

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



## Mémoire de Master

Présenté à l'Université 08 Mai 1945 de Guelma

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de : Génie Civil & Hydraulique

Spécialité : Génie Civil

Option : STRUCTURE

Présenté par : DAFFRI – MED- ALI

MEDJELDI OUSSAMA

---

**Thème : ETUDE D'UN BATIMENT D'HABITATION  
[R+4] EN CHARPENTE METALIQUE**

---

Sous la direction de : Mr. BOUDJEHEM HOCINE.

---

Juin 2017

---

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

# Remerciement



*Tout d'abord, nous remercions Dieu clément et le miséricordieux de m'avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.*

*Nous exprimons notre profonde reconnaissance et notre parfaite gratitude à notre encadreur*

*Mm: Boudjehem Rafik*

*Qui nous a témoigné de sa confiance et de son aide scientifique et par son expérience et sa compétence.*

*Nous adressons de chaleureux remerciements à tous les enseignants et les travailleurs d'université de 8 mai 1945 'Guelma', pour les moyens qui ont été mis à notre disposition durant toute la durée de la formation.*

*Nous remercions particulièrement tous les membres du Département de Génie Civil*

*Pour leurs soutiens et leurs aides*

*Nous remercions aussi tous nos amis pour leurs aides, leurs patiences, leurs compréhensions et leurs encouragements, particulièrement*

**Merci à vous tous.**



# Dédicace

*Tout d'abord, je tiens à remercier DIEU*

*De m'avoir donné la force et le courage de mener*

*à bien ce modeste travail.*

*Je tiens à dédier cet humble travail à :*

*A ma tendre mère SONIA et mon très cher père ZOUBIR*

*A ma précieuse sœur : F.ZAHRA*

*A mon frère : MOUAAD*

*A mon binôme : MED- ALLI*

*A mes meilleurs amis : OUSSAMA ; YAHIA ; ABDALLAH ; ALLA ;  
KHALED HAMOUDA*

*A Tous mes amis d'enfance et du long parcours scolaire et universitaire.*

*Tout ceux qui m'aiment et que j'aime*

*MEDJELDI OUSSAMA*



# Dédicaces

*Je tiens à remercier dieu le tout puissant pour m'avoir donné la chance et le courage afin de m'avoir permis d'atteindre ce stade dans les études et de finir ce modeste travail malgré mes obligations d'employer à la société nationale de génie civile et bâtiment (GCB).*

*Je dédie ce mémoire*

*A mes parents pour m'avoir donné la vie et pour les multiples sacrifices consentis et les infatigables dévouements qu'ils ont consacrés à mon éducation.*

*A toute ma famille*

*A toute la promotion de l'université 08 mai 1945 Guelma.*

*DAFFRI M<sup>ed</sup> Ali*

## RESUME :

Notre projet de fin d'étude consiste à étudier un bâtiment en charpente métallique à usage d'habitation dans la wilaya de GUELMA. **Sous la réglementation algérienne.**

Le projet est élaboré par plusieurs étapes, on a effectué la descente de charge pour le prédimensionnement des éléments porteurs, une étude sismique selon le RPA 99, la vérification des éléments, puis des assemblages de la structure selon le CCM 97 et enfin protection du structure.

**Mots clés :** charpente métallique, RPA 99, CCM 97

## ABSTRACT :

The final project study is to investigate a metal frame building for a residential use in GUELMA.

This project is developed by many stapes; we performed the load path for the preliminary design of structural elements, a seismic survey using the RPA 99 code, verification of the elements and assemblies of the structure according to the CCM 97 code and finally the structure protection.

**Key words:** Metal frame, RPA 99, CCM 97

## المخلص :

مشروعنا انهائي لتخرج الجامعي هو دراسة و تحقيق في بناء الإطار المعدني للاستخدام السكني بولاية قالمة.

تم تطوير هذا المشروع مرورا بعدة مراحل .

أجرينا مسار الحمل لتصميم أولي للعناصر الهيكلية ثم قمنا بدراسة زلزالية استعانا بقانون المنشآت 99 , ثم تحقيق المركبات للبناء استنادا بقوانين التصميم 97.

و أخيرا قمنا بإنشاء حماية للهيكل.

## الكلمات المفتاحية :

الإطار المعدني , قانون المنشآت 99 , قانون التصميم 97 .

# SOMMAIRE

---

## CHAPITRE I

I. INTRODUCTION: .....	3
II. CHOIX STRUCTURAL : .....	3
III. REGLEMENTS UTILISIES : .....	3
IV. L'EFFET DE LA TEMPÉRATURE : .....	4
V. CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX : .....	4
V.1. Acier : .....	4
V.2. Béton : .....	4
VI. LE SOL : .....	5
VII. HYPOTHÈSES DE CALCUL : .....	5
VII.1. Charges permanentes (G) : .....	5
VII.2. Surcharges climatiques (N, V) : .....	5
VII.3. Surcharge d'exploitation (Q) : .....	5
VII.4. Effet du séisme (E) : .....	5
VII.5. Evaluation des charges permanentes : .....	5
VIII. CONCEPTION DE L'OUVRAGE : .....	8
VIII.1. Conception architecturale : .....	8

## CHAITRE II

I. INTRODUCTION : .....	10
II. CHARGES CLIMATIQUES : .....	10
II.1. L'effet de la neige : .....	10
II.2. L'effet du vent : .....	11
II.2.1. Données relatives au site : .....	11
II.2.2. Calcul de la pression due au vent : .....	12
II.3. EFFET DE LA VARIATION DE LA TEMPERATURE: .....	20

## CHAITRE III

I. INTRODUCTION : .....	21
II. PRINCIPES DE CALCUL : .....	21
III. PRE-DIMENSIONNEMENT : .....	22

# SOMMAIRE

---

III.1.	Les solives :.....	22
1)	Niveau Terrasse :.....	22
2)	Niveau étage courant :.....	24
III.2.	Les poutres :.....	25
1)	Au niveau de terrasse :.....	25
III.3.	Les poteaux :.....	27
III.3.1.	Généralités :.....	27
III.3.2.	Méthode de pré-dimensionnement :.....	28
III.3.3.	Choix final :.....	28
IV.	ETUDE DE L'ESCALIER :.....	29
IV.1.	Conception :.....	29
IV.2.	Dimension de l'escalier :.....	29
IV.3.	Evaluation des charges :.....	31
IV.4.	Dimensionnement des éléments porteurs :.....	31
V.	CALCUL DES POUTRES SABLIERES :.....	37
V.1.	Généralités :.....	37
V.2.	Plancher terrasse :.....	38
V.3.	Etage courant :.....	40
V.3.1.	Évaluation des charges :.....	40
V.3.2.	Vérification de la sablière :.....	40

## CHAITRE IV

I.	INTRODUCTION :.....	42
I.1.	Historique :.....	42
I.2.	Le Seisme :.....	42
II.	CRITERES DE CLASSIFICATION PAR LE RPA99 VERSION2003 :.....	42
II.1.	Classification des zones sismique :.....	42
II.2.	Classification de l'ouvrage :.....	43
III.	DETERMINATION DES COEFFICIENTS :.....	43
1	Coefficient d'accélération des zones (A):.....	43
2)	Facteur de comportement de la structure (R) :.....	43
3)	Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :.....	43
4)	Facteur de qualité (Q) :.....	44

# SOMMAIRE

---

IV. DISTRIBUTION DE LA FORCE SISMIQUE :.....	47
V. DISTRIBUTION DES EFFORTS ( $F_K$ ) SUR LES STABILITES :.....	48
VI. DETERMINATION DES EFFORTS :.....	50

## CHAPITRE V

I. CALCUL DU PLANCHER MIXTE .....	52
I.1. Généralités:.....	52
I.2. Hypothèses de calcul : .....	52
I.3. Notations :.....	52
I.4. Calcul des contraintes :.....	55
I.4.1. Toiture terrasse :.....	55
I.4.2. Etage courant:.....	57
I.5. Calcul des déformations S :.....	58
I.5.1. Plancher terrasse :.....	58
I.5.2. Etage courant : .....	59
I.6. Action de l'effort tranchant : .....	60
II. CALCUL DES CONNECTEURS:.....	60
II.1. Généralités:.....	60
II.2. Choix du connecteur :.....	61
II.3. Vérification des conditions :.....	61
II.4. Calcul des distances entre connecteurs :.....	61
II.5. Vérification des soudures : .....	62
II.6. Vérification :.....	62
III. FERRAILLAGE DE LA DALLE :.....	63
III.1. Généralité.....	63
III.2. Rapport de dimension : « $\alpha$ ».....	64
III.3. Conclusion :.....	66

## CHAPITRE VI

I. CALCUL DU CONTREVENTEMENT VERTICAL :.....	67
II. DETERMINATION DES EFFORTS DANS LES BARRES: .....	67
III. DIMENSIONNEMENT DES DIAGONALES: .....	68

# SOMMAIRE

---

IV. DEFORMATION HORIZONTALE DE LA PALEE: .....	69
V. VERIFICATION: .....	69

## CHAPITRE VII

I. GENERALITES : .....	70
II. METHODE DE CALCUL (LOGICIEL AUTODESK ROBOT) : .....	71
III. COMBINAISON DES CHARGES : .....	71
III.1. Poteaux : .....	71
III.2. Poutres : .....	71
IV. VERIFICATION DU PORTIQUE : .....	72
IV.1. Vérification des éléments : .....	72
IV.1.1. Les poteaux : .....	72
IV.1.2. Les poutres : .....	74
V. VERIFICATION DES DEPLACEMENTS : .....	76
V.1. Calcul : .....	76
V.1.1. Terrasse : .....	76
V.1.2. Etage : .....	77
V.1.3. Vérification : .....	78

## CHAPITRE VIII

I. INTRODUCTION : .....	79
1) Les principaux modes d'assemblages sont : .....	79
II. ASSEMBLAGE DES DIAGONALES DE LA STABILITE : .....	79
1) Vérification des pinces : .....	80
III. ASSEMBLAGE POTEAU- POUTRE : .....	80
1) Pré-dimensionnement : .....	81
2) Etude de la tache : .....	81
3) Épaisseur de la platine : .....	81
4) Vérification de l'assemblage : .....	81
5) Resistance locale : .....	82
6) Calcul du moment résistant : .....	83
7) Vérification de l'effort normal : .....	83

# SOMMAIRE

---

8) Vérification de l'effort tranchant :.....	83
IV. ASSEMBLAGE POUTRE – SOLIVE : .....	84
1) Cisaillement des boulons :.....	84
2) Vérification des profils: .....	85
3) Vérification des cornières d'attaches :.....	87
V. ASSEMBLAGE POUTRE PALIERE POTEAU :.....	89
VI. ASSEMBLAGE LIMON POUTRE PALIERE :.....	89

## CHAPITRE IX

I. PLATINE SOUS POTEAUX :.....	91
1) Dimensionnement :.....	91
2) Epaisseur de la platine :.....	91
3) Vérification de la platine aux efforts d'arrachement :.....	92
II. PLATINE SOUS LIMON : .....	92
III. TIGES D'ANCRAGES :.....	93
1) Diametre des boulons d'ancrages :.....	93
2) Longueur d'ancrage :.....	93
3) Remarque :.....	94

## CHAPITRE X

I. INTRODUCTION : .....	95
II. LA CORROSION : .....	95
III. PROTECTION PAR PEINTURE :.....	95
IV. MISSE EN ŒUVRE : .....	95
V. LE FEU : .....	95
VI. PEINTURE INRUMESCENTE :.....	96
VII. L'ALARME ANTI-INECEDIE :.....	97
VIII. CONCLUSION : .....	97

# SOMMAIRE

---

## LISTE FIGURES

### CHAPITRE I

Figure 1 : composition du plancher terrasse.....	6
Figure 2 : Composition du plancher mixte.....	7
Figure 3 : Vue façade du bâtiment (principale et postérieure).....	8
Figure 4 : Plan architectural du bâtiment. ....	9

### CHAITRE II

Figure 1 : Action du vent.....	11
Figure 2 : Action du vent.....	12
Figure 3 : Pression dynamique sur la paroi verticale. ....	14
Figure 4 : Légende pour les parois verticales.....	15
Figure 5 : Valeur de $C_{pe}$ pour les parois verticales. ....	15
Figure 6 : Valeur de $C_p$ pour la toiture. ....	16
Figure 7 : les valeurs des pressions $q_j$ . ....	17
Figure 8 : Valeur de $C_{pe}$ pour les parois verticales. ....	18
Figure 9 : Légende pour les toitures plates.....	18

### CHAPITRE III

Figure 1 : Présentation schématique d'une solive. ....	22
Figure 2 : Poutre chargée.....	25
Figure 3 : Valeurs des charges au niveau terrasse.....	29
Figure 4 : Composition de la marche. ....	31

### CHAPITRE V

Figure 1 : Dimensions de la poutre. ....	52
Figure 2 : Les connecteurs.....	60
Figure 3 : Types des connecteurs. ....	61
Figure 4 : dimensions de la dalle.....	64
Figure 5 : Treillis soudé. ....	66

### CHAPITRE VI

Figure 1 : Portique chargé.....	69
---------------------------------	----

### CHAPITRE VIII

Figure 1 : Boulons de classe (6-6).....	85
Figure 2 : Assemblage limon poutre palière. ....	89



# SOMMAIRE

---

## CHAPITRE IX

Figure 1 : Liaison acier béton.....	93
-------------------------------------	----

## CHAPITRE X

Figure 1 : Couche de protection d'un profilé. ....	96
--	----

# SOMMAIRE

---

## LISTE TABLEAUX

### CHAPITRE II

Tableau 1 : Coefficient dynamique $C_d$ .....	12
Tableau 2 : Valeurs de pression dynamique.....	13
Tableau 3 : $C_{pe}$ pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire.....	14
Tableau 4: Coefficient de pression intérieur pour les toitures plates. ....	15
Tableau 5 : les valeurs des pressions $q_j$ .....	17
Tableau 6 : $C_{pe}$ pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire.....	17
Tableau 7 : Coefficient de pression intérieur pour les toitures plates. ....	19
Tableau 8 : les valeurs des pressions $q_j$ . ....	20

### CHAPITRE III

Tableau 1 : Valeurs limites des flèches.....	21
Tableau 2 : Valeurs des charges au niveau de la terrasse.....	23
Tableau 3 : Valeurs des charges au niveau de l'étage courant. ....	24
Tableau 4 : Caractéristique du profilé IPE220. ....	25
Tableau 5 : Valeurs des charges au niveau terrasse. ....	26

### CHAPITRE IV

Tableau 1 : Valeurs des pénalités.....	44
Tableau 2 : Valeurs de $e$ .....	46

### CHAPITRE V

Tableau 1 : Caractéristique IPE 220.....	54
Tableau 2 : Charge pour la terrasse.....	55
Tableau 3 : Charge étage courant.....	57

### CHAPITRE VI

Tableau 1 : Valeurs du déplacement horizontales.....	69
--	----

### CHAPITRE VII

Tableau 1 : Tableau combinaison des charges pour les poteaux.....	71
Tableau 2 : Tableau combinaison des charges pour les poutres.....	71

# **INTRODUCTION GENERALE**

**ETUDE D'UN BATIMENT (R+4) EN  
CHARPENTE METALIQUE**



# INTRODUCTIN GENERALE

Peu importe le projet de construction, il existe divers procédés de conception et de réalisation selon les besoins et les capacités : construction en béton armé, en précontrainte, charpente en bois ou charpente métallique.

Pour notre mémoire on a choisi la construction métallique, également connue sous le nom de structure en acier, cette technique est largement répandue dans des nombreux pays. Et plus particulièrement en Europe, les constructions en acier prennent de l'importance. Cette méthode possède incontestablement de nombreux atouts. Elle est aujourd'hui synonyme d'économie, d'intelligence dans la construction, d'élégance et de modernité. Les particuliers sont désormais de plus en plus nombreux à choisir l'ossature métallique pour les constructions.

Notre projet de fin d'étude consiste à étudier un bâtiment en charpente métallique à usage d'habitation. Il se situe à GUELMA.

Dans le présent mémoire nous allons essayer d'appliquer toutes les connaissances acquises durant notre cursus sur un projet réel. 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 2.

# CONCLUSION GENERALE

Dans cette étude, on a dimensionné un bâtiment multi-étage en charpente métallique et on a vérifié la stabilité de ce bâtiment contre les différents phénomènes d'instabilité.

En plus d'approfondir notre connaissance dans le domaine de construction métallique, et notre compréhension des phénomènes d'instabilité, cette étude nous a permis de savoir mieux utilisé le software "Robot" qui peut nous aider dans le domaine de travaille.

La règle additive 80 est utilisée dans ce rapport à fin de vérifier la stabilité de la structure au flambement et au déversement.

Cette règle a montré que notre système est stable.  
Elle nous a permit de vérifier les conditions de résistance et de flèche.

# CHAPITRE I

## INTRODUCTION ET CONCEPTION DE L'OUVRAGE

---

**ETUDE D'UN BATIMENT (R+4) EN  
CHARPENTE METALIQUE**

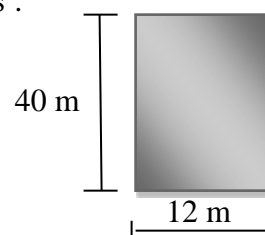


### I. INTRODUCTION:

Le projet est un bâtiment à usage d'habitation en charpente métallique.

Le bâtiment à d'un seul bloc dans les dimensions sont les suivantes :

- ✓ Longueur  $L= 40$  m
- ✓ Largeur  $A= 12$  m
- ✓ Hauteur totale  $H= 16$  m
- ✓ Hauteur d'étage  $H_n=3.2$  m



Il est composé d'un rez-de-chaussée et de quatre niveaux recevant les espaces d'habitation.

Le remplissage des portiques extérieurs est en maçonnerie de brique et enduit ciment.

Les dalles sont en plancher collaborant de 12cm d'épaisseur, et un système d'étanchéité.

### II. CHOIX STRUCTURAL :

La stabilité d'une ossature métallique dans une direction donnée peut être obtenue soit par des contreventements verticaux entre files de poteaux, constituant « des palées » ; soit par des portiques multiple à étages.

Dans notre cas :

- Le contreventement est assuré par portique dans le sens transversal.
- Et par palées de stabilité dans le sens longitudinal.

### III. REGLEMENTS UTILISIES :

- 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 ALGERIENNES « RPA99/ VERSION 2003 ».
- DTR.BC.2.47 Règlement Neige et Vent « RNV 99 ».
- BAEL91 : Calcul des Structures en béton.

### IV. L'EFFET DE LA TEMPÉRATURE :

La longueur du bâtiment est inférieure à 50 m; donc l'effet de température n'est pas à tenir en compte dans les actions.

### V. CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX :

#### V.1. Acier :

On distingue deux catégories d'aciers.

##### 1) Acier pour les éléments de la charpente :

On utilisera l'acier le plus employé dans les bâtiments, l'acier E24 dont la limite est fixée à  $2400 \text{ kg/cm}^2$ .

##### ❖ Pour les boulons on a deux types :

- ✓ Les boulons ordinaires de classe (6-6) dont la résistance nominale est  $3500 \text{ kg/cm}^2$ .
- ✓ Les boulons à haute résistance H.R 8.8 ; H.R10.9 et
  - Pour H.R 8.8 sa résistance est de  $6400 \text{ kg/cm}^2$
  - Pour H.R 10.9 sa résistance est de  $9000 \text{ kg/cm}^2$

##### 2) Acier pour béton armé :

Ils sont classés en 2 catégories :

- Acier doux : rond lisse de nuance Fe E24
- Acier à haute adhérence : de nuance Fe E40.

#### V.2. Béton :

Le béton est généralement composé de ciment, de granulats et d'eau ; il doit être conforme aux normes en vigueur ; on peut éventuellement ajouter des adjuvants pour augmenter l'une ou l'autre de ses qualités.

On prend comme dosage  $350 \text{ kg/m}^3$  du CPA 325 pour les éléments de planchers et fondations.

Pour le béton de propreté on prend un dosage de  $150 \text{ kg/m}^3$  du CPA 325.

Et on a :

- ✓ Masse volumique du béton  $\gamma = 2500 \text{ kg/m}^3$ .
- ✓ Coefficient de dilatation  $\theta = 10^{-5}$ .
- ✓ Coefficient de retrait  $\eta = 4 \times 10^{-4}$ .
- ✓ Résistance caractéristique à la compression  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .
- ✓ Résistance caractéristique à la traction  $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$ .



### VI. LE SOL :

Vu le taux de travail du sol en fondation qui se limite à 2bars.  
La solution avec des poteaux articulés à la base est retenue. On doit utiliser, comme type de fondation des semelles isolées.

### VII. HYPOTHÈSES DE CALCUL :

Pour les différentes étapes de calcul on étudie la stabilité, tout en tenant compte des actions extérieures et intérieures aux quelles est soumis l'ouvrage.

#### VII.1. Charges permanentes (G) :

Toutes les charges fixes et autres ayant la probabilité d'une durée très longue.

#### VII.2. Surcharges climatiques (N, V) :

Pour le calcul des surcharges climatiques on applique le NRV99 concernant la région de Guelma.

#### VII.3. Surcharge d'exploitation (Q) :

Pour un bâtiment à usage de bureaux on a :

- ✓ Terrasse inaccessible.....100 Kg/m<sup>2</sup>
- ✓ Plancher courant.....250 Kg/m<sup>2</sup>
- ✓ Escalier .....400 Kg/m<sup>2</sup>

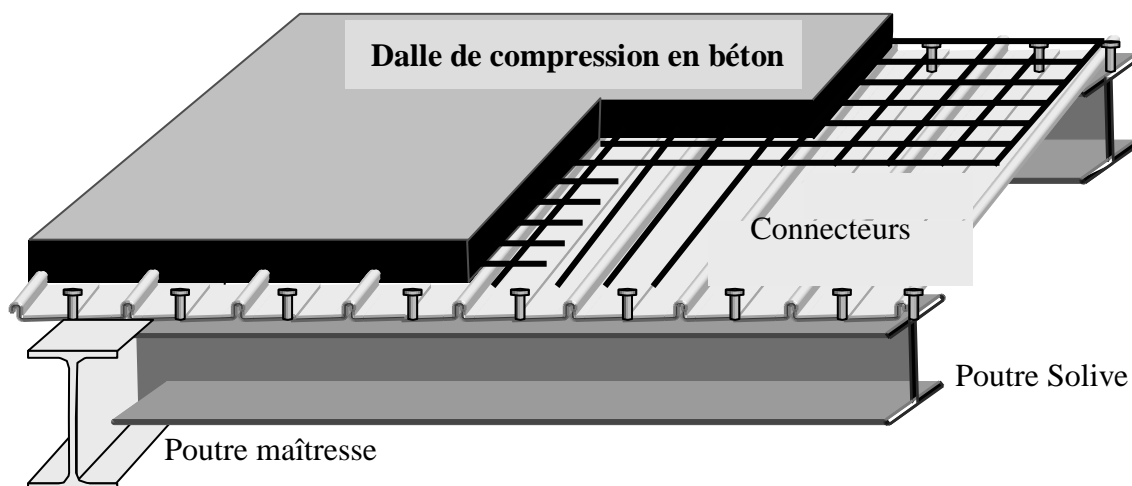
#### VII.4. Effet du séisme (E) :

La région de GUELMA est considérée comme zone de moyenne sismique (zone II) pour le calcul sismique on applique le RPA 99 version 2003.

#### VII.5. Evaluation des charges permanentes :

Les planchers sont des surfaces horizontales supportant des charges verticales également réparties ou concentrées en permanences (poids des éléments) ou accidentelle (surcharges).

1) Plancher terrasse :



**Figure 1 :** composition du plancher terrasse.

A. Faux plafond en Plaque au plâtre.....	4 Kg/m <sup>2</sup>
B. Solive en profilé métallique (estimé).....	40 Kg/m <sup>2</sup>
C. TN40 coffrage perdu.....	12,9 Kg/m <sup>2</sup>
D. Dalle en B.A..... (Ep = 9 cm ; $\gamma = 2500 \text{ Kg/m}^3$ ) $\Rightarrow$	225 Kg/m <sup>2</sup>
E. Isolation en liège..... (Ep = 4 cm ; $\gamma = 300 \text{ Kg/m}^3$ ) $\Rightarrow$	12 Kg/m <sup>2</sup>
F. Forme de pente en béton maigre (Ep=10 cm ; $\gamma = 2200 \text{ Kg/m}^3$ ) $\Rightarrow$	220 Kg/m <sup>2</sup>
G. Étanchéité multicouche .....	15 Kg/m <sup>2</sup>
H. Protection gravillon roulé..... (Ep = 3cm ; $\gamma = 1800 \text{ Kg/m}^3$ ) $\Rightarrow$	54 Kg/m <sup>2</sup>

**G<sub>pt</sub> = 582 Kg/m<sup>2</sup>**

2) Plancher d'étage courant :

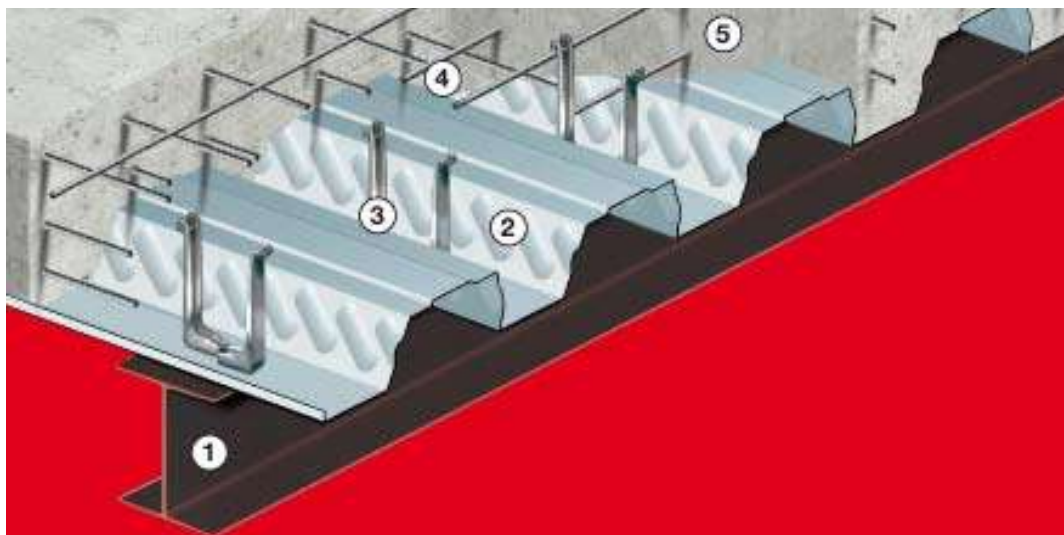


Figure 2 : Composition du plancher mixte.

1) Solive en profilé métallique (estimé).....	40 Kg/m <sup>2</sup>
2) TN40 coffrage perdu.....	12,9 Kg/m <sup>2</sup>
3) Des connecteurs .....	
4) Dalle en B.A..... (Ep = 9 cm ; $\gamma = 2500 \text{ Kg/m}^3$ ) $\Rightarrow$	225 Kg/m <sup>2</sup>
5) G .....	3,5 Kg/m <sup>2</sup>
6) Cloison en brique .....	75 Kg/m <sup>2</sup>
7) Faux plafond en Plaque au plâtre.....	4 Kg/m <sup>2</sup>

$$G_{pc} = 359,5 \text{ Kg/m}^2$$

### VIII. CONCEPTION DE L'OUVRAGE :

Après avoir déterminé les qualités intrinsèques du matériau acier et d'une structure métallique, il faut se pencher sur les différents critères dont le choix, par le maître de l'ouvrage ; l'architecte ou l'ingénieur, peut influencer la conception de projet et la réalisation de l'ouvrage ; certains critères sont liés au bon fonctionnement du bâtiment (Utilisation des surfaces ou des volumes, confort ... etc.), alors que d'autres sont liés plus directement à la sécurité structurale de la charpente (capacité portante , etc.).

Enfin, les facteurs liés à l'économie de la construction et à l'impact sur l'environnement doivent être pris en compte durant toutes les phases de réalisation de l'ouvrage.

#### VIII.1. Conception architecturale :

Le bâtiment à usage d'habitation il est composé d'un rez-de-chaussée et de quatre niveaux.

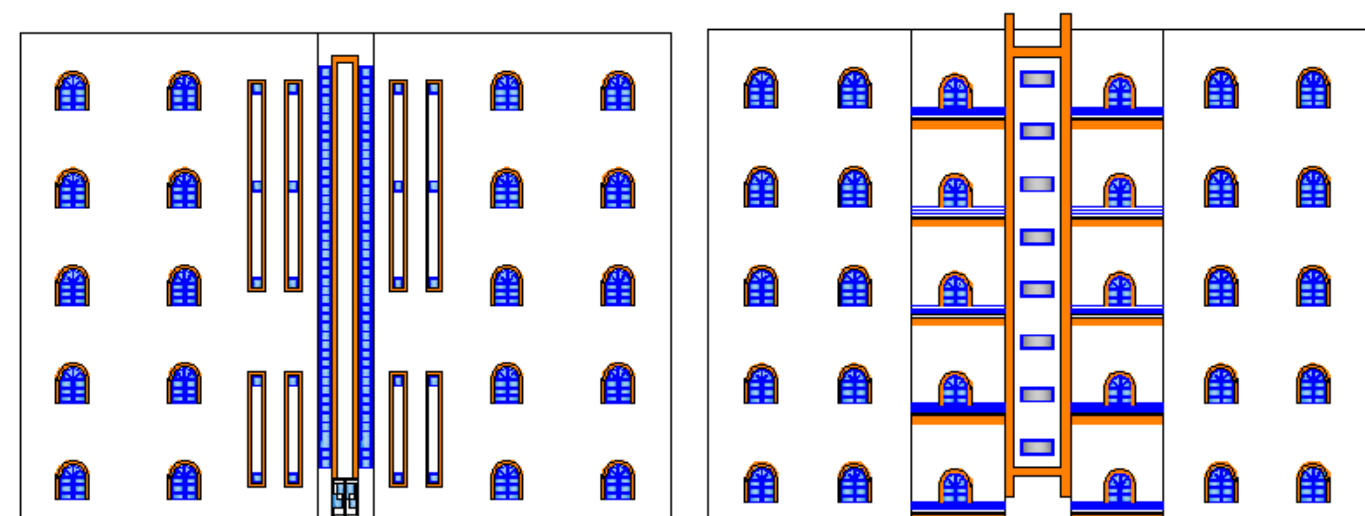


Figure 3 : Vue façade du bâtiment (principale et postérieure).

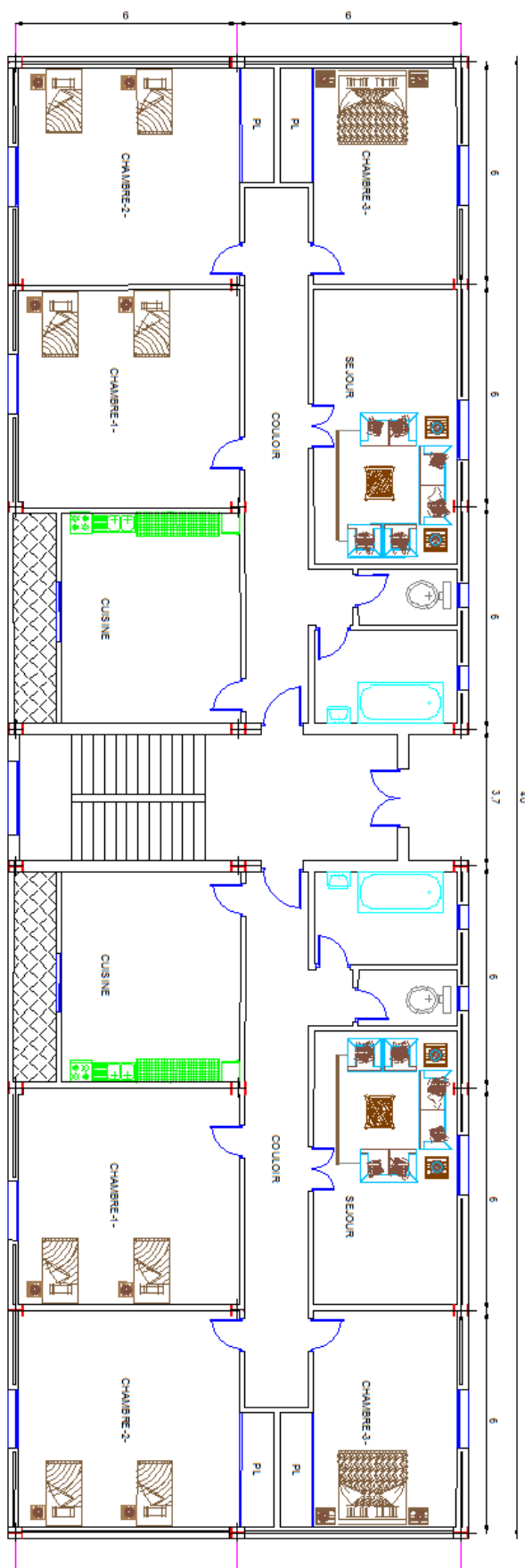


Figure 4 : Plan architectural du bâtiment

# CHAPITRE II

## ETUDE NEIGE ET VENT

---

**ETUDE D'UN BATIMENT (R+4) EN  
CHARPENTE METALIQUE**



**I. INTRODUCTION :**

Dans ce chapitre nous allons définir les effets climatiques. Ces derniers ont une grande influence sur la stabilité de la structure. Pour cela il y a des normes qui fixent les valeurs des charges.

