

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 8 Mai 1945 de Guelma

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de : Génie Civil & Hydraulique

Spécialité : Génie Civil

Option : STRUCTURES

Présenté par : DOUAKHA ZAHIA

---

---

**Thème : Conception et dimensionnement d'un bâtiment industriel mixte**

---

---

Sous la direction de :Mme.BENDJAICHE.R.

---

**Juillet 2021**

---

## Dédicace :

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

A mes sœurs : SALIMA, RADIA.

A mes frères : SAMIR, RIDA, ADEL.

A toute la grande famille : mes oncles, mes tantes.

A tous mes ami(e)s et connaissances.

Enfin Je remercie tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail.

DOUAKHA ZAHIA

## Remerciements :

Au terme de cette étude, je t'ien tout d'abord à remercier Dieu pour m'avoir donné force, Santé, et patience En second lieu, je t'ien à remercier mon encadreur Mme bendjaiche R , pour l'orientation, la confiance, la patience qui ont constitué un apport considérable Sans lequel ce travail n'aurait pas pu être mené au bon port.

Qu'elle trouve dans ce travail un hommage vivant à sa haute personnalité.

Je remercie les membres du jury, de s'être donné la peine d'examiner mon modeste travail.

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

## Résumé :

Ce projet consiste à étudier un bâtiment mixte (acier-béton armé), comportant R+1, à usage de bureau dans la wilaya de Guelma.

Le projet est élaboré par plusieurs étapes, le prédimensionnement des éléments, une étude sismique selon le RPA, et par la suite l'étude des planchers du type mixte puis des assemblages de la structure.

Ce mémoire a été achevé par une conclusion.

Mots clés : Bâtiment, construction métallique, calcul neige et vent, étude parasismique.

## Abstract:

This work consists of a study of a mixed building (steel-reinforced concrete), comprising ground floor and 1 floors, for office use in GUELMA.

This project is developed by many stages; the pre-design of the load elements, a seismic survey using the RPA 99 code, then comes the study of floor either of the mixed type and assemblies of the structure.

This thesis was concluded with a conclusion.

Key Word: building, metal construction, calculation of climatic load, seismic study.

## تلخيص:

يتضمن المشروع دراسة منشأة ذات هيكل مكون من الخرسانة المسلحة المدعمة بالفولاذ، تتضمن هذه المنشأة طابق أرضي مع طابق واحد للاستخدام المكتبي في ولاية قالمة.

تم تطوير هذا المشروع مرورا بعدة مراحل تقيس. اعطاء قياسات أولية المسبق للعناصر ثم قمنا بدراسة زلزالية استعنا بقانون المنشآت 99 ثم اجراء دراسة البلاطات من النوع المختلف تليه بعدها تحقيق المركبات للبناء لنختم هذا العمل بخاتمة شاملة

كلمات البحث : العمارة، الانشاءات المعدنية، حساب احمال الثلوج والرياح، دراسة الزلازل.

## TABLE DES MATIERES

# **PARTIE1**

## **Chapitre I. Introduction et conception de l'ouvrage**

I.1. Introduction .....	03
I.1.1. Choix structural .....	03
I.1.2. L'effet de la température .....	03
I.1.3. Caractéristiques des matériaux .....	04
I.2. Hypothèses de calcul .....	05
I.2.1. Charges permanentes (G) .....	05
I.2.2. Surcharges climatiques (N, V) .....	05
I.2.3. Surcharge d'exploitation (Q) .....	05
I.2.4. Effet du séisme (E) .....	05
I.2.5. Evaluation des charges permanentes .....	05
I.3. Conception de l'ouvrage .....	08
I.3.1. Conception architecturale.....	08

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

II.1. Introduction .....	12
II.2. Les solives .....	12
II.3. Les poutres .....	13
II.4. Les poteaux .....	17

## **Chapitre III. Etude de vent :**

III.1. Introduction .....	20
III.1.1. Effet de la neige .....	20
III.1.2. Effet du vent .....	21
III.1.3. Effet de site .....	22
III.1.4. calcul de pression due au vent .....	22

## **Chapitre IV. Étude au séisme**

IV.1. Introduction.....	32
IV.2. Détermination des coefficients .....	32
IV.2.1 Coefficient d'accélération des zones (A) .....	32
IV.2.2. Facteur de comportement de la structure (R) .....	32
IV.2.3. Facteur d'amplification dynamique moyen (D) .....	32

IV.2.4. Facteur de qualité (Q) .....	33
IV.2.5. Evaluation du poids du bâtiment (W) .....	34
IV.3. Distribution de la force sismique .....	35
IV.4. Distribution des efforts (fk) sur les stabilités .....	36
IV.5. Détermination des efforts .....	38

## Chapitre V. Calcul des éléments secondaires

V.1. Calcul du plancher mixte. ....	41
V.1.1. Généralités.....	41
V.1.2. Hypothèses de calcul.....	41
V.1.3. Notations .....	41
V.1.4. Calcul des contraintes .....	44
V.1.5. Calcul des déformations .....	47
V.1.6. Action de l'effort tranchant .....	48
V.2. Calcul de connecteurs.....	49
V.2.1. Généralités.....	49
V.2.2. Choix du connecteur .....	49
V.2.3. Vérification des conditions.....	50
V.2.4. Calcul des distances entre connecteurs .....	50
V.2.5. Vérification des soudures .....	51
V.2.6. Vérification.....	51
V.3. Ferrailage de la dalle .....	52
V.3.1. Généralités.....	52
V.3.2. Rapport de dimension : « $\alpha$ ».....	52
V.3.3. Conclusion.....	54
V.4. Etude de l'escalier.....	55
V.4.1. Conception .....	55
V.4.2. Dimension de l'escalier .....	56
V.4.3. Evaluation des charges .....	56
V.4.4. Dimensionnement des éléments porteurs .....	57
V.5. Calcul des poutres sablières.....	61
V.5.1. Généralités.....	61
V.5.2. Plancher terrasse .....	61
V.5.3. Etage courant .....	63

## Chapitre VI. Stabilité verticale

VI.1. Calcul du contreventement vertical .....	65
V.1.1. Détermination des efforts dans les barres.....	65
V.1.2. Dimensionnement des diagonales.....	65
V.1.3. Déformation horizontale de la palée.....	66
V.1.4. Vérification.....	67

## Chapitre VII. Etude du portique

VII.1. Généralités .....	69
VII.2. Méthode de calcul (Méthode de CROSS).....	69
VII.2.1. Étape de calcul .....	69
VII.2.2. Système à nœuds fixes.....	70
VII.2.3. Système à nœuds déplaçables.....	70
VII.3. Application de la méthode.....	71
VII.3.1. Hypothèses de calcul.....	71
VII.3.2. Raideurs des barres.....	71
VII.3.3. Coefficients de répartition.....	71
VII.3.4. Moments à nœuds fixes.....	72
VII.3.5. Calcul de l'effort tranchant.....	73
VII.3.6. Moments sous l'effet d'un déplacement unitaire ( $\Delta_1$ ).....	74
VII.3.7. Moments sous l'effet d'un déplacement unitaire ( $\Delta_2$ ).....	75
VII.3.8. Efforts (M.N.T) sous charges réelles.....	77
VII.3.9. Combinaisons des charges.....	78
VII.4. Vérification du portique.....	79
VII.5. Vérification des déplacements.....	84

## Chapitre VIII. Calcul des assemblages

VIII.1. assemblage des diagonales de la stabilité.....	88
VIII.2. assemblage poteau – poutre.....	89
VIII.3. assemblage poutre – solive.....	92
VIII.4. assemblage poutre palière – poteau.....	97
VIII.5. assemblage limon poutre – palière.....	98

## Chapitre IX. Base des poteaux et tiges d'ancrages

IX.1. base des poteaux.....	100
IX.1.1. platine sous poteaux.....	100
IX.1.2. platine sous limon.....	101

IX.2. tiges d'ancrages.....	102
IX.2.1. diamètre des boulons d'ancrages.....	102
IX.2.2. longueur d'ancrage.....	102
<b>Conclusion générale.....</b>	<b>104</b>
<b>ANNEXES</b>	
- <b>Annexe A</b> .....	105
- <b>Annexe B</b> .....	108
<b>Bibliographie</b> .....	113

# LISTE DES TABLEAUX

## CHAPITRE III

<b>Tableau 1</b> : Coefficient dynamique $C_d$ .....	22
<b>Tableau 2</b> : Valeurs de pression dynamique .....	24
<b>Tableau 3</b> : $C_{pe}$ pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire .....	26
<b>Tableau 4</b> : Coefficient de pression intérieur pour les toitures plates .....	26
<b>Tableau 5</b> : $C_{pe}$ pour les parois verticales de bâtiments a base rectangulaire .....	28
<b>Tableau 6</b> : coefficient de pression intérieur pour la toiture plate.....	28
<b>Tableau 7</b> : la valeur de pression $q_j$ (paroi $V_1$ ) .....	29
<b>Tableau 8</b> : les valeurs des pressions $q_j$ (toiture $V_1$ ) : .....	29
<b>Tableau 9</b> : les valeurs des pressions $q_j$ (paroi $V_2$ ) .....	30
<b>Tableau 10</b> : les valeurs des pressions $q_j$ (toiture $V_2$ ) : .....	30

## CHAPITRE IV

Tableau 1 : Valeurs des pénalités .....	33
-----------------------------------------	----

## CHAPITRE VII

Tableau 1 : Tableau des moments a nœuds fixes .....	72
Tableau 2 : Tableau des moments sous l'effet d'un déplacement unitaire ( $\Delta_1$ ) .....	74
Tableau 3: Tableau des moment sous l'effet d'un déplacement unitaire ( $\Delta_2$ ) .....	75
Tableau 4 : Tableau des moment final dans les barres .....	76
Tableau 5 : Tableau des efforts (M.N.T) sous charges réelles .....	77
Tableau 6 : Tableau combinaison des charges pour les poteaux.....	78

# LISTE DES FIGURES

## CHAPITRE I

Figure 1 : composition du plancher terrasse.....	6
Figure 2 : Composition du plancher mixte .....	7
Figure 3 : façade du bâtiment principale.....	8
Figure 4 : façade postérieure .....	8

## CHAPITRE II

Figure1 : Poutre chargée .....	13
--------------------------------	----

## CHAITRE III

Figure 1 : Action du vent .....	20
Figure 2 : Action du vent .....	20
Figure 3 : Pression dynamique sur la paroi verticale.....	23
Figure 4 : Valeur de Cpe pour les parois verticales.....	24
Figure 5 : Valeur de Cpe pour les parois verticales.....	26

## CHAPITRE V

Figure 1 : Dimensions de la poutre.....	41
Figure 2 : Les connecteurs .....	49
Figure 3 : Treillis soudé .....	54
Figure 4 : Escalier .....	55
Figure 5 : composition de la marche.....	56

## CHAPITRE VII

Figure 1 : Portique chargé .....	68
----------------------------------	----

## CHAPITRE XI

Figure 1 : Tige d'ancrage .....	102
---------------------------------	-----

## Liste des notations

$G$  : Charge permanente.

$Q$  : Charge d'exploitation.

$E$  : Module d'élasticité longitudinal.

$\rho$  : Poids volumique.

$C_r$  : Coefficient de rugosité ;

$C_e$  : Coefficient d'exposition ;

$C_d$  : Coefficient dynamique ;

$I$  : Moment d'inertie ;

$K_t$  : Facteur de terrain

$M$  : Moment fléchissant

$\mu$  Coefficient de forme de la charge de neige ;

$L$  : Longueur en générale.

$l_f$  : Longueur de flambement.

$N$ : Effort normal.

$f_y$  : Limite d'élasticité de l'acier:

$\gamma$  : Coefficient partiel de sécurité.

$\lambda$  : Elancement.

$\bar{\lambda}$  : Elancement réduit.

$\chi$  : Coefficient de réduction du flambement.

$\sigma$  : Contrainte.

$h$  : Hauteur de la poutre (solive) en acier.

$b$  : Largeur de la dalle collaborant.

$X$  : Distance de l'axe neutre à la fibre supérieure de la dalle.

$X$  : Distance de l'axe neutre à la fibre inférieur de la poutre.

$d$  : Distance de l'axe neutre au centre de gravité de la poutre en acier.

$A$  : Aire de la section de la poutre en acier.

$B$  : Aire de la section du béton seul.

## Introduction :

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme et l'un de ses préoccupations privilégiées. De nos jours, la construction connaît un très grand essor pour s'adapter à l'évolution des couts et à la nouvelle technique de construction qui permet une flexibilité maximale.

Une structure mixte doit sa capacité portante à la collaboration structurale entre l'acier et le béton, qui exploite les caractéristiques favorables respectives de ces matériaux de façon optimale.

Ces deux matériaux, essentiellement différents, sont complètement compatibles et complémentaires vis à vis l'un de l'autre.

Le béton résistant de manière efficace à la compression et l'acier à la traction.

Dans le présent mémoire je vais essayer d'appliquer toutes les connaissances acquises durant mon cursus sur un projet réel.

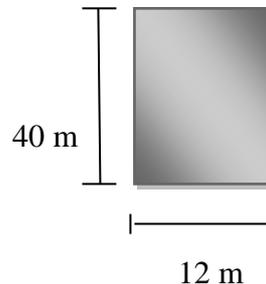
# **CHAPITRE I**

## **INTRODUCTION ET CONCEPTION DE L'OUVRAGE**

## I-INTRODUCTION:

Le bâtiment à usage de bureau est composé d'un seul bloc dans les dimensions sont les suivantes :

- ✓ Longueur  $L= 40$  m
- ✓ Largeur  $A= 12$  m
- ✓ Hauteur totale  $H= 9$  m



Le bâtiment est composé d'un RDC +1 :

- ✓ Des bureaux et salles de travail dans le RDC.
- ✓ Des bureaux et salle de réunion dans le 1<sup>er</sup> étage.

La toiture et le plancher sont réalisés en dalle pleine d'épaisseur de 9 cm reposant sur des solives en profilés métallique.

Pour la maçonnerie extérieure, elle est en briques de double cloison, de 10 et 5 cm et une lame d'air de 5 cm.

L'escalier sera en structure métallique ; et les marche en tôle.

### I-1-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.

### I-2- 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.

### I-3-CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX :

#### I-3-1-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.

#### I-3-2- 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  $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$ .

### I-4-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.

## II-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.

### II-1- CHARGES PERMANENTES (G) :

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

### II-2- SURCHARGES CLIMATIQUES (N, V) :

Pour la région de GUELMA on a :

- ✓ Neige normal ..... $N_n = 20 \text{ Kg/m}^2$
- ✓ Neige extrême..... $N_e = 5/3 N_n = 33.33 \text{ Kg/m}^2$
- ✓ Vent normal ..... $V_n = 70 \text{ Kg/m}^2$
- ✓ Vent extrême ..... $V_e = 1.75 V_n = 122.5 \text{ Kg/m}^2$

### II-3- SURCHARGE D'EXPLOITATION (Q) :

Pour un bâtiment à usage de bureaux on a :

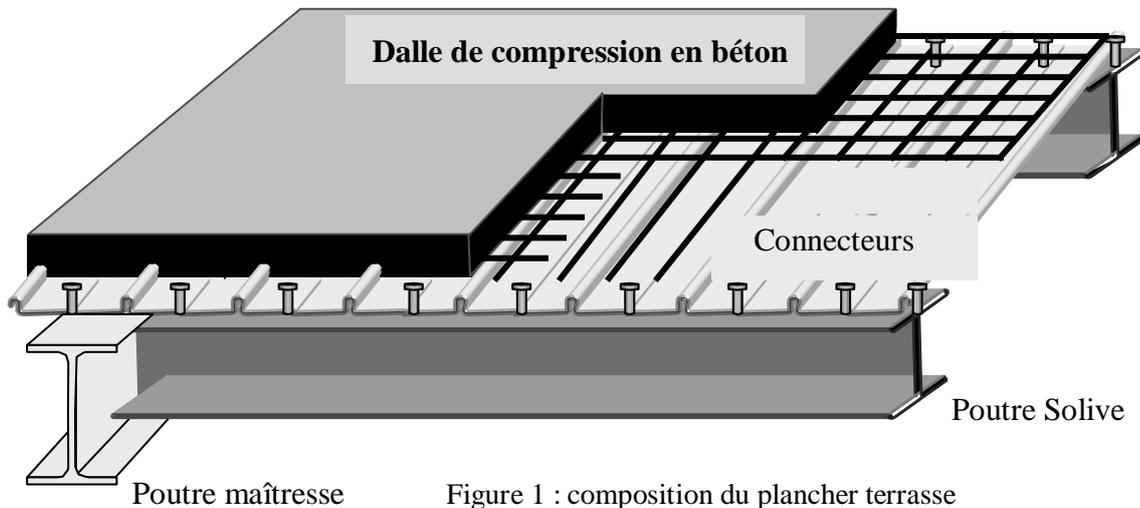
- ✓ Terrasse inaccessible..... $100 \text{ Kg/m}^2$
- ✓ Plancher courant..... $250 \text{ Kg/m}^2$
- ✓ Escalier ..... $400 \text{ Kg/m}^2$

### II-4- EFFET DU SEISME (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.

### II-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 :

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>

$$\Rightarrow G_{pt} = 582 \text{ Kg/m}^2$$

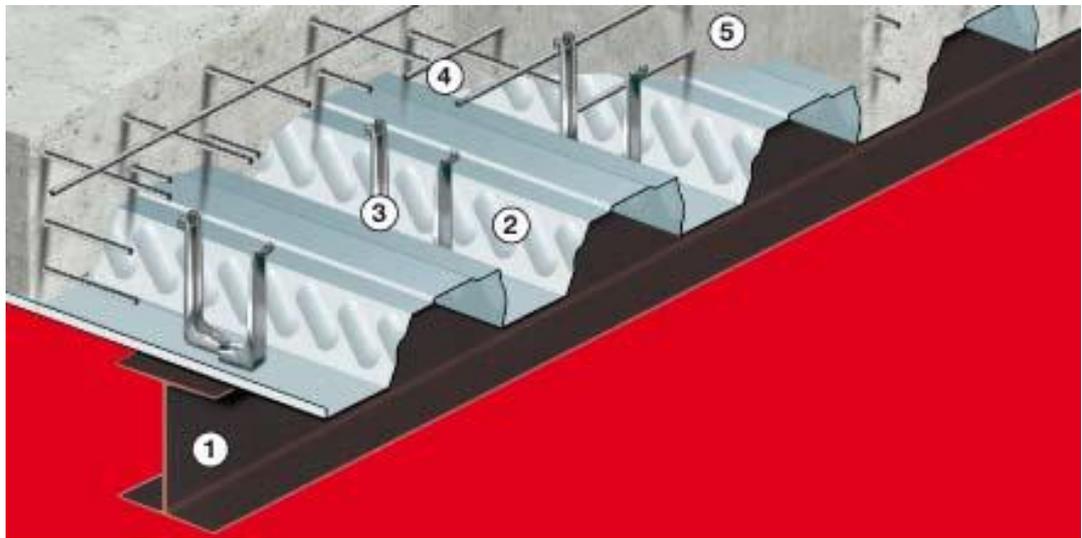
2) Plancher d'étage courant :

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>    |

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

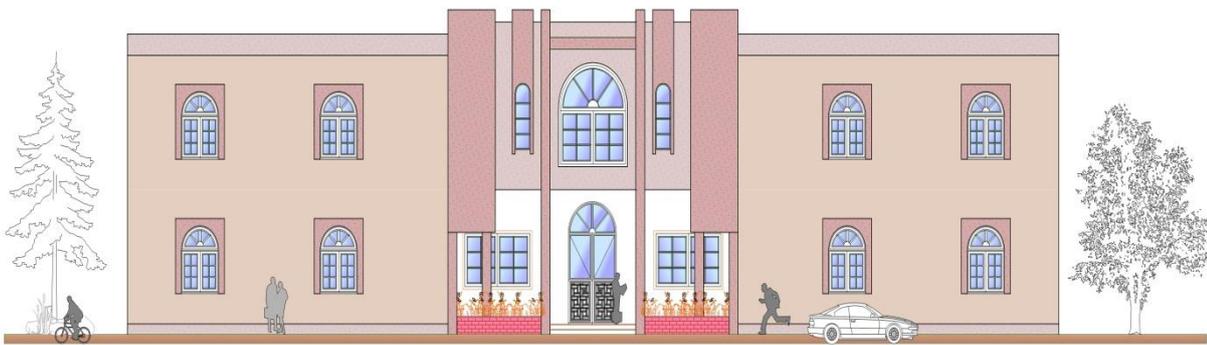
## III-CONCEPTION DE L'OUVRAGE

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.).

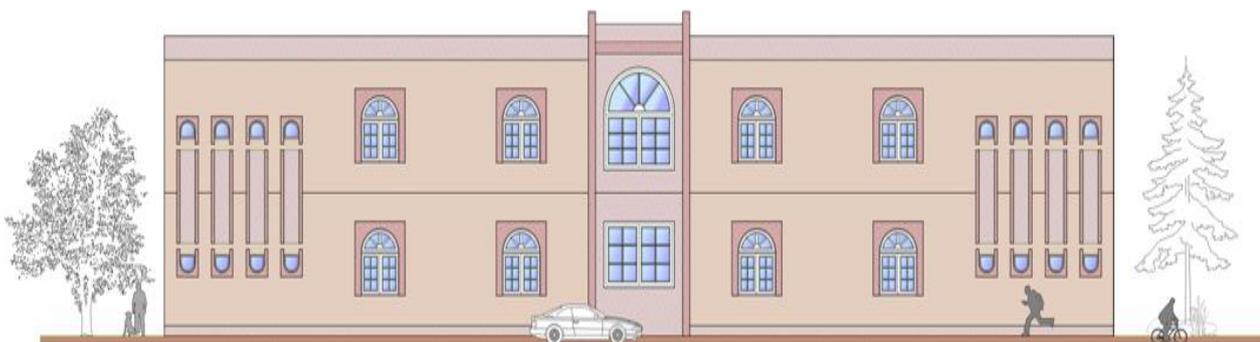
Enfin, les facteurs liés à l'économie de la construction et à l'impact sur l'environnement doivent être pris en compte durant toutes les phases de réalisation de l'ouvrage.

### III-1-CONCEPTION ARCHITECTURALE :

Le bâtiment est de forme rectangulaire, composé d'un rez-de-chaussée et un étage (R+1).



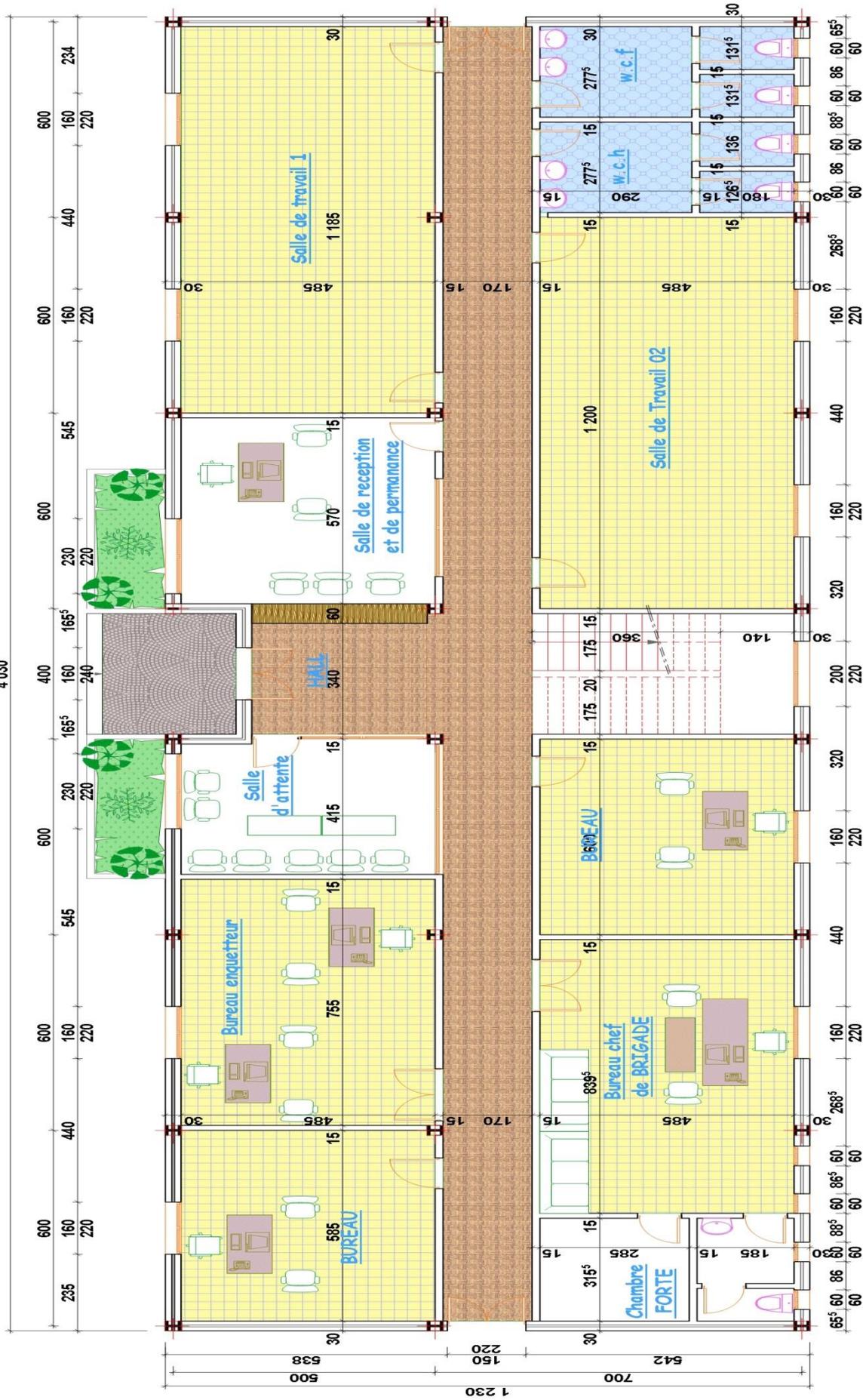
**FIGURE 3 : façade principale**



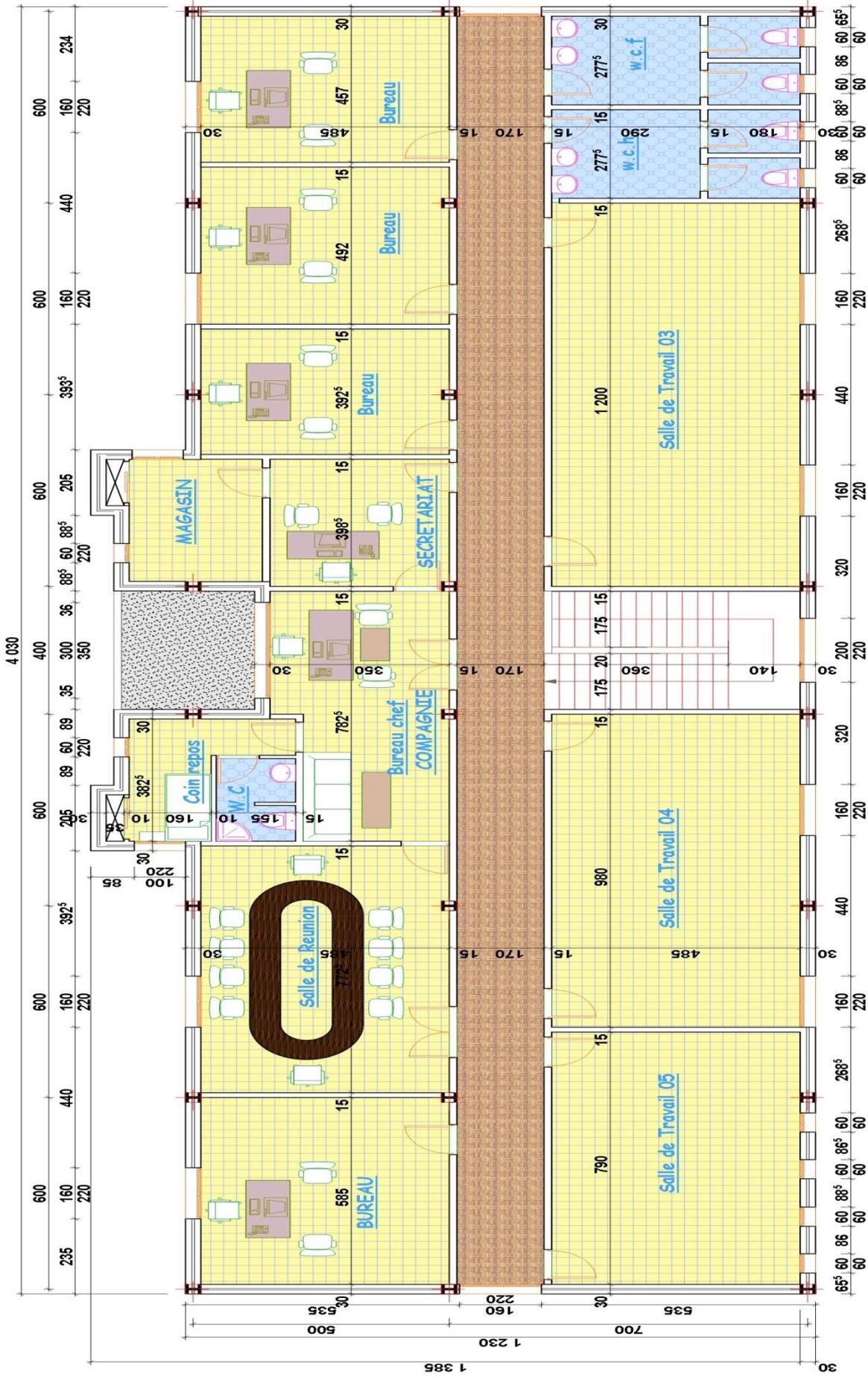
**FIGURE4 : façade postérieure**

Accès

4 030



PLAN R.D.C



PLAN 1<sup>er</sup> ETAGE

# **CHAPITRE II**

## **PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS**

II- PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

II-1- Introduction :

Le pré dimensionnement à 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 quelque sorte les résultats qu'on va trouver servent comme données initiales pour déterminer les efforts dans les différents portiques.

II-2- Les solives :

Les solives se font généralement en poutrelles IPE ou IPN ; leur espacement  $e$  est généralement compris entre 0,70m et 1,40m.

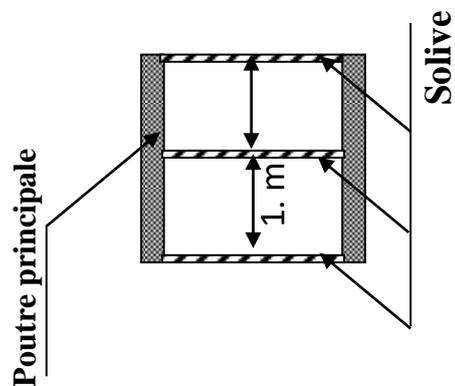
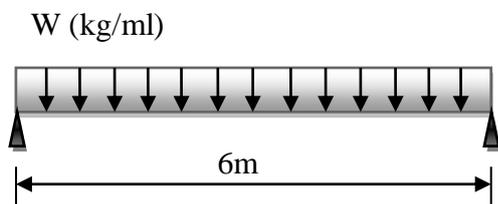
$$0,70 \leq e \leq 1,40$$

Donc on choisit un espacement de tel sorte que l'intervalle soit régulier

Soit  $\frac{5m}{5} = 1m$  étant une valeur moyenne  $0,70 \leq e \leq 1,40$

$$e = 1m$$

Pour des raisons économique ; on pré dimensionne d'abord la solive pendant la phase initiale ou le béton est frais.



