  Pour les sections longitudinales de classe 1,2 ou 3 (HEA de classe 1)

$$l_f = l_0 = 4.4 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i_z} = \frac{440}{6.5} = 67.69 \rightarrow \bar{\lambda} = 0.72$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda_y \sqrt{\beta_A}}{\lambda_k} = \frac{67.69 \times 1}{93.3} = 0.72$$

$$\frac{h}{b} = 0.96 < 1.2 ; \text{ axe de flambement } z - z \rightarrow \text{ courbe de flambement } c$$

$$\rightarrow \chi_{min} = 0.74$$

Section brute (A = 86.8 cm<sup>2</sup>)

$$N_{crd} = 0.74 \times 86.8 \times 10^2 \times 1 \times \frac{235}{1.1} \times 10^{-3} = 1372.22 \text{ KN}$$

Donc on a :



$$N_{csd} = 827.28KN \leq N_{crd} = 1372.22 KN \dots\dots\dots CV$$

✓ portique II :

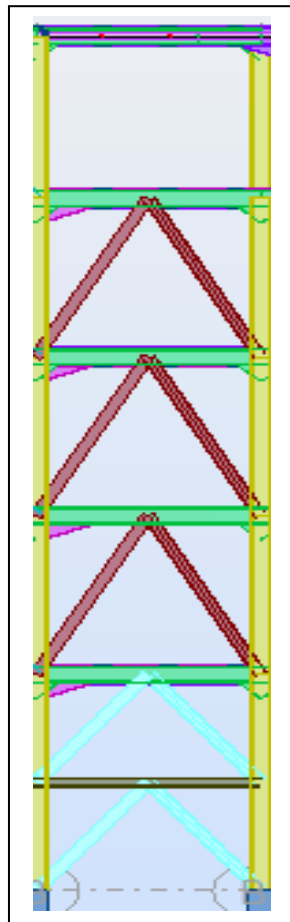


Figure .VI.6. Les contreventements dans le sens Y portique II.

$$N_{tsd} = 827.28 KN$$

**Le profilé choisi UPN 280**

On obtenu sous la combinaison **G+Q+Ey**

- **Résistance plastique de calcul de la section brute à la traction :**

On doit vérifier que :

$$N_{tsd} \leq N_{trd} = \frac{Af_y}{\gamma M_0}$$

A= 53.3 cm<sup>2</sup> (section brute)

$$N_{trd} = \frac{53.3 \times 10^2 \times 235}{1.1} \times 10^{-3} = 1138.68KN$$

$$N_{tsd} = 827.28 \text{ KN} < N_{trd} \dots\dots\dots \text{ CV}$$

- **Résistance plastique de calcul de la section brute à la compression :**

$$N_{csd} = -827.28 \text{ KN}$$

On doit vérifier que :

$$N_{csd} \leq N_{crd} = \chi_{min} \times A \times \beta_A \times \frac{f_y}{\gamma M_0}$$

$\beta_A = 1$  Pour les sections longitudinales de classe 1,2 ou 3 (UPN de classe 3)

$$l_f = l_0 = 4.4 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i_z} = \frac{440}{2.74} = 160.58 \rightarrow \bar{\lambda} = 1.72$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda_y \sqrt{\beta_A}}{\lambda_k} = \frac{67.69 \times 1}{93.3} = 1.72$$

$\frac{h}{b} = 2.94 > 1.2$  ; axe de flambement  $z - z \rightarrow$  courbe de flambement  $b$

$$\rightarrow \chi_{min} = 0.3$$

Section brute ( $A = 53.3 \text{ cm}^2$ )

$$N_{crd} = 0.3 \times 53.3 \times 10^2 \times 1 \times \frac{235}{1.1} \times 10^{-3} = 341.60 \text{ KN}$$

Donc on a :

$$N_{csd} = 827.28 \text{ KN} > N_{crd} = 341.60 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{ CNV}$$

**VII.1. INTRODUCTION :**

Après avoir présenté les composants métalliques dans leur conception et leur dimensionnement, nous nous intéressons ici à la liaison ou la continuité de ces composants. Pour réaliser une ossature métallique, les composants élémentaires « poutre, poteaux, barre » doivent être réalisés entre eux par des dispositifs particuliers appelés **assemblages**.

Les assemblages sont définis en fonction du mode de liaison retenus « par soudure ou par boulons » de la géométrie des pièces à attacher, et des efforts à transmettre d'une pièce à l'autre.