**II. CHARGES CLIMATIQUES :****II.1. L'effet de la neige :**

L'accumulation de la neige sur la toiture de la tour produit une surcharge qu'il faut prendre en compte pour les vérifications des éléments de cette structure. Le règlement RNV99 s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à 50 mètres.

Notre projet se trouve à une altitude de 16 m.

❖ **Calcul des charges de la neige :**

$$S = \mu S_K \quad \text{N/m}^2 \quad ; \quad \mu = 0,8$$

Avec:

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

Le bâtiment se situe à la wilaya de Guelma, Zone B.

Influence de l'altitude : La valeur  $S_K$  est déterminée par les lois de variation suivant l'altitude  $H(\text{m})$  du site considéré par rapport au niveau de la mer.

$$H = 280\text{m}$$

$$S_K = \frac{(0,04 \times H + 10)}{100}$$

$$S_K = 0,212$$

$$\text{Donc} \rightarrow S = 0,8 \times 0,212$$

$$S = 0,1696 \text{ KN/m}^2$$

## II.2. L'effet du vent :

L'effet du vent sur une construction est assez prépondérant et a une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes les directions possibles.

Le calcul sera mené conformément au Règlement Neige et Vent 99. Ce document technique réglementaire (DTR) fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble d'une construction et sur ses différentes parties et s'applique aux constructions dont la hauteur est inférieure à 200m.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

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

### II.2.1. Données relatives au site :

- Catégorie du terrain IV
  - Site plat :  $C_T = 1$  (Tableau 2.5. RNV99) [1]
  - Zone du vent I (ANNEXE.1. RNV99) [1]
  - $q_{\text{réf}} = 37,5 \text{ daN/m}^2$  (Tableau 2.3. RNV99) [1]
  - $K_T = 0,24$
  - $Z_0 = 1 \text{ m}$
  - $Z_{\text{min}} = 16 \text{ m}$
  - $\xi = 0,46$
- } (Tableau 2.4. RNV99) [1]

Selon le règlement RNV 99, le calcul doit être effectué séparément pour chacune des directions perpendiculaires aux différentes parois de l'ouvrage.

❖ Les directions sont comme suit :

- La direction V1 du vent : perpendiculaire à la façade AB.
- La direction V2 du vent : perpendiculaire à la façade BC.

- Sens  $V_1$  : façade latérale



Figure 1 : Action du vent.



- Sens V<sub>2</sub> : façade principale.

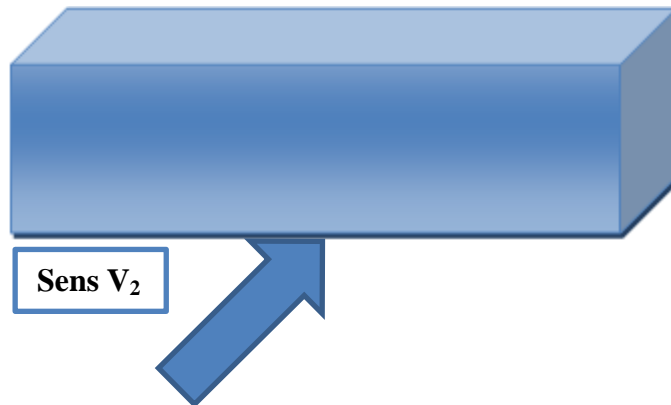


Figure 2 : Action du vent.

**II.2.2. Calcul de la pression due au vent :**

La pression due au vent qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par :

$$q_j = C_d \times W(z_j) \text{ [N/m}^2\text{]} \quad (\text{\S}1.2.2.1 \text{ RNV99})[1]$$

**C<sub>d</sub>** : le coefficient dynamique de la construction Figure 3.3 [1]

**W** : (en N/m<sup>2</sup>) est la pression nette (appelée aussi pression) exercée sur l'élément de surface, calculée à la hauteur Z<sub>j</sub> relative à l'élément de surface j.

1) Détermination du coefficient dynamique C<sub>d</sub> :

C<sub>d</sub> est donné en fonction des dimensions :

- ❖ b (en m) qui désigne la dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent prise à la base de la construction.
- ❖ h (en m) qui désigne la hauteur total de la construction

Les directions du vent	Coefficient dynamique C <sub>d</sub>	Dimensions
V1	1	H= 16m b= 12,4m
V2	0,95	H= 16m b= 40m

Tableau 1 : Coefficient dynamique C<sub>d</sub>.

2) Détermination du W (z<sub>j</sub>) :

$$W(z_j) = q_{dyn}(Z_j) \times (C_{pe}-C_{pi}) \text{ [N/m}^2\text{]} \quad (\text{\S}1.2.2.2 \text{ RNV99})[1]$$

- ❖ **q<sub>dyn</sub>**: est la pression dynamique du vent calculée à la hauteur z<sub>j</sub> relative à l'élément de surface j.
- ❖ **C<sub>pe</sub>** : est le coefficient de pression extérieure.
- ❖ **C<sub>pi</sub>** : est le coefficient de pression intérieure.

a) Détermination de la pression dynamique  $q_{dyn}$  :

La pression dynamique  $q_{dyn}(Z_j)$  qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par :

$$q_{dyn}(Z_j) = q_{ref} \times C_e(Z_j) \text{ [N/m}^2\text{]} \quad (\S 3.2 \text{ RNV99}) [1]$$

$$q_{ref} = 37,5 \text{ daN/m.}$$

$C_e$  : coefficient d'exposition au vent.

➤ **Détermination du coefficient d'exposition  $C_e(Z)$ :**

$$C_e(Z) = C_t(Z)^2 \times C_r(Z)^2 \left[ 1 + \left( 7 \cdot \frac{K_t}{C_r(Z) \times C_t(Z)} \right) \right] \quad (\S 3.3.2 \text{ RNV99}) [1]$$

$C_t(z)$ : le coefficient de topographie.

$C_r(z)$  : le coefficient de rugosité.

$K_T$  : facteur de terrain.

➤ **Coefficient de rugosité :**

Le coefficient de rugosité traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent.

$$\begin{aligned} C_r(Z) &= K_t \cdot \ln\left(\frac{Z_{min}}{Z_0}\right) & Z < Z_{min} \\ C_r(Z) &= K_t \cdot \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) & Z_{min} \leq Z \leq 200\text{m} \end{aligned} \quad (\S 4.2 \text{ RNV99}) [1]$$

/	$Z_j$ (m)	$C_r$ ( $Z_j$ )	$C_t$	$C_e$ ( $Z_j$ )	$q_{dyn}$ ( $Z_j$ ) N/m <sup>2</sup>
RDC	3,2	0,66	1	1,54	577,5
1	6,4	0,66	1	1,54	577,5
2	9,6	0,66	1	1,54	577,5
3	12,8	0,66	1	1,54	577,5
4	16	0,66	1	1,54	577,5

**Tableau 2** : Valeurs de pression dynamique.

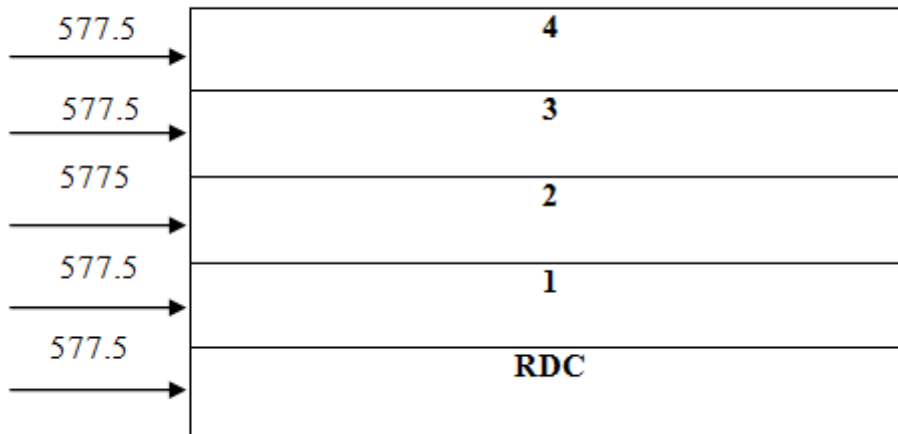


Figure 3 : Pression dynamique sur la paroi verticale.

b) Calcul des coefficients des pressions :

1) Coefficients de pression extérieure :

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

$$\begin{aligned}
 C_{pe} &= C_{pe.1} \text{ si } S \leq 1 \text{ m}^2 \\
 C_{pe} &= C_{pe.1} + (C_{pe.10} + C_{pe.1}) \times \log_{10}(S) \text{ si } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2 \\
 C_{pe} &= C_{pe.10} \text{ si } S \geq 10 \text{ m}^2 \quad (\text{\S}1.1.1.2 \text{ RNV99})[1]
 \end{aligned}$$

Dans notre cas :  $S \geq 10 \text{ m}^2$

**La direction du vent  $V_1$  :**

➤ **Pour les parois verticales :**

$$b = 12,4\text{m} \quad h = 16\text{m} \quad d = 40\text{m}$$

$$e = \min(b, 2h) = (12,4 ; 2(16)) = 12,4\text{m}$$

$e < d \longrightarrow$  La paroi est divisée comme indiquée:

A	B	C	D	E
$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Tableau 3 :  $C_{pe}$  pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire.

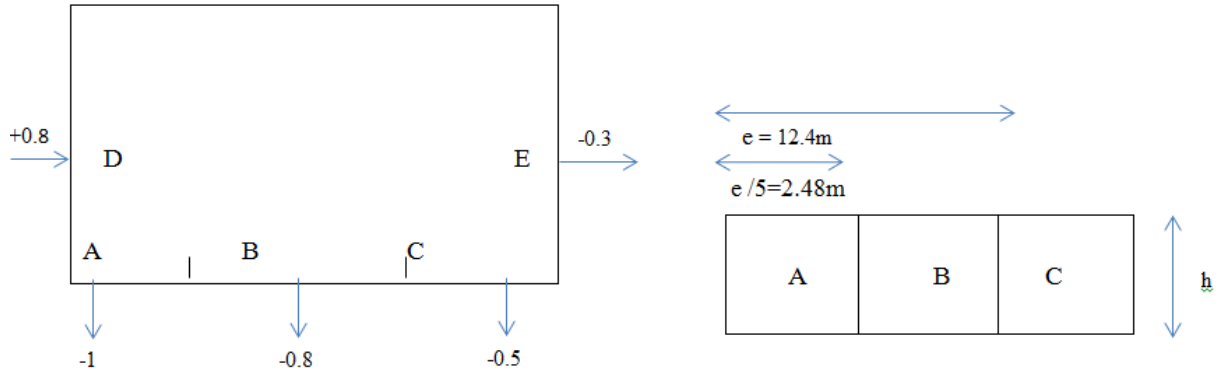


Figure 4 : Légende pour les parois verticales.

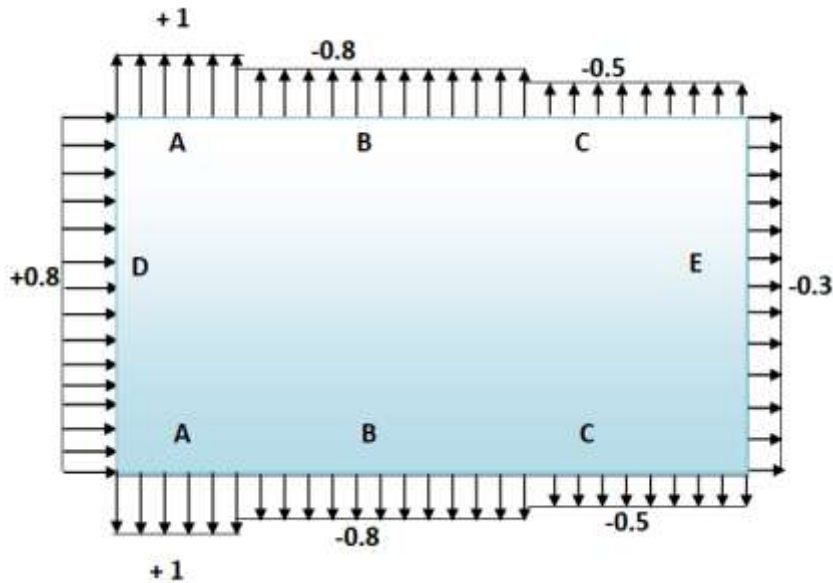


Figure 5 : Valeur de Cpe pour les parois verticales.

➤ **Pour la toiture :**

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 4°. Les différentes zones de pression, G, H, I sont représentées sur la figure

$$e = \min (b, 2h) = (12.4, 2(16)) = 12.4m$$

F	G	H	I
$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
-1,8	-1,2	-0,7	±0,2

Tableau 4: Coefficient de pression intérieur pour les toitures plates.

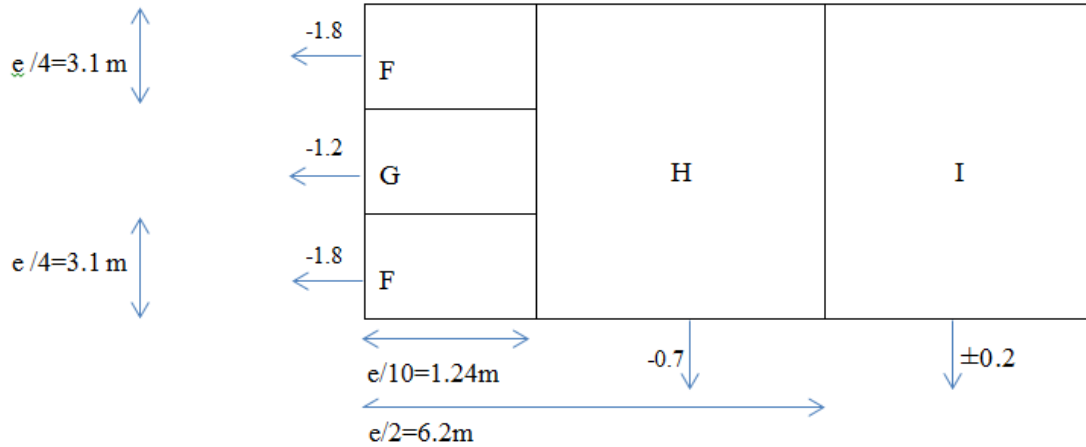


Figure 6 : Valeur de Cp pour la toiture.

➤ Coefficient de pression interne Cpi :

Pour Cpi1, Cpi2 dans le cas des bâtis avec cloisons intérieur sont :

0,8 et -0,5

(§2.2.2 RNV99) [1]

$$q_j = C_d \times q_{dyn}(Z_j) \times (C_{pe} - C_{pi})$$

(§1.2.2.1 RNV99) [1]

Les résultants de  $q_j$  sont donnés par les tableaux suivants :

		$C_d$	$q_{dyn}$ (N/m <sup>2</sup> )	$C_{pe}$	$C_{pi, 1}$	$C_{pi, 2}$	$q_{j1}$ (N/m <sup>2</sup> )	$q_{j2}$ (N/m <sup>2</sup> )
R D C	A	1	577,5	-1	-0,5	0,8	- 288,75	-1039,5
	B	1	577,5	-0,8	-0,5	0,8	-173,25	-924
	C	1	577,5	-0,5	-0,5	0,8	-268,125	-750,75
	D	1	577,5	0,8	-0,5	0,8	0	0
	E	1	577,5	-0,3	-0,5	0,8	115,5	-635,25
1	A	1	577,5	-1	-0,5	0,8	- 288,75	-1039,5
	B	1	577,5	-0,8	-0,5	0,8	-173,25	-924
	C	1	577,5	-0,5	-0,5	0,8	-268,125	-750,75
	D	1	577,5	0,8	-0,5	0,8	0	0
	E	1	577,5	-0,3	-0,5	0,8	115,5	-635,25
2	A	1	577,5	-1	-0,5	0,8	- 288,75	-1039,5
	B	1	577,5	-0,8	-0,5	0,8	-173,25	-924
	C	1	577,5	-0,5	-0,5	0,8	-268,125	-750,75

3	D	1	577,5	0,8	-0,5	0,8	0	0
	E	1	577,5	-0,3	-0,5	0,8	115,5	-635,25
	A	1	577,5	-1	-0,5	0,8	-288,75	-1039,5
	B	1	577,5	-0,8	-0,5	0,8	-173,25	-924
	C	1	577,5	-0,5	-0,5	0,8	-268,125	-750,75
4	D	1	577,5	0,8	-0,5	0,8	0	0
	E	1	577,5	-0,3	-0,5	0,8	115,5	-635,25
	A	1	577,5	-1	-0,5	0,8	-288,75	-1039,5
	B	1	577,5	-0,8	-0,5	0,8	-173,25	-924
	C	1	577,5	-0,5	-0,5	0,8	-268,125	-750,75

Tableau 5 : les valeurs des pressions qj.

La direction du vent  $V_2$  :

➤ Pour les parois verticales :

$b = 40\text{m}$   $h = 16\text{m}$   $d = 12.4\text{m}$

$e = \min(b, 2h) = (40, 2(16)) = 32\text{m}$

$d < e \longrightarrow$  La paroi est divisée comme indiquée:

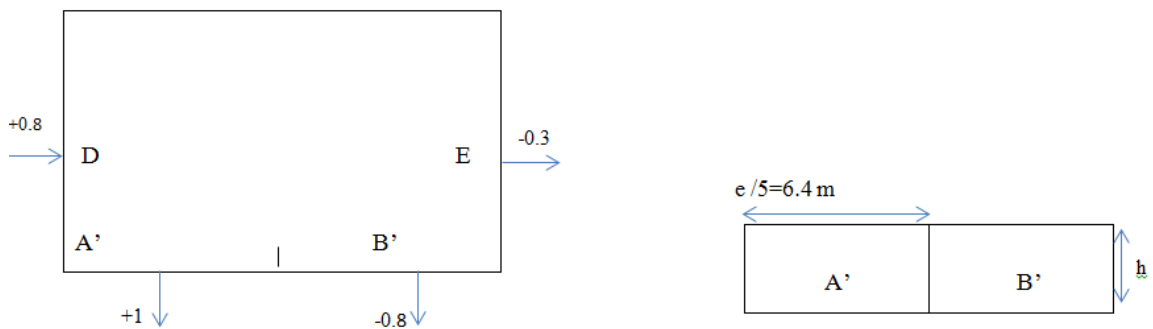


Figure 7 : les valeurs des pressions qj.

A'	B'	D	E
$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
-1	-0,8	0,8	-0,3

Tableau 6 : Cpe pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire

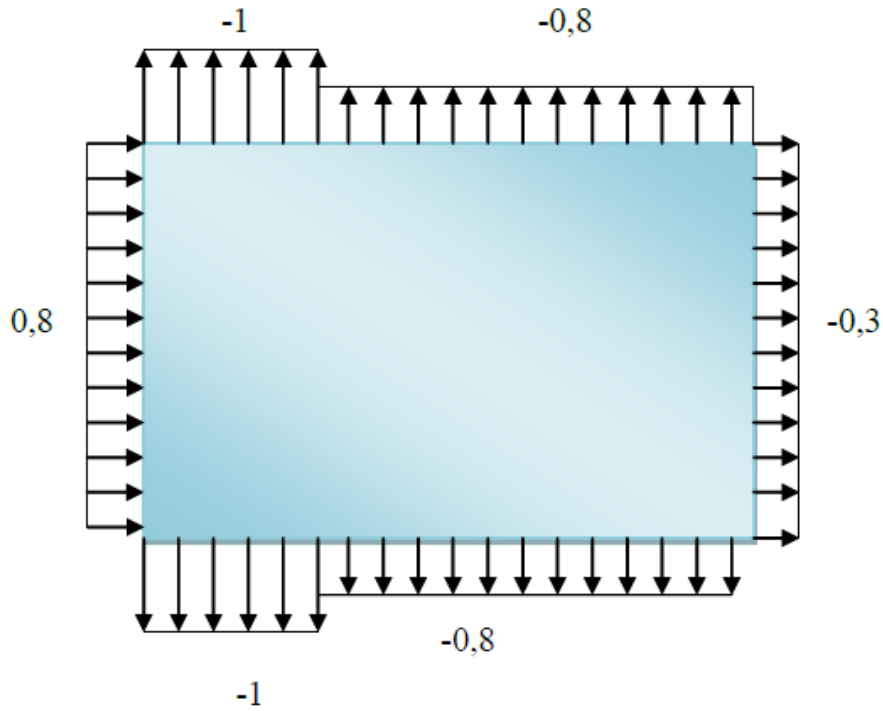


Figure 8 : Valeur de Cpe pour les parois verticales.

➤ **Pour la toiture :**

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 4°. Les différentes zones de pression, G, H, I sont représentées sur la figure.

$$e = \min (b, 2h) = (40 ; 2(16)) = 32m$$

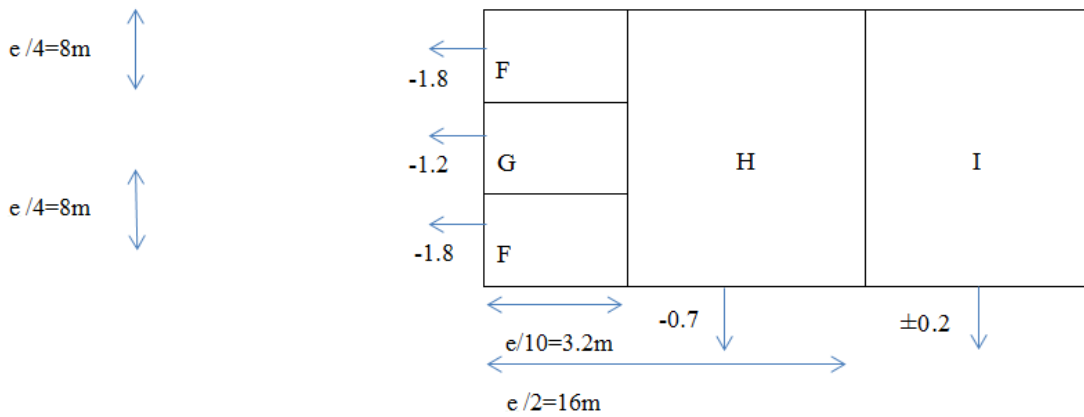


Figure 9 : Légende pour les toitures plates.

F	G	H	I
$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
-1,8	-1,2	-0,7	±0,2

**Tableau 7** : Coefficient de pression intérieure pour les toitures plates.

(Tableau5.2 RNV99)[1]

➤ **Coefficient de pression interne Cpi :**

Pour Cpi1, Cpi2 dans le cas des bâtis avec cloisons intérieur sont :  
0,8 et -0,5

(§2.2.2 RNV99) [1]

$$q_j = C_d \times q_{dyn}(Z_j) \times (C_{pe} - C_{pi})$$

(§1.2.2.1 RNV99) [1]

Les résultants de  $q_j$  sont donnés par les tableaux suivants :

	Zone	$C_d$	$q_{dyn}$ ( $N/m^2$ )	$C_{pe}$	$C_{pi1}$	$C_{pi2}$	$q_{j1}$ ( $N/m^2$ )	$q_{j2}$ ( $N/m^2$ )
<b>R</b>	A'	0,9	577,5	-1	-0,5	0,8	-259,88	-935,55
	B'	0,9	577,5	-0,8	-0,5	0,8	-155,93	-831,6
	D	0,9	577,5	0,8	-0,5	0,8	675,68	0
	E	0,9	577,5	-0,3	-0,5	0,8	103,95	-571,73
<b>1</b>	A'	0,9	577,5	-1	-0,5	0,8	-259,88	-935,55
	B'	0,9	577,5	-0,8	-0,5	0,8	-155,93	-831,6
	D	0,9	577,5	0,8	-0,5	0,8	675,68	0
	E	0,9	577,5	-0,3	-0,5	0,8	103,95	-571,73
<b>2</b>	A'	0,9	577,5	-1	-0,5	0,8	-259,88	-935,55
	B'	0,9	577,5	-0,8	-0,5	0,8	-155,93	-831,6
	D	0,9	577,5	0,8	-0,5	0,8	675,68	0
	E	0,9	577,5	-0,3	-0,5	0,8	103,95	-571,73
<b>3</b>	A'	0,9	577,5	-1	-0,5	0,8	-259,88	-935,55



4	B'	0,9	577,5	-0,8	-0,5	0,8	-155,93	-831,6
	D	0,9	577,5	0,8	-0,5	0,8	675,68	0
	E	0,9	577,5	-0,3	-0,5	0,8	103,95	-571,73
	A'	0,9	577,5	-1	-0,5	0,8	-259,88	-935,55
	B'	0,9	577,5	-0,8	-0,5	0,8	-155,93	-831,6
	D	0,9	577,5	0,8	-0,5	0,8	675,68	0
	E	0,9	577,5	-0,3	-0,5	0,8	103,95	-571,73

**Tableau 8** : les valeurs des pressions  $q_j$ .

### II.3. EFFET DE LA VARIATION DE LA TEMPERATURE:

On doit tenir compte des effets de la dilatation thermique chaque fois qu'ils risquent d'engendrer des efforts anormaux dans les éléments de la charpente métallique et de produire des désordres dans les appuis et dans les éléments exposés à l'air libre (variation plus élevé de gradient thermique)

Pour le cas étudié, on n'a pas pris en compte l'effet de la température à cause des justifications suivantes :

- ❖ la longueur minimale pour laquelle on doit tenir compte l'effet thermique est de 50m. la longueur de notre bâtiment est de 40 m largement inférieur à 50 m.

# CHAPITRE III

## PRE-DIMENSIONNEMENT

---

**ETUDE D'UN BATIMENT (R+4) EN  
CHARPENTE METALIQUE**



**I. INTRODUCTION :**

Le pré dimensionnement a pour but de déterminer l'ordre de grandeur de chaque élément porteur ou résistant (poutres, poteaux) afin de pouvoir faire plus tard les vérifications de l'ensemble des portiques soumis aux charges verticales et horizontales. Donc en quelques sorte les résultats qu'on va trouver servent comme données initiales pour déterminer les efforts dans les différents portiques.

Après avoir fait le choix de la structure porteuse du bâtiment (poutres principales, Secondaire et solives) ont pré dimensionne 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

**II. PRINCIPES DE CALCUL :**

- Vérification de la condition de flèche :

$$f_{\max} \leq \bar{f}$$

- Vérification de la condition de résistance :

$$M_{sd} \leq M_{plRd}$$

- Vérification au cisaillement :

$$V_{sd} \leq V_{plRd}$$

- Valeurs limites des flèches

Conditions	$\delta_{v \max}$ (flèche dans l'état final)
Toiture en générale	L/200
Toiture supportant des personnels Autres que les personnels d'entretien	L/250
Planchers en général	L/250
Planchers et toitures	L/250
Planchers supportant des poteaux (à moins que la flèche ait été incluse dans l'analyse globale de l'état Limite ultime	L/400
Cas où $\delta_{v \max}$ peut nuire à l'aspect du bâtiment	L/250

Tableau 1 : Valeurs limites des flèches.

(Tableau CCM97) [3]

- **Coefficient partiels de sécurité : CCM97 [3]**

- ✚ Le coefficient partiel de sécurité doit être pris égal aux valeurs suivantes :
- ✚ Section de classe (1, 2, 3)  $\longrightarrow \delta_{M0} = 1,1$
- ✚ Section de classe 4  $\longrightarrow \delta_{M1} = 1,1$
- ✚ Section nette au droit des trous  $\longrightarrow \delta_{M2} = 1,25$
- ✚ Cas des états limites ultimes des éléments  $\longrightarrow \delta_{M1} = 1,1$

- **Sollicitation de calcul :**  
Etat limite ultime :  $1,35G + 1,5Q$   
Etat limite de service :  $G + Q$

### III. PRE-DIMENSIONNEMENT :

#### III.1. Les solives :

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

$$0,7\text{m} \leq L \leq 1,50\text{m}$$

Leur écartement varie de 0,70m à 1,50m, suivant la nature du support de plancher, et la destination des locaux (bureaux ou habitation). On opte pour une distance de  $L=1,66\text{m}$ . Donc on choisit un espacement de tel sorte que l'intervalle soit régulier

Soit  $\frac{6\text{m}}{6} = 1\text{m}$  étant une valeur moyenne :

$$0,7\text{m} \leq L \leq 1,50\text{m}$$

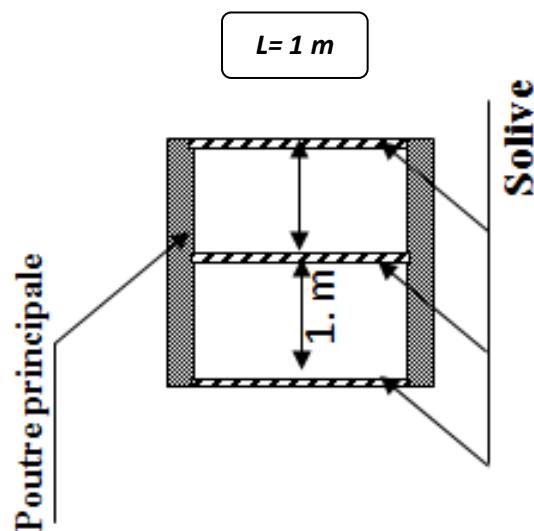


Figure 1 : Présentation schématique d'une solive.

#### 1) Niveau Terrasse :

- **Caractéristiques des solives :**

Portée de la solive  $L = 3\text{m}$

Distance entre l'axe des solives  $L_c = 1\text{m}$

La longueur de la solive  $L = 6\text{m}$

L'inclinaison de plancher  $\alpha = 0^\circ$

Le chargement	Charge linéaire
Chargement permanent (G) : Pois propre de plancher : $G_{ter} = 582 \text{ kg/m}^2$	$G_{ter} = 582 \times 1 = 582 \text{ kg/ml}$
<b>G = 582 kg/ml</b>	
Chargement d'exploitation(Q) : Charge inaccessible : $Q = 100 \text{ kg/m}^2$ Charge de neige : $N_n = 16,96 \text{ kg/m}^2$	$Q = (100 + 16,96) \times 1 = 116,96 \text{ kg/ml}$
<b>Q = 116,96 kg/ml</b>	

Tableau 2 : Valeurs des charges au niveau de la terrasse.

➤ **Combinaison des charges :**

Charge pondérée :  $\frac{4}{3}G + \frac{17}{12}(Q + N_n)$

$Q_s = 941,70 \text{ Kg/ml}$

Charge non pondérée :  $G + Q + \frac{5}{3}N_n$

$Q_u = 620,27 \text{ Kg/ml}$

Pour le pré dimensionnement on doit veiller à la condition de flèche.