$W =$  poids du (béton frais + TN 40 + solive).

$$W = [(2500 \times 0,09) + 12,9 + 40] \times 1m = 277,9 \text{ kg/ml}$$

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

1) Condition de flèche :

$$f_{MAX} = \frac{5 \times WL^4}{384 E I_x} \leq \frac{L}{300}$$

$$\Rightarrow I_x \geq \frac{5 \times 300 \times WL^3}{384 E} \Rightarrow I_x \geq \frac{5 \times 300 \times 2,77 \times 600^3}{384 \times 21 \times 10^5} = 1112,94 \text{ cm}^4$$

2) Condition de résistance :

$$\sigma = \frac{M_{max}}{W_x} \leq \sigma_e$$

$$\Rightarrow W_x \geq \frac{M_{max}}{\sigma_e} = \frac{wl^2}{8\sigma_e} = \frac{277,9 \times 6^2 \times 10^2}{8 \times 2400} = 52,11 \text{ cm}^3$$

Le profilé choisi doit vérifier les deux conditions suivantes :

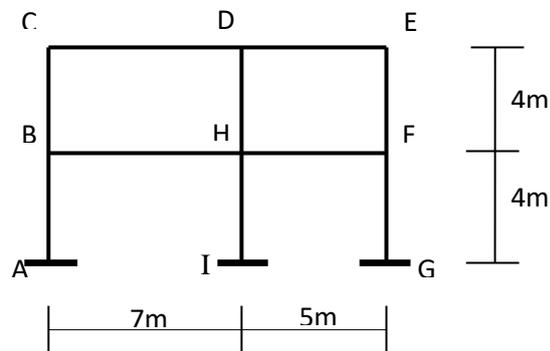
✓  $I_x \geq 1112,94 \text{ cm}^4$

**Solives IPE 180**

✓  $W_x \geq 52,11 \text{ cm}^3$

### II- 3- Les poutres :

#### II-3-1-Toiture terrasse :



#### a) Poutre CD :

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.

$$M_{MAX} = \frac{V_A L}{2} - 2R \left( \frac{5L}{14} + \frac{3L}{14} + \frac{1L}{14} \right)$$

Avec  $V_A = 6R$

$$M_{MAX} = \frac{6RL}{2} - \frac{9RL}{7} = \frac{12RL}{7}$$

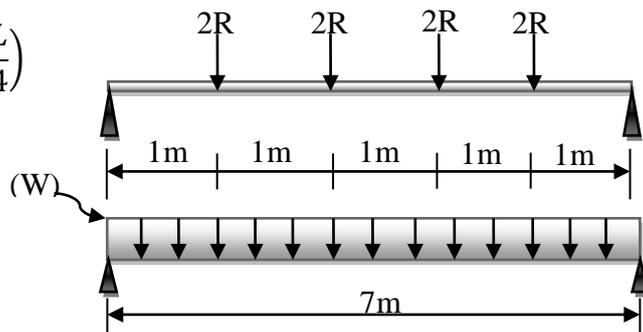


Figure1 : Poutre chargée

$$M_{MAX} \text{ de la charge équivalente } M_{MAX} = \frac{WL^2}{8} = \frac{12RL}{7} \Rightarrow W = \frac{96R}{7L}$$

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

Pour les éléments de terrasse  $f_{adm} = \frac{L}{200}$

1) Condition de flèche :

$$R = \frac{ql}{2} = \frac{582 \times 6}{2} = 1746 \text{ kg (Charge non pondérée)}$$

$$W = \frac{96 \times 1746}{7 \times 7} = 3420.73 \text{ kg/ml} \quad f_{\max} \leq \frac{L}{200}$$

$$\Rightarrow I_x \geq \frac{5 \times 200 \times WL^3}{384 \times E} \Rightarrow I_x = \frac{5 \times 200 \times 34.20 \times 700^3}{384 \times 21.10^5} = 14546.88 \text{ cm}^4$$

2) Condition de résistance :

Soit  $W_x$  le module de résistance du profilé

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

$$M_{\max} = \frac{WL^2}{8} ; R = \frac{ql}{2} = \frac{926 \times 6}{2} = 2778 \text{ kg (Charge pondérée)}$$

$$\Rightarrow W = \frac{96 \times 2778}{7 \times 7} = 5442.61 \text{ kg/ml}$$

$$M_{\max} = \frac{5442.61 \times 7^2}{8} = 33336,00 \text{ Kg.m}$$

$$\Rightarrow W_x \geq \frac{M_{\max}}{\sigma_e} = \frac{33336 \times 10^2}{2400} = 1389 \text{ cm}^3$$

On choisit le profilé qui vérifie les deux conditions

✓  $I_x \geq 14546,88 \text{ cm}^4$

**Poutre CD IPE 450**

✓  $W_x \geq 1389 \text{ cm}^3$

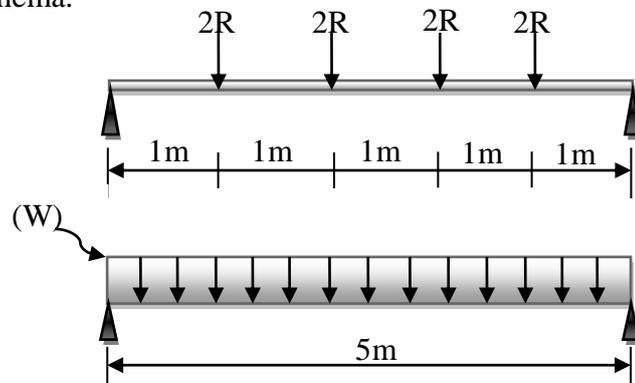
b) Poutre DE :

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.

$$w = \frac{24}{5} \times \frac{(2R)}{L} = \frac{48R}{5L}$$

$$f_{\max} = 1,01 \frac{5wL^4}{384 E I_x}$$



1) Condition de flèche :

$$R = \frac{ql}{2} = \frac{582 \times 6}{2} = 1746 \text{ kg (Charge non pondérée)}$$

$$W = \frac{48 \times 1746}{5 \times 5} = 3352,32 \text{ kg/ml} \quad ; \quad f_{\max} \leq \frac{L}{200}$$

$$I_x \geq \frac{1,01 \times 5 \times 200 \times WL^3}{384 \times E} \Rightarrow I_x = \frac{1,01 \times 5 \times 200 \times 33,52 \times 500^3}{384 \times 21.10^5} = 5247,89 \text{ cm}^4$$

2) Condition de résistance :

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

$$M_{\max} = \frac{WL^2}{8} \quad ; \quad R = \frac{ql}{2} = \frac{926 \times 6}{2} = 2778 \text{ kg (Charge pondérée)}$$

$$W = \frac{48 \times 2778}{5 \times 5} = 5333,76 \text{ kg/ml} \quad ; \quad M_{\max} = \frac{5333,76 \times 5^2}{8} = 16668 \text{ Kg.m}$$

$$\Rightarrow W_x \geq \frac{M_{\max}}{\sigma_e} = \frac{16668 \times 10^2}{2400} = 694,5 \text{ cm}^3$$

On choisit le profilé qui vérifie les deux conditions

✓  $I_x \geq 5247,89 \text{ cm}^4$

✓  $W_x \geq 694,5 \text{ cm}^3$

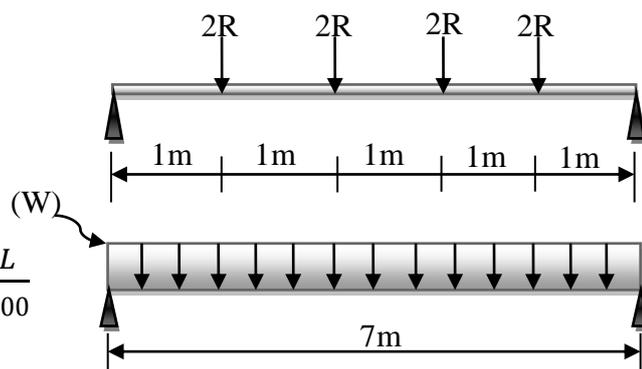
**Poutre DE IPE 360**

II-3-2-Étage courant :

a) Poutre BH:

$$w = \frac{96R}{7L} \quad ; \quad f_{\max} = \frac{5wL^4}{384 E I_x}$$

Pour l'étage courant  $f_{\text{adm}} = \frac{L}{200}$



1) Condition de flèche :

$$R = 1828,5 \text{ kg} \quad ; \quad W = 3582,37 \text{ kg/ml (Charge non pondérée)}$$

$$I_x \geq \frac{5 \times 300 \times WL^3}{384 \times E} \Rightarrow I_x = \frac{5 \times 300 \times 35,82 \times 700^3}{384 \times 21.10^5} = 22853,91 \text{ cm}^4$$

2) Condition de résistance :

$$M_{max} = \frac{WL^2}{8} ; R = 2563 \text{ kg} \quad (\text{Charge pondérée})$$

$$W = \frac{96 \times 2563}{7 \times 7} = 5021,38 \text{ kg/ml} ; M_{max} = \frac{5021,38 \times 7^2}{8} = 30756 \text{ Kg.m}$$

$$\Rightarrow W_x \geq \frac{M_{max}}{\sigma_e} = \frac{30756 \times 10^2}{2400} = 1281,5 \text{ cm}^3$$

On choisit le profilé qui vérifie les deux conditions

✓  $I_x \geq 22853,91 \text{ cm}^4$

✓  $W_x \geq 1281,5 \text{ cm}^3$

b) Poutre HF :

$$W = \frac{24}{5} \times \frac{(2R)}{L} = \frac{48R}{5L}$$

$$f_{max} = 1,01 \frac{5WL^4}{384 E I_x}$$

1) Condition de flèche :

$$R = 1828,5 \text{ kg} \quad (\text{Charge non pondérée})$$

$$W = \frac{48 \times 1828,5}{5 \times 5} = 3510,72 \text{ kg/ml} ; f_{max} \leq \frac{L}{300}$$

$$I_x \geq \frac{1,01 \times 5 \times 300 \times WL^3}{384 \times E} \Rightarrow I_x = \frac{1,01 \times 5 \times 300 \times 35,107 \times 500^3}{384 \times 21 \cdot 10^5} = 8245,23 \text{ cm}^4$$

2) Condition de résistance :

$$M_{max} = \frac{WL^2}{8} ; R = 2563 \text{ kg} \quad (\text{Charge pondérée})$$

$$W = \frac{48 \times 2563}{5 \times 5} = 4920,96 \text{ kg/ml} ; M_{max} = \frac{4920,96 \times 5^2}{8} = 15378 \text{ Kg.m}$$

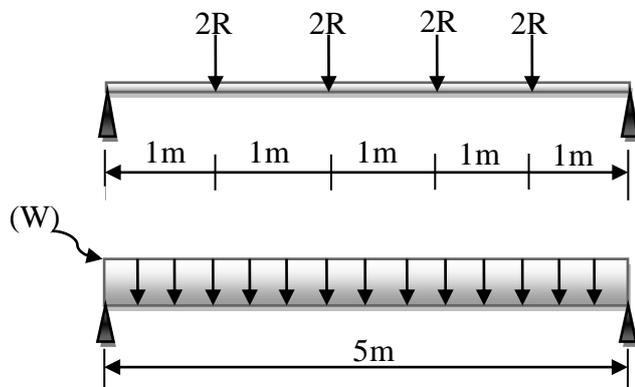
$$W_x \geq \frac{M_{max}}{\sigma_e} = \frac{15378 \times 10^2}{2400} = 640,75 \text{ cm}^3$$

On choisit le profilé qui vérifie les deux conditions

✓  $I_x \geq 8245,23 \text{ cm}^4$

✓  $W_x \geq 640,75 \text{ cm}^3$

**Poutre BH IPE 450**



**Poutre HF IPE 360**

II- 4- Les poteaux :

II-4-1-Généralités :

Les poteaux sont des éléments de constructions destinés à reporter sur le sol les charges verticales et horizontales appliquées sur le bâtiment. Souvent les poteaux subissent en même temps une compression et une flexion, c'est le cas des poteaux faisant partie des portiques transversaux qui constituent l'ossature des constructions courantes.

II-4-2-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 calcul le déplacement relatif au niveau(1) ( $\Delta_1$ ) et on limitera ce déplacement au déplacement admissible donné par RPA99

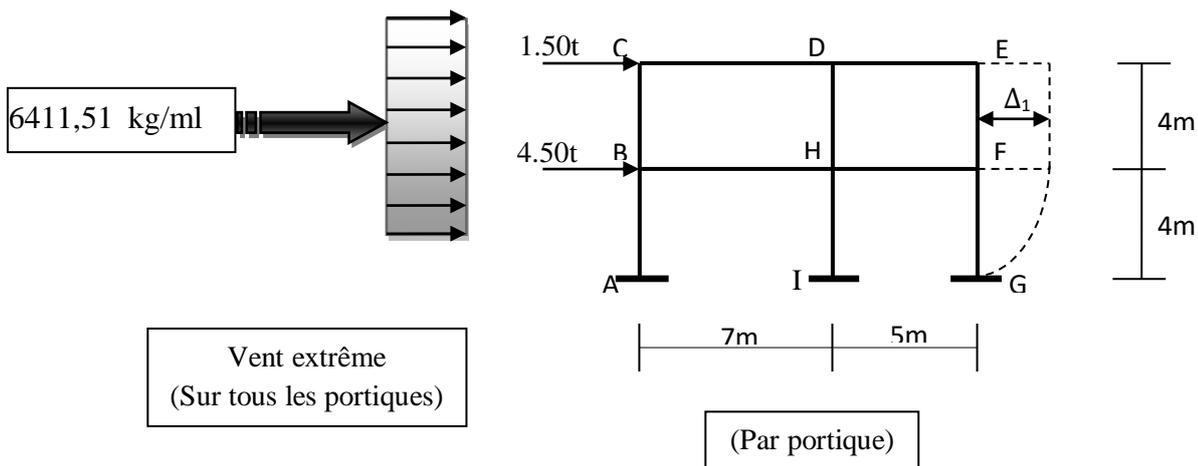
$$\bar{\Delta}_{adm} = 0,0075 h_e \quad (h_e = \text{hauteur d'étage})$$

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 dû aux vents extrêmes agissant transversalement et :



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

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

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

$$\frac{1}{2B} \Delta_1 = \frac{1}{2B} \frac{T_1}{R_1} = \frac{5}{2} \times \frac{6000}{R_1} \leq 0,0075 \times 400 \Rightarrow R_1 \geq \frac{5 \times 6000}{2 \times 0,0075 \times 400}$$

$$\Rightarrow R_1 \geq 5000 \text{ kg/cm}$$

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

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

$$\frac{12EI_e}{h_e^3} \geq 5000 \Rightarrow I_e \geq \frac{5000 \times 400^3}{12 \times 21 \times 10^5} = 12698,42 \text{ cm}^4$$

On choisit des poteaux de même inertie sur tout le niveau, alors l'inertie du poteau est  $I_p \geq$

$$\frac{I_e}{3} = 4232,80 \text{ cm}^4$$

Le type des profilés qui conviennent le mieux à ce type de construction ce sont les HEA ou HEB en raison de leurs inerties dans les deux sens ne sont pas négligeable.

On a choisit un profilé un peu grand pour des raisons qui peuvent se présentés plus loin.

Alors on choisit:

**Des poteaux en HEB 260**

## II- 5- Choix final :

- ✓ **SOLIVES : IPE 180.**
- ✓ **POUTRES : IPE 450.**
- ✓ **POTEAUX : HEB 260.**

# **CHAPITRE III**

## **ETUDE NEIGE ET VENT**

## I-INTRODUCTION :

Ce chapitre est consacré à l'étude du climat et de son impact sur le bâtiment, où nous étudierons le vent sur le bâtiment et chargement du neige .

**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 :**

$$S = \mu S_k \quad \text{N/m}^2 \quad ; \quad \mu = 1$$

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 A.

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

$$H=260$$

$$S_k = \frac{(0.04 \times H + 10)}{100}$$

$$S_k = 0.20$$

$$\text{Donc } \rightarrow S = 1 \times 0,20$$

$$S = 0.20 \text{ KN/m}^2$$

### 1-Le vent :

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

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

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 V1 : Façade latérale.

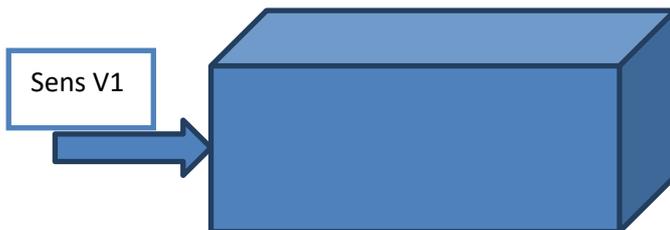


Figure1 : Action du ven

- ❖ Sens V2 : Façade principale.

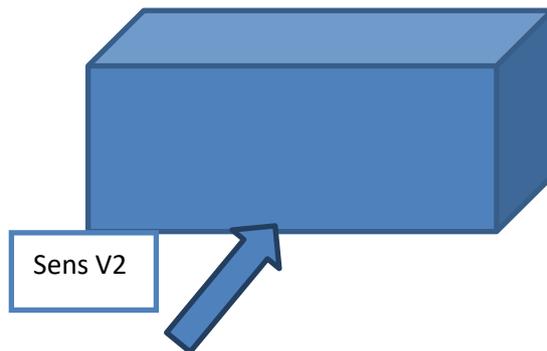


Figure 2 : Action du vent

**2-Données relatives au site :**

Catégorie du terrain IV

- Site plat :  $C_T = 1$  (Tableau 2.5. RNV99) [3]
- Zone du vent I (ANNEXE.1. RNV99) [3]
- $q_{\text{réf}} = 37,5 \text{ daN/m}^2$  (Tableau 2.3. RNV99) [3]
- $K_T = 0,24$
- $Z_0 = 1 \text{ m}$  (Tableau 2.4. RNV99) [3]
- $Z_{\text{min}} = 16 \text{ m}$
- $\xi = 0,46$

**3- Calcul des pressions dues au vent :**

Selon le **RNVA99** la pression dû au vent  $q_j$  qui s'exerce sur un élément de surface  $j$ , est donné par la formule suivante :

$$q_j = c_d \times (z_j) \quad (\S 1.2.2.1 \text{ RNV99}) [3]$$

Avec :

$C_d$  : est le coefficient dynamique de construction.

$w(z_j)$  : représente la pression nette exerce sur un élément de surface  $j$ , à la hauteur  $z_j$  relative à l'élément considéré.

a) Détermination du coefficient dynamique  $C_d$ :

$C_d$  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

	Dimension	Valeur de $c_d$
$V_1$	$h=8\text{m}$ $b=12 \text{ m}$	0.94
$V_2$	$h=8\text{m}$ $b=40\text{m}$	0.88

**Tableau 1 :** Coefficient dynamique  $C_d$ .

b) Détermination du pression nette  $w(z_j)$  :

La valeur de la pression nette est donnée, selon RNVA99, par la formule suivante :

$$w(z_j) = (z_j) \times (c_{pe} - c_{pi}) \quad (\S 1.2.2.2 \text{ RNV99})[3]$$

Avec :

$q_{dyn}(z_j)$  : est la pression dynamique calculé à la hauteur  $z_j$  relative l'élément du surface j.

$C_{pe}$  : est le coefficient de la pression extérieure.

$C_{pi}$  : est le coefficient de la pression intérieure.

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

La pression dû au vent est calculée au centre de chaque surface pour les parois verticales et à la hauteur totale du bâtiment pour la toiture, par la formule suivante :

$$q_{dyn}(z_j) = C_e(z_j) \times q_{réf} \quad (\S 3.2 \text{ RNV99})$$

$$q_{réf} = 375 \text{ N/m}^2.$$

Avec :

$C_e$  : est le coefficient d'exposition au vent.

$q_{réf}$  : est la pression dynamique de référence donnée par le RNVA99 en fonction de la zone de vent.

Détermination du Coefficient d'exposition  $C_e(Z)$  :

Notre structure est considéré peu sensible aux vibrations

$$C_e(Z) = C_t(Z)^2 \cdot C_r(Z)^2 \cdot \left[ 1 + \left( 7 \cdot \frac{kt}{C_r(Z) C_{xt}(Z)} \right) \right] \quad (\S 3.3.2 \text{ RNV99})[3]$$

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

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

$KT$  : facteur de terrain.

Coefficient de rugosité :

Le coefficient de rugosité (z) tient compte de l'état de surface du site ainsi que la hauteur, au-dessus de sol, de la facette recevant le vent, est donné comme suit :

$$C_r(z) = k_t \cdot \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right) \quad Z < Z_{min}$$

$$C_r(z) = k_t \cdot \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right) \quad Z_{min} \leq Z \leq 200m \quad (§4.2 RNV99)[3]$$

Le tableau suivant résume les résultats obtenus :

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

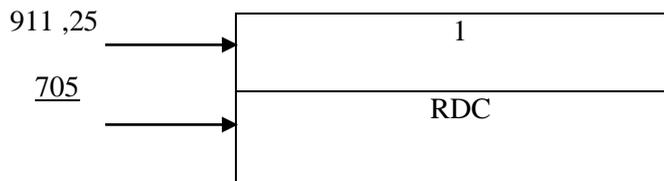


Figure 3 : Pression dynamique sur la paroi verticale

Niveau	Z en(m)	C <sub>T</sub> (z)	C <sub>r</sub> (z)	C <sub>e</sub> (z)	q <sub>dyn</sub> (z <sub>j</sub> )en(N/m <sup>2</sup> )
RDC	2	1	0,90	1,88	705
1 <sup>ère</sup> étage	6	1	1,08	2,43	911,25

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

Calcul des coefficients des pressions :

1) Coefficients de pression extérieure :

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

$$C_{pe} = C_{pe.1} \text{ si } S \leq 1 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe.1} + (C_{pe, 10} + C_{pe.1}) \times \log_{10}(S) \text{ si } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe.10} \text{ si } S \geq 10 \text{ m}^2 \quad (§1.1.1.2 RNV99)[3]$$

-Coefficient de pression intérieure :

Dans notre cas, structure avec cloison intérieur on a

deux valeurs :

$C_{pi} = +0.8$  et  $C_{pi} = -0.5$  (§.2.2.2 RNV99)[3]

**La direction du vent  $V_1$**

➤ **Pour les parois verticales :**

$b = 12m$      $h = 8m$      $d = 40m$

$e = \min(b, 2h) = (12 ; 16) = 12m$

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

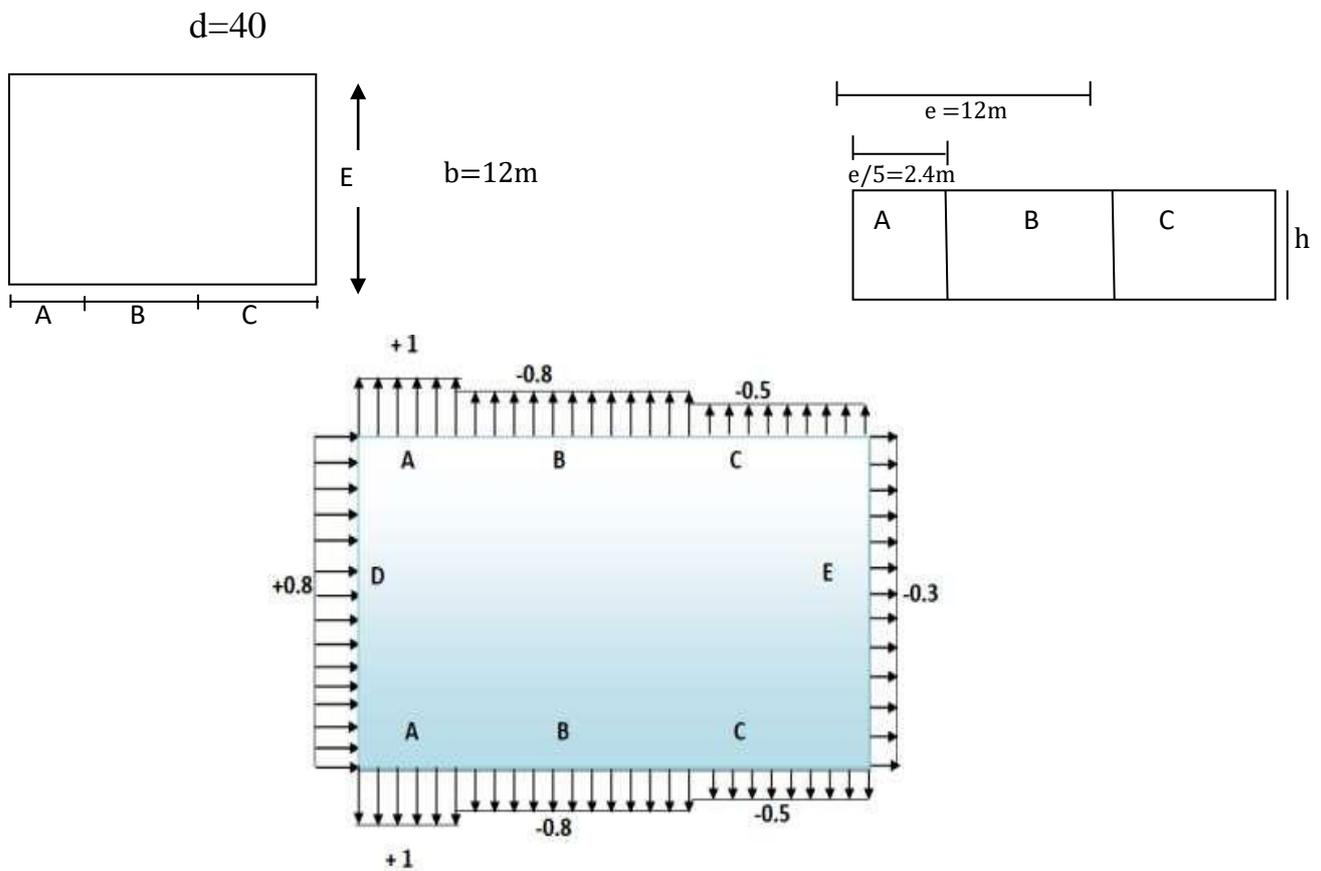


FIGURE 4 : valeur de  $C_{pe}$  pour les paroi verticales

Toutes les surfaces élémentaires sont supérieures à 10 m<sup>2</sup>, donc les coefficients de pression

extérieure sont représentés, à partir le tableau de **RNVA99**, comme suit :

$$C_{pe} = C_{pe10} \text{ si } S \geq 10 \text{ m}^2$$

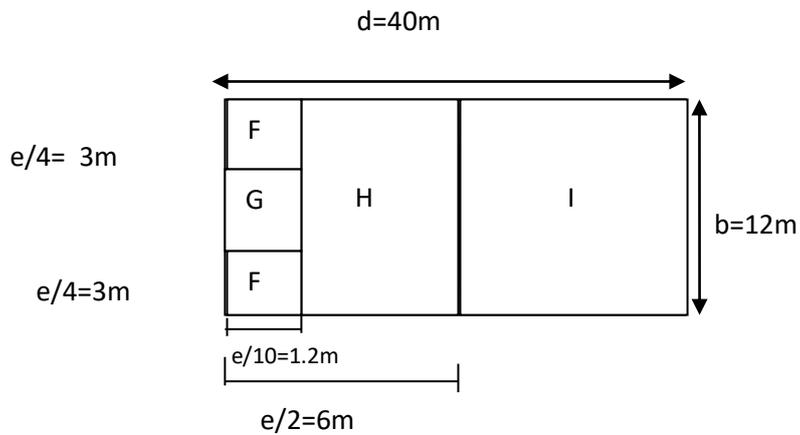
**Tableau 3** : C<sub>pe</sub> pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire.