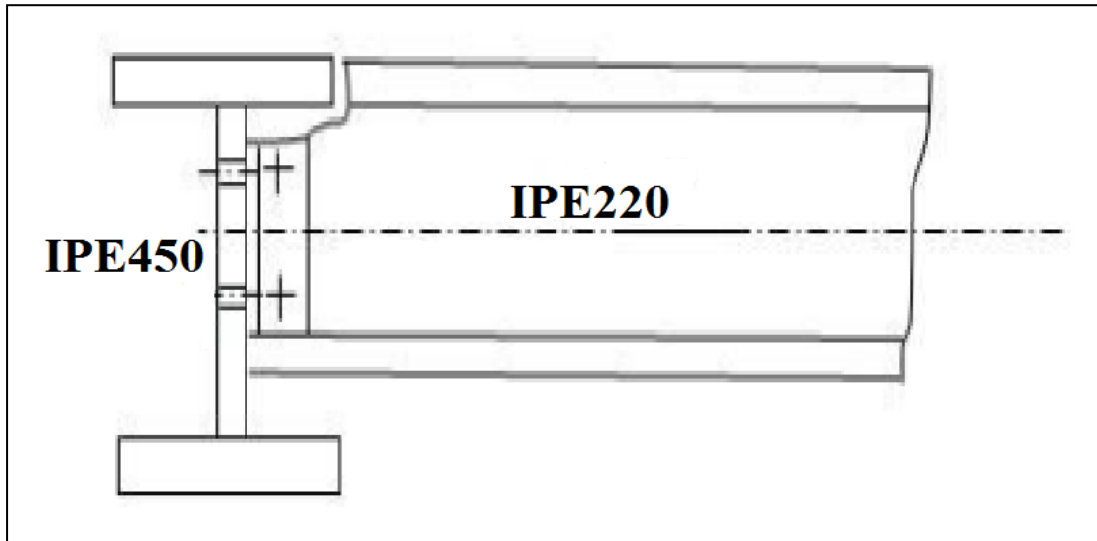
Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il y a lieu de distinguer, parmi les assemblages :

- Les assemblages articulés, qui transmettent uniquement les efforts normaux et tranchants,
- Les assemblages rigides, qui transmettent en outre les divers moments.
- Les assemblages semi-rigides.

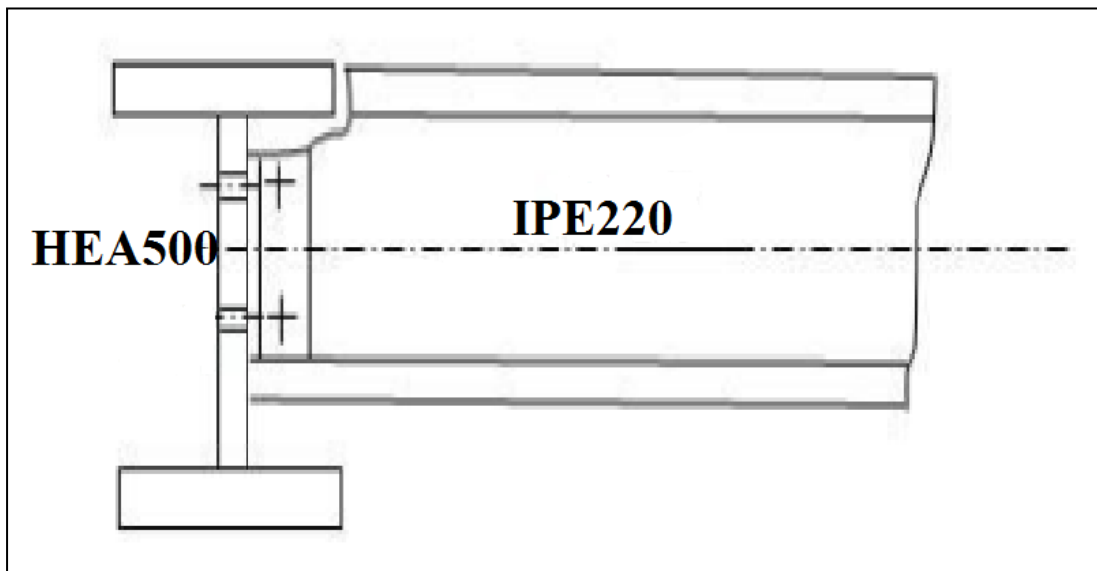
**VII.2. Vérification des assemblages :****VII.2.1. Assemblage solive poutre principale :**

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.