➤ **Condition de flèche :** (charge non pondérée)

$$\frac{5qL^4}{384EI_x} \leq \frac{L}{250}$$

$$I_x \geq \frac{5 \times 250 \times qL^3}{384 E} \Rightarrow I_x \geq \frac{5 \times 250 \times 6,2027 \times 600^3}{384 \times 21 \times 10^5} = 2076,80 \text{ cm}^4$$

Donc notre profilée **IPE 220**

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

➤ **Vérification de condition de résistance :**

$\sigma \leq \sigma_e$

$\sigma = \frac{941,10 \times 600^2 \times 10^{-2}}{8 \times 252} = 1681,61 \text{ kg/ml}$

**1681,61 kg/ml ≤ 2400 kg/ml**

Condition vérifié

2) Niveau étage courant :

➤ **Caractéristiques des solives :**

Portée de la solive  $L = 6m$

Distance entre l'axe des solives  $L_c = 1 m$

La longueur de la solive  $L = 6m$

L'inclinaison de plancher  $\alpha = 0^\circ$

Le chargement	Charge linéaire
Chargement permanent (G) : Pois propre de plancher : $G_{ter} = 359,5 \text{ kg/m}^2$	$G_{ter} = 359,5 \times 1 = 359,5$ kg/ml
<b>G = 359,5 kg/ml</b>	
Chargement d'exploitation(Q) : Charge inaccessible : $Q = 250 \text{ kg/m}^2$	$Q = 250 \times 1 = 250 \text{ kg/ml}$
<b>Q = 250 kg/ml</b>	

Tableau 3 : Valeurs des charges au niveau de l'étage courant.

➤ **Combinaison des charges :**

Charge pondérée :  $\frac{4}{3}G + \frac{3}{2}(Q)$

$Q_s = 854,34 \text{ Kg/ml}$

Charge non pondérée :  $G+Q$

$Q_u = 609,50 \text{ Kg/ml}$

Pour le pré dimensionnement on doit veiller à la condition de flèche.

➤ **Condition de flèche :** (charge non pondérée)

$$\frac{5qL^4}{384EI_x} \leq \frac{L}{250}$$

$$I_x \geq \frac{5 \times 250 \times qL^3}{384 E} \Rightarrow I_x \geq \frac{5 \times 250 \times 6,0950 \times 600^3}{384 \times 21 \times 10^5} = 2040,74 \text{ cm}^4$$

Donc notre profilée **IPE 220**

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

➤ Vérification de condition de résistance :

$$\sigma \leq \sigma_e$$

$$\sigma = \frac{854,34 \times 600^2 \times 10^{-2}}{8 \times 252} = 1525,61 \text{ kg/ml}$$

$$1525.61 \text{ kg/ml} \leq 2400 \text{ kg/ml}$$

Condition vérifié

Désignation abrégée	Poids	Section	Dimension				Caractéristique					
	G kg/m	A cm <sup>2</sup>	a mm	h mm	b mm	e mm	I <sub>x</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>x</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>y</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>x</sub> cm	i <sub>y</sub> cm
IPE220	26,2	33,4	5,9	220	110	9,2	2772	205	252	37,3	9,11	2,48

Tableau 4 : Caractéristique du profilé IPE220.

### III.2. Les poutres :

#### 1) Au niveau de terrasse :

La poutre est sollicitée par les réactions des solives, on peut considérer ici que les charges concentrées sur la poutre sont réparties à des intervalles réguliers selon le schéma.

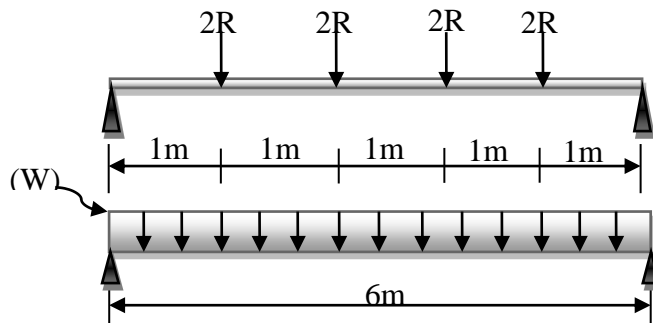


Figure 2 : Poutre chargée.

$$M_{MAX} = \frac{V_A L}{2} - 2R \left( \frac{L}{2} \right)$$

Avec  $V_A = 5R$

$$M_{MAX} = \frac{5RL}{2} - R = \frac{3RL}{2}$$

$M_{MAX}$  de la charge équivalente  $M_{MAX} = \frac{WL^2}{8} = \frac{3RL}{2} \Rightarrow w = 12 \frac{R}{L}$

Dans ce cas la flèche max est :  $f_{max} = \frac{5wL^4}{384 E I_x}$

Pour les éléments de terrasse  $f_{adm} = \frac{L}{250}$

Le chargement	Charge linéaire
Chargement permanent (G) : Pois propre de plancher : $G_{ter} = 582 \text{ kg/m}^2$	$G_{ter} = 582 \times 1 = 582 \text{ kg/ml}$
<b>G = 582 kg/ml</b>	
Chargement d'exploitation(Q) : Charge inaccessible : $Q = 100 \text{ kg/m}^2$ Charge de neige : $N_n = 16,96 \text{ kg/m}^2$	$Q = (100 + 16,96) \times 1 = 116,96 \text{ kg/ml}$
<b>Q = 116,96 kg/ml</b>	

Tableau 5 : Valeurs des charges au niveau terrasse.

➤ **Combinaison des charges :**

Charge pondérée :  $\frac{4}{3}G + \frac{17}{12}(Q + N_n)$

Charge non pondérée :  $G + Q + \frac{5}{3}N_n$

**$Q_s = 941,70 \text{ Kg/ml}$**

**$Q_u = 62,27 \text{ Kg/ml}$**

➤ **Condition de flèche :**

$R = \frac{ql}{2} = \frac{620,27 \times 6}{2} = 1861 \text{ kg}$  (Charge non pondérée)

$W = \frac{12 \times 1861}{6} = 3722 \text{ kg/ml}$        $f_{max} \leq \frac{L}{250}$

$\Rightarrow I_x \geq \frac{5 \times 200 \times WL^3}{384 \times E} \Rightarrow I_x = \frac{5 \times 250 \times 37,22 \times 600^3}{384 \times 21 \cdot 10^5} = 12462,05 \text{ cm}^4$

➤ **Condition de résistance :**

Soit  $W_x$  le module de résistance du profilé

$\frac{M_{max}}{W_x} \leq \sigma_e \Rightarrow W_x \geq \frac{M_{max}}{\sigma_e}$

$M_{max} = \frac{WL^2}{8}$  ;  $R = \frac{ql}{2} = \frac{941,70 \times 6}{2} = 2825 \text{ kg}$  (Charge pondérée)



$$\Rightarrow W = \frac{12 \times 2825}{6} = 5650 \text{ kg/ml}$$

$$M_{\max} = \frac{5650 \times 6^2}{8} = 25425 \text{ Kg. m}$$

$$\Rightarrow W_x \geq \frac{M_{\max}}{\sigma_e} = \frac{25425 \times 10^2}{2400} = \mathbf{1059,38 \text{ cm}^3}$$

On choisit le profilé qui vérifie les deux conditions ; donc notre profilée **IPE 400**

### III.3. Les poteaux :

#### III.3.1. Généralités :

Les poteaux sont des éléments structuraux qui transmettent les charges verticales des planchers aux fondations. Les moyens de transmettre ces charges verticales sont liés au système structural particulier utilisé pour la conception de l'ossature.

La position des poteaux dans le plan est dictée par la composition structurale. La plupart des grilles courantes de distribution sont carrées, rectangulaires ou parfois triangulaires, selon le choix du système structural global retenu. L'espace entre les poteaux dépend de la résistance des poutres et de l'ossature de plancher. Celui-ci peut varier de 3 à 20 m et, dans les cas courants, il varie de 6 à 10 m.

La transmission des charges des planchers aux poteaux peut se produire directement à partir des poutres de plancher assemblées aux poteaux ou de manière indirecte.

La transmission des charges indirectes implique l'usage d'une poutre principale

« De transfert » qui résiste à toutes les charges transmises par les poteaux situés au-dessus.

Dans les systèmes suspendus, la transmission des charges verticales est beaucoup plus compliquée.

Elle est directement assurée par des barres en traction (suspendes), suspendues aux éléments de poutres situés au sommet de la construction et qui supportent la charge verticale totale de tous les planchers.

Un nombre limité de poteaux transmet la charge totale aux fondations.

Le choix de la position et de l'espacement des poteaux dépend du système structural qui doit satisfaire aux exigences fonctionnelles et économiques.

Les formes des sections droites des poteaux les plus communément utilisées peuvent se subdiviser : en sections ouvertes et en sections creuses.

Les sections ouvertes sont principalement des profilés laminés standards en I ou en H.

Les sections en double T peuvent être reconstituées par soudage. Les sections en forme de croix peuvent être obtenues par soudage de profilés en cornières, de plats ou de profilés en double T.

Les profils creux peuvent être de section circulaire, carrée ou rectangulaire. Ils peuvent aussi être constitués à partir de plats ou de profilés en double T.

Les sections creuses carrées et circulaires ont l'avantage d'avoir la même résistance dans les deux directions principales, ce qui permet d'obtenir la section de dimension minimale.

Quelquefois les sections creuses peuvent être remplies de béton, ce qui donne à la fois un accroissement de résistance et une amélioration significative de la résistance au feu (> 60 mn). Cependant les assemblages poutre-poteau sont plus compliqués que dans le cas d'assemblages de sections en I.

**III.3.2. Méthode de pré-dimensionnement :**

Le pré dimensionnement des poteaux se fait sous la force horizontale due aux vents extrêmes agissant transversalement sur le portique.

On calcule le déplacement relatif au niveau(1) ( $\Delta_1$ ) et on limitera ce déplacement au déplacement admissible donné par RPA99

$$\bar{\Delta}_{adm} = 0,0075 h_e \quad (h_e = \text{hauteur d'étage})$$

Le déplacement relatif du niveau (1) est :

$$\Delta_1 = \frac{T_1}{R_1}$$

Avec :

$T_1$  = effort tranchant au niveau (1)

$R_1$  = rigidité relative de niveau (1)

L'effort tranchant au niveau (1)  $T_1 = 6^t$

$$\frac{1}{2B} \Delta_1 \leq \bar{\Delta}_{adm} = 0,0075 h_e$$

$B = \frac{1}{5}$  (Coefficient dépend du type de contreventement)

$$\frac{1}{2B} \Delta_1 = \frac{1}{2B} \frac{T_1}{R_1} = \frac{5}{2} \times \frac{6260}{R_1} \leq 0,0075 \times 320 \Rightarrow R_1 \geq \frac{5 \times 6260}{2 \times 0,0075 \times 320}$$

$$R_1 \geq 6520,83 \text{ kg/cm} \Rightarrow R_1 = 6600 \text{ kg/cm}$$

La rigidité du niveau (1) est :  $R_1 \geq \frac{12EI_e}{h_e^3}$

$I_e$  = inertie des poteaux du niveau (1)

$$\frac{12EI_e}{h_e^3} \geq 7500 \Rightarrow I_e \geq \frac{6600 \times 320^3}{12 \times 21 \times 10^5} = 8582,10 \text{ cm}^4$$

On choisit des poteaux de même inertie sur tout le niveau, alors l'inertie du poteau est :

$$I_p \geq \frac{I_e}{3} = 2860,7 \text{ cm}^4$$

Alors on choisit:

**Des poteaux en IPE 300**

**III.3.3. Choix final :**

- ✓ SOLIVES : IPE 220.
- ✓ POUTRES : IPE 400.
- ✓ POTEAUX : IPE 300

## IV. ETUDE DE L'ESCALIER :

### IV.1. Conception :

Un escalier se compose d'un certain nombre de marches dont la longueur s'appelle l'embranchement et la largeur des marches s'appelle giron (g) ; et la hauteur des marches (h) s'appelle contre marche.

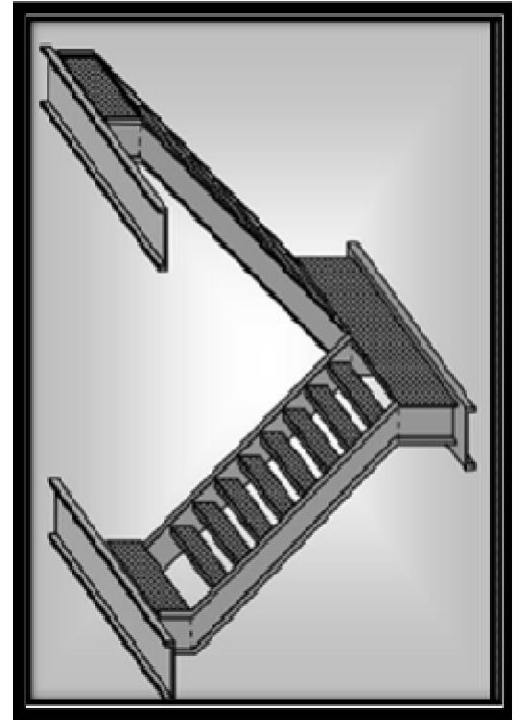
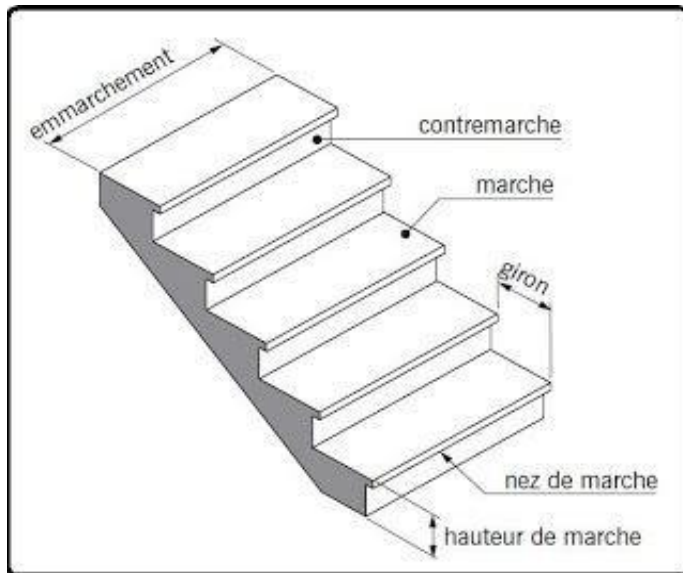


Figure 3 : Valeurs des charges au niveau terrasse.

Pour notre cas les escaliers sont droits constitués par deux limons en profilé UAP séparés par un palier. Entre les deux limons sont disposés des cornières de marche soudées à leur extrémités et cela pour permettre la maintenance des marches et contre marches.

### IV.2. Dimension de l'escalier :

Pour les dimensions de marches (g) et contre marches (h) on utilise généralement la formule de **BLONDEL**.

$$0,59 \leq g + 2h \leq 0,66$$

h : varie de 14 cm à 20 cm

g : varie de 22 cm à 30 cm

#### 1) Escalier RDC :

Soit « H » la hauteur à monter (la hauteur libre sous plafond + épaisseur du plancher fini).

$$H=3,2 \text{ m}$$

Admettons des marches de hauteur **h=18cm**

Alors le nombre de marche est :

$$n = \frac{320}{18} = 17,78 \quad \text{en prend} \quad \boxed{n = 18}$$

n : nombre des marches.

- Hauteur des marches h= 18 cm
- Largeur des marches g = 27,5 cm

❖ **Vérification de la condition de "BLONDEL" :**

$$0,59 \leq g + 2h \leq 0,66$$

$$0,59 \leq 0,275 + 2 \times 0,18 \leq 0,66$$

$$\boxed{0,59 < 0,635 < 0,66}$$

Condition vérifié

2) Escalier étage courant :

Aussi Pour les dimensions de marches (g) et contre marches (h) on utilise généralement la formule de "BLONDEL"

$$\boxed{0,59 \leq g + 2h \leq 0,66}$$

Soit « H » la hauteur à monter (la hauteur libre sous plafond + épaisseur du plancher fini).

$$\boxed{H = 3,2m}$$

Admettons des marches de hauteur **h=18cm**

Alors le nombre de marche est :

$$\boxed{n = 18}$$

$$n = \frac{320}{18} = 17,78$$

En prend :

n : nombre des marches.

- Hauteur des marches h= 18 cm
- Largeur des marches g = 27 ,5 cm

❖ Vérification de la condition de "BLONDEL" :

$$0,59 \leq g + 2h \leq 0,66$$

$$0,59 \leq 0,275 + 2 \times 0,18 \leq 0,66$$

$$0,59 \leq 0,635 \leq 0,66$$

Condition vérifié

IV.3. Evaluation des charges :

Chaque volée de l'escalier est composée de deux limons sur lesquels viennent reposer des tôles par l'intermédiaire des cornières.

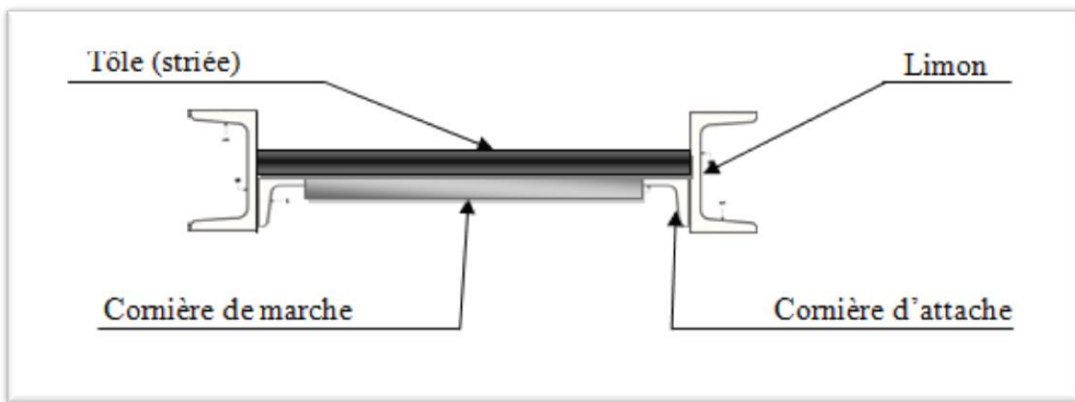


Figure 4 : Composition de la marche.

- Tôle striée (ep = 5mm) → 45 kg/m<sup>2</sup> (G)
- Surcharge d'exploitation → 400 kg/m<sup>2</sup> (Q)

IV.4. Dimensionnement des éléments porteurs :

1) Cornières de marches :

a) Condition de flèche :

$$\frac{5qL^4}{384EI_x} < \frac{L}{250}$$

$$q = (G+Q) \times g = (400+45) \times 0,275$$

$$q = 122,380 \text{ kg/m}$$

$$I_x \geq \frac{5 \times 250 \times qL^3}{384 E} \Rightarrow I_x \geq \frac{5 \times 250 \times 1,2238 \times 160^3}{384 \times 21 \times 10^5} = 7,77 \text{ cm}^4$$

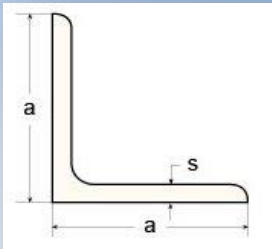
Le choix :

**L 50×50×5**

$I_x = I_y = 10.96 \text{ cm}^4$

$W_x = W_y = 3.05 \text{ cm}^3$

$A = 4.80 \text{ cm}^2$        $P = 3,77 \text{ kg/ml}$



b) Vérification de la résistance :

Charge total :

$$q = 4/3 G + 3/2 Q = 4/3 (45 \times 0,275 + 3,77) + 3/2 (400 \times 0,275) = 186,53 \text{ kg/m}$$

$$q = 186,53 \text{ kg/ml}$$

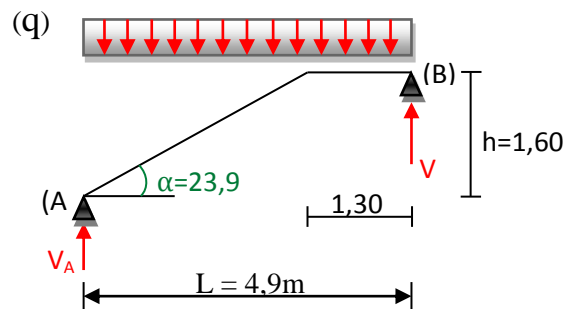
$$\sigma_{fx} = \frac{M_{max}}{W_x} = \frac{ql^2}{8W_x} = \frac{1.8653 \times 160^2}{8 \times 3.05} = 1957,04 \text{ kg/cm}^2$$

$$1957,04 \text{ kg/cm}^2 \leq 2400 \text{ kg/cm}^2$$

Condition vérifié

2) Limons :

$$V_A = V_B = qL/2 \quad ; \quad M_{max} = qL^2/8 \quad ; \quad N_{max} = qL/2 \sin$$



a) Condition de flèche :

$$\frac{5ql^4}{384EI_x} \leq \frac{L}{250}$$

$$q = Q \times \cos\alpha$$

$$Q = \frac{(400+45) \times 1,60}{2} = 356 \text{ kg/m}$$

$$q = 356 \times 0,92 = 325,30 \text{ kg/m}$$

$$l = \frac{L}{\cos\alpha} = \frac{4,90}{\cos 23,29} = 5,37 \text{ m}$$

$$Q = 356 \text{ kg/m}$$

$$q = 325,30 \text{ kg/m}$$

$$l = 5,37 \text{ m}$$

$$I_x \geq \frac{5 \times 250 \times q l^3}{384 E} \Rightarrow I_x \geq \frac{5 \times 250 \times 3,253 \times 5,37^3}{384 \times 21 \times 10^5} = 780,85 \text{ cm}^4$$

On choisit **UAP 200**

b) Vérification de la résistance :

Charge total:

$$q = 4/3 G + 3/2 Q = 4/3 (45 \times 0,80 + 17,93) + 3/2 (400 \times 0,80) = 551,91 \text{ kg/m}$$

$$q = 551,91 \text{ kg/m}$$

$$\sigma_{fx} = \frac{M_{max}}{W_x} = \frac{ql^2}{8W_x} = \frac{5,5191 \times 5,37^2}{8 \times 106,14} = 1874,64 \text{ kg/cm}^2$$

$$1874,64 \text{ kg/cm}^2 \leq 2400 \text{ kg/cm}^2$$

Condition vérifié

c) Cisaillement :

$$\tau = \frac{T \times S}{e} \leq \bar{\tau} = \frac{\sigma_e}{1,54}$$

$$A_s \geq 0,15 \times A_T \longrightarrow \tau = \frac{T}{A}$$

$$A_s = 1,5 \times 6,5 = 7,475 \text{ cm}^2$$

$$0,15 \times A_T = 4,80 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq 0,15 \times A_T$$

$$7,475 \text{ cm}^2 \geq 4,80 \text{ cm}^2$$

$$T = \frac{q.l}{2} = \frac{551,91 \times 5,37}{2} = 1481,88 \text{ kg}$$

$$\tau = \frac{T}{A} = \frac{1481,88}{(32 - 2 \times 7,475)} = 86,14 \text{ kg/cm}^2$$

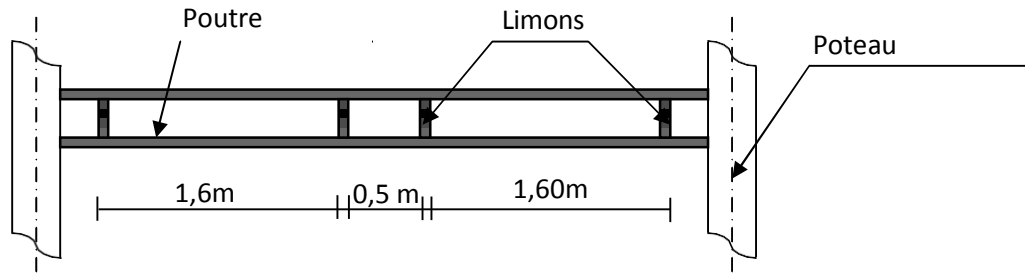
$$\tau = 86,14 \text{ kg/cm}^2 \leq \frac{2400}{1,54} = 1558,40 \text{ kg/cm}^2$$

Condition vérifié

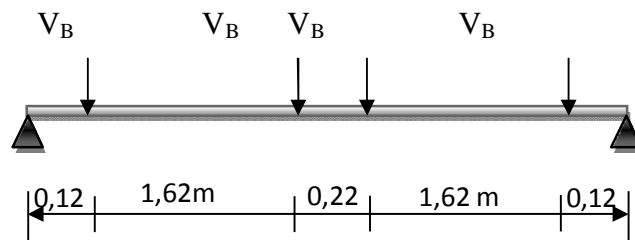
On choisit Limon **UAP 150**



3) Poutre d'appui des limons :



a) Schéma statique :



$$V_B = q \cdot L / 2$$

$$q = (G + Q) \times 0,8 = 356 \text{ kg}$$

$$V_B = 872,20 \text{ kg/ml}$$

b) Condition de fleche :

La flèche max se trouve au milieu de la poutre  $f_{\max} = 2f_1 + 2f_2$

$$f = \frac{P \cdot a \cdot (3l^2 - 4a^2)}{48EI}$$

$$\text{➤ } a = 0,12 \text{ m} \quad f_1 = \frac{872,20 \times 12 (3 \times 370^2 - 4 \times 12^2)}{48EI} = \frac{4292521834}{48EI}$$

$$\text{➤ } a = 1,74 \text{ m} \quad f_2 = \frac{872,20 \times 174 (3 \times 370^2 - 4 \times 174^2)}{48EI} = \frac{4,39 \times 10^{10}}{48EI}$$

$$f_{\max} = \frac{9,64 \times 10^{10}}{48EI}$$

$$f_{\max} \leq \frac{L}{250} = \frac{370}{250} = 1,48$$

$$I \geq \frac{9,64 \times 10^{10}}{48 \times 21 \times 1,48 \times 10^5} = 646,18 \text{ cm}^4$$

On choisit un profilé **UAP150**

c) Vérification de la résistance :

$$V_B = qL/2$$

$$q = 4/3 G + 3/2 Q = 4/3 (45 \times 0.80 + 17.93) + 3/2 (400 \times 0.80) = 551.91 \text{ kg/m}$$

$$q = 551,91 \text{ kg/ml}$$

$$V_B = 1090,21 \text{ kg}$$

➤ Moment max :

$$M_{\max} = M_{(W)} + M_{(V_B)}$$

$$M_{\max} = 28,27 \times 3.7^2/8 + 1090,21(3,70 - 1,82 - 0,2) = 1879,93 \text{ kg.m}$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W_x} \leq \sigma_{\text{en}} \quad \Rightarrow \quad \sigma = 1879,93 \times 100 / 106,14 = 1771,18 \text{ kg/cm}^2$$

$$1771,18 \text{ kg/cm}^2 \leq 2400 \text{ kg/cm}^2$$

Condition vérifié

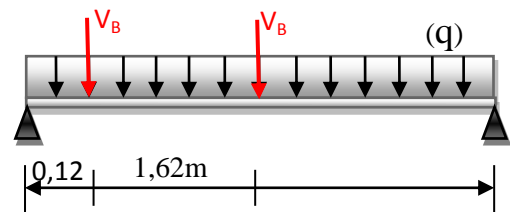
4) Chevêtre :

Cette poutrelle est sollicitée par deux charges concentrées qui sont les réactions des limons, et une charge uniformément répartie due au poids propre de la poutrelle ainsi qu'une partie du plancher.

a) Condition de fleche :

$$V_B = 356 \text{ kg} \quad (\text{charges non majorée}).$$

$$q = 872.20 \text{ kg/m}^2$$



$$f_{\max} = f_1 + f_2 + f_3 = \frac{77,12 \times 10^{10}}{48EI} + \frac{5 \times 3,56 \times 370^4}{348EI} = \frac{110,52 \times 10^{10}}{384EI}$$

$$f_{\max} = \frac{l}{250} = \frac{370}{250} = 1,48 \quad \Rightarrow \quad f_{\max} = \frac{2,04 \times 10^9}{384EI} \leq 1,48$$

$$\Rightarrow I \geq \frac{110,52 \times 10^{10}}{384 \times 21 \times 10^5 \times 1,48} = 926,04 \text{ cm}^4$$

On choisit un profilé IPE 180

b) Vérification de la résistance :

$V_B = 1090,21 \text{ kg}$  (charges pondérées)

$q = 551,91 \text{ kg/ml}$

$$\sigma = \frac{M_{max}}{W_x} \leq \sigma_{en} \quad \text{avec } M_{max} = 3072,67 \text{ kg.m}$$

$$\sigma = \frac{3072,67}{146} = 2104,45 \text{ kg/cm}^2$$

$$12104,45 \text{ kg/cm}^2 \leq 2400 \text{ kg/cm}^2$$

Condition vérifié

c) Conclusion :

- ✓ Limon.....UAP 150
- ✓ Poutre d'appui...UAP 150
- ✓ Chevêtre.....IPE 180

## V. CALCUL DES POUTRES SABLIERES :

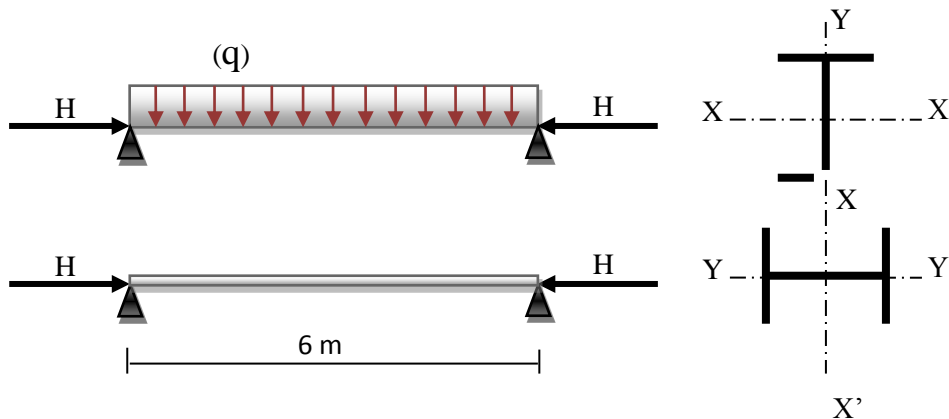
### V.1. Généralités :

Les portiques transversaux sont reliés par des poutres sablières qui sont soumises aux charges suivantes :

- Une charge uniformément répartie (poids propre de la sablière ainsi que le poids d'une partie du plancher).
- L'effort de compression du au séisme.

Pour notre cas on calculera 2 poutres sablière les plus sollicités, l'une au niveau terrasse et l'autre au niveau étage.

V.2. Plancher terrasse :



❖ Evaluation des charges :

➤ L'effort normal  $H = 38440 \text{ kg}$  (voir chapitre étude au séisme).