	A	B	C	D	E
C <sub>pe</sub> =C <sub>pe10</sub>	-1	-0.8	-0.5	0.8	-0.3

**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

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



	F	G	H	I
C <sub>pe</sub> =C <sub>pe10</sub>	-1.46	-0.88	-0.7	±0.2

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

**La direction du vent V<sub>2</sub> :**

➤ Pour les parois verticales :

$$b = 40 \text{ m} \quad h = 8 \text{ m} \quad d = 12 \text{ m}$$

$$e = \min(b, 2h) = (40, 2(8)) = 16 \text{ m}$$

$e > d$  → La paroi est divisée comme indiquée:

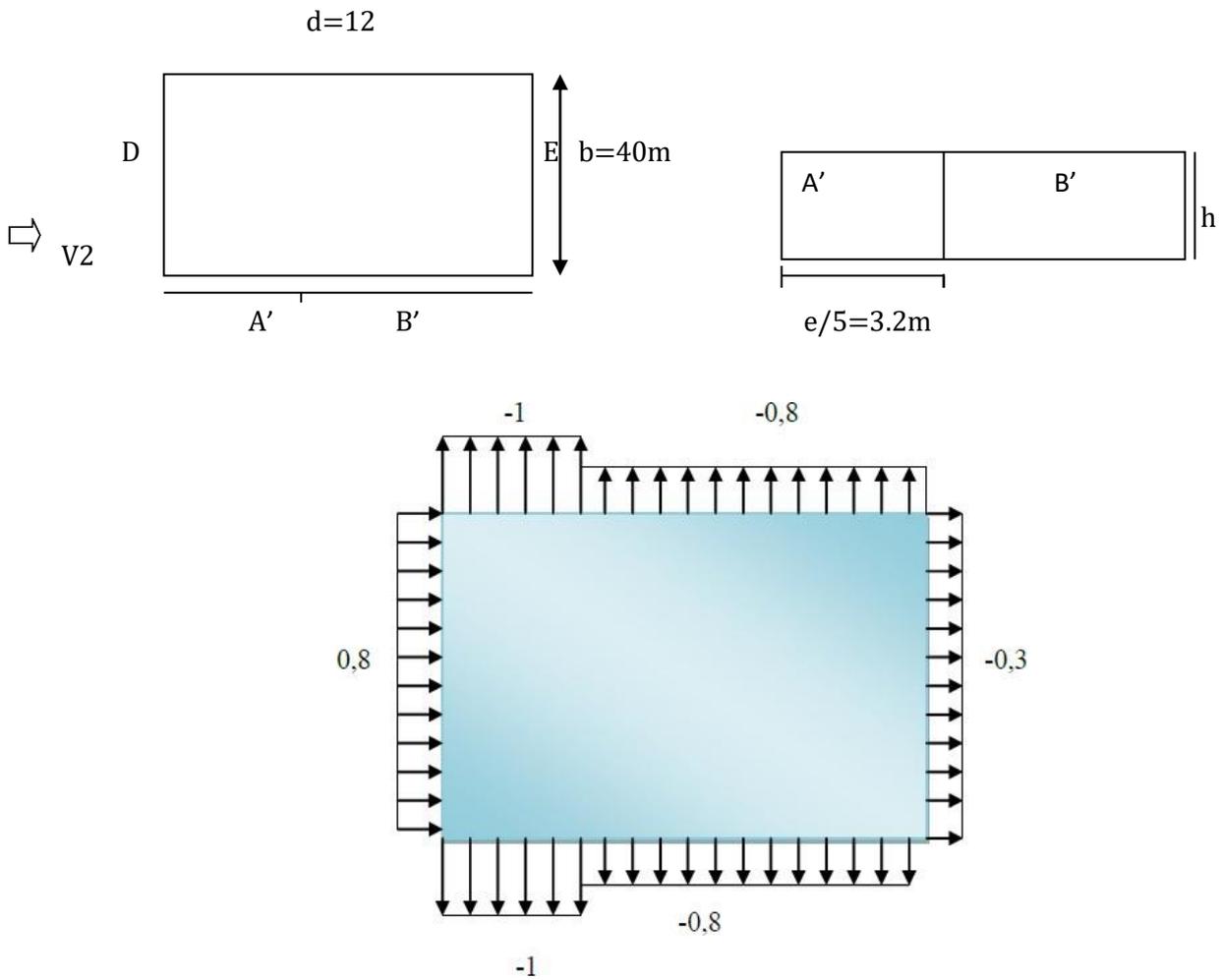


Figure 5 : Valeur de  $C_{pe}$  pour les parois verticales

Toutes les surfaces élémentaires sont supérieures à 10 m<sup>2</sup>, donc les coefficients de pression extérieure sont représentés, à partir le tableau de **RNVA99**, comme suit :

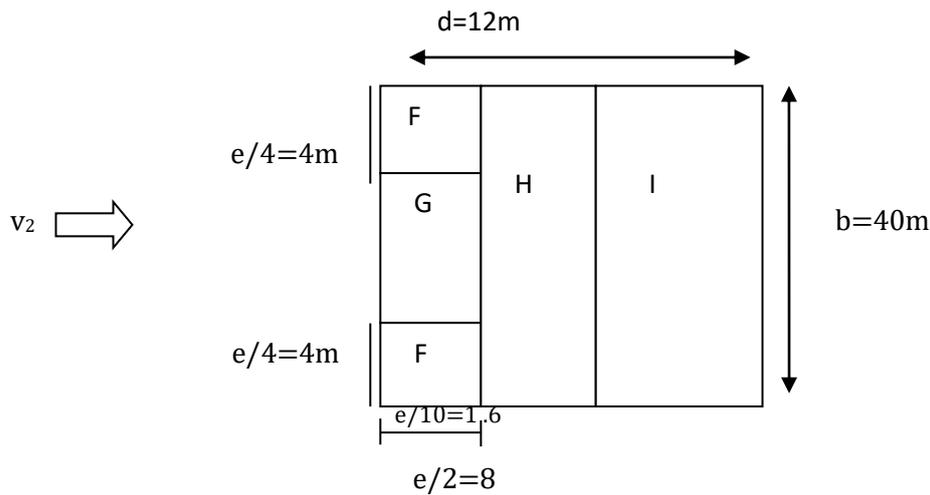
	A'	B'	D	E
C <sub>pe</sub> =C <sub>pe10</sub>	-1.0	-0.8	0.8	-0.3

**Tableau 5** : C<sub>pe</sub> pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire

-Toiture :

La composition de toiture se fait comme suit :

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



	F	G	H	I
C <sub>pe</sub> =C <sub>pe10</sub>	-1.31	-0.8	-0.7	+0.2 -0.2

**Tableau 6** : Coefficient de pression intérieur pour les toitures plates.

Déterminations de la pression due au vent  $q_j$  :

-Sens V1 (paroi) :

		<b>Cd</b>	<b>q<sub>dyn</sub></b> (N/m <sup>2</sup> )	<b>C<sub>pe</sub></b>	<b>C<sub>p1</sub></b>	<b>C<sub>p2</sub></b>	<b>q<sub>j1</sub></b> (N/m <sup>2</sup> )	<b>q<sub>j2</sub></b> (N/m <sup>2</sup> )
<b>R</b>	<b>A</b>	0.94	705	-1	-0.5	0.8	-331,35	-1192,86
	<b>B</b>	0.94	705	-0.8	-0.5	0.8	-198,81	-1060,32
	<b>C</b>	0.94	705	-0.5	-0.5	0.8	0	-861,51
	<b>D</b>	0.94	705	0.8	-0.5	0.8	861,51	0
	<b>E</b>	0.94	705	-0.3	-0.5	0.8	132,54	-728,97
<b>1</b>	<b>A</b>	0.94	705	-1	-0.5	0.8	-428,28	-1541,83
	<b>B</b>	0.94	705	-0.8	-0.5	0.8	-256,97	-1370,52
	<b>C</b>	0.94	705	-0.5	-0.5	0.8	0	-1113,54
	<b>D</b>	0.94	705	0.8	-0.5	0.8	861,51	0
	<b>E</b>	0.94	705	-0.3	-0.5	0.8	132,54	-942,23

Tableau 7 : les valeurs des pressions  $q_j$  (paroi V<sub>1</sub>).

-Sens (V1 toiture) :

	<b>Cd</b>	<b>q<sub>dyn</sub></b> (N/m <sup>2</sup> )	<b>C<sub>p1</sub></b>	<b>C<sub>p2</sub></b>	<b>C<sub>p2</sub></b>	<b>q<sub>j1</sub></b> (N/m <sup>2</sup> )	<b>q<sub>j2</sub></b> (N/m <sup>2</sup> )
<b>F</b>	0.94	911,25	-1.46	-0.5	0.8	-822,31	-1935,85
<b>G</b>	0.94	911,25	-0.88	-0.5	0.8	-325,49	-686,06
<b>H</b>	0.94	911,25	-0.7	-0.5	0.8	-171,31	-1284,86
<b>I</b>	0.94	911,25	+0.2	-0.5	0.8	599,60	-513,94
			-0.2	-0.5	0.8	265,97	-856,57

Tableau 8 : les valeurs des pressions  $q_j$  (toiture V<sub>1</sub>).

-Sens V2 (paroi) :

		Cd	q <sub>dyn</sub> (N/m <sup>2</sup> )	C <sub>pe</sub>	C <sub>p1</sub>	C <sub>p2</sub>	q <sub>j1</sub> (N/m <sup>2</sup> )	q <sub>j2</sub> (N/m <sup>2</sup> )
<b>R</b>	<b>A'</b>	0.88	705	-1	-0.5	0.8	-310,2	-1116,72
	<b>B'</b>	0.88	705	-0.8	-0.5	0.8	-186,12	-992,64
<b>D</b>	<b>D</b>	0.88	705	-0.8	-0.5	0.8	806,52	0
<b>C</b>	<b>E</b>	0.88	705	-0.3	-0.5	0.8	124,08	-682,44
<b>1</b>	<b>A'</b>	0.88	705	-1	-0.5	0.8	-310,2	-1443,42
	<b>B'</b>	0.88	705	-0.8	-0.5	0.8	-186,12	-1283,04
	<b>D</b>	0.88	705	0.8	-0.5	0.8	806,52	0
	<b>E</b>	0.88	705	-0.3	-0.5	0.8	1224,08	-882,09

Tableau 9 : les valeurs des pressions qj (paroi V<sub>2</sub>).

-Sens (V2 toiture) :

	Cd	q <sub>dyn</sub> (N/m <sup>2</sup> )	C <sub>pe</sub>	C <sub>p1</sub>	C <sub>p2</sub>	q <sub>j1</sub> (N/m <sup>2</sup> )	q <sub>j2</sub> (N/m <sup>2</sup> )
<b>F</b>	0.88	911,25	-1.31	-0.5	0.8	-693,82	-1807,37
<b>G</b>	0.88	911,25	-0.8	-0.5	0.8	-256,97	-1370,52
<b>H</b>	0.88	911,25	-0.7	-0.5	0.8	-171,31	-1284,86
<b>I</b>	0.88	911,25	+0.2	-0.5	0.8	-599,60	-513,94
			-0.2	-0.5	0.8	256,97	-856,57

Tableau 10: les valeurs des pressions qj (toiture V<sub>2</sub>).

# **CHAPITRE IV**

## **ETUDE AU SEISME**

## I-INTRODUCTION :

Notre bâtiment sera conçu de manière à ce qu'il résiste 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.

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

## II-DETERMINATION DES COEFFICIENTS :

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

Le bâtiment sera implanté à GUELMA qui appartient à la zone sismique II le groupe d'usage du bâtiment est « IIa » (bâtiment à usage de bureaux administratifs).

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

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

Ossature métallique contreventée par palées de stabilité.

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

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

## 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 = 9m (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 :

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

c) Sens transversal :

$$L = 12\text{m} \Rightarrow T = \frac{0.09 \times 9}{\sqrt{12}} = 0.23\text{s} \Rightarrow D = 2 \sqrt{\frac{0.5}{0.23}} = 2.94 \Rightarrow D = 2$$

d) Sens longitudinal :

$$L = 40\text{m} \Rightarrow T = \frac{0.09 \times 9}{\sqrt{40}} = 0.13\text{s} \Rightarrow D = 2 \sqrt{\frac{0.5}{0.13}} = 3.95 \Rightarrow D = 2$$

$$\Rightarrow D = 2$$

e) 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 :

$$Q = 1 + \Sigma P_q$$

$P_q$  = est la pénalité qui dépend de l'observation ou non du critère de qualité q

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

Tableau1 : valeurs des pénalités  $P_q$

$$\Rightarrow Q = 1 + 0.25 = 1.25$$

$$\Rightarrow Q = 1.25$$

Donc la valeur de la force séismique est :

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

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

$$\Rightarrow V = 0.105 W$$

### 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)

#### 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

$$\Rightarrow W_2 = 312096 \text{ kg}$$

#### 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 = 4×5 = 20m<sup>2</sup>
- ⇒ W<sub>1</sub> = 359.5×480 + 0.5 (20×400+250×460) = 234060 kg

$$\Rightarrow W_1 = 234060 \text{ kg}$$

#### c) Poids des poteaux:

- ✓ Poteaux HEB 260.....24×8.70×93 = 19418.4 kg
  - ✓ Remplissage extérieur .....183×691.2 = 126489.6 kg
- ⇒ W<sub>3</sub> = 19418.4 + 126489.6 = 145908 kg

$$\Rightarrow W_3 = 145908 \text{ kg}$$

Donc le poids total du bâtiment est :

$$\Rightarrow W = W_1 + W_2 + W_3 = 692064 \text{ kg}$$

$$\Rightarrow W = 692.064 \text{ t}$$

➤ La force sismique est : V = 0.105W = 72.67 t

$$\Rightarrow V = 72.67 \text{ t}$$

## III-DISTRIBUTION DE LA FORCE SEISMIQUE :

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

$$V = F_t + \sum F_i$$

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

$$F_t = 0.07 T.V$$

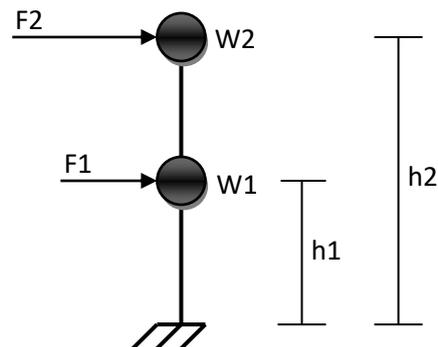
Mais comme  $T < 0.7s$  dans les 2 sens alors la valeur de  $F_t$  sera prise égale à 0.

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

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

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

- ✓  $h_1 = 4.00m$
- ✓  $h_2 = 8.00m$
- ✓  $W_1 = 234.06 t$
- ✓  $W_2 = 312.096 t$
- ✓  $V = 72.67 t$



$$F_1 = V \frac{W_1 \cdot h_1}{W_1 \cdot h_1 + W_2 \cdot h_2} = 72.67 \frac{234.06 \times 4}{(234.06 \times 4 + 312.096 \times 8)} = 19.82 t$$

$$F_2 = V \frac{W_2 \cdot h_2}{W_1 \cdot h_1 + W_2 \cdot h_2} = 72.67 \frac{312.096 \times 8}{(234.06 \times 4 + 312.096 \times 8)} = 52.85 t$$

$$F_1 = 19.82 t$$

$$F_2 = 52.85 t$$

## IV-DISTRIBUTION DES EFFORTS (FK) 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  $F_k$  (de chaque niveau) dans chaque portique et chaque palée par les formules suivantes :

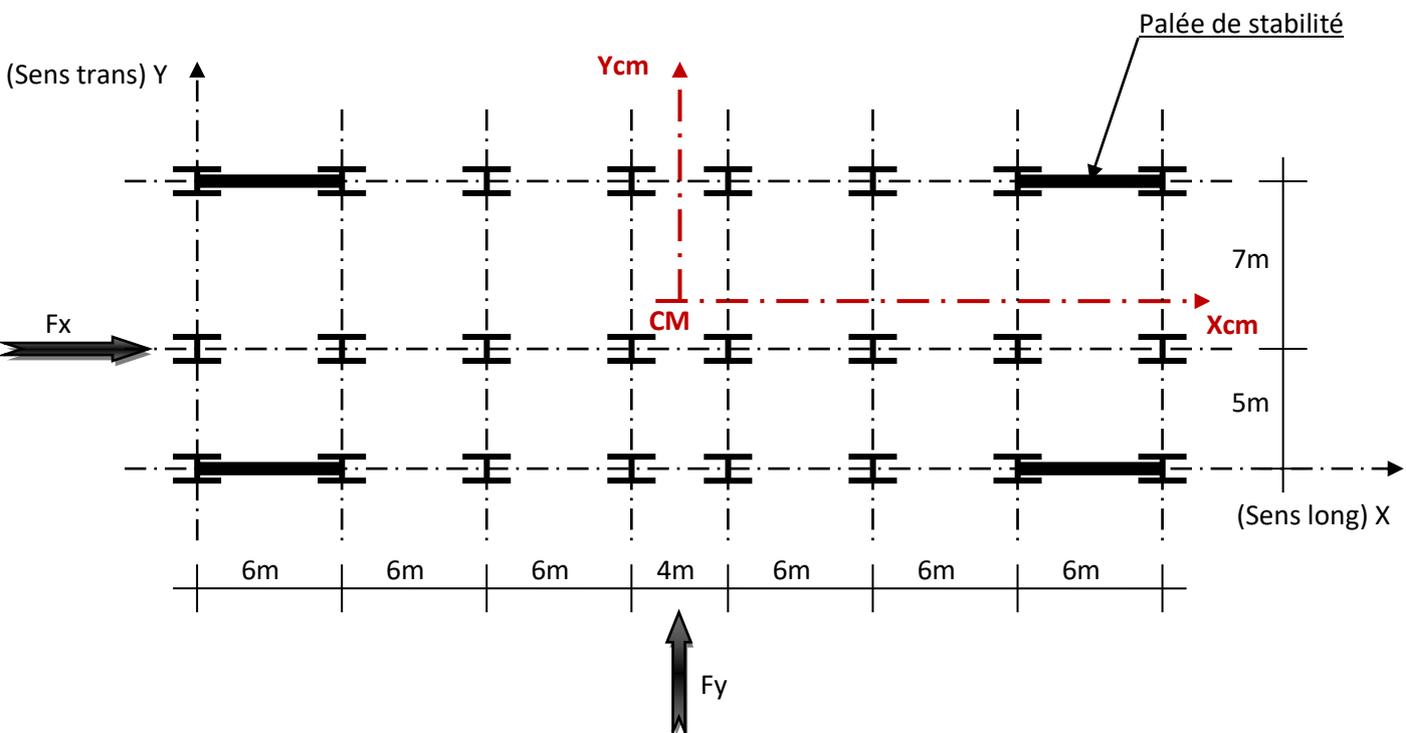
## 1) Sens transversal (portique) :

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

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

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

- ✓  $H_{i(x,y)}$  = effort revenant à chaque portique ou palée.
- ✓  $F_{x,y}$  = effort séismique à chaque niveau suivant la direction considérée.
- ✓  $I_{x,y}$  = inertie du portique ou palée.
- ✓  $(X_i, Y_i)$  = coordonnées du portique ou palée dans l'axe passant par le centre de torsion
- ✓  $(e_x, e_y)$  = 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 :**

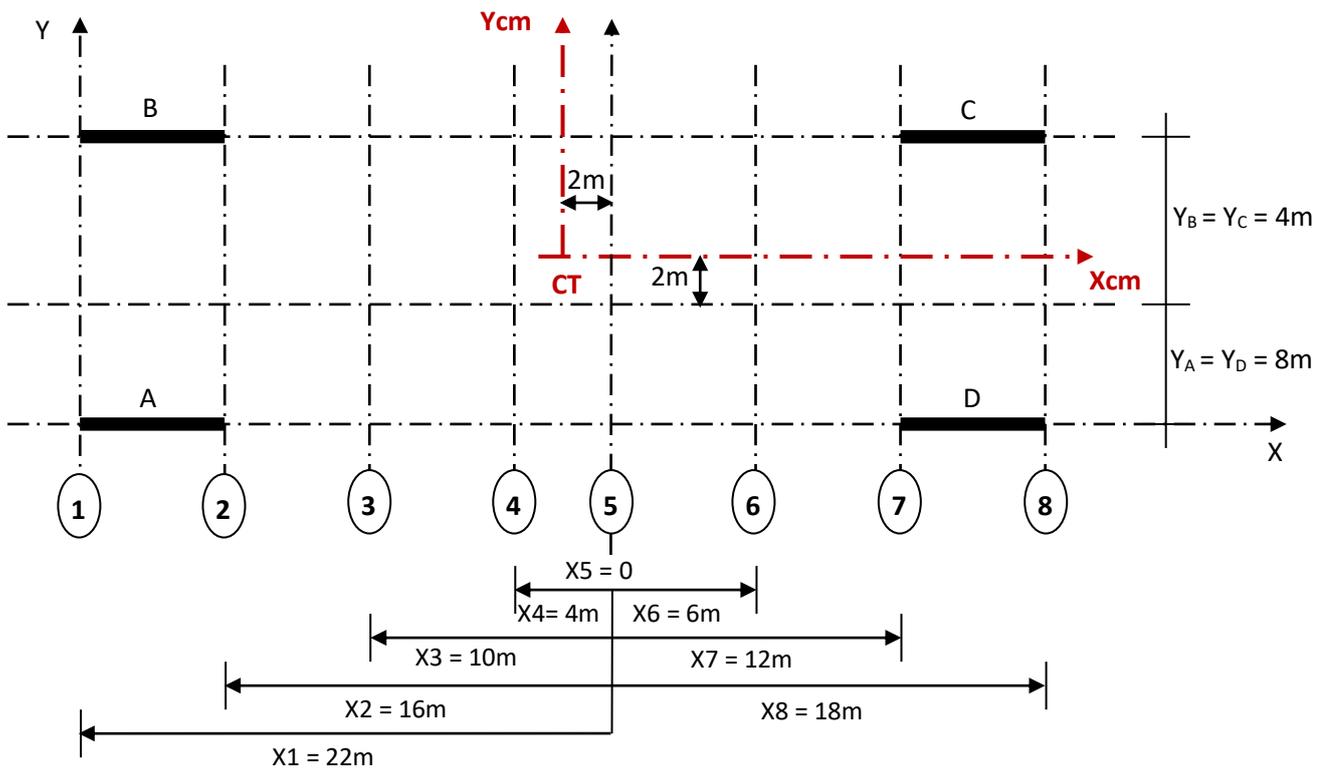
Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan ; on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction ; la résultante des forces horizontales à une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

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

Pour notre cas on a :

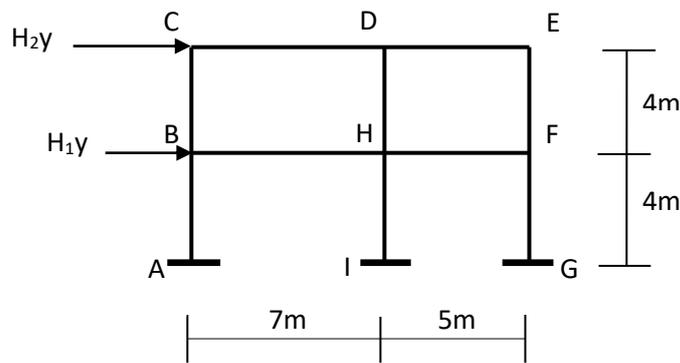
$$E = \max \begin{cases} 5\% L = 0.05 \times 40 = 2m \\ 0 \end{cases} \qquad \text{Alors on aura } E = \begin{pmatrix} 2m \\ 2m \end{pmatrix}$$

V-DETERMINATION DES EFFORTS :



1) Sens transversal (portique) :

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



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

X<sub>1</sub> = 22m                  ex = 2m                  F<sub>2</sub> = 52.85 t

$$H_{2y} = 52.85 \left( \frac{1}{8} + \frac{2 \times 22}{(22^2 + 16^2 + 10^2 + 4^2 + 0^2 + 6^2 + 12^2 + 18^2)} \right) = 8.32 t$$

$$H_{1y} = F_1 \left( \frac{Ixi}{8Ix} + \frac{exX1.Ix}{Ix(X_1^2 + X_2^2 + X_3^2 + X_4^2 + X_5^2 + X_6^2 + X_7^2 + X_8^2)} \right)$$

$X_1 = 22m$                        $ex = 2m$                        $F_1 = 19.82 t$

$$H_{1y} = 19.82 \left( \frac{1}{8} + \frac{2 \times 22}{(22^2 + 16^2 + 10^2 + 4^2 + 0^2 + 6^2 + 12^2 + 18^2)} \right) = 3.14 t$$

$H_{1y} = 3.14 t$

$H_{2y} = 8.32 t$

1) Sens longitudinal (palées) :

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

$$Hix = Fix \left( \frac{Iyi}{\sum Iyi} + \frac{ey Yi.Iy}{\sum Iyi.Yi^2} \right)$$

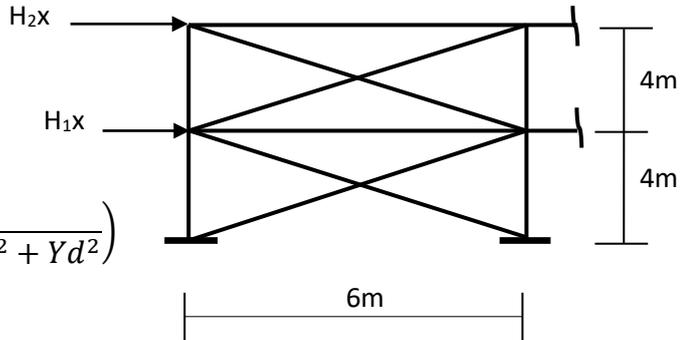
✓  $F_{1x} = 19.82 t$                        $F_{2x} = 52.85 t$

✓  $Ey = 2m$                                $Ya = 8m$

$$H_{1x} = F_{1x} \left( \frac{Iy}{4Iy} + \frac{ey Ya.Iy}{Iy(Ya^2 + Yb^2 + Yc^2 + Yd^2)} \right)$$

$$H_{1x} = 19.82 \left( \frac{1}{4} + \frac{2 \times 8}{8^2 + 8^2 + 4^2 + 4^2} \right) = 6.98 t$$

$$H_{2x} = F_{2x} \left( \frac{Iy}{4Iy} + \frac{ey Ya.Iy}{Iy(Ya^2 + Yb^2 + Yc^2 + Yd^2)} \right) \Rightarrow H_{2x} = 52.85 \left( \frac{1}{4} + \frac{2 \times 8}{8^2 + 8^2 + 4^2 + 4^2} \right) = 18.50 t$$

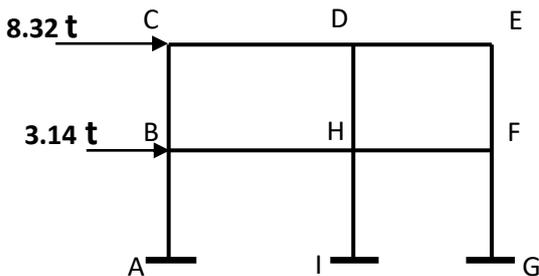


$H_{1x} = 6.98 t$

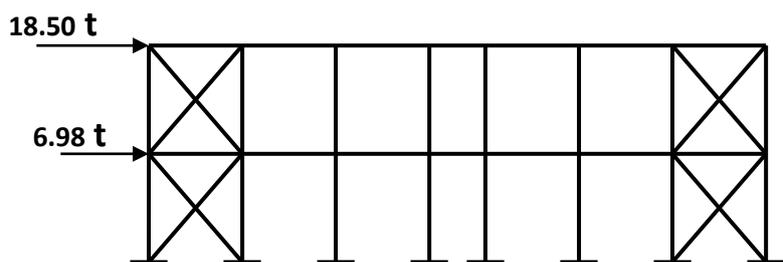
$H_{2x} = 18.50 t$

2) Conclusion :

« Portique »



« Palée »



# **CHAPITRE V**

## **CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES**

## I-CALCUL DU PLANCHER MIXTE

### I-1-GENERALITES :

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: et 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.
  - ✓ Redirection de l'épaisseur du plancher donc économique.
- Le seul inconvénient c'est l'installation des connecteurs.

### I-2-HYPOTHESES 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 :

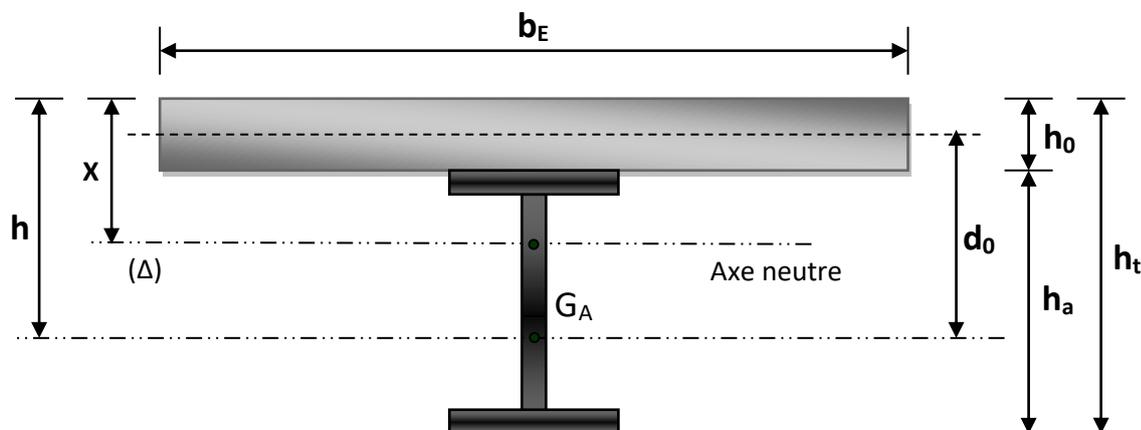


Figure 1 : Dimensions de la poutre

- ❖ **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 la l'axe neutre à la fibre supérieure de la dalle.

