



UNIVERSITE SAAD DAHLEB BLIDA -1-

جامعة البليدة -1-

Faculté de Technologie

كلية التكنولوجيا

Département de Génie Civil

دائرة الهندسة المدنية



MEMOIRE DE MASTER

Spécialité : Constructions métalliques et mixtes

**ETUDE D'UN BATIMENT A USAGE D'HABITATION EN CHARPENTE
METALLIQUE**

R+12+2Sous-Sol

+ ETUDE D'UN ARC DECORATIF EN POUTRE EN TREILLIS.

Par

Aitziane AMIRA

Daoudi MADJED

Hadjala KAMEL

Devant les jurys composés de :

.....

U. saad Dahleb-Blida

President

.....

U. saad Dahleb-Blida

Examineur

ZAHAF AHMED

U. saad Dahleb-Blida

Promoteur

Blida, Juillet 2023

INTRODUCTION GENERALE

La construction en charpente métallique occupe une place de plus en plus importante dans le domaine du génie civil en Algérie. Au cours de ces dernières années, la stimulation du développement économique et social a nécessité le lancement de différents projets parmi lesquels ; la construction des salles omnisports, des bâtiments industriels, des parkings étagés, et des grands hôtels. Ce dernier c'est le sujet de notre mémoire.

Ce travail s'insère dans l'objectif de respecter et maîtriser les règlements en vigueur, et les techniques de conceptions et des constructions contemporaines dans le domaine, il devient nécessaire d'assurer la résistance et la stabilité de ces constructions. En fonction de la nature et des caractéristiques des matériaux utilisés et du terrain d'implantation et d'autres facteurs, la réponse à cette exigence implique la prise en compte de certaines normes et règles parasismiques.

L'ouvrage étudié est un hôtel en charpente métallique (**R+12+2sous-sol**) à usage d'**habitation** contreventé par des palées triangulées en V située à **ALGER –Sidi Abdellah**.

Cette étude nous permet d'assurer la stabilité et la durabilité de l'ouvrage. La modélisation de cette structure par le logiciel ETABS et ROBOT structural Analyses. Ils utilisent la méthode d'analyses statiques et dynamiques, ainsi que l'analyse linéaire ou non linéaire.

Notre étude est constituée de 9 chapitres :

- Le **1er chapitre** est consacré à la présentation de l'ouvrage.
- Le **2ème chapitre** est consacré prédimensionnement des éléments résistants (poteaux, poutres, planchers et solives).
- Le **3ème chapitre** est consacré à L'étude climatique.
- Le **4ème chapitre** nous intéressons à l'étude des éléments secondaire qui comporte Notre structure, nous citons (l'acrotère et les escaliers)
- Le **5ème chapitre** consisté à modélisé notre structure et détermine les modes de vibration, en renforçant l'ossature par des stabilités pour avoir un bon comportement de dynamique jusqu' à la vérification des justifications imposées par les règles parasismiques.
- Le **6ème chapitre** porte les vérifications des éléments structuraux de l'ossature en charpente métallique vis-à-vis les phénomènes d'instabilité tel que le flambement et

déversement tout en respectant les règlements techniques en vigueur.

- Le **7ème chapitre** calcul des assemblages, fondé sur les résultats du logiciel Robot qui traite les différents assemblages (assemblage soudés et assemblage boulonnés)
- Le **9ème chapitre** est consacré à l'étude des éléments de Sous-Sol.
- Le **10ème chapitre** est consacré à l'étude de fondation.

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1- Introduction :

Dans le cadre de l'étude de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un Bâtiment composé de (12) niveaux sur rez-de-chaussée avec une terrasse inaccessible et deux (02) niveaux sous-sol (R+12+2SS).

Ce chapitre contient :

- La localisation et données concernant le site.
- La présentation du projet.
- Conception de l'ouvrage.
- Les caractéristiques des matériaux utilisés.

I.2- Présentation de projet :

Ce projet est implanté la wilaya de d'ALGER plus exactement à **Sidi Abdellah** classé selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99/version2003) comme une zone de de forte sismicité for (**Zone III**).

L'étude de ce projet comprend la partie conception des éléments principaux tels que : les poteaux, poutres, contreventements, planchers, fondations et le calcul des éléments secondaires après l'étude sismique de la structure pour assurer la stabilité de l'ouvrage et la sécurité des personnes pendant et après la réalisation ainsi que l'étude de l'infrastructure et fondation.

I.2.1- Localisation et données concernant le site :

Notre projet implanté à ALGER (**Sidi Abdellah**) dont :

- Le site considéré comme meuble (**S3**), et la contrainte du sol est **2 bars**
- L'ouvrage est d'importance moyenne à usage **d'habitation**, qui appartient donc au groupe d'usage 2.
- Zone de neige : **Zone B**.
- Zone de vent : **Zone I**

I.3- Conception de l'ouvrage :

I.3.1- Données géométriques du projet

Suivant la vue en plan, les dimensions de la structure sont :

- Longueur totale 26m
- Largeur totale 18.2m

Suivant la vue en élévation, les dimensions de la structure sont :

- Hauteur du rez-de-chaussée 3.06m
- Hauteur des étages courants3.06m
- Hauteur des sous-sol2.9 m
- Hauteur totale du bâtiment 39.78 m

I.3.2- Conception de l'ouvrage

I.3.2.1- Conception architecturale :

Notre bâtiment est composé d'un RDC et 12 étages avec deux sous-sols

- ✓ Sous-sol sera aménagé en parking.
- ✓ RDC jusqu'au 12eme étage seront destinés pour usage d'habitation.
- ✓ Terrasse inaccessible

I.3.2.2- Conception structurel :

- LES Planchers

Selon l'**EUROCODE 4** l'épaisseur hors-tout de la dalle mixte, h_t doit être d'au moins **80mm**.

L'épaisseur de béton h_c , au-dessus de la surface plane principale du sommet des nervures de la tôle ne doit pas être inférieure à **40mm**.

Si la dalle a une action mixte avec la poutre ou si elle est utilisée comme diaphragme, h_t doit être d'au moins **90mm** et h_c ne doit pas être inférieure à **50 mm**.

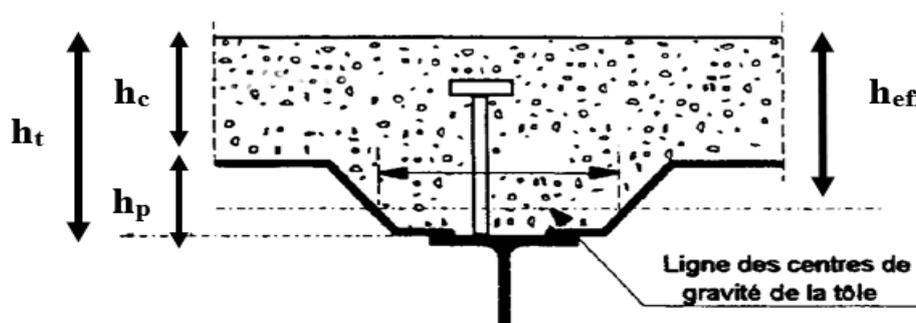


Figure I.1 : Coupe du plancher collaborant.

- **Résistance au feu**

La résistance au feu selon le critère d'isolation thermique, ne dépend que de l'épaisseur de la dalle.

L'épaisseur efficace h_{eff} est donnée par les formule suivante :

- **Epaisseur de la dalle (h_{eff})**

Pour $h=150\text{mm}$

On aura : $\frac{h_p}{h_c} = \frac{55}{105} = 0.62$, et $h_c = (160-55) = 105 > 40 \text{ mm}$

D'où :

$$h_{eff} = h_c + 0.5h_p \times \left[\frac{l_1 + l_2}{l_1 + l_3} \right]$$

$$h_{eff} = 105 + 0.5 \times 55 \times \left[\frac{88.5+61.5}{88.5+61.5} \right] = 132.5\text{mm}$$

Pour $h_{eff} = 132.5\text{mm} \rightarrow$ donc on prend $h_{eff} = 150 \text{ mm}$.

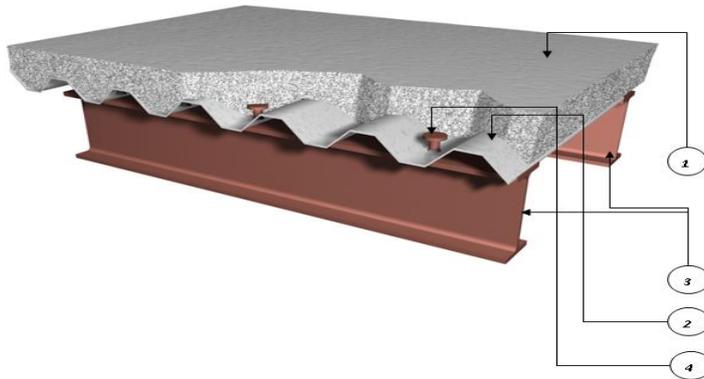


Figure I.2: Conception d'un plancher collaborant.

1 : dalle en béton

2 : Tôle Hi-bond 55

3 : Solive.

4 : connecteur.

▪ **Bac d'acier**

Les bacs aciers sont de type **Hi Bond 55 (Annex 1)**

Cet élément forme un coffrage pour la dalle en béton, il permet :

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

Le Hi-Bond utilisé dans notre calcul a les caractéristiques géométriques montrées dans la figure ci-dessous :

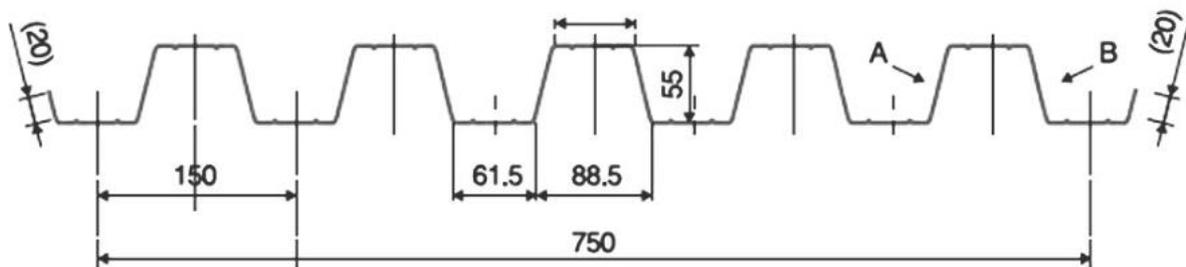


Figure I.3: Bac d'acier type Hi-Bond 55.

Tableau I.1: caractéristiques de HI-BOND55-750

| Hauteur des nervures (mm) | Nombre de nervure par bac | Espacement des nervures (mm) | Largeur outil de bac (mm) | Epaisseur de tôle (mm) | Poids (dan/m ²) |
|---------------------------|---------------------------|------------------------------|---------------------------|------------------------|-----------------------------|
| 55 | 5 | 150 | 750 | 1 | 15 |

- Les planchers reposent sur un ensemble des poutres et solives métalliques.
- La liaison entre la dalle, le bac en acier collaborant et la structure porteuse est assurée par des connecteurs :

Ils permettent de développer le comportement mixte entre la poutre en acier et la dalle en béton.

La connexion est essentiellement prévue pour résister au cisaillement horizontal.

- Les connecteurs

Deux types de connecteurs principaux sont disponibles, les goujons soudés et les connecteurs cloués.

Dans notre cas, on utilise des goujons de hauteur **h=95mm** et de diamètre **d=22mm**, qui sont assemblés par soudage (voir figure ci-dessous) :

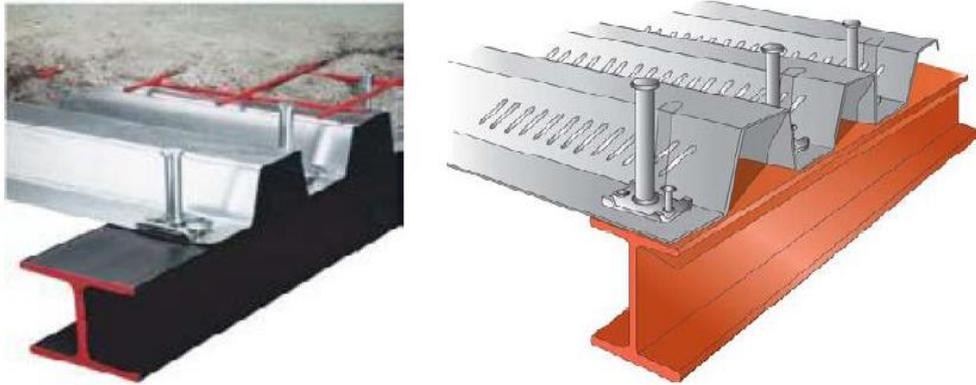


Figure I.4 : Goujon soudée.

- Les solives :

Les solives sont des poutrelles IPE ou bien UPN travaillent à la flexion simple, leur espacement est compris entre 1.5m et 4m.

- Les poutres :

Les poutres, sont des éléments généralement horizontaux (IPE) ou bien (HEA) qui doivent reprendre essentiellement les efforts de flexion. Leur section doit par conséquent présenter une inertie adaptée dans le sens de flexion et donc une certaine hauteur.

- Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à réaliser aux charges axiales de compression. On les utilise pour supporter les planchers, ils permettent aussi de transmettre les actions gravitaires (poids propre, charges permanentes, charge de neige et surcharges d'exploitation) jusqu'aux fondations.

- OSSATURE contreventée par palé de stabilité type V

En se référant aux RPA 99 version 2003 qui exige que pour toute structures dépassant une hauteur de 17m en zone III.

- Escaliers

Les escaliers peuvent être droits ou hélicoïdaux. Le champ de création est presque infini, à l'intérieur des règles classiques de dimensionnement des marches et du giron.

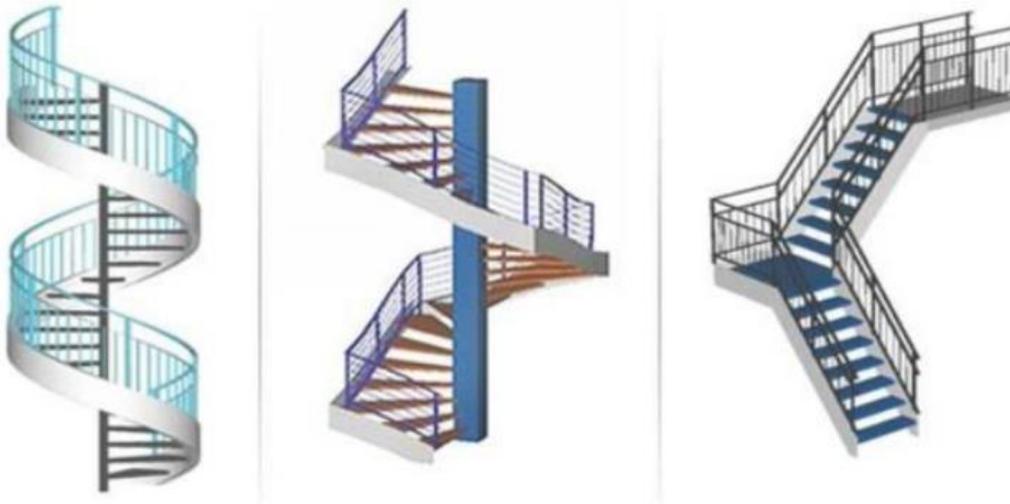


Figure I.5 : escalier en charpente métallique

- Maçonnerie

Les murs de notre structure seront exécutés en brique creuse.

- Murs extérieurs : ils seront constitués d'une double cloison de 25cm d'épaisseur.

Brique creuse de 10 cm d'épaisseur pour la paroi externe du mur.

L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur.

Brique creuse de 10 cm d'épaisseur pour la paroi interne du mur.

- Murs intérieurs : ils seront constitués par des cloisons de 15 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux services.

- Infrastructure

Elle sera réalisée en béton armé coulée sur place, elle doit constituer un ensemble résistant et rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
- Limiter les tassements différentiels.
- Transmettre les charges horizontales (charges sismiques) et les charges verticales au sol d'assise de la structure.

I.4- Caractéristiques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du complexe doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en charpente métallique (EUROCODE 3) et tous les règlements applicables en Algérie (RPA 99version 2003).

I.4.1- Acier :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction. Nous utilisons les types d'aciers suivants :

a) Etat limite ultime ELU :

On adoptera un diagramme contraintes déformations déduit des diagrammes précédents par affinité parallèle à la tangente à l'origine dans le rapport $1/\gamma_s$.

- σ_s : contrainte de l'acier..... $\sigma_s = f_e/\gamma_s$

- γ_s : coefficient de sécurité de l'acier, il a pour valeur :

$\gamma_s = 1.15$ cas d'actions courantes.

$\gamma_s = 1.00$ cas d'actions accidentelles.

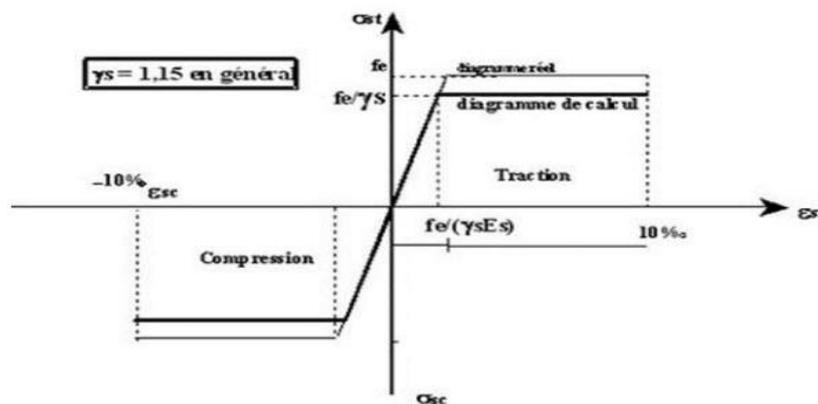


Figure I.6: Diagramme contraintes / Déformations de l'Acier.

b) Etats limites de service ELS :

On ne limite pas de la contrainte de là l'acier sauf en état d'ouverture des fissures :

- Fissuration nuisible : Pas de limitation de contrainte.

- Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min [2/3 f_e ; 150\eta]$.

- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min [1/2 f_e ; 110\eta]$

Avec :

η : Coefficient de fissuration tel que :

$\eta = 1$ pour des aciers ronds lisses.

$\eta = 1.6$ pour des aciers de H.A.

- Acier de Charpente métallique : [2]

Les différentes caractéristiques mécaniques des aciers de Charpente métallique sont :

- Module d'élasticité longitudinale : $E = 210\,000$ MPa.
- Module de cisaillement : $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = 80769$ MPa
- Le coefficient de poisson : $\nu = 0,3$
- Coefficient de dilatation : $\alpha = 12 \times 10^{-6}$ par $^{\circ}C$
- Masse volumique $\rho = 7850$ kg/m³

Limite élastique f_y (MPa) en fonction de l'épaisseur nominale :

Tableau I.2 : valeurs nominales de f_y et f_u pour les profilés

| Nuance Nominale de l'acier | Epaisseur t [mm] | | | |
|----------------------------|------------------|-------------|-------------------|-------------|
| | $t \leq 40$ | | $40 < t \leq 100$ | |
| | F_y [MPa] | F_u [MPa] | F_y [MPa] | F_u [MPa] |
| Fe 360 | 235 | 360 | 215 | 340 |
| Fe 430 | 275 | 430 | 255 | 410 |
| Fe 510 | 355 | 510 | 355 | 490 |

- Acier pour ferrailage :

Pour le ferrailage en utilisé des armatures et des treuillés à soudé de type HA et de dont les caractéristiques sont :

- Module d'élasticité longitudinale : $E = 2.1 \times 10^5$ MPa
- Contrainte limite d'élasticité : $f_e = 500$ MPa

Tableau I.3 : Valeurs nominales de fy pour le ferrailage

| | Nuance | Fy [MPa] |
|--------------|--------|----------|
| Ronds lisses | Fe 220 | 215 |
| | Fe 240 | 235 |
| Barres HA | Fe 400 | 400 |
| | Fe 500 | 500 |

I.4.2- Béton :

Le béton est un assemblage de matériaux de nature généralement minérale. Il met en présence des matières inertes, appelées granulats (gravier, sable...etc.) et un liant (ciment, argile...etc.) et de l'eau.

Le béton de ciment présente une résistance à la compression assez élevée, de l'ordre de 25 à 40 MPa mais sa résistance à la traction est faible. De l'ordre de 1/10 de sa résistance en compression.

1- Résistance de béton :

Le béton utilisé est défini, du point de vue mécanique par :

➤ La résistance à la compression :

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir sur des éprouvettes 16cm x 32 cm.

On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité f_{c28} . Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à J jours définies à partir de f_{c28} .

$$f_{cj} = \frac{J}{4.76 + 0.83j} f_{c28}; \quad \text{pour } f_{c28} < 40\text{MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{J}{1.40 + 0.95j} f_{c28} \quad ; \text{pour } f_{c28} > 40\text{MPa}$$

➤ La résistance à la traction :

La résistance à la traction à 28 jours est déduite de celle de compression par la relation :
La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ (MPa)}$$

Pour notre ouvrage, on utilise le même dosage de béton avec une résistance caractéristique à la compression $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ et à la traction $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$.

2- Module de déformation longitudinale du béton :

Ce module est connu sous le nom de module de Young ou de module d'élasticité longitudinal ; il est défini sous l'action des contraintes normale à courte et à longue durée.

- Module de déformation instantané

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantané E_{ij} du béton âgé de « j » jours est égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ D'ou : } E_{i28} = 32164,20 \text{ MPa.}$$

- Module de déformation différé

Il est réservé spécialement pour des charges de durée d'application supérieure à 24 heures ; ce module est défini par :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ D'ou : } E_{v28} = 10818,87 \text{ MPa.}$$

3- Coefficient de poisson :

Il représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{raccourcissement relatif longitudinal}}{\text{allongement relatif du coté de la section}}$$

Selon le BAEL [9] :

- $\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations et dans le cas des états – limites ultimes (béton fissuré).
- $\nu = 0,2$ pour le calcul des déformations et pour les justifications aux états-limites de service (béton non fissuré).

4. Contraintes limites :

a. L'état limite ultime ELU

L'état limite ultime correspond à la valeur maximale de la capacité portante :

- Résistance de la structure ou de l'un de ces éléments.
- Equilibre statique.
- Stabilité de forme. La contrainte ultime du béton en compression est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : γ_b : Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1.5$ cas des actions courantes transitoires.

$\gamma_b = 1.15$ cas des actions accidentelles

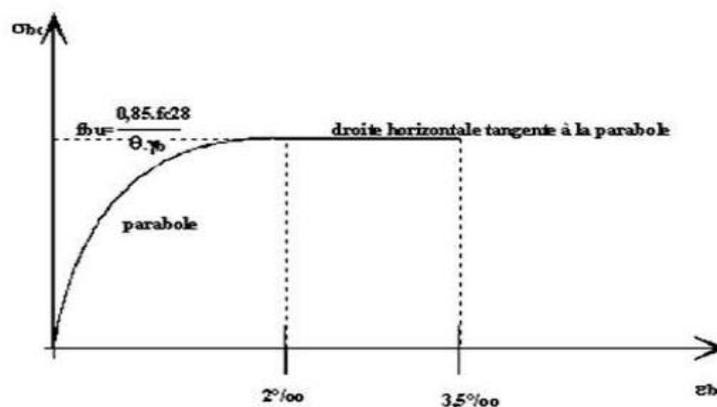


Figure I.7: Diagramme contraintes-déformation ELU.

b. Etat limite de service

ELS Qui constitue les frontières au délai des quelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de l'un de ses éléments ne sont plus satisfaites :

- Ouverture des fissures
- Déformations excessives des éléments porteurs
- Vibration inconfortable pour les usages etc.

La contrainte limite de service est donnée par :

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

I.5- Règlements techniques

Les règlements techniques utilisés dans cette étude sont :

- **DTR.BC.2.2** « Charges permanentes et charges d'exploitations ».
- **DTR.BC.2.48** : Règles Parasismiques ALGERIENNES « RPA99/VERSION 2003 ».
- **DTR.BC.2.47** : Règlement Neige et Vent « RNV 2013 ».
- **BAEL91** : Calcul des Structures en béton.
- **Eurocode 03** : Calcul des structures en acier.
- **Eurocode 04** : Calcul des structures mixtes acier – béton.

I.6- Conclusion :

Dans ce chapitre, l'ouvrage de ce projet de fin d'étude est présenté, en déterminant l'usage, la classification et les caractéristiques géométriques en plan et en élévation de la construction. Ensuite, les éléments structurant le bâtiment sont définis et les caractéristiques mécaniques des matériaux de construction adoptés sont détaillées. A la fin, les hypothèses de calcul adoptées sont mentionnées.

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX

II.1 Introduction

Ce chapitre nous permet de faire une estimation approximative des dimensions des sections des éléments porteurs de notre structure (poteaux, poutres ... etc.). En se basant sur le principe de la descente de charges verticales transmises par les planchers aux éléments porteurs et qui les transmettent à leur tour aux fondations, le prédimensionnement des éléments se fait selon les règles de calcul de **DTR2.2, EC3, EC4**.

L'application de ces règles conduit pour les différents éléments des constructions à un degré de sécurité sensiblement homogène pour les différents modes de sollicitations et les différents types de constructions.

II.2 Les planchers

II.2.1 Hypothèse de calcul : [12]

Le calcul de plancher collaborant se fait en deux phases :

- Phase de construction

Le profilé d'acier travail seul et les charges de la phase de construction sont :

- Poids propre du profilé
- Poids propre du béton frais
- Surcharge de construction (ouvrier)

- Phase finale

Le béton ayant durci, donc la section mixte travaillant ensemble.

On doit tenir compte des charges suivantes :

- Poids propre du profilé
- Poids propre du béton (sec)
- Surcharge d'exploitation
- Finition

II.2.2 Estimation des charges des planchers : [1]

Dans cette étape, nous allons définir les différentes charges agissantes sur les planchers de notre structure, qui se résument dans l'action des charges permanentes et d'exploitation et

qui varient selon l'usage du bâtiment et les matériaux utilisés. Ces derniers ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, il y a des normes qui fixent les valeurs des charges qui sont inscrites dans le règlement technique.

A- Charge permanente :

➤ Plancher terrasse inaccessible :

Tableau II.1 : Evaluation de la charge permanente pour plancher terrasse

| Composants | Charge G[kN/m ²] |
|--------------------------------|------------------------------|
| Protection gravillon | 0.20 |
| Etanchités multicouche | 0.12 |
| Forme de pente(5cm) | 1.11 |
| Isolation thermique (4cm) | 0.16 |
| Dalle en béton arme eff (15cm) | 3.75 |
| Bac d'acier HI-BOND 55(1.2cm) | 0.15 |
| Climatisation | 0.4 |
| Faux plafond | 0.3 |
| Total | 5,49 |

➤ Planchers étages courant (habitation) :

Tableau II.2 : Evaluation de la charge permanente d'étage courant

| Composants | Charge G[kN/m ²] |
|--------------------------------|-------------------------------|
| Dalle de sol | 0.5 |
| Mortier de pose | 0.4 |
| Dalle en béton arme eff (15cm) | 3.75 |
| Bac d'acier HI-BOND 55(1.2cm) | 0.15 |
| Climatisation | 0.4 |
| Faux plafond | 0.3 |
| Cloisonnement | 0.1 |
| Total | 4.91 |

B- Les charge d'exploitation :

Tableau II.3 : Evaluation de charge d'exploitation de terrasse +Etage courant

| | Action permanente | Charge d'exploitation (KN/m ²) |
|-----------------|--|--|
| II.3 <u>Pré</u> | Terrasse inaccessible | 1 |
| | De 1ère jusqu'à 12ème étage (habitation) | 1.5 |
| | RDC (habitation) | 1.5 |

dimensionnement des éléments principaux :

II.3.1. Prédimensionnement des solives

Les solives sont généralement des profilés en IPE, IPN, leur espacement est compris entre 1,5 et 4m selon le type du bac d'acier utilisé. Le pré dimensionnement se fait selon le critère de résistance ou le critère de flèche, mais dans notre cas, on utilise une formule approchée et simplifiée qui est en fonction de la hauteur de profilé et la portée de la solive.

On pré-dimensionnera la solive la plus sollicitée pour chaque plancher.

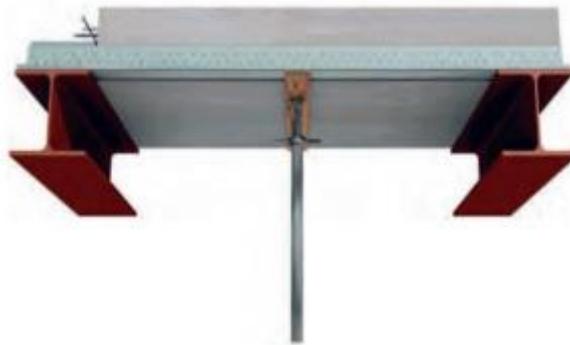


Figure II.1 : Schéma de solive.

▪ Plancher terrasse inaccessible

La solive la plus sollicitée à une longueur $L=4,6$ m, L'entraxe entre les solives est de 1,5m.

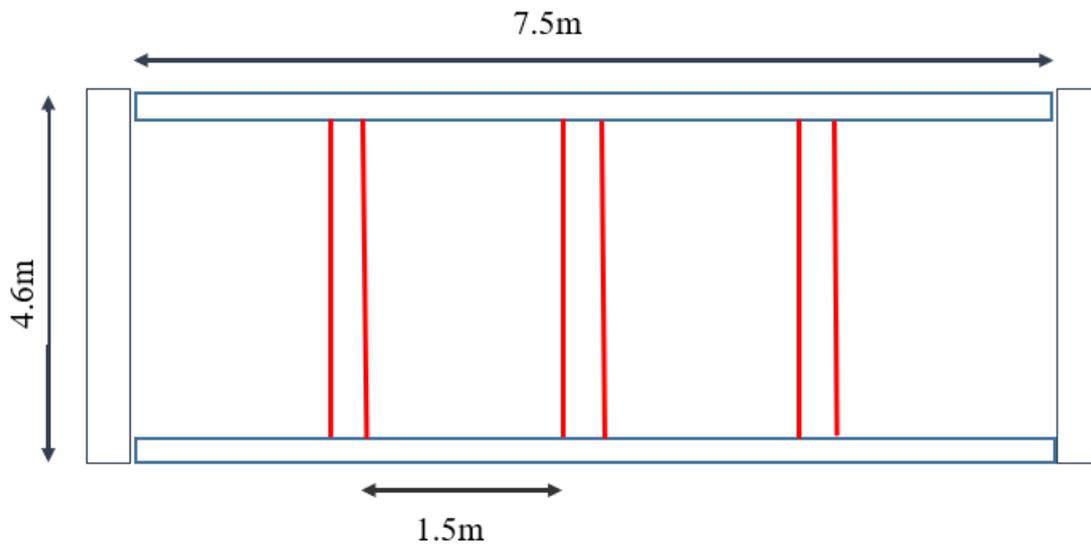


Figure II.2. Solive plus sollicitée.