➤ charge répartie

- poids du plancher..... $946 \text{ kg/m}^2 \times 0,5 = 473 \text{ kg/ml}$

- poids du l'acrotère ..... $120 \times 0,7 = 84 \text{ Kg / ml}$

- poids propre du profilé ..... (HEB 180)  $51,3 \text{ Kg}$

On choisit un HEB 180 dont les caractéristiques sont les suivantes :

		$h = 180\text{mm}$	
$b = 180\text{mm}$	$I_x = 3831\text{cm}^4$	$I_y = 1363 \text{cm}^4$	
$a = 8,5\text{mm}$	$W_x = 426\text{cm}^3$	$W_y = 151\text{cm}^3$	
$e = 14\text{mm}$	$i_x = 7,66\text{cm}$	$i_y = 4,75\text{cm}$	
$A = 65,3\text{cm}^2$	$P = 51,2 \text{ kg/ml}$	$J = 45,1\text{cm}^4$	

❖ Vérification de la sablière :

Pour la vérification, on utilise la formule enveloppe qui nous dispense de faire le calcul au flambement et au déversement.

$$9/8(k\sigma + Kd \sigma_x) \leq \sigma_n$$

- ✓ Contrainte de compression  $\sigma = \frac{N}{A} = \frac{38440}{65,3} = 588,67 \text{ kg/cm}^2$
- ✓ Contrainte de flexion  $\sigma_{fx} = \frac{Mx}{Wx} = \frac{qL^2}{8Wx} = 274,44 \text{ Kg/cm}^2$

1) Coefficient de flambement (k)

$$\lambda_x = Lf_x/i_x = 600/7,66 = 78,33$$

$$\lambda_y = Lf_y/i_y = 600/4,57 = 131,29$$

$\lambda_y > \lambda_x \Rightarrow$  le flambement est à craindre dans le plan (x-x)

$$\lambda = 131,29 \Rightarrow \underline{k = 2,90} \quad (\text{CM66 page 211}) [6]$$

2) Coefficient de déversement (kd) :

- Contrainte de non déversement  $\sigma_d = 4.10^4 (I_y/I_x) \times h^2/L^2 (D-1).B.C$
- Coefficient « D » fonction des dimensions de la pièce.

$$D = \sqrt{1 + 0,156 \frac{Jl^2}{I_y \cdot h^2}} = \sqrt{1 + 0,156 \frac{45,1 \times 600^2}{1363 \times 18^2}} = 2,60 \Rightarrow \mathbf{D = 2,60}$$

- Coefficient « C » fonction de la répartition des charges.  
Charge uniformément répartie  $\mathbf{C = 1,132}$

- Coefficient « B » fonction du niveau de l'application des charges

$$B = \sqrt{1 + \left(0,405 \frac{BC}{D}\right)^2} - 0,405 \frac{BC}{D} = \sqrt{1 + \left(0,405 \frac{1,132}{2,60}\right)^2} - 0,405 \frac{1,132}{2,60} = 0,84$$

$$\Rightarrow \mathbf{B = 0,84}$$

$$\sigma_d = 4.10^4 \times \frac{1363}{3831} \times \frac{18^2}{600^2} (2,60 - 1) \times 0,84 \times 1,132 = 19,49 \text{ kg/mm}^2$$

$$\mathbf{19,49 \text{ kg/mm}^2 \leq 24 \text{ kg/mm}^2}$$

$\sigma_d < \sigma_{en}$  la vérification au déversement est nécessaire

$$\lambda_0 = \frac{l}{h} \sqrt{\frac{4}{BC} \cdot \frac{I_x}{I_y} \cdot \left(1 - \frac{\sigma_d}{\sigma_{en}}\right)} = \frac{600}{18} \sqrt{\frac{4}{0,84 \times 1,132} \cdot \frac{3831}{1363} \cdot \left(1 - \frac{19,49}{24}\right)} = 44,72$$

$$\lambda_0 = 44,72 \Rightarrow k_0 = 1,085$$

$$Kd = \frac{k_0}{1 + \sigma_d/\sigma_{en} (k_0 - 1)} = \frac{1,085}{1 + 19,49/24 (1,085 - 1)} = 1,015 \quad \mathbf{Kd = 1,015}$$

3) Vérification :

$$\frac{9}{8} (k\sigma + K_d \sigma_{fx}) \leq \sigma_{en}$$

$$\frac{9}{8} (2,9 \times 236,87 + 1,015 \times 982,26) = 1894,41 \text{ kg/cm}^2 \leq \sigma_{en}$$

$$1894,41 \text{ kg/cm}^2 \leq 2400 \text{ kg/cm}^2$$

**Vérifiée**

**V.3. Etage courant :**

**V.3.1. Évaluation des charges :**

- L'effort normal  $H = 7130 \text{ Kg}$
  - Charge répartie ( $q$ )
    - poids du plancher .....  $854,33 \times 0,5 = 427,17 \text{ Kg/ml}$
    - poids du mur extérieur .....  $= 732 \text{ Kg/ml}$
    - poids propre du profilé ..... (HEB180)  $= 51,2 \text{ Kg/ml}$
- $q = 1210,37 \text{ Kg/ml}$

On vérifie le même profilé HEB 180.

**V.3.2. Vérification de la sablière :**

✓ Contrainte de compression  $\sigma = \frac{N}{A} = \frac{7130}{65,3} = 109,19 \text{ Kg/ml}$

✓ Contrainte de flexion  $\sigma_{fx} = \frac{M_x}{W_x} = \frac{qL^2}{8W_x}$

$$\Rightarrow \sigma_{fx} = \frac{1210,37 \times 36 \cdot 10^2}{8 \times 426} = 1278,56 \text{ kg/cm}^2$$

- ✓ Coefficient « k » ne change pas  $k = 2,$
- ✓ Coefficient « kd » ne change pas  $kd = 1,015$

1) Vérification :

$$\frac{9}{8} (k\sigma + Kd \sigma_{fx}) \leq \sigma_{en}$$

$$9/8(2,9 \times 106,89 + 1,015 \times 1278,56) = 1808,68 \text{ kg/cm}^2 \leq \sigma_{en}$$

$$1894,41 \text{ kg/cm}^2 \leq 2400 \text{ kg/cm}^2$$

**Vérifiée**

On adopte pour l'ensemble des sablières HEB 180

**SABLIÈRES HEB 180**

# CHAPITRE IV

## ETUDE AU SEISME

---

**ETUDE D'UN BATIMENT (R+4) EN  
CHARPENTE METALIQUE**





## I. INTRODUCTION :

### I.1. Historique :

Les tremblements de terre ont présentés depuis toujours un des plus graves désastres pour l'humanité. Leur apparition est brusque et surtout imprévue. Parfois, les dommages sont comparables à un budget national annuel pour un pays, surtout si ses ressources sont limitées.

Une catastrophe sismique peut engendrer une grave crise économique, ou au moins une brusque diminution du niveau de vie dans toute une région pendant une longue période.

L'Algérie est un pays où règne une activité sismique très importante. Il est impératif d'effectuer une analyse rigoureuse afin de s'assurer qu'en cas de séisme la structure ne subira pas de grandes déformations et que les déplacements resteront dans un domaine limite.

### I.2. Le Séisme :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs de différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignant la surface du sol.

Les vibrations du sol (horizontales et verticales) provoquées par le passage des ondes sismiques entraînent les constructions dans leurs mouvements.

Les déplacements à la base de la construction provoqués par ces dernières engendrent des forces d'inertie qui sont proportionnelles au poids de la construction.

Il est donc nécessaire de construire des structures résistantes aux séismes en zone sismique.

Pour cela l'application de règle parasismique actuelle " RPA99 version2003 " concerne le calcul des charges sismiques et les dispositions constructives sont obligatoires pour toutes les constructions abritant des personnes, situées dans toutes les zones sauf 0.

D'après le règlement RPA99 version2003 la détermination de la réponse d'une structure et son dimensionnement peuvent se faire par trois méthodes de calcul :

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

## II. CRITERES DE CLASSIFICATION PAR LE RPA99 VERSION2003 :

### II.1. Classification des zones sismique :

Le territoire national est divisé en quatre zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune.

- ✓ ZONE 0 : sismicité négligeable.
- ✓ ZONE I : sismicité faible
- ✓ ZONE IIa et IIb : sismicité moyenne
- ✓ ZONE III : sismicité élevée

**II.2. Classification de l'ouvrage :**

La classification des ouvrages se fait aussi sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

- ✓ Groupe 1A : ouvrage d'importance vitale.
- ✓ Groupe 1B : ouvrage de grande importance.
- ✓ Groupe 2 : ouvrage courant ou d'importance moyenne.
- ✓ Groupe 3 : ouvrage de faible importance.

**III. DETERMINATION DES COEFFICIENTS :**

Notre bâtiment sera conçu de manière à ce qu'il résisté aux forces sismiques horizontales agissant dans la direction de chacun des axes principaux de la structure avec alternance. On évaluera ces forces sismiques à l'aide de la formule de base donnant la force sismique minimum.

$$V = \frac{A \cdot Q \cdot D}{R} \times W \quad (\text{RPA 99 version 2003}) [2]$$

**1 Coefficient d'accélération des zones (A):**

Pour notre cas, Le bâtiment sera implanté à GUELMA qui appartient à la zone sismique II ; le groupe d'usage du bâtiment est « IIa » (bâtiment à usage d'habitation).

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone II} \\ \text{Groupe d'usage 2} \end{array} \right. \Rightarrow A = 0,15 \quad (\text{Tableau : 4.1. RPA 2003}) [2]$$

**2) Facteur de comportement de la structure (R) :**

Ossature métallique contreventée par palées de stabilité.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Portiques auto stables ordinaires} \Rightarrow R = 4 \\ \text{Ossature contreventée par palées triangulées en X} \Rightarrow R = 4 \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow R = 4 \quad (\text{Tableau : 4.3 du RPA 2003}) [2]$$

**3) Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :**

La valeur de « D » sera calculée d'après le type de sol en fonction de la période T du bâtiment.

La valeur de « T » peut être déterminée par la formule suivante :

$$T = \frac{0,09H}{\sqrt{L}}$$

- H = 16m (hauteur du bâtiment)
- L = 12m sens transversal (dimension du bâtiment dans le sens de l'action sismique).
- L = 40m sens longitudinal (dimension du bâtiment dans le sens de l'action sismique).

❖ Calcul de (D) :

Pour un sol meuble la valeur de « D » est donnée par la formule suivante :

$$D = 2 \sqrt{\frac{0.5}{T}} \quad \text{avec} \quad D \leq 2$$

• Sens transversal :

$$L = 12\text{m} \Rightarrow T = \frac{0.09 \times 16}{\sqrt{12}} = 0.42\text{s} \Rightarrow D = 2 \sqrt{\frac{0.5}{0.42}} = 2.1 \Rightarrow \mathbf{D = 2}$$

• Sens longitudinal :

$$L = 40\text{m} \Rightarrow T = \frac{0.09 \times 16}{\sqrt{40}} = 0.22\text{s} \Rightarrow D = 2 \sqrt{\frac{0.5}{0.22}} = 3.01 \Rightarrow \mathbf{D = 2}$$

$$\Rightarrow \mathbf{D = 2}$$

• Remarque :

La force séismique sera la même dans les deux sens longitudinal et transversal.

4) **Facteur de qualité (Q) :**

La valeur de « Q » devra être déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \Sigma Pq$$

**Pq** : la pénalité à retenir selon que le critère de qualité est satisfait ou non.

Le tableau suivant donne les valeurs de pénalité **Pq** à retenir selon que le critère de qualité est satisfait ou non :

Critère « q »	observation	Pq
Condition minimale sur les files de contreventement	Observé	0.05
Redondance en plan	Non observé	0.05
Régularité en plan	Observé	0
Régularité en élévation	Observé	0
Contrôle de la qualité des matériaux	Observé	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	Non observé	0.1
<b>Total Pq</b>		<b>0,25</b>

**Tableau 1** : Valeurs des pénalités

$$\text{Donc : } Q = 1 + 0,25 = 1.25 \quad \rightarrow \quad \mathbf{Q = 1.25}$$

❖ Calcul de la valeur de la force sismique

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

$$V = \frac{0.15 \times 1.25 \times 2 \times W}{4} = 0.105W$$

$$V = 0.105 W$$

5) Évaluation du poids du bâtiment (W) :

Dans tous les cas le poids (W) doit être calculé avec grand soin pour que la valeur obtenue corresponde à la totalité.

La valeur « W » comprend la totalité des charges permanentes et 20% des surcharges d'exploitation (pour les salles accessibles au public). (RPA 99 version 2003) [2]

a) Plancher terrasse :

- ✓ Poids propre .....582 kg/m<sup>2</sup>
  - ✓ Acrotère .....120 kg/m<sup>2</sup>
  - ✓ Surcharge d'exploitation.....100 kg/m<sup>2</sup>
  - ✓ Surface totale du plancher .....S<sub>1</sub> = 480m<sup>2</sup>
  - ✓ Surface de l'acrotère.....Sa = (12+40) × 2 × 0.70 = 72.8m<sup>2</sup>
- ⇒ W<sub>2</sub> = (582×480+120×72.8) + 0.5 (100×480) = 312096 kg

$$W_3 = 312096 \text{ kg}$$

b) Étage courant :

- ✓ Poids propre.....359.5 kg/m<sup>2</sup>
  - ✓ Surcharge d'exploitation.....250 kg/m<sup>2</sup>
  - ✓ Surcharge pour escalier .....400 kg/m<sup>2</sup>
  - ✓ Surface totale du plancher .....S = 480m<sup>2</sup>
  - ✓ Surface d'escalier .....S = 3.7×4.9 = 18.13m<sup>2</sup>
- ⇒ W<sub>1</sub> = 359.5×480 + 0.5 (18.13×400+250×491.87) = 233919.75 kg

$$W_2 = 233919.75 \text{ kg}$$

c) RDC :

- ✓ Poids propre.....359.5 kg/m<sup>2</sup>
  - ✓ Surcharge d'exploitation.....250 kg/m<sup>2</sup>
  - ✓ Surcharge pour escalier .....400 kg/m<sup>2</sup>
  - ✓ Surface totale du plancher .....S = 480m<sup>2</sup>
  - ✓ Surface d'escalier .....S = 3.7×4.9 = 18.13m<sup>2</sup>
- ⇒ W<sub>1</sub> = 359,5×480 + 0,4 (18.13×400+250×461.87) = 221647.80 kg

**W<sub>1</sub> = 221647.80 kg**

d) Poids des poteaux:

- ✓ Poteaux HEB 260.....32×13.2×42.2 = 17825.28 kg
- ✓ Remplissage extérieur .....183×691.2 = 126489.6 kg

⇒ W<sub>3</sub> = 19418.4 + 126489.6 = 145908 kg

**W<sub>4</sub> = 144314.85kg**

Donc le poids total du bâtiment est :

⇒ W = W<sub>1</sub>+W<sub>2</sub>+W<sub>3</sub>+W<sub>4</sub>= 911978.40 kg

**W = 911.978 t**

e) Résumé des résultats :

	Valeurs numériques
A	0,15
D	2
Q	1.25
R	4
W (t)	911,978 t

**Tableau 2** : Valeurs de e.

➤ La force sismique est :  $V = 0.105W = t$

$$V = 95.75 \text{ t}$$

#### IV. DISTRIBUTION DE LA FORCE SISMIQUE :

La force sismique  $V$  sera distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes (données par RPA99 version 2003)[2].

$$V = F_t + \sum F_i$$

Avec :

$F_t$  la force concentrée au sommet de la structure elle est donnée par

$$F_t = 0.07 T.V$$

Mais comme  $T < 0.7s$  dans les 2 sens alors la valeur de  $F_t$  sera prise égale à 0.

Donc la partie restante de l'effort horizontal total «  $V$  » doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule.

$$F_k = V \frac{W_k \cdot h_x}{\sum W_i \cdot h_i}$$

Avec :

$F_k$  : est l'effort horizontal au niveau (k).

$$\bullet F_1 = V \frac{W_1 \cdot h_1}{W_1 \cdot h_1 + W_2 \cdot h_4}$$

$$= 95.75 \frac{221.48 \times 3.2}{(221.48 \times 3.2 + 233.92 \times 6.4 + 233.92 \times 9.6 + 233.92 \times 12.8 + 312.096 \times 16)}$$

$$= 5.45 \text{ t}$$

$$\bullet F_2 = V \frac{W_1 \cdot h_2}{W_1 \cdot h_2 + W_2 \cdot h_4}$$

$$= 95.75 \frac{233.92 \times 6.4}{(221.48 \times 3.2 + 233.92 \times 6.4 + 233.92 \times 9.6 + 233.92 \times 12.8 + 312.096 \times 16)}$$

$$= 11.52 \text{ t}$$

$$\bullet F_3 = V \frac{W_1 \cdot h_3}{W_1 \cdot h_3 + W_2 \cdot h_4}$$

$$= 95.75 \frac{233.92 \times 9.6}{(221.48 \times 3.2 + 233.92 \times 6.4 + 233.92 \times 9.6 + 233.92 \times 12.8 + 312.096 \times 16)}$$

$$= 17.29 \text{ t}$$

$$\bullet F_4 = V \frac{W_2 \cdot h_4}{W_1 \cdot h_1 + W_2 \cdot h_4}$$

$$= 95.75 \frac{233.92 \times 12.8}{(221.48 \times 3.2 + 233.92 \times 6.4 + 233.92 \times 9.6 + 233.92 \times 12.8 + 312.096 \times 16)}$$

$$= 23.05 \text{ t}$$

$$\bullet F_5 = V \frac{W_2.h_5}{W_1.h_1 + W_2.h_4}$$

$$= 95.75 \frac{312.096 \times 16}{(221.48 \times 3.2 + 233.92 \times 6.4 + 233.92 \times 9.6 + 233.92 \times 12.8 + 312.096 \times 16)}$$

$$= 38.44 \text{ t}$$

$$F_1 = 5.45 \text{ t}$$

$$F_2 = 11.52 \text{ t}$$

$$F_3 = 17.29 \text{ t}$$

$$F_4 = 23.05 \text{ t}$$

$$F_5 = 38.44 \text{ t}$$

## V. DISTRIBUTION DES EFFORTS (F<sub>k</sub>) SUR LES STABILITES :

Notre structure est contreventée par portique dans le sens transversal ; et par palées en « X » dans le sens longitudinal.

Alors on va distribuer l'effort F<sub>k</sub> (de chaque niveau) dans chaque portique et chaque palée par les formules suivantes :

### 1) Sens transversal (portique) :

$$H_{iy} = F_y \left( \frac{I_{xi}}{\sum I_{xi}} + \frac{e_x X_i \cdot I_{xi}}{\sum I_{xi} \cdot X_i^2} \right)$$

### 2) Sens longitudinal (palées de stabilités) :

$$H_{ix} = F_x \left( \frac{I_{yi}}{\sum I_{yi}} + \frac{e_y Y_i \cdot I_{yi}}{\sum I_{yi} \cdot Y_i^2} \right)$$

- H<sub>i</sub>(x, y) = effort revenant à chaque portique ou palée.
- F<sub>x, y</sub> = effort séismique à chaque niveau suivant la direction considérée.
- I<sub>x, y</sub> = inertie du portique ou palée.
- (X<sub>i</sub>, Y<sub>i</sub>) = coordonnées du portique ou palée dans l'axe passant par le centre de torsion.
- (e<sub>x</sub>, y) = excentricité suivant l'axe considéré.

3) Centre de masse :

Le centre de masse de notre construction se trouve confondu avec le centre de gravité.

$$X_{c.m} = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = 20m \qquad Y_{c.m} = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = 6m$$

4) Centre de torsion :

Le centre de torsion se trouve confondu avec le centre de masse ; car les portiques ont la même rigidité ; et les palées de stabilité ont aussi la même rigidité et placées symétriquement.

$$X_{c.t} = \frac{\sum I_{xi} X_i}{\sum I_{xi}} = 20m \qquad Y_{c.t} = \frac{\sum I_{yi} Y_i}{\sum I_{yi}} = 6m$$

5) Excentricité :

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan ; on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction ; la résultante des forces horizontales à une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

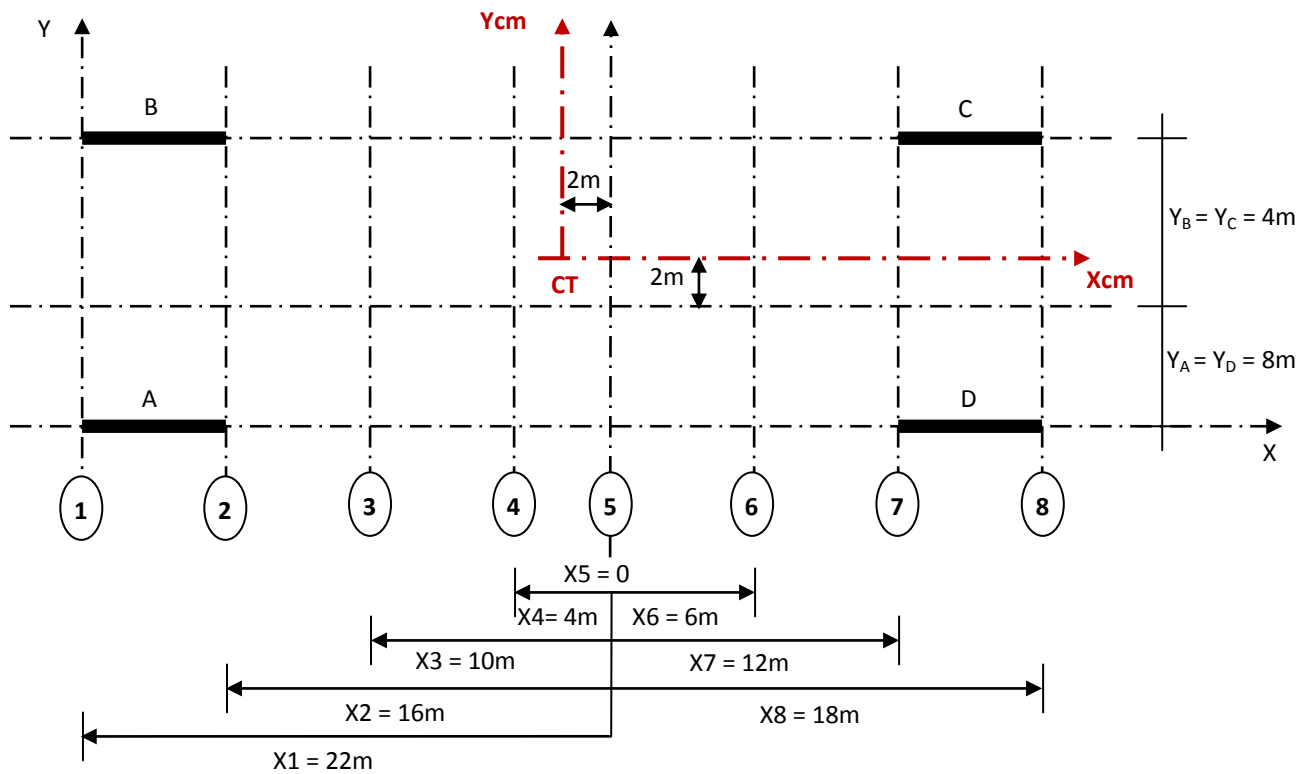
- ✓ 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau.
- ✓ Excentricité théorique résultant des plans

Pour notre cas on a :

$$E = \max \begin{cases} 5\% L = 0.05 \times 40 = 2m \\ 0 \end{cases} \qquad \text{Alors on aura } E = \begin{pmatrix} 2m \\ 2m \end{pmatrix}$$



VI. DETERMINATION DES EFFORTS :



1) Sens transversal (portique) :

On calcul l'effort sur le portique le plus sollicité c'est le portique (1)

$$H_{5y} = F_2 \left( \frac{Ixi}{8Ix} + \frac{exX1.Ix}{Ix(X_1^2 + X_2^2 + X_3^2 + X_4^2 + X_5^2 + X_6^2 + X_7^2 + X_8^2)} \right)$$

Avec :

$$X_1 = 22m \quad ex = 2m \quad F_2 = 38.44 t$$

$$H_{5y} = 38,44 \left( \frac{1}{16} + \frac{2 \times 22}{(22^2 + 16^2 + 10^2 + 4^2 + 0^2 + 6^2 + 12^2 + 18^2)} \right) = 3,65 t$$

$$H_{4y} = 23,05 \left( \frac{1}{16} + \frac{2 \times 22}{(22^2 + 16^2 + 10^2 + 4^2 + 0^2 + 6^2 + 12^2 + 18^2)} \right) = 2,20 t$$

$$H_{3y} = 17,29 \left( \frac{1}{16} + \frac{2 \times 22}{(22^2 + 16^2 + 10^2 + 4^2 + 0^2 + 6^2 + 12^2 + 18^2)} \right) = 1,65 t$$

$$H_{2y} = 11,54 \left( \frac{1}{16} + \frac{2 \times 22}{(22^2 + 16^2 + 10^2 + 4^2 + 0^2 + 6^2 + 12^2 + 18^2)} \right) = 1,10 t$$

$$H_{1y} = 5,45 \left( \frac{1}{16} + \frac{2 \times 22}{(22^2 + 16^2 + 10^2 + 4^2 + 0^2 + 6^2 + 12^2 + 18^2)} \right) = 0,52 t$$

2) Sens longitudinal (palées) :

On calcul l'effort sur le palée la plus sollicitée (A et D)

$$H_{ix} = F_{ix} \left( \frac{I_{yi}}{\sum I_{yi}} + \frac{e_y Y_i \cdot I_y}{\sum I_{yi} \cdot Y_i^2} \right)$$

- ✓  $F_{1x} = 5,45 \text{ t}$        $F_{2x} = 11,54 \text{ t}$        $F_{3x} = 17,29 \text{ t}$        $F_{4x} = 23,05 \text{ t}$        $F_{5x} = 38,44 \text{ t}$
- ✓  $E_y = 2\text{m}$                $Y_a = 8\text{m}$

$$H_{1x} = F_{1x} \left( \frac{I_y}{4I_y} + \frac{e_y Y_a \cdot I_y}{I_y(Y_a^2 + Y_b^2 + Y_c^2 + Y_d^2)} \right) = 5.45 \left( \frac{1}{3.20} + \frac{2 \times 8}{8^2 + 8^2 + 4^2 + 4^2} \right) = 2,25 \text{ t}$$

$$H_{2x} = F_{2x} \left( \frac{I_y}{4I_y} + \frac{e_y Y_a \cdot I_y}{I_y(Y_a^2 + Y_b^2 + Y_c^2 + Y_d^2)} \right) = 11.54 \left( \frac{1}{3.20} + \frac{2 \times 8}{8^2 + 8^2 + 4^2 + 4^2} \right) = 4,76 \text{ t}$$

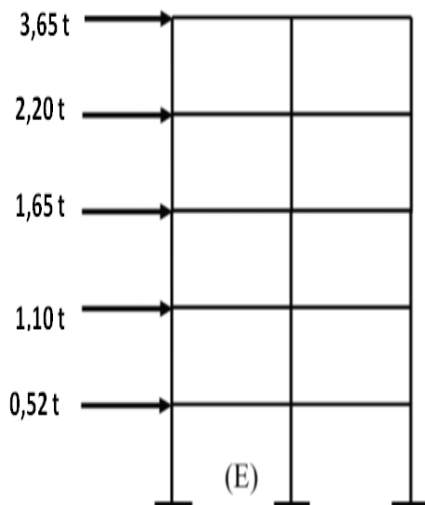
$$H_{3x} = F_{3x} \left( \frac{I_y}{4I_y} + \frac{e_y Y_a \cdot I_y}{I_y(Y_a^2 + Y_b^2 + Y_c^2 + Y_d^2)} \right) = 17.29 \left( \frac{1}{3.20} + \frac{2 \times 8}{8^2 + 8^2 + 4^2 + 4^2} \right) = 7,13 \text{ t}$$

$$H_{4x} = F_{4x} \left( \frac{I_y}{4I_y} + \frac{e_y Y_a \cdot I_y}{I_y(Y_a^2 + Y_b^2 + Y_c^2 + Y_d^2)} \right) = 23.05 \left( \frac{1}{3.20} + \frac{2 \times 8}{8^2 + 8^2 + 4^2 + 4^2} \right) = 9,50 \text{ t}$$

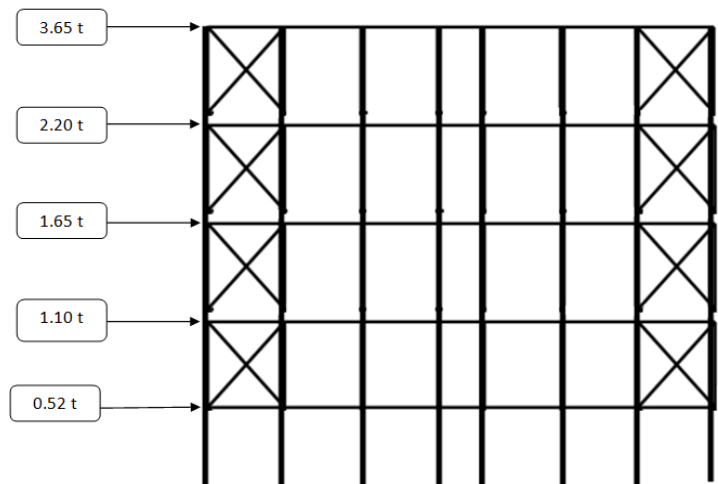
$$H_{5x} = F_{5x} \left( \frac{I_y}{4I_y} + \frac{e_y Y_a \cdot I_y}{I_y(Y_a^2 + Y_b^2 + Y_c^2 + Y_d^2)} \right) = 38.44 \left( \frac{1}{3.20} + \frac{2 \times 8}{8^2 + 8^2 + 4^2 + 4^2} \right) = 15,86 \text{ t}$$

3) Conclusion :

Portique :



palée :



# CHAPITRE V

## ETUDE DU LANCHER

---

**ETUDE D'UN BATIMENT (R+4) EN  
CHARPENTE METALIQUE**



## I. CALCUL DU PLANCHER MIXTE

### I.1. Généralités:

Les constructions mixtes "Acier béton" sont généralement employées lorsque les poutres des planchers métalliques supportent des dalles en béton armé, Dans ce cas le béton joue en fait un rôle actif dans la résistance de l'ouvrage, est par conséquent il est économique d'en tenir compte.

Tout à fait pour obtenir toute la partie passible de l'association d'éléments en acier et en béton, il est indispensable qu'ils travaillent solidairement et qu'aucun glissement n'est passible au droit de leur jonction.

Les avantages des planchers mixtes sont:

- ✓ La dalle travaille en totalité avec la poutre en acier
- ✓ Toute la majorité de la charpente travaille à la traction c'est-à-dire que la charpente travaille presque 100% donc moins de tonnage, donc économique.
- ✓ Comme les deux éléments travaillent ensemble alors la rigidité augmente.

### I.2. Hypothèses de calcul :

Pour le calcul des planchers mixte on doit supposer:

- ✓ Qu'il existe un mode de solidarisation efficace de la dalle et des poutres métalliques
- ✓ Que le béton est protégé contre les intempéries.
- ✓ Que les surcharges d'exploitation peuvent être appliquées pendant une durée relativement longue

### I.3. Notations :

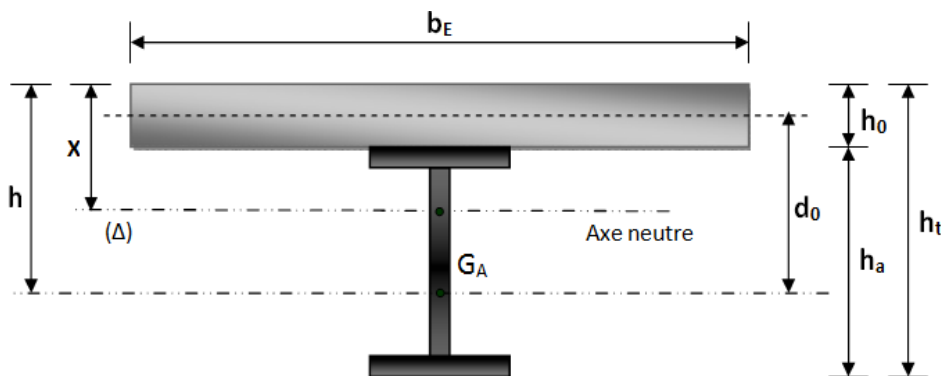


Figure 1 : Dimensions de la poutre.