### 1) 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>0</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 tangeant 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 =  $4 \cdot 10^{-4}$

### 2) 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.

### 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 :

$$B_E / 2 = \min \left\{ \begin{array}{l} L / 10 = 6 / 10 = 0,6\text{m} \\ \end{array} \right.$$

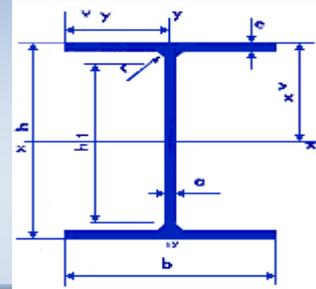
$$e / 2 = 1 / 2\text{m} \text{ (entre axes des solives)}$$

On prend comme largeur de la dalle

$$b_E = 1\text{m}$$

\_D'après le pré dimensionnement on prend un profilé IPE180

❖ $h = 180 \text{ mm}$	$I_x = 1317 \text{ cm}^4$	$I_y = 101 \text{ cm}^4$
❖ $b = 91 \text{ mm}$	$w_x = 146 \text{ cm}^3$	$w_y = 22,2 \text{ cm}^3$
❖ $a = 5,3 \text{ mm}$	$i_x = 7,42 \text{ cm}$	$i_y = 2,05 \text{ cm}$
❖ $e = 8,0 \text{ mm}$		
❖ $A = 23,9 \text{ cm}^2$	<b><math>P = 18,8 \text{ Kg/ml}</math></b>	<b><math>J = 4,90 \text{ cm}^4</math></b>



**4) Recherche de l'axe neutre :**

- ✓ Section du béton  $B = b_E \times h_0 = 100 \times 9 = 900 \text{ cm}^2$
- ✓ Section de l'acier  $A = 32,9 \text{ cm}^2$
- ✓ Section homogène  $B_0 = B + nA = 900 + 15 \times 23,9 = 1258,5 \text{ cm}^2$

On doit vérifier que :  $\frac{B}{nA} \leq \frac{2(h-h_0)}{h_0}$  Avec

$$h = h_0 + \frac{h_a}{2} = 9 + \frac{18}{2} = 18 \text{ cm}$$

$$\frac{B}{nA} = \frac{900}{15 \times 23,9} = 2,51 \quad ; \quad \frac{2(h-h_0)}{h_0} = \frac{2(18-9)}{9} = 2$$

$$\frac{B}{nA} = 2,51 > \frac{2(h-h_0)}{h_0} = 2$$

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

$$x = \frac{2h}{1 + \sqrt{1 + \frac{2b_E h}{n \times A}}} = \frac{2 \times 18}{1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 100 \times 18}{15 \times 23,9}}} = 8,33 \text{ cm}$$

✓ Moment statique  $S' = \frac{b_E \cdot x^2}{2} = \frac{100 \times (8,33)^2}{2} = 3469,45 \text{ cm}^3$

✓ Moment d'inertie  $I_0 = \frac{b_E \cdot x^3}{3} + nI_a + nA(h-x)^2$   
 $= \frac{100 \times (8,33)^3}{3} + 15 \times 1317 + 15 \times 23,9(18-8,33)^2 = 72544,93 \text{ cm}^4$

✓ Moment d'inertie du béton :

$$I_b = \frac{b_E h_0^3}{12} = \frac{100 \times 9^3}{12} = 6075 \text{ cm}^4$$

**$S' = 3469,45 \text{ cm}^3$**

**$I_b = 6075 \text{ cm}^4$**

**$I_0 = 72544,93 \text{ cm}^4$**

## I-4-CALCUL DES CONTRAINTES :

## I-4-1-Toiture terrasse :

La sollicitation la plus défavorable agissant sur la poutre composite est :

$$q = 4/3G + 17/12(Q+N_n)$$

$$\checkmark G = 582 \text{ Kg/m}^2$$

$$\checkmark Q = 100 \text{ Kg/m}^2 \quad q = 946 \text{ Kg/m}^2$$

$$\checkmark N_n = 20 \text{ Kg/m}^2 \quad q = 946 \times 1 = 946 \text{ Kg/ml}$$

⇒ Moment max :

$$M_{\max} = \frac{ql^2}{8} = \frac{946 \times 6^2}{8} = 4257 \text{ kg. m}$$

1) Contraintes dues au moment :

❖ Contrainte dans la fibre supérieure du béton

$$\triangleright \sigma_b = \frac{M \cdot x}{I_0} = \frac{425700 \times 8,33}{72544,93} = 48,88 \text{ kg/cm}^2$$

❖ Contrainte dans la fibre supérieure de la l'acier

$$\triangleright \sigma'_a = \frac{nM(x - h_0)}{I_0} = \frac{15 \times 425700(8,33 - 9)}{72544,93} = -58,97 \text{ kg/cm}^2$$

❖ Contrainte dans la fibre inférieure de l'acier

$$\triangleright \sigma_a = \frac{-nM(h_t - x)}{I_0} = \frac{-15 \times 425700(27 - 8,33)}{72544,93} = -1643,35 \text{ kg/cm}^2$$

2) Contraintes dues 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:

$$\begin{aligned} \triangleright \sigma_{bR} &= \rho E_b \left[ \frac{S'}{I_0} \left( h + \frac{I_b + nI_a}{nA \cdot d_0} \right) - 1 \right] \\ &= 4 \cdot 10^{-4} \times 1,4 \cdot 10^5 \left[ \frac{3469,45}{72544,93} \left( 18 + \frac{6075 + 15 \times 1317}{15 \times 23,9 \times 13,5} \right) - 1 \right] = \mathbf{6,50 kg/cm^2} \\ \triangleright \sigma'_{aR} &= \rho E_a \left[ \frac{S'}{I_0} h - h_0 + \frac{I_b + nI_a}{nA \cdot d_0} \right] \\ &= 4 \cdot 10^{-4} \times 2,1 \cdot 10^6 \times \frac{3469,45}{72544,93} \left[ \left( 18 - 9 + \frac{6075 + 15 \times 1317}{15 \times 23,9 \times 13,5} \right) - 1 \right] = \mathbf{575,96 kg/cm^2} \\ \triangleright \sigma_{aR} &= -\rho E_a \frac{S'}{I_0} \left[ h_t - h - \frac{I_b + nI_a}{nA \cdot d_0} \right] \\ &= -4 \cdot 10^{-4} \times 2,1 \cdot 10^6 \times \frac{3469,45}{72544,93} \left[ 27 - 18 - \frac{6075 + 15 \times 1317}{15 \times 23,9 \times 13,5} \right] = \mathbf{-147,15 kg/cm^2} \end{aligned}$$

### 3) Contraintes totales :

Les contraintes totales agissant sur la poutre mixte sont:

$$\begin{aligned} \triangleright \sigma_{bT} &= \sigma_b + \sigma_{bR} = 48,88 + 6,50 = \mathbf{55,38 Kg/cm^2} \\ \triangleright \sigma'_{aT} &= \sigma'_a + \sigma'_{aR} = -58,97 + 575,96 = \mathbf{516,99 Kg/cm^2} \\ \triangleright \sigma_{aT} &= \sigma_a + \sigma_{aR} = -1643,35 - 147,15 = \mathbf{-1790,5 Kg/cm^2} \end{aligned}$$

### 4) Vérification des contraintes :

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

$$\begin{aligned} \triangleright \sigma_a &= \frac{3}{4} \sigma_e = 1800 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{en tout point} \\ \triangleright \sigma'_a &= \frac{7}{8} \sigma_e = 2100 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{en compression dans la semelle supérieure} \end{aligned}$$

$$\text{Pour notre cas on a : } \Rightarrow \sigma_a = -1790,5 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma^{-a} = 1800 \text{ Kg/cm}^2 \quad \mathbf{ok}$$

$$\Rightarrow \sigma'_a = 516,99 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma^{-'a} = 2100 \text{ Kg/cm}^2 \quad \mathbf{ok}$$

**BETON:** La contrainte admissible est celle du règlement de Béton armé (B A E L80).

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

$$\text{On a } \Rightarrow \sigma_b = 55,38 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma^{-b} = 150 \text{ Kg/cm}^2 \quad \mathbf{ok}$$

**I-4-2-Étage courant :**

On procède de la même façon que pour le plancher terrasse

La combinaison la plus défavorable est  $Q = 4/3G + 3/2Q$

$$\diamond G = 359,5 \text{ Kg/m}^2$$

$$\diamond Q = 250 \text{ Kg/m}^2 \quad Q = 4/3(359,5) + 3/2(250) = 854,33 \text{ Kg/m}^2$$

$$Q = 854,33 \times 1 \text{ m}$$

$$\Rightarrow Q = 854,33 \text{ Kg/ml}$$

1) Contraintes dues au moment :

⇒ Moment max :

$$M_{\max} = \frac{ql^2}{8} = \frac{854,33 \times 6^2}{8} = 3844,5 \text{ kg. m}$$

$$\triangleright \sigma_b = \frac{M \cdot x}{I_0} = \frac{3844,5 \times 8,33 \times 10^2}{72544,93} = 44,14 \text{ kg/cm}^2$$

$$\triangleright \sigma_a = \frac{-nM(h_t - x)}{I_0} = \frac{-15 \times 384450(27 - 8,33)}{72544,93} = -1484,12 \text{ kg/cm}^2$$

$$\triangleright \sigma'_a = \frac{nM(x - h_0)}{I_0} = \frac{15 \times 384450(8,33 - 9)}{72544,93} = -53,26 \text{ kg/cm}^2$$

2) Contraintes dues au retrait :

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

$$\sigma_{bR} = 6,50 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_{aR} = 575,96 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = -147,15 \text{ Kg/cm}^2$$

3) Contraintes totales :

$$\sigma_b = 44,14 + 6,50 = 50,64 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_a = -53,26 + 575,96 = 522,7 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = -1484,12 - 147,15 = -1631,28 \text{ Kg/cm}^2$$

4) Vérification des contraintes :

$$ACIER : \begin{cases} \sigma_a = -1631,28 \text{ Kg/cm}^2 < 3/4 \sigma_{en} = 1800 \text{ Kg/cm}^2 & \underline{ok} \\ \sigma_{a'} = 522,7 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{a'} = 7/8 \sigma_{en} = 2100 \text{ Kg/cm}^2 & \underline{ok} \end{cases}$$

$$BETON: \quad \sigma_b = 50,64 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{cb} = 150 \text{ Kg/cm}^2 \quad \underline{ok}$$

## I-5-CALCUL DES DEFORMATION 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 "I<sub>0</sub>" et "E<sub>b</sub>".

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 :

1) Déformation due aux charges et surcharges :

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

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

- Avec
- $q = G + Q + N_n = 582 + 100 + 20 = 702 \text{ Kg/m}^2 = 702 \text{ Kg/ml}$
  - $L = 6,00 \text{ m}$
  - $E_b = 1,40 \times 10^5 \text{ Kg/cm}^2$
  - $I_0 = 72544,93 \text{ cm}^4$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{7,02 \times (600)^4}{1,4 \times 10^5 \times 72544,93} = 1,16 \text{ cm}$$

$f = 1,16 \text{ cm}$

2) Déformation due au retrait :

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

$$f_R = \frac{\rho \cdot s' \cdot l^2}{8I_0} = \frac{4 \cdot 10^{-4} \cdot 3469,45 \cdot (600)^2}{8 \times 72544,93} = 0,86 \text{ cm}$$

3) Vérification :

La flèche totale est :  $f_t = f + f_R = 1,16 + 0,85 = 2,02 \text{ cm}$

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

$$\bar{f}_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$f_t = 2,02 \text{ cm} < \bar{f}_{adm} = 3 \text{ cm} \quad \underline{ok}$$

**I-5-2-Etage courant :**1) Déformation due charge :

$$Q = G + Q = 359,5 + 250 = 609,5 \text{ Kg/m}^2 \times 1\text{m} = \mathbf{609,5 \text{ Kg/ml}}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{6,09 \times (600)^4}{1,4 \times 10^5 \times 72544,93} = 1,01 \text{ cm}$$

$$f = \mathbf{1,01 \text{ cm}}$$

2) Déformation due au retrait :

La flèche due au retrait ne change pas  $f_R = \mathbf{0,86 \text{ cm}}$

3) Vérification :

La flèche totale  $f_t = f + f_R = \mathbf{1,01+0,86 = 1,87 \text{ cm}}$

Il faut comparer cette flèche à la flèche admissible

$$f_{\text{adm}} = \frac{L}{300} = \frac{600}{300} = \mathbf{2 \text{ cm}}$$
 (Pour étages courant)

$$f_t = 1,87 \text{ cm} < \bar{f}_{\text{adm}} = 2 \text{ cm} \quad \text{ok}$$

**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:

$$S = \frac{T \cdot S'}{I_0} \quad \text{Pour } x < h_0$$

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

1) P. terrasse :

$$T = \frac{ql}{2} = \frac{946 \times 6}{2} = 2838 \text{ kg}$$

$$S = \mathbf{135,72 \text{ Kg/cm}}$$

$$S = \frac{T \cdot S'}{I_0} = \frac{2838 \times 3469,45}{72544,93} = 135,72 \text{ kg/cm}$$

2) E. courant :

$$T = \frac{ql}{2} = \frac{854,33 \times 6}{2} = 2562,99 \text{ kg}$$

$$S = \frac{T \cdot S'}{I_0} = \frac{2562,99 \times 3469,45}{72544,93} = 122,57 \text{ kg/cm}$$

$$S = \mathbf{122,57 \text{ Kg/cm}}$$

## II-CALCUL DE CONNECTEURS

### II-1-GENERALITES:

Les connecteurs sont des éléments qui assurent la liaison entre la dalle de béton et l'acier.

Ils doivent s'opposés au soulèvement de la dalle mais surtout résister à son glissement en limitant les déplacements relatifs de l'acier et du béton a une valeur suffisamment faible.

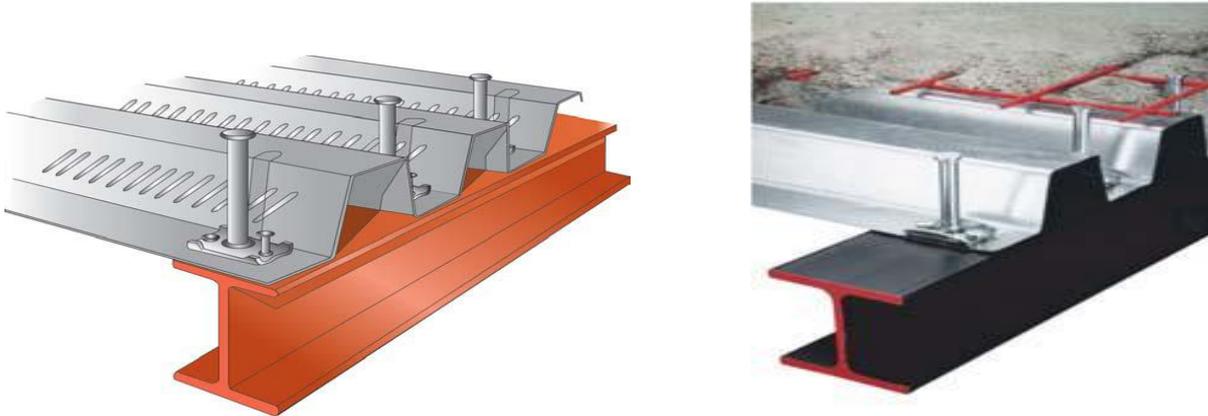


Figure 2 : Les connecteurs

### II-2-CHOIX DU CONNECTEUR :

Les connecteurs sont généralement réalisés par des cornières ou bien des UPN et parfois par des goujons.

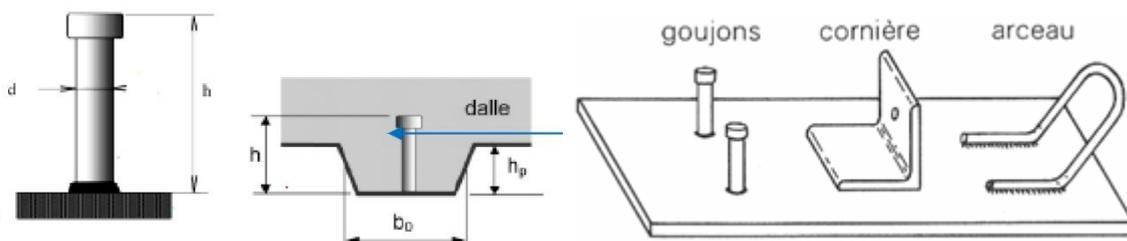
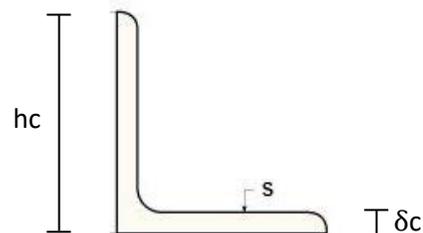
Pour notre cas on a choisit des connecteurs souples en profilés.

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  $b_c = 5\text{cm}$
- Largeur du connecteur  $h_c = 6\text{cm}$
- Epaisseur de lame  $e_c = 0,4\text{cm}$
- Epaisseur de la semelle soudée à la poutre métallique  $\delta_c = 0,4\text{cm}$



## II-3-VERIFICATION DES CONDITIONS :

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

- $h_c \geq 9\sqrt{e_c} \Rightarrow 6\text{cm} > 9\sqrt{0,4} = 5,69\text{cm}$  **ok**
- $0,3\text{cm} \leq e_s \leq 1,3\text{cm} \Rightarrow 0,3\text{cm} < 0,4\text{cm} < 1,3$  **ok**
- $\delta_c \leq 2,4\text{cm} \Rightarrow 0,4\text{cm} < 2,4\text{cm}$  **ok**

Toutes les conditions sont vérifiées.

## 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.

$$d \leq 10 h_0 = 10 \times 9 = 90 \text{ cm}$$

$$d \leq 90 \text{ cm}$$

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 :

$$Q_{adm} = 40(\delta_c + 2\sqrt{e_c})\sqrt{b_c f c_{28}} \quad f c_{28} = 250 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$Q = S \times d$$

$S$  = effort tangeant par unité de longueur.

$d$  = distance entre connecteur.

## II-4-1-P. terrasse :

$$Q_{adm} = 40(0,4 + 2\sqrt{0,4})\sqrt{5 \times 250} = 2354,54 \text{ kg}$$

$$Q \leq Q_{adm} \Rightarrow S \cdot d \leq 2354,54 \Rightarrow d \leq \frac{2354,54}{135,72} = 17,34\text{cm}$$

$$d \leq 17,34 \text{ cm}$$

II-4-2-P. courant :  $Q \leq Q_{adm}$ 

$$S \cdot d \leq Q_{adm} \Rightarrow 122,57d \leq 2354,54 \Rightarrow d \leq 2354,54/122,57 = 19,20\text{cm}$$

$$d \leq 19,20 \text{ cm}$$

Remarque :

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

## II-5-VERIFICATION 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  $0,7 e_s$  du plan de joint.

On prend des cordons de soudure de  $a = 4\text{mm}$

## II-6-VERIFICATION :

**II-6-1-Effort de cisaillement :**

Pour des cordons frontaux, on doit vérifier que

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

Pour  $a = 4\text{mm} \Rightarrow \alpha = 4\text{mm}$        $Q = 2354,54 \text{ Kg}$  (effort admissible)

$$\frac{2354,54/2}{0,85 \times 5 \times 0,4} = \frac{692,51 \text{ kg}}{\text{cm}^2} < \sigma_e = 2400 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{ok}$$

**II-6-2-Moment de renversement :**

$M = Q \cdot (0,7e_s) \Rightarrow e_s = \text{épaisseur de la semelle de la solive} (e_s = 8\text{mm})$

$$M = 2354,54 \times 0,7 \times 0,8 = 1318,54 \text{ Kg.cm}$$

On doit vérifier que :

$$-\sigma_{en} \leq 1,8 \left[ \frac{N}{\sum l_i \cdot a_i \cdot \alpha_i} \pm \frac{M \cdot h}{h^2 l_1 a_1 \alpha_1 + 2(h - 2e)^2 l_2 a_2 \alpha_2} \right] \leq \sigma_{en}$$

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

$$L_2 = 0 \quad ; \quad h = h_c$$

On aura alors :

$$1,8 \cdot \frac{M h_c}{h_c^2 b_c a_1 \alpha_1} \leq \sigma_{en}$$

**CONNECTEURS L 60×60×4**

**SOUDURE a = 4mm**

$$1,8 \cdot \frac{1318,54 \times 6}{6^2 \times 5 \times 0,4} = 197,78 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < \sigma_{en} \Rightarrow \text{ok}$$

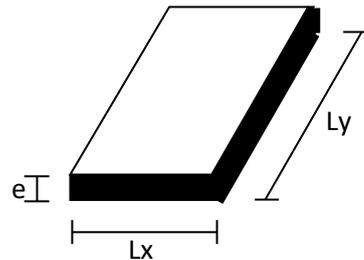
III-FERRAILLAGE DE LA DALLE

## III-1-GENERALITES:

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:

- Largeur  $L_x = 1\text{m}$
- Longueur  $L_y = 6\text{m}$
- Épaisseur  $e = 9\text{cm}$

III-2-RAPPORT DE DIMENSION : «  $\alpha$  »

$$\alpha = L_x / L_y = 1/6 = \mathbf{0,167}$$

$\Rightarrow \alpha = \mathbf{0,167} < \mathbf{0,4}$  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  $L_x = 1\text{m}$

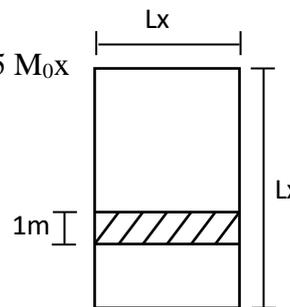
On prendra le moment : ■ en appui  $M_a = 0,5 M_{0x}$

■ en travée  $M_t = 0,75 M_{0x}$

Avec  $M_{0x}$  est le moment isostatique tel que :

$$M_{0x} = q l^2 x / 8 \quad \text{avec} \quad q = 4/3G + 3/2Q$$

$$\Rightarrow \mathbf{q = 935,7 \text{ Kg/ml}}$$



On considère que la fissuration est peu nuisible

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

$$M_{0x} = \frac{935,7 \times \pi^2}{8} = \mathbf{116,96 \text{ kg.m}}$$

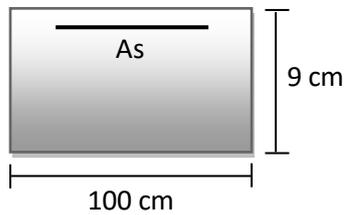
$$M_a = 0,5 M_{0x} = 58,48 \text{ Kg.m}$$

$$M_t = 0,75 M_{0x} = 87,72 \text{ Kg.m}$$

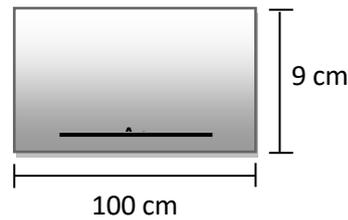
Alors on a 2 sections à calculer l'une au niveau de l'appui et l'autre au niveau de la

travée.

### APPUI ①



### TRAVÉE ②



#### SECTION ① :

$$\diamond Mu = 58,48 \text{ kg.m} = 5848 \text{ kg.cm}$$

$$d = 7 \text{ cm}$$

$$\diamond b_0 = 100 \text{ cm}$$

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

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{5848}{100 \times (7)^2 \times 142} = 0,008 \quad \mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

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

$$Z = (1 - 0,4\alpha)d = 6,972 \text{ cm}$$

$$As = \frac{Mu}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{5848}{6,972 \times 3480} = 0,241 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$As = 0,241 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

#### SECTION ② :

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{8772}{100 \times (7)^2 \times 142} = 0,013 \quad \mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,013}] = 0,016 \quad Z = (1 - 0,4\alpha)d = 6,954 \text{ cm}$$

$$As = \frac{Mu}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{8772}{6,954 \times 3480} = 0,362 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

#### CONDITION DE NON FRAGILITE :

$$Au \geq 0,23 b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 7 \times \frac{2,1}{400} = 0,845 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

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

**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.



« Image d'un treillis soudé »

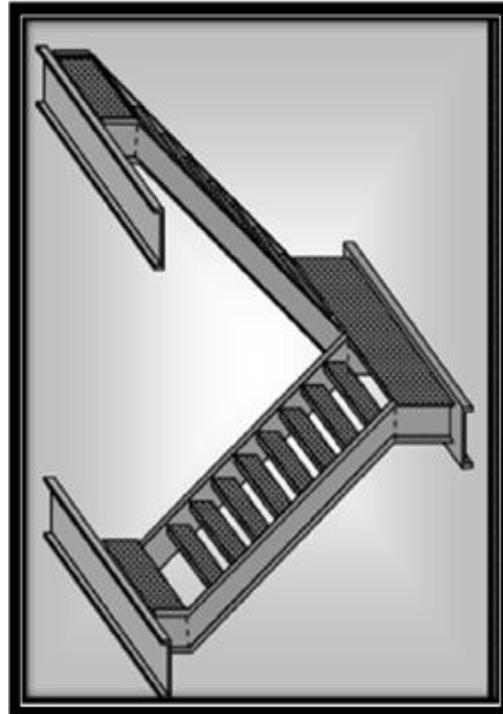
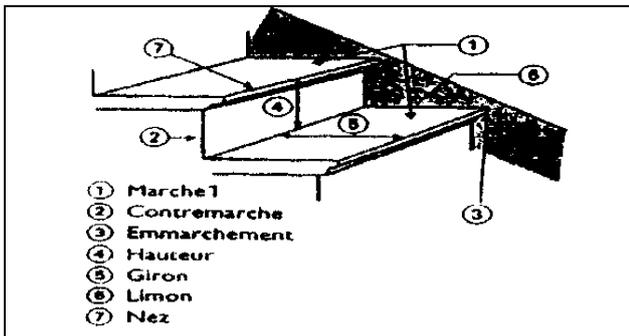


figure 3« Image d'un treillis soudé »

IV-ETUDE DE L'ESCALIER

IV-1-CONCEPTION :

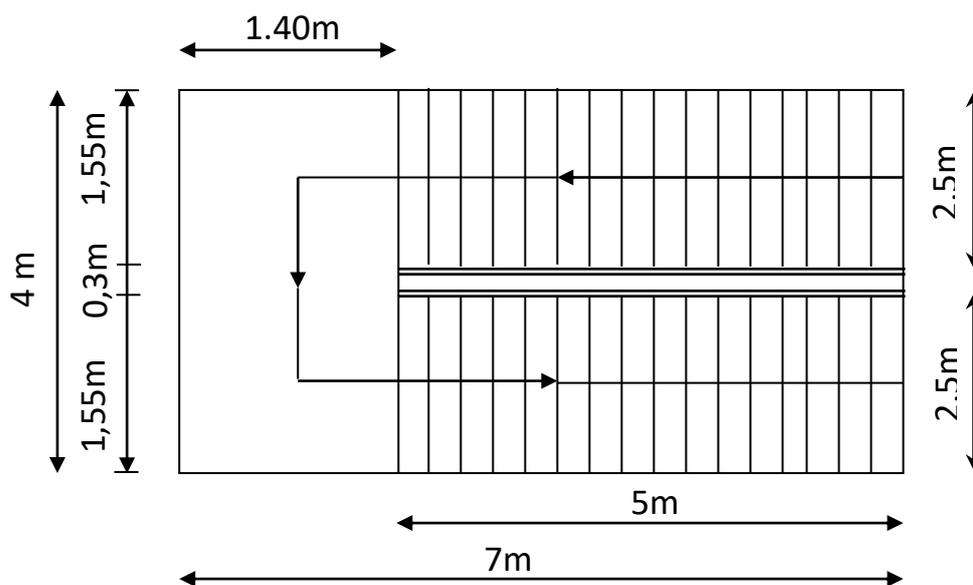
Un escalier se compose d'un certain nombre de marches dont la longueur s'appelle l'embranchement et la largeur des marches giron (g) ; et la hauteur des marches (h)



nombre de marches s'appelle l'embranchement et la hauteur des marches (h)

FIGURE 4 : Escalier

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

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

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

$$H = 4,08\text{m}$$

Admettons des marches de hauteur  $h = 17\text{cm}$ ; alors le nombre de marche est

$$n = 4,08 / 0,17 = 24 \text{ marches}$$

- ❖ Hauteur des marches  $h = 17\text{cm}$
- ❖ Largeur des marches  $g = 30\text{cm}$

Vérification de la condition de BLONDEL :

$$\begin{aligned} 0,59 \leq g + 2h \leq 0,66 &\quad \Rightarrow 0,59 \leq 0,30 + 2 \times 17 \leq 0,66 \\ &\quad \Rightarrow 0,59 < 0,64 < 0,66 \quad \text{vérifiée.} \end{aligned}$$

## 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.

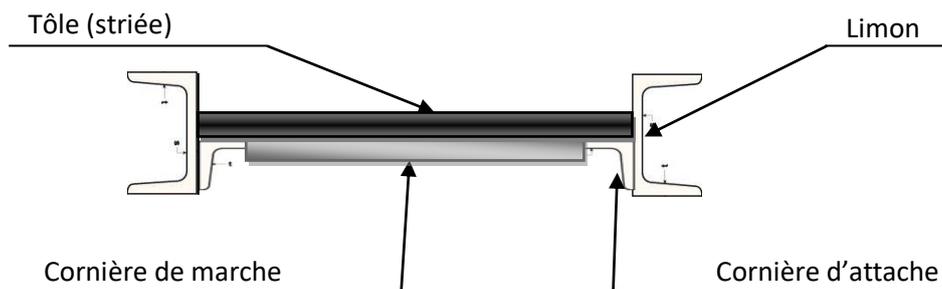


Figure 5 : composition de la marche

- ❖ Tôle striée ( $ep = 5\text{mm}$ )  $\rightarrow 45 \text{ kg/m}^2$  (G)
- ❖ Surcharge d'exploitation  $\rightarrow 400 \text{ kg/m}^2$  (Q)

IV-4-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PORTEURS :

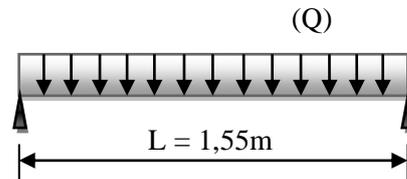
IV-4-1-Cornières de marches :

1) Condition de flèche :

$$f = \frac{5ql^4}{384EI} \leq \bar{f}_{adm} = \frac{l}{300}$$

et  $q = (G + Q) \times g = 133,5 \text{ kg/m}$

$$I \geq \frac{5ql^3 \times 300}{384E} = \frac{5 \times 1,335 \times 1,55^3 \times 300}{384 \times 21.10^5} = 9,24 \text{ cm}^4$$



On choisit des cornières à ailes égales :

**L 50×50×5**

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

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

2) Vérification de la résistance :

Charge totale :

$$q = 4/3G + 3/2Q = 4/3(45 \times 0.3 + 3.77) + 3/2(400 \times 0.3) = 203.02 \text{ kg/ml}$$

$$\sigma_{fx} = \frac{M_{max}}{W_x} = \frac{ql^2}{8W_x} = \frac{2,03 \times 155^2}{8 \times 3,05} = 1998,80 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_f = 1998.80 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{vérifier}$$

IV-4-2-Limons :

$$V_A = V_B = qL/2$$

$$M_{max} = ql^2/8$$

$$N_{max} = ql/2 \sin \alpha$$

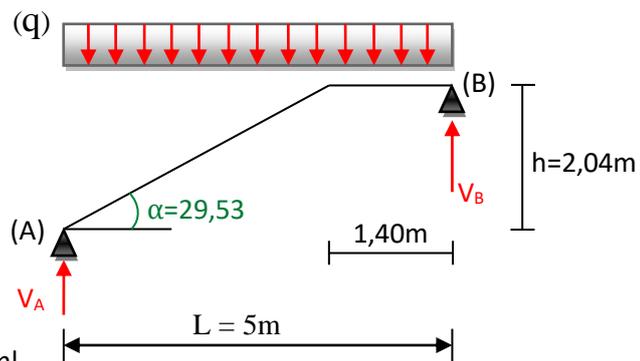
1) Condition de flèche :

$$Q = (G + Q) \times 1,55/2 = 344,88 \text{ kg/ml}$$

$$f_{max} = \frac{5q'l'^4}{384EI_x}$$

$$q' = q \cos \alpha = 300 \text{ kg/ml}$$

$$L' = L / \cos \alpha = 5,47 \text{ m}$$



$$I \geq \frac{5ql^3 \times 300}{384E} = \frac{5 \times 3,00 \times 547^3 \times 300}{384 \times 21.10^5} = 913,32 \text{ cm}^4$$

On choisit UAP 200

### 2) Condition de résistance :

$$q = 4/3G + 3/2Q = 4/3(45 \times 1,55 / 2 + 25,1) + 3/2(400 \times 1,55/2) = 544,96 \text{ kg/ml}$$

$$\sigma_{fx} = \frac{M_{max}}{W_x} = \frac{ql^2}{8W_x} = \frac{5,449 \times 547^2}{8 \times 195} = 1043,40 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_f = 1043,40 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{en} \quad \text{vérifier}$$

### 3) Cisaillement :

$$\tau = \frac{T \cdot S}{eI} \leq \bar{\tau} = \frac{\sigma_e}{1,54}$$

$$\text{Si } A_s \geq 0,15 A_T \quad \Rightarrow \tau = T/A_{ame}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{➤ } A_s = 1,15 \times 7,5 = 8,625 \text{ cm}^2 \\ \text{➤ } 0,15 A_T = 32 \times 0,15 = 4,8 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow A_s > 0,15 A_T$$

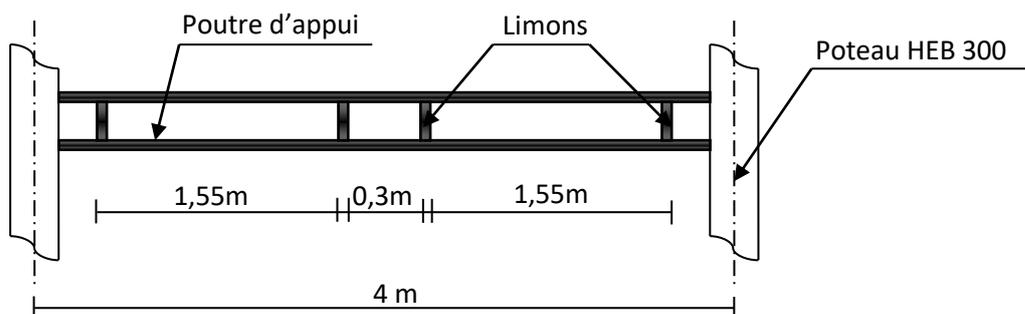
$$T = qL/2 = (544,96 \times 5,47)/2 = 1490,46 \text{ Kg}$$

$$\tau = T/A_{ame} = T/(A_t - 2A_s) = 1490,46 / (32 - 2 \times 8,625) = 101,04 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow 101,04 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{en} / 1,54 = 1558,4 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Vérifier}$$

On choisit Limon UAP 200

### IV-4-3-Poutre d'appui des limons :

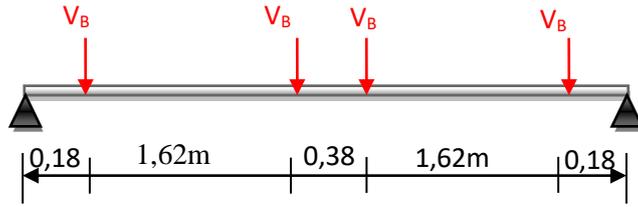


1) Schéma statique :

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

$$q = (G + Q) \times 1,55 / 2 = 344,28$$

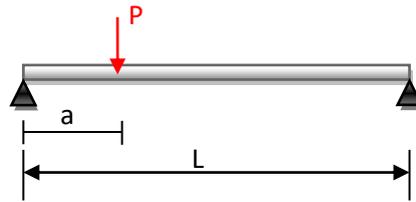
$$V_B = 862,2 \text{ kg}$$



2) Condition de flèche :

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

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



$$\text{➤ } a = 0,18\text{m} \quad f_1 = \frac{862,2 \times 18(3 \times 400^2 - 4 \times 18^2)}{48EI} = \frac{1,547 \times 10^8}{EI}$$

$$\text{➤ } a = 1,80\text{m} \quad f_2 = \frac{862,2 \times 180(3 \times 400^2 - 4 \times 180^2)}{48EI} = \frac{1,132 \times 10^9}{EI}$$

$$\text{➤ } f_{max} = 2(f_1 + f_2) = 2 \left( \frac{1,132 \times 10^9 + 1,547 \times 10^8}{EI} \right) = \frac{2,58 \times 10^9}{EI}$$

$$f_{max} \leq \frac{l}{300} = \frac{400}{300} = 1,33 \quad \frac{2,58 \times 10^9}{EI} \leq 1,33$$

$$\Rightarrow I \geq \frac{2,58 \times 10^9}{21 \times 10^5 \times 1,33} = 923,73 \text{ cm}^4$$

**On choisit un profilé UAP200**

3) Vérification de la résistance :

$$V_B = qL / 2$$

$$q = 4/3 [(45 \times 1,55 / 2) + 25,1] + 3/2(400 \times 1,55 / 2) = 544,967 \text{ Kg/ml}$$

$$V_B = 1362,42 \text{ Kg}$$

❖ Moment max :  $M_{max} = M(w) + M(VB)$

$$M_{max} = 28,27 \times 4^2 / 8 + 1362,42(4 - 1,82 - 0,20) = 2754,13 \text{ kg.m}$$

$$\sigma = M_{max} / w_x \leq \sigma_{en} \quad \Rightarrow 2754,13 \times 10^2 / 195 = 1412,37 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma = 1412,37 \text{ kg/cm}^2 \leq \sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

**vérifiée**

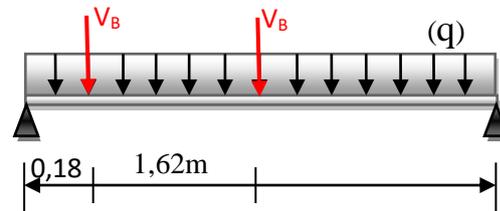
## IV-4-4-Chevêtre :

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.