**Figure .VII.1.** Schéma statique de l'assemblage poutre-solive (IPE 450-IPE 220).



**Figure .VII.2.** Schéma statique de l'assemblage poutre-solive (HEA 500-IPE 220).

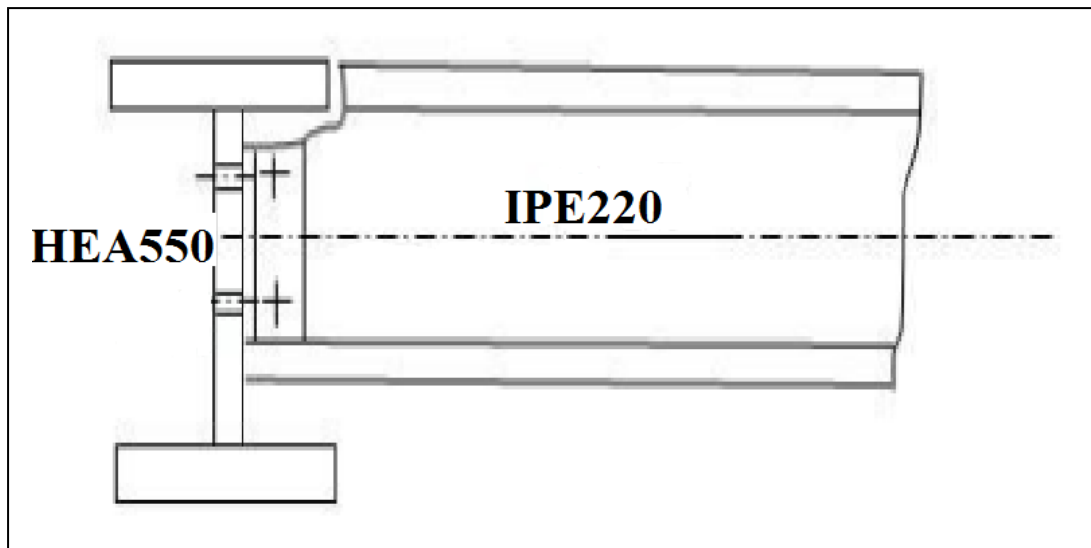


Figure .VII.3. Schéma de l'assemblage poutre principal-solive (HEA 550-IPE 220).

#### VII.2.2. Assemblage poteau-poutre principale (HEB500-IPE450/HEA500/HEA550) :

Cet assemblage sera réalisé avec des boulons ordinaires sous l'effort tranchant

Les boulons sont de classe 8.8.

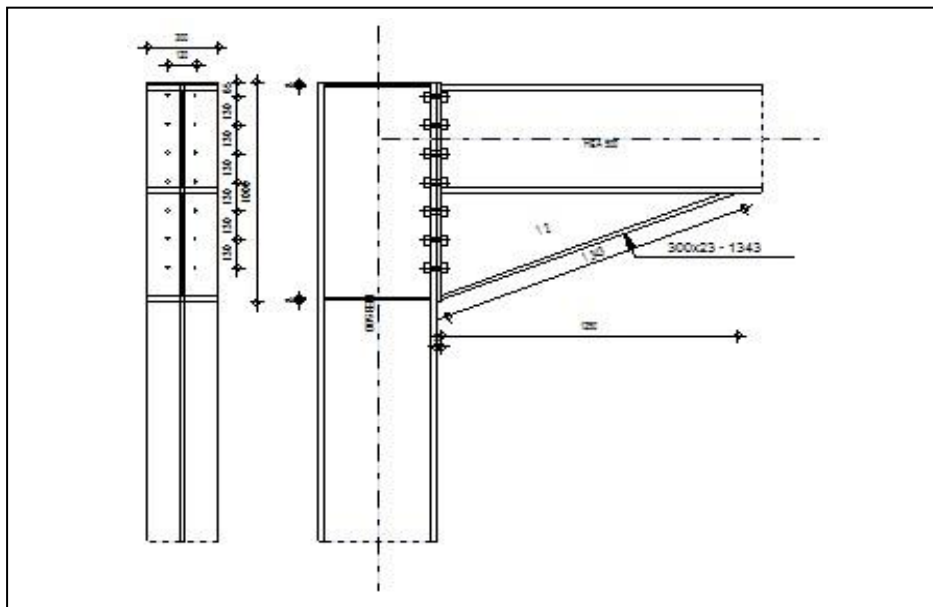
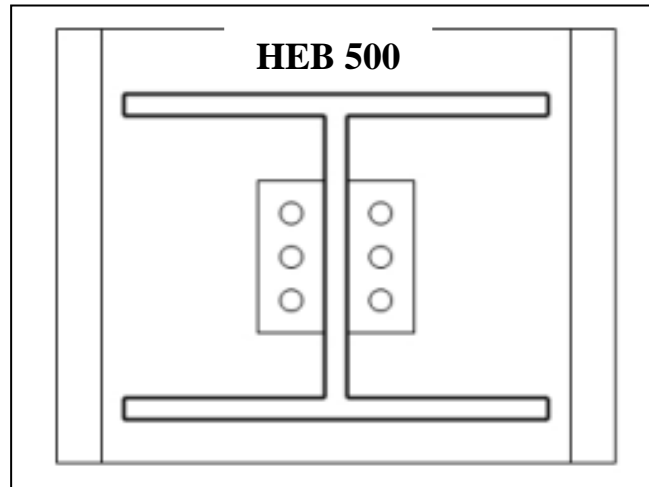