- Condition de la flèche :

$$\frac{L}{25} \leq H \leq \frac{L}{15}$$

Avec :

H : la hauteur du profilé

L : la longueur de la solive

$$\frac{L}{25} \leq H \leq \frac{L}{15} \leftrightarrow \frac{4600}{25} \leq H \leq \frac{4600}{15}$$

$$184 \leq H \leq 306.66$$

On choisit un IPE 200.

Caractéristiques de poutrelle utilisée IPE 200

Tableau II.4: Caractéristiques du profilé (IPE200)

| DESIGNATION abrégée | Poids | Section | Dimension | | | | | Caractéristique | | | | |
|------------------------|-----------|----------------------|-----------|------|----------|-------|---------|--------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|-------------------|-------------------|
| | G Kg/m | A cm ² | h mm | b mm | tw mm | tf mm | r mm | I _y cm ⁴ | W _{pl-y} cm ³ | W _{el-y} cm ³ | i _y cm | i _z cm |
| IPE 200 | 22,4 | 28,48 | 200 | 100 | 5,6 | 8,5 | 12 | 1943 | 220,6 | 194,3 | 8,25 | 2,24 |

1- Phase de construction

Le profilé d'acier travail seul, donc les charges de la phase de construction sont :

Poids propre du profilé (IPE200)..... $g_p = 0.224$ KN/ml.

Poids propre du béton frais..... $G_b = 3.75$ KN/m².

Poids du bac d'acier (fiche technique e=0,75) $g = 0,15$ KN/m².

Surcharge de construction (ouvrier)..... $q_c = 0,75$ KN/m².

1.1- Combinaisons des charges

L'entraxe entre les solives est de 1,5 m.

ELU

$$q_u = 1,35 [g_p + (G_b + g) \times 1,5] + 1,5 q_c \square 1,5$$

$$q_u = 1,35 [0.224 + (3.75 + 0.15) \square 1,5] + 1,5 \square 0.75 \square 1,5$$

$$q_u = 9.88 \text{ KN/ml.}$$

ELS

$$q_{sr} = [g_p + (G_b + g) \times 1,5] + q_c \square 1,5$$

$$q_{ser} = [0,224 + (3.75 + 0.15) \times 1,5] + 0,75 \square 1.5$$

$$q_{ser} = 7.2 \text{ KN/ml.}$$

- Vérification :

a. La flexion

Le moment fléchissant M_{sd} dans la section transversale de classe I et II doit satisfaire à la condition suivante :

$$M_{sdy} \leq M_{plrd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma M_0}$$

Le moment appliqué :

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{9.88 \times 2.3^2}{8} = 6.53 \text{KN.m}$$

Moment résistant plastique

$$M_{plrd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{220,6 \times 275 \times 10^{-3}}{1.1} = 55.15 \text{KN.m}$$

$$M_{sd} < M_{plrd} \leftrightarrow \text{condition vérifiée} \quad r = 11.84\%$$

b. L'effort tranchant

On doit vérifier que :

$$V_{sd} \leq V_{plrd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma M_0}$$

$V_{pl.Rd}$: effort tranchant de plastification de la section.

A_v : aire de cisaillement.

$$V_{sd} = \frac{q_u l}{2} = \frac{9.88 \times 2.3}{2} = 11.36 \text{KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma M_0} = \frac{275 \times 1400 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1.1} = 202.072 \text{KN}$$

$$V_{sd} < V_{plrd} \leftrightarrow \text{condition vérifiée} \quad r = 5.62\%$$

$$V_{sd} < 0.5V_{plrd} \leftrightarrow 12.06 \text{KN} < 101.036 \text{KN}$$

Donc Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance de la flexion.

c. La rigidité :

Il faut vérifiée que :

$$F_{max} \leq \frac{L}{250}$$

$$F_{max} = \frac{5 \times 7.2 \times 2300^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 1943 \times 10^4} = \mathbf{0.64mm.}$$

$$f^{adm} = \frac{4600}{250} = \mathbf{18.4 \text{ mm}}$$

$$f^{max} < f^{adm} \quad \text{Condition Vérifiée} \quad r = 3.47\%$$

d. Vérification du déversement :[15]

$$M_{sd} \leq M_{bRd} = \chi_{LT} \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{M_1}} \beta_W$$

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

On doit vérifier que

Avec

$$\beta_W = 1 \text{ classe I}$$

$$\gamma_{M_1} = 1,1$$

$$M_{sd} \text{ est le moment appliqué } \Rightarrow M_{max} = M_{sd} = \mathbf{6.53 \text{ KN.m}}$$

$M_{b,Rd}$: la résistance de calcul d'un élément non maintenu latéralement au déversement

$$\lambda_{LT} = \frac{L/iz}{\left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/iz}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0,25} \sqrt{C_1}} \quad \text{Avec } C_1 = 1,132 \text{ (CCM97.TAB.1.2)}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{2300/22.4}{\left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{2300/22.4}{\frac{200}{8.5}} \right)^2 \right]^{0,25} \sqrt{1,132}} = 81.64$$

$$\lambda_{LT}^- = \frac{\lambda_{LT}}{93,9\varepsilon}$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92 \Rightarrow \lambda_{LT}^- = 0,94 > 0,4 \Rightarrow \text{il y a un risque de déversement.}$$

$$\varphi_{LT} = 0,5[1 + \alpha_{LT}(\lambda_{LT}^- - 0,2) + \lambda_{LT}^{-2}] = 1,01$$

$$\Rightarrow \chi_{LT} = 0,72$$

Avec

α_{LT} : Facteur d'imperfection. Profilé laminé $\Rightarrow \alpha_{LT} = 0,21$

$$M_{b,rd} = \frac{0,72 \times 220,6 \times 275 \times 10^{-3}}{1,1} = 39,708 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} = 6,53 \text{ KN.m} < M_{b,rd} = 39,70 \text{ Kn.m}$ Donc la condition de déversement est

Vérfiée.

2- Phase finale

Le béton ayant durci, la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble, les charges de la phase finale sont :

Poids propre du profilé (IPE200)..... $g_p = 0,224 \text{ KN/ml}$.

Charge permanente..... $G = 5,49 \text{ KN/m}^2$

Surcharge d'exploitation..... $Q = 1,00 \text{ KN/m}^2$.

2.1- Combinaisons des charges :

L'entraxe entre les solives est de 1,5 m

ELU

$$q_u = 1,35 [g_p + (G \times 1,5)] + 1,5 \times Q \times 1,5$$

$$q_u = 1,35 \times [0,224 + (5,49 \times 1,5)] + 1,5 \times 1 \times 1,5$$

$$q_u = 13,67 \text{ KN/ml.}$$

ELS

$$q_{ser} = [g_p + (G \times 1,5)] + Q \times 1,5$$

$$q_{ser} = [0.224 + (5.49 \times 1,5)] + 1 \times 1,5$$

$$q_{ser} = 9.96 \text{ KN/ml.}$$

- Largueur de la dalle collaborant (Largueur Effective)

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 : [12]

$$b_{eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2l}{8} = \frac{2 \times 4.6}{8} = 1.15m \\ e = 1.6m \end{array} \right.$$

$$b_{eff} = 1.15m$$

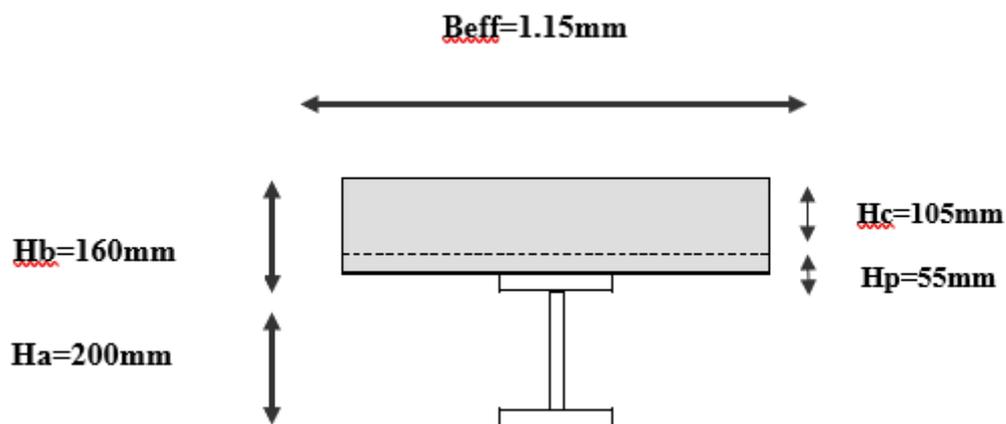


Figure II.3: Largeur participante de la dalle

- Position de l'axe neutre plastique

$$R_{b\acute{e}ton} = 0.57 \times F_{ck} \times b_{eff} \times h_c \quad \text{avec:} \quad f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$= 1720.68 \text{ KN}$$

$$R_{acier} = 0.95 \times f_y \times A_a \Rightarrow R_{acier} = 744.04 \text{ KN.}$$

$$R_{b\acute{e}ton} > R_{acier}$$

Axe neutre se trouve dans la dalle en béton, donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{pl,rd} = R_{acier} \left[\frac{h_0}{2} + h_c + h_p - \left(\frac{R_{acier} \times h_c}{2R_{béton}} \right) \right]$$

- Vérification :

a. la flexion :

$$M_{plrd} = 744.04 \times \left[\frac{200}{2} + 105 + 55 - \left(\frac{744.04}{1720.68} \times \frac{105}{2} \right) \right] = 176.559 \text{KN.m}$$

$$M_{sd} = 36.15 \text{KN.m}$$

$$M_{sd} < M_{plrd} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$r = 20.47\%$$

b. L'effort tranchant :

On doit vérifier que :

$$V_{sd} < V_{plrd}$$

$$V_{plrd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_b} = \frac{275 \times 1400}{\sqrt{3} \times 1.1} = 202.072 \text{KN}$$

$$V_{sd} = \frac{qu \times l}{2} = \frac{13.67 \times 4.6}{2} = 31.41 \text{KN}$$

$$V_{sd} < V_{plrd} \quad r = 15.55\%$$

- Vérification d'interaction

$$V_{sd} < 0.5V_{plrd} = 39.07 < 101.036 \text{KN}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant donc on n'a pas besoin de réduire la résistance à la flexion.

c. Vérification de la rigidité

$$\text{On doit vérifier que : } \rho_{\max} = \frac{5q_s l^4}{384EI_c} \leq \bar{\rho}$$

$$I_c = \frac{A_a \times (h_c + 2h_p + h_a)^2}{4 \times (1 + mv)} + \frac{b_{\text{eff}} \times h_c^3}{12 \times m} + I_c$$

$$v = \frac{A_a}{b_{\text{eff}} \times h_c} = \frac{2848}{1150 \times 105} = 0.023$$

$$m = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$I_c = \frac{2848 \times (105 + 2(55) + 200)^2}{4 \times (1 + 15 \times 0.023)} + \frac{1150 \times 105^3}{12 \times 15} + 1943 \times 10^4$$

$$I_c = 117.996 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

La valeur de la flèche maximale :

$$\rho_{\text{max}} = \frac{5 \times 9.96 \times 4600^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 117.996 \times 10^6} = 2.34 \text{ mm}$$

$$\bar{\rho} = \frac{4600}{250} = 18.4 \text{ mm}$$

$$2.34 < 18.4 \quad \text{condition vérifiée} \quad r = 12.71\%$$

- Calcul des connecteurs :[12]

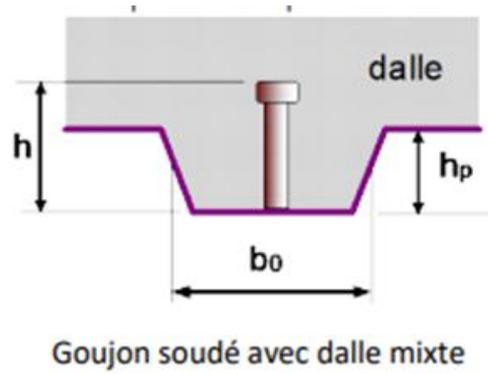


Figure II.4 : Goujon soudé avec dalle mixte

Type goujon Hauteur : $h = 95 \text{ mm}$.

 Diamètre : $d = 22 \text{ mm}$.

- Détermination de P_{rd} (Resistance au cisaillement)

$$P_{rd} = \min \begin{cases} 0,29\alpha \times d^2 \times \sqrt{\frac{f_{ck} \times E_c}{\gamma_v}} \\ 0,8f_u \times \frac{\pi \times d^2}{4\gamma_v} \end{cases}$$

$$\alpha = \begin{cases} 0,2 \left(\frac{h}{d} + 1 \right) & \text{Si } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4 \\ \alpha = 1 & \text{Si } \frac{h}{d} > 4 \end{cases}$$

f_{ck} : Résistance caractéristique de béton (25 MPa).

E_c = Module de Young de béton (30,5 KN /mm²).

f_u = Résistance caractéristique des connecteurs (450 MPa).

$\gamma_v=1,25$

$$\frac{h}{d} = \frac{95}{22} = 4,32 > 4 \Rightarrow \alpha = 1$$

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \times 1 \times 22^2 \times \frac{\sqrt{25 \times 30,5 \times 10^3}}{1,25} = \mathbf{98.05KN} \\ 0,8 \times 450 \times \frac{\pi \times 22^2}{4 \times 1,25} = \mathbf{109,42KN} \end{array} \right.$$

$$P_{rd} = \mathbf{98.05KN}$$

- Détermination de RL

Dans le cas d'une connexion totale, l'effort total de cisaillement de calcul RL auquel sont tenus de résister les connecteurs entre le point de moment fléchissant positif maximal et un appui d'extrémité est calculé selon la formule suivante :

$$R_L = \inf(R_b ; R_a)$$

$$R_L = \inf(1720.68 \text{ KN} ; 744.04 \text{ KN})$$

$$R_L = 744.04 \text{ KN.}$$

$$K_t = \frac{0.7}{\sqrt{N_r}} \times \frac{b_0}{h_p} \times \left(\frac{h}{h_p} - 1 \right)$$

$N_r = 1$ Pour coefficient de réduction veut de 0,75.

$$K_t = \frac{0.7}{\sqrt{1}} \times \frac{88,5}{55} \times \left(\frac{95}{55} - 1 \right) = 0,82 < 1$$

$$P_{rd} = 0,82 \times 98.05 = 80,401 \text{ KN}$$

- Nombre des connecteurs (par demi travée)

$$N_{\text{connecteur}} = \frac{R_L}{P_{rd}} = \frac{744.04}{80.401} = 9.25 \approx \mathbf{10 \text{ connecteurs}}$$

Soit $N = 7$ goujons sur la demi longueur de la poutre, c'est-à-dire 20 connecteurs sur toute la longueur totale de la solive.

- L'espacement minimal

$$E_{\min} > 5 \times d \rightarrow 5 \times 22 = \mathbf{110 \text{ mm}}$$

$$E_{\max} > 6 \times h_{sc} \rightarrow 5 \times 95 = \mathbf{570 \text{ mm}}$$

$$E_{sp} = \frac{L}{N_{\text{connecteurs}} - 1} = \frac{4600}{20 - 1} = 242.105 \text{ mm}$$

$$E_{\min} \leq 242.105 \leq E_{\max}$$

On prend espacement de 230 mm

⇒ De la même manière, nous avons étudiés le plancher courant (habitation) et tous les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Solive plancher habitation (RDC → 12^{ème} étage) :

Phase de construction : les mêmes résultats avec plancher terrasse

Phase finale : on suit les mêmes étapes que précédemment :

Avec :

$$Q_u = 11.61 \text{ KN/ml}$$

$$Q_s = 10.41 \text{ KN/ml}$$

Tableau II.5 : Résultat plancher Plancher RDC=>12 ème étage

| Plancher RDC=>12 ème étage | | |
|--------------------------------------|---------------------|----------------|
| Msd = 42.31kN.m | Mpl,rd = 150.67kN.m | Ratio : 28.07% |
| Vsd = 31.34kN | Vpl,rd = 179.99kN | Ratio : 17.41% |
| f max = 7.24mm | fadm = 21.6mm | Ratio : 33.5% |

Donc le choix de profilé **IPE200** convient les planchers d'habitation.

Remarque :

Les poutres secondaires se calcul avec la même méthode est donne les mêmes profilés que les solives.

La poutre secondaire a 4.6 m de longueur.

II.3.2 Prédimensionnements des poutres principales :

Les poutres porteuses sont des éléments structuraux qui permettent de supporter les charges des planchers et les transmettent aux poteaux. Elles sont sollicitées principalement par un moment de flexion.

La poutre la plus sollicités, que ce soit pour le plancher terrasse ou habitation à une portées de 7.5m et un espacement de 4.6m.

Elle reprend 4 charges concentrées qui représentent les réactions des solives, et une charge uniformément répartie due à son poids propre et le poids de béton frais sur la largeur de la semelle.

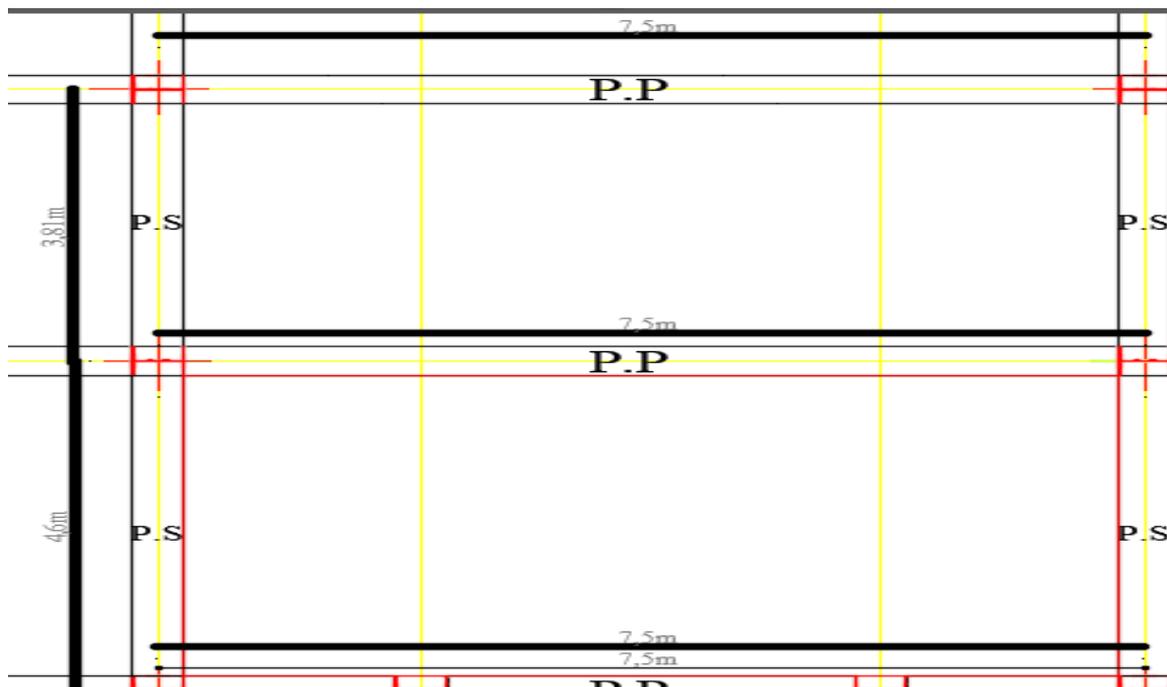


Figure II.5 : poutre principale.

- La condition de la flèche :

$$\frac{7500}{25} < H < \frac{7500}{15}$$

300 < H < 500 le choix de profilé **HEA300**

TableauII.6 : Caractéristique de profilé HEA300

| Profilé | Poids | Section | Dimension | | | | | Caractéristique | | | | | |
|---------|-----------|----------------------|-----------|------|-------|-------|------|--------------------|-------------------------|-------------------------|------------------------|-------|-------|
| | G Kg/m | A cm ² | h mm | b mm | tw mm | tf mm | r mm | Iy cm ⁴ | Wply cm ³ | Wely cm ³ | AVZ cm ² | iy cm | iZ cm |
| HEA300 | 88.3 | 112.5 | 290 | 300 | 8.5 | 14 | 27 | 18260 | 1383 | 1260 | 37.28 | 12.74 | 7.49 |

Plancher terrasse :

1. Phase de construction

- Profilé choisi : HEA300

Le profilé d'acier travail seul, donc les charges de la phase de construction sont :

Poids propre du béton frais..... $G_b = 3.75KN/m^2$

Poids du bac d'acier..... $g = 0.15KN/m^2$

Surcharge de construction (ouvrier) $Q = 0.75KN/m^2$

Poids propre de profilé HEA300..... $G_p = 0.883KN/m^2$

- Combinaison des charges :

ELU

$$qu = [1,35 \times G + 1,5 \times Q]$$

$$qu = [0.3 \times (3.75 + 0,15) + (0.883)] \times 1.35 + 1.5. (0.75 \times 0.3)$$

$$qu = 2.88KN/ml$$

ELS

$$qser = [G + Q]$$

$$qser = [0.3 \times (3.75 + 0,15) + (0.883)] + (0.75 \times 0.3)$$

$$qser = 1.40KN/ ml.$$

- Les réactions des solives :

ELU

$$R_u = \frac{q_{u\text{solive}} \times l_{\text{solive}}}{2} \times 2 = \frac{9.88 \times 4.6}{2} \times 2 = 45.45\text{KN}$$

ELS

$$R_s = \frac{q_{s\text{solive}} \times l_{\text{solive}}}{2} \times 2 = \frac{7.2 \times 4.6}{2} \times 2 = 33.12\text{KN}$$

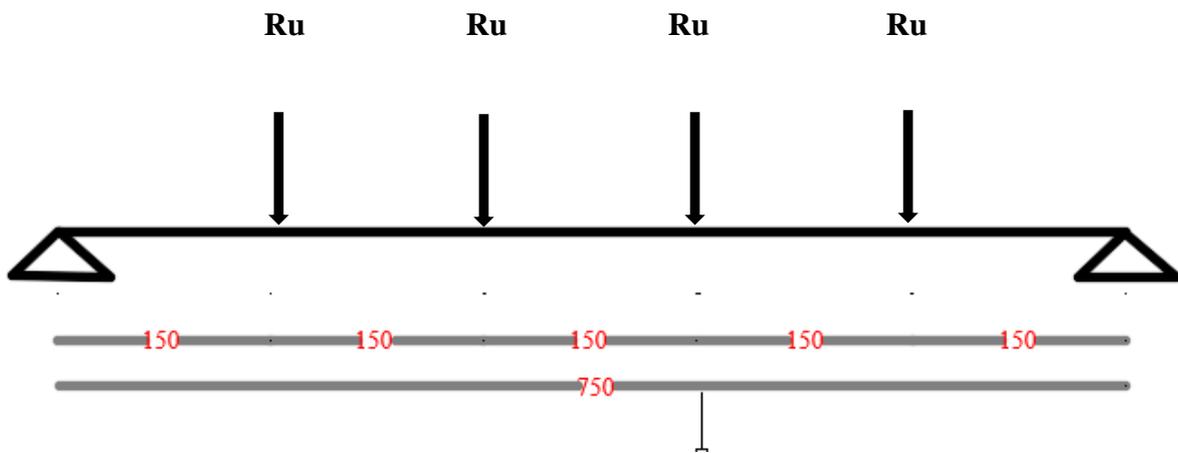


Figure II.6 : Schéma statique de réaction des solives sur la poutre principale.

- Les vérifications :

- a- Moment fléchissant :

Le moment *fléchissant* M_{sd} dans la section transversale de classes 1 et 2 doit satisfaire la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{plrd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$M_{plrd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1383 \times 10^3 \times 275 \times 10^{-6}}{1.1} = 345.75\text{KN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} + \frac{3 \times R_u \times l}{5} = \frac{2.88 \times 7.5^2}{8} + \frac{3 \times 45.45 \times 4.6}{5} = 145.69\text{KN.m}$$

$$M_{sd} \leq M_{plrd} \quad \text{condition vérifiée} \quad r = 42.13\%$$

b- Effort tranchant :

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} + 2R_u = \frac{2.88 \times 7.5}{2} + 2 \times 45.45 = 101.7 \text{KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma M_0} = \frac{275 \times 37.28 \times 10^3}{\sqrt{3} \times 1.1} = 538.09 \text{KN}$$

$$V_{sd} < V_{plrd} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$V_{sd} < 0.5V_{plrd} = 269.045 \quad \text{condition vérifiée} \quad r = 18.90\%$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment donc on n'a pas besoin de réduire la résistance à la flexion.

c- Vérification de la rigidité :

Il faut vérifier que :

$$f_{\max} \leq f_{\text{adm}} = \frac{l}{250} = \frac{7500}{250} = 30 \text{mm}$$

$$f_{\max} = f^1 + f^2$$

$$f^1 = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 1.4 \times 7500^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 18260 \times 10^4} = 1.50 \text{mm}$$

$$f^2 = \frac{63pl^4}{1000EI} = \frac{63 \times 33.12 \times 7500^3}{1000 \times 2.1 \times 10.5 \times 18260 \times 10^4} = 0.022 \text{mm}$$

$$f_{\max} = f^1 + f^2 = 1.522 \text{mm} \leq f_{\text{adm}} = 30 \text{mm} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$r = 5.07\%$$

3- Phase finale :

Le béton ayant durci, la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble Les charges de la phase finale sont :

Poids propre du profilé (IPE 300)..... $g_p = 0.883 \text{ kN/m}$

Charge permanente.....G = 5.49 kN/m²

Surcharge d'exploitation.....Q = 1 kN/m².

Combinaison des charges :

ELU

$$q_u = 1.35 \times [(G \times bp) + g_p] + 1.5 \times Q \times bp$$

$$q_u = [(5.49 \times 0.3) + (0.883)] \times 1.35 + 1.5 \cdot (1 \times 0.3)$$

$$q_u = 3.86 \text{ KN/ml}$$

ELS

$$q_{ser} = g_p + (G \times bP) + (Q \times bP)$$

$$q_{ser} = 0.883 + (5.49 \times 0.3) + (1 \times 0.3)$$

$$q_{ser} = 2.83 \text{ KN/ml}$$

- Les réactions des solives :

ELU

$$R_u = \frac{q_{u_{solive}} \times l_{solive}}{2} \times 2 = \frac{13.67 \times 4.6}{2} \times 2 = 62.88 \text{ KN}$$

ELS

$$R_u = \frac{q_{s_{solive}} \times l_{solive}}{2} \times 2 = \frac{9.96 \times 4.6}{2} \times 2 = 45.82 \text{ KN}$$

- Largeur participante de la dalle :

$$b_{eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2l}{8} = \frac{2 \times 7.5}{8} = 1.87 \text{ m} \\ b = 4.6 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$b_{eff} = 1.87m$$

- Position de l'axe neutre plastique :

$$R_b = 0.57 \times f_{ck} \times b_{eff} \times hc = (0.57 \times 25 \times 1870 \times 105) \times 10^3$$

$$R_b = 2797.987KN$$

$$R_a = (0.95 \times 275 \times 11250) \times 10^3 = 2939.062KN$$

$$R_b < R_a$$

L'axe neutre se trouve dans la dalle de béton, donc le moment résistant plastique développé par la section mixte :

$$M_{plrd} = R_{acier} + \frac{h_a}{2} + R_b \times (h_p + \frac{h_c}{2})$$

a- Moment fléchissant :

$$M_{plrd} = \left[\frac{290}{2} + 2939.062 + 2797.987 \times (95 + \frac{55}{2}) \right]$$

$$M_{plrd} = 345.83KN.m$$

$$M_{sd} = \frac{3.86 \times 7.5^2}{8} + \frac{3 * 62.88 \times 4.6}{5}$$

$$M_{sd} = 200.68KN.m$$

$$M_{sd} < M_{plrd} \quad \text{condition vérifiée}$$

avec : $r = 58.031\%$

b- Effort tranchant :

$$V_{sd} = \frac{q_u l}{2} = \frac{3.86 \times 7.5}{2} + 2 * 62.88 = 140.235KN$$

$$V_{plrd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma M_0} = \frac{275 \times 3728 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1.1} = 538.09 \text{KN}$$

$V_{sd} < V_{plrd} \leftrightarrow$ condition vérifiée

$V_{sd} < 0.5V_{plrd} \leftrightarrow 140.235 \text{ KN} < 269.045 \text{KN}$ **Condition vérifiée**

c- La rigidité :

$$\rho_{\max} = \frac{5q_s l^4}{384EI_c} \leq \bar{\rho} = 25.8$$

$$I_c = \frac{A_a \times (h_c + 2h_p + h_a)^2}{4 \times (1 + mv)} + \frac{b_{\text{eff}} \times h_c^3}{12 \times m} + I_a$$

$$v = \frac{A_a}{b_{\text{eff}} \times h_c} = \frac{11250}{1610 \times 105} = 0.06$$

$$m = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$I_c = \frac{11250 \times (105 + 2(55) + 290)^2}{4 \times (1 + 15 \times 0.06)} + \frac{1610 \times 105^3}{12 \times 15} + 18260 \times 10^4$$

$$I_c = \mathbf{570.45 \times 10^6 \text{mm}^4}$$

- La valeur de la flèche maximale :

$$\rho_{\max} = \frac{5 \times 2.83 \times 6450^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 57.045 \times 10^6} = 8.32 \text{mm}$$

$8.32 < 25.8$ **Condition vérifiée** $r = 20.6\%$

- Calcul des connecteurs : [12]

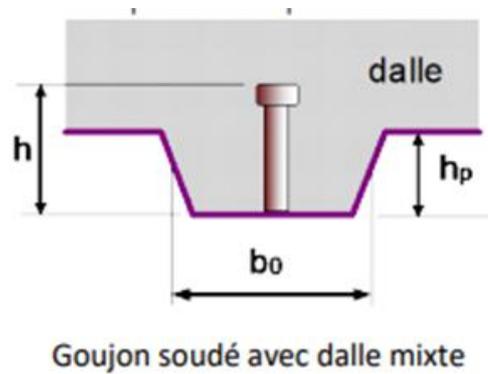


Figure II.7 : Goujon soudé avec dalle mixte

Type goujon Hauteur : $h = 95 \text{ mm}$.