1) Condition de flèche :

$$V_B = 862,2 \text{ kg} \quad (\text{charges non majorée}).$$

$$q = 609,5 \text{ kg/m}^2$$



$$f_{max} = f_1 + f_2 + f_3 = \frac{1,547 \times 10^8 + 1,132 \times 10^9}{EI} + \frac{5 \times 3,04 \times 400^4}{348EI} = \frac{2,04 \times 10^9}{EI}$$

$$f_{max} = \frac{l}{300} = \frac{400}{300} = 1,33 \Rightarrow f_{max} = \frac{2,04 \times 10^9}{EI} \leq 1,33$$

$$\Rightarrow I \geq \frac{2,04 \times 10^9}{21 \times 10^5 \times 1,33} = 861,03 \text{ cm}^4$$

**On choisit un profilé IPE 180**

2) Condition de résistance :

$$V_B = 1362,42 \text{ kg} \quad (\text{charges pondérées}).$$

$$q = 427,16 \text{ kg/ml}$$

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

$$\sigma = \frac{3072,67}{146} = 2104,45 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{ok}$$

3) Conclusion :

- ✓ Limon.....UAP 200
- ✓ Poutre d'appui...UAP 200
- ✓ Chevêtre.....IPE 180

V-CALCUL DES POUTRES SABLIERES

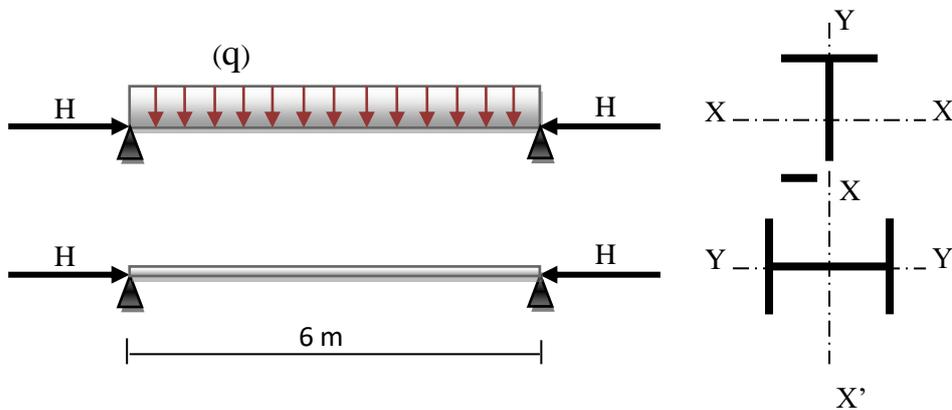
V-1-GENERALITES :

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 :

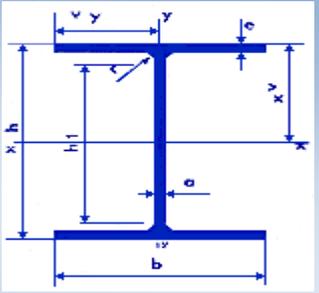


V-2-1-Évaluation des charges :

- ❖ L'effort normal  $H = 18500 \text{ kg}$  (voir chapitre étude au séisme).
- ❖ charge répartie :
  1. poids du plancher ..... $964 \text{ kg/m}^2 \times 0,5 = 473 \text{ kg/ml}$
  2. poids du l'acrotère ..... $120 \times 0,6 = 72\text{Kg} / \text{ml}$
  3. poids propre du profilé .....(HEB180)  $51,5\text{Kg/ml}$   
 $q = 596\text{Kg/ml}$

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

$h = 180\text{mm}$		
$b = 180\text{mm}$	$I_x = 3831\text{cm}^4$	$I_y = 1363 \text{cm}^4$
$a = 8,5\text{mm}$	$W_x = 426\text{cm}^3$	$W_y = 151\text{cm}^3$
$e = 14\text{mm}$	$i_x = 7,66\text{cm}$	$i_y = 4,75\text{cm}$



### V-2-2-Vérification de la sablière :

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

$$9/8(k\sigma + k_d \sigma_{f_x}) \leq \sigma_{en}$$

➤ Contrainte de compression  $\sigma = N/A = 18500/65.3 = 283.31 \text{ kg/cm}^2$

➤ Contrainte de flexion  $\sigma_{f_x} = M_x/W_x = qL^2/8W_x = 596 + 6^2/8 \times 426 = 629.58 \text{ Kg/cm}^2$

#### 1) Coefficient de flambement (k)

$$\lambda_x = L_{f_x}/i_x = 600/7.66 = 78,33$$

$$\lambda_y = L_{f_y}/i_y = 600/4.57 = 131,29$$

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

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

#### 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.

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

➤ Coefficient « C » fonction de la répartition des charges.

Charge uniformément répartie  $C = 1,132$

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

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

$$\Rightarrow B = 0,84$$

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

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

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

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

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

3) Vérification :

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

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

V-3-ETAGE COURANT :

**V-3-1-Évaluation des charges :**

❖ L'effort normal H = 6980 Kg

❖ Charge répartie (q)

✓ - poids du plancher ..... 854,33 × 0.5 = 427,17 Kg/ml

✓ - poids du mur extérieur ..... = 732 Kg/ml

✓ - poids propre du profilé ..... (HEB180) = 51,2 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  $\sigma = H / A = 6980 / 65.3 = 106.89 \text{ Kg/ml}$

❖ Contrainte de flexion  $\sigma_{fx} = Mx / Wx = qL^2 / 8Wx$

$$\Rightarrow \sigma_{fx} = \frac{1210,37 \times 36.10^2}{8 \times 426} = 1278,56 \text{ kg/cm}^2$$

❖ Coefficient « k » ne change pas k = 2,

❖ Coefficient « kd » ne change pas kd = 1,015

1) Vérification :

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

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

On adopte pour l'ensemble des sablières HEB 180

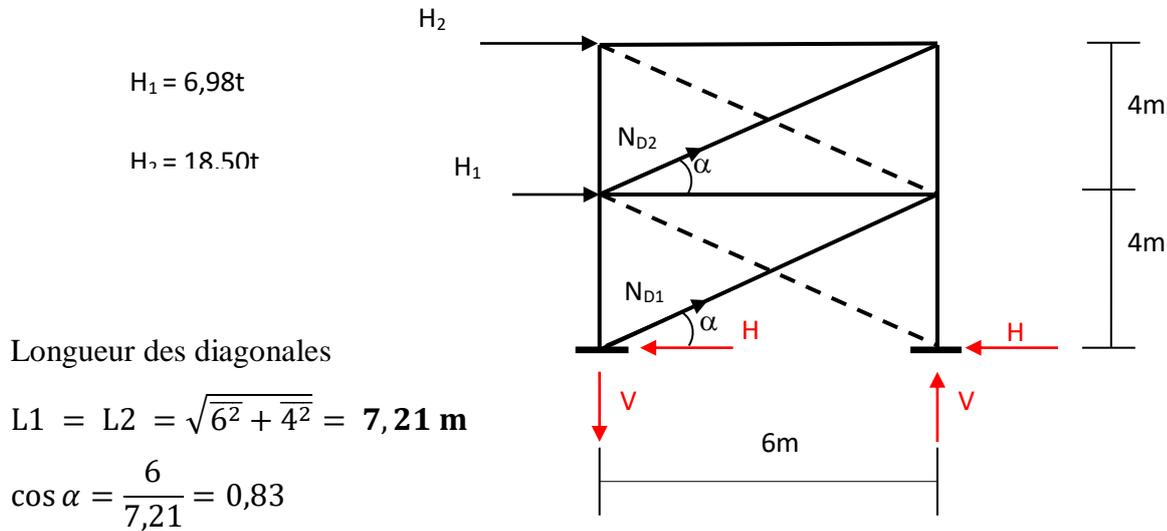
**SABLIÈRES HEB 180**

# **CHAPITRE VI**

## **STABILITE VERTICALE**

## I-1-CALCUL DU CONTREVENTEMENT VERTICAL :

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



## 1) Détermination des efforts dans les barres:

$$V = \frac{H_2(2h) + H_1 \times h}{l} = \frac{18500(8) + 6980 \times 4}{6} = 29320 \text{ kg}$$

$$H = \frac{H_1 + H_2}{2} = \frac{18500 + 6980}{2} = 12740 \text{ kg}$$

$$N_{D2} = \pm \frac{H_2}{2 \cos \alpha} = \frac{18500}{2 \times 0,83} = 11144,57 \text{ kg}$$

$$N_{D1} = \pm \frac{(H_1 + H_2)}{2 \cos \alpha} = 15349,39 \text{ kg}$$

## 2) 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.

$$An_1 \geq \frac{N_{D1}}{0,8\sigma_{en}} = \frac{15349,39}{0,8 \times 2400} = 7,99 \text{ cm}^2$$

$$An_2 \geq \frac{N_{D2}}{0,8\sigma_{en}} = \frac{11144,57}{0,8 \times 2400} = 5,80 \text{ cm}^2$$

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

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

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

$$i_1 \geq \frac{721}{350} = 2,06 \quad ; \quad i_2 \geq \frac{721}{350} = 2,06$$

Le choix des diagonales doit vérifier les deux conditions suivantes :

$$A_n \geq 7,99 \text{ cm}^2$$

$$C \geq 2,06 \text{ cm}$$

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

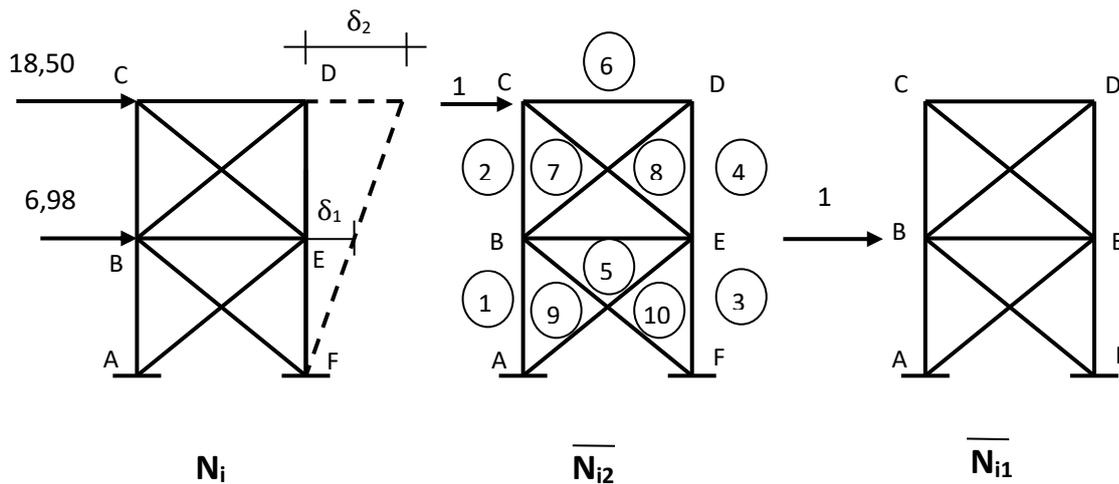
**Diagonales L70.70.7**

### 3) Déformation horizontale de la palée:

Le déplacement horizontal d'une stabilité est donné par la formule suivante :

$$\delta = \sum \frac{N_i \bar{N}_i L_i}{EA_i}$$

Pour notre cas on doit envisager les déplacements en deux niveaux (étage-terrasse).



$$\delta_1 = \sum \frac{N_i \bar{N}_{i1} L_i}{EA_i} \quad ; \quad \delta_2 = \sum \frac{N_i \bar{N}_{i2} L_i}{EA_i}$$

Pour le calcul des efforts dans les barres on applique la méthode d'équilibre des nœuds

barres	$A_i$ (cm <sup>2</sup> )	$L_i$ (cm)	$N_i$	$N_{i1}$	$N_{i2}$	$\frac{N_i \bar{N}_{i1} L_i}{A_i}$	$\frac{N_i \bar{N}_{i2} L_i}{A_i}$
1	149,1	400	20,806	0,333	0,999	18,587	55,762
2	149,1	400	6,161	0	0,333	0	5,504
3	149,1	400	-20,806	-0,333	-0,999	18,587	55,762
4	149,1	400	-6,161	0	-0,333	0	5,504
5	51,2	600	-4,656	-0,667	0	36,393	0
6	51,2	600	9,250	0	-0,5	0	54,199
7	9,40	721	+11,119	0	+0,601	0	512,563
8	9,40	721	-11,119	0	-0,601	0	512,563
9	9,40	721	15,313	+0,601	+0,601	705,898	705,89
10	9,40	721	-15,313	-0,601	-0,601	705,898	705,89
					$\Sigma$	1485,36	2613,637
						4	

$$\delta_1 = \frac{1}{E} \sum \frac{N_i \bar{N}_{i1} L_i}{EA_i} = \frac{1}{2100} [1485,364] = 0,707 \text{ cm}$$

$$\delta_2 = \frac{1}{E} \sum \frac{N_i \bar{N}_{i2} L_i}{EA_i} = \frac{1}{2100} [2613,637] = 1,245 \text{ cm}$$

$$\delta_1 = 0,707 \text{ cm}$$

$$\delta_2 = 1,245 \text{ cm}$$

#### 4) Vérification:

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

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

Avec  $h$  = hauteur d'étage ( $h = 4m$ )

$$\bar{\Delta}_{adm} = 0.0075 \times 400 = 3 \text{ cm}$$

Pour notre cas on a comme déplacement relatif :

(Étage)  $\Delta_1 = \delta_1 = 0,707 \text{ cm}$

(Terrasse)  $\Delta_2 = \delta_2 - \delta_1 = 1,245 - 0,707 = 0,538 \text{ cm}$

$$\Delta_1 = 0,707 \text{ cm} < \bar{\Delta}_{adm} = 3 \text{ cm} \quad \text{" vérifiée"}$$

$$\Delta_2 = 0,538 \text{ cm} < \bar{\Delta}_{adm} = 3 \text{ cm} \quad \text{" vérifiée"}$$

⇒ "Les déplacements sont vérifiés"

# **CHAPITRE VII**

## **ETUDE DU PORTIQUE**

I - ETUDE DU PORTIQUE :

## I-1-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)

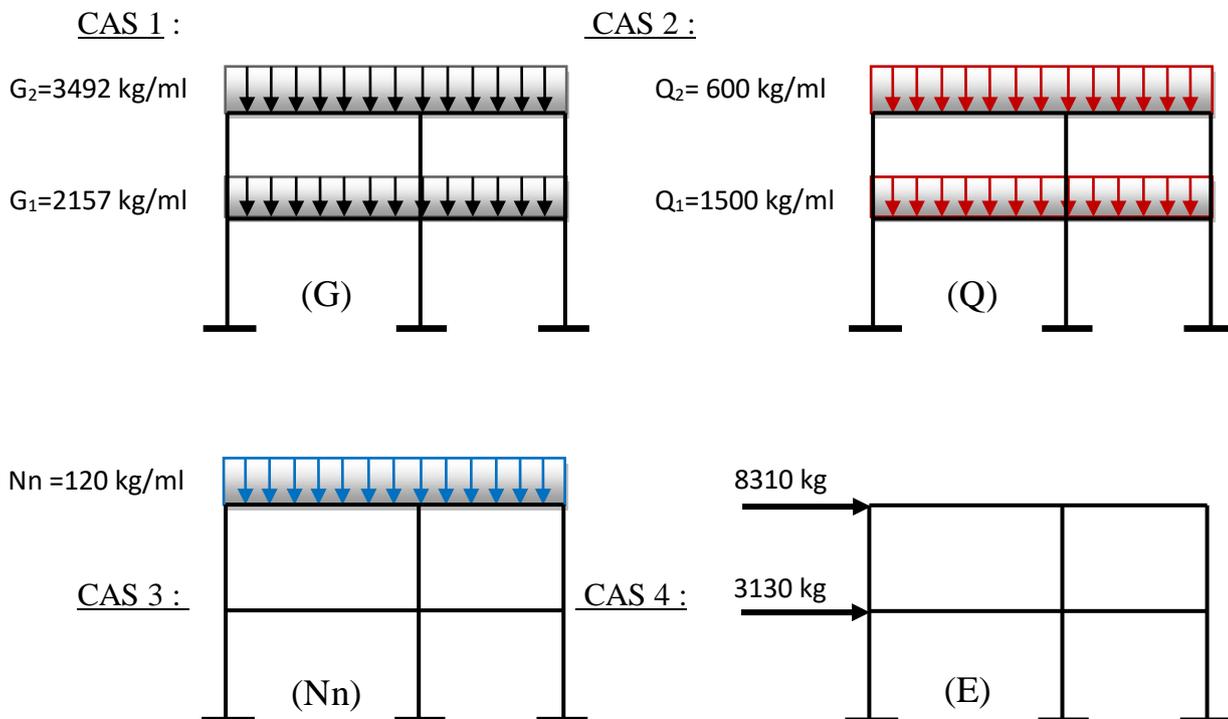


Figure 1 : Portique chargé

## I-2-METHODE DE CALCUL (METHODE DE CROSS) :

**1) Étape de calcul :**

- a) Calcul des raideurs des barres :  $R = I/L$
- b) Calcul des coefficients de répartition :  $\mu_{ij} = R_{ij} / \sum R_{ij}$
- c) Calcul des moments d'encastrement parfait :  $\mathcal{M}_{ij}$

**2) Système à nœuds fixes :**

C'est pour ces systèmes que la méthode de cross est particulièrement intéressante.

Pour ce cas on fait la répartition des moments d'encastrement parfait. (D'après le tableau de cross); et les moments obtenus sont les moments réels.

Dans se cas on a  $\Sigma H_{ext} + \Sigma T_{niv} = 0$

$\Sigma H_{ext}$  = Somme des forces extérieures.

$\Sigma T_{niv}$  = Somme des efforts tranchants au niveau.

### 3)Système à nœuds déplaçables :

- Calculer le système en supposant les nœuds fixes,  
Soit  $M_o$  = les moments appliqués aux nœuds obtenus.

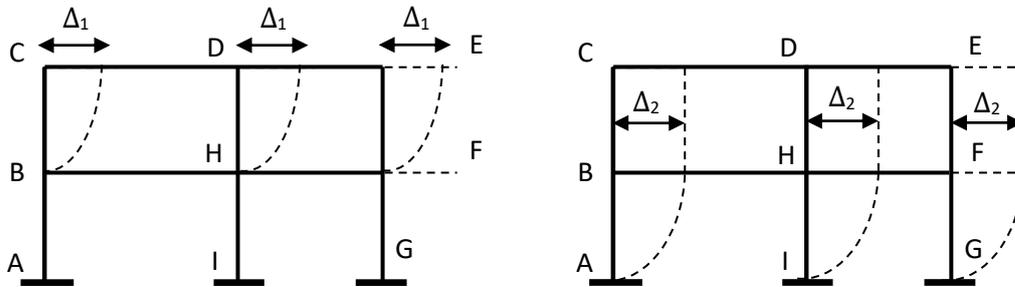
Dans ce cas  $\Sigma H_{ext} + \Sigma T_{niv} \neq 0$

- Définir le nombre de déplacement  $N$  tel que  $N = n - c$ 
  - ✓  $n$  = nombre de nœuds ( $n = 6$ )
  - ✓  $c$  = nombre de contour fermé ( $c = 4$ )

Pour notre cas on a 2 déplacements  $\Delta_1$  et  $\Delta_2$

- Calcul des moments  $M_1$  et  $M_2$  sous l'action séparée de chacun des déplacements  $\Delta_1$  et  $\Delta_2$  en donnant aux modules de celles-ci des valeurs arbitraires

$$\mathcal{M} = \frac{6EI\Delta}{h^2} = 1$$



Pour chaque déplacement  $\Delta_1, \Delta_2$  on calcul l'effort tranchant aux niveaux BHF et AIG.

Pour  $\Delta_1 \Rightarrow \begin{cases} T_1 \text{ au niveau BHF} \\ T'_1 \text{ au niveau AIG} \end{cases}$

Pour  $\Delta_2 \Rightarrow \begin{cases} T_2 \text{ au niveau BHF} \\ T'_2 \text{ au niveau AIG} \end{cases}$

Soit  $k_1 \Delta_1$  et  $k_2 \Delta_2$  les déplacements relatifs réels des étages

Faisons des coupures dans chaque niveau BHF et AIG on obtient alors

$$\begin{cases} k_1 T_1 + k_2 T_2 + T_{\text{lime}} + H_{\text{ext}} = 0 \\ k_1 T'_1 + k_2 T'_2 + T'_{\text{lime}} + H'_{\text{ext}} = 0 \end{cases}$$

Ces deux équations nous permettent de déterminer  $k_1$  et  $k_2$ .

Les moments dus aux déplacements réels sont  $k_1 H_1$  et  $k_2 H_2$ .

Le moment final cherché est :

$$M_f = M_0 + k_1 M_1 + k_2 M_2$$

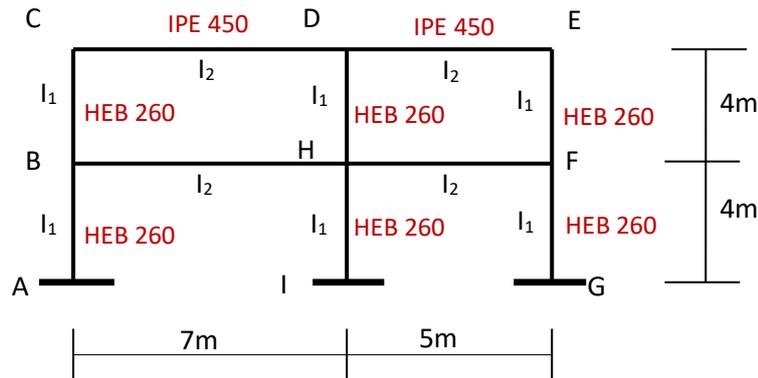
I-3-APPLICATION DE LA METHODE :

Pour mieux saisir l'application de la méthode de cross on va traiter un exemple bien détaillé pour conclure une démarche générale pour le reste des cas de charges.

1) Hypothèses de calcul :

$$I_1 = 14920 \text{ cm}^4$$

$$I_2 = 33130 \text{ cm}^4$$



2) Raideurs des barres :

$$R_{BH} = R_{DC} = \frac{I_2}{L_1} = \frac{33130}{700} = 47,33 \quad ; \quad R_{DE} = R_{HF} = \frac{33130}{500} = 66,23$$

$$R_{AB} = R_{IH} = R_{GF} = \frac{3}{4} \times \frac{I_1}{h} = \frac{3}{4} \times \frac{14920}{400} = 27,98$$

$$R_{BC} = R_{HD} = R_{FE} = \frac{I_1}{h} = 37,30$$

3) Coefficients de répartition :

$$\mu_{BA} = \frac{R_{BA}}{R_{BA} + R_{BH} + R_{BC}} = \frac{27,98}{27,98 + 47,33 + 37,30} = 0,248$$

$$\mu_{BA} = 0,248$$

$$\mu_{FH} = 0,504 \quad \mu_{CB} = 0,441$$

$$\mu_{EF} = 0,360$$

$$\mu_{BC} = 0,331$$

$$\mu_{FG} = 0,213 \quad \mu_{CD} = 0,559$$

$$\mu_{ED} = 0,640$$

$$\mu_{BH} = 0,420$$

$$\mu_{FE} = 0,284$$

$$\mu_{HB} = 0,265$$

$$\mu_{HF} = 0,370 \quad \mu_{DC} = 0,313$$

$$\mu_{DE} = 0,439$$

$$\mu_{HI} = 0,156$$

$$\mu_{HD} = 0,209 \quad \mu_{DH} = 0,247$$

❖ Pour le calcul des moments on prendra le cas 2

**CAS 2 :**

**4) Moments à nœuds fixes :**

$$\mathcal{M}_{BH} = -\mathcal{M}_{HB} = \frac{1500 \times 7^2}{12} = 6125 \text{ Kg.m} ; \mathcal{M}_{CD} = -\mathcal{M}_{DC} = \frac{(600 \times 7^2)}{12} = 2450 \text{ Kg.m}$$

$$\mathcal{M}_{HF} = -\mathcal{M}_{FH} = \frac{1500 \times 5^2}{12} = 3125 \text{ Kg.m} ; \mathcal{M}_{DE} = -\mathcal{M}_{ED} = \frac{600 \times 5^2}{12} = 1250 \text{ Kg.m}$$

Nœuds	B			C		D			E		F			H			
Barres	BA	BC	BH	CB	CD	DC	DH	DE	ED	EF	FE	FH	FG	HB	HD	HF	HI
$\mu_{ij}$	-0,248	-0,331	-0,42	-0,441	-0,559	-0,313	-0,247	-0,439	-0,64	-0,36	-0,284	-0,504	-0,213	-0,265	-0,209	-0,37	-0,156
$\mathcal{M}_{ij}$			6125		2450	-2450		1250	-1250			-3125		-6125		3125	
B	-1519	-2027	-2572	-1013										-1286			
C		-633,4		-633,4	-802,8	-401,4											
D					250,6	501,2	395,5	703,0	351,5						197,7		
E								287,5	575,0	323,4	161,7						
F										420,7	841,5	1493,	631,1				746,7
H			442,7									618,2		885,5	698,4	1236,	521,3
B	47,28	63,10	80,07	31,55										40,03			
C		62,22		124,4	157,7	-78,8											
D					-87,3	174,6	137,7	244,8	122,4						68,89		
E								95,47	190,9	107,4	53,7						
F										80,16	160,3	284,5	120,2				142,2
H			22,67									31,66		45,35	35,76	63,31	26,69
B	9,81	13,09	16,61	6,55			17,88							8,31			
C		17,81		35,61	45,14	22,57											
D					8,61	17,22	13,59	24,15	12,08						6,79		
E								21,79	43,57	24,51	12,26						
F										-6,24	12,47	-22,1	-9,35				11,07
H			-0,53				-0,42					-0,75		-1,07	-0,84	-1,49	-0,63
B	-4,29	-5,72	-7,26	-2,86										-3,63			
C		-1,27		-2,54	-3,21	-1,61											
D					-3,09	-6,19	-4,88	-8,68	-4,34						-2,44		
E								3,39	6,77	3,81	1,9						
F										-0,16	0,328	-0,58	-0,25				
H			0,84				0,67					1,18		1,69	1,33	2,35	0,99
<b>Mij</b>	<b>-1466,2</b>	<b>-2636</b>	<b>4102,2</b>	<b>-1703,1</b>	<b>1703,1</b>	<b>-2571,6</b>	<b>633,82</b>	<b>1937,8</b>	<b>-578,76</b>	<b>578,76</b>	<b>790,64</b>	<b>-1268,4</b>	<b>497,79</b>	<b>-6435,0</b>	<b>866,57</b>	<b>5018,7</b>	<b>548,36</b>

**5) Calcul de l'effort tranchant :**

a) Au niveau BHF :  $T_{1int} = T_{BC} + T_{HD} + T_{FE}$

$$T_{BC} = \frac{-2636 - 1703,19}{4} = -1084,79 \text{ kg}$$

$$T_{HD} = \frac{633,82 + 866,57}{4} = 375,09 \text{ kg}$$

$$T_{FE} = \frac{578,76 + 790,64}{4} = 342,35 \text{ kg}$$

$$T_{1int} = -367,35 \text{ Kg}$$

b) Au niveau AIG:

$$T'_{1int} = -105,01 \text{ Kg}$$

$T'_{1int} \neq 0$  alors les nœuds subissent un déplacement et les moments déjà trouvés (à nœuds fixes) ne sont pas les moments définitifs; il y aura lieu de leur ajouter les moments supplémentaires provenant des déplacements des nœuds.