Figure .VII.4. Assemblage poteau poutre par une platine.

**VII.2.3. Assemblage poteau - poutre secondaire (HEB500-HEA200/HEA400) :**

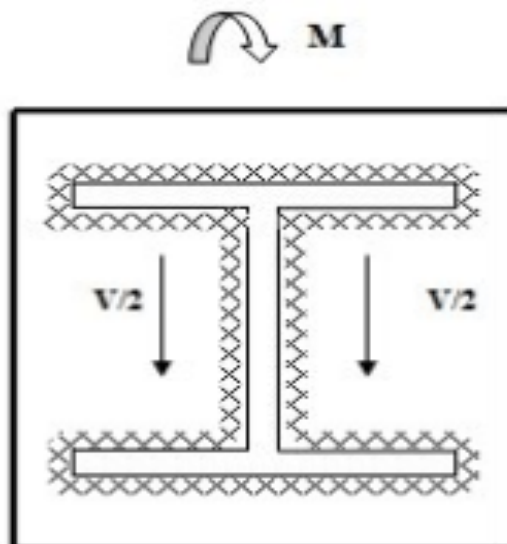
**Figure .VII.5.** Assemblage de poteau-poutre secondaire par double cornière

**VII.2.4. Assemblage platine – poutre :**

Cet assemblage est réalisé au moyen de cordon de soudure.

On suppose que le moment est équilibré uniquement par les cordons reliant les semelles à la platine.

On suppose également que l'effort tranchant est repris par les cordons d'attaches de l'âme.

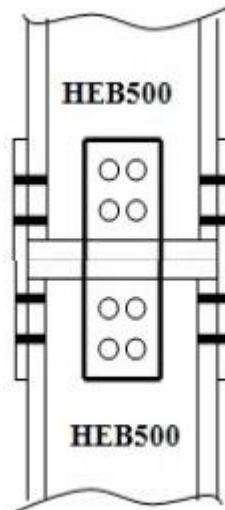


**Figure .VII.6.** Assemblage platine-poutre par cordon de soudure.

**VII.2.5. Assemblage poteau-poteau (HEB500-HEB500)**

Ce sont des assemblages rigide qui transmettant tous les efforts d'un composant à l'autre.

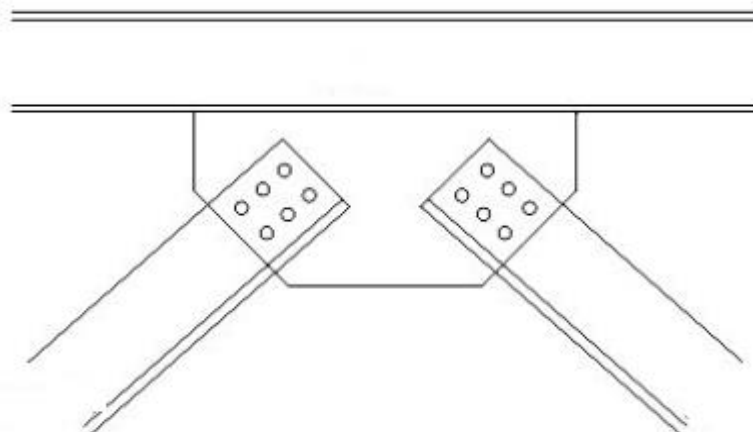
Les boulons à utilisés peuvent être des boulons ordinaires ou des boulons HR précontraint.