- ✓ **ht**: hauteur totale de la section ( $h_t = h_a + h_o$ )
- ✓ **h<sub>o</sub>**: hauteur de la dalle.
- ✓ **h<sub>a</sub>**: hauteur de la poutre en acier
- ✓ **b<sub>E</sub>**: largeur de la dalle collaborant
- ✓ **d<sub>o</sub>**: distance entre les centres de gravité de la poutre en acier et de la dalle.
- ✓ **X**: distance de l'axe neutre à la fibre supérieure de la dalle.

a) Caractéristique de la section :

- ✓ **A**= de la poutre en acier
- ✓ **B**= aire de la section du béton seul
- ✓ **B<sub>o</sub>**= aire de la section totale rendu homogène
- ✓ **I<sub>a</sub>**= moment d'inertie de la poutre en acier
- ✓ **I<sub>b</sub>**= moment d'inertie du béton seul.
- ✓ **I<sub>o</sub>**= moment d'inertie de la section rendu homogène.
- ✓ **S'**= moment statique par rapport à l'axe neutre de la section rendu homogène.
- ✓ **S**= effort tangent par unité de longueur au contact acier-béton
- ✓ **E<sub>a</sub>**= module d'élasticité de l'acier ( $E_a = 2,1 \cdot 10^6 \text{ Kg/cm}^2$ )
- ✓ **E<sub>b</sub>**= module d'élasticité du béton ( $E_b = 1,2 \cdot 10^5 \text{ Kg/cm}^2$ )
- ✓ **n**=  $E_a/E_b$  (coefficient d'équivalence); il est pris égal à 15.
- ✓ **P** = coefficient de retrait =  $4 \cdot 10^{-4}$

b) Contraintes :

- σ<sub>b</sub>**= contrainte dans la fibre supérieure du béton.
- σ<sub>a</sub>** = contrainte dans la fibre inférieure de l'acier.
- σ<sub>a</sub>'**= contrainte dans la fibre supérieure de l'acier.
- σ<sub>b</sub>'**= contrainte dans la fibre inférieure de la dalle.

c) Largeur de la dalle collaborant (b<sub>E</sub>) :

Dans les calculs des poutres mixtes on prendra en compte de chaque côté de l'axe de la poutre, une largeur de la dalle égale à la plus faible des valeurs suivantes :

$$\frac{L}{10} = \frac{6}{10} = 0.6\text{m}$$

$$\frac{be}{2} = \min \frac{e}{2} = \frac{1}{2} \text{ m}$$

On prend  $be = 1\text{m}$

D'après le pré dimensionnement on prend un profilé IPE220

Désignation abrégée	Poids	Section	Dimension				Caractéristique					
	G kg/m	A cm <sup>2</sup>	a mm	h mm	b mm	e mm	I <sub>x</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>x</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>y</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>x</sub> cm	i <sub>y</sub> cm
IPE220	26,2	33,4	5,9	220	110	9,2	2772	205	252	37,3	9,11	2,48

Tableau 1 : Caractéristique IPE 220.

d) Recherche de l'axe neutre :

❖ Section béton :  $B = be \times h = 100 \times 12 = 1200 \text{cm}^2$   
 $B = 1200 \text{cm}^2$

❖ Section acier :  $A = 33,4 \text{cm}^2$

❖ Section homogène :

$B_0 = B + n \times A = 1200 + (15 \times 33,4)$

$B_0 = 1701 \text{cm}^2$

On doit vérifier que :  $\frac{B}{n \times A} \leq \frac{2(h-h_0)}{h_0}$

Avec :  $h = h_0 + \frac{h_a}{2} = 12 + \frac{22}{2} = 23 \text{cm}$

**$h = 23 \text{cm}$**

$\frac{B}{n \times A} = \frac{1200}{15 \times 33,4} = 2,39$

$\frac{2(h-h_0)}{h_0} = \frac{2(h-h_0)}{h_0} = \frac{2(23-12)}{12} = 1,83$

$\frac{B}{n \times A} > \frac{2(h-h_0)}{h_0}$

⇒ L'axe neutre passe dans la dalle en béton.

$$X = \frac{2h}{1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times be \times h}{n \times A}}} = \frac{2 \times 23}{1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 100 \times 23}{15 \times 33,4}}} = 10,97 \text{cm}$$

❖ Moment statique :  $S' = \frac{be \times x^2}{2} = \frac{100 \times 10,97^2}{2} = 6017,05 \text{cm}^3$

❖ Moment d'inertie :  $I_0 = \frac{be \times x^3}{3} + nI_a + nA(h-x)^2$

$I_0 = 146536,77 \text{cm}^4$

❖ Moment d'inertie béton :  $I_b = \frac{be \times h_0^3}{12}$

$$I_b = 14400 \text{ cm}^4$$

$S' = 6017,05 \text{ cm}^3$	$I_b = 14400 \text{ cm}^4$	$I_0 = 146536,77 \text{ cm}^4$
-----------------------------	----------------------------	--------------------------------

**I.4. Calcul des contraintes :**

**I.4.1. Toiture terrasse :**

La sollicitation la plus défavorable agissant sur la poutre composite

Le chargement	Charge linéaire
Chargement permanent (G) : Pois propre de plancher : $G_{ter} = 582 \text{ kg/m}^2$	$G_{ter} = 582 \times 1 = 582 \text{ kg/ml}$
<b>G = 582 kg/ml</b>	
Chargement d'exploitation(Q) : Charge inaccessible : $Q = 100 \text{ kg/m}^2$ Charge de neige : $N_n = 16,96 \text{ kg/m}^2$	$Q = (100 + 16,96) \times 1 = 116,96 \text{ kg/ml}$
<b>Q = 116,96 kg/ml</b>	

$$\text{Charge pondérée : } \frac{4}{3} G + \frac{17}{12} Q$$

$$941,69 \text{ kg/ml}$$

**Tableau 2 :** Charge pour la terrasse.

→ Moment max:  $M_{\max} = \frac{ql^2}{8} = \frac{941,69 \times 6^2}{8} = 4237,61 \text{ kg.m}$

a) Contraintes due au moment :

❖ Contrainte dans la fibre supérieure du béton :

$$\sigma_b = \frac{M \times x}{I_0} = 31,72 \text{ kg/cm}^2$$

❖ Contrainte dans fibre supérieure de l'acier :

$$\sigma'_a = \frac{n \times M (x - h_0)}{I_0} = -44,68 \text{ kg/cm}^2$$

❖ Contrainte dans la fibre inférieure de l'acier :

$$\sigma_a = \frac{-n \times M(h_t - x)}{I_0} = -998,99 \text{ kg/cm}^2$$

b) Contraintes due au retrait :

Au cours de son durcissement et de sa reprise et pendant une période assez longue par la suite; le béton diminue progressivement de volume c'est ce qu'on appelle le RETRAIT.

L'effort de retrait peut être considéré comme la superposition sur toute la poutre:

- ✓ D'une traction  $\beta \cdot \rho \cdot E_b$  appliquée au béton seul
- ✓ D'une compression  $\beta \cdot \rho \cdot E_b$  appliquée à la poutre mixte
- ✓ D'un moment fléchissant  $S' \cdot P \cdot E_b$  appliquée à la poutre mixte.

Les valeurs des contraintes sont :

$$\diamond \sigma_{bR} = \rho E_b \left[ \frac{S'}{I_0} \left( h + \frac{I_b + nI_a}{nAd_0} \right) - 1 \right] = 12 \text{ kg/cm}^2$$

$$\diamond \sigma'_{aR} = \rho E_a \left[ \frac{S'}{I_0} (h - h_0) + \frac{I_b + nI_a}{nAd_0} \right] = 577,25 \text{ kg/cm}^2$$

$$\diamond \sigma_{aR} = \rho E_a \frac{S'}{I_0} \left[ (h_t - h) - \frac{I_b + nI_a}{nAd_0} \right] = -152,70 \text{ kg/cm}^2$$

c) Contraintes totales :

$$\diamond \sigma_{bT} = \sigma_b + \sigma_{bR} = 31,27 + 12 = 43,27 \text{ kg/cm}^2$$

$$\diamond \sigma'_{aT} = \sigma'_a + \sigma'_{aR} = -44,68 + 577,25 = 532,57 \text{ kg/cm}^2$$

$$\diamond \sigma_{aT} = \sigma_a + \sigma_{aR} = -998,99 - 152,70 = -1151,69 \text{ kg/cm}^2$$

d) Vérifications des contraintes :

**ACIER:** les contraintes limites à admettre pour l'ouvrage sont celles données dans les recommandations du CTICM.

$$\diamond \sigma_a = \frac{3}{4} \sigma_e = 1800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\diamond \sigma'_a = \frac{7}{8} \sigma_e = 2100 \text{ kg/cm}^2$$

Pour notre cas on a :

$$\sigma_a = -1151,69 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 1800 \text{ kg/cm}^2 \implies \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma'_a = 532,57 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_a = 2100 \text{ kg/cm}^2 \implies \text{condition vérifiée.}$$

**BETON:** la contrainte admissible est celle du règlement de Béton armé (B A E L 91).

$$\bar{\sigma} = 0,6f_{c28} = 150 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{On a: } \sigma_b = 43,27 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma} = 150 \text{ kg/cm}^2 \implies \text{condition vérifiée.}$$



**I.4.2. Etage courant:**

On procède de la même façon que pour le plancher terrasse La combinaison la plus défavorable est :

Le chargement	Charge linéaire
Chargement permanent (G) : Poids propre de plancher : $G_{ter} = 359,5 \text{ kg/m}^2$	$G_{ter} = 359,5 \times 1 = 359,5 \text{ kg/ml}$
<b>G = 359,5 kg/ml</b>	
Chargement d'exploitation(Q) : Charge inaccessible : $Q = 250 \text{ kg/m}^2$	$Q = 250 \times 1 = 250 \text{ kg/ml}$
<b>Q = 250 kg/ml</b>	

**Charge pondérée :  $\frac{4}{3} G + \frac{3}{2} Q$**

**854,34kg/ml**

**Tableau 3 : Charge étage courant.**

a) Contraintes due au moment :

➡ Moment max:  $M_{max} = \frac{ql^2}{8} = \frac{854,34 \times 6^2}{8} = 3844,53 \text{ m}$

❖  $\sigma_b = \frac{M \cdot x}{I_0} = 28,78 \text{ kg/cm}^2$

❖  $\sigma_a = -\frac{n \cdot M (h_t - x)}{I_0} = -906,32 \text{ kg/cm}^2$

❖  $\sigma'_a = \frac{n \cdot M (x - h_0)}{I_0} = -40,53 \text{ kg/cm}^2$

b) Contraintes due au retrait :

Les contraintes dues au retrait ne varient pas car elles dépendent des caractéristiques du plancher mixte.

❖  $\sigma_{bR} = \rho E_b \left[ \frac{S'}{I_0} (h + \frac{I_b + nI_a}{nAd_0}) - 1 \right] = 12 \text{ kg/cm}^2$

❖  $\sigma'_{aR} = \rho E_a \left[ \frac{S'}{I_0} (h - h_0) + \frac{I_b + nI_a}{nAd_0} \right] = 577,25 \text{ kg/cm}^2$

❖  $\sigma_{aR} = \rho E_a \frac{S'}{I_0} \left[ (h_t - h) - \frac{I_b + nI_a}{nAd_0} \right] = -152,70 \text{ kg/cm}^2$

c) Contraintes totales :

- ❖  $\sigma_{bT} = \sigma_b + \sigma_{bR} = 28,78 + 12 = 40,78 \text{kg/cm}^2$
- ❖  $\sigma'_{aT} = \sigma'_a + \sigma'_{aR} = -40,53 + 577,25 = 536,72 \text{kg/cm}^2$
- ❖  $\sigma_{aT} = \sigma_a + \sigma_{aR} = -906,32 - 152,70 = -1059,02 \text{kg/cm}^2$

d) Verifications des contraintes :

- ❖  $\sigma_a = \frac{3}{4} \sigma_e = 1800 \text{kg/cm}^2$
- ❖  $\sigma'_a = \frac{7}{8} \sigma_e = 2100 \text{kg/cm}^2$

**ACIER:**

$$\sigma_a = -1059,02 \text{kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 1800 \text{kg/cm}^2 \implies \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma'_a = 536,72 \text{kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_a = 2100 \text{kg/cm}^2 \implies \text{condition vérifiée.}$$

**BETON :**

$$\bar{\sigma} = 0,6f_{c28} = 150 \text{kg/cm}^2$$

$$\text{On a: } \sigma_b = 40,78 \text{kg/cm}^2 < \bar{\sigma} = 150 \text{kg/cm}^2 \implies \text{condition vérifiée.}$$

**I.5. Calcul des déformations S :**

Les déformations peuvent être calculées par les formules habituelles de la résistance des matériaux sur la base, en ce qui concerne la poutre mixte de "I0" et "Eb".

La déformation totale est la somme de deux types de déformation:

- ❖ Déformation due aux charges et surcharges.
- ❖ Déformation due au retrait du béton.

**I.5.1. Plancher terrasse :**a) Déformation due aux charges et surcharges :

Pour une poutre reposant librement sur deux appuis; de portée « L » à pour déformation

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{ql^4}{E_b I_0}$$

Avec :

$$\text{Charge non pondérée : } G + Q + \frac{5}{3} N_n$$

$$710,27 \text{kg/ml}$$

$$L = 6 \text{m}$$

$$E_b = 1,40 * 10^5 \text{ kg/cm}^2$$

$$I_0 = 146536,77 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{ql^4}{E_b I_0} = \frac{5}{384} \times \frac{7.10 \times 600^4}{384 \times 1,4 \times 10^5 \times 146536,77} = 0,58 \text{ cm}$$

$$\underline{f = 0,58 \text{ cm}}$$

b) Déformation due au retrait :

La déformation due au retrait est donnée par la formule suivante :

$$f_R = \frac{\rho \times S' \times l^2}{8I_0} = \frac{4 \times 10^{-4} \times 6017,05 \times 600^2}{8 \times 146536,77} = 0,74 \text{ cm}$$

$$f_R = 0,74 \text{ cm}$$

c) Vérification :

$$f_t = f + f_R = 0,58 + 0,74 = 1,32 \text{ cm}$$

Il faut comparer cette flèche à la flèche admissible donnée dans le CM66 pour plancher terrasse

$$\bar{f}_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{600}{250} = 2,4 \text{ cm}$$

$$f_t = 1,32 \text{ cm} < \bar{f}_{adm} = 2,4 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

## I.5.2. Etage courant :

a) Déformation due aux charges :


---

**Charge non pondérée : G + Q**

**609,5 kg/ml**

---

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{ql^4}{E_b I_0} = \frac{5}{384} \times \frac{6.09 \times 600^4}{384 \times 1,4 \times 10^5 \times 146536,77} = 0,50 \text{ cm}$$

$$f = 0,50 \text{ cm}$$

b) Déformation due au retrait :

La déformation due au retrait est donnée par la formule suivante :

$$f_R = \frac{\rho \times S' \times l^2}{8I_0} = \frac{4 \times 10^{-4} \times 6017,05 \times 600^2}{8 \times 146536,77} = 0,74 \text{ cm}$$

$$f_R = 0,74 \text{ cm}$$

c) Vérification :

$$f_t = f + f_R = 0,50 + 0,74 = 1,24 \text{ cm}$$

Il faut comparer cette flèche à la flèche admissible donnée dans le CM66 pour plancher terrasse.

$$\bar{f}_{adm} = \frac{l}{300} = \frac{600}{300} = 2 \text{ cm} \quad (\text{pour étage courant})$$

$$f_t = 1,24 \text{ cm} < \bar{f}_{adm} = 2 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**I.6. Action de l'effort tranchant :**

L'effort tranchant « T » provoque par unité de longueur un effort tangent « S » au contacte acier-béton donné par:  $S = \frac{T \cdot S'}{I_0}$  Pour  $x < h_0$

Avec :  $T = \frac{ql}{2}$

a) P. terrasse :

$$T = \frac{ql}{2} = \frac{941,69 \times 6}{2} = 2825,07 \text{ kg}$$

$$S = \frac{T \cdot S'}{I_0} = \frac{2825,07 \times 6017,05}{146536,77} = 116 \text{ kg/cm}$$

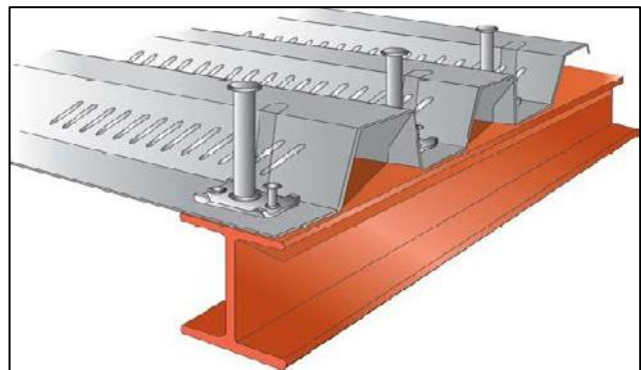
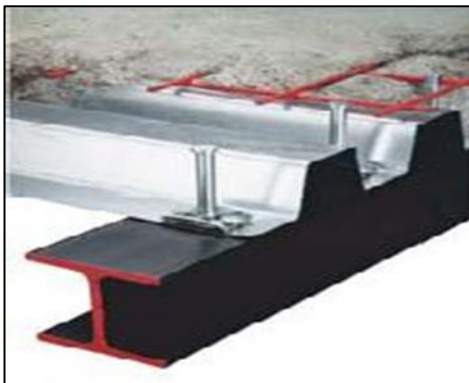
b) E. courant :

$$T = \frac{ql}{2} = \frac{854,34 \times 6}{2} = 2563,02 \text{ kg}$$

$$S = \frac{T \cdot S'}{I_0} = \frac{2563,02 \times 6017,05}{146536,77} = 105,24 \text{ kg/cm}$$

**II. CALCUL DES CONNECTEURS:****II.1. Généralités:**

Les connecteurs sont des éléments qui assurent la liaison entre la dalle de béton et l'acier. Ils doivent s'opposer au soulèvement de la dalle mais surtout résister à son glissement en limitant les déplacements relatifs de l'acier et du béton à une valeur suffisamment faible.



**Figure 2 :** Les connecteurs.

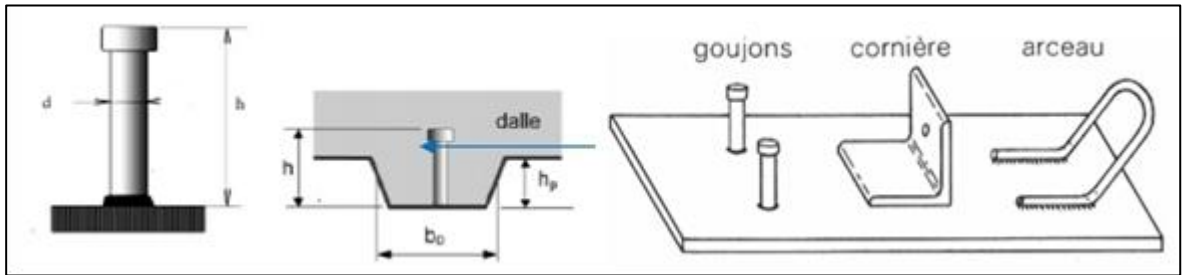
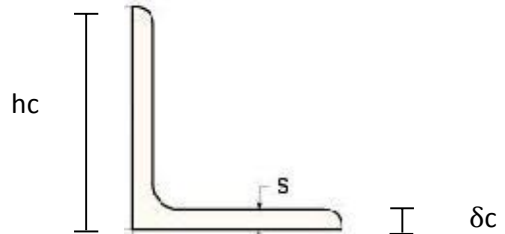
**II.2. Choix du connecteur :**

Les connecteurs sont généralement réalisés par des cornières ou bien des UPN et parfois par des goujons. Pour notre cas on a choisi des connecteurs souples en profilés.

On choisit des cornières à ailes égales parce qu'ils sont disponibles au niveau de l'entreprise  
**L60×60×4**

Les caractéristiques du connecteur sont:

- Largeur du connecteur  **$b_c = 4 \text{ cm}$**
- Largeur du connecteur  **$h_c = 5 \text{ cm}$**
- Epaisseur de lame  **$e_c = 0,3 \text{ cm}$**
- Epaisseur de la semelle soudée à la poutre métallique  **$\delta_c = 0,3 \text{ cm}$**



**Figure 3 :** Types des connecteurs.

**II.3. Vérification des conditions :**

Ce connecteur assure un ancrage efficace de la dalle si les conditions suivantes sont vérifiées.

- ❖  $h_c \geq 9\sqrt{e_c} \Rightarrow 5 > 9\sqrt{0,3} = 4,92 \Rightarrow$  condition vérifiée.
- ❖  $0,3 \text{ cm} \leq e_c \leq 1,3 \text{ cm} \Rightarrow 0,3 = 0,3 < 1,3 \Rightarrow$  condition vérifiée.
- ❖  $\delta_c \leq 2,4 \Rightarrow 0,3 < 2,4 \Rightarrow$  condition vérifiée.

**II.4. Calcul des distances entre connecteurs :**

D'après le calcul pratique des structures métalliques  
 L'espacement des connecteurs mesuré suivant l'axe de la poutre composite ne peut en aucun cas dépasser 10 fois l'épaisseur de la dalle en béton.

$$d \leq 10 h_o = 10 \times 12 = 120 \text{ cm}$$

$$d \leq 120 \text{ cm}$$

En plus de cette condition, on doit vérifier aussi celle fixée par les CTICM

Tel que :

$$Q \leq Q_{adm}$$

- ❖  $Q_{adm}$  = la résistance admissible du connecteur donnée par la formule suivante :

$$Q_{adm} = 40(\delta_c + 2\sqrt{e_c} + \sqrt{b_c f_{c28}}) \quad f_{c28} = 250 \text{ kg/cm}^2$$

- ❖  $Q$  = effort réel appliqué sur le connecteur tel que:

$S$  = effort tranchant par unité de longueur.

$d$  = distance entre connecteur.

$$Q = S \times d$$

a) Plancher terrasse :

$$Q_{adm} = 40(\delta_c + 2\sqrt{e_c} + \sqrt{b_c f_{c28}}) = 1765,11 \text{ kg}$$

$$Q \leq Q_{adm} \Rightarrow S \cdot d \leq 1765,11 \Rightarrow d \leq \frac{1765,11}{116}$$

$$d \leq 15,22$$

b) Etage courant:

$$Q \leq Q_{adm} \Rightarrow S \cdot d \leq 1765,11 \Rightarrow d \leq \frac{1765,11}{105,24}$$

$$d \leq 16,77$$

### Remarque:

Ces distances sont à respecter qui sont proches de l'appui car l'effort tranchant est max, et au-delà de l'appui on peut augmenter la distance entre connecteurs.

### II.5. Vérification des soudures :

On doit vérifier que les cordons de soudure sont capables de reprendre l'effort de cisaillement et le moment de renversement provoqué par une force égale à la résistance admissible du connecteur appliquée à 0,7 es du plan de joint.

### II.6. Vérification :

a) Effort de cisaillement :

Pour des cordons frontaux, on doit vérifier que

$$\frac{\frac{Q}{2}}{0,85 b_c \times a \times \alpha} \leq \sigma_e$$

Pour  $a = 3 \text{ mm} \Rightarrow \alpha = 3 \text{ mm}$   $Q = 1765,11 \text{ kg}$  (effort admissible)

$$\frac{\frac{1765,11}{2}}{0,85 \times 4 \times 03} = 865,25 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_e = 2400 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

b) Moment de renversement :

$M = Q \cdot (0,7es)$  es = épaisseur de la semelle de la solive (es = 9,2 mm)

$$M = 1765,11 \times 0,7 \times 0,92 = 1136,73 \text{ Kg.cm}$$

On doit vérifier que :

$$-\sigma_{en} \leq 1,8 \left[ \frac{N}{\Sigma I \times a \times a} \pm \frac{M \times h}{h^2 l_1 a_1 a_1 + 2(h-2e)^2 l_2 a_2 a_2} \right] \leq \sigma_{en}$$

Dans notre cas on a :  $N = 0$  ;  $L_1 = b_c$

$$L_2 = 0$$
 ;  $h = h_c$

On aura alors :  $1,8 * \frac{M \times h_c}{h_c^2 b_c a_1} \leq \sigma_{en}$

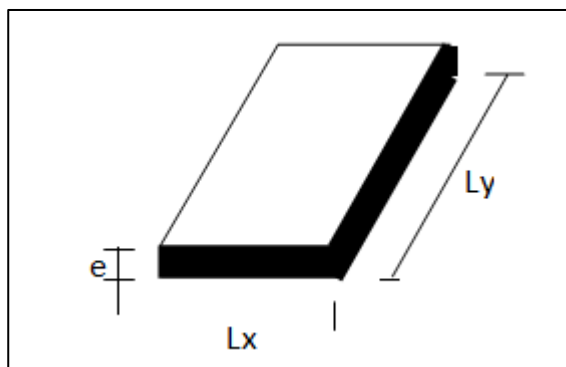
$$1,8 \times \frac{1136,73 \times 5}{5^2 \times 4 \times 0,3} = 189,46 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_e = 2400 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**CONNECTEURS L50x50x3**  
**SOUDURE a = 3 mm**

**III. FERRAILLAGE DE LA DALLE :**

**III.1. Généralité :**

La dalle est une surface horizontale supportant des charges verticales concentrées ou réparties. Pour notre cas on a un panneau de dalle rectangulaire appuyé sur les 4 cotés, dont les dimensions sont:



**Figure 4 :** dimensions de la dalle.

- ❖ Largeur  $L_x = 1\text{ m}$
- ❖ Longueur  $L_y = 6\text{ m}$
- ❖ Épaisseur  $e = 12\text{ cm}$

**III.2. Rapport de dimension : «  $\alpha$  »**

$\alpha = L_x / L_y = 1/6 = 0,16$



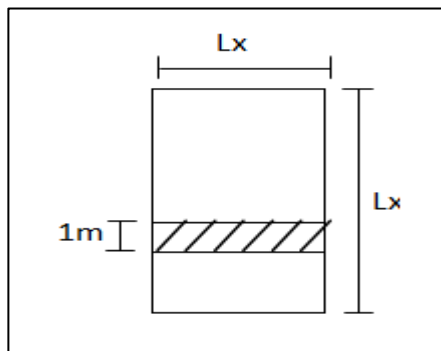
$\alpha = 0,16 < 0,4$  on néglige la flexion longitudinal.

Donc la flexion est suivant la petite dimension  $L_x$ .

Le calcul se fait pour une bande de longueur 1m et de portée  $L_x = 1\text{ m}$

On prendra le moment :

- ❖ en appui  $M_a = 0,5 M_0x$
- ❖ en travée  $M_t = 0,75 M_0x$



Avec  $M_0x$  est le moment isostatique tel que :

$M_0x = q l^2 x / 8$  avec  $q = 4/3G + 3/2Q$

**$q = 926\text{ Kg/ml}$**

On considère que la fissuration est peu nuisible

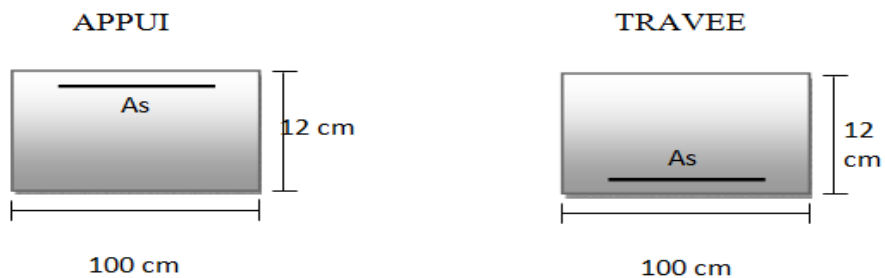
Alors le calcul de section des armatures se fait à **E L U**

$\frac{926 * \pi^2}{8} = 115,75\text{ kg.m}$

$M_a = 0,5 M_0x = 57,87\text{ Kg.m}$

$M_t = 0,75 M_0x = 86,81\text{ Kg.m}$

Alors on a 2 sections à calculer l'une au niveau de l'appui et l'autre au niveau de la travée.





**SECTION (appui) :**

❖  $M_u = 57,87 \text{ kg.m} = 5787 \text{ kg.cm}$

$d = 9 \text{ cm}$

❖  $b_0 = 100 \text{ cm}$

$f_{bu} = 0,85 f_{c28} / 1,5 = 142 \text{ kg/cm}^2$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{5787}{100 \times 9^2 \times 142} = 0,005 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 1,25 [1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,005)}] = 0,006$$

$$Z = (1 - 0,4 \alpha) d = [1 - (0,4 \times 0,006)] \times 9 = 8,978 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = \frac{5787 \times 10^{-1}}{8,978 \times 348} = 0,185 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

**SECTION (travée):**

❖  $M_u = 86,81 \text{ kg.m} = 8681 \text{ kg.cm}$

❖  $d = 9 \text{ cm}$

❖  $b_0 = 100 \text{ cm}$

❖  $f_{bu} = 0,85 f_{c28} / 1,5 = 142 \text{ kg/cm}^2$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{8681}{100 \times 9^2 \times 142} = 0,008 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 1,25 [1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,008)}] = 0,01$$

$$Z = (1 - 0,4 \alpha) d = [1 - (0,4 \times 0,01)] \times 9 = 8,964 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = \frac{8681 \times 10^{-1}}{8,964 \times 348} = 0,252 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Condition de non fragilité:**

$$A_u = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 9 \times \frac{2,1}{400} = 1,087 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

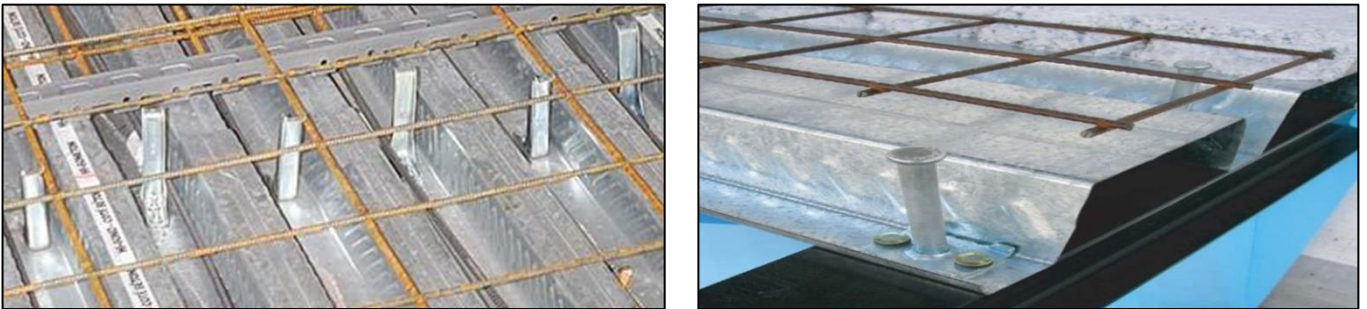
Dans les deux cas la section d'armature trouvée est faible et la condition de non fragilité est déterminante.

**III.3. Conclusion :**

La dalle nécessite un ferrailage en 2 points

- ❖ D'abord dans la partie inférieure ou le béton est tendu pour éviter les fissurations dues au moment en travées (entre solive)
- ❖ Ensuite dans la partie supérieure pour éviter d'une part les fissures dues à la dilatation, et d'autre part les fissures dues aux moments négatifs au niveau des supports.

Pour faciliter l'exécution sur chantier, on adopte 2 nappes de treillis soudé.



**Figure 5 :** Treillis soudé.

# CHAPITRE VI

## STABILITÉ VERTICALE

---

**ETUDE D'UN BATIMENT (R+4) EN  
CHARPENTE METALIQUE**



**I. CALCUL DU CONTREVENTEMENT VERTICAL :**

Les stabilités verticales sont sollicitées par l'effort horizontal du au séisme (voir étude au séisme).