Par conséquent si « N » est le nombre d'équations correspondant au nombre de déplacements relatifs à envisager (et par suite au nombre d'inconnues « k »)

$$N = n - c$$

Pour notre cas  $n = 6$  (nombre des nœuds)

$$c = 4 \text{ (nombre de contour fermé). } N = 6 - 4 = 2$$

Alors on doit donner 2 déplacements relatifs  $\Delta_1$  et  $\Delta_2$

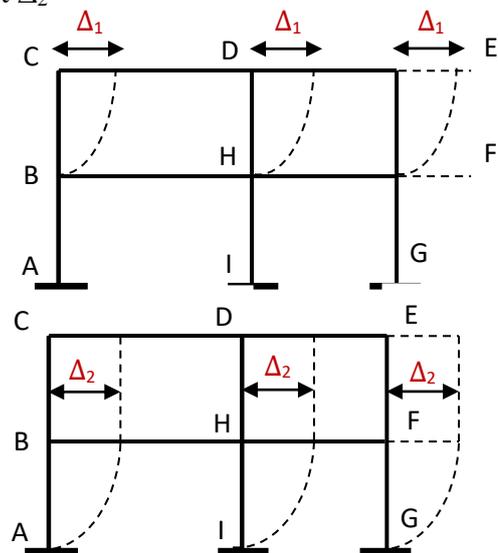
c) Déplacement  $\Delta_1$ :

Moments d'encastrement parfait.

$$\mathcal{M}_{BC} = \mathcal{M}_{CB} = \mathcal{M}_{HD} = \mathcal{M}_{DH} = \mathcal{M}_{FH} = \mathcal{M}_{EF} = \frac{6EI\Delta_1}{h^2} = 1$$

d) Déplacement  $\Delta_2$ :

$$\mathcal{M}_{BA} = \mathcal{M}_{HI} = \mathcal{M}_{FG} = \frac{6EI\Delta_2}{h^2} = 1$$



**6) Moments sous l'effet d'un déplacement unitaire ( $\Delta_1$ ) :**

Nœuds	B			C		D			E		F			H			
Barres	BA	BC	BH	CB	CD	DC	DH	DE	ED	EF	FE	FH	FG	HB	HD	HF	HI
$\mu_{ij}$	0,248	0,331	-0,42	0,441	0,559	0,313	0,247	0,439	0,64	0,36	0,284	0,504	0,213	0,265	0,209	-0,37	<b>-0,156</b>
$\mathcal{M}_{ij}$		1,00		1,00			1,00			1,00	1,00				1,00		
B	0,248	0,331	0,42	0,166										-0,21			
C				0,368	0,466	0,233											
D					-0,12	0,240	0,189	0,337	0,168						0,095		
E								0,266	0,532	0,300	0,150						
F										0,121	0,241	0,428	0,181				-0,21
H			0,064				-0,05					0,089		-0,12	0,101	0,178	-0,075
B	0,062	0,082	0,104	0,014										0,052			
C		0,017		0,035	0,044	0,022											
D					0,046	0,092	0,073	0,129	0,065						0,036		
E								0,018	0,036	0,02	0,01						
F										0,011	0,022	0,040	0,017				0,02
H			0,014				0,011					0,02		0,029	0,023	-0,04	-0,017
B	0,001	0,001	0,001	0,001										-0,01			
C		-0,01		-0,02	0,025	0,013											
D					0,001	0,002	0,001	0,002	0,001						0,001		
E								0,004	0,008	0,004	0,002						
F										0,003	0,007	0,012	0,005				
H			0,001				0,001					0,001		0,002	0,001	0,002	0,001
<b>M<sub>ij</sub></b>	<b>-</b>	<b>0,582</b>	<b>-</b>	<b>0,523</b>	<b>-</b>	<b>-0,37</b>	<b>0,826</b>	<b>-0,56</b>	<b>-</b>	<b>0,606</b>	<b>0,646</b>	<b>-</b>	<b>-0,159</b>	<b>-</b>	<b>0,817</b>	<b>-</b>	<b>-0,084</b>
	<b>0,187</b>		<b>0,395</b>		<b>0,523</b>				<b>0,606</b>			<b>0,486</b>		<b>0,325</b>		<b>0,408</b>	

a) Effort tranchant au niveau BHF :

$$T_{BC} = \frac{0,582 + 0,523}{4} = 0,276 \quad ; \quad T_{HD} = \frac{0,817 + 0,826}{4} = 0,411$$

$$T_{FE} = \frac{0,606 + 0,646}{4} = 0,313 \quad ; \quad T_{BHF} = T_{BC} + T_{HD} + T_{FE} = 1,00$$

$$\Rightarrow T_1 = 1,00$$

b) Effort tranchant du niveau AIG :

$$T_{AIG} = T_{AD} + T_{IH} + T_{GF} = \frac{-0,187 - 0,084 - 0,159}{4} = -0,106$$

$$\Rightarrow T'_1 = -0,106$$

7) Moments sous l'effet d'un déplacement unitaire ( $\Delta_2$ ) :

➤ Même démarche que ( $\Delta_1$ ) :

Nœuds	B			C		D			E		F			H			
Barres	BA	BC	BH	CB	CD	DC	DH	DE	ED	EF	FE	FH	FG	HB	HD	HF	HI
Mij	0,76 1	- 0,284	- 0,47 7	-0,091	0,09 1	0,033	-0,065	0,03 2	0,08 1	-0,081	-0,257	-0,568	0,82 5	-0,35	0,09 2	-0,439	0,69 7

a) Effort tranchant au niveau BHF :

$$T_{BC} = \frac{-0,284 - 0,091}{4} = -0,094 \quad ; \quad T_{HD} = \frac{-0,065 + 0,092}{4} = 0,007$$

$$T_{FE} = \frac{-0,081 - 0,257}{4} = -0,085 \quad ; \quad T_{BHF} = T_{BC} + T_{HD} + T_{FE} = -0,172$$

c) Effort tranchant du niveau AIG :

$$T_{AIG} = \frac{0,761 + 0,697 + 0,825}{4} = 0,571$$

$$\Rightarrow T_2 = -0,172$$

$$\Rightarrow T'_2 = 0,571$$

**EQUATIONS D'EQUILIBRE :**

a) Au niveau BHF :  $\Rightarrow k_1 T_1 + k_2 T_2 + H_{1ext} + T_{1int} = 0$

- ✓  $H_{ext} = 0$  (dans ce cas)  $k_1 (1) + k_2 (-0,172) + 0 - 367,35 = 0$
- ✓  $T_{int} = -367,35$
- ✓  $T_1 = 1,00 \quad \Rightarrow k_1 - 0,172 k_2 = 367,35 \dots \dots \dots \textcircled{1}$
- ✓  $T_2 = -0,172$

b) Au niveau AIG :  $\Rightarrow k_1 T'_1 + k_2 T'_2 + H'_{1ext} + T'_{1int} = 0$

- ✓  $H'_{ext} = 0$  (dans ce cas puisque il n'y a pas de charge extérieure appliquée sur poteaux)
- ✓  $T'_{1int} = 105,01 \quad k_1(-0,106) + k_2(0,571) + 0 - 105,01 = 0$
- ✓  $T'_1 = -0,106$
- ✓  $T'_2 = 0,571 \quad \Rightarrow -0,106 k_1 + 0,571 k_2 = 105,01 \dots \dots \dots \textcircled{2}$

$$\begin{cases} \textcircled{1} \Rightarrow k_1 - 0,172 k_2 = 367,35 \\ \textcircled{2} \Rightarrow -0,106 k_1 + 0,571 k_2 = 105,01 \end{cases}$$

$$\begin{bmatrix} 1 & -0,172 \\ -0,106 & 0,571 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} K_1 \\ K_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 367,35 \\ 105,01 \end{bmatrix}$$

Après résolution du système on tire les

Valeurs de  $k_1$  et  $k_2$

$$\mathbf{A} \times \mathbf{K} = \mathbf{B}$$

$$K_1 = 412,14 \quad ; \quad K_2 = 260,42$$

**REMARQUE :**

Pour les autres cas de charges; le calcul de  $k_1$  et  $k_2$  se fait de la même manière tout en gardant la matrice (A) qui ne change pas pour tout les autres cas; sauf le vecteur de chargement (B) qui changera avec chaque cas de charge.

Et finalement le moment final cherché sera alors :

$$M_f = M_o (\text{moment à nœuds fixes}) + k_1 M_1 (\Delta_1) + k_2 M_2 (\Delta_2)$$

Nœuds	B			C		D			E		F			H			
Barres	BA	BC	BH	CB	CD	DC	DH	DE	ED	EF	FE	FH	FG	HB	HD	HF	HI
M (nf)	-1466,2	-2636	4102,2	-1703,2	1703,2	-2571,7	633,8	1937,8	-578,7	578,7	790,64	-1288	-497,8	-6435	866,5	5018,7	548,36
$K_1 M_1$	-77,07	239,86	-162,8	215,55	-215,55	152,49	340,43	-230,8	-249,7	249,7	266,2	-200,3	-65,53	-133,9	366,7	-168,15	-34,62
$K_2 M_2$	198,18	-73,96	-124,2	-23,69	23,69	8,59	-16,93	8,33	21,09	-21,09	-66,93	-147,9	214,8	-91,15	23,96	-114,32	181,51
<b><math>M_f</math></b>	<b>-1990,9</b>	<b>-2470</b>	<b>3815,2</b>	<b>-1511,3</b>	<b>1511,33</b>	<b>-2410,6</b>	<b>957,3</b>	<b>1715,4</b>	<b>-807,4</b>	<b>807,43</b>	<b>989,95</b>	<b>-1636</b>	<b>-348,4</b>	<b>-6660</b>	<b>1227,2</b>	<b>4736,27</b>	<b>695,25</b>

On fait le calcul de la même manière pour les autres cas.

Nous donnons les sollicitations (M, N, T) pour chaque cas dans un tableau (voir ci après)

**8) Efforts (M.N.T) sous charges réelles :**

		A	B			C		D			E		F			G	H			I	
		AB	BA	BC	BH	CB	CD	DC	DH	DE	ED	EF	FE	FH	FG	GF	HB	HD	HF	HI	IH
G	M	0	-1408,6	-4523	5931	-6943,5	6943	-15729	3132,8	12481	-2795,4	2795,4	2533	-3320	787,74	0	9112	3005	6676	641,6	0
	N	19771	19771	1222	-253	1222	605	31,96	20952	-31,96	65,49	8730	8730	130,4	14122	1412	103,6	2095	130,7	3359	33594
	T	-352	-352,1	-605,12	5400	-605,12	8982	-1546,0	31,96	5674,5	-11785,	65,49	65,49	-7391	195,94	196,9	9698	31,96	3393,2	153,65	153,65
Q	M	0	-1490,9	-2470	3815	-151,33	1511	-2910,6	957,32	1715,4	-807,43	807,43	989,95	-1636	-348,47	0	6660	1227	4736,2	695,25	0
	N	7350	7350	2100	537,4	2100	-239	-67,48	3600	-91,26	67,48	1500	1500	288,2	5250	5250	-241	3600	241,29	12600	12600
	T	-297,7	-297,74	239,69	3753	239,69	1539	-2660,2	-67,48	995,43	-2004,5	-91,26	-91,26	-3750	196,94	196,9	-6746	-67,4	2475,4	173,81	173,81
Nn	M	0	-18,23	-66,55	84,7	-253,92	253	-405,68	186,7	220,2	-130,8	130,08	-212,7	197,5	15,29	0	3,7	43,31	46,4	-93,41	0
	N	420	420	420	-42,3	420	46,8	46,84	720	35,85	85,72	300	300	-81,9	300	300	12,5	720	12,5	720	720
	T	-4,56	-4,56	-46,84	-11,5	-46,84	325	-512,23	-35,85	229,80	-370,20	85,72	85,72	30,22	3,82	3,82	-11,5	-35,8	30,22	-23,35	-23,35
E	M	0	-16669	-2426	19095	-3638,3	3683	3334,4	-5037,4	1719,9	2371,2	-2371	-245,2	1502	-15042	0	1338	-4680	9493,9	18192	0
	N	-816,7	-816,69	-816,69	6564,9	-816,74	8579	-8579,3	683,29	-472,44	-472,44	-130,25	-130,2	-1155	-1155,1	-1155	6564	683,3	-4122	1971,8	1971,8
	T	-3704	-3704	-2,694	-816,69	-269,39	813	813,74	-79,32	130,25	130,25	472,44	-472,4	1155	-3338,7	-3338	-816	-79,3	1155,1	4042,7	4042,7

7) Combinaisons des charges :

I- POTEAUX

		AB	BA	BC	CB	IH	HI	HD	EF	FE	FG	GF	DH
$\frac{4}{3}G + \frac{17}{12}(Q + Nn)$	M	0	-3591,12	-9624,37	-11758,8	0	1672,08	5806,65	5055,37	4478,96	578,32	0	5797,85
	N	37369,5	37369,5	5199,33	5199,33	63662	63662	34056	14190	14190	26692,5	26692,5	34056
	T	-897,79	-897,79	-533,62	-533,62	418,00	418,00	-103,77	79,47	79,47	545,66	545,66	-103,77
<b>0,8G + E</b>	M	0	-17796,5	-6044,5	-9193,14	0	18684,09	-2276,44	-134,89	1781,52	-1439,95	0	-2531,11
	N	15000,5	15000,51	160,91	160,91	28846,9	28846,98	17444,89	6853,75	6853,75	10141,91	10141,9	17444,8
	T	-3986,1	-3986,1	-753,49	-753,49	4165,68	4165,68	-53,75	524,83	524,83	-3181,95	-3181,9	-53,75
<b>0,8G - E</b>	M	0	15542,81	1192,44	1916,54	0	-17700,7	7084,47	4607,58	2272,05	15654,34	0	7543,71
	N	16633,8	16633,89	1794,29	1794,29	24903,4	24903,42	16078	7114,25	7114,25	12454	12454	16078
	T	3422,66	3422,66	-214,71	-214,71	-3919,8	-3919,84	104,88	-420,05	-420,05	3495,45	3495,45	104,88
<b>G + Q + 1,2E</b>	M	0	-22603,1	-9904,43	-12820,8	0	23140,75	-1384,28	757,37	3229,11	-17589,7	0	-1954,7
	N	26141,4	26141,47	2431,97	2431,97	48560,1	48560,14	25371,95	10073,7	10073,7	17985,19	17985,1	25371,9
	T	-5095,1	-5095,15	-688,70	-688,70	5178,76	5178,76	-130,704	541,16	541,16	-3613,56	-3613,5	-130,704

II- POUTRES

		BH	HB	HF	FH	DC	CD	DE	ED
$\frac{4}{3}G + \frac{17}{12}(Q + Nn)$	M	13433,72	-21579,8	15676,94	-6465,74	-24962,7	11758,83	19384,41	-5056,4
	N	364,17	-497,78	-497,79	466,19	13,37	533,62	-121,11	304,35
	T	12501,56	-13291,1	8073,96	-15125,4	-25109,1	14620,06	9301,83	-19078
<b>0,8G + E</b>	M	23841,03	6088,96	14834,87	12613,24	-9249,31	9193,14	11705,36	134,89
	N	6362,61	6482,04	-4039,13	-4017,72	-8553,82	9063,48	-498,00	-420,05
	T	3503,58	-8575,62	3869,67	-4758,32	-11555,1	8000,11	4669,91	-9298,1
<b>0,8G - E</b>	M	-14350,4	-20668,8	-4153,08	-17925,6	15918,24	1916,54	8265,41	-4607,6
	N	-6767,37	-6647,94	4205,03	4226,44	8604,96	-8095,29	446,87	524,83
	T	5136,96	-6942,24	1559,49	-7068,51	-13182,6	6372,63	4409,41	-9558,6
<b>G + E + Q</b>	M	28842,55	-2393,64	20906,37	10312,55	-14805,8	12093,18	15917,11	-1231,6
	N	6849,45	6220,01	-3777,1	-3703,43	-8614,91	8944,82	-595,66	-339,47
	T	8337,18	-10756,6	7023,74	-9986,68	-17307,6	11336,42	6800,25	-13659

I-4-VERIFICATION DU PORTIQUE :

1) Vérification des éléments :

I-LES POTEAUX :

I-1-POTEAU « AB » :

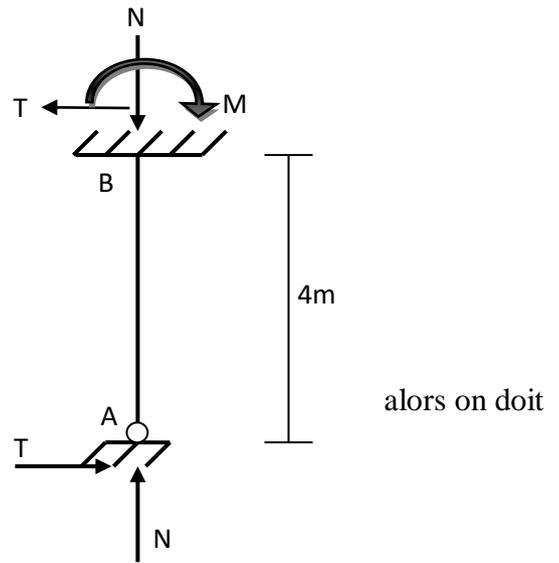
✓  $M_{max} = 22603,16 \text{ kg.m}$

✓  $N = 37369,5 \text{ kg}$

✓  $T_{max} = 5095,15 \text{ kg}$

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

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



1) 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 articulé ( $K_A = 0$ ) alors cette formule se réduit à :

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

$$K_B = \frac{R_{BH}}{R_{BH} + R_{BA} + R_{BC}} \quad ; \quad R = \frac{I}{L} \quad ; \quad \Rightarrow K_B = \frac{48,2}{48,2 + 2(37,3)} = 0,39$$

$$\frac{L_f}{L_0} = \sqrt{\frac{1,6 + 2,4(0,39)}{0,39}} = 2,55 \quad ; \quad \Rightarrow L_f = 2,55 L_0 \quad ; \quad \Rightarrow L_f = 1020 \text{ cm}$$

$\lambda_{max} = \max(\lambda_x, \lambda_y)$  on vérifie un profilé HEB 260.

$$\lambda_x = \frac{L_f x}{i_x} = \frac{1020}{11,2} = 91,07 \quad ; \quad \lambda_y = \frac{L_f y}{i_y} = \frac{400}{6,58} = 60,79$$

$\Rightarrow \lambda_x \geq \lambda_y \Rightarrow$  risque de flambement dans le plan (y - y)

$$\lambda_{max} = 91,07 \Rightarrow K = 1,65$$

a) Vérification :

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

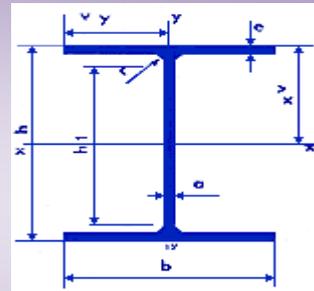
$$\frac{9}{8} \left[ 1,65 \frac{37369,5}{118,4} + \frac{22603,15 \times 10^2}{1150} \right] = 2797,04 \text{ kg/cm}^2 > \sigma_{en}$$

⇒ **Donc la pièce est insuffisante.**

Le profilé du poteau HEB 260 ne vérifie pas la stabilité ; on peut dire que la pièce est insuffisante donc on passe aux profilés supérieurs.

**On choisit un HEB 300 de caractéristiques**

h = 300 mm	$I_x = 25170 \text{ cm}^4$	$I_y = 8563 \text{ cm}^4$
b = 300 mm	$W_x = 1680 \text{ cm}^3$	$W_y = 571 \text{ cm}^3$
a = 11 mm	$i_x = 13 \text{ cm}$	$i_y = 7,58 \text{ cm}$
e = 19 mm		



$$\frac{Lf}{L_0} = \sqrt{\frac{1.6 + 2.4K_B}{K_B}} \quad ; \quad K_B = \frac{48,2}{48,2 + 2(62,93)} = 0,28$$

$$\frac{Lf}{L_0} = 2,84 \quad \Rightarrow \quad Lf = 2.84 L_0 = 1137,58 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = \frac{Lf x}{i_x} = \frac{1137,58}{13} = 87,50 \quad ; \quad \lambda_y = \frac{400}{7,58} = 52,77$$

$$\lambda_{max} = 87,50 \quad \Rightarrow \quad \mathbf{k = 1,59}$$

2) LE DEVERSEMENT :

La flexion est dans le plan de l'âme ; donc la vérification au déversement est nécessaire.

a) Contrainte de non déversement :

$$\sigma_d = 40000 \cdot \frac{I_y}{I_x} \cdot \frac{h^2}{Lf^2} (D - 1) \cdot B \cdot C$$

✓ C=1

✓ B=1

$$D = \sqrt{1 + 0,156 \cdot \frac{J}{I_y} \cdot \frac{Lf^2}{h^2}} = \sqrt{1 + 0,156 \cdot \frac{186}{8563} \cdot \frac{(1137,58)^2}{(30)^2}} = 2.42$$

$$\sigma d = 40000 \times \frac{8563}{25170} \times \frac{(30)^2}{(1137,58)^2} (2,42 - 1) \times 1 \times 1 = 13,44 \text{ Kg/mm}^2$$

$\sigma d < \sigma en \Rightarrow$  Donc la vérification du déversement est nécessaire.

$$\lambda_0 = \frac{l}{h_0} \sqrt{\frac{4}{B.C} \cdot \frac{I_x}{I_y} \cdot \left(1 - \frac{\sigma d}{\sigma en}\right)} = \frac{1137,58}{30} \sqrt{\frac{4}{1 \times 1} \cdot \frac{25170}{8563} \cdot \left(1 - \frac{13,44}{24}\right)} = 86,25$$

$$\lambda_0 = 86,25 \Rightarrow k_0 = 1,57$$

$$Kd = \frac{k_0}{1 + \frac{\sigma d}{\sigma en} (k_0 - 1)} = \frac{1,57}{1 + \frac{13,44}{24} (1,57 - 1)} = 1,19 Kd \quad ; \Rightarrow Kd = 1,19$$

b) Vérification :

$$\frac{9}{8} (K\sigma + Kd \cdot \sigma f_x) \leq \sigma en$$

$$\frac{9}{8} \left( 1,59 \times \frac{37369,5}{149,1} + 1,19 \times \frac{2260316}{1680} \right) = 2249,51 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow 2249,51 \text{ Kg/cm}^2 < 2400 \text{ Kg/cm}^2 \quad \sim \text{Vérifiée} \sim$$

3) CISAILLEMENT :

La contrainte de cisaillement est :

$$\tau = \frac{T}{Aa} \quad \text{si } A_s \geq 0,15 A_T$$

$$A_s = b \times e = 30 \times 1,9 = 57 \text{ cm}^2$$

$$0,15 A_T = 0,15 \times 149,1 = 22,36 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow A_s > 0,15 A_T \quad \mathbf{OK}$$

$$A_{\hat{a}me} = (h - 2e) \times a = 28,82 \text{ cm}^2$$

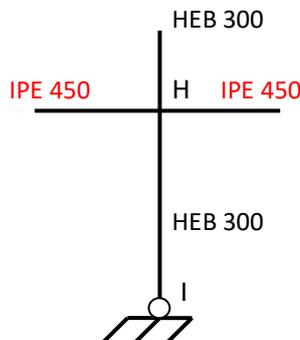
$$\tau = \frac{5095,15}{28,82} = 176,79 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau} = \frac{\sigma en}{1,54} = 1558,4 \text{ Kg/cm}^2$$

I-2- POTEAU « HI » :

✓  $M = 23140,75 \text{ Kg.m}$

✓  $N = 63662 \text{ Kg}$

✓  $T = 5178,76 \text{ Kg}$



1) LONGUEUR DE FLAMBEMENT :

$$\frac{L_f}{L_0} = \sqrt{\frac{1,6 + 2,4(K_H)}{K_H}} \quad ; \quad \Rightarrow K_H = \frac{2(48,2)}{(48,2) \times 2 + 2(62,93)} = 0,43$$

$$\frac{L_f}{L_0} = 2,47 \Rightarrow L_f = 2,47 L_0 = 989,62 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = \frac{L_f x}{i_x} = \frac{989,62}{13} = 76,13 \quad ; \quad \lambda_y = \frac{400}{7,58} = 52,77$$

$$\lambda_{max} = 76,13 \Rightarrow k = 1,39$$

2) DEVERSEMENT

Contrainte de non déversement

$$\checkmark C = 1$$

$$\checkmark B = 1$$

$$D = \sqrt{1 + 0,156 \cdot \frac{186}{3562} \cdot \frac{(989,62)^2}{(30)^2}} = 2,17$$

$$\sigma_d = 40000 \times \frac{8563}{25170} \times \frac{(30)^2}{(989,62)^2} (2,17 - 1) \times 1 \times 1 = 14,63 \text{ Kg/mm}^2$$

$14,63 \text{ Kg/mm}^2 < \sigma_{en} \Rightarrow$  Il y a un risque de déversement

$$\lambda_0 = \frac{989,62}{30} \sqrt{\frac{4}{1 \times 1} \cdot \frac{25170}{8563} \cdot \left(1 - \frac{14,63}{24}\right)} = 70,67$$

$$\Rightarrow \lambda_0 = 70,67 \Rightarrow K_0 = 1,32$$

$$K_d = \frac{1,32}{1 + \frac{14,63}{24} (1,32 - 1)} = 1,1 \quad \Rightarrow K_d = 1,10$$

Vérification :

$$\frac{9}{8} \left( 1,39 \cdot \frac{63662}{149,1} + 1,10 \times \frac{2314075}{1680} \right) = 2372,25 \text{ Kg/cm}^2$$

$$2372,25 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{en} = 2400 \text{ Kg/cm}^2 \quad \sim \text{Vérifiée} \sim$$

## II-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.

**II-1-POUTRE « BH » (étage) :**

✓  $M = 28842,55 \text{ Kg.m}$

✓  $N = 6849,45 \text{ Kg}$

✓  $T = 13291,08 \text{ Kg}$

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.

1) VERIFICATION DE RESISTANCE :

$$\left( \frac{6849,45}{98,9} + \frac{28842,55}{1600} \right) = 1992,09 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow 1992,09 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{en} = 2400 \text{ Kg/cm}^2 \quad \Rightarrow \sim \text{Vérfiée} \sim$$

2) VERIFICATION DE LA FLECHE :

La flèche est donnée par la formule :

$$f = \frac{5}{384} \cdot \left( \frac{qL^4}{EI_x} \right) \quad ; \quad q = (G + Q) = 3582,37 \text{ Kg/ml}$$

$$f_{max} = \frac{5}{384} \times \frac{35,22 \times (700)^4}{21 \times 10^5 \times 25170} = 2,07 \text{ cm}$$

On doit limiter cette flèche à la flèche admissible :  $f_{adm} = \frac{L}{300}$  (pour étage)

$$f_{max} = 2,07 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{700}{300} = 2,33 \text{ cm} \quad \Rightarrow \sim \text{Vérfiée} \sim$$

3) VERIFICATION DE CISAILLEMENT :

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

$$\tau = \frac{13291,08}{28,82} = 461,17 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_{adm} = 1558,44 \text{ Kg/cm}^2 \quad \Rightarrow \sim \text{Vérfiée} \sim$$

**II-2- POUTRE « DC » :**

✓  $M = 2496,2,70 \text{ Kg.m}$

✓  $N = 8944,82 \text{ Kg}$

✓  $T = 25109,10 \text{ Kg}$

**1) VERIFICATION DE RESISTANCE :**

$$\left( \frac{8944,82}{98,8} + \frac{2496270}{1500} \right) = 1754,71 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{en} = 2400 \text{ Kg/cm}^2$$

**2) VERIFICATION DE LA FLECHE :**

$$f_{max} = \frac{5}{384} \times \frac{qL^4}{EI_x} \quad ; \quad Q = (G + Q) = 3420,73 \text{ Kg/ml}$$

$$f_{max} = \frac{5}{384} \times \frac{34,20 \times 700^4}{21 \times 10^5 \times 25170} = 2,02 \text{ cm} ; f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{700}{200} = 3,5 \text{ cm}$$

$$f_{max} = 2,02 \text{ cm} < f_{adm} = 3,5 \text{ cm} \Rightarrow \sim \text{Vérifiée} \sim$$

**3) VERIFICATION DE CISAILLEMENT :**

La contrainte de cisaillement est :

$$\tau = \frac{T}{Aa} = \frac{25109,10}{28,82} = 871,24 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau = 871,24 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_{adm} = 1558,44 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow \sim \text{Vérifiée} \sim$$

**II-5-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 adjacent 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 ( $B = \frac{1}{4}$ )

**II-5-1-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 :

$$\Delta_j = \frac{T_j}{R_j} \quad ; \quad R_j = \sum_{i=1}^3 a_i \times \frac{12EI_i}{h_j^3}$$

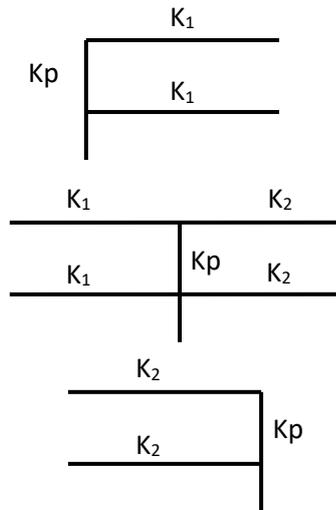
Puisque on a des poteaux de même inertie

$$\Sigma I_i = 3I \quad ; \quad R_j = \frac{36.E.I}{h^3} \cdot \sum_{i=1}^3 a_i$$

- ✓ a = coefficient correcteur tenant compte de la flexibilité des poutres arrivant au poteau.
- ✓ T<sub>j</sub> = effort tranchant au niveau (j).

**II-5-2-TERRASSE :**

$$T_1 = 18500 \text{ Kg} \quad ; \quad a_j = \Sigma a_i = a_1 + a_2 + a_3 \quad \Rightarrow \quad a = \frac{\bar{k}}{2 + \bar{k}}$$



$$\bar{k}_1 = \frac{k_1 + k_2}{2k_p} = \frac{2 \left[ \frac{25170}{700} \right]}{2 \times \frac{33740}{400}} = 0,43 \quad \Rightarrow \quad a_1 = 0,18$$

$$\bar{k}_2 = \frac{2k_1 + 2k_2}{2K_p} = 1,02 \quad \Rightarrow \quad a_2 = 0,34$$

$$\bar{k}_3 = \frac{2k_2}{2k_p} = 0,60 \quad \Rightarrow \quad a_3 = 0,23$$

$$R_1 = \frac{36EI}{h^3} \sum_{i=1}^3 a_i = \frac{36 \times 21 \times 10^5 \times 33740}{400^3} (0,18 + 0,34 + 0,23) = 29891,53 \text{ Kg/cm}$$

Le déplacement du niveau (Terrasse) est :

$$\Delta_1 = \frac{T_1}{R_1} = \frac{18500}{29891,53} = 0,62 \text{ cm}$$

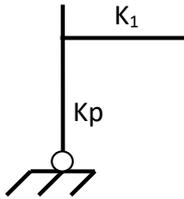
$$\Rightarrow \Delta_1 = 0,62 \text{ m}$$

**II-5-3-ETAGE :**

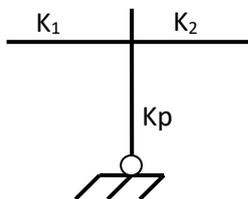
$$T_2 = H_1 + H_2 = 18500 + 6980 = 25480 \text{ Kg}$$

$$a_j = \sum a_i$$

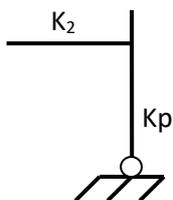
$$a = \frac{0,5\bar{K}}{1 + 2\bar{K}} \text{ (Poteau articulé)}$$



$$\bar{K}_1 = \frac{K_1}{K_p} = \frac{25170}{\frac{700}{\frac{33740}{400}}} = 0,43 \Rightarrow a_1 = 0,12$$



$$\bar{K}_2 = \frac{K_1 + K_2}{K_p} = \frac{25170}{\frac{700}{\frac{33740}{400}}} + \frac{25170}{\frac{500}{\frac{33740}{400}}} = 1,02 \Rightarrow a_2 = 0,17$$



$$\bar{K}_3 = \frac{K_2}{K_p} = 0,60 \Rightarrow a_3 = 0,14$$

$$R_2 = \left( \frac{36EI}{h^3} \right) \cdot \sum_{i=1}^3 a_i = \frac{(36 \times 21 \times 10^5 \times 33740)}{400^3} (0,12 + 0,17 + 0,14) = 17137,82 \text{ Kg/cm}$$

$$\Delta_2 = \frac{T_2}{R_2} = \frac{25480}{17137,82} = 1,48 \text{ cm}$$

$$\Delta_2 = 1,48 \text{ m}$$

**II-3-4-VERIFICATION :**

Le déplacement admissible est :

$$\Delta_{adm} = 0,0075h = 0,0075 \times 400 = 3 \text{ cm}$$

✓ Pour la terrasse : on a

$$\frac{1}{2B} \Delta_1 = \frac{1}{2 \times \frac{1}{4}} (0,62) = 1,24 \text{ cm} < \Delta_{adm} = 3 \text{ cm} \Rightarrow \sim \text{Vérifiée} \sim$$

✓ Pour l'étage :

$$\frac{1}{2B} \Delta_2 = \frac{1}{2 \times \frac{1}{4}} (1,48) = 2,96 \text{ cm} < \Delta_{adm} = 3 \text{ cm} \Rightarrow \sim \text{Vérifiée} \sim$$

# **CHAPITRE VIII**

## **CALCUL DES ASSEMBLAGES**

I-ASSEMBLAGE DES DIAGONALES DE LA STABILITE :

L'effort de traction dans les diagonales est :  $N_{D1} = 15349,39 \text{ kg}$ .