**Figure .VII.7.** Assemblage poteau-poteau par couvre joint.

**VII.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 .VII.8.** Assemblage de contreventement en V inversé.

assemblage	N	classe	cornière	d	d0	e1	P1
IPE220-IPE450	4	8.8	100x100x10	20	22	35	60
IPE220-HEA500	4	8.8	100x100x10	20	22	35	60
IPE220-HEA550	4	8.8	100x100x10	20	22	35	60

**Tableau .VII.1.** Assemblage solive poutre principale.

assemblage	d	classe	n	e1	P1	platine	RP
<b>HEB500-HEA500</b>	22	HR10.9	2x7	120	130	1000x300X20	444x143x8
<b>HEB500-HEA550</b>	22	HR8.8	2x7	120	120		
<b>HEB500-IPE450</b>	22	HR10.9	2x6	120	114	920x190x20	

Tableau .VII.2. Assemblage poteau-poutre principale.

assemblage	n	classe	d	d0	e1	P1	Cornière
<b>HEB500-HEA200</b>	4	8.8	20	22	35	60	100x100x10
assemblage	d	classe	n	e1	P1	platine	RP
<b>HEB500-HEA400</b>	22	HR10.9	2x6	180	90	550x300X20	444x143x8

Tableau .VII.3. Assemblage poteau-poutre secondaire.

assemblage	d	classe	n	e1	P1	platine	RP
<b>HEB500-HEB500/X</b>	22	HR10.9	4x3x2	50	80	500x500X20	444x143x8
<b>HEB500-HEB500/Y</b>	22	HR10.9	2x3x2	50	80	500x300X20	

Tableau .VII.4. Assemblage poteau-poteau.

assemblage	d	classe	n	e1	P1	Gousset	Soudure
<b>UPN240-HEA400</b> <b>HEA320-HEA400</b> <b>UPN300-IPE450</b> <b>UPN280-IPE450</b> <b>HEA260-IPE450</b>	22	8.8	2x3	80	120	760x350X20	8

Tableau .VII.5. Assemblage des contreventements.

assemblage	tige	bèche	n	e1	P1	platine	RP
<b>HEB500fondation</b>	33	HEA100	2x2	70	90	440x320X50	444x143x8

Tableau .VII.6. Assemblage poteau-fondation.



**VIII.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.

**VIII.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.

**VIII.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 :

**VIII.3.1. Fondations superficielles**

- Semelles isolées.
- Semelles filantes.
- Radier général.

**VIII.3.2. Fondations profondes**

- Fondations sur puits (semi profondes).
- Fondations sur pieux (profondes)

Lorsque les couches du terrain capable de supporté l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise les fondations superficielles (semelles isolées, filantes ou radier général).

Lorsque les couches de terrain capable de supporté l'ouvrage sont à une grande profondeur, on réalise des fondations profondes ou semi profondes (puits ou pieux).

### VIII.3.3. Choix des fondations :

Le choix du type de fondations dépend de la charge reprise par l'ouvrage toute en tenant compte de la sécurité et de l'économie, la portance du sol, l'ancrage et les différentes données du rapport du sol, 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.

### VIII.4. Dimensionnement des semelles sous poteaux :

D'après les caractéristiques du sol (**une contrainte moyenne admissible = 2.5 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.

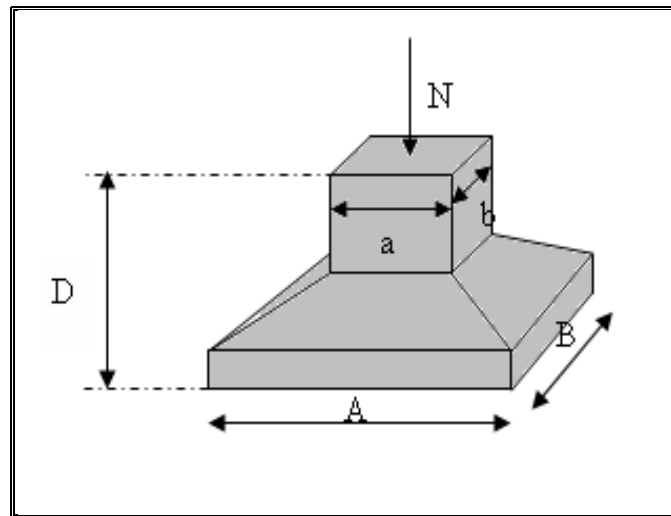


Figure .VIII.1. Semelle isolée sous poteau.

#### VIII.4.1. Sollicitation sur fondation :

La charge  $N$  du poteau le plus sollicité :

$$N = 1466.95 \text{ KN}$$

$$M = 141.24 \text{ KNm}$$

##### a) Semelle isolé :

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de  $A/B$  est égal au rapport  $a/b$  :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b}$$

Pour les fûts carrés :

$$a=b \text{ donc } A=B$$

Donc :  $S = A^2$ ,  $A$  est déterminé par :  $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

$$S \geq \frac{1466.95}{250} = 5.86 \text{ m}^2 \rightarrow A = B \geq \sqrt{5.86} = 2.4 \text{ m.} \rightarrow A = B = 2.5 \text{ m}$$

Dans la méthode de la bielle :

$$d_a ; d_b \geq \frac{B - b}{4}$$

Avec :  $a$  et  $b$  : dimension du fut considéré.