 Diamètre : $d = 22 \text{ mm}$.

3.1- Détermination de P_{rd} (Résistance au cisaillement)

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,29\alpha \times d^2 \times \sqrt{\frac{f_{ck} \times E_c}{\gamma_v}} \\ 0,8f_u \times \frac{\pi \times d^2}{4\gamma_v} \end{array} \right.$$

$$\alpha = \begin{cases} 0,2 \left(\frac{h}{d} + 1 \right) & \text{Si } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4 \\ \alpha = 1 & \text{Si } \frac{h}{d} > 4 \end{cases}$$

f_{ck} : Résistance caractéristique de béton (25 MPa).

E_c = Module de Young de béton (30,5 KN /mm²).

F_u = Résistance caractéristique des connecteurs (450 MPa).

$\gamma_v=1,25$

$$\frac{h}{d} = \frac{95}{22} = 4,32 > 4 \Rightarrow \alpha = 1$$

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \times 1 \times 22^2 \times \frac{\sqrt{25 \times 30,5 \times 10^3}}{1,25} = \mathbf{98.05KN} \\ 0,8 \times 450 \times \frac{\pi \times 22^2}{4 \times 1,25} = \mathbf{109,42KN} \end{array} \right.$$

$$P_{rd} = \mathbf{98.05KN}$$

3.2- Détermination de RL

Dans le cas d'une connexion totale, l'effort total de cisaillement de calcul RL auquel sont tenus de résister les connecteurs entre le point de moment fléchissant positif maximal et un appui d'extrémité est calculé selon la formule suivante :

$$R_L = \inf(R_b ; R_a)$$

$$R_L = \inf(2797.789 \text{ KN} ; 1405.78 \text{ KN})$$

$$RL = \mathbf{1405.78 \text{ KN.}}$$

$$K_t = \frac{0.7}{\sqrt{N_r}} \times \frac{b_0}{h_p} \times \left(\frac{h}{h_p} - 1 \right)$$

$N_r = 1$ Pour coefficient de réduction veut de 0,75.

$$K_t = \frac{0.6}{\sqrt{1}} \times \frac{88,5}{55} \times \left(\frac{95}{55} - 1 \right) = 0,702 < 1$$

$$P_{rd} = 0,702 \times 98.05 = \mathbf{68.83 \text{ KN}}$$

3.3- Nombre des connecteurs (par demi travée)

$$N_{\text{connecteur}} = \frac{R_L}{P_{rd}} = \frac{1405.78}{68.83} = 20.42 \approx \mathbf{21 \text{ connecteurs}}$$

Soit $N = 21$ goujons sur la demi longueur de la poutre, c'est-à-dire 42 connecteurs sur toute la longueur totale de la solive.

3.4- L'espacement minimal

$$E_{\min} > 5 \times d \rightarrow 5 \times 22 = \mathbf{110 \text{ mm}}$$

$$E_{\max} > 6 \times h_{sc} \rightarrow 5 \times 95 = \mathbf{570 \text{ mm}}$$

$$Esp = \frac{L}{N_{\text{connecteurs}} - 1} = \frac{7500}{42 - 1} = \mathbf{182.92 \text{ mm}}$$

$$E_{\min} \leq 182.92 \leq E_{\max}$$

On prend espacement de **180 mm**

De la même manière, nous avons étudiés le plancher courant (habitation) et tous les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

- Poutre principale plancher habitation (RDC → 12^{ème} étage) :

Phase de construction : les mêmes résultats avec plancher terrasse

Phase finale : on suit les mêmes étapes que précédemment :

Avec :

$$Q_u = 3.85 \text{ KN/ml}$$

$$Q_s = 2.80 \text{ KN/ml}$$

Tableau II.7 : Résultat plancher Plancher RDC=>12 ème étage

| Plancher RDC=>12 ème étage | | |
|----------------------------|---------------------|----------------|
| Msd = 231.32kN.m | Mpl,rd = 202.67kN.m | Ratio : 9.95% |
| Vsd = 129.80kN | Vpl,rd = 694.62kN | Ratio : 18.68% |
| f max = 5.32mm | fadm = 25.8mm | Ratio : 20.6% |

Donc le choix de profilé HEA300 convient plancher habitation.

II.3.3 Prédimensionnement des poteaux :

II.3.1. Définition :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui doivent reprendre les charges verticales transmises par les planchers. Leurs sections doivent présenter une bonne rigidité à la compression dans toutes les directions et en particulier suivant leurs axes principaux. Ils sont généralement des profilés en **HEA** ou **HEB**.

Le pré dimensionnement se fera par la vérification de la résistance de la section en compression axiale (flambement simple) suivant l'**Eurocode 3 Partie1-1**.

II.3.2. Principe de calcul :

Les poteaux sont pré-dimensionnés en compression simple en choisissant le poteau le plus sollicité de la structure. C'est-à-dire, un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle.

Le poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant, on utilisera un calcul basé sur la descente de charge.

II.3.3. Loi de dégression : [1]

Lorsque la charge d'exploitation n'est pas la même pour tous les étages, on applique pour leur détermination la loi de dégradation qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 5 % jusqu'à 0.5Q.

Q : charge d'exploitation.

| | | |
|----------|-----|---|
| Q_0 | (0) | Q_0 |
| Q_1 | (1) | $Q_0 + Q_1$ |
| Q_2 | (2) | $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$ |
| Q_3 | (3) | $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$ |
| Q_4 | (4) | $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$ |
| Q_5 | (5) | $Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$ |
| Q_6 | (6) | |
| Q_7 | (7) | étage n : $Q_0 + \left(\frac{3+n}{2n}\right) (Q_1 + Q_2 \dots Q_n)$ |
| Q_8 | (8) | |
| Q_9 | (9) | |
| Q_{10} | | |

**TABLEAU DE DÉGRESSION
DES SURCHARGES**

Figure II.8 : Loi de dégression de la surcharge d'exploitation.

Tableau II.8 : charges permanentes et d'exploitation.

| Etage | Surcharges Q(KN/m ²) | | G(KN/m ²) | Q cumulé (KN/m ²) | G cumulé (KN/m ²) |
|-------------------|-------------------------------------|-----|-----------------------|----------------------------------|----------------------------------|
| Terrasse | Q0 | 1 | 5.49 | 1 | 5.49 |
| 12 ^{ème} | Q1 | 1.5 | 4.91 | 2.5 | 10.4 |
| 11 ^{ème} | Q2 | 1.5 | 4.91 | 3.85 | 15.31 |

| | | | | | |
|-------------------|-----|-----|------|-------|-------|
| 10 ^{ème} | Q3 | 1.5 | 4.91 | 5.05 | 20.22 |
| 9 ^{ème} | Q4 | 1.5 | 4.91 | 6.1 | 25.13 |
| 8 ^{ème} | Q5 | 1.5 | 4.91 | 7 | 30.04 |
| 7 ^{ème} | Q6 | 1.5 | 4.91 | 7.18 | 34.95 |
| 6 ^{ème} | Q7 | 1.5 | 4.91 | 8.5 | 39.86 |
| 5 ^{ème} | Q8 | 1.5 | 4.91 | 10 | 44.77 |
| 4 ^{ème} | Q9 | 1.5 | 4.91 | 11.8 | 49.68 |
| 3 ^{ème} | Q10 | 1.5 | 4.91 | 14.13 | 54.59 |
| 2 ^{ème} | Q11 | 1.5 | 4.91 | 17.5 | 59.5 |
| 1 ^{ère} | Q12 | 1.5 | 4.91 | 23.5 | 64.41 |
| RDC | Q13 | 1.5 | 4.91 | 40 | 69.32 |

1 - Poteau central :

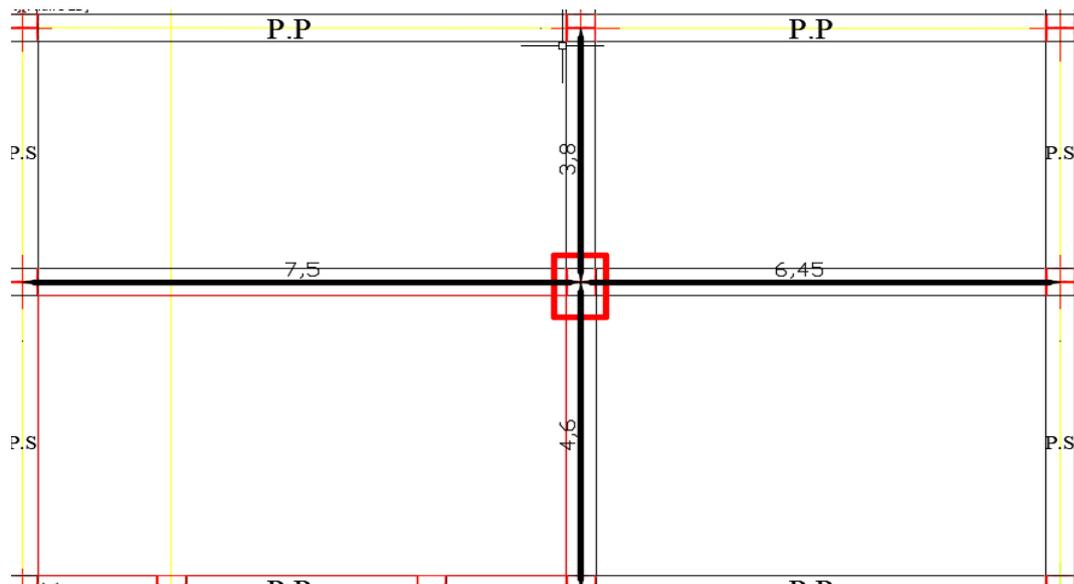


Figure II.9 : poteau plus sollicité.

La surface qui revient au poteau central est de :

$$S = \left(\frac{7.5}{2} + \frac{6.45}{2} \right) \times \left(\frac{3.8}{2} + \frac{4.6}{2} \right)$$

$$S = 29.30m^2$$

- Plancher terrasse

Les charges appliquées dans cette surface c'est :

Poids propre du plancher terrasse..... $G = 5.49 \times 29.30 = 160.857KN$.

Poids propre de la poutre porteuse (HEA300)..... $G = 0.883 \times 7.5 = 6.622KN$

Poids propre de la poutre Non porteuse (IPE200) $G = 0.158 \times 4.6 = 0.726KN$.

Poids propre des solives (IPE200)..... $G = 0.158 \times 4.6 \times 4 = 2.907KN$.

Gtotale= 171.112KN.

$$Q = 1 \times 29.30 = 29.30KN$$

1. a. La descente des charges :

$$Nsd = 1.35G + 1.5Q$$

Tableau II.9 : descente des charges.

| Etage | Q(KN) | G(KN) | Nsd(KN) |
|-------------------|---------|----------|----------|
| Terrasse | 29.30 | 171.112 | 274.951 |
| 12 ^{ème} | 73.25 | 314.975 | 535.091 |
| 11 ^{ème} | 112.805 | 458.838 | 788.638 |
| 10 ^{ème} | 147.965 | 602.701 | 1035.593 |
| 9 ^{ème} | 178.73 | 746.564 | 1253.559 |
| 8 ^{ème} | 205.1 | 890.227 | 1509.726 |
| 7 ^{ème} | 210.374 | 1034.29 | 1711.852 |
| 6 ^{ème} | 249.05 | 1178.153 | 1964.081 |
| 5 ^{ème} | 293 | 1322.016 | 2224.221 |
| 4 ^{ème} | 345.74 | 1465.879 | 2497.54 |
| 3 ^{ème} | 414.009 | 1609.742 | 2794.165 |
| 2 ^{ème} | 512.75 | 1753.605 | 3136.491 |
| 1 ^{ère} | 688.55 | 1897.468 | 3594.407 |
| RDC | 1172 | 2041.331 | 4513.796 |

1.b. Prédimensionnement du poteau :

$$N_{sd} < N_{crd} = \frac{A \times F_y}{\gamma_{m_0}}$$

$$A = \frac{N_{sd} \times \gamma_{m_0}}{F_y} = \frac{274.951 \times 1.1}{275} = 11 \text{ mm}^2$$

Pour la réalisation il faut que la largeur de poteau égal à la largeur de poutre donc profilé adopter HEA300 → A choisi= 112.5cm² {b Poteau (HEA300) = 300mm ≥ b Poutre (HEA300) = 300 mm }

Tableau II.10 : Tableau des charges permanentes et d'exploitation.

| Niveau | Etage | Nsd (KN) | A calculé(cm ²) | A profilé (cm ²) | Profilé |
|--------------|-------------------|----------|--------------------------------|------------------------------------|---------|
| 39.78 | 12 ^{ème} | 535.091 | 21.40 | 112.5 | HEA300 |
| 36.72 | 11 ^{ème} | 788.638 | 31.54 | 112.5 | HEA300 |
| 33.66 | 10 ^{ème} | 1035.593 | 41.42 | 112.5 | HEA300 |
| 30.6 | 9 ^{ème} | 1253.559 | 50.14 | 112.5 | HEA300 |
| 27.54 | 8 ^{ème} | 1509.726 | 60.38 | 112.5 | HEA300 |
| 24.48 | 7 ^{ème} | 1711.852 | 68.47 | 112.5 | HEA300 |
| 21.42 | 6 ^{ème} | 1964.081 | 78.56 | 112.5 | HEA300 |
| 18.36 | 5 ^{ème} | 2224.221 | 88.96 | 112.5 | HEA300 |
| 15.3 | 4 ^{ème} | 2497.54 | 99.88 | 112.5 | HEA300 |
| 12.24 | 3 ^{ème} | 2794.165 | 111.76 | 112.5 | HEA300 |
| 9.18 | 2 ^{ème} | 3136.491 | 125.459 | 133.5 | HEA340 |
| 6.12 | 1 ^{ère} | 3594.407 | 143.776 | 159.0 | HEA400 |
| 3.06 | RDC | 4513.796 | 180.55 | 197.5 | HEA500 |

1.c- Vérification de poteau :

Pour le niveau 39.78m de L= 3.06m. (Encastrée - Articulé)

Il faut vérifier que :

$$N_{sd} \leq N_{bRd} = \chi \frac{\beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

$$\beta_A = 1 \quad \text{Pour les sections classe 1 et 2}$$

$$\xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92. \quad \text{Avec : } f_y = 275 \text{ MPa}$$

$$\lambda_1 = 93.91 * \varepsilon = 86.39$$

$$\text{Avec : } X_{min} \{X_y ; X_z\} \leq 1.$$

Longueur flambement

$$l_{fy} = 0,7l_0 \text{ (Encastrée - Articulé)}$$

$$l_{fy} = 0,7 * 3,06$$

$$l_{fy} = 2142 \text{ mm}$$

Elancement maximale

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = 127,401 \text{ mm}^2$$

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{2142}{127,401} = 16,81 \text{ mm.}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = 74,89 \text{ mm}^2$$

$$\lambda_z = \frac{l_{fz}}{i_z} = \frac{2142}{74,89} = 28,60 \text{ mm.}$$

$\lambda_y < \lambda_z \rightarrow$ plan de flambement y-y

Axe de flambement z-z

Elancement réduit

$$\underline{\lambda} = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = 0,33 > 0,2 \text{ y'a un risque de flambement.}$$

Vérification de flambement

Choix de la courbe de flambement

$$\frac{h}{b} = \frac{290}{300} = 0,96 < 1,2$$

$$t_f = 14 \text{ mm} < 100 \text{ mm}$$

\Rightarrow Courbe de flambement c $\Rightarrow \alpha = 0,49$

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

$$\phi = 0,5 [1 + 0,49(0,33 - 0,2) + 0,33^2] = 0,58$$

$$\chi = \frac{1}{(\phi + \sqrt{(\phi^2 - \underline{\lambda}^2)})} = \frac{1}{(0,58 + \sqrt{(0,58^2 - 0,33^2})} = 0,94$$

$$N_{sd} = 535.091 \text{ kN} < N_{brd} = 2643.75 \text{ Kn} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ Remarque :

Les mêmes étapes seront suivies pour les vérifications des autres poteaux, les résultats sont regroupés dans le tableau suivant.

Tableau II.11 : choix et vérifications des poteaux de centre.

| Niveau | Profilé | Nsd (KN) | Nbrd (kN) | Vérifier | Profilé | Nbrd(KN) | Vérifier |
|-------------------|---------|----------|-----------|----------|---------|----------|----------|
| 12 ^{ème} | HEA300 | 535.091 | 2643.75 | Oui | | | |
| 11 ^{ème} | HEA300 | 788.638 | 2643.75 | Oui | | | |
| 10 ^{ème} | HEA300 | 1035.593 | 2643.75 | Oui | | | |
| 9 ^{ème} | HEA300 | 1253.559 | 2643.75 | Oui | | | |
| 8 ^{ème} | HEA300 | 1509.726 | 2643.75 | Oui | | | |
| 7 ^{ème} | HEA300 | 1711.852 | 2643.75 | Oui | | | |
| 6 ^{ème} | HEA300 | 1964.081 | 2643.75 | Oui | | | |
| 5 ^{ème} | HEA300 | 2224.221 | 2643.75 | Oui | | | |
| 4 ^{ème} | HEA300 | 2497.54 | 2643.75 | Oui | | | |
| 3 ^{ème} | HEA300 | 2794.165 | 2643.75 | Non | HEA340 | 3237.375 | Oui |
| 2 ^{ème} | HEA340 | 3136.491 | 3237.375 | Oui | | | |
| 1 ^{ère} | HEA400 | 3594.407 | 3855.75 | Oui | | | |
| RDC | HEA500 | 4513.796 | 4789.375 | Oui | | | |

2- Poteau de rive

La surface qui revient

Au poteau central est de :

$$S = \left(\frac{3.8+4.6}{2} \right) * \left(\frac{2.8}{2} \right)$$

$$S = 5.88 \text{ m}^2$$

❖ Remarque :

Le calcul et les vérifications se fait de la même manière que le poteau central.

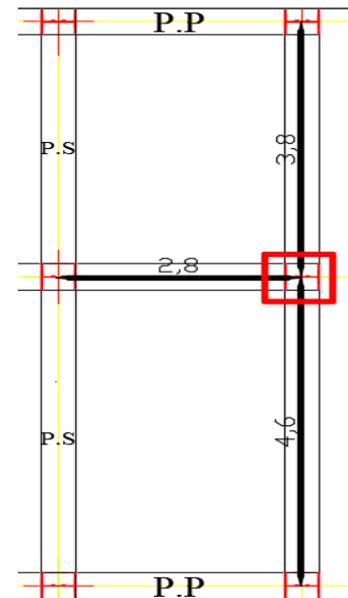


Tableau II.12 : choix et vérifications des poteaux de rive.

| Niveau | Profilé | Nsd (KN) | Nbrd (kN) | Vérifier | Profilé | Nbrd(KN) | Vérifier |
|-------------------|---------|----------|-----------|----------|---------|----------|----------|
| 12 ^{ème} | HEA300 | 118.449 | 2643.75 | Oui | | | |
| 11 ^{ème} | HEA300 | 169.330 | 2643.75 | Oui | | | |
| 10 ^{ème} | HEA300 | 218.890 | 2643.75 | Oui | | | |
| 9 ^{ème} | HEA300 | 267.346 | 2643.75 | Oui | | | |
| 8 ^{ème} | HEA300 | 314.041 | 2643.75 | Oui | | | |
| 7 ^{ème} | HEA300 | 354.208 | 2643.75 | Oui | | | |
| 6 ^{ème} | HEA300 | 405.22 | 2643.75 | Oui | | | |
| 5 ^{ème} | HEA300 | 457.427 | 2643.75 | Oui | | | |
| 4 ^{ème} | HEA300 | 512.279 | 2643.75 | Oui | | | |
| 3 ^{ème} | HEA300 | 571.806 | 2643.75 | Oui | | | |
| 2 ^{ème} | HEA300 | 640.505 | 2643.75 | Oui | | | |
| 1 ^{ère} | HEA300 | 732.399 | 2643.75 | Oui | | | |

| | | | | | | | |
|-----|--------|---------|---------|-----|--|--|--|
| RDC | HEA300 | 916.905 | 2643.75 | Oui | | | |
|-----|--------|---------|---------|-----|--|--|--|

3- Poteau d'angle

La surface qui revient

au poteau central est de :

$$S = \left(\frac{6.45}{2}\right) * \left(\frac{5.4}{2}\right)$$

$$S = 8.70\text{m}^2$$

❖ Remarque :

Le calcul et les vérifications se fait de la même manière que le poteau central.

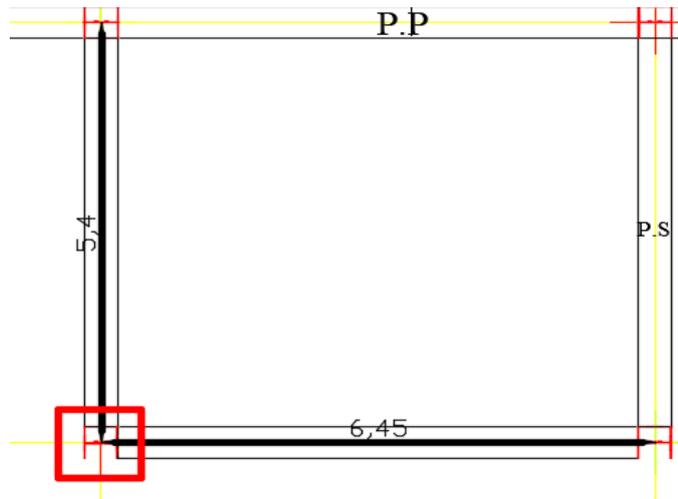


Tableau II.13 : choix et vérifications des poteaux d'angle.

| Niveau | Profilé | Nsd (KN) | Nbrd (kN) | Vérifier | Profilé | Nbrd(KN) | Vérifier |
|--------|---------|----------|-----------|----------|---------|----------|----------|
| 12ème | HEA300 | 168.61 | 2643.75 | Oui | | | |
| 11ème | HEA300 | 243.902 | 2643.75 | Oui | | | |
| 10ème | HEA300 | 317.230 | 2643.75 | Oui | | | |
| 9ème | HEA300 | 388.601 | 2643.75 | Oui | | | |
| 8ème | HEA300 | 458.014 | 2643.75 | Oui | | | |
| 7ème | HEA300 | 518.031 | 2643.75 | Oui | | | |
| 6ème | HEA300 | 592.924 | 2643.75 | Oui | | | |
| 5ème | HEA300 | 670.167 | 2643.75 | Oui | | | |
| 4ème | HEA300 | 751.325 | 2643.75 | Oui | | | |
| 3ème | HEA300 | 839.400 | 2643.75 | Oui | | | |
| 2ème | HEA300 | 941.046 | 2643.75 | Oui | | | |

| | | | | | | | |
|-------------|--------|----------|---------|-----|--|--|--|
| 1ère | HEA300 | 1077.014 | 2643.75 | Oui | | | |
| RDC | HEA300 | 1350.007 | 2643.75 | Oui | | | |

- Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons fait le pré dimensionnement des éléments principaux en appliquant les formules existantes dans les règlements.

Cette étude nous a permis de choisir les éléments adéquats qui peuvent tenir la structure stable, le choix des profilés finals est comme suit :

- Les poutres principales HEA 300
- Les poutres secondaires IPE 200
- Les solives IPE 200

Les poteaux :

| Les étages | Poteau de Centre | Poteau de Rive | Poteau d'Angle |
|--|-------------------------|-----------------------|-----------------------|
| 5 ^{ème} jusqu'au 12 ^{ème} | HEA300 | HEA300 | HEA300 |
| 2 ^{ème} , 3 ^{ème} , 4 ^{ème} | HEA340 | HEA300 | HEA300 |
| RDC, 1ère | HEA500 | HEA300 | HEA300 |

Tableau II.14 : Le choix finals des poteaux.

CHAPITRE III : ETUDE CLIMATIQUE.

III.1- Etude de neige [10]

III.1.1- Introduction

L'accumulation de la neige sur la toiture de la structure produit une surcharge qu'il faut prendre en compte pour les vérifications des éléments de cette structure. Le règlement RNV2013 s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à 2000 mètres.

Notre projet se trouve à une altitude d'Alger 215 m.

III.1.2- Calcul des charges de la neige

$$S = \mu.S_k \text{ [kN/m}^2\text{]} \quad [10]$$

* S_k (en kN/m^2) est la charge de neige sur le sol, en fonction de l'altitude et de la zone de neige.

* μ est un coefficient d'ajustement des charges, fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme.

Le bâtiment étudié est situé à Alger, qui correspond à la zone B selon la classification de RNV2013.

La valeur de S_k en kN/m^2 est déterminée par la loi de variation suivante en fonction de l'altitude H en m du site considéré :

$$S_k = \frac{0.04 \cdot H + 10}{100}$$

Avec : $H = 215$ m

$$S_k = 0,186 \text{ KN/m}^2$$

➤ Coefficient de forme de la terrasse : [10]

$$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$$

$$\mu = 0,8$$

$$S = \mu.S_k = 0.8 \times 0.186$$

$$S = 0.149 \text{ KN/m}^2$$

III.2- Effet du vent [10]

III.2.1- Introduction

-Le vent est un phénomène vibratoire mettant la structure en mouvement. L'effet du vent sur une construction est assez prépondérant et a une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Le calcul se fera à la base du règlement Algérien RNV2013 pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble d'une construction et sur ses différentes parties et s'applique aux constructions dont la hauteur est inférieure à 200m.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

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

III.2.2- Hypothèses de calcul

On suppose que notre structure n'est pas entourée par d'autre structure (le vent souffle dans les deux directions).

III.2.3- Données relatives au site : [10]

- Site plat
- Zone du vent zone I
- $Q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$
- Catégories de terrain **IV**

Tableau III.1 : Définition des catégories de terrain.

| Catégorie de terrain | K_t | Z_0 (m) | Z_{min} (m) | ϵ |
|---|-------|-----------|---------------|------------|
| Zone dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m | 0,234 | 1 | 10 | 0.67 |

Pour des raisons de symétrie de notre bâtiment on va étudier une face pour chaque direction du vent.

- La direction V1 du vent : perpendiculaire à la façade principale.
- La direction V2 du vent : parallèle à la façade principale

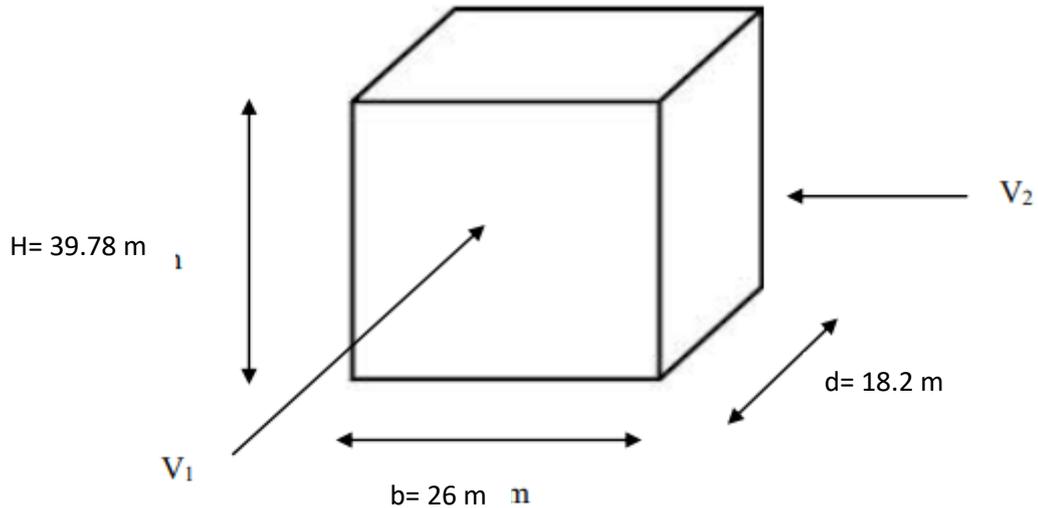


Figure III. 1: Action au site.

➤ Direction (V1)

Hauteur de référence Z_e :

Pour les murs au vent du bâtiments à paroi verticale ; Z_e est déterminé comme indiqué par la figure suivante : [10]

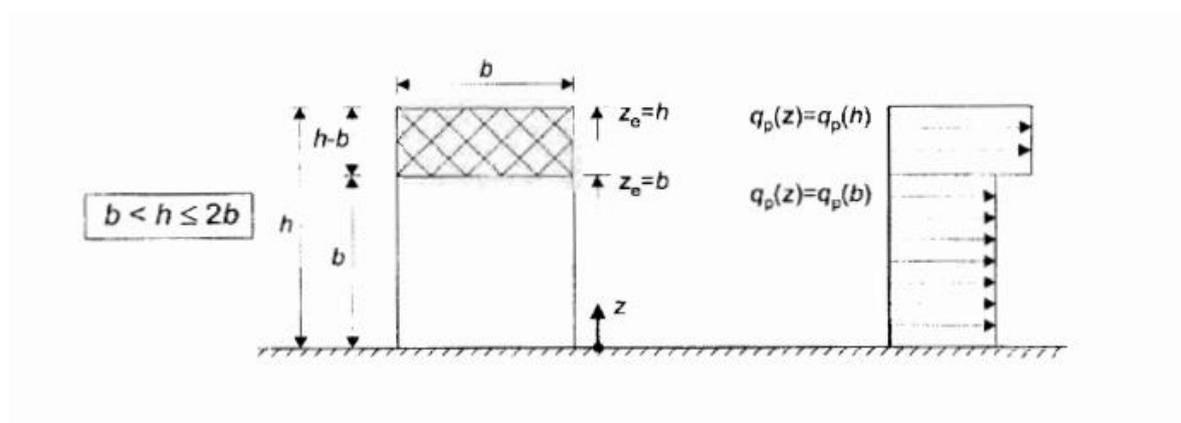


Figure III. 2 : Hauteur de référence Z_e et profil correspondant de la pression dynamique.