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)  $\Rightarrow \sigma_{en} = 3500 \text{ kg/m}^2$

$$A \geq 1.54 \frac{N_{D1}}{\sigma_{en}} = \frac{1,54 \times 15349,39}{3500} = 6,75 \text{ cm}^2$$

On choisit 3 boulons de diamètre 18

$$3\phi 18 \text{ (A = 7,62 cm}^2\text{)}$$

I-1-VERIFICATION DES PINCES :

Diamètre des trous

$$d' = d + 2\text{mm}$$

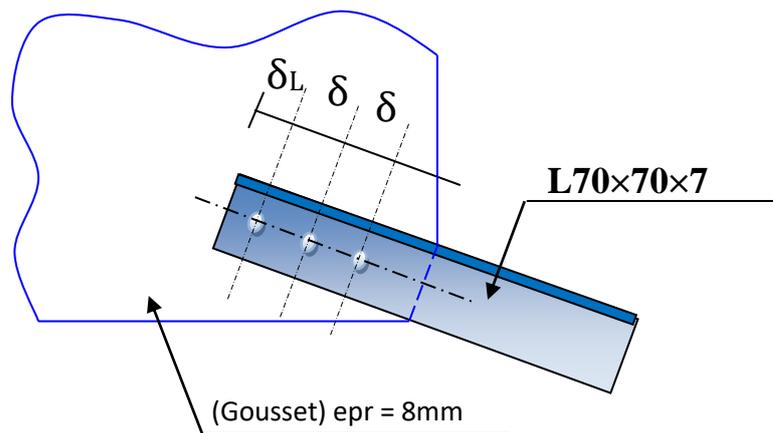
$$d' = 18 + 2 = 20 \text{ mm}$$

$$\ll \delta \gg : 3d' \leq \delta \leq 10 d'$$

$$3 \times 20 \leq \delta \leq 10 \times 20$$

$$\Rightarrow 60 \leq \delta \leq 200$$

$$\Rightarrow \text{on prend } \delta = 70 \text{ mm}$$



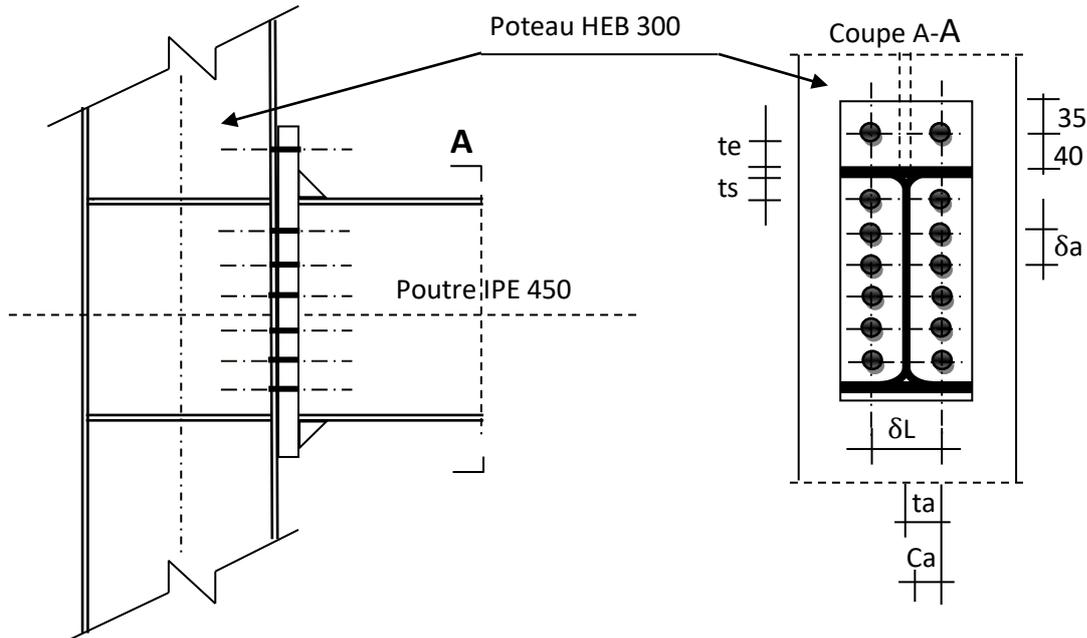
$$\ll \delta_L \gg : \delta_L = \max \left\{ \begin{array}{l} 1,5 d' = 1,5 \times 20 = 30\text{mm} \\ \frac{0,8T}{\sigma_{en} \times e} = \frac{0,8 \times 15349,39}{24 \times 8 \times 3} = 21,31\text{mm} \end{array} \right\} \leq 4 \times d' = 80 \text{ mm}$$

On prend  $\delta_L = 40 \text{ mm}$

$$\delta = 70 \text{ mm}$$

$$\delta_L = 40 \text{ mm}$$

II-ASSEMBLAGE POTEAU- POUTRE :



L'assemblage est sollicité par (M, N, T) –soudure ep : a = 8mm

$$M = 28842.55 \text{ kg.m}$$

$$N = 6849.45 \text{ kg}$$

$$T = 13291.08 \text{ kg}$$

II-1-PRE 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  $\Rightarrow \alpha = 0,479$ .

$$F = \frac{\alpha M}{1,8(h - 2 \ell s)} = \frac{0,479 \times 28842,55}{1,8(0,45 - 2 \times 0,016)} = 18239,84 \text{ Kg}$$

Nous choisirons des boulons HR 10-9 Ø22

L'effort de précontrainte du boulon :

$$N_o = 0,8 \sigma_{en} \times A_r = 21820 \text{ Kg} > 18239,84 \Rightarrow \text{Le choix est bon.}$$

**II-2-ETUDE DE LA TACHE :**

$$\begin{aligned}
 3d \leq \delta \leq 7d & & 66 \leq \delta e \leq 154 & & \delta e = 130\text{mm} \\
 & & 66 \leq \delta a \leq 154 & & \delta a = 66\text{ mm} \\
 ta = \frac{130 - 9,4}{2} = 60,3\text{mm} & ; & t'a = \frac{130 - 11}{2} = 59,5\text{mm} \\
 Ca = ta - a\sqrt{2} = 48,99\text{mm} & & C'a = t'a - r = 32,5\text{mm} & ts = t's = \\
 45,4\text{mm} & & te = 40\text{mm} \\
 Cs = C's = 34,09\text{mm} & & Ce = 28,69\text{mm}
 \end{aligned}$$

**II-3-ÉPAISSEUR DE LA PLATINE :**

$$e = \frac{F}{375 \left( \frac{ta}{Ca} + \frac{ts}{Cs} \right)} = \frac{18239,84}{375 \left( \frac{60,3}{48,99} + \frac{45,4}{34,03} \right)} = 19,27\text{mm}$$

⇒ On choisit une platine D'épaisseur **e = 20 mm**

**II-4-VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE :**

Nous allons faire la vérification de la résistance de la platine ainsi que de la semelle du poteau.

**II-5-RESISTANCE LOCALE :****II-5-1-boulons extérieurs :**

1) Platine :

$$\begin{aligned}
 F = 375e \times \frac{te \cdot \delta e}{Ce(\delta e + te)} &= 375 \times 20 \times \frac{40}{28,69} \times \frac{130}{130 + 40} = 7996,22\text{kg} \\
 \Rightarrow F &= 7996,22\text{kg}
 \end{aligned}$$

2) Semelle du poteau :

$$\begin{aligned}
 F = 375e' \times \frac{t'e}{C'e} \times \frac{\delta'e}{\delta'e + t'e} &= 7596,42\text{kg} \\
 \Rightarrow F &= 7596,42
 \end{aligned}$$

La résistance sera limitée à 7596,42 kg pour les boulons extérieurs.

**II-5-2-Boulons centraux :**

1) Platine :

$$F = 375e \times \frac{ta \cdot \delta a}{Ca(\delta a + ta)} = 375 \times 20 \times \frac{60,3}{48,99} \times \frac{66}{66 + 60,3} = 4824,09\text{kg}$$

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 :

$$Fa = 0.5 \sigma_e . ea . \delta a = 0.5 \times 24 \times 9,4 \times 70 = 7897kg$$

La résistance sera limitée à **4824,09 kg** pour les boulons centraux.

### II-5-3-Boulons d'angle :

1) Platine :

$$F = 375e \times \left( \frac{ta}{ca} + \frac{ts}{cs} \right) = 19239,66 kg$$

2) Semelle du poteau

$$F = 375e' \left( \frac{t'a}{c'a} + \frac{t's}{c's} \right) = 22535,86 kg$$

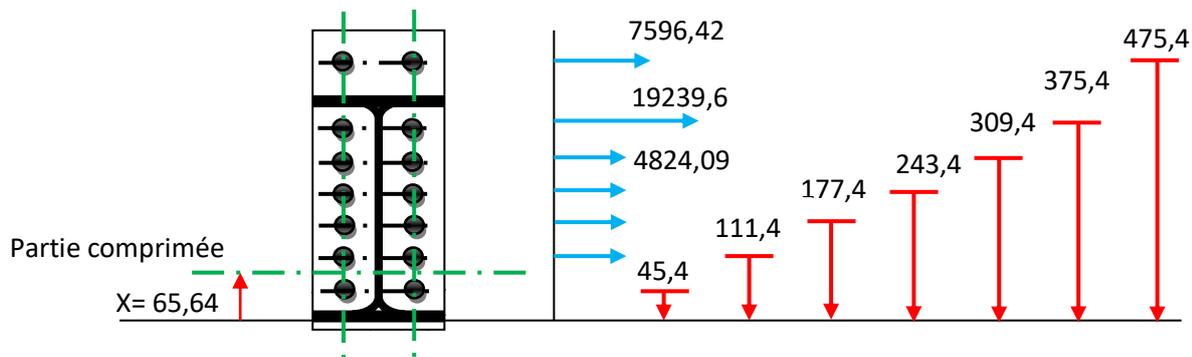
La résistance sera limitée à **19239,66 kg** pour les boulons d'angles.

### II-6-CALCUL DU MOMENT RESISTANT :

La position de l'axe neutre est de :

$$x = es \sqrt{\frac{b}{ea}} = 14,6 \sqrt{\frac{190}{9,4}} = 65,64 mm$$

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.



$$Mr = 2[(7596,42 \times 0,475) + (19239,6 \times 0,375) + 4824,09(0,309 + 0,243 + 0,177 + 0,111)]$$

$$= 29756,85 kg.m$$

Le moment résistant est :  $Mr = 29756,85 kg.m > M = 28842,55 kg.m$

⇒ L'assemblage est bon

**II-7-VERIFICATION DE L'EFFORT NORMAL :**

L'effort max est :  $N = 6849,45 \text{ kg}$

Si  $N_{max} \leq 0,05A \cdot \sigma_e$  on néglige la vérification de l'assemblage à l'effort normal.

$$N_{max} = 6849,45 < 0,05 \times 2400 \times 98,8 = 11856 \text{ kg} \quad \text{ok}$$

⇒ La vérification n'est pas nécessaire

**II-8-VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT :**

$$T_{max} = 13291,08 \text{ kg}$$

$$\text{On doit vérifier que : } Tb = \frac{T_{max}}{n} \leq Ta = 1,1(N_0 - Ni)\varnothing$$

Avec :  $\varnothing = 0,3$  pour un mode de préparation par simple brossage.

$$Ni = \frac{N}{n} = \frac{6849,45}{14} = 489,25 \text{ kg}$$

$$Ti = \frac{T}{n} = \frac{13291,08}{14} = 949,36 \text{ kg}$$

$$Ti = 949,36 < 1,1(21820 - 489,25) \times 0,3 = 7039,15 \text{ kg}$$

⇒ 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  $\varnothing 22$  par file ; couple de serrage 86,4 kg

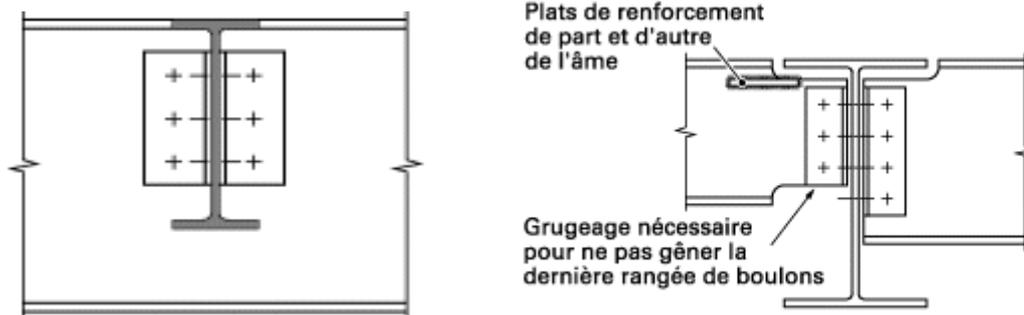
**III-ASSEMBLAGE POUTRE – SOLIVE :**

Figure 1 : Assemblage limon poutre palière

On utilisera des boulons ordinaires calculés vis-à-vis de l'effort tranchant max du niveau terrasse.  $T = \frac{ql}{2}$

$$\text{Avec } q = \frac{4}{3}G + \frac{17}{12}(Q + Nn) = 946 \text{ kg/m}^2 \text{ entre axes des solives 1m}$$

$$\text{Alors } q = 946 \text{ kg/ml} \quad \Rightarrow \quad T = 946 \times 6/2 = 2838 \text{ kg}$$

## III-1-CISAILLEMENT DES BOULONS :

1) 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  $T_1 \leq 1,3Ab \cdot \sigma_{eb}$

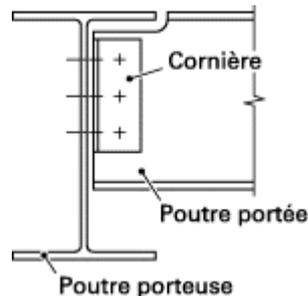
$Ab$  = section du boulon

$\sigma_{eb}$  = 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**

- ❖  $\delta = 60\text{mm}$
- ❖  $\delta L = 25\text{mm}$  ;  $\delta t = 25\text{mm}$
- ❖  $e = 25 + 4,7 = 29,7\text{ mm}$
- ❖  $\sigma_{eb} = 3500\text{ kg/cm}^2$  [boulons de classe (6-6)]



$$Ab \geq \frac{2838/2 \left( \sqrt{1 + \frac{4(29,7)^2}{(60)^2}} \right)}{1,3 \times 3500} = 0,438\text{ cm}^2$$

On prend des boulons de diamètre  $d = 10\text{ mm}$  (diamètre du Trou  $d' = 12\text{mm}$ )

2) 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 ( $d = 10\text{mm}$ )  $\Rightarrow$  ( $d' = 10+2 = 12\text{mm}$ )

III-2-VERIFICATION DES PROFILES :

1) Pression diamétrale :

a) **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 ( $\sigma_{en} = 24 \text{ kg/mm}^2$ ).

$$2838 \leq \frac{3 \times 2 \times 12 \times 5,3}{\sqrt{1 + \frac{4(29,7)^2}{(60)^2}}} \times 24 \Rightarrow 2838 < 6508,42 \quad \text{ok } \underline{\text{vérifié}}$$

b) **Poutre porteuse :**

On vérifie que :  $T \leq 6n'd'e'a \sigma_{en}$

❖  $e'a =$  épaisseur de l'âme

❖  $n' =$  nombre des boulons.

$$2838 \leq 6 \times 4 \times 12 \times 9,4 \times 24 \Rightarrow 2838 < 64972,81 \quad \text{vérifiée'}$$

2) Conditions des pinces :

$$\left. \begin{array}{l} \text{❖ } 3 d' \leq \delta \leq 10 d' \\ 3 \times 12 \leq \delta \leq 10 \times 12 \\ 36 \leq \delta \leq 120 \end{array} \right\} \text{ On a } \underline{\delta = 60\text{mm}} \quad \text{donc vérifiée}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{❖ } 1,5 d \leq \delta_t \leq 2,5 d' \\ 1,5 \times 12 \leq \delta_t \leq 2,5 \times 12 \\ 18 \leq \delta_t \leq 30 \end{array} \right\} \text{ On a } \underline{\delta_t = 25\text{mm}} \quad \text{donc vérifiée}$$

$$\diamond \delta_L = \sup \left\{ \begin{array}{l} 1,5d' = 1,5 \times 12 = 18mm \\ \frac{0,8T}{e.6en} = \frac{0,8 \times 2838}{5,3 \times 24} = 17,84mm \end{array} \right\} \leq 4d' = 4 \times 12 = 48mm$$

On a  $\delta_L = 25 \text{ mm}$  donc vérifiée.

### 3) Effort tranchant dans la poutre portée :

On doit vérifier l'effort tranchant au droit de la section des boulons

$$T \leq 0,65(h_a - d'n)ea.6en$$

ha = hauteur de l'âme ; pour notre cas ; la hauteur de l'âme sera

$$ha = h'a - h''a \quad \Rightarrow h''a = \text{la partie grugée de l'âme}$$

$$ha = 164 - 15 = 149mm$$

$$T = 2838 \leq 0,65(149 - 12 \times 2) \times 5,3 \times 24 = 10335 \text{ kg}$$

$$2838 \text{ kg} < 10335 \text{ kg} \quad \Rightarrow \text{vérifiée}$$

### 4) Moment fléchissant dans la poutre portée :

On doit vérifier dans la section ( $\Sigma$ ) située au bord de l'aile grugée :  $\sigma \leq \sigma_{en}$

$$\text{Tel que } \sigma = \frac{M}{W} \quad \text{avec } M = T.f \quad \text{et } f = 54,7 \text{ mm}$$

$$W = \frac{I}{V}$$

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 mm)

es = épaisseur de la semelle (es = 8 mm)

Aa = Aire de l'âme (Aa = 7897 mm<sup>2</sup>)

As = aire de la semelle inférieure (As = 728 mm<sup>2</sup>)

$$\frac{I}{V} = \frac{(789,7)^2 \cdot (149)^2 + (728)^2 \cdot (8)^2 + (728) \cdot (789,7)[4(149)^2 + 6(149)(8) + 4(8)^2]}{[6(728)[2(149) + 8] + 6(789,7) \cdot (149)]}$$

$$\Rightarrow \frac{I}{V} = 25523,40 \text{ mm}^3$$

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{T.f}{W} = \frac{2838 \times 5,47}{25,523} = 608,30 \text{ kg/cm}^2$$

$$608,30 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2 \quad \Rightarrow \text{vérifiée}$$

## III-3-VERIFICATION DES CORNIERES D'ATTACHES :

1) Pression diamétrale :a) **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

$$2838 \leq \frac{6 \times 2 \times 12 \times 5,3 \times 24}{\sqrt{1 + \frac{4 \times (29,7)^2}{(60)^2}}} = 12280,50 \text{ kg}$$

$$2838 \text{ kg} < 12280,50 \text{ kg} \quad \Rightarrow \text{vérifiée}$$

b) **Poutre porteuse** :

$$T \leq 6n' \cdot d' \cdot ec \cdot \sigma_{en} \quad n' = 4 \text{ boulons}$$

$$2830 \leq 6 \times 4 \times 12 \times 5,3 \times 24 = 8640 \text{ kg}$$

$$2830 \text{ kg} < 8640 \text{ kg} \quad \Rightarrow \text{vérifiée}$$

2) Condition des pincés :

Mêmes vérifications qu'avant

$$\delta = 60 \text{ mm}$$

$$\delta t = 25 \text{ mm}$$

$$\delta_L = 25 \text{ mm}$$

3) Effort tranchant dans les attaches :a) **Poutre portée** :

$$T \leq 0.866 ec(hc - nd') \sigma_{en}$$

$$2830 \leq 0.866 \times 5 (110 - 2 \times 12) \times 24$$

$$2830 \text{ kg} < 8937,12 \text{ kg} \quad \Rightarrow \text{vérifié}$$

b) **Poutre portée** :

$$T \leq 0.866 ec(hc - n'd') \sigma_{en}$$

$$2830 \leq 0.866 \times 5 (110 - 4 \times 12) \times 24$$

$$2830 \text{ kg} < 6443,04 \text{ kg} \quad \Rightarrow \text{vérifié}$$

4) Moment fléchissant dans les attaches :a) **Poutre portée :**

$$T \leq \frac{2}{e} \left( \frac{I}{V} \right)_c \cdot 6en$$

$\left( \frac{I}{V} \right)_c$  = module des résistances des attaches dans la section des boulons

$$\left( \frac{I}{V} \right)_c = ec \left( \frac{h_c^2}{6} - \frac{n \cdot d' \cdot \delta \cdot r_1}{\alpha \cdot hc} \right)$$

$r_1$  = distance entre le boulon d'extrémité et l'axe des boulons.

$$\left( \frac{I}{V} \right)_c = 5.3 \left( \frac{(110)^2}{6} - \frac{2 \times 12 \times 60 \times 30}{2 \times 110} \right) = 9101,52 \text{ mm}^2$$

$$T \leq \frac{2}{29,7} (9101,52) \times 24 = 14709,52 \text{ kg}$$

$$T = 2838 \text{ kg} < 14709,52 \text{ kg} \quad \Rightarrow \text{vérifiée}$$

b) **Poutre porteuse :** On doit vérifier que

$$T \leq \frac{ec \cdot hc^2}{3e'} \cdot 6en$$

$$e' = e - 5 = 29,7 - 5 = 24,7 \text{ mm}$$

$$T = 2838 \leq \frac{5 \times (110)^2}{3 \times 24,7} \times 24$$

$$T = 2838 \text{ kg} < 19595,14 \text{ kg} \quad \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

$\Rightarrow$  **L'assemblage est bon**

**BOULONS d = 10 ; CORNIERES L50×50×5**

## IV-ASSEMBLAGE POUTRE PALIERE POTEAU :

La poutre palière est en UAP 200 assemblée au poteau par deux cornières 50×50×5

L'effort tranchant max sollicitant l'assemblage

$$T_{max} = 2781.38 \text{ kg}$$

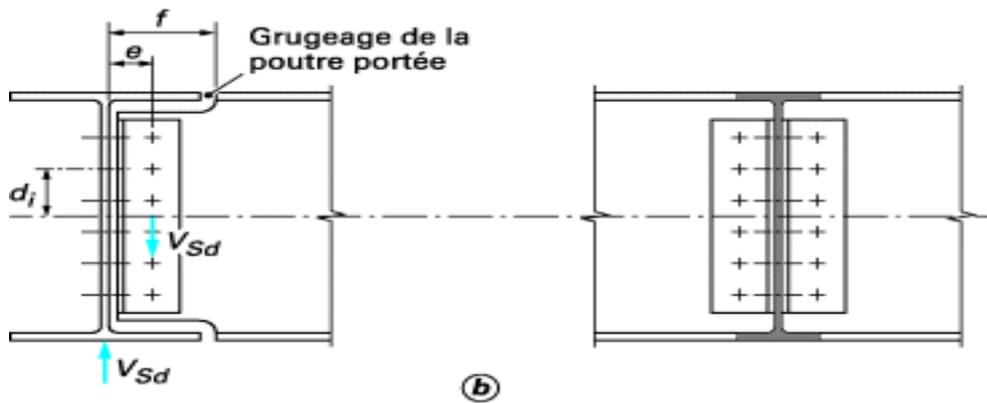
L'effort de cisaillement par boulon est :

$$T' = \frac{T}{4} = \frac{2781.38}{4} = 695.34 \text{ kg}$$

$$Ar \geq \frac{1,54T}{6eb} = \frac{1,54 \times 695.34}{3500} = 0,3059 \text{ cm}^2$$

On choisit des boulons de diamètre d=10 mm de classe (6-6).

## V-ASSEMBLAGE LIMON POUTRE PALIERE :



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

## BASE DES POTEAUX

## I-BASE DES POTEAUX

### I-1-PLATINE SOUS POTEAUX :

#### I-1-1-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 :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{N}{A \cdot B} \leq \bar{\sigma}_b \quad ; \quad \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 150 \text{ kg/cm}^2$$

N = effort de compression max égal à l'effort transmis par le portique (N = 63662kg)  
et l'effort transmis par la stabilité

$$N' = \pm \frac{H_1 \times B + H_2 \times 4}{6} = \pm 29320 \text{ kg}$$

$$N_T = N + N' = 63662 + 29320 = 92982 \text{ kg} \quad ; \quad \Rightarrow N_T = 92982 \text{ kg}$$

$$\frac{N_T}{A \cdot B} \leq \bar{\sigma}_b \Rightarrow AB \geq \frac{N_T}{\bar{\sigma}_b} = \frac{92982}{150} = 619,88 \text{ cm}^2$$

Puisqu'on a des poteaux en HEB 300 ; alors les dimensions des poteaux sont 30×30 cm<sup>2</sup> ; on choisit donc des platines de dimensions (A = B = 35 cm)

$$A \times B = 35 \times 35 = 1225 \text{ cm}^2 > 619,88 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

#### I-1-2-EPAISSEUR DE LA PLATINE :

On considère une bande de 1 cm de largeur.

L'inertie de la platine :

$$I = \frac{be^3}{12} = \frac{1e^3}{12} \quad ; \quad W = \frac{I}{V} = \frac{e^3/12}{e/2} = \frac{e^2}{6}$$

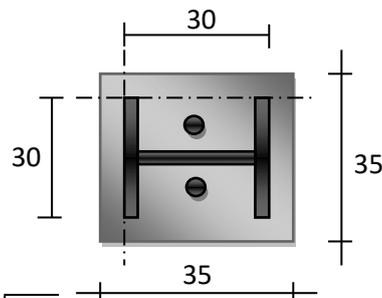
$$\bar{\sigma} = \frac{M}{W_p} \leq \bar{\sigma}_{en} \Rightarrow \frac{M}{\frac{e^2}{6}} \leq \bar{\sigma}_{en} \Rightarrow e^2 \geq \sqrt{\frac{6M}{\bar{\sigma}_{en}}}$$

$$M = \frac{qm^2}{2} \quad ; \quad q = \frac{N}{A \cdot B} \times 1 \text{ cm} = \frac{92982 \times 1}{1225} = 75,90 \text{ kg/cml}$$

$$M = 75,90 \times \frac{(2,5)^2}{2} = 237,19 \text{ cm} \quad ; \quad e \geq \sqrt{\frac{6 \times 237,19}{2400}} = 0,77 \text{ cm}$$

On choisit une platine d'épaisseur :

#### I-1-3-VERIFICATION DE LA PLATINE AU **e = 10 mm** ARRACHEMENT :

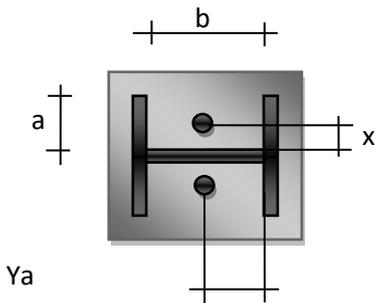


L'effort max qui peut sollicitée la platine sous l'effort d'un arrachement de la tige d'ancrage est :  $N_T = N_G - N'$

$$N_T = 19771,5 - 29320 = -9548,5 \text{ kg}$$

L'épaisseur de la platine en tenant compte de l'effort d'arrachement est donnée par la formule suivante :

$$e \geq \sqrt{\frac{2N_T}{\sigma_{en} \left( \frac{a}{y_1} + \frac{2a}{b} + \frac{b}{x} \right)}}$$



$$\left\{ \begin{array}{l} a = 144,5 \text{ mm} \\ x = 80 \text{ mm} \\ b = 262 \text{ mm} \\ Y_A = 131 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$e \geq \sqrt{\frac{2 \times 9548,5}{24 \left( \frac{144,5}{131} + \frac{2 \times 144,5}{262} + \frac{262}{80} \right)}} = 12,04 \text{ mm}$$

⇒ On choisit des platines

D'épaisseur : **e = 15 mm**

Platines sous poteaux A = B = 350 mm

Epaisseur e = 15 mm

### I-2-PLATINE SOUS LIMON :

Le limon est articulé à sa base.

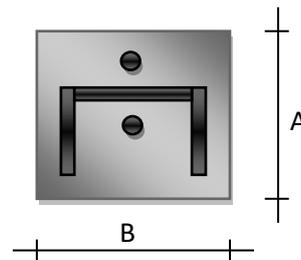
L'effort normal sollicitant la platine **N = 1362,42 kg**

$$\frac{N}{AB} \leq \sigma_b \Rightarrow AB \geq \frac{1362,42}{150} = 9,08 \text{ cm}^2$$

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

Les efforts de traction sont transmis aux fondations au moyen d'ancrages constitués de tiges à extrémité filetées.

II-1-DIAMETRE DES BOULONS D'ANCRAGES :

La section nette du boulon est calculée par l'effort d'arrachement de la tête du boulon.

$$Ar \geq \frac{1,25N_T}{\sigma_{en}} \quad ; \quad N_T = 9548,5kg$$

Puisque on a 2 boulons ; donc l'effort qui revient à chaque boulon est de

$$Nb = \frac{9548,5}{2} = 4774,25kg$$

$$Ar \geq \frac{1,25 \times 4774,25}{24} = 248,66 \text{ mm}^2 \quad ; \quad A = \frac{Ar}{0,8} = 310,82 \text{ mm}^2$$

$$d \geq \sqrt{\frac{4 \cdot A}{\pi}} = 19,89mm$$

⇒ On choisit des boulons de diamètre  $\phi 22$

II-2-LONGUEUR D'ANCRAGE :

Dans le cas d'ancrage des boulons dans le béton ; on vérifie la résistance de la liaison acier béton.