$A$  et  $B$  : dimension de la semelle.

$$d_b \geq \frac{250 - 44}{4} \geq 47,5 \rightarrow d_b = 51.5 \text{ cm}$$

On adopte :  $d = 52 \text{ cm}$  ; donc  $h_{total} = 52 + C = 52 + 5 = 57 \text{ cm}$ .

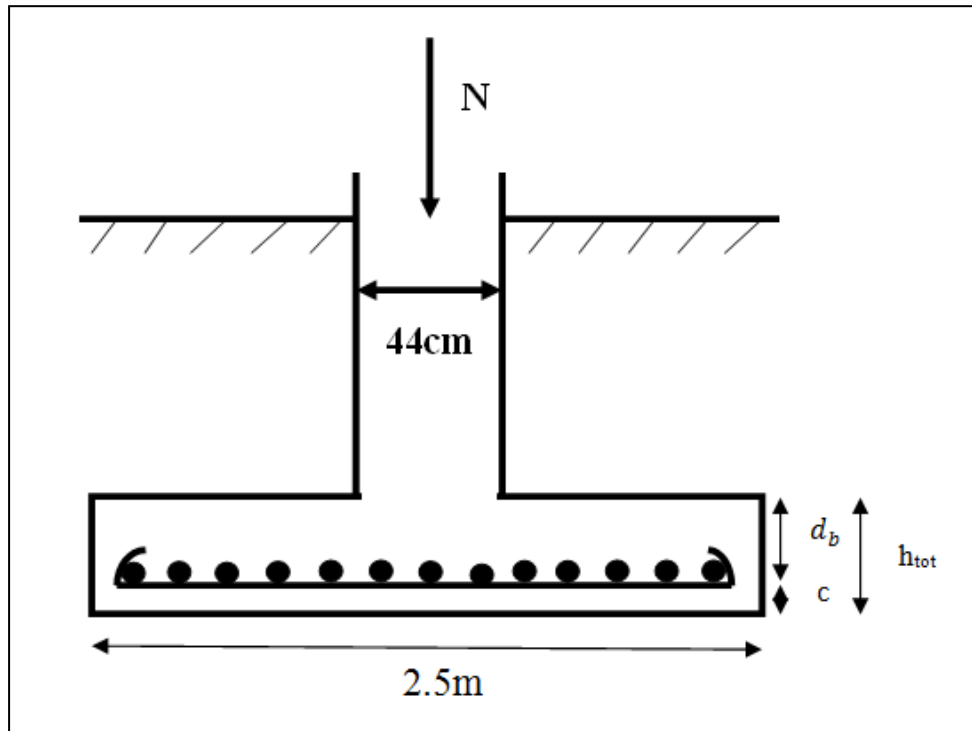


Figure .VIII.2. Vue de face d'une semelle.

#### VIII.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 =  $25 \text{ KN/m}^3$

$$N_{semelle} = 81.25 \text{ KN}$$

❖ **Evaluation du poids propre du remblai :**

$$N_{terre} = V_t \times \gamma_s$$

$V_t$  : Volume des terres surmontant la semelle

$\gamma_s$  : Poids volumique du sol (terre) = 18KN/m<sup>3</sup>

$$N_{terre} = 54.9KN.$$

Donc :

$$N_{tot} = 1466.95 + 54.9 + 81.25 = 1603 KN$$

$$\sigma_{cal} = \frac{1603}{6.25} = 2.5 bars \leq \sigma_{sol} = 2.5 bars \dots \dots \dots cv$$

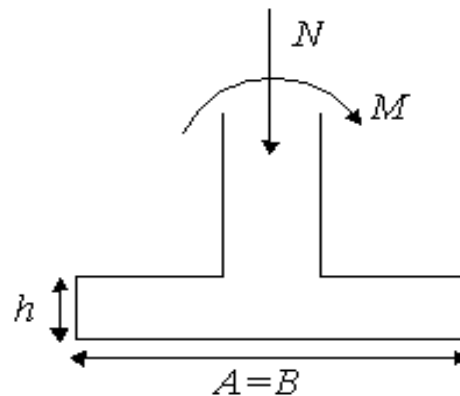
**VIII.4.3. Vérification de la stabilité**