Notre bâtiment a : $h = 39.78 \text{ m}$

$$b = 26\text{m} \rightarrow b < h < 2b$$

Donc : il y a lieu de considérer ce bâtiment étant constitué d'un seul élément de surface.

$$Q_p(z) = q_p(h) \quad Q_p(z) = q_p(b) \quad Q_p(z) = q_p(h+hp)$$

III.2.4- Pression dynamique de pointe

q_p : est la pression dynamique de pointe calculée à la hauteur Z_e relative à l'élément de surface.

La pression dynamique de pointe $q_p(Z_e)$ a une hauteur de référence Z_e et donnée par :

$$q_p(Z_e) = q_{ref} \times C_e(Z_e) \quad [10]$$

1- Paroi verticale : $Z_e = 39.78\text{m}$.

1.a- Détermination du coefficient d'exposition $C_e(Z)$:

Dans le cas où la structure est peu sensible aux excitations dynamiques le coefficient d'exposition est donné par la formule ci-dessous :

$$C_e(z) = C_t^2(z) \times C_r^2(z) \times (1+7I_v(z)) \quad [10]$$

1.b- le coefficient de topographie $C_t(z)$:

$$C_t(z) = 1 \text{ (car nous avons une terrasse inaccessible son versant) Donc } C_t = 1 \quad [10]$$

1.c- le coefficient de rugosité $C_r(z)$: [10]

$$\left. \begin{aligned} C_r(Z) &= K_t \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) && \text{pour } Z_{\min} \leq Z \leq 200 \text{ m} \\ C_r(Z) &= K_t \times \ln\left(\frac{Z_{\min}}{Z_0}\right) && \text{pour } Z < Z_{\min} \end{aligned} \right\}$$

On a : $Z_{\min} = 10\text{m} < Z = 39.78\text{m} < 200\text{m}$.

Donc :

$$C_r(Z) = K_t \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) = 0.85$$

1.d- L'intensité de la turbulence I_v : [10]

Elle est définie comme étant l'écart type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du Vent et est donnée par équation suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_v = \frac{1}{C_t \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} \quad \text{pour } Z > Z_{\min} \\ I_v = \frac{1}{C_t \times \ln\left(\frac{Z_{\min}}{Z_0}\right)} \quad \text{pour } Z < Z_{\min} \end{array} \right.$$

On a : $Z = 39.78\text{m} > Z_{\min} = 10\text{m}$

Donc :

$$I_v = \frac{1}{C_t \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} = \mathbf{0.26}$$

D'où :

$$C_e = (1)^2 \times (0.85)^2 \times [1 + 7(0.26)] = \mathbf{2.03}$$

$$q_p = 375 \times 2.03 = \mathbf{761.25 \text{ N/m}^2}$$

2- Paroi verticale : $Z_e = b = 26\text{m}$

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

$$C_e(z) = C_t^2(z) \times C_r^2(z) \times (1 + 7I_v(z))$$

$C_t(z)$: est le coefficient de topographie = 1

$$C_r(Z) = K_t \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) = \mathbf{0.76}$$

$$I_v = \frac{1}{C_t \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} = \mathbf{0.31}$$

D'où :

$$C_e = (1)^2 \times (0.76)^2 \times [1 + 7(0.31)]$$

$$\mathbf{C_e = 1.82}$$

$$q_p = 375 \times 1.82 = \mathbf{682.5 \text{ N/m}^2}$$

3- Toiture plat (+acrotère) : $Z_e = h + h_p = 40.38\text{m}$

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

$$C_e(z) = C_t^2(z) \times C_r^2(z) \times (1+7I_v(z))$$

$C_t(z)$: est le coefficient de topographie =1

$$C_r(Z) = K_t \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) = \boxed{0.86}$$

$$I_v = \frac{1}{C_t \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} = \boxed{0.27}$$

D'où :

$$C_e = (1)^2 \times (0.86)^2 \times [1+7(0.27)]$$

$$\boxed{C_e = 2.14}$$

$$q_p = 375 \times 2.14 = \boxed{802.5 \text{ N/m}^2}$$

Tableau III.2 : Tableau récapitulatif.

| Ze (m) | Cr(z) | Iv(z) | Ce(z) | qp(z) (N/m²) |
|----------------------|--------------|--------------|--------------|---------------------|
| Ze=h=39.78 | 0,85 | 0,26 | 2.03 | 761.25 |
| Ze=b=26 | 0.76 | 0.31 | 1.82 | 682.5 |
| Ze=h+hp=40.38 | 0.86 | 0.27 | 2.14 | 802.5 |

III.2.5- Coefficient dynamique (Cd) [10]

Le coefficient dynamique Cd tient compte des effets de réduction dus à l'imparfait corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à partie de turbulence ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation la structure.

Du fait qu'il s'agit d'un bâtiment à ossature comportant des murs, dont la hauteur est inférieure à 100m et a 4 fois la dimension de bâtiment mesuré dans la direction perpendiculaire à la direction de vent.

On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{hauteur} = 39.78\text{m} < 100\text{m} \\ h = 39.78\text{m} < 4 * b = 4 * 26 = 104\text{m}. \end{array} \right.$$

Donc la valeur simplifier et conservative de **Cd=1** peut être considéré.

III.2.6- Coefficient de pression extérieure (Cpe)

Les coefficients de pression extérieure Cpe des constructions a base rectangulaire et de leurs éléments constitutifs individuels dépendent de la dimension de la surface chargée.

Cpe s'obtient à partir des formules suivantes :

$$\begin{aligned}
 Cpe0 &= Cpe.1 && \text{si } S \leq 1 \text{ m}^2 \\
 Cpe &= Cpe.1 + (Cpe,10 - Cpe.1) \times \log_{10}(S) && \text{si } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2 \\
 Cpe &= Cpe.10 && \text{si } S \geq 10 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

❖ Paroi verticale :

Les zones de pressions et les valeurs respectives des coefficients correspondantes a ces zones sont portés.

$$h = 39.78 \text{ m}$$

$$b = 26 \text{ m}$$

$$d = 18.2 \text{ m}$$

$$e = \min [b ; 2h] = \min [26 ; 79.56] \Rightarrow e = 26 \text{ m} ; e > d$$

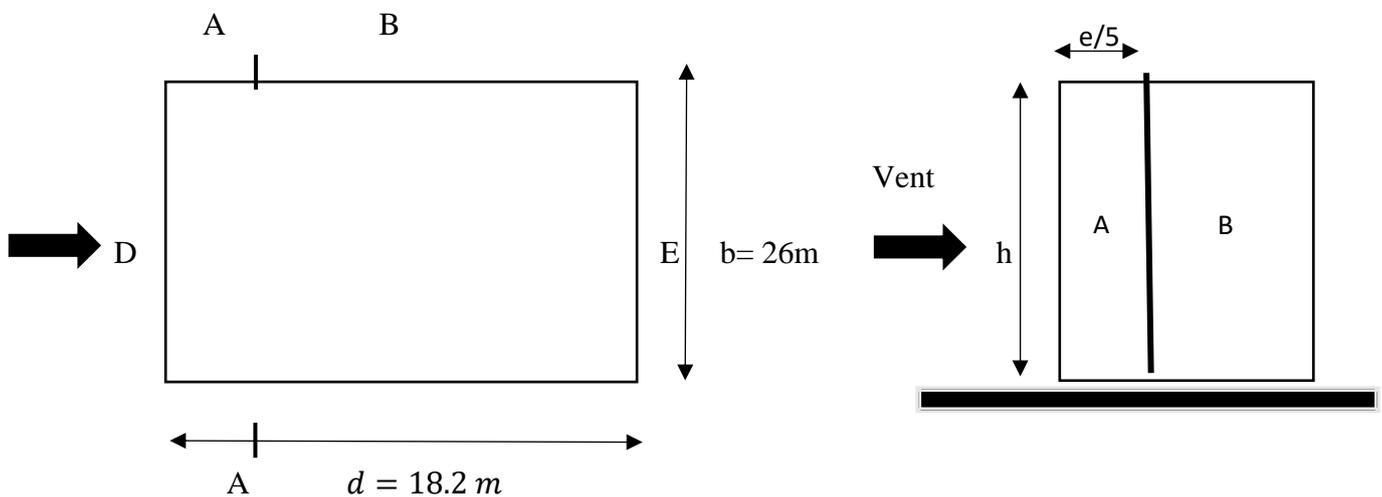


Figure III.3: Légende pour la paroi verticale.

○ Calculs des surfaces :

$$A = 5.2 \text{ m}, \quad B = 13 \text{ m}, \quad D = 26 \text{ m}, \quad E = 26 \text{ m}$$

Tableau III.3 : Valeurs des pressions Cpe pour les différentes zones de la paroi verticale.

| Zone | A' | B' | D | E |
|---------------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|
| Surface (m ²) | 206.69 | 517.14 | 1034.28 | 1034.28 |
| C _{pe} | C _{pe10} | C _{pe10} | C _{pe10} | C _{pe10} |
| Valeur de C _{pe} | -1 | -0,8 | +0,8 | -0,3 |

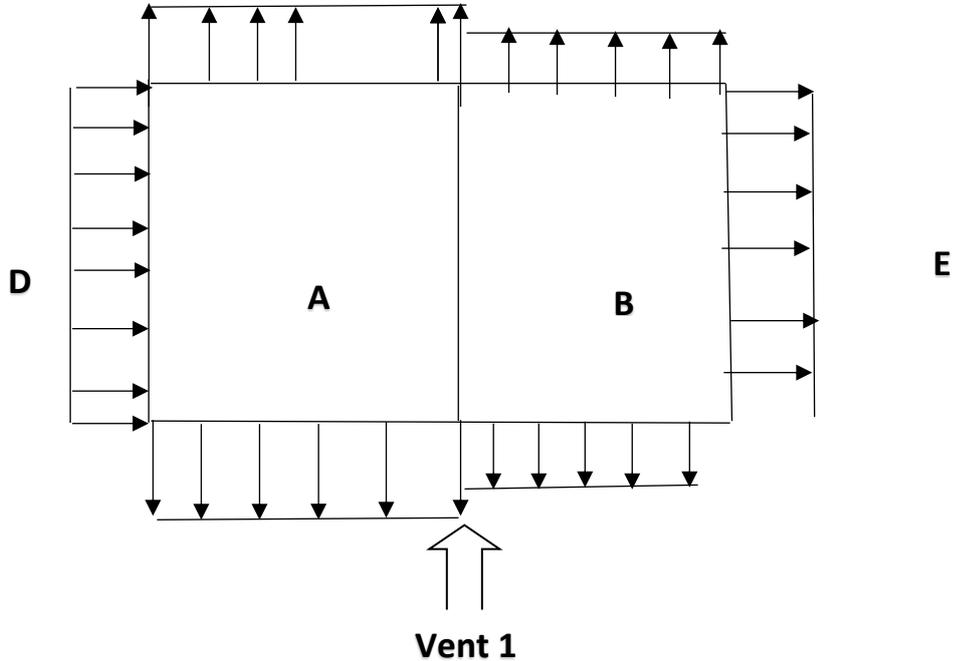


Figure III. 4 : Représentation des coefficients C_{pe} sur les différentes zones(V₁).

Toiture : Les toitures plates sont celles dont l'angle de la pente inférieur ou égale à 5°.

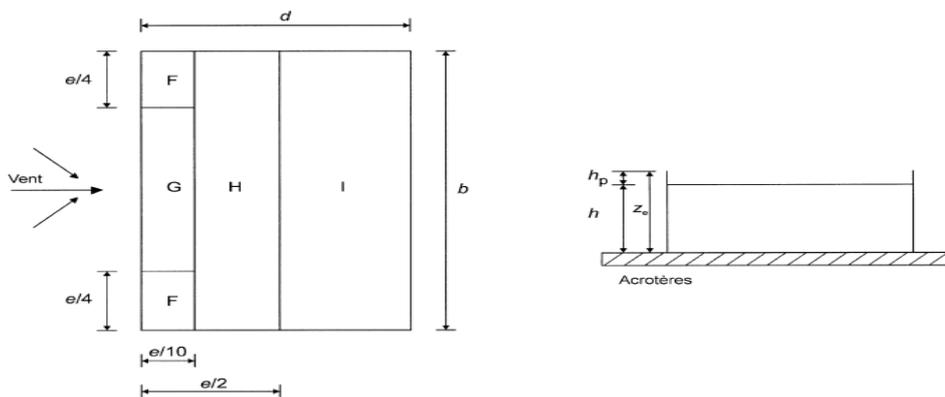


Figure III. 5 : Légende pour la paroi verticale la toiture (V₁).

$$H=39.78m$$

$$H_p=0.06m$$

$$e = \min [b ; 2h] =26m.$$

$$e/2=13\text{m}$$

$$e/4=6.5\text{m}$$

$$e/10=2.6\text{m}$$

- Calculs des surfaces :

$$\text{Aire de la zone F} = S_{,F} = (e/4 * e/10) = 16.9\text{m}^2 > 10\text{m}^2$$

$$\text{Aire de la zone G} = S_{,G} = 33.8\text{m}^2 > 10\text{m}^2$$

$$\text{Aire de la zone H} = S_{,H} = 169.\text{m}^2 > 10\text{m}^2$$

$$\text{Aire de la zone I} = S_{,I} = 169\text{m}^2 > 10\text{m}^2$$

$$\text{Aire de la zone J} = S_{,J} = 67.6\text{m}^2 > 10\text{m}^2$$

$$(A_F ; A_G ; A_H ; A_I ; A_J) > 10\text{m}^2 \rightarrow \text{donc : } C_{pe} = C_{pe,10}$$

$$\frac{h_p}{h} = 0.015 = 0.025$$

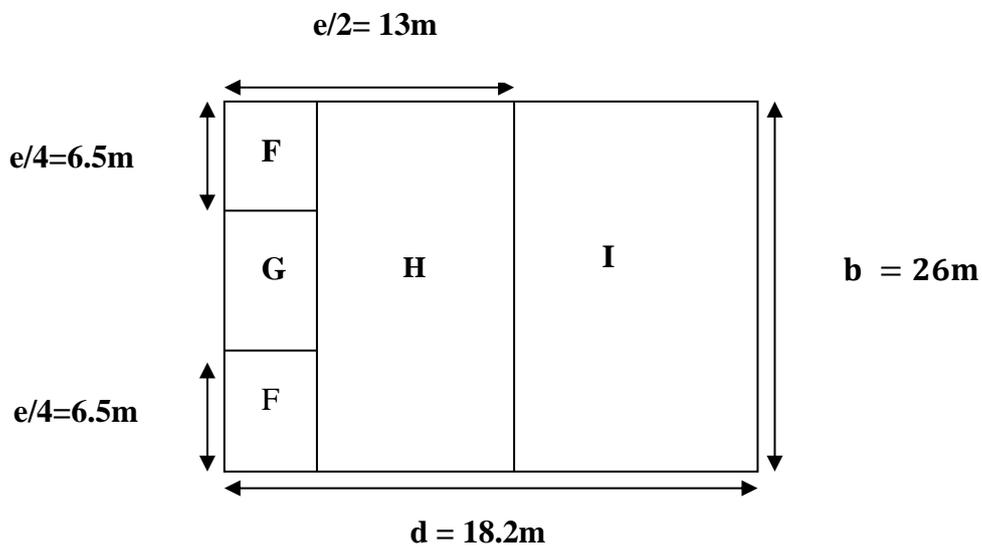


Figure III. 6 : Légende pour les toitures plates.

Tableau III. 4 : Valeurs des pressions C_{pe} pour les différentes zones de terrasse.

| Zone | F | G | H | I | J |
|----------------------------|------|------|-----|-----|------|
| Surface $> 10 \text{ m}^2$ | 16.9 | 33.8 | 169 | 169 | 67.6 |

| | | | | | |
|---------------------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|
| C_{pe} | C _{pe10} |
| Valeur de C_{pe} | -1,3 | -1,0 | -0,45 | -0,5 | -0.38 |

III.2.7- Coefficient de pression intérieure C_{pi} [10]

Le coefficient de la pression intérieure C_{pi} des bâtiments sans cloisons intérieures est donné en fonction de l'indice de perméabilité μ_p.

On définit l'indice de perméabilité μ_p comme suit : [10]

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surface des ouvertures ou } C_{pe} < 0}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

Tableau III.5 : surfaces des façades.

| Façades | Surface des fenêtres | Surfaces des portes | Surface Totale(m ²) |
|--------------------|----------------------|---------------------|---------------------------------|
| Façade principale | (1.2*0.8) | (1.2*2) | 87.36 |
| Façade latérale | (1.2*0.8) | (1.2*2) | 87.36 |
| Façade côté Gauche | (1.2*0.8) | | 49.92 |
| Façade coté Droite | (1.2*0.8) | | 49.92 |

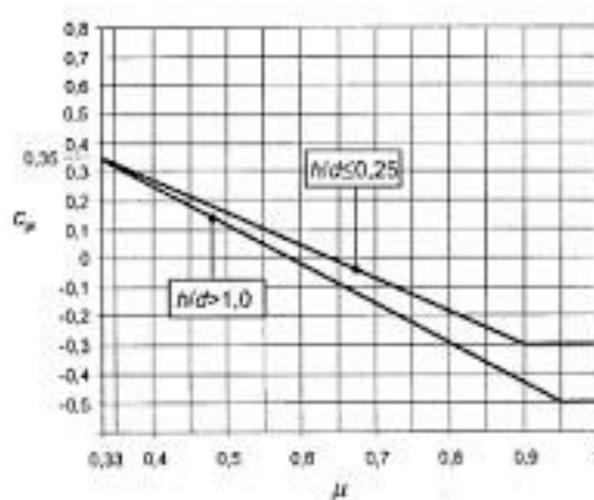


Figure III. 7 : Coefficient de pression intérieure C_{pi} des bâtiments.

$$\mu_p = \frac{187.2}{274.56} = \mathbf{0.68}$$

H=39.78m

D=18.2m

h/d=2.18 >1

h/d>1

Cpi (Graphe) = -0.15

III.2.8- La pression aérodynamique

$$W(z_j) = q_p(z_j) \times (C_{pe} - C_{pi})$$

Tableau III.6 : La pression due au vent de paroi vertical (Sens V1).

| Zone | Ze(m) | Qp(ze) (N/m²) | Cpe | Cpi | W (N/m²) |
|-------------|--------------|-------------------------------------|------------|------------|----------------------------|
| A | 39.78 | 761.25 | -1 | -0.15 | -647.06 |
| B | 39.78 | 761.25 | -0.8 | -0.15 | -494.81 |
| D | 39.78 | 761.25 | 0.8 | -0.15 | 723.19 |
| E | 39.78 | 761.25 | -0.3 | -0.15 | -114.19 |

Tableau III.7 : La pression due au vent de Toiture (Sens V1).

| Zone | Ze(m) | Qp(ze) (N/m²) | Cpe | Cpi | W (N/m²) |
|-------------|--------------|-------------------------------------|------------|------------|----------------------------|
| F | 40.38 | 802.5 | -1.3 | -0.15 | -922.59 |
| G | 40.38 | 802.5 | -1 | -0.15 | -681.91 |
| H | 40.38 | 802.5 | -0.45 | -0.15 | -240.68 |
| I | 40.38 | 802.5 | -0.5 | -0.15 | -280.79 |
| J | 40.38 | 802.5 | -0.38 | -0.15 | -184.52 |

➤ Direction (V2)

❖ Hauteur de référence Ze :

Pour les murs au vent du bâtiments à paroi verticale ; Ze est déterminé comme indiqué par la figure suivante :

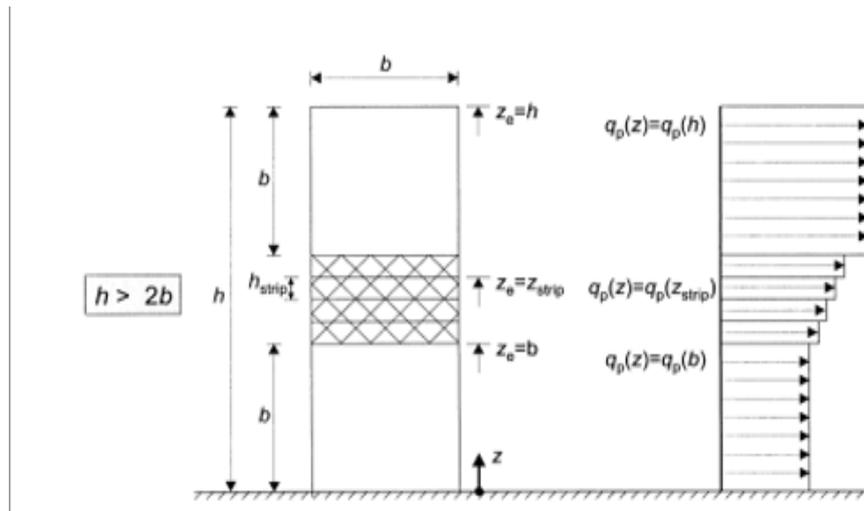


Figure III. 9 : Hauteur de référence Z_e et profil correspondant de la pression dynamique.

Notre bâtiment a : $h=39.78\text{m}$

$$b=18.2\text{m} \rightarrow h > 2b$$

$$2b= 36.4\text{m}$$

Donc : il y a lieu de considérer ce bâtiment étant constitué d'un seul élément de surface.

$$Q_p(z) = q_p(Z_e) \quad Q_p(z) = q_p(Z \text{ strip}) \quad Q_p(z) = q_p(b)$$

Avec :

$$Z_e=h=39.78\text{m} \quad Z_e=b= 18.2\text{m} \quad Z \text{ strip}= 3.38\text{m} \quad Z_e=h+h_p=40.38\text{m}$$

III.2.9- La pression dynamique de pointe

$$q_p(z_e) = q_{\text{réf}} \times C_e(z_e)$$

1- Paroi verticale : $Z_e=h= 39.78\text{m}$

1.a- Détermination du coefficient d'exposition $C_e(Z)$:

$$C_e(z) = C_t^2(z) \times C_r^2(z) \times (1+7I_v(z))$$

○ $C_t(z)$: est le coefficient de topographie =1

$$\text{○ } C_r(Z) = K_t \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) = 0.85$$

$$\text{○ } I_v = \frac{1}{C_t \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} = 0.26$$

D'où :

$$C_e = (1)^2 \times (0.85)^2 \times [1+7(0.26)]$$

$$C_e = 2.03$$

$$Q_p(z) = q_p(Z_e)$$

$$q_p = 375 * 2.03 = 761.25 \text{ N/m}^2$$

2- Paroi verticale : **Z strip** = 3.38m

| Z | Ct | Cr | Iv | Ce | Qp |
|-------------------------|----|------|------|------|---------------|
| Z strip1 = 3.38m | 1 | 0.54 | 0.43 | 1.17 | 438.75 |

3- Paroi verticale : **Ze** = 18.2m

| Z | Ct | Cr | Iv | Ce | Qp |
|-------------------------|----|------|------|------|------------|
| Z strip1 = 18.2m | 1 | 0.68 | 0.34 | 1.56 | 584 |

4- Toiture plate : **Ze=h+hp** = 35.28m

○ $C_t(z)$: est le coefficient de topographie = 1

○ $C_r(Z) = K_t \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) = 0.86$

○ $I_v = \frac{1}{C_t \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} = 0.27$

D'où :

$$C_e = (1)^2 * (0.81)^2 * [1 + 7(0.27)]$$

$$C_e = 2.14$$

$$Q_p(z) = q_p(Z_e)$$

$$q_p = 375 * 2.14 = 802.5 \text{ N/m}^2$$

Tableau III.8 : Tableau récapitulatif.

| Z (m) | Cr(z) | Iv(z) | Ce(z) | qp(z) (N/m ²) |
|----------------------|-------|-------|-------|---------------------------|
| Ze=h=39.78 | 0.85 | 0.26 | 2.03 | 761.25 |
| Ze=b=18.2 | 0.68 | 0.34 | 1.56 | 584 |
| Z strip= 3.38 | 0.54 | 0.43 | 1.17 | 438.75 |
| Ze=h+hp=40.38 | 0.81 | 0.27 | 2.14 | 802.5 |

III.2.10- Coefficient dynamique (Cd)

Le coefficient dynamique Cd tient compte des effets de réduction dus à l'imparfait corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à partie de turbulence ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation la structure.

Du fait qu'il s'agit d'un bâtiment à ossature comportant des murs, dont la hauteur est à inférieure à 100m et a 4 fois la dimension de bâtiment mesuré dans la direction perpendiculaire à la direction de vent.

On a : hauteur= 39.78m <100m

$$h=39.78m <4*b= 4*18.2 = 72.8m.$$

Donc la valeur simplifier et conservative de **Cd=1** peut être considéré.

III.2.11- Coefficient de pression extérieur (Cpe)

❖ Paroi verticale :

$$C_{pe} = C_{pe,10} \quad \text{pour} \quad S \geq 10,00 \text{ m}^2$$

- b=18.2 m
- h= 39.78 m
- d= 26 m

$$e = \min [b, 2 \times ht] \Rightarrow e = \min (18.2 ; 79.56) = 18.2 \text{ m.} \quad \text{On a : } (d > e)$$

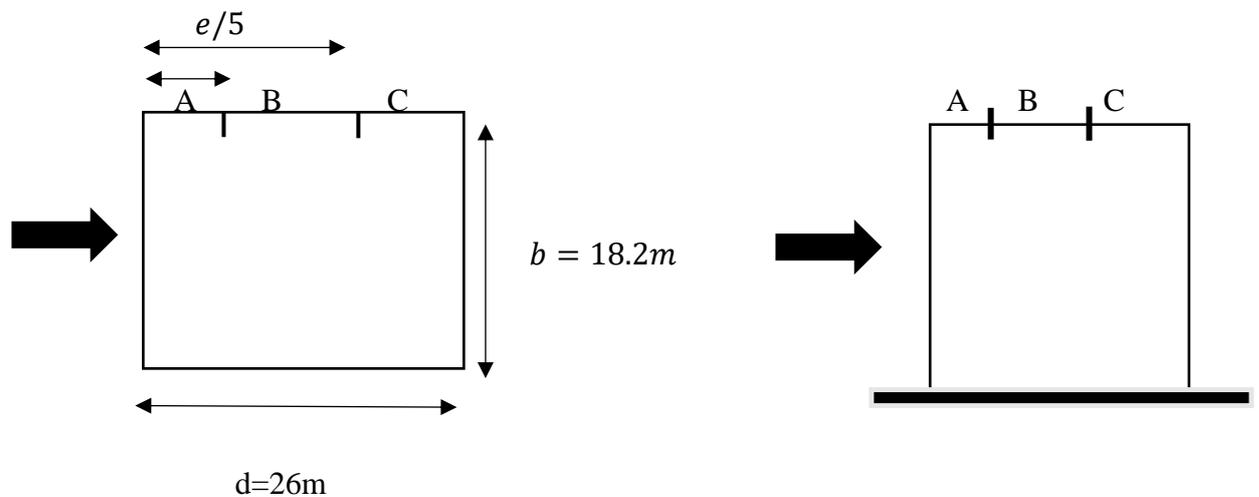


Figure III.9 : Légende pour la paroi verticale (V2).

○ Calculs des surfaces :

Aire de la zone A $S_{,A} = (h * \frac{e}{5}) = 144.8m^2 > 10m^2$

Aire de la zone B $S_{,B} = (e - \frac{e}{5}) * h = 579.2m^2 > 10 m^2$

Aire de la zone C $S_{,c} = (d - e) * h = 310.3 m^2 > 10 m^2$

Aire de la zone D $S_{,d} = (b * h) = 724 m^2 > 10 m^2$

Aire de la zone E $S_{,E} = (b * h) = 724 m^2 > 10 m^2$

Toutes les surfaces des parois verticales $S > 10m^2 \rightarrow$ donc on prend $C_{pe} = C_{pe,10}$

Tableau III.9 : Valeurs des pressions C_{pe} pour les différentes zones de la paroi verticale.

| Zone | A | B | C | D | E |
|---------------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|
| Surface (m ²) | 144.8 | 579.2 | 310.3 | 724 | 724 |
| C _{pe} | C _{pe10} |
| Valeur de C _{pe} | -1 | -0.8 | -0.5 | +0.8 | -0.3 |

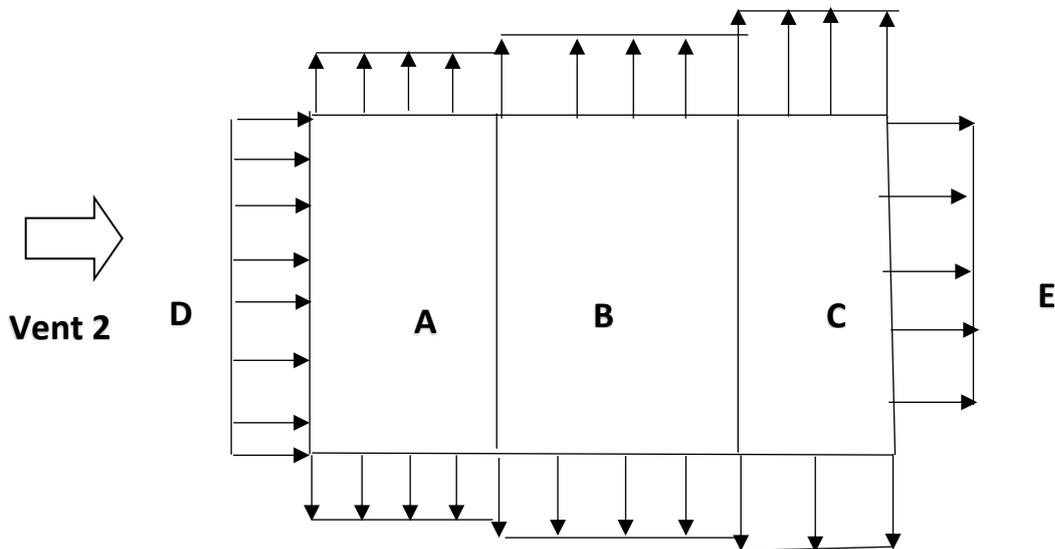


Figure III. 10 : Représentation des coefficients C_{pe} sur les différentes zones (V_2).