$N = 9548,5 \text{ kg}$

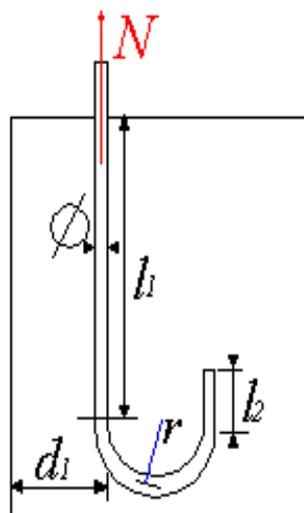


Figure 1 : Tige d'ancrage

Pour une tige lisse à crochet on doit vérifier que :

$$L = L_1 + 6,4 r + 3,5 L_2 = \frac{N \left(1 + \frac{\varnothing}{d}\right)^2}{\alpha \cdot \varnothing}$$

$$d = \min(d_1, d_2, d_3) = 160 \text{ mm}$$

$$\varnothing = 22 \text{ mm}$$

$$gc = 350 \text{ kg/m}^2 \Rightarrow \alpha = 0,345$$

$$L = \frac{9548,5 \left(1 + \frac{22}{160}\right)^2}{0,345 \times 22} = 1627,78 \text{ mm}$$

$$L_1 = L - 26 \varnothing = 1627,78 - 26 \times 22 = 1055,78 \text{ mm}$$

Le crochet doit respecter les caractéristiques suivants :

$$\begin{cases} L_2 = 2 \varnothing = 44 \text{ mm} \\ r = 3 \varnothing = 66 \text{ mm} \end{cases}$$

On prend une tige dont les caractéristiques sont les suivantes :

$$\begin{cases} \varnothing = 22 \text{ mm} \\ L_1 = 1000 \text{ mm} \\ L_2 = 60 \text{ mm} \\ r = 70 \text{ mm} \end{cases}$$

Calcul de l'effort admissible dans le boulon d'ancrage

$$N_{adm} = \frac{(L_1 + 6,4 r + 3,5 L_2) \alpha \cdot \varnothing}{\left(1 + \frac{\varnothing}{d}\right)^2} = \frac{[(1000 + 6,4 \times 70 + 3,5 \times 60) \times 0,345 \times 22]}{\left(1 + \frac{22}{160}\right)^2}$$

$$\Rightarrow N_{adm} = 9725,75 \text{ kg}$$

$$N_{adm} = 9725,75 \text{ kg} > N = 9548,5 \text{ kg}$$

$\Rightarrow$  *Le choix est bon*

#### REMARQUE :

Pour l'ensemble on utilise des contres écrous pour empêcher les écrous de se desserrer.

Tige d'ancrage  $\varnothing 22$

$$L_1 = 1000 \text{ mm}$$

$$L_2 = 60 \text{ mm}$$

# CONCLUSION GENERALE

Les structures en charpente métallique, présentent en général de nombreux avantages à savoir :

- La bonne tenue au séisme du fait de la ductilité de l'acier.
- L'industrialisation totale.
- Des possibilités architecturales plus étendues par rapport au béton.
- La possibilité du transport en raison de sa légèreté.

Le bâtiment sur lequel on a réalisé notre étude présente certains avantages à savoir la régularité en plan et en élévation. Il comporte des systèmes de contreventements en X qui permettent d'augmenter sa rigidité structurale. Ces qualités lui permettent d'offrir un bon comportement face au séisme.

## a- Annexe vent

### 4. FACTEURS DE SITE

#### 4.1. Catégories de terrain :

Les catégories de terrain sont données dans le tableau 2.4 ainsi que les valeurs des paramètres suivants :

- $K_T$ , facteur de terrain,
- $z_0$  (en m), paramètre de rugosité,
- $z_{min}$  (en m), hauteur minimale,
- $\epsilon$ , coefficient utilisé pour le calcul du coefficient  $C_z$  (cf. chapitre 3).

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

Tableau 2.4 : Définition des catégories de terrain

Lorsqu'il subsiste un doute quant au choix entre deux catégories de terrain, il y a lieu de retenir celui pour lequel les valeurs des paramètres associés sont les plus défavorables (catégorie de terrain la plus faible dans l'échelle de I à IV).

#### 4.2. Coefficient de rugosité

Le coefficient de rugosité  $C_z(z)$  traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. Il est défini par la loi logarithmique (logarithme népérien) :

$$\left[ \begin{array}{l} C_z(z) = K_T \times \frac{z}{z_0} \text{ pour } z_{min} \leq z \leq 200 \text{ m} \\ C_z(z) = K_T \times \text{Ln} \left( \frac{z}{z_0} \right) \text{ pour } z < z_{min} \end{array} \right. \quad (2.15)$$

où :

- $K_T$  est le facteur de terrain (tableau 2.4),
- $z_0$  (en m) est le paramètre de rugosité (tableau 2.4),
- $z_{min}$  (en m) est la hauteur minimale (tableau 2.4),
- $z$  (en m) est la hauteur considérée.

## ZONES DE VENT

Pour l'obtention des zones de vent, on a recours à la notion de vitesse de référence du vent. Celle-ci est définie de la manière suivante :

La vitesse de référence du vent,  $V_{ref}$  est la vitesse moyenne sur dix minutes mesurée dans les conditions conventionnelles avec une probabilité annuelle de dépassement égale à 0,02 (ce qui correspond à une période de retour de 50 ans).

Trois zones de vent ont été définies (zones I, II et III), et les valeurs correspondantes de la vitesse de référence qui ont servi à leur détermination sont présentées dans le tableau ci-dessous :

Zone	$V_{ref}$ (m/s)
I	25
II	28
III	31

Tableau A1.1 : Valeurs de la vitesse de référence du vent

### ZONE I

AIN DEFLA	EL OUED	SETIF
AIN TEMOUCHENT	GUELMA	SIDI BEL ABBES
ALGER	ILLIZI	SKIKDA
ANNABA	IJEL	SOUK AHRAS
BATNA	KHENCHELA	TAMANGHASSET
BEDJAIA	MASCARA	TARF
BISKRA	MEDEA	TEBESSA
BLIDA	MILA	TISSEMSILT
BORDJ BOU ARIRIDJ	MOSTAGANEM	TIPAZA
BOUIRA	ORAN	TIZI OUZOU
BOUMERDES	OUM EL BOUAGUI	TLEMCEN
CHLEF	RELIZANE	
CONSTANTINE	SAIDA	

### ZONE II

ADRAR	GHARDAIA	OUARGLA
BECHAR	M'SILA*	TIARET
EL BAYADH	NAAMA	TINDOUF

### ZONE III

DJELFA
LAGHOUAT
M'SILA : communes de Ain El Malh, Djebel Messad et Slim.

\* Communes autres que celles de la zone III

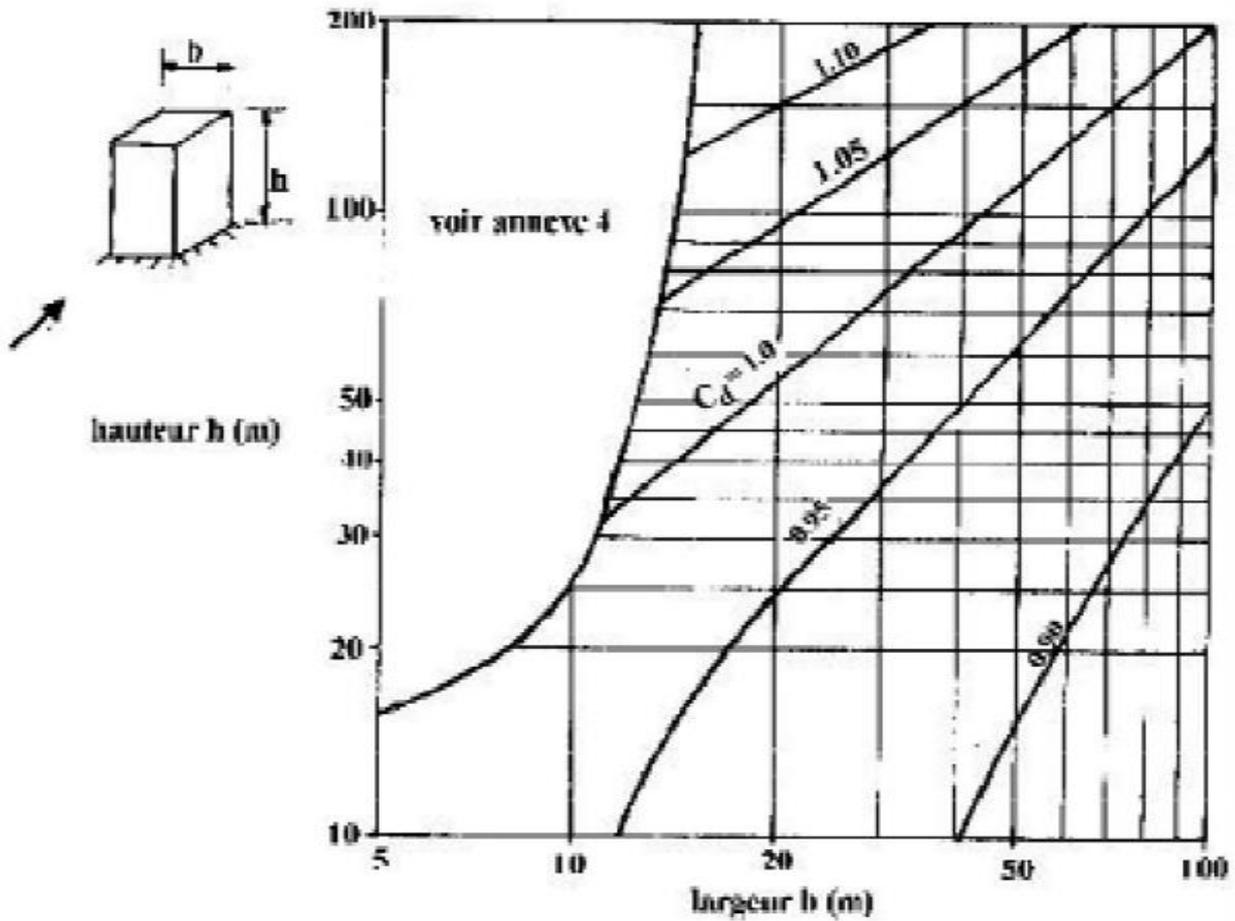


Figure 3.2 : Valeurs de  $C_d$  pour les structures métalliques

ANNEXE B

NUANCES ET QUALITES D'ACIERS

Tableau 3 – Laminés marchands et poutrelles (1) : caractéristiques mécaniques (suivant NF A 35-501)

Nuance	Qualité	Limite d'élasticité $R_e$ mini (2) (N/mm <sup>2</sup> )		Résistance à la rupture $R$ (N/mm <sup>2</sup> )	Allongement $A$ mini (%)		Pliage à 180° (3)		Résilience mini (daJ/cm <sup>2</sup> )		
		$e \leq 30$	$30 < e \leq 100$		$e \leq 30$	$30 < e \leq 100$	$e \leq 16$	$16 < e \leq 100$	KCV + 20 °C (3) (4) $e < 50$	KCV 0 °C (4)	KCV - 20 °C (4)
A 33		175	-	300 à 540	18 (5)		3 e	(e ≤ 30) 3 e			
E 24	2 (8)	235	215	} 340 à 440 (6)	28	27	1 e	1,5 e	3,5		
	3	235	215		28 (6)	27	0,5 e	1 e	.....	3,5	
	4	235	215		28 (6)	28	0,5 e	1 e	.....	.....	3,5
E 28	2	275	255	} 400 à 540 (6)	24	22	1,5 e	2 e	3,5		
	3	275	255		24 (6)	23	1 e	1,5 e	.....	3,5	
	4	275	255		24 (6)	25	1 e	1,5 e	.....	.....	3,5
E 36	2 (9)	355 (7)	335	} 490 à 630	22	21	2 e	2,5 e	3,5		
	3	355 (7)	335		22	21	2 e	3 e	.....	3,5	
	4	355 (7)	355		23	22	2 e	3 e	.....	.....	5
A 50	2	295	275	490 à 610	21	20	3,5 e	4,5 e			
A 60	2	335	315	590 à 710	16	15					
A 70	2	365	345	690 à 830	11	10					

(1) Les poutrelles ne sont fabriquées que dans les nuances E 24, E 28 et E 36.  
 (2) Si la limite d'élasticité apparente est difficile à saisir, on a alors recours à la limite conventionnelle d'élasticité à 0,2 % ( $R_{0,002}$ ).  
 (3) Essai effectué seulement s'il est spécifié à la commande.  
 (4) Moyenne de trois essais, aucun résultat individuel ne devant être inférieur à :  
 • 2,6 daJ/cm<sup>2</sup> pour une valeur minimale moyenne de 3,5 daJ/cm<sup>2</sup> ;  
 • 3,5 daJ/cm<sup>2</sup> pour une valeur minimale moyenne de 5 daJ/cm<sup>2</sup>.  
 (5) Pour les laminés marchands d'épaisseur inférieure ou égale à 5 mm, l'allongement minimal garanti est porté à 20 %.  
 (6) Pour les ronds il peut être garanti sur demande à la commande que le produit RA sera supérieur ou égal à 10 500. Dans ce cas les produits seront désignés par E 24-3 P, E 24-4P, E 28-3P et E 28-4P.  
 (7) Pour les épaisseurs supérieures à 25 mm, mais inférieures à 30 mm, la valeur de limite d'élasticité est de 345 N/mm<sup>2</sup>.  
 (8) Les qualités E 24-2 et E 24-2 E ne sont livrées qu'en produits d'épaisseur inférieure ou égale à 16 mm dans le cas des poutrelles et cornières, et 30 mm dans le cas des autres laminés marchands.  
 (9) La qualité E 36-2 n'est livrée qu'en produits d'épaisseur inférieure ou égale à 50 mm.  
 Pour les normes, se reporter à l'article [Doc. C 2 700].

Tableau 9 – Poutrelles HE A : caractéristiques dimensionnelles et d'inertie (suivant NF A 45-201)

Profil	Caractéristiques rapportées à l'axe neutre								
	$I_x$ (cm <sup>4</sup> )	$\frac{I_x}{v_x}$ (cm <sup>3</sup> )	$i_x$ (cm)	Moment statique S (cm <sup>3</sup> )	Distance des centres (cm)	$\eta_x$	$I_y$ (cm <sup>4</sup> )	$\frac{I_y}{v_y}$ (cm <sup>3</sup> )	$i_y$ (cm)
100	349	73	4,06	41,5	8,4	4,37	134	27	2,51
120	606	106	4,89	59,7	10,1	5,35	231	38	3,02
140	1 033	155	5,73	86,7	11,9	6,27	389	56	3,52
160	1 673	220	6,57	123	13,6	7,24	616	77	3,98
180	2 510	294	7,45	162	15,5	8,28	925	103	4,52
200	3 692	389	8,28	215	17,2	9,20	1 336	134	4,98
220	5 410	515	9,17	284	19,0	10,20	1 955	178	5,51
240	7 763	675	10,1	372	20,9	11,19	2 769	231	6,00
260	10 480	836	11,0	480	22,7	12,26	3 668	282	6,50
280	13 670	1 010	11,9	556	24,6	13,22	4 763	340	7,00
300	18 260	1 260	12,7	692	26,4	14,27	6 310	421	7,49
320	22 930	1 480	13,6	814	28,2	15,16	6 985	466	7,49
340	27 700	1 680	14,4	925	29,9	16,00	7 436	496	7,46
360	33 090	1 890	15,2	1 040	31,7	16,87	7 887	526	7,43
400	45 070	2 310	16,8	1 280	35,2	18,48	8 564	571	7,34
450	63 720	2 900	18,9	1 610	39,6	20,71	9 465	631	7,29
500	86 980	3 550	21,0	1 970	44,1	22,90	10 370	691	7,24
550	111 900	4 150	23,0	2 310	48,4	25,00	10 820	721	7,15
600	141 200	4 790	25,0	2 680	52,8	26,91	11 270	751	7,05

Profil	Moment d'inertie de torsion J (cm <sup>4</sup> )	Module de raideur d (cm)	Dimensions						Masse linéique P (kg/m)	Section A (cm <sup>2</sup> )	Surface de peinture	
			h (mm)	b (mm)	a (mm)	e (mm)	r (mm)	h <sub>1</sub> (mm)			(m <sup>2</sup> /m)	(m <sup>2</sup> /t)
100	4,69	0,83	96	100	5	8	12	56	16,7	21,2	0,562	33,7
120	5,63	0,84	114	120	5	8	12	74	19,9	25,3	0,677	34,1
140	7,97	0,89	133	140	5,5	8,5	12	92	24,7	31,4	0,794	32,2
160	10,9	0,95	152	160	6	9	15	104	30,4	38,8	0,896	29,8
180	14,2	1,00	171	180	6	9,5	15	122	35,5	45,3	1,02	28,9
200	18,6	1,05	190	200	6,5	10	18	134	42,3	53,8	1,14	26,8
220	27,1	1,15	210	220	7	11	18	152	50,5	64,3	1,26	24,9
240	38,2	1,25	230	240	7,5	12	21	164	60,3	76,8	1,37	22,7
260	46,3	1,30	250	260	7,5	12,5	24	177	68,2	86,8	1,48	21,8
280	56,5	1,35	270	280	8	13	24	196	76,4	97,3	1,60	21,0
300	75,3	1,45	290	300	8,5	14	27	208	88,3	112,5	1,72	19,4
320	102	1,50	310	300	9	15,5	27	225	97,6	124,4	1,76	18,0
340	123	1,50	330	300	9,5	16,5	27	243	105	133,5	1,79	17,1
360	147	1,50	350	300	10	17,5	27	261	112	142,8	1,83	16,4
400	191	1,46	390	300	11	19	27	298	125	159,0	1,91	15,3
450	257	1,43	440	330	11,5	21	27	344	140	178,0	2,01	14,4
500	336	1,41	490	300	12	23	27	390	155	197,5	2,11	13,6
550	386	1,33	540	300	12,5	24	27	438	166	211,8	2,21	13,3
600	440	1,27	590	300	13	25	27	486	178	226,5	2,31	13,0

Pour les normes, se reporter à l'article [Doc. C 2 700].

Tableau 12 - Poutrelles UPN : caractéristiques dimensionnelles et d'inertie (suivant NF A 45-202)

Profil	Position du centre de gravité G		Caractéristiques rapportées à l'axe neutre								
	$d_1$ (cm)	$d_2 = v_y$ (cm)	$I_x$ (cm <sup>4</sup> )	$\frac{I_x}{v_x}$ (cm <sup>3</sup> )	$i_x$ (cm)	Moment statique S (cm <sup>3</sup> )	Distance des centres (cm)	$\eta_x$	$I_y$ (cm <sup>4</sup> )	$\frac{I_y}{v_y}$ (cm <sup>3</sup> )	$i_y$ (cm)
80	1,45	3,05	106	26,5	3,10	15,9	6,65	3,07	19,4	6,36	1,33
100	1,55	3,45	206	41,2	3,91	24,5	8,42	3,89	29,3	8,49	1,47
120	1,60	3,90	364	60,7	4,62	36,3	10,0	4,53	43,2	11,1	1,59
140	1,75	4,25	605	86,4	5,45	51,4	11,8	5,40	62,7	14,8	1,75
160	1,84	4,66	925	116	6,21	68,8	13,3	6,17	85,3	18,3	1,89
180	1,92	5,08	1350	150	6,95	89,6	15,1	6,82	114	22,4	2,02
200	2,01	5,49	1910	191	7,70	114	16,8	7,55	148	27,0	2,14
220	2,14	5,86	2690	245	8,48	146	18,5	8,33	197	33,6	2,26
240	2,23	6,27	3600	300	9,22	179	20,1	9,03	248	39,6	2,42
260	2,36	6,64	4820	371	9,99	221	21,8	9,79	317	47,7	2,56
300	2,70	7,30	8030	535	11,7	316	25,4	11,58	495	67,8	2,90

Profil	Moment d'inertie de torsion J (cm <sup>4</sup> )	Distance du centre de flexion pure C à la face externe de l'âme $\delta$ (cm)	Dimensions							Masse linéique P (kg/m)	Section A (cm <sup>2</sup> )	Surface de peinture	
			h (mm)	b (mm)	a (mm)	e (mm)	r (mm)	r <sub>1</sub> (mm)	h <sub>1</sub> (mm)			(m <sup>2</sup> /m)	(m <sup>2</sup> /t)
80	2,20	1,24	80	45	6	8	8	4	46	8,64	11,0	0,312	36,1
100	2,91	1,40	100	50	6	8,5	8,5	4,5	64	10,6	13,5	0,372	35,1
120	4,22	1,44	120	55	7	9	9	4,5	82	13,4	17,0	0,434	32,4
140	5,91	1,63	140	60	7	10	10	5	98	16,0	20,4	0,489	30,6
160	7,67	1,74	160	65	7,5	10,5	10,5	5,5	115	18,8	24,0	0,546	29,0
180	9,80	1,84	180	70	8	11	11	5,5	133	22,0	28,0	0,611	27,8
200	12,35	1,94	200	75	8,5	11,5	11,5	6	151	25,3	32,2	0,661	26,1
220	16,67	2,07	220	80	9	12,5	12,5	6,5	167	29,4	37,4	0,718	24,4
240	20,42	2,20	240	85	9,5	13	13	6,5	184	33,2	42,3	0,775	23,3
260	26,62	2,31	260	90	10	14	14	7	200	37,9	48,3	0,834	22,0
300	39,86	2,72	300	100	10	16	16	8	232	46,2	58,8	0,950	20,6

Pour les normes, se reporter à l'article (Doc. C 2 700).

Tableau 2 – Aciers de construction d'usage général : composition chimique (suivant NF A 35-501)

Nuance	Qualité	Mode de désoxydation	C maxi (%)		P maxi (%)		S maxi (%)		N <sub>2</sub> maxi (4) (%)		Élément d'alliage (coulée) (%)
			coulée	produit	coulée	produit	coulée	produit	coulée	produit	
A 33			Composition non précisée dans la norme								
A 34	2	.....	0,16	0,20	0,045	0,055	0,045	0,055	0,008	0,009	
	2	NE	0,16	0,18	0,045	0,050	0,045	0,050	0,008	0,009	
E 24	2	(1)	0,17 (5)	0,21	0,045	0,055	0,045	0,055	0,008	0,009	
	2	E (1)	0,17 (5)	0,21	0,045	0,055	0,045	0,055	0,007	0,008	
	2	NE	0,17 (6)	0,19	0,045	0,050	0,045	0,050	0,008	0,009	
	3	NE	0,16	0,18	0,040	0,045	0,040	0,045			
	4	CS	0,16	0,18	0,035	0,040	0,035	0,040	.....	.....	Al ≥ 0,02 (9)
E 28 (2)	2	NE	0,20	0,23	0,045	0,050	0,045	0,050	0,008	0,009	
	3	NE	0,18	0,20	0,040	0,045	0,040	0,045			
	4	CS	0,18	0,20	0,035	0,040	0,035	0,040	.....	.....	Al ≥ 0,02 (9)
E 36 (3)	2	NE	0,24	0,27	0,045	0,050	0,045	0,050			
	3	NE	0,20 (7)	0,22	0,040	0,045	0,040	0,045			
	4	CS	0,20 (8)	0,22	0,035	0,040	0,035	0,040	.....	.....	Al ≥ 0,02 (9)
A 50	2	NE			0,045	0,050	0,045	0,050			
A 60	2	NE			0,045	0,050	0,045	0,050			
A 70	2	NE			0,045	0,050	0,045	0,050			

E = effervescent      NE = non effervescent      CS = calmage spécial

- (1) Les qualités E 24-2 et E 24-2 E sont livrées exclusivement en produits d'épaisseur inférieure ou égale à 16 mm dans le cas des poutrelles et cornières, et à 30 mm pour les autres laminés marchands.
- (2) E 28 : les teneurs en manganèse et silicium ne doivent pas dépasser respectivement 1,30 % et 0,40 % sur coulée et 1,40 % et 0,45 % sur produit.
- (3) E 36 : la teneur en manganèse ne doit pas dépasser 1,60 % sur coulée comme sur produit. La teneur en silicium ne doit pas dépasser 0,55 % sur coulée et 0,60 % sur produit.
- (4) La teneur en azote peut être augmentée de 0,001 % pour chaque diminution de 0,005 % de la teneur en phosphore sans pour autant dépasser 0,010 % à la coulée et 0,012 % sur produit. Toutefois cette prescription de teneur en azote ne s'applique pas lorsque les aciers sont élaborés au four électrique ou lorsque l'analyse sur produit met en évidence la présence d'éléments fixant l'azote.
- (5) Pour les produits d'épaisseur supérieure à 16 mm il est admis une teneur maximale en carbone de 0,19 % sur coulée et 0,24 % sur produit.
- (6) Pour les produits d'épaisseur supérieure à 30 mm il est admis une teneur maximale en carbone de 0,19 % sur coulée et 0,21 % sur produit.
- (7) Pour les produits d'épaisseur supérieure à 16 mm il est admis une teneur maximale en carbone de 0,22 % sur coulée et 0,24 % sur produit.
- (8) Pour les produits d'épaisseur supérieure à 30 mm il est admis une teneur maximale en carbone de 0,22 % sur coulée et 0,24 % sur produit.
- (9) Cette prescription ne s'applique qu'aux produits d'épaisseur inférieure à 5 mm ; de plus, après accord entre acheteur et producteur, d'autres éléments de calmage peuvent être utilisés.

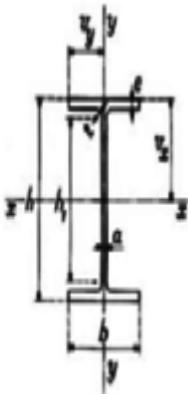
Pour les normes, se reporter à l'article (Doc. C 2 700).

Profil	Caractéristiques rapportées à l'axe neutre								
	$I_x$ (cm <sup>4</sup> )	$\frac{I_x}{v_x}$ (cm <sup>3</sup> )	$i_x$ (cm)	Moment statique S (cm <sup>3</sup> )	Distance des centres (cm)	$\eta_x$	$I_y$ (cm <sup>4</sup> )	$\frac{I_y}{v_y}$ (cm <sup>3</sup> )	$i_y$ (cm)
80	80,1	20,0	3,24	11,6	6,9	3,33	8,49	3,69	1,05
100	171	34,2	4,07	19,7	8,7	4,22	15,9	5,79	1,24
120	318	53,0	4,90	30,4	10,5	5,10	27,7	8,65	1,45
140	541	77,3	5,74	44,2	12,2	5,99	44,9	12,3	1,65
160	869	109	6,58	61,9	14,0	6,90	68,3	16,7	1,84
180	1 317	146	7,42	83,2	15,9	7,76	101	22,2	2,05
200	1 943	194	8,26	110	17,6	8,66	142	28,5	2,24
220	2 772	252	9,11	143	19,4	9,62	205	37,3	2,48
240	3 892	324	9,97	183	21,2	10,55	284	47,3	2,69
270	5 790	429	11,2	242	24,2	11,88	420	62,2	3,02
300	8 356	557	12,5	314	26,6	13,20	604	80,5	3,35
330	11 770	713	13,7	402	29,3	14,52	788	98,5	3,55
360	16 270	904	15,0	510	31,9	15,83	1 043	123	3,79
400	23 130	1 160	16,5	654	35,4	17,50	1 318	146	3,95
450	33 740	1 500	18,5	849	39,7	19,33	1 676	176	4,12
500	48 200	1 930	20,4	1 100	43,9	21,28	2 142	214	4,31
550	67 120	2 440	22,3	1 390	48,2	23,02	2 668	254	4,45
600	92 080	3 070	24,3	1 760	52,4	25,16	3 387	308	4,66

Profil	Moment d'inertie de torsion J (cm <sup>4</sup> )	Module de raideur d (cm)	Dimensions						Masse linéique P (kg/m)	Section A (cm <sup>2</sup> )	Surface de peinture	
			h (mm)	b (mm)	a (mm)	e (mm)	r (mm)	h <sub>1</sub> (mm)			(m <sup>2</sup> /m)	(m <sup>2</sup> /t)
80	0,70	0,299	80	46	3,8	5,2	5	60	6,0	7,64	0,329	54,8
100	1,10	0,313	100	55	4,1	5,7	7	75	8,1	10,3	0,401	49,5
120	1,71	0,336	120	64	4,4	6,3	7	93	10,4	13,2	0,474	45,6
140	2,54	0,359	140	73	4,7	6,9	7	112	12,9	16,4	0,550	42,6
160	3,53	0,379	160	82	5,0	7,4	9	127	15,8	20,1	0,622	39,4
180	4,90	0,404	180	91	5,3	8,0	9	146	18,8	23,9	0,698	37,1
200	6,46	0,425	200	100	5,6	8,5	12	159	22,4	28,5	0,768	34,3
220	8,86	0,460	220	110	5,9	9,2	12	178	26,2	33,4	0,848	32,4
240	11,60	0,490	240	120	6,2	9,8	15	190	30,7	39,1	0,921	30,0
270	14,93	0,510	270	135	6,6	10,2	15	220	36,1	45,9	1,04	28,8
300	19,47	0,535	300	150	7,4	10,7	15	249	42,2	53,8	1,16	27,5
330	25,70	0,558	330	160	7,5	11,5	18	271	49,1	62,6	1,25	25,5
360	36,20	0,600	360	170	8,0	12,7	18	299	57,1	72,7	1,35	23,6
400	46,80	0,607	400	180	8,6	13,5	21	331	66,3	84,5	1,47	22,2
450	63,80	0,616	450	190	9,4	14,6	21	379	77,6	98,8	1,61	20,7
500	89,00	0,640	500	200	10,2	16,0	21	426	90,7	116	1,74	19,2
550	118,40	0,657	550	210	11,1	17,2	24	468	106	134	1,88	17,7
600	166,20	0,697	600	220	12,0	19,0	24	514	122	156	2,02	16,6

Pour les normes, se reporter à l'article (Doc. C 2 700).



## **BIBLIOGRAPHIES :**

- [1] **D.T.R-B.C.2.2** : « Charges permanentes et charges d'exploitations »
- [2] **D.T.R-B.C.2.48** : « Règles Parasismique Algériennes » (RPA 99/ version 2003).C.G.S.
- [3] **D.T.R-C.2.47** : « Règlement neige et vent » (RNV 99) 1999
- [4] **D.T.R-B.C.2.44** : « Règles de conception et de calcul des structures en acier »  
(CCM 97)
- [5] **EUROCODE 3 partie 1-1** : « Calcul des structures en acier- Règles générales et règles pour les bâtiments » publiée par l'AFNOR en septembre 1994
- [6] **EUROCODE 4 partie 1-1** : « conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton- Règles générales et règles pour les bâtiments » publiée par l'AFNOR en septembre 1994
- [7] **Manfred A. Hirt Rolf Bez** : « Construction métallique » volume 10
- [8] **Jean Morel** : « Construction Métallique ». Éditions Eyrolles, 1995
- [9] **Jean Morel** : « structure métallique selon Eurocode 03 » Éditions Eyrolles, 1996,

### **Logiciels**

- **Auto CAD 2008**