Stabilité  $\Rightarrow A \geq 6e_1$  , tel que  $e_1$  : excentricité

$$* e_1 = \frac{M_1}{N_1} = \frac{141.24}{1466.95} = 0,09m$$

$$* 6e_1 = 6 \times 0,09 = 0,54m$$

$A > 6e_1$  condition de stabilité est vérifiée



**VIII.4.4. Ferrailage de la semelle isolée :**

Les combinaisons d'action à considérer pour la détermination des sollicitations de calcul sont :

$$1.35G + 1.5Q$$

$$G + Q \pm E$$

$$0.8G + E$$

$$N = 2073.54 \text{ KN}$$

$$\text{On a : } \begin{cases} A_a = \frac{N \times (A - a)}{8 \cdot d_a \cdot \bar{\sigma}_s} \\ A_b = \frac{N \times (B - b)}{8 \cdot d_b \cdot \bar{\sigma}_s} \end{cases}$$

➤ Les armatures parallèles au côté  $b$  :

$$A_b = \frac{N \times (B - b)}{8 \cdot d_b \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{2073.54 \times 10^3 (2500 - 440)}{8 \times 520 \times 348} = 29.50 \text{ cm}^2$$

On prend :  $16T16 = 32.17 \text{ cm}^2$

➤ Les armatures parallèles au côté  $a$  :

$$A_a = \frac{N \times (A - a)}{8 \cdot d_a \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{2073.54 \times 10^3 (2500 - 320)}{8 \times 520 \times 348} = 31.21 \text{ cm}^2$$

On prend :  $16T16 = 32.17 \text{ cm}^2$

**VIII.4.5. Calcul l'espace des cadres :**

$$S_t \leq \min (20\text{cm}, 15\phi)$$

$$S_t \leq \min (20\text{cm}, 15 \times 1,6 = 24\text{cm})$$

En prend  $S_t = 20.00\text{cm}$

VIII.4. schéma de ferrailage de semelle isolée :

Remarque : les cotations dans le figure ci-dessous sont en (cm).

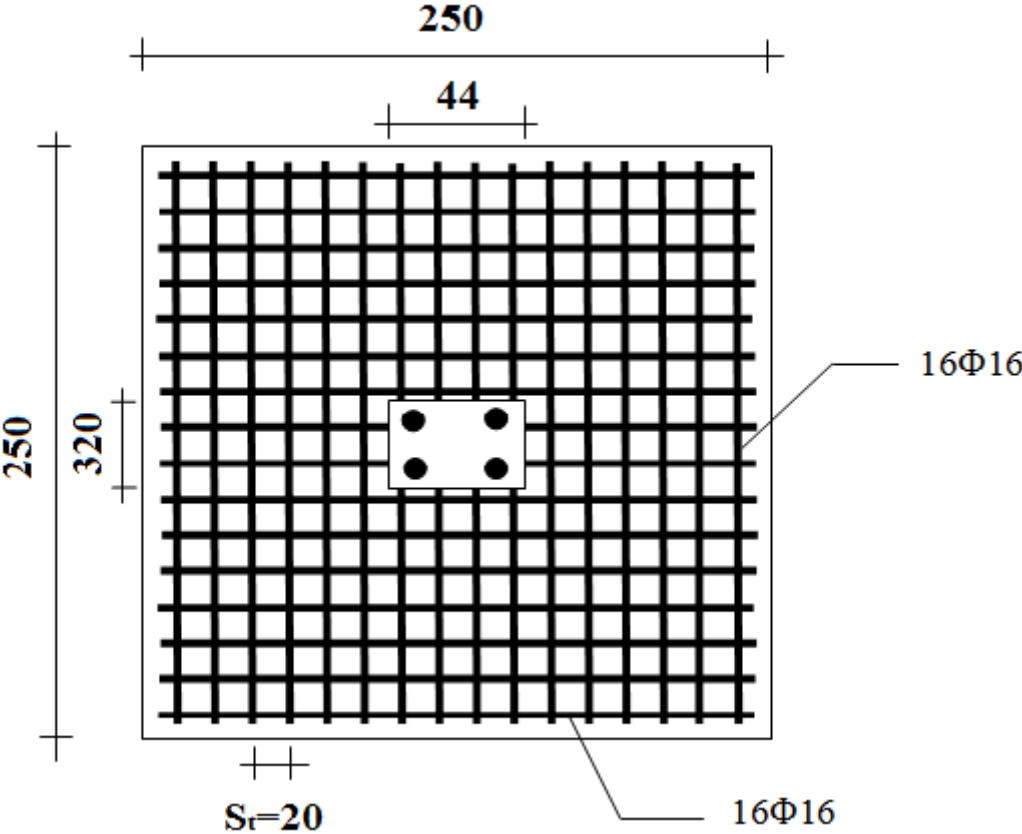


Figure .VIII.3. Schéma de ferrailage de semelle isolée .