Longueur des diagonales

$$L1 = L2 = L3 = L4 = \sqrt{6^2 + 3,2^2} = \mathbf{6,80\ m}$$

$$\cos \alpha = \frac{6}{6,80} = 0,88$$

**II. DETERMINATION DES EFFORTS DANS LES BARRES:**

$$V = \frac{H_1 \times h + H_2 \times 2h + H_3 \times 3h + H_4 \times 4h + H_5 \times 5h}{l}$$

$$= \frac{520 \times 3,2 + 1100 \times 6,4 + 1650 \times 9,6 + 2200 \times 12,8 + 3650 \times 16}{6}$$

$$\mathbf{V = 18517,33\ kg}$$

$$H = \frac{H_1 + H_2 + H_3 + H_4 + H_5}{2} = \frac{520 + 1100 + 1650 + 2200 + 3650}{2}$$

$$\mathbf{H = 4560kg}$$

$$N_{D5} = \pm \frac{(H_5)}{2\cos \alpha} = 2005,50\ kg$$

$$N_{D4} = \pm \frac{(H_5 + H_4)}{2\cos \alpha} = 3214,29kg$$

$$N_{D3} = \pm \frac{(H_3 + H_4 + H_5)}{2\cos \alpha} = 4120,88kg$$

$$N_{D2} = \pm \frac{(H_2 + H_3 + H_4 + H_5)}{2\cos \alpha} = 4725,27\ kg$$

$$N_{D1} = \pm \frac{(H_1 + H_2 + H_3 + H_4 + H_5)}{2\cos \alpha} = 5010,99\ kg$$

**III. DIMENSIONNEMENT DES DIAGONALES:**

Les diagonales sont des cornières ; alors on doit vérifier que :

$$\sigma = \frac{N_D}{0,8An} \leq \sigma_{en} \quad (\text{C. T. C})$$

Le coefficient 0,8 tenant compte de l'excentricité de la ligne d'inertie.

$$An_1 \geq \frac{N_{D1}}{0,8\sigma_{en}} = \frac{5010,99}{0,8 \times 2400} = 2,61 \text{ cm}^2$$

$$An_2 \geq \frac{N_{D2}}{0,8\sigma_{en}} = \frac{4725,27}{0,8 \times 2400} = 2,46 \text{ cm}^2$$

$$An_3 \geq \frac{N_{D3}}{0,8\sigma_{en}} = \frac{4120,88}{0,8 \times 2400} = 2,15 \text{ cm}^2$$

$$An_4 \geq \frac{N_{D4}}{0,8\sigma_{en}} = \frac{3214,29}{0,8 \times 2400} = 1,67 \text{ cm}^2$$

$$An_5 \geq \frac{N_{D5}}{0,8\sigma_{en}} = \frac{2005,50}{0,8 \times 2400} = 1,04 \text{ cm}^2$$

On doit aussi limiter l'élanement des diagonales tendues à l'élanement max 350

$$\lambda \leq \lambda_{max} = 350$$

$$\lambda = \frac{lf}{i} \leq \lambda_m = 350 \Rightarrow i \geq \frac{lf}{350}$$

$$i_1 \geq \frac{680}{350} = 1,95 \quad ; \quad i_2 \geq \frac{680}{350} = 1,95$$

Le choix des diagonales doit vérifier les deux conditions suivantes :

$$An \geq 2,61 \text{ cm}^2$$

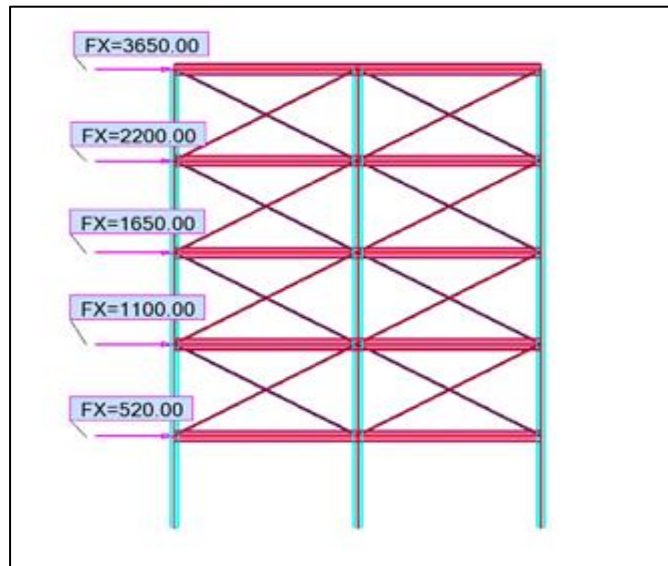
$$i \geq 1,95 \text{ cm}$$

On choisit des cornières à ailes égales 70×70×7

**Diagonales L70.70.7**

**IV. DEFORMATION HORIZONTALE DE LA PALEE:**

Pour ce calcul on a opté pour l'étude d'un portique sur l'AUTODESK ROBOT 2010 et on a obtenu les valeurs des déplacements pour chaque nœud, elle est représenté sur le tableau suivant :



**Figure 1 :** Portique chargé.

Etage	Nœud	Déplacement « δ » (cm)
1	2	0.6
2	3	0.7
3	4	0.8
4	5	0.9

**Tableau 1 :** Valeurs du déplacement horizontales.

**V. VERIFICATION:**

Pour les déplacements limites; on prendra ceux préconisés par les règles parasismiques Algériennes (RPA 99 version 2003) [2]

Le déplacement relatif d'étage  $\bar{\Delta}_{adm} = 0.0075 h$

Avec  $h$  = hauteur d'étage ( $h = 3.2$  m)

$$\bar{\Delta}_{adm} = 0.0075 \times 320 = 2,4 \text{ cm}$$

Pour notre cas on a comme déplacement relatif :

(Étage1)  $\Delta_1 = \delta_1 = 0,6 \text{ cm}$

(Étage2)  $\Delta_2 = \delta_2 - \delta_1 = 0,7 - 0,6 = 0,1 \text{ cm}$

(Étage3)  $\Delta_3 = \delta_3 - \delta_2 = 0,8 - 0,7 = 0,1 \text{ cm}$

(Étage4)  $\Delta_4 = \delta_4 - \delta_3 = 0,9 - 0,8 = 0,1 \text{ cm}$

$\Delta_1 = 0,6 \text{ cm} < \bar{\Delta}_{adm} = 2,4 \text{ cm}$  " vérifiée"

$\Delta_2 = 0,1 \text{ cm} < \bar{\Delta}_{adm} = 2,4 \text{ cm}$  " vérifiée"

$\Delta_3 = 0,1 \text{ cm} < \bar{\Delta}_{adm} = 2,4 \text{ cm}$  " vérifiée"

$\Delta_4 = 0,1 \text{ cm} < \bar{\Delta}_{adm} = 2,4 \text{ cm}$  " vérifiée"

⇒ "Les déplacements sont vérifiés"

# CHAPITRE VII

## ETUDE DU PORTIQUE

---

**ETUDE D'UN BATIMENT (R+4) EN  
CHARPENTE METALIQUE**

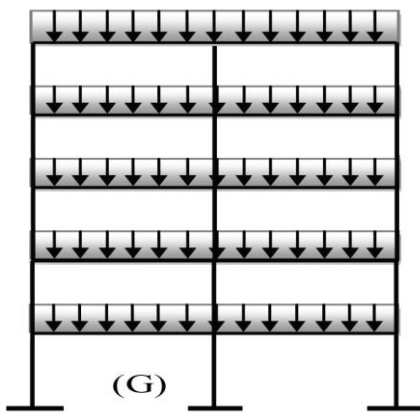


**I. GENERALITES :**

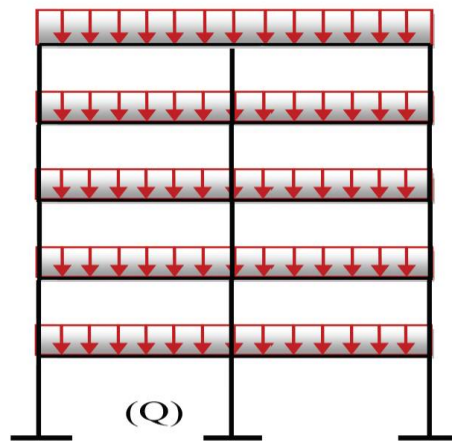
Les portiques transversaux ont le rôle de reprendre toutes les charges verticales et horizontales et de les transmettre au sol par l'intermédiaire des fondations. Les différentes charges et surcharges agissant sur les portiques sont:

- a) Charges permanentes (G)
- b) Surcharges d'exploitation (Q)
- c) Surcharges de la neige (N)
- d) Effet du séisme (E)

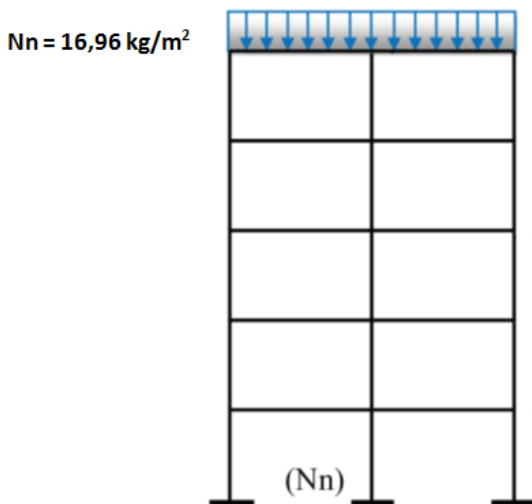
**CAS 1 :**



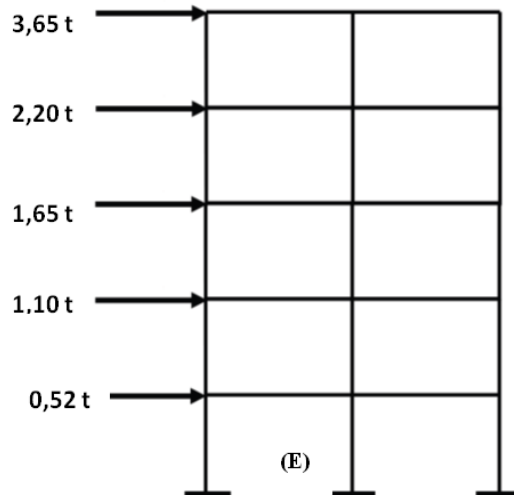
**CAS 2 :**



**CAS 3 :**



**CAS4 :**





**II. METHODE DE CALCUL (LOGICIEL AUTODESK ROBOT) :**

On a calculé le déplacement avec le logiciel AUTODESK – ROBOT 2010, et on a obtenu les résultats suivants :

**III. COMBINAISON DES CHARGES :****III.1. Poteaux :**

		<b>AB</b>	<b>HI</b>
$\frac{4}{3}G + \frac{17}{12}(Q+Nn)$	M	0.00	1873,99
	N	3003	3050
	T	0.00	1050
<b>0,8G + E</b>	M	36212.21	65392,82
	N	88250	10060
	T	29000	41130
<b>0,8G – E</b>	M	56733.86	66211,29
	N	88440	9740
	T	-29070	-41130
<b>G + Q + 1,2E</b>	M	4391.49	7847,13
	N	11352	2470
	T	35020	49350

**Tableau 1 :** Tableau combinaison des charges pour les poteaux.

**III.1. Poutres :**

		<b>BH</b>	<b>DC</b>
$\frac{4}{3}G + \frac{17}{12}(Q+Nn)$	M	-1873,99	-1873,99
	N	1050	1050
	T	2870	3300
<b>0,8G + E</b>	M	18815,72	7429,03
	N	28430	1000
	T	-4390	-21670
<b>0,8G – E</b>	M	59671,98	74148,30
	N	-1250	-4420
	T	23590	23680
<b>G + Q + E</b>	M	17823,90	73023,02
	N	29010	780
	T	-2970	-19980

**Tableau 2 :** Tableau combinaison des charges pour les poutres.

## IV. VERIFICATION DU PORTIQUE :

## IV.1. Vérification des éléments :

## IV.1.1. Les poteaux :

## 1) Poteau « HI » :

$$\checkmark M_{\max} = 4391,49 \text{ Kg.m}$$

$$\checkmark N = 11350 \text{ kg}$$

$$\checkmark T_{\max} = 35020 \text{ kg}$$

Les poteaux sont sollicités en flexion composée ; alors on doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{9}{8} [K\sigma + K_d\sigma_{fx}] \leq \sigma_{en}$$

- Longueur de flambement :

Lorsque la stabilité dans la direction du flambement n'est assurée que par l'encastrement des poutres sur les poteaux, alors le rapport  $L_f/L_0$  est donné par la formule suivante :

$$\frac{L_f}{L_0} = \sqrt{\frac{1,6 + 2,4(K_A + K_B) + 1,1K_AK_B}{K_A + K_B + 5,5K_AK_B}}$$

Puisque l'extrémité A est articulée ( $K_A = 0$ ) alors cette formule se réduit à :

$$\frac{L_f}{L_0} = \sqrt{\frac{1,6 + 2,4(K_B)}{K_B}}$$

$$K_B = \frac{R_{BH}}{R_{BH} + R_{BA} + R_{BC}} \quad ; \quad R = \frac{I}{L} \quad ; \quad \Rightarrow K_B = \frac{53,55}{53,55 + 13,93 + 53,55} = 0,60$$

$$\frac{L_f}{L_0} = \sqrt{\frac{1,6 + 2,4 \cdot 0,60}{0,60}} = 2,25 \quad ; \quad \Rightarrow L_f = 2,25 L_0 \quad ; \quad \Rightarrow L_f = 1012,5 \text{ cm}$$

$\lambda_{\max} = \max(\lambda_x, \lambda_y)$  on vérifie un profilé IPE 300.

$$\lambda_x = \frac{L_f x}{i_x} = \frac{1012,5}{12,50} = 81 \quad ; \quad \lambda_y = \frac{L_f y}{i_y} = \frac{600}{3,35} = 179,10$$

$$\Rightarrow \lambda_y \geq \lambda_x \Rightarrow \text{risque de flambement le plan } (y - y)$$

$$\lambda_{\max} = 179,10 \Rightarrow K = 5,09$$

- Vérification :

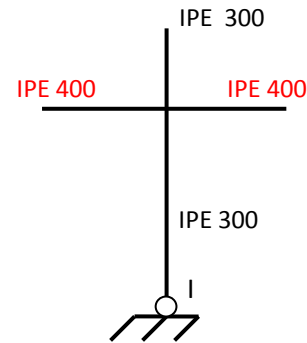
$$\frac{9}{8} [K\sigma + K_d\sigma_{fx}] \leq \sigma_{en} \quad ; \quad \text{avec } K_d = 1$$

$$\frac{9}{8} \left[ 5,09 \frac{113520}{53,80} + \frac{439149}{557} \right] = 2095,02 > \sigma_{en}$$

⇒ Donc la pièce est vérifiée.

2) Poteau « HI » :

- ✓ M = 7847,13 Kg.m
- ✓ N = 2470 Kg
- ✓ T = 49350 Kg



• Longueur de flambement :

$$\frac{Lf}{L_0} = \sqrt{\frac{1,6 + 2,4(K_H)}{K_H}} \quad ; \quad \Rightarrow K_H = \frac{53,55}{53,55 + 13,93 + 53,55} = 0,60$$

$$\frac{Lf}{L_0} = 2,25 \Rightarrow Lf = 2,25 L_0 = 1012,5 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = \frac{Lfx}{ix} = \frac{1012,5}{12,50} = 81 \quad ; \quad \lambda_y = \frac{600}{3,35} = 179,10$$

$$\lambda_{max} = 179,10 \Rightarrow k = 5,09$$

• Déversement :

Contrainte de non déversement

- ✓ C = 1
- ✓ B = 1

$$D = \sqrt{1 + 0,156 \cdot \frac{19,47}{604} \cdot \frac{(1012,5)^2}{(30)^2}} = 6,73$$

$$\sigma_d = 40000 \times \frac{604}{8356} \times \frac{(30)^2}{(1012,5)^2} (6,73 - 1) \times 1 \times 1 = 14,54 \text{ Kg/mm}^2$$

$14,54 \text{ Kg/mm}^2 < \sigma_{en} \Rightarrow$  Il y a un risque de déversement

$$\lambda_0 = \frac{1012,5}{30} \sqrt{\frac{4}{1 \times 1} \cdot \frac{8356}{604} \cdot \left(1 - \frac{14,54}{24}\right)} = 156,79$$

$$\Rightarrow \lambda_0 = 156,79 \Rightarrow K_0 = 3,50$$

$$Kd = \frac{3,50}{1 + \frac{14,54}{24} (3,50 - 1)} = 0,87 \Rightarrow Kd = 0,87$$

- Vérification :

$$\frac{9}{8} \left( 5,09 \times \frac{2470}{53,80} + 0,87 \times \frac{784713}{557} \right) = 1642,09 \text{ Kg/cm}^2$$

$$1642,09 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{en} = 2400 \text{ Kg/cm}^2 \quad \sim \text{Vérifiée} \sim$$

#### IV.1.2. Les poutres :

On vérifie la poutre la plus sollicitée de l'étage « BH » et celle de la terrasse « CD ». Les poutres sont calculées en flexion composée sous (M, N, T).

Toutes les poutres sont des IPE 450.

##### 1) Poutre « BH » (étage) :

- ✓ M = 18815,72 Kg.m
- ✓ N = 28230 Kg
- ✓ T = 21670 Kg

On doit vérifier que :

$$(\sigma + \sigma_f) \leq \sigma_{en} \Rightarrow \left( \frac{N}{A} + \frac{M}{W_x} \right) \leq \sigma_{en}$$

##### Remarque :

Il n'y a pas de risque de flambement car les solives qui s'accrochent de part et d'autre à l'âme de la poutre empêchent tout déplacement de cette dernière.

Ainsi que pour le déversement ; il n'y a pas de risque du moment que les semelles comprimées (supérieures) sont entretoisées par la dalle.

- Vérification de résistance :

$$\left( \frac{28430}{84,50} + \frac{1881572}{1160} \right) = 1958,50 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow 1958,50 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{en} = 2400 \text{ Kg/cm}^2 \quad \Rightarrow \sim \text{Vérifiée} \sim$$

- Vérification de la flèche :

La flèche est donnée par la formule :

$$f = \frac{5}{384} \cdot \left( \frac{qL^4}{EI_x} \right) \quad ; \quad q = (G + Q) = 2742,75 \text{ Kg/ml}$$

$$f_{max} = \frac{5}{384} \times \frac{27,4275 \times (600)^4}{21 \times 10^5 \times 23130} = 0,950 \text{ cm}$$

On doit limiter cette flèche à la flèche admissible :  $f_{adm} = \frac{L}{250}$  (pour étage)

$$f_{max} = 0,950 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{600}{250} = 2,40 \text{ cm} \quad \Rightarrow \sim \text{Vérifiée} \sim$$

- Vérification de cisaillement :

$$\tau = \frac{T}{Aa} \leq \frac{\sigma_{en}}{1,54} = \frac{2400}{1,54} = 1558,44 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Avec } Aa = (h - 2e) \times a = 32,08$$

$$\tau = \frac{4390}{32,08} = 136,85 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_{adm} = 1558,44 \text{ Kg/cm}^2 \quad \Rightarrow \sim \text{Vérifiée} \sim$$

## 2) Poutre « DC » :

- ✓ M = 7429,03 Kg.m
- ✓ N = 28430 Kg
- ✓ T = 21670 Kg

- Vérification de résistance :

$$\left( \frac{28430}{84,50} + \frac{742903}{1160} \right) = 976,88 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{en} = 2400 \text{ Kg/cm}^2$$

- Vérification de la flèche :

$$f_{max} = \frac{5}{384} \times \frac{qL^4}{EIx} \quad ; \quad q = (G + Q) = 3102,34 \text{ Kg/ml}$$

$$f_{max} = \frac{5}{384} \times \frac{31,02 \times 600^4}{21 \times 10^5 \times 23130} = 1,13 \text{ cm} ; f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{600}{250} = 2,40 \text{ cm}$$

$$f_{max} = 1,13 \text{ cm} < f_{adm} = 2,40 \text{ cm} \quad \Rightarrow \sim \text{Vérifiée} \sim$$

- Vérification de cisaillement :

La contrainte de cisaillement est :

$$\tau = \frac{T}{Aa} = \frac{21670}{32,08} = 675,50 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau = 675,50 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_{adm} = 1558,44 \text{ Kg/cm}^2 \quad \Rightarrow \sim \text{Vérifiée} \sim$$

**V. VERIFICATION DES DEPLACEMENTS :**

Les règles ne visent que les flèches admissibles des éléments porteurs des planchers et des couvertures.

Pour les déformations horizontales des ouvrages, il faut les limiter afin d'éviter des désordres dans les éléments du remplissage ...

Les règles parasismiques algériennes (99 version 2003) limitent ces déformations horizontales. Pour les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser  $0,0075h$  ( $h$ = hauteur d'étage)

$$\frac{1}{2B} \times \Delta \leq \Delta_{adm} = 0,0075 h$$

$B$  = facteur de comportement de la structure ( $B = \frac{1}{4}$ )

**V.1. Calcul :**

On tient compte que des déformations dues aux séismes car les déformations dues aux charges verticales sont très faibles.

Le déplacement d'un niveau est donné par la formule :

$$\Delta_j = \frac{T_j}{R_j} \quad ; \quad R_j = \sum_{i=1}^3 a_i \times \frac{12EI_i}{h_j^3}$$

Puisque on a des poteaux de même inertie

$$\Sigma I_i = 3I \quad ; \quad R_j = \frac{36.E.I}{h^3} \cdot \sum_{i=1}^3 a_i$$

- ✓  $a$  = coefficient correcteur tenant compte de la flexibilité des poutres arrivant au poteau.
- ✓  $T_j$  = effort tranchant au niveau ( $j$ ).

**V.1.1. Terrasse :**

$$T_1 = 15860Kg \quad ; \quad a_j = \Sigma a_i = a_1 + a_2 + a_3 + a_4 + a_5 \Rightarrow a = \frac{\bar{k}}{2 + \bar{k}}$$

$$\bar{k}_1 = \frac{k_1 + k_1}{2kp} = \frac{2 \left[ \frac{48000}{600} \right]}{2 \times \frac{25170}{600}} = 1,90 \Rightarrow a_1 = \underline{0,49}$$



$$a_1 = a_3 = 0,49$$

$$\bar{k}_2 = \frac{2k_1+2k_2}{2Kp} = 3,81 \Rightarrow a_2 = 0,66$$

$$\Rightarrow a_2 = a_4 = 0,3$$

$$\bar{k}_5 = \frac{2k_2}{2kp} = 1,90 \Rightarrow a_5 = 0,49$$

$$\Rightarrow a_5 = 0,49$$

$$R_1 = \frac{36EI}{h^3} \sum_{i=1}^3 ai = \frac{36 \times 21 \times 10^5 \times 23130}{320^3} (0,49 + 0,49 + 0,49 + 0,66 + 0,66) = 148885,26 \text{ Kg/cm}$$

Le déplacement du niveau (Terrasse) est :

$$\Delta_1 = \frac{T_1}{R_1} = \frac{15860}{148885,26} = 0,10 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \Delta_1 = 0,10 \text{ cm}$$

### V.1.2. Etage :

$$T_2 = H_1 + H_2 + H_3 + H_4 = 2250 + 4760 + 7130 + 9500 = 23640 \text{ Kg} \quad a_j = \sum ai$$

$$a = \frac{0,5\bar{K}}{1 + 2\bar{K}} \text{ (Poteau articulé)}$$

$$\bar{k}_1 = \frac{k_1+k_1}{2kp} = \frac{2 \left[ \frac{48000}{600} \right]}{2 \times \frac{25170}{600}} = 1,90 \Rightarrow a_1 = 0,20$$

$$a_1 = a_3 = 0,20 \Rightarrow$$

$$\bar{k}_2 = \frac{2k_1+2k_2}{2Kp} = 3,81 \Rightarrow a_2 = 0,23$$

$$a_2 = a_4 = 0,23 \Rightarrow$$

$$\bar{k}_5 = \frac{2k_2}{2kp} = 1,90 \Rightarrow a_5 = 0,49$$

$$\Rightarrow a_5 = 0,20$$

$$\begin{aligned}
 R_2 &= \left( \frac{36EI}{h^3} \right) \cdot \sum_{i=1}^3 a_i \\
 &= \frac{(36 \times 21 \times 10^5 \times 23130)}{320^3} (0,20 + 0,20 + 0,20 + 0,23 + 0,23) \\
 &= 56565,73 \text{ Kg/cm}
 \end{aligned}$$

$$\Delta_2 = \frac{T_2}{R_2} = \frac{23640}{56565,73} = 0,42 \text{ cm}$$

$$\Delta_2 = 0,42 \text{ cm}$$

### V.1.3. Vérification :

Le déplacement admissible est :

$$\Delta_{adm} = 0,0075h = 0,0075 \times 320 = 2,40 \text{ cm}$$

✓ Pour la terrasse :

On a

$$\frac{1}{2B} \Delta_1 = \frac{1}{2 \times \frac{1}{4}} (0,10) = 0,2 \text{ cm} < \Delta_{adm} = 2,4 \text{ cm} \Rightarrow \sim \text{Vérifiée} \sim$$

✓ Pour l'étage :

On a aussi

$$\frac{1}{2B} \Delta_2 = \frac{1}{2 \times \frac{1}{4}} (0,42) = 0,84 \text{ cm} < \Delta_{adm} = 2,40 \text{ cm} \Rightarrow \sim \text{Vérifiée} \sim$$



# CHAPITRE VIII

## CALCUL DES ASSEMBLAGES

---

**ETUDE D'UN BATIMENT (R+4) EN  
CHARPENTE METALIQUE**



**I. INTRODUCTION :**

La conception et le calcul des assemblages revêtent, en construction métallique, une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces pour la sécurité finale de la construction.

En effet, les assemblages constituent des points de passage obligés pour les sollicitations régnant dans les différents composants structurels; en cas de défaillance d'un assemblage, c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est remis en cause.

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer de sollicitation parasites, notamment de torsion.

On distingue parmi les assemblages:

- Les assemblages articulés.
- Les assemblages encastrés (rigides).

**1. Les principaux modes d'assemblages sont :**

- Le rivetage.
- Le boulonnage.
- Le soudage.
- Le collage.

Il existe plusieurs méthodes de calcul des assemblages et pour notre cas on aura à utiliser :

**CM66 additif 80.** [7]

**II. ASSEMBLAGE DES DIAGONALES DE LA STABILITE :**

L'effort de traction dans les diagonales est :  $N_{D1} = 19043,15 \text{ kg}$ .

L'assemblage diagonale gousset est soumis au cisaillement, alors on doit vérifier que

$$1,54 \frac{N_{D1}}{\sigma_{en}} \leq \sigma_{en}$$

On choisit des boulons ordinaires de classe (6-6)  $\Rightarrow \sigma_{en} = 3500 \text{ kg/m}^2$

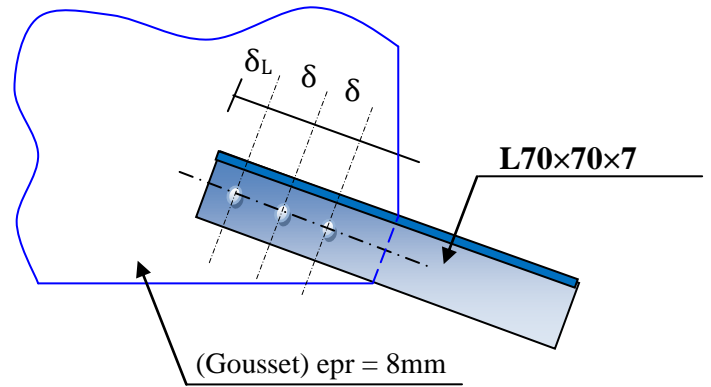
$$A \geq 1,54 \frac{N_{D1}}{\sigma_{en}} = \frac{1,54 \times 19043,15}{3500} = 8,38 \text{ cm}^2$$

On choisit 3 boulons de diamètre 22

$$3\phi 22 \quad (A = 11,4 \text{ cm}^2)$$

1) Vérification des pinces :

Diamètre des trous  
 $d' = d + 2\text{mm}$   
 $d' = 22 + 2 = 24\text{ mm}$   
 «  $\delta$  » :  $3d' \leq \delta \leq 10 d'$   
 $3 \times 24 \leq \delta \leq 10 \times 24$   
 $\Rightarrow 720 \leq \delta \leq 240$   
 $\Rightarrow$  on prend  $\delta = 80\text{ mm}$



«  $\delta_L$  » :

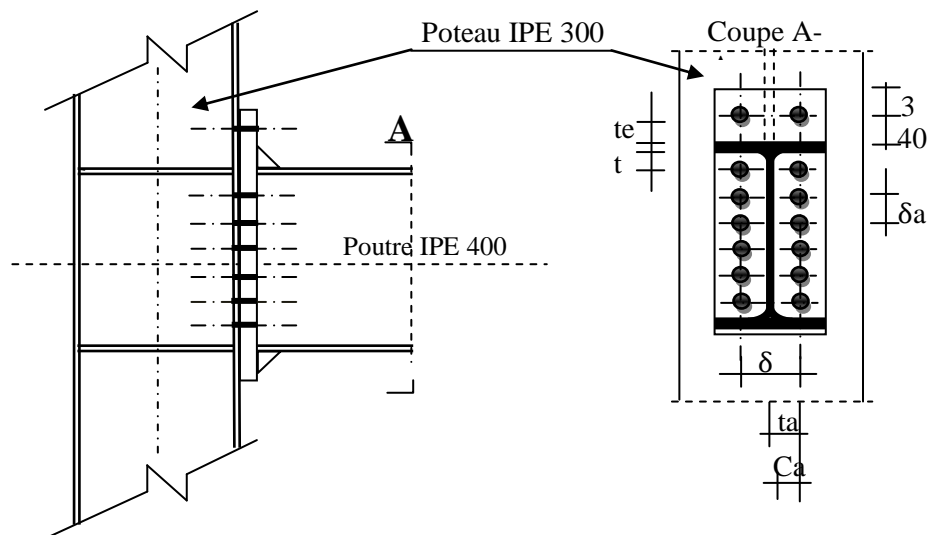
$$\delta_L = \max \left\{ \begin{array}{l} 1,5 d' = 1,5 \times 24 = 36\text{mm} \\ \frac{0,8T}{\sigma_{en} \times e} = \frac{0,8 \times 19043,15}{24 \times 10 \times 3} = 21,16\text{mm} \end{array} \right\} \leq 4 \times d' = 96\text{mm}$$

On prend  $\delta_L = 50\text{ mm}$

$\delta = 80\text{ mm}$

$\delta_L = 50\text{ mm}$

III. ASSEMBLAGE POTEAU- POUTRE :



L'assemblage est sollicité par (M, N, T) –soudure ep : a = 8mm

$$M = 28842,55 \text{kg.m}$$

$$N = 2830 \text{ kg}$$

$$T = 21670 \text{ kg}$$

### 1) Pré-dimensionnement :

La force de traction F dans les boulons situés dans l'angle intérieur tendu est donnée par la formule suivante :

$$F = \alpha \cdot \frac{M}{1,8(h - 2 \ell_s)}$$

On envisage a priori la possibilité de placer 6 boulons par file à l'intérieur des semelles.

Le tableau correspondant aux platines avec boulons extérieurs nous donne

Pour n = 6  $\Rightarrow \alpha = 0,479$ .

$$F = \frac{\alpha M}{1,8(h - 2 \ell_s)} = \frac{0,479 \times 28842,55}{1,8(0,60 - 2 \times 0,016)} = 18239,84 \text{ Kg}$$

Nous choisirons des boulons HR 10-9 Ø22

L'effort de précontrainte du boulon :

$$N_o = 0,8 \sigma_{en} \times A_r = 21820 \text{Kg} > 18239,84 \Rightarrow \text{Le choix est bon.}$$

### 2. Etude de la tâche :

$$\begin{aligned} 3d \leq \delta \leq 7d & & 66 \leq \delta_e \leq 154 & & \delta_e = 130 \text{mm} \\ & & 66 \leq \delta_a \leq 154 & & \delta_a = 66 \text{mm} \\ ta = \frac{130 - 9,4}{2} = 60,3 \text{mm} & ; & t'a = \frac{130 - 11}{2} = 59,5 \text{mm} \\ Ca = ta - a\sqrt{2} = 48,99 \text{mm} & & C'a = t'a - r = 32,5 \text{mm} \\ ts = t's = 45,4 \text{mm} & & te = 40 \text{mm} \\ Cs = C's = 34,09 \text{mm} & & Ce = 28,69 \text{mm} \end{aligned}$$

### 3. Épaisseur de la platine :

$$e = \frac{F}{375 \left( \frac{ta}{Ca} + \frac{ts}{Cs} \right)} = \frac{18239,84}{375 \left( \frac{60,3}{48,99} + \frac{45,4}{34,03} \right)} = 19,27 \text{mm}$$

$\Rightarrow$  On choisit une platine D'épaisseur  $e = 20 \text{ mm}$

### 4. Vérification de l'assemblage :

Nous allons faire la vérification de la résistance de la platine ainsi que de la semelle du poteau.

**5. Résistance locale :****a. Boulons extérieurs :**1) Platine :

$$F = 375e \times \frac{te \cdot \delta e}{Ce(\delta e + te)} = 375 \times 20 \times \frac{40}{28,69} \times \frac{130}{130 + 40} = 7996,22kg$$

$$\Rightarrow F = 7996,22kg$$

2) Semelle du poteau :

$$F = 375e' \frac{t' \delta' e}{C' \delta' e + t' e} = 7596,42kg$$

$$\Rightarrow F = 7596,42$$

La résistance sera limitée à 7596,42 kg pour les boulons extérieurs.

**b. Boulons centraux :**1) Platine :

$$F = 375e \times \frac{ta \cdot \delta a}{Ca(\delta a + ta)} = 375 \times 20 \times \frac{60,3}{48,99} \times \frac{66}{66 + 60,3} = 4824,09kg$$

2) Semelle du poteau :

$$F = 375e' \frac{t' a}{C' a} \times \frac{\delta' a}{\delta' a + t' a} = 6859,91kg$$

3) Effort admissible apporté par l'âme :

$$Fa = 0,5 \sigma e \cdot ea \cdot \delta a = 0,5 \times 24 \times 9,4 \times 70 = 7897kg$$

La résistance sera limitée à **4824,09 kg** pour les boulons centraux.