- ❖ Toiture plate : Les toitures plates sont celles dont l'angle de la pente est inférieur ou égal à 5°.

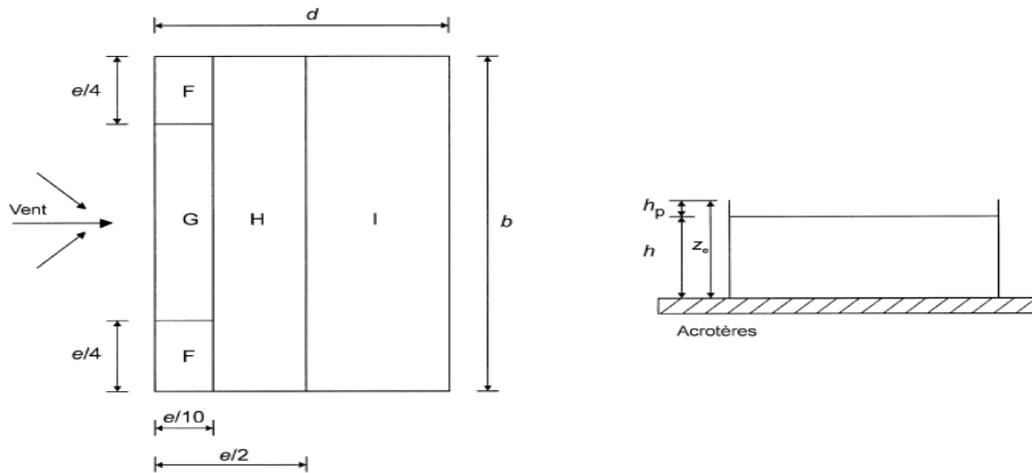


Figure III.11 : Légende pour la toiture (V₂).

$$H=39.78\text{m} \quad H_p=0.6\text{m}$$

$$e = \min [b ; 2h] = 18.2\text{m}.$$

$$e/2=9.1\text{m}$$

$$e/4=4.6\text{m}$$

$$e/10=1.8\text{m}$$

- Calculs des surfaces :

$$\text{Aire de la zone F} = S_{,F} = (e/4 * e/10) = 8.3\text{m}^2 < 10\text{m}^2$$

$$\text{Aire de la zone G} = S_{,G} = 16.6\text{m}^2 < 10\text{m}^2$$

$$\text{Aire de la zone H} = S_{,H} = 132.5\text{m}^2 < 10\text{m}^2$$

$$\text{Aire de la zone I} = S_{,I} = 307.6\text{m}^2 < 10\text{m}^2$$

$$(A_G ; A_H ; A_I) > 10\text{m}^2 \rightarrow \text{donc : } C_{pe} = C_{pe,10}$$

$$A_F < 10\text{m}^2 \rightarrow \text{donc : } C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log_{10}(s)$$

$$\Rightarrow C_{pe} = -2.2 + (-1.6 - (-2.2)) \times \log_{10}(8.3) = -1.5$$

$$H_p/h = 0.6/39.78 = 0.012 \cong 0.025$$

Tableau III. 10 : Valeurs des pressions C_{pe} pour les différentes zones de terrasse.

| Zone | F | G | H | I |
|--------------------------------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| Valeur de C_{pe} | -1.5 | -1,3 | -0,7 | -0,6 |

III.2.12- Coefficient de pression intérieure C_{pi}

Le coefficient de la pression intérieure C_{pi} des bâtiments sans cloisons intérieurs est donné en fonction de l'indice de perméabilité μ_p .

On définit l'indice de perméabilité μ_p comme suit :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surface des ouvertures ou } C_{pe} < 0}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

$$\mu_p = \frac{224.64}{274.56} = 0.81$$

$$H=39.78\text{m}$$

$$D=26\text{m}$$

$$h/d=1.53 > 1$$

$$CPI(\text{graphe}) = -0.31$$

III.2.13- La pression aérodynamique

$$W(z_j) = q_p(z_j) \times (C_{pe} - C_{pi})$$

Tableau III.11 : La pression due au vent de paroi vertical (Sens V2).

| Zone | $Z_e(\text{m})$ | $Q_p(z_e)$ (N/m²) | C_{pe} | C_{pi} | W (N/m²) |
|-------------|-----------------------------------|--|----------------------------|----------------------------|---|
| A | 39.78 | 761.25 | -1 | -0.31 | -525.26 |
| B | 39.78 | 761.25 | -0.8 | -0.31 | -373.01 |
| C | 39.78 | 761.25 | -0.5 | -0.31 | -144.64 |
| D | 39.78 | 761.25 | 0.8 | -0.31 | 844.99 |
| E | 39.78 | 761.25 | -0.3 | -0.31 | 7.61 |

Tableau III.12 : La pression due au vent de Toiture (Sens V2).

| Zone | Ze(m) | Qp(ze) (N/m ²) | Cpe | Cpi | W (N/m ²) |
|----------|-------|----------------------------|------|-------|-----------------------|
| F | 40.38 | 802.5 | -1.5 | -0.31 | -954.68 |
| G | 40.38 | 802.5 | -1.3 | -0.31 | -794.23 |
| H | 40.38 | 802.5 | -0.7 | -0.31 | -312.88 |
| I | 40.38 | 802.5 | -0.6 | -0.31 | -232.65 |

III.3- Action d'ensemble :

La force exercée par le vent F_w agissant sur une construction ou un élément de construction peut être déterminée directement en utilisant l'expression suivante :

$$F_w = W(z_j) \times A_{ref} \quad [7]$$

A_{ref} : surface élémentaire

$W(z_j)$ = la pression aérodynamique

a- Sens V1 :

➤ Paroi verticale

Tableau III.13 : Force exercée sur les parois vertical (Sens V1).

| Zone | Aref (m ²) | W (N/m ²) | Fw (KN) |
|----------|------------------------|-----------------------|----------|
| A | 206.856 | -647.06 | -133.848 |
| B | 517.14 | -494.81 | -255.886 |
| D | 1034.28 | 723.19 | 747.980 |
| E | 1034.28 | -114.19 | -118.104 |

➤ Toiture plate

Tableau III.14: Force exercée sur les Toiture (Sens V1).

| Zone | Aref (m ²) | W (N/m ²) | Fw (KN) |
|----------|------------------------|-----------------------|---------|
| F | 16.9 | -922.59 | -15.592 |
| G | 33.8 | -681.91 | -23.048 |
| H | 169 | -240.68 | -40.675 |
| I | 169 | -280.79 | -47.454 |
| J | 67.6 | -184.52 | -12.474 |

b- Sans V2 :

➤ Paroi verticale

Tableau III.15 : Force exercée sur les parois vertical (Sens V2).

| Zone | Aref (m²) | W (N/m²) | Fw (KN) |
|-------------|-----------------------------|----------------------------|----------------|
| A | 144.8 | -525.26 | -76.057 |
| B | 579.2 | -373.01 | -216.047 |
| C | 310.3 | -144.64 | -44.882 |
| D | 724 | 844.99 | 611.773 |
| E | 724 | 7.61 | -5.51 |

➤ Toiture plate

Tableau III.16: force exercée sur les Toiture (Sens V2).

| Zone | Aref (m²) | W (N/m²) | Fw (KN) |
|-------------|-----------------------------|----------------------------|----------------|
| F | 8.3 | -954.68 | -7.824 |
| G | 16.6 | -794.23 | -13.184 |
| H | 132.5 | -312.88 | -41.457 |
| I | 307.6 | -232.65 | -71.563 |

III.4- Calcul des forces de frottement

Les effets de frottement du vent sur la surface peuvent être négligés l'osque l'aire totale de toutes les surfaces parallèles au vent (ou faiblement inclinées par rapport à la direction du vent) est inférieure ou égale à 4 fois l'aire totale de toutes les surfaces extérieures perpendiculaires au vent (au vent et sous le vent).

✓ Condition à vérifier :

$$2(d \times h) \leq 4(2b \times h)$$

⇒ Direction V1

$$b = 26 \text{ m}$$

$$d = 18.2 \text{ m}$$

$$h = 39.78 \text{ m}$$

$$2(18.2 \times 39.78) \leq 4(2 \times 26 \times 39.78)$$

$$1447.992 \leq 8274.24 \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

⇒ Direction V2

$$b = 18.2 \text{ m}$$

$$d = 26 \text{ m}$$

$$h = 39.78 \text{ m}$$

$$2(26 \times 39.78) \leq 4(2 \times 18.2 \times 39.78)$$

$$2068.56 \leq 5791.968 \quad \text{La condition est vérifiée}$$

❖ Conclusion :

Les conditions sont vérifiées, donc les effets de frottement du vent sur la surface peuvent être négligés dans notre cas.

Ces résultats vont être comparés avec les résultants des forces sismiques, pour prendre le cas le plus défavorable en vue de l'étude sismique.

CHAPITRE IV : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRE.

IV.1- l'acrotère : [9]

IV.1.1- Introduction

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi contre toute chute. Il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre G et à une surcharge horizontale Q due à une main courante. Le calcul se fera en flexion composée au niveau de la section d'encastrement pour une bande de 1 m linéaire. L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable. Dans ce cas, le calcul se fera à l'ELU et à l'ELS. Le calcul se fait pour une bande de 1 m de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

- Largeur $b = 100$ cm
- Hauteur $H = 60$ cm
- Epaisseur $e = 10$ cm

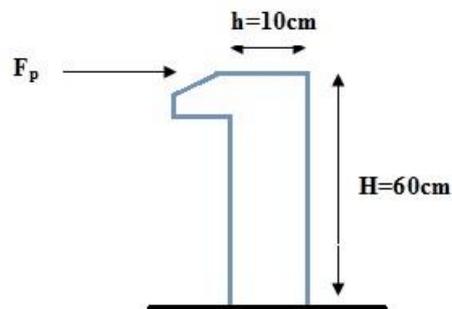


Figure IV.1 : Dimensions de l'acrotère.

IV.1.2- Calcul des charges sollicitant l'acrotère

A- Charge permanente et charge d'exploitation :

- Charge permanente : $G = 0,6 \times 0,1 \times 25 = 1,5 \text{ KN/m}$
- Charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/m}$

B- La force horizontale due à l'effet du séisme :

Les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux et les éléments ancrés à la structure sont calculées suivant la formule suivante :

$$F_p = 4 \cdot A \times C_p \times W_p \quad [8]$$

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone.
- C_p : Facteur de forces horizontal.
- W_p : Poids de l'élément.

$$\left. \begin{array}{l} A = 0,25 \text{ (zone III, groupe d'usage 2B)} \\ C_p = 0,8 \\ W_p = 1,5 \text{ KN/ml} \end{array} \right\} F_p = 1,2 \text{ KN}$$

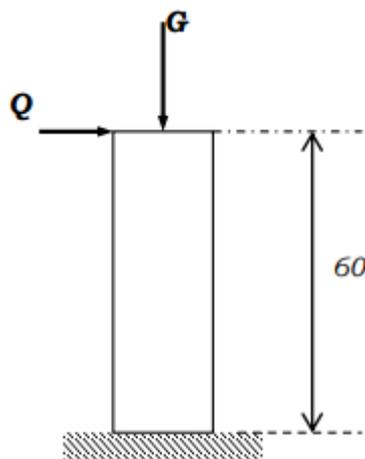


Figure IV.2: Schéma statique de l'acrotère.

IV1.3- Les sollicitations

$$M_{FP} = H \times F_p = 0,6 \times 1,2 = 0,72 \text{ KN.m}$$

$$M_p = H \times Q = 0,6 \times 1 = 0,6 \text{ KN.m}$$

$$M = \max(M_{FP}, M_p) = 0,72 \text{ KN.m}$$

- Effort N:

$$N_U = 1,35 G \quad N_S = G$$

$$\text{ELU : } N_u = 1,35 \times 1,5 = 2,025 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } N_s = 1,5 \text{ KN}$$

- Moment M :

$$MU = 1.5 F_p \times h \qquad MS = F_p \times h$$

ELU: $M_u = 1.5 \times 0.72 \times 0.6 = 1.08 \text{ KN.m}$

ELS: $M_s = 0.432 \text{ KN.m}$

IV1.4- Dimension de l'acrotère

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

$f_e = 400 \text{ MPa}$

$h = 0.1 \text{ m}$

$H = 0.6 \text{ m}$

IV1.5- Position du centre de pression

$$e_o = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,08}{2,025} = 0,53 \text{ m}$$

$h/6 = 0,1 \text{ m}$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, donc elle est partiellement comprimée.

Le calcul se fera en flexion simple puis en flexion composée

a. Calcul en flexion simple :

$d = 0,08 \text{ m}, b = 1 \text{ m}$

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14,17 \text{ MPa}$$

Moment réduit :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 \times f_{bu}} = 0.168$$

$$\mu_{bu} = 0.168 < 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.024$$

$$Z_b = d(1 - 0.4\alpha) = 79.233 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s \times Z} = 39.16 \text{ mm}^2$$

avec : $\sigma_s = f_e / \gamma_s = 347.82 \text{ MPa}$

b. Calcul en flexion composée :

$$A_u = A_s - \frac{N_u}{\sigma_s} = 39.16 - \left(\frac{2,025}{347,82} \right) = 39.15 \text{ mm}^2$$

c. Condition de non fragilité :

$$A_{\min} \geq 0,23 \left(\frac{b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_{ed}} \right)$$

$$A_{\min} \geq 0,23 \left(\frac{100 \times 8 \times 2,1}{347,82} \right) = 111 \text{ mm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{\min} = 1,11 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_r < A_s$$

$$1,11 \text{ cm}^2 < A_r < 3,916 \text{ cm}^2$$

La section choisie est $A_r = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$.

IV.2- Les escaliers [9]

IV.2.1 Introduction

Un escalier est formé d'une succession de plans horizontaux permettant de passer d'un niveau à un autre, la longueur des marches s'appelle l'embranchement (L), la largeur s'appelle giron (g) et la hauteur c'est le contre marche (h).

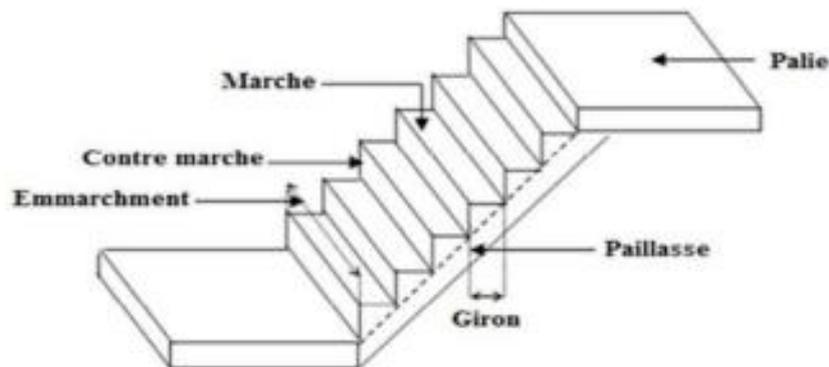


Figure IV.3 : schéma représentatif d'un escalier.

❖ Définitions :

- **Un palier :** ça fonction est de permettre aux usagers de se reposer pendant la montée, c'est une aire plane située à chaque étage au départ et à l'arrivée d'une volée d'escalier.
- **Une volée :** c'est une partie droite ou courbé de l'escalier compris entre deux paliers successifs.

- **Giron** : c'est la largeur d'une marche mesurée entre l'aplomb de deux contre marches successifs.

- **Limón** : c'est la partie dont laquelle s'assemble les marches et les contremarches

IV2.2- Prédimensionnement des escaliers

Les escaliers sont constitués en charpente métallique.

On utilise la formule de **BLONDEL**.

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

h : varie de 14 cm à 20 cm

g : varie de 22 cm à 30 cm

Donc :

Hauteur d'étageh_e = 3.06 m

Giron.....g = 30cm

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

$$14.5 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}$$

Pour h = 17 cm et largeur de la marche g = 30 cm

- Nombre de contre marche $n = \frac{3.06/2}{0.17} = 9$

- Nombre de marche $m = n - 1 = 9 - 1 = 8$

Pour h = 17 cm on a 8 marches pour le 1^{er} et le 2^{eme} volée.

a- La longueur de la ligne de foulée :

$$L = g \times (n - 1)$$

$$L = 30 \times (8 - 1) \dots\dots\dots L = \mathbf{2.1 \text{ m}}$$

b- L'inclinaison de la pailasse :

$$\text{Tg} = \frac{1.53}{2.1} = 36.07 \dots\dots\dots = \mathbf{36.07 \text{ m}}$$

c- La longueur de la pailasse :

$$L = \sqrt{2.1^2 + 1.53} = \mathbf{2.6 \text{ m}}$$

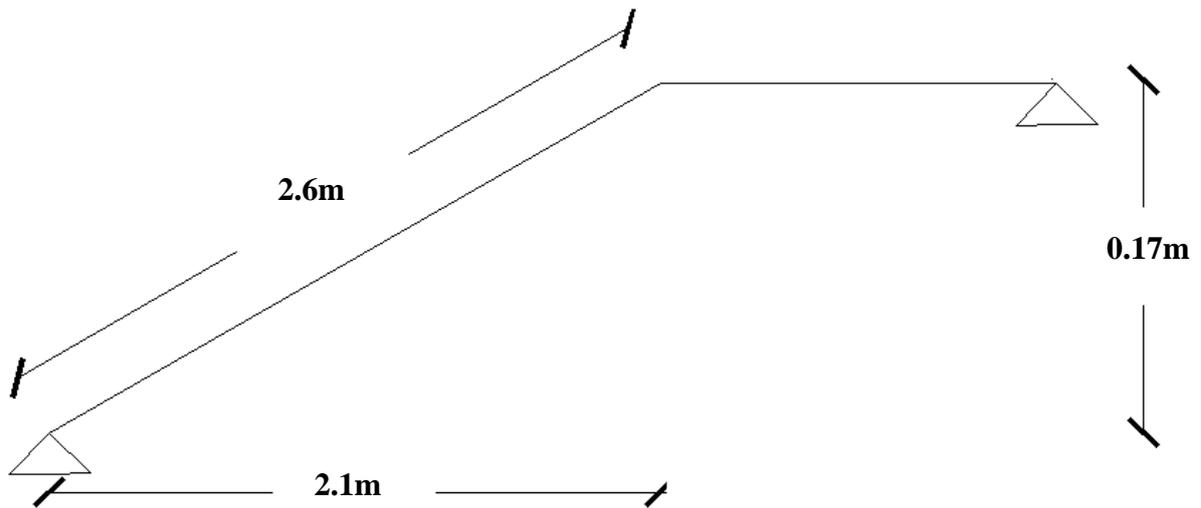


Figure IV.4 : Schéma statique des escaliers.

Donc :

$$g+(2 \times h) = 30 + (2 \times 17) = 64 \text{ cm} < 66 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

IV.2.3- Dimensionnement des éléments porteurs

1- Cornière :

1-1- Évaluation des charges

- Charges permanentes :

La tôle 4 cm 0.73 KN/m²

Marbre + mortier..... 1 KN/m²

$$\mathbf{G = 1.73 \text{ KN/m}^2}$$

- Charges d'exploitation :

$$\mathbf{Q = 1.5 \text{ KN/m}^2}$$

Chaque cornière reprend la moitié de la charge.

1.2- Combinaison des charges

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) / 2 = (1.35 \times 1.73 + 1.5 \times 1.5) \times 0.3 / 2$$

$$\mathbf{q_u = 0.91 \text{ KN/m}^2}$$

$$q_s = (G+Q) g/2 = (1.73+1.5) \times 0.3/2$$

$$q_s = 0.63 \text{ KN/m}^2$$

Le pré dimensionnement se fait à partir de la condition de la flèche suivant :

$$f_{\max} \leq f \longrightarrow f = \frac{5q l^4}{384 E I} \leq \frac{l}{250}$$

$$I_y = \frac{5 \times 0.63 \times 130^3 \times 250}{384 \times 2.1 \times 10^6} = 2.14 \text{ cm}^4$$

On adopte pour une cornière à ailes égales L 40x40x4

Moment d'inertie de la cornière. $I_y=4.47\text{cm}^4$

Poids propre de la cornière. $g_c=2.42 \text{ kg/ml}$

1.3- Vérfications

- Vérfication du moment fléchissant a l'ELU :

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) + 1.35g$$

$$q_u = 0.94 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{Q_U \times L^2}{8} = 0.19 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{(W_{ely}) \times 355}{1} = 0.55 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 0.19 \text{ KN.m} \leq M_{plrd} = 0.55 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

2- Limon :

2.1- Evaluation des charges

Garde-corps.....1.8Kn/m²

Tole (4cm).....1.8Kn/m²

Marbre+mortie.....1.8Kn/m²

Poids de la cornière.....1.8Kn/m²

$$G=4.1\text{KN/m}^2$$

Charge d'exploitation : $Q=1.5\text{KN/m}^2$

2.2- Combinaison des charges

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) / 2$$

$$q_u = 3.89 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = (G + Q) / 2$$

$$q_s = 2.8 \text{ KN/m}^2$$

la condition de la flèche

$$f_{\max} \leq f \longrightarrow f = \frac{5ql^4}{384EI} \leq \frac{l}{250}$$

$$I_y = \frac{5 \times 2.8 \times 345^3 \times 250}{384 \times 2.1 \times 10^6} = 166.05 \text{ cm}^4$$

On prend un **UPN100**

$$I_y = 206 \text{ cm}^4 ; W_{ply} = 49 \text{ cm}^3 ; g = 0.106 \text{ Kn/m}$$

2.3- Verification

- Vérification du moment fléchissant a l'ELU :

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) + 1.35g$$

$$q_u = 4.016 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{QU \times L^2}{8} = 0.86 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{(W_{ely}) \times 355}{1} = 17.40 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 0.86 \text{ KN.m} \leq M_{plrd} = 17.40 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

CHAPITRE V : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE.

V.1. Introduction

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

❖ **Présentation du logiciel ETABS :**

ETABS est un logiciel de calcul et d'optimisation des structures, il se base sur la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales de type treillis, portique, adaptés à la construction en acier, en bois, en béton armé ou mixte, il comprend des modules de dimensionnement, de vérifications, d'assemblage et de ferrailage suivant les différentes normes nationales existantes.

V.2. Etude sismique

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit en suite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination de ses modes propre de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

V.2.1- Modélisation de rigidité :

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectué comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différent niveaux (niveau i et niveau i+1).
- A tous les planchers nous avons attribués une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan pour satisfaire l'hypothèse.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6DDL bloqués).

V.2.2. Modélisation de masse :

- La masse des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par le **RPA99 version2003** avec $(\beta=0,2)$ pour un bâtiment à usage d'habitation.
- La masse de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie aux niveaux des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).

V.2.3. Critères de classification par le RPA99 version2003 :

➤ Classification des zones sismique :

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

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

➤ Classification de l'ouvrage :

Pour notre cas, et d'après la carte et le tableau cité précédemment : ALGER. Se situe dans Une zone de sismicité élevée **ZONE III**.

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

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

Notre ouvrage représente un bâtiment à usage d'habitation+ commerce, il est considéré comme ouvrage courant ou d'importance moyenne **2**. Selon le rapport géotechnique relatif à cet ouvrage, on est en présence d'un sol de catégorie **S3**.

V.3. Choix de la méthode de calcul

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir au mieux le comportement réel de l'ouvrage.

Les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version2003**) propose trois méthodes de calcul des sollicitations :

- 1- La méthode statique équivalente.
- 2- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme (temporelle).
- 3- La méthode d'analyse modale spectrale.

V.3.1- La méthode statique équivalente :

A) Principe :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure

B) Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en Élévation prescrite au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65m

En zones I et II et à 30m en zones III

b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant les conditions de hauteur énoncées en haut ainsi quelles conditions complémentaires suivantes :

Zone III :

- groupe d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8m

- la méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas de notre bâtiment car la structure est en zone **III** de groupe d'usage 2 et sa hauteur dépasse les 30 m.

Donc on opte pour la méthode model spectrale.

V.3.2- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

L'analyse sous accélérogrammes est la méthode la plus précise pour prédire les forces et les demandes en déformations pour les différents composants de la structure. Cependant, son utilisation reste limitée car la réponse dynamique est très sensible à la modélisation et au mouvement du sol, elle nécessite une bonne modélisation des relations effort-déformation sous chargement cyclique qui tiennent en compte des modifications du comportement des composants.

Plusieurs accélérogrammes sont nécessaires pour éviter de biaiser certains aspects du contenu fréquentiel du spectre de réponse reconnu comme la référence de l'action sismique de la zone.

V.3.3- La méthode modale spectrale :

Cette méthode est sans doute, la méthode la plus fréquemment utilisée pour l'analyse sismique des structures, elle est caractérisée par :

- La définition du mouvement sismique aux supports sous la forme d'un spectre de réponse ;
- L'hypothèse d'un comportement globale linéaire de la structure permettant l'utilisation des modes propres.
- Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

V.3.3.1- Principales vérifications exigent par le RPA pour cette méthode :

- Concentration des masses au niveau des planchers
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que, la somme des coefficients massiques de ces modes soit au moins égale à 90%
- Ou que, tous les modes, ayant une masse modale effective supérieur à 5 % de la masse totale de la structure soie retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure

Le minimum, de mode à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée. Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimum à prendre en compte doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ Et } T_K \leq 0.20 \text{ sec} \dots\dots\dots (4-14)$$

Avec :

N : le nombre de niveaux au-dessus du sol

T_K : la période du mode K.

V.3.3.2- L'analyse modale spectrale :

L'analyse modale spectrale désigne la méthode de calcul des effets maximums d'un séisme sur une structure. Elle est caractérisée par une sollicitation sismique décrite sous forme d'un spectre de réponse.

Ce type d'analyse peut être appliqué à tous type de structure avec des résultats plus exacts et souvent satisfaisants, à condition d'avoir fait une bonne modélisation.

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases} \quad [8]$$

Pour notre étude, le spectre est donné par le logiciel (spectre RPA99), avec les données suivantes :

Zone sismique III Alger

Groupe d'usage 2 (ouvrage courant ou d'importance moyenne)

Pourcentage d'amortissement $\varepsilon = 4 \%$.

Coefficient de comportement : portique auto stable ordinaire $R = 4$

Facteur de qualité $Q = 1.1$ (sens x) $Q = 1.2$ (sens y)

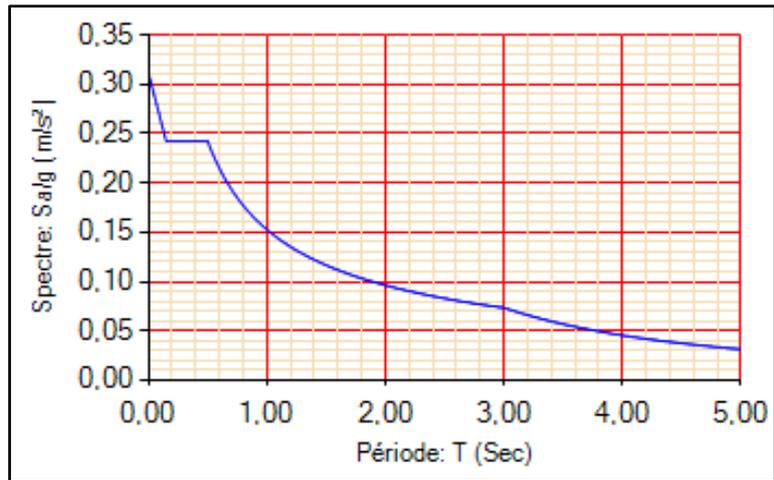


Figure V.1: Spectre de réponse.

Avec :

g : accélération de la pesanteur, ($g = 10\text{N/s}^2$) [8]

A : coefficient d'accélération de zone, ($A=0,4$) [8]

η : facteur de correction d'amortissement, ($\eta = 1$) [8]

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est en fonction du système de contreventement. [8]

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site. [8]

Q : Facteur de qualité. [8]

V.3.3.3- Résultante des forces sismiques de calcul : [8]

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

Si $V_t < 0.8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements,

moments...) par la valeur du rapport $r = \frac{0,8 V}{V_t}$.

V.3.3.4 Vérification des déplacements inter étages : [8]

L'une des vérifications préconisées par le **RPA99 version 2003**, concerne les déplacements latéraux inter- étages, selon l'article 5.10 du **RPA99 version 2003** l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_x^k \leq \bar{\Delta} \quad \text{Et} \quad \Delta_y^k \leq \bar{\Delta} \quad \text{Avec}$$

$\bar{\Delta}$ Est le déplacement admissible

$$\bar{\Delta} = 0.01h_e \quad \text{où} \quad h_e \text{ est la hauteur de l'étage.}$$

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit

$$\delta_x^k = R \cdot \delta_{ex}^k \quad \text{Et} \quad \delta_y^k = R \cdot \delta_{ey}^k$$

δ_e^k : Déplacement due aux forces sismiques E_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement (R=4)

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à

$$\Delta_{ex}^k = \delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1} \quad \text{Et} \quad \Delta_{ey}^k = \delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1}$$

V.3.3.5 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (les effets du second ordre) :

Les effets de second ordre (l'effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,1$$

Avec :

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau K

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'

Δ_k : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

h_k : Hauteur d'étage 'k' comme indique-la figure.