### Conclusion générale

Arrivant à la fin de ce modeste travail, Nous avons pu élargir nos connaissances dans le domaine de la construction qui est un domaine très vaste et d'acquérir de nouvelles connaissances complémentaires nécessaires pour notre formation. La nécessité d'un logiciel de calcul nous a poussé à débiter et d'avoir certaines connaissances sur le logiciel ROBOT.

Cette expérience nous a permis aussi de mieux comprendre le domaine de la construction en charpente métallique qui nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et logiciel de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans ce domaine, et développer les idées à partir de la lecture des différentes références bibliographiques et surtout grâce au côtoiement d'ingénieurs et de chercheurs dans le domaine du génie civil.

La conception d'une structure métallique repose sur le dimensionnement aux états ultimes en tenant compte des actions environnantes les plus sévères tels que les charges permanentes et surcharges d'exploitation, la température, la neige, le vent et le séisme.

- La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaire soit ils, ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement de la structure proche du réel.
- Durant notre étude, on a remarqué que l'action sismique est la plus défavorable que celle du vent a cause de poids considérable de la structure.
- Vu sa bonne rigidité et son poids léger, l'acier nous offre la possibilité de concevoir des éléments de grandes portées.
- Utilisation de l'outil informatique (logiciel ROBOT) permet d'obtenir des résultats précis ; gagner du temps et facilite l'étude de la structure.



## 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 de 1<sup>er</sup> année master

- Charpente métallique.

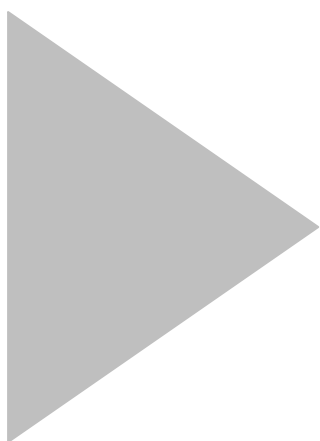
- Béton armé.

✚ Cours de 3<sup>ème</sup> année licence.

✚ Projets de fin d'étude (Université de JIJEL).

✚ Projets de fin d'étude (Université de BEJAIA).

✚ Projets de fin d'étude (Université de TLEMCEM).



# **Annexes**

**Annexe 1 : Tableau des armatures****Section en cm<sup>2</sup> de N armatures de diamètre  $\Phi$  (mm)**

$\Phi$ (mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,7
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,72	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,38	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

Annexe 2 : Valeur de  $\chi$  en fonction de  $\bar{\lambda}$

Coefficients de réduction				
$\bar{\lambda}$	Valeurs de $\chi$ pour la courbe de flambement			
	a	b	c	d
0,2	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9775	0,9641	0,9491	0,9235
0,4	0,9528	0,9261	0,8973	0,8504
0,5	0,9243	0,8842	0,8430	0,7793
0,6	0,8900	0,8371	0,7854	0,7100
0,7	0,8477	0,7837	0,7247	0,6431
0,8	0,7957	0,7245	0,6622	0,5797
0,9	0,7339	0,6612	0,5998	0,5208
1,0	0,6656	0,5970	0,5399	0,4671
1,1	0,5960	0,5352	0,4842	0,4189
1,2	0,5300	0,4781	0,4338	0,3762
1,3	0,4703	0,4269	0,3888	0,3385
1,4	0,4179	0,3817	0,3492	0,3055
1,5	0,3724	0,3422	0,3145	0,2766
1,6	0,3332	0,3079	0,2842	0,2512
1,7	0,2994	0,2781	0,2577	0,2289
1,8	0,2702	0,2521	0,2345	0,2093
1,9	0,2449	0,2294	0,2141	0,1920
2,0	0,2229	0,2095	0,1962	0,1766
2,1	0,2036	0,1920	0,1803	0,1630
2,2	0,1867	0,1765	0,1662	0,1508
2,3	0,1717	0,1628	0,1537	0,1399
2,4	0,1585	0,1506	0,1425	0,1302
2,5	0,1467	0,1397	0,1325	0,1214
2,6	0,1362	0,1299	0,1234	0,1134
2,7	0,1267	0,1211	0,1153	0,1062
2,8	0,1182	0,1132	0,1079	0,0997
2,9	0,1105	0,1060	0,1012	0,0937
3,0	0,1036	0,0994	0,0951	0,0882