**c. Boulons d'angle :**1) Platine :

$$F = 375e \times \left( \frac{ta}{ca} + \frac{ts}{cs} \right) = 19239,66 kg$$

2) Semelle du Poteau :

$$F = 375e' \left( \frac{t' a}{c' a} + \frac{t' s}{c' s} \right) = 22535,86 kg$$

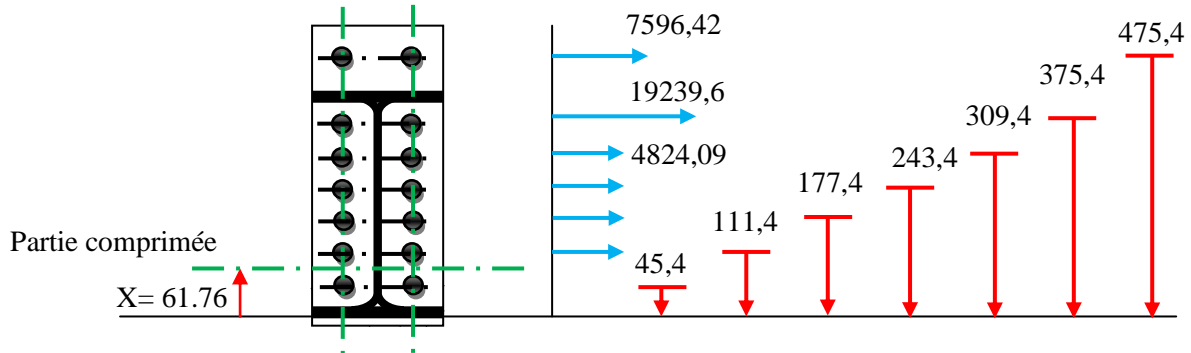
La résistance sera limitée à **19239,66 kg** pour les boulons d'angles

**6. Calcul du moment résistant :**

La position de l'axe neutre est de :

$$x = es \sqrt{\frac{b}{ea}} = 13.50 \sqrt{\frac{180}{8.60}} = 61,76 \text{ mm}$$

Le 1<sup>er</sup> boulons du bas se trouve dans la partie comprimée, alors il n'intervient pas dans les calculs du moment résistant.



$$Mr = 2[(7596,42 \times 0,475) + (19239,6 \times 0,375) + 4824,09(0,309 + 0,243 + 0,177 + 0,111)] = 29756,85 \text{ kg.m}$$

Le moment résistant est :  $Mr = 29756,85 \text{ kg.m} > M = 28842,55 \text{ kg.m}$

⇒ L'assemblage est bon

**7. Vérification de l'effort normal :**

L'effort max est :  $N = 2830 \text{ kg}$

Si  $N_{max} \leq 0,05A \cdot \sigma_e$  on néglige la vérification de l'assemblage à l'effort normal.

$$N_{max} = 2830 < 0,05 \times 2400 \times 84,50 = 10140 \text{ kg} \quad \text{ok}$$

⇒ La vérification n'est pas nécessaire

**8. Vérification de l'effort tranchant :**

$$T_{max} = 21670 \text{ kg}$$

$$\text{On doit vérifier que : } Tb = \frac{T_{max}}{n} \leq Ta = 1,1(N_0 - Ni)\varnothing$$

Avec :  $\varnothing = 0,3$  pour un mode de préparation par simple brossage.

$$Ni = \frac{N}{n} = \frac{2830}{14} = 202,15 \text{ kg}$$

$$Ti = \frac{T}{n} = \frac{21670}{14} = 1547,86 \text{ kg}$$

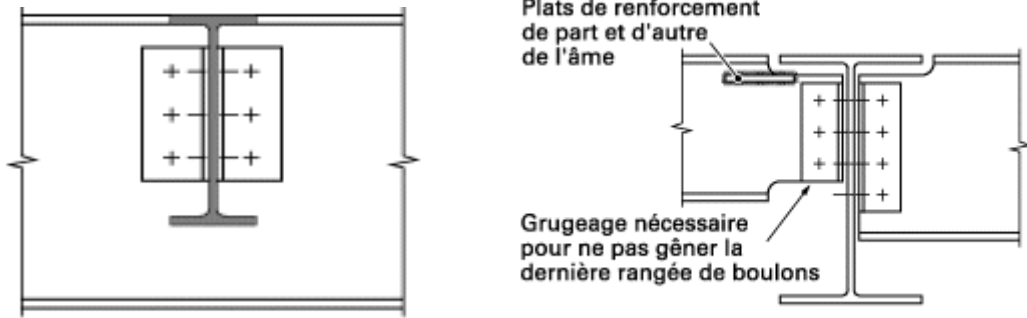
$$Ti = 1547,86 < 1,1(21820 - 202,15) \times 0,3 = 7133,89 \text{ kg}$$

⇒ Les conditions sont vérifiées

$$\text{Couple de serrage } Ms = 0,18 N_0 \cdot d = 0,18 \times 21820 \times 0,022 = 86,4 \text{ kg.m}$$

7 boulons H.R 10.9 Ø 22 par file ; couple de serrage 86,4 kg

IV. ASSEMBLAGE POUTRE - SOLIVE :



On utilisera des boulons ordinaires calculés vis-à-vis de l'effort tranchant max du niveau terrasse.  $T = \frac{ql}{2}$

Avec  $q = \frac{4}{3}G + \frac{17}{12}(Q + Nn) = 946 \text{ kg/m}^2$  entre axes des solives 1m

Alors  $q = 946 \text{ kg/ml} \Rightarrow T = 946 \times 6/2 = 2838 \text{ kg}$

1) Cisaillement des boulons :

a. Coté poutre portée:

On choisit deux boulons ; l'effort qui revient à chaque boulon est  $T'_1 = T/2$   
 En plus le moment M dû à l'excentrement « e ». Ce moment sera équilibré par des réactions horizontales sur les boulons.

D'après lever (C.T.C) :

$$T''_1 = T \cdot e \frac{\alpha}{n \cdot \delta}$$

- ❖  $\delta$  = étant la distance entre 2 boulons
- ❖  $\alpha$  = coefficient en fonction du nombre des boulons ( $\alpha = 2$ )
- ❖  $n$  = le nombre des boulons ( $n = 2$ )

L'effort dans le boulon le plus sollicité est  $T_1 = \sqrt{T_1'^2 + T_1''^2}$

$$T_1 = \frac{T}{2} \left( \sqrt{1 + \frac{e^2 \alpha^2}{\delta^2}} \right) = \frac{T}{2} \left( \sqrt{1 + \frac{4e^2}{\delta^2}} \right)$$

L'effort  $T_1$  doit être inférieur à  $T_1 \leq 1,3Ab \cdot \sigma_{eb}$

$Ab$  = section du boulon

$\sigma_{eb}$  = limite d'élasticité du boulon.

$$\frac{T}{2} \left( \sqrt{1 + \frac{4e^2}{\delta^2}} \right) \leq 1,3Ab \cdot \sigma_{eb} \Rightarrow Ab \geq \frac{\frac{T}{2} \left( \sqrt{1 + \frac{4e^2}{\delta^2}} \right)}{1,3 \sigma_{eb}}$$

On choisit des cornières à ailes égales **L50×50×5**

- ❖  $\delta = 60\text{mm}$
- ❖  $\delta L = 25\text{mm}$  ;  $\delta t = 25\text{mm}$
- ❖  $e = 25 + 51 = 30,1\text{ mm}$  |
- ❖  $\sigma_{eb} = 3500\text{ kg/cm}^2$

$$Ab \geq \frac{2838/2 \left( \sqrt{1 + \frac{4(30,1)^2}{(60)^2}} \right)}{1,3 \times 3500} = 0,442\text{ cm}^2$$

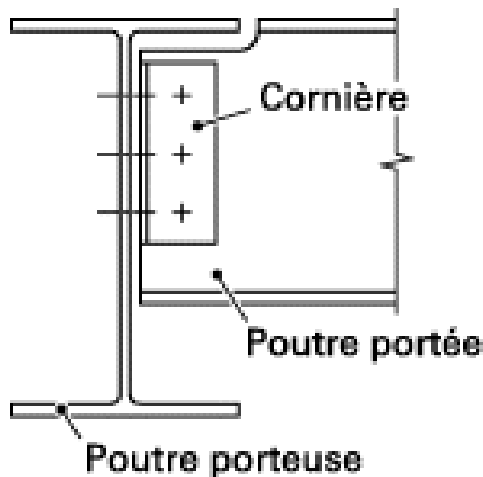


Figure 1 : Boulons de classe (6-6)

On prend des boulons de diamètre  $d = 10\text{ mm}$  (diamètre du Trou  $d' = 12\text{mm}$ )

**b. Coté poutre porteuse :**

On vérifie que :  $T \leq 1,3 \cdot n' \cdot A'b \cdot \sigma_{eb}$  avec  $n' = 4$  boulons

$$A'b \geq \frac{T}{1,3n' \cdot \sigma_{eb}} = \frac{2838}{1,3 \times 4 \times 3500} = 0,218\text{cm}^2$$

Pour des raisons constructives et d'exécution ; on choisit des boulons de diamètre ( $d = 10\text{mm}$ )  $\Rightarrow$  ( $d' = 10+2 = 12\text{mm}$ )

**2) Verification des profils:**

**a. Pression diamétrale :**

• **Poutre portée :**

On doit vérifier que:

$$T \leq \frac{3n \cdot d' \cdot ea}{\sqrt{1 + \frac{e^2 \cdot \alpha^2}{\delta^2}}} \sigma_{en}$$



Avec  $ea$  = épaisseur de l'âme  
 $d'$  = diamètre du trou  
 $\sigma_{en}$  = limite élastique du profilé ( $\sigma_{en} = 24 \text{ kg/mm}^2$ ).

$$2838 \leq \frac{3 \times 2 \times 12 \times 5,3}{\sqrt{1 + \frac{4(30,1)^2}{(60)^2}}} \times 24$$

$$\Rightarrow 2838 < 6467,79 \quad \text{ok\_verifié}$$

• **Poutre porteuse :**

On vérifie que :  $T \leq 6 \cdot n' \cdot d' \cdot e' \cdot a \cdot \sigma_{en}$

- ❖  $e'a$  = épaisseur de l'âme
- ❖  $n'$  = nombre des boulons.

$$2838 \leq 6 \times 4 \times 12 \times 80,6 \times 24$$

$$\Rightarrow 2838 < 59443,20 \quad \text{verifiée'}$$

**b. Conditions des pinces :**

$$\left. \begin{array}{l} \text{❖ } 3 d' \leq \delta \leq 10 d' \\ 3 \times 12 \leq \delta \leq 10 \times 12 \\ 36 \leq \delta \leq 120 \end{array} \right\} \text{ On a } \underline{\delta = 60\text{mm}} \quad \text{donc vérifiée}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{❖ } 1,5 d \leq \delta t \leq 2,5 d' \\ 1,5 \times 12 \leq \delta t \leq 2,5 \times 12 \\ 18 \leq \delta t \leq 30 \end{array} \right\} \text{ On a } \underline{\delta t = 25\text{mm}} \quad \text{donc vérifiée}$$

$$\text{❖ } \delta_L = \sup \left\{ \begin{array}{l} 1,5d' = 1,5 \times 12 = 18\text{mm} \\ \frac{0,8T}{e \cdot \sigma_{en}} = \frac{0,8 \times 2838}{5,3 \times 24} = 17,84\text{mm} \end{array} \right\} \leq 4d' = 4 \times 12 = 48\text{mm}$$

On a  $\underline{\delta L = 25 \text{ mm}}$  donc vérifiée.

**c. Effort tranchant dans la poutre portée :**

On doit vérifier l'effort tranchant au droit de la section des boulons

$$T \leq 0,65(h_a - d'n)ea \cdot \sigma_{en}$$

$ha$  = hauteur de l'âme ; pour notre cas ; la hauteur de l'âme sera

$$ha = h'a - h''a \Rightarrow h''a = \text{la partie grugée de l'âme}$$

$$ha = 164 - 15 = 149\text{mm}$$

$$T = 2838 \leq 0,65(149 - 12 \times 2) \times 5,3 \times 24 = 10335 \text{ kg}$$

$$2838 \text{ kg} < 10335\text{kg} \quad \Rightarrow \text{vérifiée}$$

**d. Moment fléchissant dans la poutre portée :**

On doit vérifier dans la section ( $\Sigma$ ) située au bord de l'aile grugée :

$$\sigma \leq \sigma_{en}$$

Tel que  $\sigma = \frac{M}{W}$  avec  $M = T \cdot f$  et  $f = 54,7 \text{ mm}$

$$W = \frac{I}{V}$$

Est donné par la formule suivante (pour aile supérieure grugée)

$$\frac{I}{V} = \frac{[Aa^2 \cdot ha^2 + As^2 \cdot es^2 + Aa \cdot As(4ha^2 + 6ha^2 + 6ha \cdot es + 4es^2)]}{[6As(2ha + es) + 6Aa \cdot ha]}$$

Avec  $ha =$  hauteur de l'âme ( $ha = 149 \text{ mm}$ )  
 $es =$  épaisseur de la semelle ( $es = 8 \text{ mm}$ )  
 $Aa =$  Aire de l'âme ( $Aa = 7897 \text{ mm}^2$ )  
 $As =$  aire de la semelle inférieure ( $As = 728 \text{ mm}^2$ )

$$\frac{I}{V} = \frac{(789,7)^2 \cdot (149)^2 + (728)^2 \cdot (8)^2 + (728) \cdot (789,7)[4(149)^2 + 6(149)(8) + 4(8)^2]}{[6(728)[2(149) + 8] + 6(789,7) \cdot (149)]}$$

$$\Rightarrow \frac{I}{V} = 25523,40 \text{ mm}^3$$

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{T \cdot f}{W} = \frac{2838 \times 5,47}{25,523} = 608,30 \text{ kg/cm}^2$$

$$608,30 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

**3) Vérification des cornières d'attaches :****a. Pression diamétrale :**

- Poutre portée :

On vérifie que

$$T \leq \frac{6n \cdot d' \cdot ec}{\sqrt{1 + \frac{e^2 \alpha^2}{\delta^2}}} \times \sigma_{en}$$

Avec  $ec =$  épaisseur des cornières d'attache.

$n = 2$  boulons

$$2838 \leq \frac{6 \times 2 \times 12 \times 5,3 \times 24}{\sqrt{1 + \frac{4 \times (30,1)^2}{(60)^2}}} = 12899,15 \text{ kg}$$

$$2838 \text{ kg} < 12899,15 \text{ kg} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

- **Poutre porteuse :**

$$T \leq 6n'.d'.ec.\delta en \quad n' = 4 \text{ boulons}$$

$$2830 \leq 6 \times 4 \times 12 \times 5,3 \times 24 = 8640 \text{ kg}$$

$$2830 \text{ kg} < 8640 \text{ kg} \quad \Rightarrow \text{vérifiée}$$

- b. Condition des pinces :**

Mêmes vérifications qu'avant

$$\delta = 60 \text{ mm}$$

$$\delta t = 25 \text{ mm}$$

$$\delta_L = 25 \text{ mm}$$

- c. Effort tranchant dans les attaches :**

- **Poutre portée :**

$$T \leq 0.866 ec(hc - nd')\delta en$$

$$2830 \leq 0.866 \times 5 (110 - 2 \times 12) \times 24$$

$$2830 \text{ kg} < 8937,12 \text{ kg} \quad \Rightarrow \text{vérifié}$$

- **Poutre portée :**

$$T \leq 0.866 ec(hc - n'd')\delta en$$

$$2830 \leq 0.866 \times 5 (110 - 4 \times 12) \times 24$$

$$2830 \text{ kg} < 6443,04 \text{ kg} \quad \Rightarrow \text{vérifié}$$

- d. Moment fléchissant dans les attaches :**

- **Poutre portée :**

$$T \leq \frac{2}{e} \left( \frac{I}{V} \right)_c . \delta en$$

$\left( \frac{I}{V} \right)_c$  = module des résistances des attaches dans la section des boulons

$$\left( \frac{I}{V} \right)_c = ec \left( \frac{h_c^2}{6} - \frac{n.d'\delta.r_1}{\alpha.hc} \right)$$

$r_1$  = distance entre le boulon d'extrémité et l'axe des boulons.

$$\left( \frac{I}{V} \right)_c = 5.3 \left( \frac{(110)^2}{6} - \frac{2 \times 12 \times 60 \times 30}{2 \times 110} \right) = 9101,52 \text{ mm}^2$$

$$T \leq \frac{2}{29,7} (9101,52) \times 24 = 14709,52 \text{ kg}$$

$$T = 2838 \text{ kg} < 14709,52 \text{ kg} \quad \Rightarrow \text{vérifiée}$$

• **Poutre porteuse :**

On doit vérifier que

$$T \leq \frac{ec \cdot hc^2}{3e'} \cdot \phi en$$

$$e' = e - 5 = 30.1 - 5 = 25,1 \text{ mm}$$

$$T = 2838 \leq \frac{5 \times (110)^2}{3 \times 25,1} \times 24$$

$$T = 2838 \text{ kg} < 19282,86 \text{ kg} \quad \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

⇒ L'assemblage est bon

BOULONS d = 10 ; CORNIERES L50×50×5

V. **ASSEMBLAGE POUTRE PALIERE POTEAU :**

La poutre palier est en UAP 200 assemblée au poteau par deux cornières 50×50×5

L'effort tranchant max sollicitant l'assemblage

$$T_{\max} = 2943,54 \text{ kg}$$

L'effort de cisaillement par boulon est :

$$T' = \frac{T}{4} = \frac{2781.38}{4} = 735.85 \text{ kg}$$

$$Ar \geq \frac{1,54T}{\phi eb} = \frac{1,54 \times 695.34}{3500} = 0,323 \text{ cm}^2$$

On choisit des boulons de diamètre d = 10 mm de classe (6-6).

VI. **ASSEMBLAGE LIMON POUTRE PALIERE :**

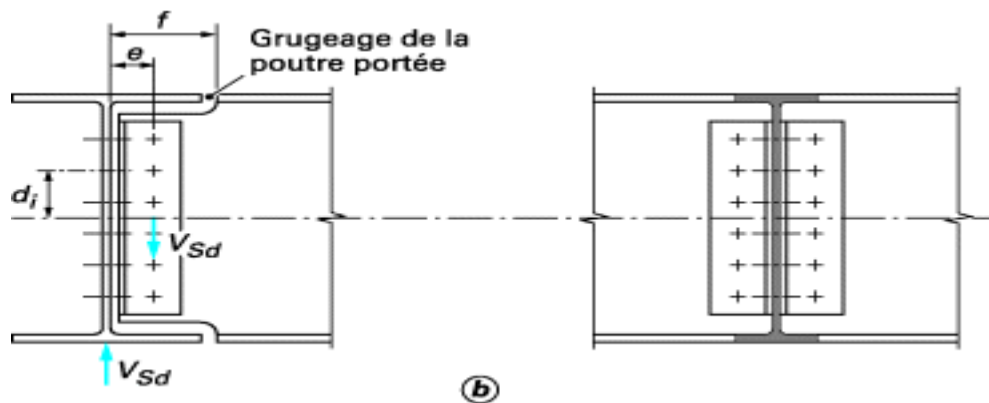


Figure 2 : Assemblage limon poutre palier.

L'effort tranchant max sollicitant l'assemblage :  $T_{max} = 1362,42 \text{ kg}$

On choisit 2 boulons ordinaires de classe (6-6)

L'effort de cisaillement par boulon :

$$T' = \frac{T}{4} = \frac{1362,42}{4} = 340,61 \text{ kg}$$

$$A_r \geq 1,54 \frac{T}{\sigma_{eb}} = 1,54 \frac{340,61}{35} = 14,98 \text{ mm}^2$$

Pour des raisons constructives et sécuritaires on choisit des boulons de diamètre  $d = 10 \text{ mm}$ .

# CHAPITRE IX

|

## BASSES DES POTREUX ET TIGES D'ANCRAGES

---

ETUDE D'UN BATIMENT (R+4) EN  
CHARPENTE METALIQUE



## I. PLATINE SOUS POTEAUX :

### 1) Dimensionnement :

Les dimensions en plan de la platine A, B se terminent en posant la condition qu'en aucun point la contrainte admissible de la pression localisée sur le matériau de fondation ne soit pas dépassée.

Et l'autre condition c'est les dimensions des poteaux.

On la contrainte dans le béton qui est :

$$\sigma_b = \frac{N}{A.B} \leq \bar{\sigma}_b \quad ; \quad \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 150 \text{ kg/cm}^2$$

N = effort de compression max égal à l'effort transmis par le portique

2. (N = 22551.73 kg) et l'effort transmis par la stabilité

$$N' = \pm \frac{H_1 \times 3.2 + H_2 \times 6.4 + H_3 \times 9.6 + H_4 \times 12.8 + H_5 \times 16}{6} = \pm 18517,33 \text{ kg}$$

$$N_T = N + N' = 22551,73 + 18517,33 = 41069,06 \text{ kg}$$

$$\Rightarrow N_T = 41254.68 \text{ kg}$$

$$\frac{N_T}{A.B} \leq \bar{\sigma}_b \Rightarrow AB \geq \frac{N_T}{\bar{\sigma}_b} = \frac{41069,06}{150} = 273,80 \text{ cm}^2$$

Puisqu'on a des poteaux en IPE 300; alors les dimensions des poteaux sont 30×30 cm<sup>2</sup> ; on choisit donc des platines de dimensions (A = B = 35 cm)

$$A \times B = 35 \times 35 = 1225 \text{ cm}^2 > 273,80 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

### 2) Epaisseur de la platine :

On considère une bande de 1 cm de largeur.

L'inertie de la platine :

$$I = \frac{be^3}{12} = \frac{1e^3}{12} \quad ; \quad W = \frac{I}{V} = \frac{e^3/12}{e/2} = \frac{e^2}{6}$$

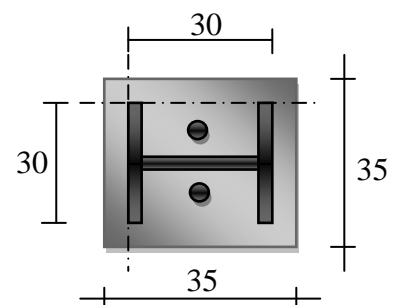
$$\sigma = \frac{M}{Wp} \leq \sigma_{en} \Rightarrow \frac{M}{\frac{e^2}{6}} \leq \sigma_{en} \Rightarrow e^2 \geq \sqrt{\frac{6M}{\sigma_{en}}}$$

$$M = \frac{qm^2}{2} \quad ; \quad q = \frac{N}{A.B} \times 1 \text{ cm} = \frac{41069,06 \times 1}{1225} = 33,55 \text{ kg/cm}$$

$$M = 33,55 \times \frac{(2,5)^2}{2} = 105 \text{ cm} \quad ; \quad e \geq \sqrt{\frac{6 \times 105}{2400}} = 0,51 \text{ cm}$$

On choisit une platine d'épaisseur :

$$e = 10 \text{ mm}$$



3) **Vérification de la platine aux efforts d'arrachement :**

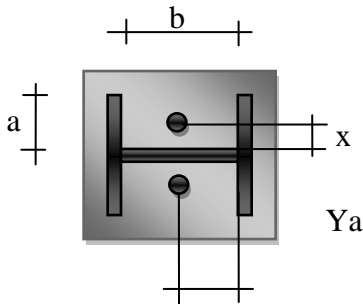
L'effort max qui peut sollicitée la platine sous l'effort d'un arrachement de la tige d'ancrage est :

$$N_T = N_G - N'$$

$$N_T = 22551,73 - 18517,33 = 4034,30 \text{ kg}$$

L'épaisseur de la platine en tenant compte de l'effort d'arrachement est donnée par la formule suivante :

$$e \geq \sqrt{\frac{2N_T}{\sigma_{en} \left( \frac{a}{y_1} + \frac{2a}{b} + \frac{b}{x} \right)}}$$



$$\left\{ \begin{array}{l} a = 144,5 \text{ mm} \\ x = 80 \text{ mm} \\ b = 262 \text{ mm} \\ Y_A = 131 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$e \geq \sqrt{\frac{2 \times 4034,40}{24 \left( \frac{144,5}{131} + \frac{2 \times 144,5}{262} + \frac{262}{80} \right)}} = 7.831 \text{ mm}$$

⇒ On choisit des platines D'épaisseur : **e = 10mm**

Platines sous poteaux A = B = 350 mm  
Epaisseur e = 10 mm

**II. PLATINE SOUS LIMON :**

Le limon est articulé à sa base.

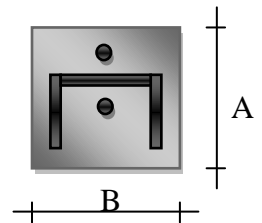
L'effort normal sollicitant la platine **N = 1362,42 kg**

$$\frac{N}{AB} \leq 6b \Rightarrow AB \geq \frac{1362,42}{150} = 9,08 \text{ cm}^2$$

Puisque l'effort sollicitant de la platine a donné des dimensions faibles alors on choisit une platine en fonction des dimensions de limon.

$$A = 150 \text{ mm} \quad B = 250 \text{ mm}$$

On choisit une épaisseur de 10 mm et on prévoit 2 boulons de  $\phi 14$  ancrés à 15 cm



Platines sous limon A = 150 mm ; B = 250 mm  
Epaisseur e = 10 mm



**III. TIGES D'ANCRAGES :**

Les efforts de traction sont transmis aux fondations au moyen d'ancrages constitués de tiges à extrémité filetées.

**1) Diamètre des boulons d'ancrages :**

La section nette du boulon est calculée par l'effort d'arrachement de la tête du boulon.

$$Ar \geq \frac{1,25N_T}{\sigma_{en}} \quad ; \quad N_T = 4034,4kg$$

Puisque on a 2 boulons ; donc l'effort qui revient à chaque boulon est de

$$Nb = \frac{4034,40}{2} = 2017,20kg$$

$$Ar \geq \frac{1,25 \times 2017,2}{24} = 105,06 \text{ mm}^2 \quad ; \quad A = \frac{Ar}{0,8} = 131,33 \text{ mm}^2$$

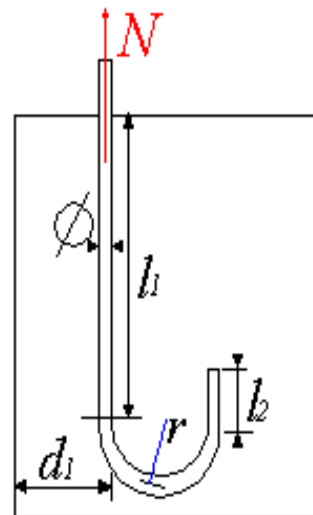
$$d \geq \sqrt{\frac{4 \cdot A}{\pi}} = 12,93 \text{ mm}$$

⇒ On choisit des boulons de diamètre  $\phi$  18

**2) Longueur d'ancrage :**

Dans le cas d'ancrage des boulons dans le béton ; on vérifie la résistance de la liaison acier béton.

$$N = 4034,20 \text{ kg}$$



**Figure 1 :** Liaison acier béton.

Pour une tige lisse à crochet on doit vérifier que :

$$L = L_1 + 6,4 r + 3,5 L_2 = \frac{N \left(1 + \frac{\emptyset}{d}\right)^2}{\alpha \cdot \emptyset}$$

$$d = \min(d_1, d_2, d_3) = 160 \text{ mm}$$

$$\emptyset = 18 \text{ mm}$$

$$g_c = 350 \text{ kg/m}^2 \Rightarrow \alpha = 0,345$$

$$L = \frac{4034,40 \left(1 + \frac{18}{160}\right)^2}{0,345 \times 18} = 804,06 \text{ mm}$$

$$L_1 = L - 26 \emptyset = 804,06 - 26 \times 18 = 336,06 \text{ mm}$$

Le crochet doit respecter les caractéristiques suivants :

$$\left\{ \begin{array}{l} L_2 = 2 \emptyset = 36 \text{ mm} \\ r = 3 \emptyset = 54 \text{ mm} \end{array} \right.$$

On prend une tige dont les caractéristiques sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \emptyset = 18 \text{ mm} \\ L_1 = 1000 \text{ mm} \\ L_2 = 60 \text{ mm} \\ r = 70 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Calcul de l'effort admissible dans le boulon d'ancrage

$$\begin{aligned} N_{adm} &= \frac{(L_1 + 6,4 \cdot r + 3,5 L_2) \alpha \cdot \emptyset}{\left(1 + \frac{\emptyset}{d}\right)^2} \\ &= \frac{[(336,06 + 6,4 \times 54 + 3,5 \times 36) \times 0,345 \times 18]}{\left(1 + \frac{18}{160}\right)^2} \end{aligned}$$

$$\Rightarrow N_{adm} = 4052,47 \text{ kg}$$

$$N_{adm} = 4052,47 \text{ kg} > N = 4034,40 \text{ kg} \quad \Rightarrow \text{Le choix est bon}$$

### 3) Remarque :

Pour l'ensemble on utilise des contres écrous pour empêcher les écrous de se desserrer.

Tige d'ancrage  $\emptyset 22$

$L_1 = 400 \text{ mm} \qquad L_2 = 40 \text{ mm}$

$r = 36 \text{ mm}$

# CHAPITRE X

## PROTECTION DE LA STRUCTURE

---

**ETUDE D'UN BATIMENT (R+4) EN  
CHARPENTE METALIQUE**



**I. INTRODUCTION :**

L'acier présente quelques inconvénients parmi lesquels on cite la corrosion et le feu, chaque élément doit subir un traitement spécifique contre ces deux facteurs. Les types de protections diffèrent selon l'usage et l'implantation de l'édifice.

**II. LA CORROSION :**

Comme tous les matériaux de construction, l'acier tend à se dégrader superficiellement lorsqu'il est soumis à des milieux corrosifs comme le sol, l'air et plus particulièrement le milieu marin. Les techniques de prévention de la corrosion sont diverses : la protection par peinture ou autre revêtement de surface ou la protection cathodique. Le choix de l'une ou de plusieurs de ces techniques dépend de divers paramètres comme l'agressivité du milieu ambiant, la durée de protection envisagée, les possibilités de mise en œuvre et d'entretien.

**III. PROTECTION PAR PEINTURE :**

Le traitement de surface par une peinture anticorrosive est une méthode très courante en termes de prévention des ouvrages métalliques (85 % des surfaces protégées), et plus particulièrement en milieu marin. Cette technique présente l'avantage de pouvoir traiter la plupart du temps les éléments en usine avant de les amener sur chantier. On a donc une facilité de mise en œuvre et de ce fait un avantage économique. C'est en grande majorité sur les pieux que ce type de protection est effectué.

**IV. MISSE EN ŒUVRE :**

Les surfaces à peindre doivent être propres, débarrassées de la rouille et de la calamine (ton bleu noir). Les éléments en acier arrivant à l'atelier ou sur site déjà oxydés, on a recours à différentes techniques de décapage : brossage, piquage, martelage ou projection d'abrasifs (grenailage). Le grenailage par sable est la technique la plus couramment utilisée. Les ateliers sont souvent équipés de cabines de grenailage, qui récupèrent le sable en circuit fermé. Sur chantier, cette récupération est une contrainte environnementale assez lourde. Les travaux de peinture doivent se dérouler à l'abri des poussières et des intempéries, en dehors des périodes de gel et par un ensoleillement modéré en respectant la fiche technique du produit.

**V. LE FEU :**

L'incendie étant très défavorable, car l'acier ne résiste pas aux températures élevées, qui causent la déformation de l'acier et ainsi la ruine de la structure, nous devons protéger la structure et le personnels.

Pour remédier aux problèmes, ils existent plusieurs techniques parmi lesquelles, la peinture intumescente, le flocage (fibreuse et pâteux)...etc.

Pour notre structure la protection choisit et la peinture intumescente plus un dispositif d'alerte anti incendie.