V.4- Résultats de l'analyse dynamique

V.4.1- Dimensions de l'ouvrage

- Dimensions en élévation :

- Hauteur totale : **39.78 m**
- Hauteur du RDC : **3.06 m**

- Hauteur d'étage courant : **3.06m**
 - Dimensions en plan :
 - Largeur totale : **26 m**
 - Longueur totale : **18.2 m**

V.4.2- Analyse dynamique de la structure

Cette analyse nous permet de de déterminer les efforts et les déplacements maximum d'une structure lors d'un séisme par l'étude de son comportement en vibrations libres non amorties en tenant compte de ses caractéristiques dynamiques propres. On a choisi trois model qui convient plus à notre structure réelle. Tout d'abord

➤ Model 1 :

Pour cette étape, on a vérifié la structure autant qu'une structure auto stable pour avoir une idée sur le comportement de la structure, comme il est indiqué dans la figure ci-dessous :

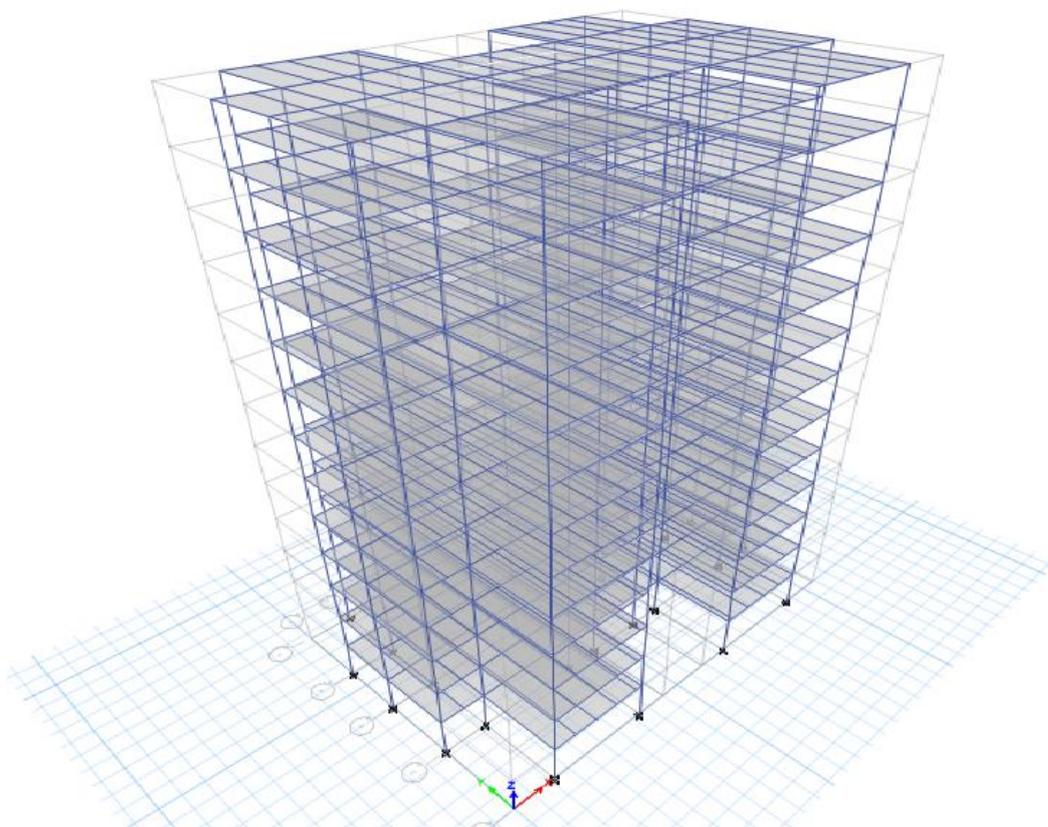


Figure V.2: structure auto stable.

Tableau V.1 : les périodes et les facteurs de participation massique du 1^{er} mode.

| Case | Mode | Period sec | UX | UY | UZ | SumUX | SumUY |
|-------|------|---------------|--------|--------|----|--------|--------|
| Modal | 1 | 6,521 | 0 | 0,7825 | 0 | 0 | 0,7825 |
| Modal | 2 | 4,326 | 0,0039 | 0 | 0 | 0,0039 | 0,7825 |
| Modal | 3 | 3,348 | 0,7393 | 0 | 0 | 0,7432 | 0,7825 |
| Modal | 4 | 2,115 | 0 | 0,0982 | 0 | 0,7432 | 0,8807 |
| Modal | 5 | 1,402 | 0,0006 | 0 | 0 | 0,7438 | 0,8807 |
| Modal | 6 | 1,2 | 0 | 0,0397 | 0 | 0,7438 | 0,9203 |
| Modal | 7 | 1,08 | 0,1136 | 0 | 0 | 0,8574 | 0,9203 |
| Modal | 8 | 0,797 | 0 | 0,0227 | 0 | 0,8574 | 0,943 |
| Modal | 9 | 0,793 | 0,0002 | 0 | 0 | 0,8576 | 0,943 |
| Modal | 10 | 0,606 | 0,0444 | 0 | 0 | 0,902 | 0,943 |
| Modal | 11 | 0,571 | 0 | 0,0151 | 0 | 0,902 | 0,9582 |
| Modal | 12 | 0,528 | 0,0001 | 0 | 0 | 0,9022 | 0,9582 |

❖ **Résultat de l'analyse dynamique :**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

Une période fondamentale **T= 6.52s**.

- Le premier mode est mode de translation parallèle à Y-Y
- Le 2^{ème} mode est des modes de rotations.
- Le 3^{ème} mode est mode de translation parallèle à X-X.

• **Model 2 :**

Pour cette étape, on a contreventé la structure par des contreventements en X et en Y, comme il est indiqué dans la figure ci-dessous :

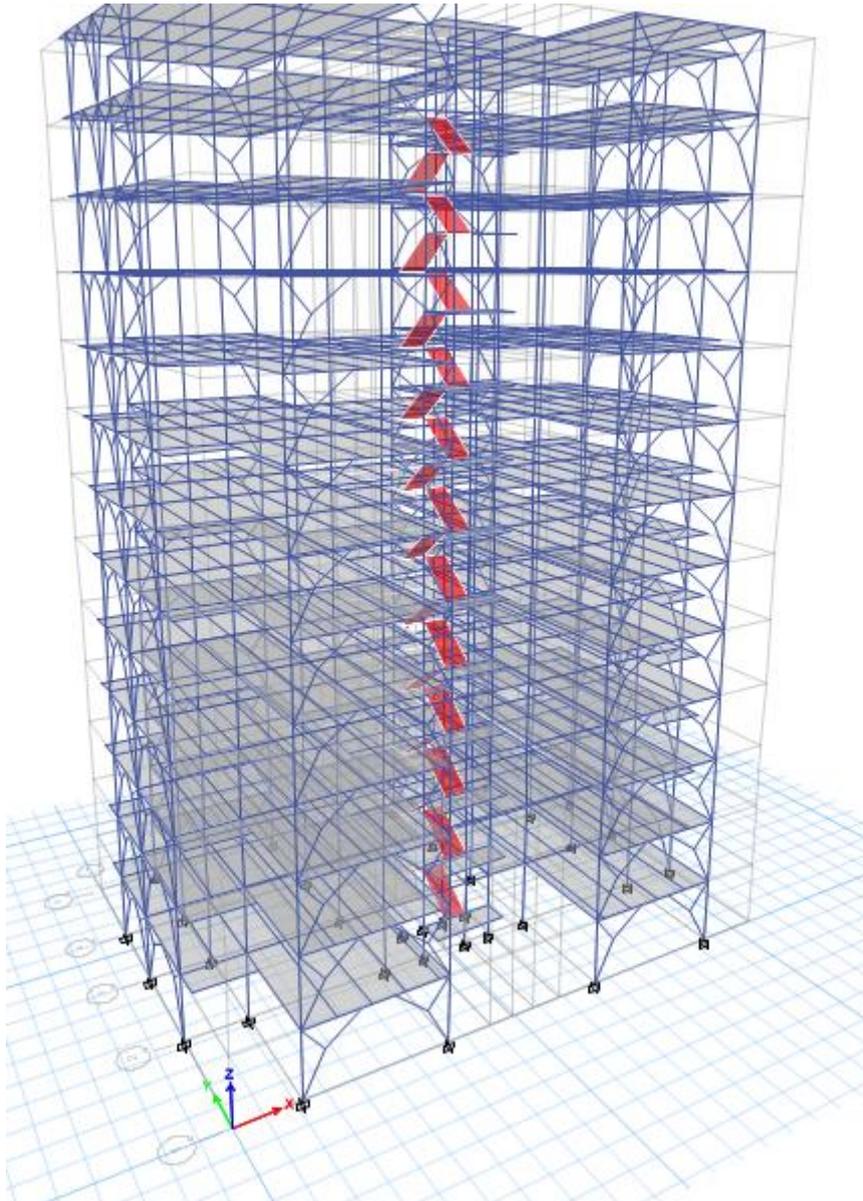


Figure V.3: model 2.

Tableau V.2 : les périodes et les facteurs de participation massique du 2^{ème} model.

| Case | Mode | Period sec | UX | UY | UZ | SumUX | SumUY |
|-------|------|---------------|--------|-----------|----|--------|-----------|
| Modal | 1 | 2,668 | 0,02 | 1,791E-05 | 0 | 0,02 | 1,791E-05 |
| Modal | 2 | 2,147 | 0,7032 | 0,0087 | 0 | 0,7232 | 0,0087 |
| Modal | 3 | 1,671 | 0,0095 | 0,6474 | 0 | 0,7327 | 0,6561 |
| Modal | 4 | 0,767 | 0,0124 | 1,603E-05 | 0 | 0,7451 | 0,6561 |
| Modal | 5 | 0,661 | 0,113 | 0,0012 | 0 | 0,8582 | 0,6573 |
| Modal | 6 | 0,399 | 0,0006 | 0,2075 | 0 | 0,8587 | 0,8648 |
| Modal | 7 | 0,389 | 0,0206 | 0,0001 | 0 | 0,8794 | 0,8648 |
| Modal | 8 | 0,347 | 0,0262 | 2,8E-05 | 0 | 0,9056 | 0,8649 |
| Modal | 9 | 0,257 | 0,0191 | 0,0001 | 0 | 0,9248 | 0,8649 |
| Modal | 10 | 0,227 | 0,0057 | 0,0001 | 0 | 0,9305 | 0,865 |
| Modal | 11 | 0,189 | 0,0148 | 3E-06 | 0 | 0,9453 | 0,865 |
| Modal | 12 | 0,182 | 0,0001 | 0,0682 | 0 | 0,9454 | 0,9333 |

❖ **Résultat de l'analyse dynamique :**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

Une période fondamentale **T= 2.66s.**

- Le premier mode est mode de translation parallèle à Y-Y.
- Le 2ème mode est mode de translation parallèle à X-X.
- Le 3ème mode est mode de rotation.

• **Model 3 :**

Pour cette étape on a augmenté la section des profilés, comme il est indiqué dans la figure ci-dessous :

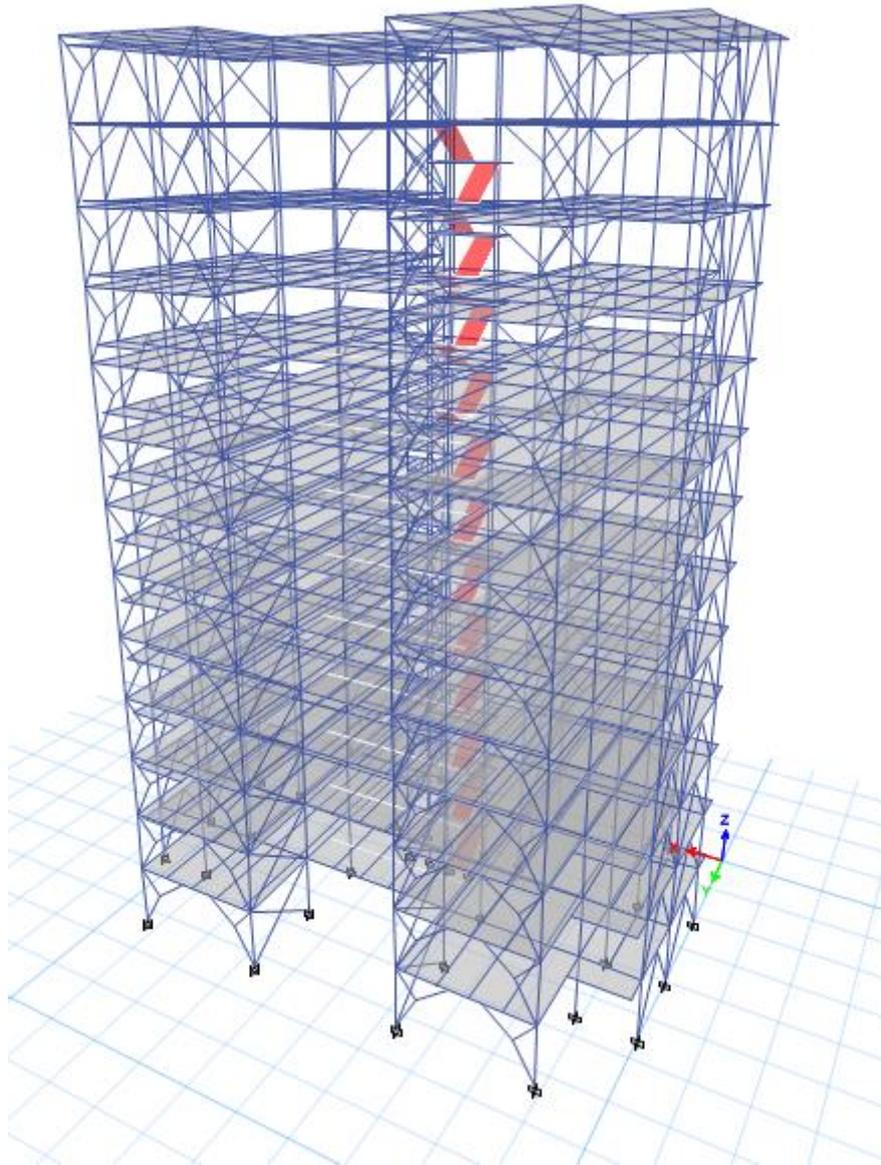


Figure V.7: Model final.

Tableau V.3 : les périodes et les facteurs de participation massique du 3^{ème} model.

| Case | Mode | Period sec | UX | UY | UZ | SumUX | SumUY |
|-------|------|---------------|--------|-----------|----|--------|--------|
| Modal | 1 | 1,062 | 0,0012 | 0,7507 | 0 | 0,0012 | 0,7507 |
| Modal | 2 | 0,818 | 0,733 | 0,0011 | 0 | 0,7343 | 0,7518 |
| Modal | 3 | 0,654 | 0,0047 | 1,868E-05 | 0 | 0,739 | 0,7518 |
| Modal | 4 | 0,339 | 0,0005 | 0,15 | 0 | 0,7395 | 0,9018 |
| Modal | 5 | 0,26 | 0,1477 | 0,0008 | 0 | 0,8872 | 0,9026 |
| Modal | 6 | 0,215 | 0,0017 | 2,606E-05 | 0 | 0,8889 | 0,9026 |
| Modal | 7 | 0,182 | 0,0003 | 0,0435 | 0 | 0,8892 | 0,9461 |
| Modal | 8 | 0,14 | 0,0438 | 0,0005 | 0 | 0,933 | 0,9466 |
| Modal | 9 | 0,126 | 0,0003 | 0,02 | 0 | 0,9334 | 0,9666 |
| Modal | 10 | 0,116 | 0,0005 | 7,975E-06 | 0 | 0,9339 | 0,9666 |
| Modal | 11 | 0,097 | 0,0022 | 0,0108 | 0 | 0,9361 | 0,9774 |
| Modal | 12 | 0,096 | 0,019 | 0,0008 | 0 | 0,9551 | 0,9782 |

❖ **Résultat de l'analyse dynamique :**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

Une période fondamentale **T= 1.062s.**

- ✓ Le premier mode est mode de translation parallèle à Y-Y
- ✓ Le 2^{ème} mode est mode de translation parallèle à X-X.
- ✓ Le 3^{ème} mode est mode de rotations.
- ✓ La participation massique atteint les **90%** dans le **8^{ème}** mode suivant l'axe (x-x)
Et l'axe (y-y).

V.5- Calcul de la force sismique :

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone.

* groupe d'usage : **2**
* zone sismique : **III** } \longrightarrow **A=0.25**

- **D : facteur d'amplification dynamique moyen :**

Ce facteur est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 . \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s . \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0s . \end{cases}$$

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associée a la catégorie du site est donnée dans le tableau.4.7 [5]

Catégorie S₃ site meuble → $\begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.50 \text{ s} \end{cases}$

V.5.1- Estimation de la période fondamentale de la structure (T) : [8]

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

- Les formules empiriques à utiliser selon le **RPA99/version 2003** sont :

$$\mathbf{T = \min} \begin{cases} T = C_T \times h_N^{3/4} & \dots\dots\dots (1) \\ T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} & \dots\dots\dots (2) \end{cases}$$

$C_T = 0.05$ [8]

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$h_N = 39.78 \text{ m}$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré

$D_x = 26.4 \text{ m} \rightarrow T_x = 0.697 \text{ s}$

$D_y = 19.9 \text{ m} \rightarrow T_y = 0.803 \text{ s}$

D'après la formule (1):

$$T = 0,05 \times (39,78)^{\frac{3}{4}} = 0,79 \text{ s}$$

-Sens (x-x): $T_x = \min (0,79 \text{ s}; 0,697 \text{ s}) = 0,697 \text{ s}$

-Sens (y-y): $T_y = \min (0,79 \text{ s}; 0,803 \text{ s}) = 0,79 \text{ s}$

On calcule le facteur D suivant les deux directions par les formules suivantes :

- Or $\begin{cases} T_1 = 0,15s & (\text{site3}) \\ T_2 = 0,50s & (\text{site3}) \end{cases}$

Dans les deux sens X et Y

On utilise formule : $T_2 \leq T < 3,0 \text{ s} \quad \rightarrow \quad D = 2,5\eta (T_2/T)^{2/3}$

- D'où : $D_x = 2,004 \text{ s}$
 $D_y = 1,840 \text{ s}$

- **R** : Coefficient de comportement

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et les méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'un coefficient de comportement R qui est un paramètre qui reflète la ductilité de la structure ; il dépend du système de contreventement.

Comme le bâtiment ce projet est une ossature métallique contreventée par des contreventements en V donc on a choisi un coefficient de comportement ($R = 4$).

10b : mixte portique /palées triangulées en V.

10 : dans le cas de figure développé ici, les palées de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

10 : les cadres autostables ductiles doivent pouvoir reprendre à eux seuls, au moins 25% des charges horizontales globales.

1- Condition 1 :

On doit vérifier :

$$r = \frac{P_{cv}}{P_{total}} < 20\%$$

Tableau V4 : vérification de ($R < 20\%$).

| Niveau | P_{cv} | P_{total} | R% | Observation |
|--------|----------|-------------|-------|-------------|
| 12 | 1214.48 | 32402.34 | 3.7 | Vérifier |
| 11 | 1173.25 | 29908.48 | 3.92 | Vérifier |
| 10 | 1144.91 | 27418.81 | 4.17 | Vérifier |
| 9 | 1076.76 | 24937.29 | 4.31 | Vérifier |
| 8 | 1034.61 | 22455.77 | 4.6 | Vérifier |
| 7 | 960.52 | 19981.30 | 4.8 | Vérifier |
| 6 | 881.35 | 17506.83 | 5.03 | Vérifier |
| 5 | 800.50 | 15032.36 | 5.32 | Vérifier |
| 4 | 717.97 | 12557.89 | 5.71 | Vérifier |
| 3 | 633.99 | 10083.41 | 6.28 | Vérifier |
| 2 | 549.22 | 7608.94 | 7.21 | Vérifier |
| 1 | 460.08 | 5134.47 | 8.96 | Vérifier |
| RDC | 412.80 | 2660.00 | 15.51 | Vérifier |

2- Condition 2 :

On doit vérifier :

$$r = \frac{V_{portique}}{V_{structure}} > 25\%$$

Tableau V.5 : vérification de ($R > 25\%$).

| Niveau | Vx structure | Vx Portique | R% | Vy structure | Vy portique | R% | Observation |
|--------|--------------|-------------|-------|--------------|-------------|-------|-------------|
| 12 | 674.34 | 634.19 | 94.04 | 601.32 | 360.28 | 59.91 | Vérifier |
| 11 | 1239.014 | 917.68 | 74.06 | 1093.99 | 415.37 | 37.96 | Vérifier |
| 10 | 1721.62 | 1174.14 | 68.19 | 1504.42 | 533.50 | 35.46 | Vérifier |
| 9 | 2136.66 | 1383.88 | 64.76 | 1851.02 | 625.24 | 33.77 | Vérifier |
| 8 | 2498.79 | 1555.86 | 62.26 | 2142.50 | 694.56 | 32.41 | Vérifier |
| 7 | 2808.18 | 1688.80 | 60.13 | 2398.05 | 747.97 | 31.19 | Vérifier |
| 6 | 3078.73 | 1795.06 | 58.13 | 2624.29 | 786.94 | 29.98 | Vérifier |
| 5 | 3335.83 | 1873.43 | 56.16 | 2831.09 | 814.57 | 28.77 | Vérifier |
| 4 | 3550.35 | 1913.31 | 53.89 | 3021.41 | 832.13 | 27.3 | Vérifier |
| 3 | 3728.11 | 2073.46 | 55.61 | 3190.40 | 843.54 | 26.43 | Vérifier |
| 2 | 3872.75 | 2062.09 | 53.24 | 3332.75 | 846.21 | 26.01 | Vérifier |
| 1 | 3972.14 | 2209.17 | 55.61 | 3439.67 | 886.75 | 26.03 | Vérifier |
| RDC | 4012.41 | 2546.71 | 63.47 | 3489.99 | 1215.41 | 34.82 | Vérifier |

- Q : facteur de qualité (**tableau 4.4**) [8]

Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- La régularité en plan et en élévation
- La qualité de contrôle de la construction

La valeur de **Q** déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

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

Tableau V.6 : Facteur de qualité.

| Les Critères | Observée (o/n) | Pq // xx | Observée (o/n) | Pq // yy |
|--|----------------|-------------|----------------|-------------|
| files de contreventement | Oui | 0 | Non | 0.05 |
| Redondance en plan | Oui | 0 | Non | 0.05 |
| Régularité en plan | Non | 0.05 | Non | 0.05 |
| Régularité en élévation | Non | 0.05 | Non | 0.05 |
| Contrôle de la qualité Des matériaux | Oui | 0 | Oui | 0 |
| Contrôle de la qualité De l'exécution | Oui | 0 | Oui | 0 |
| Q= 1 + $\sum_1^6 P_q$ | | 1.1 | | 1.2 |

V.6- Vérification de l'effort tranchant à la base

Le coefficient de comportement : **R= 4**

Le poids de la structure (W) : W =29625.0 KN (Valeur extraite du logiciel ETABS)

$$\text{Donc } V_{sd} = \frac{A \times D_{x,y} \times Q}{R} * W$$

$$V_x = 4266,63 \text{ KN}$$

$$V_y = 3917,51 \text{ KN}$$

Il faut que $V_{\text{dynamique}} \geq 0.8 V_{\text{statique}}$ et cela dans les deux sens.

Tableau V.7 : Vérification de l'effort tranchant.

| | V _{dynamique} | 0.8V _{statique} | Observation |
|----------|------------------------|--------------------------|-----------------|
| Sens X-X | 3416,67 | 3413,307479 | Vérifiée |
| Sens Y-Y | 3382,50 | 3134,006575 | Vérifiée |

V.7- Vérification des déplacements inter étages [8]

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

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

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques Fi (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

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

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui lui est adjacent

Doivent satisfaire (l'article 5.10), c'est-à-dire que ces derniers ne doivent pas dépasser

1% de la hauteur d'étage. C'est-à-dire que ce déplacement sont limités à la valeur

$$H_{étage} / 100.$$

Tableau V.8 : Les déplacements résultants de la charge E sens X.

| Z (m) | X-dir | R | δ_{ek} (mm) | Δ_k (mm) | H _{étage} /100 (mm) | Observation |
|------------|-------|---|--------------------|-----------------|------------------------------|-------------|
| 12 | 37.16 | 4 | 35.11 | 8.2 | 30.6 | Vérifiée |
| 11 | 35.11 | 4 | 32.69 | 9.68 | 30.6 | Vérifiée |
| 10 | 32.69 | 4 | 29.96 | 10.92 | 30.6 | Vérifiée |
| 9 | 29.96 | 4 | 26.96 | 12 | 30.6 | Vérifiée |
| 8 | 26.96 | 4 | 23.75 | 12.84 | 30.6 | Vérifiée |
| 7 | 23.75 | 4 | 20.37 | 13.53 | 30.6 | Vérifiée |
| 6 | 20.37 | 4 | 19.61 | 13.84 | 30.6 | Vérifiée |
| 5 | 16.91 | 4 | 13.42 | 13.96 | 30.6 | Vérifiée |
| 4 | 13.42 | 4 | 9.98 | 13.76 | 30.6 | Vérifiée |
| 3 | 9.98 | 4 | 6.82 | 12.64 | 30.6 | Vérifiée |
| 2 | 6.82 | 4 | 3.87 | 11.80 | 30.6 | Vérifiée |
| 1 | 3.87 | 4 | 1.43 | 9.76 | 30.6 | Vérifiée |
| RDC | 1.43 | 4 | 0 | 5.72 | 30.6 | Vérifiée |

Tableau V. 9 : Les déplacements résultants de la charge E sens Y.

| Z (m) | Y-dir | R | $\square_{ek}(\text{mm})$ | $\Delta_k (\text{mm})$ | Hétage/100 (mm) | Observation |
|-------|-------|---|---------------------------|------------------------|-----------------|-------------|
| 12 | 52.74 | 4 | 49.93 | 11.24 | 30.6 | Vérifiée |
| 11 | 49.93 | 4 | 46.55 | 13.52 | 30.6 | Vérifiée |
| 10 | 46.55 | 4 | 42.76 | 15.16 | 30.6 | Vérifiée |
| 9 | 42.76 | 4 | 38.61 | 16.6 | 30.6 | Vérifiée |
| 8 | 38.61 | 4 | 34.18 | 17.72 | 30.6 | Vérifiée |
| 7 | 34.18 | 4 | 29.54 | 18.56 | 30.6 | Vérifiée |
| 6 | 29.54 | 4 | 24.77 | 19.08 | 30.6 | Vérifiée |
| 5 | 24.77 | 4 | 19.97 | 19.20 | 30.6 | Vérifiée |
| 4 | 19.97 | 4 | 15.24 | 18.92 | 30.6 | Vérifiée |
| 3 | 15.24 | 4 | 10.67 | 18.28 | 30.6 | Vérifiée |
| 2 | 10.67 | 4 | 6.4 | 17.08 | 30.6 | Vérifiée |
| 1 | 6.4 | 4 | 2.6 | 15.2 | 30.6 | Vérifiée |
| RDC | 2.6 | 4 | 0 | 10.4 | 30.6 | Vérifiée |

❖ Remarque :

Les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par « RPA99version 2003 »

V.8. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (les effets du second ordre)

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau D'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

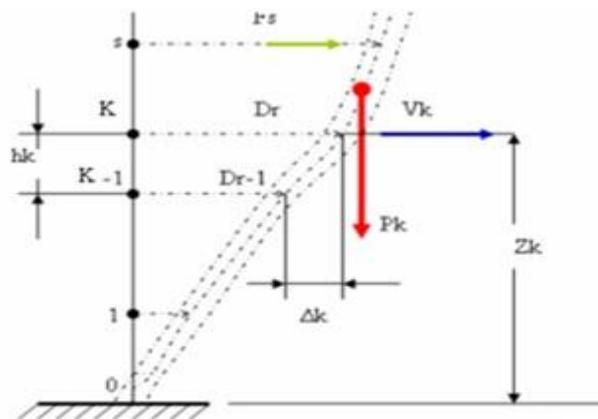


Figure V.5 : Evaluation des effets de second ordre.

Les effets de second ordre (l'effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux : $\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,1$

Avec :

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi}) \text{ Déjà calculé.}$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'

Δ_k : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

h_k : Hauteur d'étage 'k' comme indique-la figure.

Tableau V.10 : Justification vis-à-vis de l'effet « P- Δ ».

| Niveaux | P(kn) | Vx(kn) | Vy(kn) | ΔK (mm) | h(mmm) | Θ_x | Θ_y | $\Theta \leq 0,1$ |
|--------------|----------|---------|---------|-----------------|--------|------------|------------|-------------------|
| 12 | 2660 | 674.34 | 601.32 | 20.5 | 3060 | 0.002 | 0.004 | OK |
| 11 | 5134.47 | 1239.01 | 1093.99 | 24.2 | 3060 | 0.003 | 0.005 | OK |
| 10 | 7608.94 | 1721.62 | 1504.42 | 27.3 | 3060 | 0.003 | 0.006 | OK |
| 9 | 10083.41 | 2136.66 | 1851.02 | 30 | 3060 | 0.004 | 0.007 | OK |
| 8 | 12557.89 | 2498.79 | 2398.05 | 32.1 | 3060 | 0.005 | 0.007 | OK |
| 7 | 15032.36 | 2808.18 | 2398.05 | 33.8 | 3060 | 0.005 | 0.009 | OK |
| 6 | 17506.83 | 3087.73 | 2624.29 | 34.6 | 3060 | 0.006 | 0.010 | OK |
| 5 | 19981.30 | 3335.83 | 2831.09 | 34.9 | 3060 | 0.006 | 0.011 | OK |
| 4 | 22455.77 | 3550.35 | 3021.41 | 34.4 | 3060 | 0.001 | 0.011 | OK |
| 3 | 24937 | 3728.11 | 3190.41 | 31.5 | 3060 | 0.069 | 0.011 | OK |
| 2 | 27418.81 | 3872.75 | 3332.75 | 29.5 | 3060 | 0.006 | 0.011 | OK |
| 1 | 29908.4 | 3972.14 | 3439.67 | 24.4 | 3060 | 0.005 | 0.01 | OK |
| R.D.C | 32402.34 | 4013.00 | 3489.99 | 14.3 | 3060 | 0.03 | 0.007 | OK |

V.9- Comparaison entre l'effort sismique et l'effort du vent

Effort du vent déjà calculé :

$$R_x = 747.98 \text{ KN}$$

$$R_y = 611.77 \text{ KN}$$

Donc :

Effort sismique $E_x = 4266.63 \text{ KN} > \text{Effort du vent } R_x = 747.98 \text{ KN}$

Effort sismique $E_y = 3917.5 \text{ KN} > \text{Effort du vent } R_y = 611.77 \text{ KN}$

➤ Remarque :

On remarque que les résultats des actions de vent sont négligeables par rapport à celles du séisme qui sont très importants. Pour le reste de l'étude, seulement les résultats des actions sismiques vont être prise en considération.

❖ Conclusion :

Au vu des résultats obtenue pour ce model :

- Vérification des modes de translations.
- Vérification de la participation massique.
- Vérification de l'effort tranchant.
- Vérification des déplacements inter étage.
- Vérification de l'effet P- Δ .

On peut conclure que le model renforcé par les contreventements en V est satisfaisant Pour les exigences de l'RPA99 version 2003.

CHAPITRE VI : VERIFICATION DES ELEMENTS DE L'OSSATURE.

VI.1- Introduction

La résistance de l'élément est vérifiée si sa stabilité et la résistance de toutes ses sections sont s'assurées sous les charges de calculs, à l'issue de l'analyse locale au second ordre. Il exige que sous toutes les combinaisons d'action possible, définies réglementairement, la stabilité statique soit assurée, globalement au niveau de la structure et individuellement au niveau de chaque élément.

On va vérifier deux types de phénomènes d'instabilités qui sont :

- **Le flambement** : qui affecte les barres simplement comprimées (flambement simple) ou comprimés et fléchies (flambement par flexion).
- **Le déversement** : qui affecte les semelles comprimées des pièces fléchies.

➤ Exploitation des résultats :

Selon la structure du bâtiment étudié on va vérifier 3 groupes d'éléments (poteaux, poutres, contreventement).

VI.2- Vérification des poteaux

VI.2.1- Hypothèse de calculs :

Les poteaux sont soumis à la flexion composée où chaque poteau est soumis à un effort normal « N » et deux moments fléchissant M_y et M_z . La vérification se fait pour toutes les combinaisons inscrites aux règlements sous les sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens.

Les différentes sollicitations doivent être combinées dans les cas les plus défavorables, qui sont :

Cas 1 : Une compression maximale N_{sd} et un moment $M_{y,sd}$ et $M_{z,sd}$ correspondant.

Cas 2 : Un moment $M_{y,sd}$ maximal et une compression N_{sd} et $M_{z,sd}$ correspondant.

Cas 3 : Un moment $M_{z,sd}$ maximal et une compression N_{sd} et $M_{y,sd}$ correspondant.

VI.2.2- Les combinaisons des charges :

Les vérifications doivent être faites sous les combinaisons suivantes :

Pour les poteaux et les poutres :

- **1.35G+1.5Q**
- **G+Q±E**
- **0.8G±E**

VI.2.3- Les étapes de la vérification du flambement par flexion :

Les éléments sollicités simultanément en flexion et en compression axiale, pour une section transversale de classes 1 ou 2, doivent satisfaire à la condition suivante : [2]

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_y \times M_{y,sd}}{W_{pl,y} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_z \times M_{z,sd}}{W_{pl,z} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

Où :

- $K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} ; K_y \leq 1,5$
- $\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2\beta_{M,y} - 4) + \left(\frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right) ; \mu_y \leq 0,90$
- $K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} ; K_z \leq 1,5$
- $\mu_z = \bar{\lambda}_z \times (2\beta_{M,z} - 4) + \left(\frac{W_{pl,z} - W_{el,z}}{W_{el,z}} \right) ; \mu_z \leq 0,90$
- $\chi_{min} = \min (\chi_y ; \chi_z)$
- $\chi_y ; \chi_z = 1 (\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}) \leq 1$ Et $\varphi = 0,5(1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2)$

$\beta_{M,y}, \beta_{M,z}$: sont les facteurs de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion.

$\chi_y ; \chi_z$: Sont les coefficients de réduction pour les axes y – y et z – z respectivement.

- Détermination de la longueur de flambement

Mode d'instabilité à nœuds fixes

$$\frac{Lk}{L0} = \left[\frac{1 + 0.145 \times (\eta_1 + \eta_2) - 0.265\eta_1\eta_2}{2 - 0.364 \times (\eta_1 + \eta_2) - 0.247\eta_1\eta_2} \right]$$

η_1 et η_2 : Facteurs de distribution pour poteaux continus.

$$\eta_1 = \frac{\sum K_{poteaux}}{\sum K_{poteaux} + \sum K_{poutres}}$$

$$\eta_2 = \frac{\sum K_{\text{poteaux}}}{\sum K_{\text{poteaux}} + \sum K_{\text{poutres}}}$$

Avec :

K_{poteaux} : sont les rigidités des poteaux = I / H

K_{poutres} : rigidité des poutres = I / L

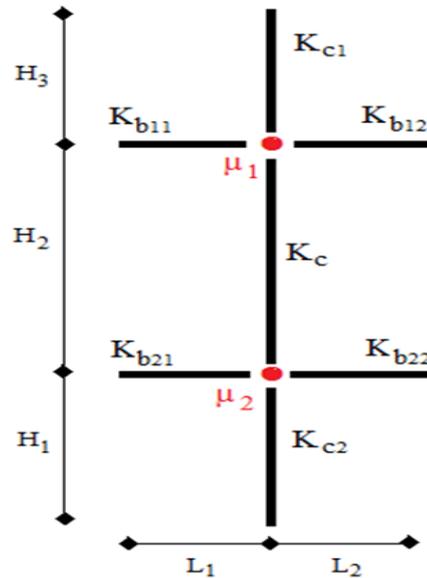


Figure VI.1 : Facteurs de distribution de la rigidité.

- **1^{er} cas** : N_{sd}^{MAX} ; $M_{y.sd}^{corr}$ et $M_{z.sd}^{corr}$

Les résultats donnés par le logiciel **ETABS** sont mentionnés dans le tableau ci-dessous

Tableau VI.1 : Les valeurs des efforts internes.

| Etage | Combinaisons | N_{sd}^{MAX} | $M_{y.sd}^{corr}$ | $M_{z.sd}^{corr}$ (Kn.m) |
|-------|--------------|----------------|-------------------|-----------------------------|
|-------|--------------|----------------|-------------------|-----------------------------|

| | | (Kn) | (Kn.m) | |
|--|--------|----------|--------|--------|
| 9 ^{ème} → 12 ^{ème} Etage | G+Q+Ey | 696.43 | 94.06 | 8.91 |
| 4 ^{ème} → 8 ^{ème} Etage | G+Q+Ey | 1287.248 | 14.220 | 57.602 |
| 2 ^{ème} +3 ^{ème} | G+Q+Ey | 1082.093 | 15.850 | 61.379 |
| RDC+1 ^{er} | G+Q+Ey | 2089.132 | 12.546 | 29.627 |

Tableau VI.2 : Vérification du poteau au flambement composé.

| Etage | Profilé | $\bar{\lambda}$ | | Les coefficients | | | Valeur Finale | Condition (≤ 1) |
|--------------------------------------|---------|-------------------|-------------------|------------------|-------|-------|---------------|------------------------|
| | | $\bar{\lambda}_y$ | $\bar{\lambda}_z$ | χ_{min} | K_y | K_z | | |
| 9 ^{ème} → 12 ^{ème} | HEM360 | 0.13 | 0.31 | 1.05 | 0.99 | 0.99 | 0.24 | Vérifiée |
| 4 ^{ème} → 8 ^{ème} | HEM400 | 0.15 | 0.34 | 0.95 | 1 | 1 | 0.18 | Vérifiée |
| 2 ^{ème} +3 ^{ème} | HEM500 | 0.12 | 0.33 | 0.96 | 0.99 | 1 | 0.15 | Vérifiée |
| RDC+1 ^{er} | HEM600 | 0.10 | 0.34 | 0.95 | 0.99 | 0.1 | 0.21 | Vérifiée |

• **2^{ème} cas** : $M_{y.sd}^{MAX}$; N_{sd}^{corr} et $M_{z.sd}^{corr}$

Tableau VI.3 : Les valeurs des efforts internes.

| Etage | Combinaisons | $M_{y.sd}^{MAX}$ (Kn) | N_{sd}^{corr} (Kn.m) | $M_{z.sd}^{corr}$ (Kn.m) |
|--------------------------------------|--------------|--------------------------|---------------------------|-----------------------------|
| 9 ^{ème} → 12 ^{ème} | G+Q+Ey | 201.57 | 284.90 | 19.017 |
| 4 ^{ème} → 8 ^{ème} | G+Q+Ey | 204.16 | 285.400 | 11.77 |
| 2 ^{ème} +3 ^{ème} | G+Q+Ey | 107.32 | 305.62 | 8.74 |
| RDC+1 ^{er} | G+Q+Ey | 9.453 | 293.62 | 3.361 |

Tableau VI.4: Vérification du poteau au flambement composé.

| Etage | Profilé | $\bar{\lambda}$ | | Les coefficients | | | Valeur Finale | Condition (≤ 1) |
|-------|---------|-----------------|--|------------------|--|--|---------------|------------------------|
| | | | | | | | | |
| | | | | | | | | |

| | | $\bar{\lambda}_y$ | $\bar{\lambda}_z$ | χ_{min} | K_y | K_z | | |
|--------------------------------------|--------|-------------------|-------------------|--------------|-------|-------|------|----------|
| 9 ^{ème} → 12 ^{ème} | HEM360 | 0.13 | 0.31 | 1.05 | 0.99 | 1 | 0.22 | Vérifiée |
| 4 ^{ème} → 8 ^{ème} | HEM400 | 0.15 | 0.34 | 0.95 | 1 | 1 | 0.19 | Vérifiée |
| 2 ^{ème} +3 ^{ème} | HEM500 | 0.12 | 0.33 | 0.96 | 0.99 | 1 | 0.16 | Vérifiée |
| RDC+1 ^{er} | HEM600 | 0.10 | 0.34 | 0.95 | 0.99 | 0.1 | 0.11 | Vérifiée |

• **3^{ème} cas** : $M_{z.sd}^{MAX}$, N_{sd}^{corr} et $M_{y.sd}^{corr}$

Tableau VI.5: Les valeurs des efforts internes.

| Etage | Combinaisons | $M_{z.sd}^{MAX}$ (Kn) | $M_{y.sd}^{corr}$ (Kn.m) | N_{sd}^{corr} (Kn.m) |
|--------------------------------------|--------------|--------------------------|-----------------------------|---------------------------|
| 9 ^{ème} → 12 ^{ème} | G+Q+Ey | 68.13 | 2.91 | 548.52 |
| 4 ^{ème} → 8 ^{ème} | G+Q+Ey | 948.59 | 4.68 | 87.63 |
| 2 ^{ème} +3 ^{ème} | G+Q+Ey | 1385.17 | 8.83 | 80.32 |
| RDC+1 ^{er} | G+Q+Ey | 233.93 | 33.49 | 82.62 |

Tableau VI.6: Vérification du poteau au flambement composé.

| Etage | Profilé | $\bar{\lambda}$ | | Les coefficients | | | Valeur Finale | Condition (≤1) |
|--------------------------------------|---------|-------------------|-------------------|------------------|-------|-------|------------------|-------------------|
| | | $\bar{\lambda}_y$ | $\bar{\lambda}_z$ | χ_{min} | K_y | K_z | | |
| 9 ^{ème} → 12 ^{ème} | HEM360 | 0.13 | 0.31 | 1.05 | 1 | 0.99 | 0.25 | Vérifiée |
| 4 ^{ème} → 8 ^{ème} | HEM400 | 0.15 | 0.34 | 0.95 | 1 | 1 | 0.14 | Vérifiée |
| 2 ^{ème} +3 ^{ème} | HEM500 | 0.12 | 0.33 | 0.96 | 0.99 | 1 | 0.25 | Vérifiée |
| RDC+1 ^{er} | HEM600 | 0.10 | 0.34 | 0.95 | 0.99 | 0.1 | 0.15 | Vérifiée |

▪ **Exemple de calcul :**

- Poteau HEM600 (RDC) :

Nos calculs vont être mené sur le Poteau central du RDC d'un profilé HEM600 et d'une hauteur de 3.06 m.

Tableau VI.7: Caractéristiques de profilé HEM600.

| Profil | A (cm ²) | I _y (cm ⁴) | I _z (cm ⁴) | W _{pl,y} (cm ³) | W _{el,y} (cm ³) | W _{pl,z} (cm ³) | W _{el,z} (cm ³) | i _y (cm) | i _z (cm) |
|---------------|-------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|---|---|---|---|------------------------|---------------------|
| HEM600 | 363.7 | 237400 | 18980 | 8772 | 7660 | 1920 | 1244 | 25.55 | 7.22 |

Cas 1 :

$$N_{sd}^{MAX} \rightarrow M_{y.sd}^{corr} \text{ et } M_{z.sd}^{corr}$$

$$N_{sd}^{MAX} = 2089.132 \text{ kN}$$

$$M_{y.sd}^{corr} = 29.627 \text{ kN.m}$$

$$M_{z.sd} = 12.546 \text{ kN.m}$$

✓ Vérification de flambement : [14]

Suivant Y-Y

$$- K \text{ Poteau (HEM600)} = K_C = K_{c1} = \frac{237400}{306} = 775.81 \text{ cm}^3$$

$$- k \text{ poutre (HEM400)} = K_{b11} = K_{b12} = \frac{184100}{750} = 245.46 \text{ cm}^3$$

$$\eta_1 = 0.75$$

$\eta_2 = 0$ (Les poteux de RDC SONT encastré au niveau du sol)

$$\frac{Lk}{L_0} = 0.64$$

$$L_{fy} = 0.6 \times 3.06 = 1.9584 \text{ m} = \mathbf{1958.4 \text{ mm.}}$$

Suivant Z-Z

$$- K \text{ Poteau (HEM600)} = K_C = K_{c1} = \frac{18980}{306} = 62.02 \text{ cm}^3$$

$$- k \text{ poutre (HEA340)} = K_{b11} = K_{b12} = \frac{19340}{460} = 24.04 \text{ cm}^3$$

$$\eta_1 = 0.72$$

$\eta_2 = 0$ (Les poteux de RDC SONT encastré au niveau du sol)

$$\frac{Lk}{L_0} = 0.63$$

$$L_{fy} = 0.63 \times 3.06 = 1.9278 \text{ m} = \mathbf{1927.8 \text{ mm.}}$$

✓ Calcul de χ_{\min} :

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{1958.4}{255.5} = 7.66$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{1927.8}{72.2} = 26.70$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A} \quad \text{Ou} \quad \beta_A = 1 \quad \text{section de classe (I)}$$

$$\lambda_1 = 93.81\varepsilon \quad \text{avec} : \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad f_y = 355 \text{Mpa} \Rightarrow \lambda_1 = 76.73$$

$$\begin{cases} \bar{\lambda}_y = \frac{7.66}{76.73} = 0,10 \\ \bar{\lambda}_z = \frac{26.70}{76.73} = 0,34 \end{cases} \quad \text{Risque de flambement en plan z-z } (\bar{\lambda}_z > 0,2)$$

Le choix de la courbe de flambement :

$$\frac{h}{b} = \frac{629}{305} = 2.06 > 1,2$$

Et $t_f \leq 40 \text{mm}$

\Rightarrow Courbe de flambement (Z-Z) b $\Rightarrow \alpha = 0,34$

\Rightarrow Courbe de flambement (Y-Y) a $\Rightarrow \alpha = 0,21$

$$\Phi_y = 0.51 \quad \text{et} \quad \Phi_z = 0.58$$

$$\chi_y = 0.99 \quad \text{Et} \quad \chi_z = 0.95 \quad \rightarrow \quad \chi_{\min} = 0.95$$

✓ Calcul de K_y et K_z :

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \leq 1,5$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times ((2 \times \beta_{My}) - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \quad \text{Avec} \quad \mu_y \leq 0,90$$

Avec : β_{My}, β_{Mz} : « facteur de moment uniforme équivalent »

$$\beta_{M\phi} = 1.8 - 0.7 \cdot \phi \quad \text{Avec} \quad \phi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}} \quad \rightarrow \quad \phi_y = \frac{18.19}{29.62} = 0.62$$

$$B_{my} = 1.36$$

$$\phi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}} \quad \rightarrow \quad \phi_z = \frac{51.76}{45.74} = 1.13$$

$$B_{mz} = 0.974$$

Avec :

$$W_{ply} = 7032 \text{ cm}^3 / W_{ely} = 6241 \text{ cm}^3 / W_{plz} = 1257 \text{ cm}^3 / W_{elz} = 811.9$$

A.N :

$$\mu_y = 0.01 < 0.90 \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

$$k_y = 0.99 < 1.5$$

$$\mu_z = -0.15 < 0.90 \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

$$k_z = 1 < 1.5$$

✓ Vérification :

$$\frac{2089.132 \times 10^3}{0,95 \times 363.7 \times 10^2 \times \frac{355}{1,1}} + \frac{0.99 \times 29.62 \times 10^6}{8722 \times 10^3 \times \frac{355}{1,1}} + \frac{1 \times 12.54 \times 10^6}{1920 \times 10^3 \times \frac{355}{1,1}} = 0,21 < 1$$

C'est vérifier.

Cas 2 :

$$M_{y.sd}^{MAX} \rightarrow N_{sd}^{corr} \text{ et } M_{z.sd}^{corr}$$

$$M_{y.sd}^{MAX} = 293.62 \text{ kN.m} ; N_{sd}^{corr} = 9.453 \text{ kN} ; M_{z.sd}^{corr} = 3.361 \text{ kN.m}$$

$$K_y = 0.99 \text{ Et } K_z = 1$$

$$\frac{9.453 \times 10^3}{0,95 \times 363.7 \times 10^2 \times \frac{355}{1,1}} + \frac{0.99 \times 293.62 \times 10^6}{87722 \times 10^3 \times \frac{355}{1,1}} + \frac{1 \times 3.361 \times 10^6}{1920 \times 10^3 \times \frac{355}{1,1}} = 0,11 < 1$$

C'est vérifier.

Cas 3 :

$$M_{z.sd}^{MAX} \rightarrow N_{sd}^{corr} \text{ et } M_{y.sd}^{corr}$$

$$M_{z.sd}^{MAX} = 82.62 \text{ kN.m} ; N_{sd}^{corr} = 233.93 \text{ kN} ; M_{y.sd}^{corr} = 33.49 \text{ kN.m}$$

$$K_y = 0,99 \text{ Et } K_z = 1$$

$$\frac{233.93 \times 10^3}{0,95 \times 363.7 \times 10^2 \times \frac{355}{1,1}} + \frac{0.99 \times 33.49 \times 10^6}{87722 \times 10^3 \times \frac{355}{1,1}} + \frac{1 \times 82.62 \times 10^6}{1920 \times 10^3 \times \frac{355}{1,1}} = 0,15 < 1$$

C'est vérifier.

❖ Remarque :

Les mêmes étapes seront suivies pour les vérifications des autres poteaux.

VI.3- Vérification des poutres

VI.3.1- Poutre principale

Les poutres principales sont des éléments structuraux, qui supportent les charges des planchers et les transmettent aux poteaux, elles sont sollicitées principalement par un moment fléchissant.

✓ Poutre **HEM400**

D'après le Logiciel **ETABS**, on prend les valeurs de la poutre principale la plus sollicitée.

Tableau VI.8 : Les valeurs de moment sollicitant.

| | Combinaison | Msd |
|-----------|-------------|-------------|
| Appui | G+Q+Ex | 107.16 KN.m |
| Mi-travée | G+Q+Ex | 68.11 KN.m |

Tableau VI.9 : Les valeurs de l'effort tranchant sollicitant.

| | Combinaison | Vsd |
|-----------|-------------|-----------|
| Appui | G+Q+Ex | 121.39 KN |
| Mi-travée | G+Q+Ex | 50.08 KN |

✓ Vérification de la résistance :

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd} = \frac{w_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad (§5.17.62[2])$$

$$M_{sd} = 107.16 \text{ KN.m} < M_{pl,rd} = 1797.91 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd} = \frac{A_v}{\gamma_{M0}} \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right) \quad (§5.20.64[2])$$

$$V_{sd} = 121.39 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 373.39 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Vérification de l'interaction de l'effort tranchant :

$$0,5 \times V_{Pl,rd} = 186.69 > V_{sd} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

✓ Vérification de deversement :

On doit vérifiée que :

$$M_{sd} \leq M_{bRd} = \frac{\chi_{LT} \times \beta_w \times w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

$\beta_w = 1$ classe de section 1.

$$\lambda_1 = 76.73.$$

$$\varepsilon = 0,81.$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{i_z}}{\sqrt{C1} \times \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{\frac{L}{i_z}}{\frac{h}{t_f}} \right]^2 \right]^{0,25}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{7.5}{7.7 \times 10^{-2}}}{\sqrt{1,132 \times \left[1 + \frac{1}{20} \right] \times \left[\frac{\frac{7.5}{7.7 \times 10^{-2}}}{\frac{432}{40}} \right]}}$$

$$\lambda_{LT} = 49.25.$$

$\bar{\lambda}_{LT} = 0,64 > 0,4 \rightarrow$ il ya un risque de deversement

$$\alpha_{LT} = 0,21$$

$$\varphi_{LT} = 0,5[1 + 0,21(0,64 - 0,2) + 0,64^2]$$

$$\varphi_{LT} = 0.21$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0,70 + \sqrt{0,70^2 - 0,53^2}}$$

$$\chi_{LT} = 0,75$$

$M_{bRd} = 914.75 \text{ KN. m} > M_{sd} = 107.16 \text{ KN. m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

VI.3.2- Poutre secondaire

✓ Poutre **HEA340**

D'après le Logiciel **ETABS**, on prend les valeurs de la poutre secondaire la plus sollicitée.

Tableau VI.10 : Les valeurs de moment sollicitant.

| | Combinaison | M_{sd} |
|-------|-------------|------------|
| Appui | G+Q+Ey | 52.74 KN.m |

| | | |
|-----------|--------|-----------|
| Mi-travée | G+Q+Ey | 21.5 KN.m |
|-----------|--------|-----------|

Tableau VI.11 : Les valeurs de l'effort tranchant sollicitant.

| | Combinaison | V _{sd} |
|-----------|-------------|-----------------|
| Appui | G+Q+Ey | 52.80 KN |
| Mi-travée | G+Q+Ey | 1.70 KN |

✓ Vérification de la résistance :

On doit vérifier que :

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd} = \frac{w_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{ply} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{18450 \times 355}{1,1} \times 10^{-3} = 597.04 \text{ KN.m}$$

M_{sd} = 52.74 KN.m < M_{pl,rd} = 597.04 KN.m.....**Condition vérifiée**

✓ Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que :

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

$$V_{plrd} = \frac{f_y \times A_v}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} = 1045.10 \text{ KN}$$

. V_{sd} = 52.80 KN < V_{pl,rd} = 1045.10 KN **Condition vérifiée.**

✓ Vérification de l'interaction de l'effort tranchant :

V_{sd} = 52.80 < 0,5V_{plrd} = 522.55 kn **Condition vérifiée.**

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

✓ Vérification de deversement :

On doit vérifiée que :

$$M_{sd} \leq M_{bRd} = \frac{\chi_{LT} \times \beta_w \times w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

$\beta_w = 1$ classe de section 1.

$$\lambda_1 = 76.73.$$

$$\varepsilon = 0,81.$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{i_z}}{\sqrt{C_1} \times \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{\frac{L}{i_z}}{\frac{h}{t_f}} \right]^2 \right]^{0,25}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{4.6}{7.46 \times 10^{-2}}}{\sqrt{1,132 \times \left[1 + \frac{1}{20} \right] \times \left[\frac{\frac{4.6}{7.46 \times 10^{-2}}}{\frac{300}{16.5}} \right]}}$$

$$\lambda_{LT} = 55,02.$$

$\bar{\lambda}_{LT} = 0,65 > 0,4 \rightarrow$ il ya un risque de deversement

$$\alpha_{LT} = 0,21$$

$$\varphi_{LT} = 0,5[1 + 0,21(0,65 - 0,2) + 0,65^2]$$

$$\varphi_{LT} = 0.75$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0,75 + \sqrt{0,75^2 - 0,65^2}}$$

$$\chi_{LT} = 0,88$$

$M_{bRd} = 379.14 \text{ KN. m} > M_{sd} = 52.74 \text{ KN. m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

VI.4- Vérification de système de contreventements

Les types des palées triangulées utilisés dans cette étude et qui sont autorisées par le règlement parasismique algérien RPA99/2003 sont :

- Les palées en V : dans ce type de palée, le point d'intersection des diagonales se trouve sur la barre horizontale. la résistance à l'action sismique est fournie par la participation conjointe des barres tendue et des barres comprimées. Le comportement dissipatif global de ce type de palée est de moindre efficacité.

- Dans les deux directions X et Y :

Pour toute la structure : **2UPN300**

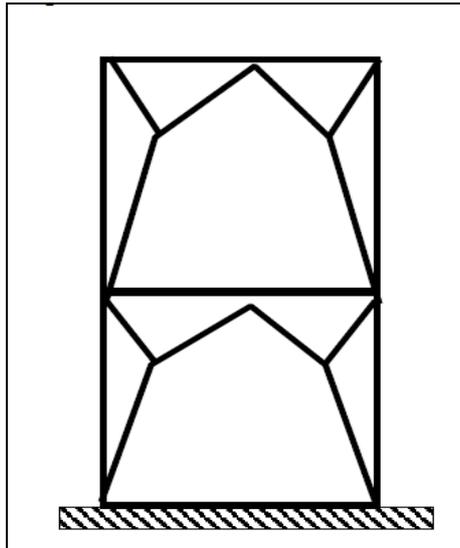


Figure VI.2 : Le système de contreventements -Palée en (V)

-Les efforts sollicitant les plus défavorable calculé par le logiciel sous la combinaison **G+Q+Ey**.

VI.4.1- Vérification contreventement RDC

2UPN300

$N_{sd} = 899.77 \text{ Kn}$.

✓ Vérifications à la traction simple :

Il faut vérifier que :

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

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{2 \times 3177 \times 355}{1,1} \times 10^{-3} = 2050 \text{ KN}$$

$N_{sd} = 899.77 \text{ KN} < N_{pl,Rd} = 2050 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

✓ Vérifications à la compression simple :

$N_{sd} = 899.77 \text{ KN}$ (G+Q+Ey)

Il faut vérifier que : $N_{sd} \leq N_R = \chi \frac{\beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}}$

Avec :

$\beta_A = 1$ Pour les sections de classe 1 et 2.

$$\gamma_{M1}=1,1.$$

$$f_y = 355 \text{ MPa.}$$

$$L_f = 3.06 \text{ m}$$

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{306}{11.7} = 26.15 \text{ cm.}$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{306}{2.9} = 105.51 \text{ cm.}$$

On a $\lambda_y < \lambda_z \Rightarrow$ le flambement se produit autour de l'axe (Y-Y)

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{76.73} = 0,34.$$

$$\Phi_y = 0,5 \times [1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2].$$

$$\Phi_y = 0,57.$$

$$\chi_y = 0,97.$$

$$N_{sd} = 899.77 \text{ KN} < \frac{0,97 \times 1 \times 2 \times 3177 \times 355}{1,1} \times 10^{-3} = 994.54 \text{ KN.}$$

Condition Vérifiée.

VI.5 – Conclusion :

Les dimensions retenues pour les poteaux, les poutres, les contreventements sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.12 : Choix finale des poteaux, poutres, et contreventement

| Etage | RDC →2ème | 3ème→4ème | 5ème→8ème | 9ème→12ème |
|--------------------------|--------------|-----------|-----------|------------|
| Poteaux | HEM600 | HEM500 | HEM400 | HEM360 |
| Poutre Principale | HEM400 | | | |
| Poutre Secondaire | HEA340 | | | |
| Solive | IPE200 | | | |
| Contreventement | 2UPN300 | | | |

La structure étudiée est stable vis-à-vis toutes les combinaisons de charge possibles, définies réglementaire.

CHAPITRE VII : CALCUL DES ASSEMBLAGES.

VII.1- Introduction

L'assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces. Ces dispositifs critiques pour l'ouvrage tant sous l'aspect de l'intégrité structurelle que sous l'aspect économique, doivent être conçus et dimensionnés avec au moins autant de soin que les composants élémentaires.

On distingue parmi les assemblages :

- ✓ Les assemblages articulés
- ✓ Les assemblages encastrés (rigides)

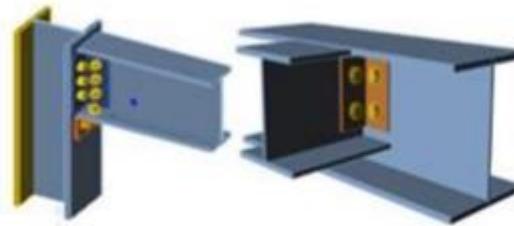


Figure VII.1: Exemples des assemblages boulonnés.

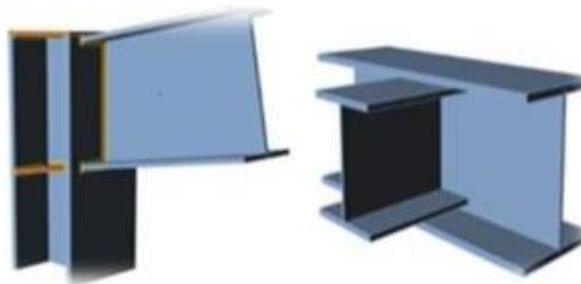


Figure VII.2: Exemples des assemblages soudés.

Dans ce chapitre, (05) types d'assemblage seront traités qui sont :

- Assemblage poteau-poutre.
- Assemblage poutre principale-solive.
- Assemblage poutre principale-poutre secondaire
- Assemblage poteau-poteau.
- Assemblage des contreventements en Y.
- Assemblage du pied de poteau.