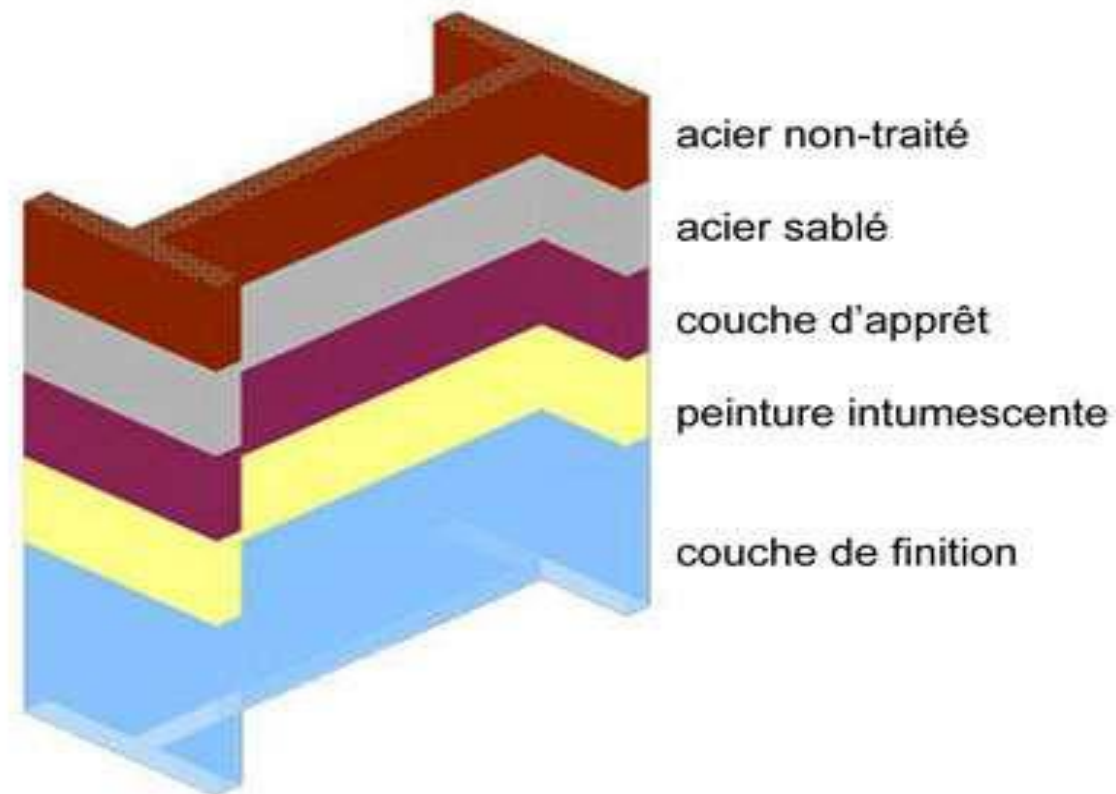
**VI. PEINTURE INTUMESCENTE :**

La peinture intumescente est une solution esthétique puisqu'elle propose une finition avec un vaste choix de couleurs et simple à mettre en œuvre. Elle permet d'améliorer la réaction au feu des matériaux employés dans des ouvrages neufs comme sur les chantiers de rénovation. C'est une peinture qui gonfle sous l'action de la chaleur pour former une mousse microporeuse isolante appelée « meringue ». Elle protège les supports des flammes, limite la propagation de l'incendie et retarde l'élévation de la température des matériaux. Elle permet à la construction de supporter ses charges durant toute la période de résistance au feu exigée.

Les peintures intumescentes sont en phase aqueuse ou à base solvant et peuvent être appliquées par projection, à la brosse ou au rouleau. Les peintures intumescentes réagissent aux températures de 270 °C à 300 °C en gonflant d'environ 20 fois leur épaisseur appliquée.

Elle peut se composer de trois couches : une couche anticorrosion, une couche de produit chimique intumescent et une couche de protection externe et de finition. La mise en œuvre d'un produit améliorant le comportement au feu d'un matériau constitue un acte de sécurité.

L'application du complexe doit être réalisée avec le plus grand soin, soit au pistolet qui est préférable pour des questions esthétiques, soit au rouleau. La peinture intumescente garantit de 30 à 120 minutes de stabilité au feu.



**Figure 1 :** Couche de protection d'un profilé.

**VII. L'ALARME ANTI-INCENDIE :**

Afin qu'un incendie ne puisse pas se propager rapidement et pour la sécurité des occupants, l'installation d'une alarme anti-incendie reliée à des détecteurs de fumée est très importante.

Cette alarme permet d'évacuer rapidement et d'intervenir le plus tôt possible.

**VIII. CONCLUSION :**

A présent la structure est prête à entrer dans une nouvelle phase qui est l'exploitation.

# BIBLIOGRAPHIE

---

**ETUDE D'UN BATIMENT (R+4) EN  
CHARPENTE METALIQUE**



# BIBLIOGRAPHIE

---

## REFERENCES

- [1] : Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-C-2-47 ; REGLEMENT NEIGE ET VENT « RNV 99 », 1999.
- [2] : Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-48 ; REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES « RPA 99/ VERSION 2003 ». Par le centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 2003.
- [3] : Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-44 ; REGLES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES STRUCTURES EN ACIER « CCM 97 ». Par le centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 1997.
- [4] : Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2.2 ; CHARGE PERMANENTE ET CHARGE D'EXPLOITATION « BAEL91 », 1991.
- [5] : Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2.2 ; CHARGE PERMANENTE ET CHARGE D'EXPLOITATION « BAEL91 », 1991.
- [6] : Document Technique Réglementaire Algérienne DTR.BC.2.2 «Charges permanentes et charges d'exploitations».
- [7] : Règles de calcul des constructions en acier CM66 et additif 80.

## MEMOIRE

- Etude d'un bâtiment métallique (R+14) + sous-sol (M. MIDOUN Med Hicham et M. MOSTEFAOUI Walid 2013) Université Aboubakr Belkaid ORAN .
- Etude d'une construction en charpente métallique avec réhabilitation de RDC + protection de structure (M. DERGHOUM Ahmed et M. HAMBLI Ammar 2015) Université 08 mai 1945 GUELMA.
- Etude d'un bâtiment à ossature métallique (R+3) (M. TRIGUI Yassine 2013) Université Aboubakr Belkaid ORAN.



# ANNEXE

---

**ETUDE D'UN BATIMENT (R+4) EN  
CHARPENTE METALIQUE**



# ANNEXE



## Poutrelles I européennes

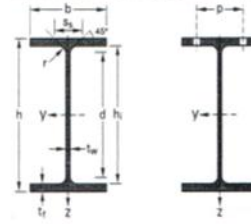
IPE 100 - 600 conformes à l'Euronorme 19-57; IPE A 100 - 600; IPE O 180 - 600; IPE 750

## European I beams

IPE 100 - 600 in accordance with Euronorm 19-57; IPE A 100 - 600; IPE O 180 - 600; IPE 750

## Europäische I-Profile

IPE 100 - 600 gemäß Euronorm 19-57; IPE A 100 - 600; IPE O 180 - 600; IPE 750



Designation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen						Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße					Surface Oberfläche		
	G kg/m	h mm	b mm	t <sub>w</sub> mm	t <sub>f</sub> mm	r mm	A cm <sup>2</sup>	h <sub>1</sub> mm	d mm	∅	P <sub>min</sub> mm	P <sub>max</sub> mm	A <sub>f</sub> m <sup>2</sup> /m	A <sub>G</sub> m <sup>2</sup> /h
IPE A 100*	6.9	98	55	3.6	4.7	7	8.78	88.6	74.6	-	-	-	0.397	57.57
IPE 100	8.1	100	55	4.1	5.7	7	10.32	88.6	74.6	-	-	-	0.400	49.33
IPE A 120*	8.7	117.6	64	3.8	5.1	7	11.03	107.4	93.4	-	-	-	0.472	54.47
IPE 120	10.4	120	64	4.4	6.3	7	13.21	107.4	93.4	-	-	-	0.475	45.82
IPE A 140*	10.5	137.4	73	3.8	5.6	7	13.39	126.2	112.2	-	-	-	0.547	52.05
IPE 140	12.9	140	73	4.7	6.9	7	16.43	126.2	112.2	-	-	-	0.551	42.70
IPE A 160*	12.7	157	82	4	5.9	9	16.18	145.2	127.2	-	-	-	0.619	48.70
IPE 160	15.8	160	82	5	7.4	9	20.09	145.2	127.2	-	-	-	0.623	39.47
IPE A 180*	15.4	177	91	4.3	6.5	9	19.58	164	146	M10	48	48	0.694	45.15
IPE 180	18.8	180	91	5.3	8	9	23.95	164	146	M10	48	48	0.698	37.13
IPE O 180*	21.3	182	92	6	9	9	27.10	164	146	M10	50	50	0.705	33.12
IPE A 200*	18.4	197	100	4.5	7	12	23.47	183	159	M10	54	58	0.764	41.49
IPE 200	22.4	200	100	5.6	8.5	12	28.48	183	159	M10	54	58	0.768	34.36
IPE O 200*	25.1	202	102	6.2	9.5	12	31.96	183	159	M10	56	60	0.779	31.05
IPE A 220*	22.2	217	110	5	7.7	12	28.26	201.6	177.6	M12	60	62	0.843	38.02
IPE 220	26.2	220	110	5.9	9.2	12	33.37	201.6	177.6	M12	60	62	0.848	32.36
IPE O 220*	29.4	222	112	6.6	10.2	12	37.39	201.6	177.6	M10	58	66	0.858	29.24
IPE A 240*	26.2	237	120	5.2	8.3	15	33.31	220.4	190.4	M12	64	68	0.918	35.10
IPE 240	30.7	240	120	6.2	9.8	15	39.12	220.4	190.4	M12	66	68	0.922	30.02
IPE O 240*	34.3	242	122	7	10.8	15	43.71	220.4	190.4	M12	66	70	0.932	27.17
IPE A 270*	30.7	267	135	5.5	8.7	15	39.15	249.6	219.6	M16	70	72	1.037	33.75
IPE 270	36.1	270	135	6.6	10.2	15	45.95	249.6	219.6	M16	72	72	1.041	28.86
IPE O 270*	42.3	274	136	7.5	12.2	15	53.84	249.6	219.6	M16	72	72	1.051	24.88
IPE A 300*	36.5	297	150	6.1	9.2	15	46.53	278.6	248.6	M16	72	86	1.156	31.65
IPE 300	42.2	300	150	7.1	10.7	15	53.81	278.6	248.6	M16	72	86	1.160	27.46
IPE O 300*	49.3	304	152	8	12.7	15	62.83	278.6	248.6	M16	74	88	1.174	23.81
IPE A 330*	43.0	327	160	6.5	10	18	54.74	307	271	M16	78	96	1.250	29.09
IPE 330	49.1	330	160	7.5	11.5	18	62.61	307	271	M16	78	96	1.254	25.52
IPE O 330*	57.0	334	162	8.5	13.5	18	72.62	307	271	M16	80	98	1.268	22.24



\* Commande minimale: pour S 235 JR, cf. conditions techniques de livraison p. 109; pour toute autre qualité 40t ou suivant accord.



+ Commande minimale: 40t par profilé et qualité ou suivant accord.

\* Minimum order: for the S 235 JR grade cf. technical delivery conditions p. 109; for any other grade 40t or upon agreement.

+ Minimum order: 40t per section and grade or upon agreement.

\* Mindestbestellmenge: für S 235 JR gemäß technischen Lieferbedingungen S. 109; für jede andere Güte 40t oder nach Vereinbarung.

+ Mindestbestellmenge: 40t pro Profil und Güte oder nach Vereinbarung.

# ANNEXE



Notations pages 104-108 / Bezeichnungen Seiten 104-108

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte												Classification ENV 1993-1-1				HISTAR		
	axe fort y-y strong axis y-y starke Achse y-y						axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z						pure bending yy		pure compression				
	G kg/m	$I_y$ cm <sup>4</sup>	$W_{pl,y}$ cm <sup>3</sup>	$W_{pl,y}^*$ cm <sup>3</sup>	$I_z$ cm <sup>4</sup>	$A_z$ cm <sup>2</sup>	$I_z$ cm <sup>4</sup>	$W_{pl,z}$ cm <sup>3</sup>	$W_{pl,z}^*$ cm <sup>3</sup>	$I_z$ cm <sup>4</sup>	$t_f$ mm	$I_t$ cm <sup>4</sup>	$I_w \times 10^{-1}$ cm <sup>6</sup>	S 235	S 355	S 460		S 235	S 355
IPE A 100	6.9	141.2	28.81	32.98	4.01	4.44	13.12	4.77	7.54	1.22	21.20	0.77	0.28	1	1	1	1	1	-
IPE 100	8.1	171.0	34.20	39.41	4.07	5.08	15.92	5.79	9.15	1.24	23.70	1.2	0.35	1	1	-	1	1	-
IPE A 120	8.7	257.4	43.77	49.87	4.83	5.41	22.39	7.00	10.98	1.42	22.20	1.04	0.71	1	1	-	1	1	-
IPE 120	10.4	317.8	52.96	60.73	4.90	6.31	27.67	8.65	13.58	1.45	25.20	1.74	0.89	1	1	-	1	1	-
IPE A 140	10.5	434.9	63.30	71.60	5.70	6.21	36.42	9.98	15.52	1.65	23.20	1.36	1.58	1	1	-	1	2	-
IPE 140	12.9	541.2	77.32	88.34	5.74	7.64	44.92	12.31	19.25	1.65	26.70	2.45	1.98	1	1	-	1	1	-
IPE A 160	12.7	689.3	87.81	99.09	6.53	7.80	54.43	13.27	20.70	1.83	26.34	1.96	3.09	1	1	-	1	3	-
IPE 160	15.8	869.3	108.7	123.9	6.58	9.66	68.31	16.66	26.10	1.84	30.34	3.6	3.96	1	1	-	1	1	-
IPE A 180	15.4	1063	120.1	135.3	7.37	9.20	81.89	18.00	27.96	2.05	27.84	2.7	5.93	1	1	-	2	3	-
IPE 180	18.8	1317	146.3	166.4	7.42	11.25	100.9	22.16	34.60	2.05	31.84	4.79	7.43	1	1	-	1	2	-
IPE O 180	21.3	1505	165.4	189.1	7.45	12.70	117.3	25.50	39.91	2.08	34.54	6.76	8.74	1	1	-	1	1	-
IPE A 200	18.4	1591	161.6	181.7	8.23	11.47	117.2	23.43	36.54	2.23	32.56	4.11	10.53	1	1	-	2	4	-
IPE 200	22.4	1943	194.3	220.6	8.26	14.00	142.4	28.47	44.61	2.24	36.66	6.98	12.99	1	1	-	1	2	-
IPE O 200	25.1	2211	218.9	249.4	8.32	15.45	168.9	33.11	51.89	2.30	39.26	9.45	15.57	1	1	-	1	1	-
IPE A 220	22.2	2317	213.5	240.2	9.05	13.55	171.4	31.17	48.49	2.46	34.46	5.69	18.71	1	1	-	2	4	-
IPE 220	26.2	2772	252.0	285.4	9.11	15.88	204.9	37.25	58.11	2.48	38.36	9.07	22.67	1	1	-	1	2	-
IPE O 220	29.4	3134	282.3	321.1	9.16	17.66	239.8	42.83	66.91	2.53	41.06	12.27	26.79	1	1	-	1	2	-
IPE A 240	26.2	3290	277.7	311.6	9.94	16.31	240.1	40.02	62.40	2.68	39.37	8.35	31.26	1	1	-	2	4	-
IPE 240	30.7	3892	324.3	366.6	9.97	19.14	283.6	47.27	73.92	2.69	43.37	12.88	37.39	1	1	-	1	2	-
IPE O 240	34.3	4369	361.1	410.3	10.00	21.36	328.5	53.86	84.40	2.74	46.17	17.18	43.68	1	1	-	1	2	-
IPE A 270	30.7	4917	368.3	412.5	11.21	18.75	358.0	53.03	82.34	3.02	40.47	10.30	59.51	1	1	-	3	4	-
IPE 270	36.1	5790	428.9	484.0	11.23	22.14	419.9	62.20	96.95	3.02	44.57	15.94	70.58	1	1	-	2	3	-
IPE O 270	42.3	6947	507.1	574.6	11.36	25.23	513.5	75.51	117.7	3.09	49.47	24.90	87.64	1	1	-	1	2	-
IPE A 300	36.5	7173	483.1	541.8	12.42	22.25	519.0	69.20	107.3	3.34	42.07	13.43	107.2	1	2	-	3	4	-
IPE 300	42.2	8356	557.1	628.4	12.46	25.68	603.8	80.50	125.2	3.35	46.07	20.12	125.9	1	1	-	2	4	-
IPE O 300	49.3	9994	657.5	743.8	12.61	29.05	745.7	98.12	152.6	3.45	50.97	31.06	157.7	1	1	-	1	3	-
IPE A 330	43.0	10230	625.7	701.9	13.67	26.99	685.2	85.64	133.3	3.54	47.59	19.57	171.5	1	1	-	3	4	-
IPE 330	49.1	11770	713.1	804.3	13.71	30.81	788.1	98.52	153.7	3.55	51.59	28.15	199.1	1	1	-	1	2	-
IPE O 330	57.0	13910	833.0	942.8	13.84	34.88	960.4	118.6	185.0	3.64	56.59	42.15	245.7	1	1	-	1	3	-

\*  $W_{pl}$ : Pour un dimensionnement plastique, la section doit appartenir à la classe 1 ou 2 suivant la capacité de rotation requise. Voir page 108.

\*  $W_{pl}$ : For plastic design, the shape must belong to class 1 or 2 according to the required rotation capacity. See page 108.

\*  $W_{pl}$ : Bei einer plastischen Bemessung muss das Profil der Klasse 1 oder 2, entsprechend der erforderlichen Rotationskapazität, angehören. Siehe Seite 108.



# ANNEXE



## Poutrelles I européennes

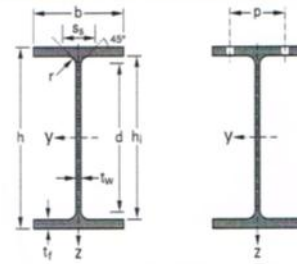
IPE 100 - 600 conformes à l'Euronorme 19-57; IPE A 100 - 600; IPE O 180 - 600; IPE 750

## European I beams

IPE 100 - 600 in accordance with Euronorm 19-57; IPE A 100 - 600; IPE O 180 - 600; IPE 750

## Europäische I-Profile

IPE 100 - 600 gemäß Euronorm 19-57; IPE A 100 - 600; IPE O 180 - 600; IPE 750



Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen					Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße					Surface Oberfläche			
	G kg/m	h mm	b mm	t <sub>w</sub> mm	t <sub>f</sub> mm	r mm	A cm <sup>2</sup>	h <sub>1</sub> mm	d mm	∅	P <sub>min</sub> mm	P <sub>max</sub> mm	A <sub>L</sub> m <sup>2</sup> /m	A <sub>G</sub> m <sup>2</sup> /t
IPE A 360*	50.2	357.6	170	6.6	11.5	18	63.96	334.6	298.6	M22	86	88	1.351	26.91
IPE 360	57.1	360	170	8	12.7	18	72.73	334.6	298.6	M22	88	88	1.353	23.70
IPE O 360 <sup>+</sup>	66.0	364	172	9.2	14.7	18	84.13	334.6	298.6	M22	90	90	1.367	20.69
IPE A 400*	57.4	397	180	7	12	21	73.10	373	331	M22	94	98	1.464	25.51
IPE 400	66.3	400	180	8.6	13.5	21	84.46	373	331	M22	96	98	1.467	22.12
IPE O 400 <sup>+</sup>	75.7	404	182	9.7	15.5	21	96.39	373	331	M22	96	100	1.481	19.57
IPE A 450*	67.2	447	190	7.6	13.1	21	85.55	420.8	378.8	M24	100	102	1.603	23.87
IPE 450	77.6	450	190	9.4	14.6	21	98.82	420.8	378.8	M24	100	102	1.605	20.69
IPE O 450 <sup>+</sup>	92.4	456	192	11	17.6	21	117.7	420.8	378.8	M24	102	104	1.622	17.56
IPE A 500*	79.4	497	200	8.4	14.5	21	101.1	468	426	M24	100	112	1.741	21.94
IPE 500	90.7	500	200	10.2	16	21	115.5	468	426	M24	102	112	1.744	19.23
IPE O 500 <sup>+</sup>	107	506	202	12	19	21	136.7	468	426	M24	104	114	1.760	16.40
IPE A 550*	92.1	547	210	9	15.7	24	117.3	515.6	467.6	M24	106	122	1.875	20.36
IPE 550	106	550	210	11.1	17.2	24	134.4	515.6	467.6	M24	110	122	1.877	17.78
IPE O 550 <sup>+</sup>	123	556	212	12.7	20.2	24	156.1	515.6	467.6	M24	110	122	1.893	15.45
IPE A 600*	108	597	220	9.8	17.5	24	137.0	562	514	M27	114	118	2.013	18.72
IPE 600	122	600	220	12	19	24	156.0	562	514	M27	116	118	2.015	16.45
IPE O 600 <sup>+</sup>	154	610	224	15	24	24	196.8	562	514	M27	118	122	2.045	13.24
IPE 750 x 147	147	753	265	13.2	17	17	187.5	719	685	M27	104	164	2.510	17.06
IPE 750 x 173 <sup>+</sup>	173	762	267	14.4	21.6	17	221.3	718.8	684.8	M27	104	166	2.534	14.58
IPE 750 x 196 <sup>+</sup>	196	770	268	15.6	25.4	17	250.8	719.2	685.2	M27	106	166	2.552	12.96



24

\* Commande minimale: pour S 235 JR, cf. conditions techniques de livraison p. 109; pour toute autre qualité 40t ou suivant accord.

+ Commande minimale: 40t par profilé et qualité ou suivant accord.

\* Minimum order: for the S 235 JR grade cf. technical delivery conditions p. 109; for any other grade 40t or upon agreement.

+ Minimum order: 40t per section and grade or upon agreement.

\* Mindestbestellmenge: für S 235 JR gemäß technischen Lieferbedingungen S. 109; für jede andere Güte 40t oder nach Vereinbarung.

+ Mindestbestellmenge: 40t pro Profil und Güte oder nach Vereinbarung.



# ANNEXE



# IPE

Notations pages 104-108 / Bezeichnungen Seiten 104-108

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte											Classification ENV 1993-1-1					HISTAR		
	axe fort y-y strong axis y-y starke Achse y-y						axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z					pure bending y-y		pure compression					
	G kg/m	$I_y$ cm <sup>4</sup>	$W_{el,y}$ cm <sup>3</sup>	$W_{pl,y}^*$ cm <sup>3</sup>	$I_y$ cm	$A_{vz}$ cm <sup>2</sup>	$I_z$ cm <sup>4</sup>	$W_{el,z}$ cm <sup>3</sup>	$W_{pl,z}^*$ cm <sup>3</sup>	$i_z$ cm	$s_x$ mm	$I_t$ cm <sup>4</sup>	$I_w \times 10^{-1}$ cm <sup>6</sup>	S 235	S 355	S 460		S 235	S 355
IPE A 360	50.2	14520	811.8	906.8	15.06	29.76	944.3	111.1	171.9	3.84	50.69	26.51	282	1	1	-	4	4	-
IPE 360	57.1	16270	903.6	1019	14.95	35.14	1043	122.8	191.1	3.79	54.49	37.32	313.6	1	1	-	2	4	-
IPE O 360	66.0	19050	1047	1186	15.05	40.21	1251	145.5	226.9	3.86	59.69	55.76	380.3	1	1	-	1	3	-
IPE A 400	57.4	20290	1022	1144	16.66	35.78	1171	130.1	202.1	4.00	55.60	34.79	432.2	1	1	-	4	4	-
IPE 400	66.3	23130	1156	1307	16.55	42.69	1318	146.4	229.0	3.95	60.20	51.08	490	1	1	-	3	4	-
IPE O 400	75.7	26750	1324	1502	16.66	47.98	1564	171.9	269.1	4.03	65.30	73.10	587.6	1	1	-	2	3	-
IPE A 450	67.2	29760	1331	1494	18.65	42.26	1502	158.1	245.7	4.19	58.40	45.67	704.9	1	1	-	4	4	-
IPE 450	77.6	33740	1500	1702	18.48	50.85	1676	176.4	276.4	4.12	63.20	66.87	791	1	1	-	3	4	-
IPE O 450	92.4	40920	1795	2046	18.65	59.4	2085	217.2	341.0	4.21	70.80	109	997.6	1	1	-	2	4	-
IPE A 500	79.4	42930	1728	1946	20.61	50.41	1939	193.9	301.6	4.38	62.00	62.78	1125	1	1	-	4	4	-
IPE 500	90.7	48200	1928	2194	20.43	59.87	2142	214.2	335.9	4.31	66.80	89.29	1249	1	1	1	3	4	4
IPE O 500	107	57780	2284	2613	20.56	70.21	2622	259.6	408.5	4.38	74.60	143.5	1548	1	1	1	2	4	4
IPE A 550	92.1	59980	2193	2475	22.61	60.30	2432	231.6	361.5	4.55	68.52	86.53	1710	1	1	-	4	4	-
IPE 550	106	67120	2441	2787	22.35	72.34	2668	254.1	400.5	4.45	73.62	123.2	1884	1	1	1	4	4	4
IPE O 550	123	79160	2847	3263	22.52	82.69	3224	304.2	480.5	4.55	81.22	187.5	2302	1	1	1	2	4	4
IPE A 600	108	82920	2778	3141	24.6	70.14	3116	283.3	442.1	4.77	72.92	118.8	2607	1	1	-	4	4	-
IPE 600	122	92080	3069	3512	24.3	83.78	3387	307.9	485.6	4.66	78.12	165.4	2846	1	1	1	4	4	4
IPE O 600	154	118300	3879	4471	24.52	104.4	4521	403.6	640.1	4.79	91.12	318.1	3860	1	1	1	2	4	4
IPE 750 x 147	147	166100	4411	5110	29.76	105.4	5289	399.2	630.8	5.31	67.12	161.5	7141	1	1	-	4	4	-
IPE 750 x 173	173	205800	5402	6218	30.49	116.4	6873	514.9	809.9	5.57	77.52	273.6	9391	1	1	1	4	4	4
IPE 750 x 196	196	240300	6241	7174	30.95	127.3	8175	610.1	958.8	5.71	86.32	408.9	11290	1	1	1	4	4	4

\*  $W_{pl}$ : Pour un dimensionnement plastique, la section doit appartenir à la classe 1 ou 2 suivant la capacité de rotation requise. Voir page 108.

\*  $W_{pl}$ : For plastic design, the shape must belong to class 1 or 2 according to the required rotation capacity. See page 108.

\*  $W_{pl}$ : Bei einer plastischen Bemessung muss das Profil der Klasse 1 oder 2, entsprechend der erforderlichen Rotationskapazität, angehören. Siehe Seite 108.



25

## ANNEXE

### TABLEAU B – Valeurs de $k_0$

$\lambda$	0	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,0	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
0,1	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
0,2	1,00	1,00	1,01	1,01	1,01	1,02	1,02	1,02	1,03	1,03
0,3	1,04	1,04	1,04	1,05	1,05	1,06	1,06	1,07	1,07	1,08
0,4	1,08	1,09	1,09	1,10	1,10	1,10	1,11	1,11	1,12	1,12
0,5	1,13	1,14	1,14	1,15	1,15	1,16	1,17	1,17	1,18	1,19
0,6	1,19	1,20	1,21	1,22	1,22	1,23	1,24	1,25	1,26	1,27
0,7	1,27	1,28	1,29	1,30	1,31	1,32	1,33	1,34	1,35	1,36
0,8	1,38	1,39	1,40	1,41	1,42	1,44	1,45	1,46	1,48	1,49
0,9	1,51	1,52	1,54	1,55	1,57	1,59	1,60	1,62	1,64	1,65
1,0	1,67	1,69	1,71	1,72	1,74	1,76	1,78	1,80	1,82	1,84
1,1	1,86	1,88	1,90	1,92	1,94	1,97	1,99	2,01	2,03	2,06
1,2	2,08	2,10	2,13	2,15	2,18	2,20	2,23	2,25	2,28	2,31
1,3	2,33	2,36	2,39	2,41	2,44	2,47	2,50	2,52	2,55	2,58
1,4	2,61	2,64	2,67	2,70	2,73	2,76	2,79	2,82	2,85	2,89
1,5	2,92	2,95	2,98	3,01	3,05	3,08	3,11	3,15	3,18	3,21
1,6	3,25	3,28	3,32	3,35	3,39	3,43	3,46	3,50	3,54	3,58
1,7	3,62	3,65	3,69	3,73	3,77	3,82	3,84	3,88	3,92	3,96
1,8	4,00	4,04	4,07	4,11	4,15	4,19	4,23	4,27	4,32	4,36
1,9	4,40	4,44	4,48	4,53	4,57	4,61	4,66	4,70	4,74	4,79
2,0	4,83	4,87	4,92	4,96	5,00	5,05	5,09	5,13	5,18	5,22
2,1	5,27	5,32	5,36	5,41	5,46	5,50	5,54	5,59	5,63	5,68
2,2	5,73	5,78	5,83	5,88	5,92	5,97	6,02	6,07	6,12	6,17
2,3	6,22	6,27	6,33	6,38	6,43	6,49	6,54	6,59	6,64	6,69
2,4	6,74	6,80	6,85	6,90	6,95	7,01	7,06	7,11	7,16	7,21
2,5	7,28	7,32	7,37	7,43	7,49	7,54	7,58	7,63	7,67	7,73

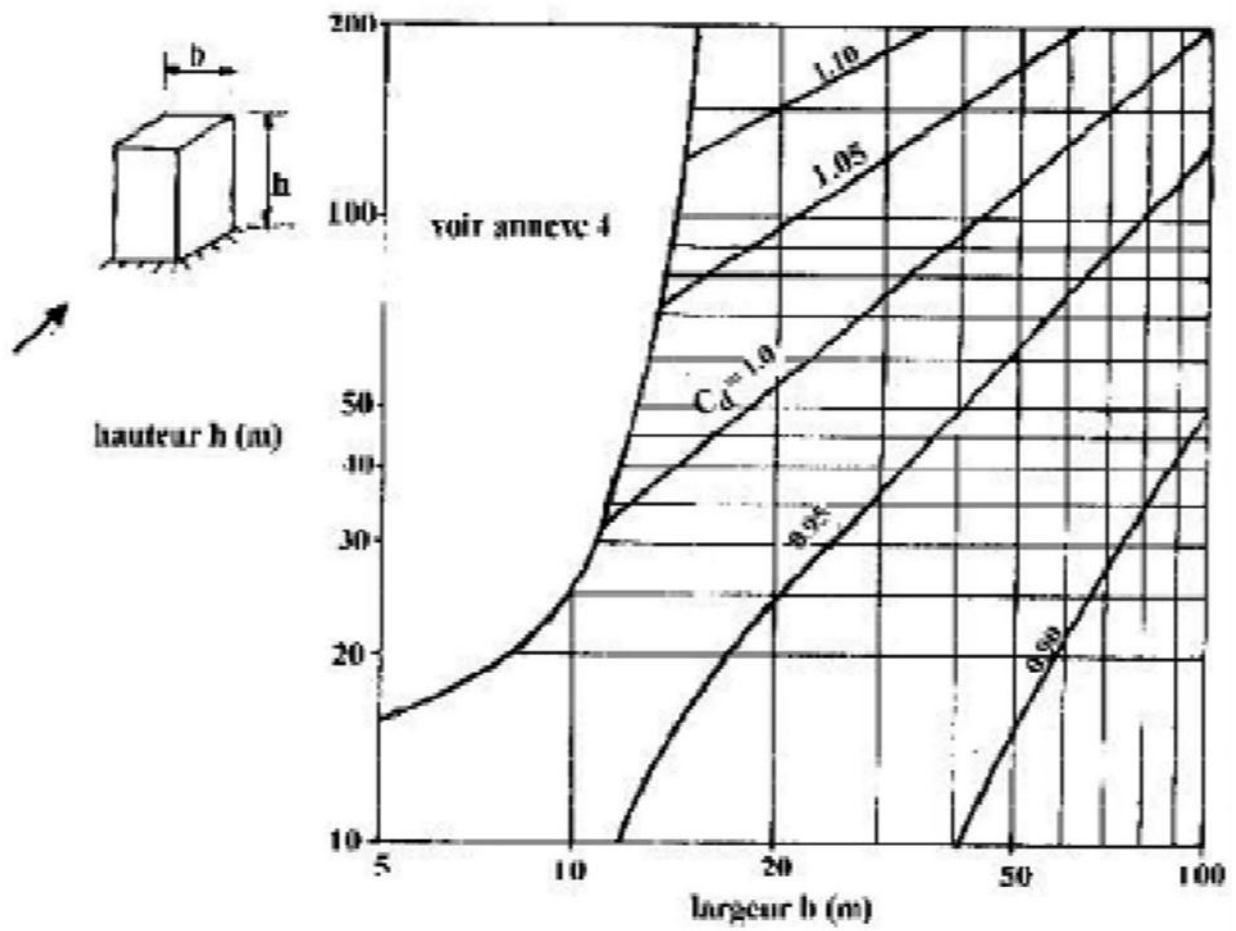


Figure 3.2 : Valeurs de  $C_d$  pour les structures métalliques