Tableau VII.1 : Classes des boulons.

| Valeurs de la limite d'élasticité f_{yb} et de la résistance à la traction f_{ub} des boulons | | | | | | | | |
|---|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|------|
| Classe | 4,6 | 4,8 | 5,6 | 5,8 | 6,6 | 6,8 | 8,8 | 10,9 |
| f_{yb} (N/mm ²) | 240 | 320 | 300 | 400 | 360 | 480 | 640 | 900 |
| f_{ub} (N/mm) | 400 | 400 | 500 | 500 | 600 | 600 | 800 | 1000 |

Tableau VII.2 : Caractéristiques géométriques des boulons.

| | M8 | M10 | M12 | M14 | M16 | M18 | M20 | M22 | M24 | M27 | M30 |
|--------------------------------|------|------|------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| d (mm) | 8 | 10 | 12 | 14 | 16 | 18 | 20 | 22 | 24 | 27 | 30 |
| d₀ (mm) | 9 | 11 | 13 | 15 | 18 | 20 | 22 | 24 | 26 | 30 | 33 |
| A (mm²) | 50,3 | 78,5 | 113 | 154 | 201 | 254 | 314 | 380 | 452 | 573 | 707 |
| As (mm²) | 36,6 | 58 | 84,3 | 115 | 157 | 192 | 245 | 303 | 353 | 459 | 561 |

d : Diamètre de la partie non filetée de la vis.

d_0 : Diamètre nominal du trou.

A : Section nominale du boulon.

A_s : Section résistante de la partie filetée.

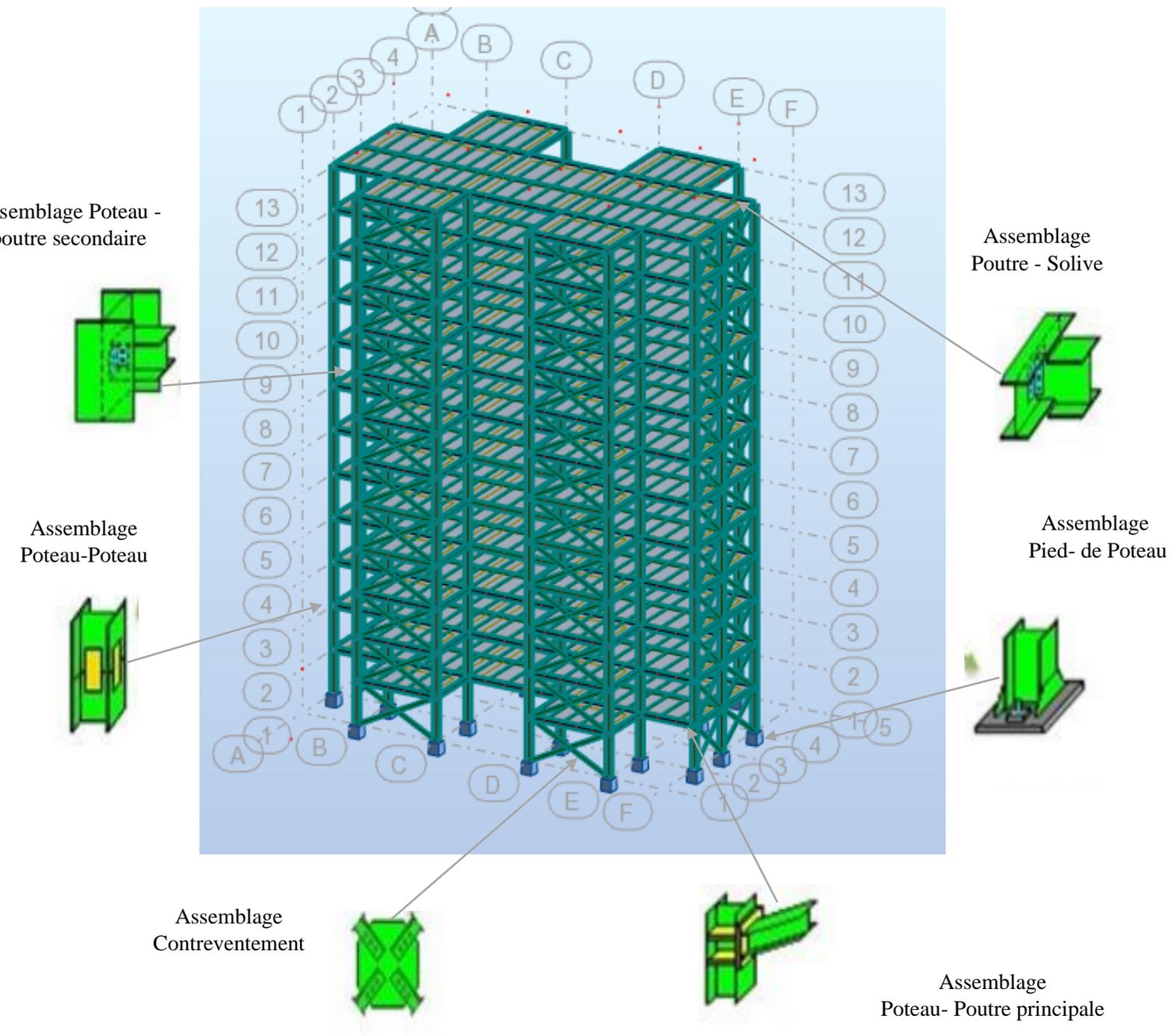


Figure VII.3 : Exemples des assemblages.

VII.2- Outils de calcul

Il existe plusieurs méthodes de calcul des assemblages et pour notre cas, nous avons utilisé comme références les cours de quatrième année et d'autres documents qui sont basés sur les normes des **EUCROCODE 03** et **CCM**.

On a traité un exemple de calcul manuel pour 1 types d'assemblages (Poteau-poutre principale) et on a utilisé le logiciel ROBOT pour calculer les autres types d'assemblage.

VII.2.1- Calcul manuelle :

Assemblages Poteau-Poutre principale :

- Poteau HEM600 – Poutre HEM400

Introduction :

Ce type d'assemblages est souvent utilisé dans le cas de changement de direction et/ou de sollicitations. Les sollicitations sont transmises de la poutre au poteau à l'aide de la platine soudée à l'extrémité de la poutre et attachée au poteau par des boulons. Les assemblages boulonnés par platine d'extrémité peuvent être réalisés par une platine courte, non débordante ou débordante.

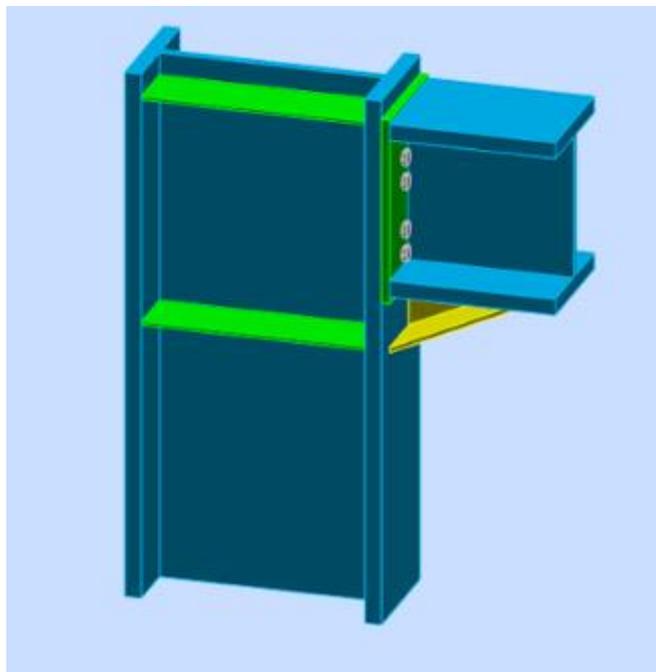


Figure VII.4: Vue d'assemblage Poteau - Poutre Principale

- Données de calcul

Les données sont tirées du logiciel ROBOT.

Les assemblages ci-dessous sont sollicité par :

Un moment fléchissant $M_{sd} = 174.91 \text{ KN.m}$

Un effort tranchant $V_{sd} = 89.94 \text{ KN}$

Les caractéristiques des profilés sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau VII-3 : Caractéristiques géométriques des profilés.

| Profilé | $h(\text{mm})$ | $b(\text{mm})$ | $t_f(\text{mm})$ | $t_w(\text{mm})$ | $A(\text{mm}^2)$ |
|--------------------------|----------------|----------------|------------------|------------------|------------------|
| Poteau HEM600 | 620 | 305 | 40 | 21 | 363.7 |
| Poutre HEM400 | 432 | 307 | 40 | 21 | 325.8 |

A- Calcul de soudure de la poutre HEA600

✓ l'épaisseur du cordon sur semelle :

la nuance d'acier utilisé est S355 alors :

$$\begin{cases} \beta_w = 0.85 \\ \gamma_{Mw} = 1.30 \\ f_{us} = 430 \end{cases}$$

$$a_f \geq t_f \times \frac{f_y}{\gamma_{mo}} \times \frac{\beta_w \times \gamma_{Mw}}{f_{us} \times \sqrt{2}}$$

$$a_f \geq 40 \times \frac{355}{1.1} \times \frac{0.85 \times 1.30}{430 \times \sqrt{2}} = 23.45 \text{ mm}$$

✓ L'épaisseur du cordon sur l'ame :

$$a_w \geq t_w \times \frac{f_y}{\gamma_{mo}} \times \frac{\beta_w \times \gamma_{Mw}}{f_{us} \times \sqrt{2}}$$

$$a_w \geq 21 \times \frac{355}{1.1} \times \frac{0.85 \times 1.30}{430 \times \sqrt{2}} = 7.06 \text{ mm}$$

On prend **a = 10 mm**.

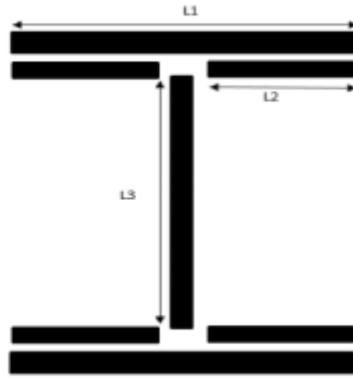


Figure VII.5 : Assemblage soudé poutre – platine.

$$L_1 = bs = 307mm$$

$$L_2 = \frac{bs-tw}{2} = 143mm$$

$$L_3 = h - 2tf = 352mm$$

$$As = \sum I_{ia} = ((307*2) + (4-143) + (2*352))*10 = 18900 \text{ mm}^2$$

$$I_{syy} = 2I_1 \times a \times d_1^2 + 4I_2 \times a \times d_2^2$$

Avec :

$$d_1 = \frac{h}{2} + \frac{a}{2} = \frac{432}{2} + \frac{10}{2} = 221 \text{ mm}$$

$$d_2 = \frac{h}{2} - t_f - \frac{a}{2} = 171 \text{ mm}$$

$$I_{ys} = (2 \times 307 \times 10 \times 221^2) + (4 \times 143 \times 10 \times 171^2)$$

$$I_{ys} = 464.14 \times 10^6 \text{ mm}^4.$$

✓ Vérification de la soudure :

$$N_{sd} = 0 \text{ KN.}$$

$$V_{sd} = 89.94 \text{ KN.}$$

$$M_{sd} = 174.91 \text{ KN.m.}$$

❖ Effet de Nsd et Msd :

$$\sqrt{2} \left[\frac{N_{sd}}{\sum I_{i1.a_{i1}}} + \frac{M_{sd} \times h}{I_{ys} \times 2} \right] \leq \frac{f_{us}}{\beta_u \times \delta m_2}$$

$$\sqrt{2} \left[\frac{174.91 \times 106 \times 432}{476.14 \times 106 \times 2} \right] \leq \frac{430}{0.85 \times 1.3}$$

114.37 Mpa ≤ 389.14 Mpa Condition vérifier

❖ Effet de Nsd et Vsd :

$$\sqrt{2\left(\frac{Nsd}{\sum l_{i1} \cdot a_{i1}}\right) + 3\left(\frac{Vsd}{2 \times 13 \times a}\right)} \leq \frac{f_{us}}{\beta_u \times \delta m_2}$$

22.12 Mpa ≤ 389.14 Mpa Condition vérifier.

B- Vérification des boulons HR

✓ **Choix de diamètre du boulon :**

Epaisseur de la platine : ép = 20 mm

- t ≤ 10 mm d = (12 ; 14) mm
- 10 ≤ t ≤ 25 mm d = (16 ; 20 ; 24) mm
- t > 25 mm d = (24 ; 27 ; 30) mm

On à l'épaisseur de la platine **t = 20 mm** alors on prend **Ø = 20mm**.

✓ **Détermination du nombre de boulons nécessaires :**

Condition de la résistance au cisaillement des boulons :

$$F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n}$$

$$F_{v,rd} = 0,6 f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{Mb} \quad \text{Boulons HR classe 10.9}$$

$$n \geq \frac{V_{sd} \times \gamma_{Mb}}{0,6 \times A_s \times f_{ub}}$$

$$n \geq \frac{89.94 \times 1.25}{0,6 \times 245 \times 1000} \times 10^3 = 9.1$$

On prend n= 12 (boulons)HR

On a l'épaisseur de la platine égale à 20 mm alors on prend deux files de 6 boulons HR de diamètre Ø = 20 mm (M20), classe 10.9, avec As= 245mm².

✓ Disposition constructive :

$$d_0 = \varnothing + 2 = 20 + 2 = 22 \text{ mm.}$$

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \Rightarrow 26.4 \text{ mm} \leq e_1 \leq 252 \text{ mm}$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \Rightarrow 48.4 \text{ mm} \leq p_1 \leq 200 \text{ mm} \quad (6.5.1.4.[5])$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \Rightarrow 33\text{mm} \leq e_2 \leq 252 \text{ mm}$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \Rightarrow 66 \text{ mm} \leq p_2 \leq 200 \text{ mm}$$

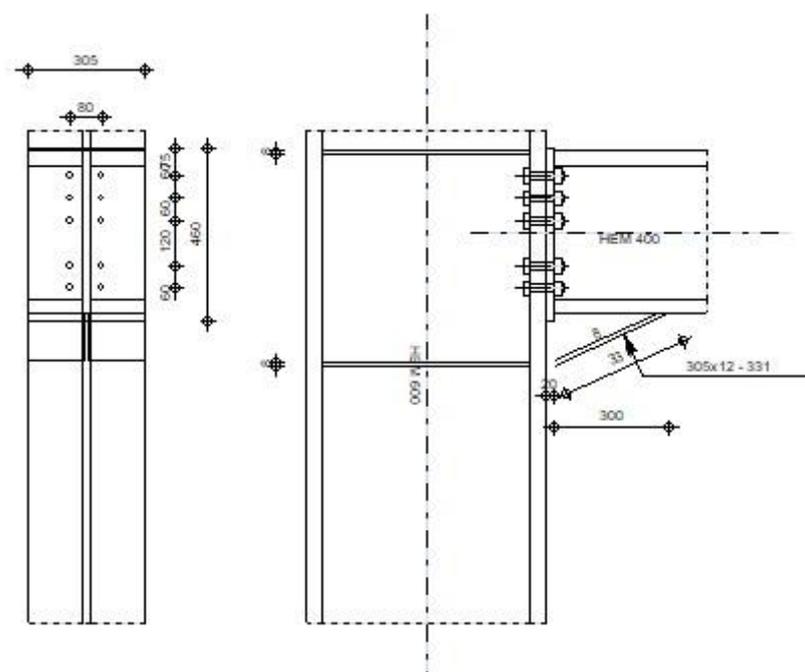
$$p_1 = 100 \text{ mm} \quad p_2 = 120 \text{ mm}$$

$$e_1 = 60 \text{ mm} \quad e_2 = 80 \text{ mm}$$

- On a ajouté aussi un jarret (renfort) inférieure des dimensions :

- ✓ Longueur : $I = 550 \text{ mm}$
- ✓ Largeur : $W = 300 \text{ mm}$
- ✓ ép semelle : $t_f = 12 \text{ mm}$
- ✓ ép âme : $t_w = 12 \text{ mm}$
- ✓ Hauteur : $H = 300 \text{ mm}$

- On a ajouté aussi des raidisseurs d'une épaisseur $ep = 10 \text{ mm}$ pour chaque'un.



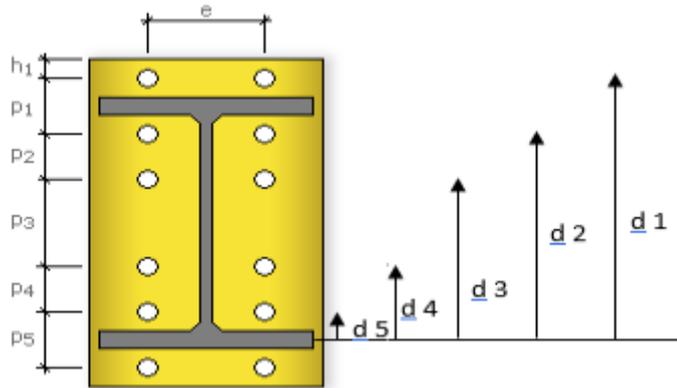
FigureVII.6 : schéma distribution des boulons et des jarrets.

- ✓ Détermination des efforts dans les poteaux :

$$F_i = \frac{M_{sd} \cdot d_i}{\sum d_i^2}$$

Nous considérons uniquement les boulons tendus.

$$p_1 = 120 \text{ mm} \quad p_2 = 100 \text{ mm} \quad e_1 = 60 \text{ mm} \quad e_2 = 80 \text{ mm}$$



Figure

distribution des boulons.

VII.7 :

$$d_1 = 470 \text{ mm} \quad d_2 = 350 \text{ mm} \quad d_3 = 250 \text{ mm} \quad d_4 = 160 \text{ mm} \quad d_5 = 60 \text{ mm}$$

$$\sum d_i^2 = 435100 \text{ mm}^2$$

$$F_{M1} = \frac{194.91 \times 10^3 \times 470}{2 \times 435100} = 259.28 \text{ KN}$$

Il faut vérifier que :

$$F_{M1} < n \cdot F_p$$

$$F_p = 0.7 \cdot F_{ub} \cdot A = 171.5$$

$$F_{M1} = 259.28 < n \cdot F_p = 2 \cdot 171.5 = 343 \text{ KN.} \quad \text{Condition vérifier.}$$

✓ Les vérifications :

a- Moment résistant effectif de l'assemblage :

$$M_{Rd} = \frac{N \times \sum d_i^2}{d_1}$$

$$N = F_{p,cd} = 0,7 \times f_{ub} \times A_s = 171.5 \text{ kN} \quad \text{Pour un boulon.}$$

Pour une rangée (de deux boulons)

$$2 \times N = 343 \text{ kN}$$

D'où

$$M_{Rd} = \frac{343 \times 435100 \times 10^{-3}}{470} = 317.53 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 174.91 \text{ KN.m} \leq M_{Rd} = 317.53 \text{ KN.m} \quad \text{Condition est vérifiée.}$$

b- La résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :

Condition à vérifier : $F_{v,sd} \leq F_{v,Rd}$

L'effort tranchant par boulon :

$$V_{sd} = 89.94 \text{ kn}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{89.94}{12} = 7.49 \text{ KN}$$

La résistance au glissement $F_{s,Rd}$:

$$F_{v,Rd} = \frac{k_s \times F_p \times n \times \mu}{\gamma_{ms}}$$

$K_s = 1$ Pour des trous avec tolérances nominales normales.

$\mu = 0,3$ Surfaces nettoyées par brossage métallique ou à la flamme avec enlèvement de la rouille.

$n = 2$ Nombre d'interfaces de frottement.

$\gamma_{ms} = 1,25$ Pour les résistances au glissement à L'ELU.

$F_p = 171.5 \text{ KN}$ la résistance du boulon.

$$F_{v,Rd} = \frac{1 \times 171.5 \times 2 \times 0,3}{1,25} = 82.32 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 7.49 \text{ KN} \leq F_{v,Rd} = 82.32 \text{ KN} \quad \text{condition est vérifiée.}$$

c- Résistance de l'âme du poteau en traction :

Il faut vérifier que : $F_t \leq F_{t,Rd}$

$$F_{t,Rd} = f_y \times t_{wc} \times \frac{b_{eff}}{\gamma_{M0}}$$

$$t_w = 21 \text{ mm}$$

$$b_{eff} = 100 \text{ mm}$$

$$F_{t,Rd} = 355 \times 21 \times \frac{100}{1.1} = 384.50 \text{ KN}$$

$$\text{Avec } F_t = \frac{M}{h - t_f}$$

$$h = 435 \text{ mm } t_f = 21 \text{ mm}$$

Donc :

$$F_t = \frac{174.91 \times 10^6}{0435 - 0.027} = 422.48 \text{ KN}$$

$F_t > F_{t.Rd} \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

Résistance de l'âme de poteau en compression (non raidie) :

$$F_c \leq F_{cRd}$$

$$F_{cRd} = \frac{F_y \times t_{wc} \times (1.25 - 0.5 \delta \times \frac{\sigma}{F_y}) \times b_{eff}}{\gamma_{M0}}$$

σ_n : Contrainte normale de compression dans l'âme du poteau.

t_{fb} : Épaisseur semelle poutre HEM400=40mm.

t_{fc} : Épaisseur semelle poteau HEM600=40mm.

t_p : Épaisseur platine extrémité=20mm.

r_c : Rayon de raccordement âme semelle de poteau=27mm

$$b_{eff} = t_{fb} + 2t_p + 5(t_{fc} + r_c)$$

$$b_{eff} = 415 \text{ mm.}$$

$$\sigma_n = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{sd}}{w_{ely}}$$

$$\sigma_n = \frac{89.94 \times 10^3}{363.7 \times 10^2} + \frac{174.91 \times 10^6}{7660 \times 10^3} = 25.30 \text{ MPa}$$

$$F_{cRd} = 1653.67 \text{ kn.}$$

$$F_c = \frac{M_{sd}}{h - t_{fb}} = 422.48 \text{ kn.}$$

$$F_c \leq F_{cRd} \quad \text{Condition verifier.}$$

d- Résistance de l'âme de poteau au cisaillement :

Il faut vérifier que : $F_v \leq V_R$

$$V_R = \frac{0.58 \times f_y \times h_p \times t_{wc}}{\gamma_{M0}}$$

Avec

h_p : la hauteur de profilé (poteau) h_p = 620 mm.

t_{wc} : épaisseur de l'âme (poteau) t_{wc} = 21 mm

$$V_R = \frac{0.58 \times 355 \times 620 \times 21}{1.1} \times 10^{-3} = 2437.10 \text{ kN}$$

L'effort de cisaillement vaut

$$F_v = \frac{M}{h - t_f}$$

$$h = 620 \text{ mm } t_f = 21 \text{ mm}$$

Donc

$$F_v = 292 \text{ KN}$$

$$F_v = 292 \text{ KN} < V_R = 2437.10 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

Donc l'assemblage poteau-poutre est vérifié.

- La note de calcul de ROBOT :

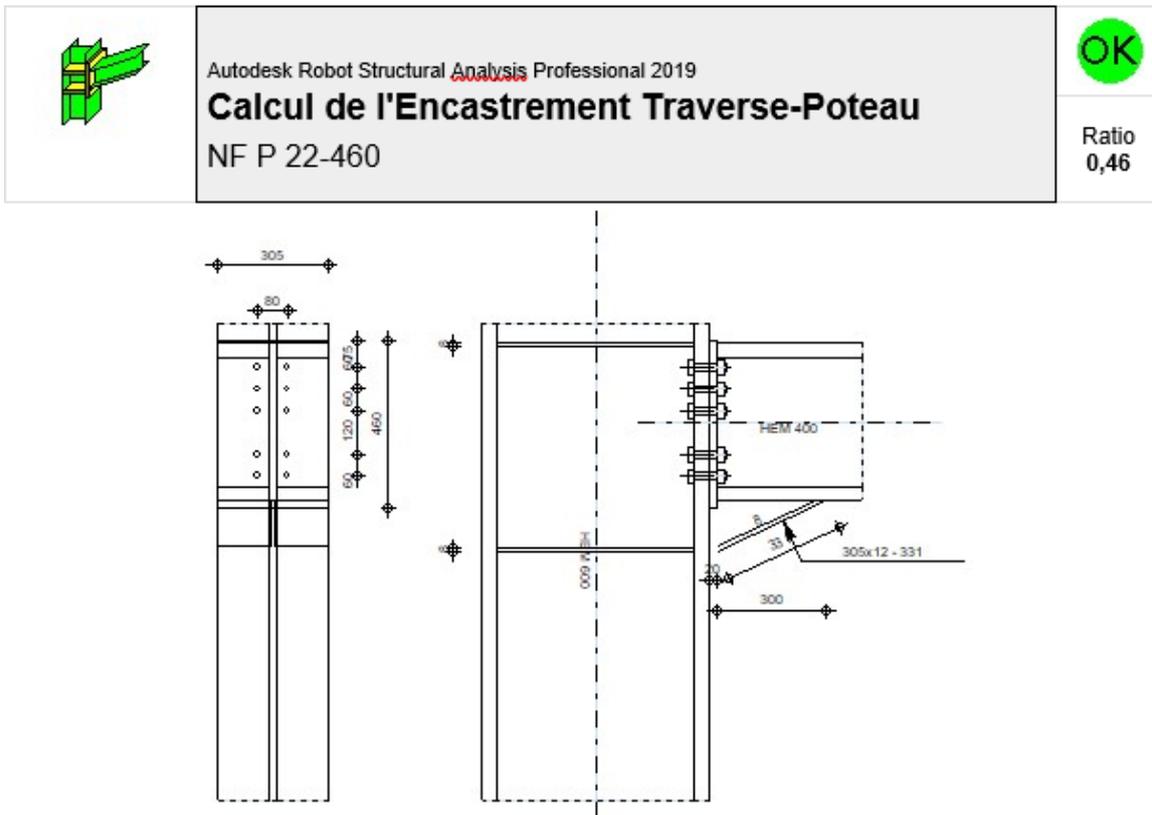


Figure VII.8 : Résultat de vérification d'assemblage de Poteau-Poutre.

| | | |
|--|-------|------|
| Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme | Ratio | 0,46 |
|--|-------|------|

VII.2.2- Calcul avec ROBOT :

VII.3.2.1- Assemblage -Poutre Principale (HEM400) – Solive (HEA340)

- Introduction :

L'assemblage poutre-solive est un assemblage articulé à doubles cornières boulonnées (les âmes sont reliées, les ailes sont libres), qui permet de relier la solive à la poutre avec un jeu entre les deux éléments. Pour assurer la continuité de la solive, on réalise une grugeage pour permettre le passage de l'aile de la poutre.

Tableau VII.4 : Caractéristique d'assemblage Poutre principale-Solive.

| Type d'assemblage | Profilé 1 | Profilé 2 | Type de liaison |
|----------------------------|-----------|-----------|---------------------|
| Poutre Principale - Solive | HEM400 | HEA340 | Assemblage Articulé |

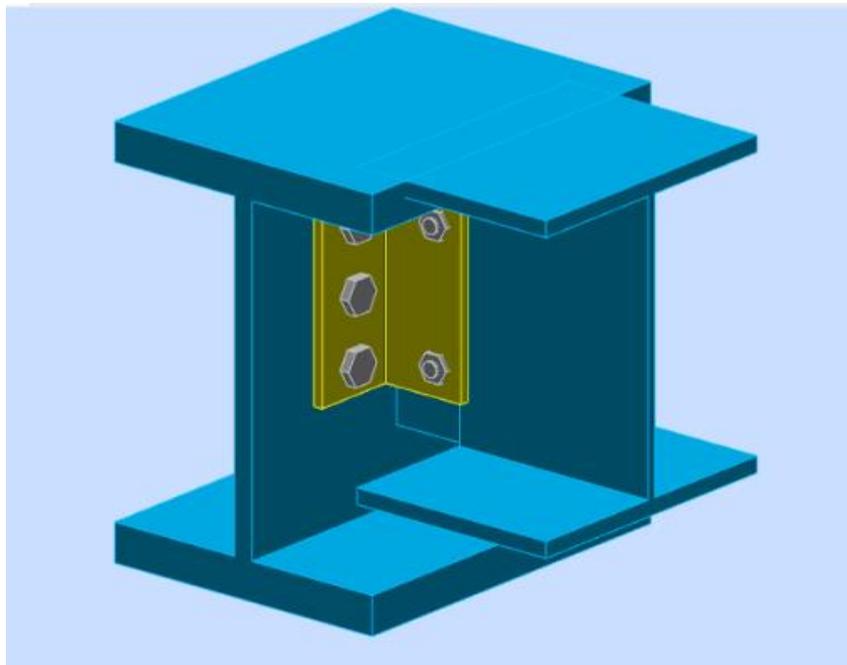


Figure VII.9: Vue d'assemblage Poutre Principale - Solive.

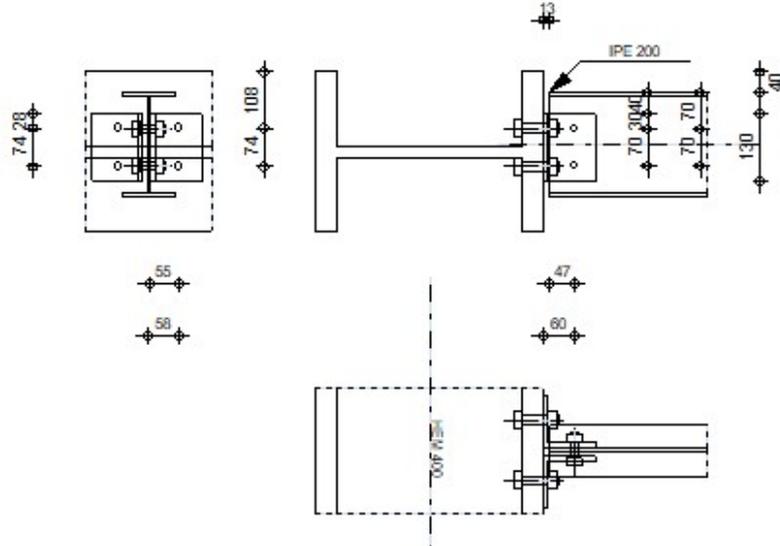
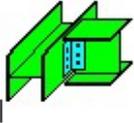


Figure VII.10 : Résultat de vérification d'assemblage de Poutre Principale - Solive.

| | | |
|--|-------|------|
| Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme | Ratio | 0,70 |
|--|-------|------|

VII.3.2.2- Assemblage Poteau (HEM600) Poteau (HEM600) :

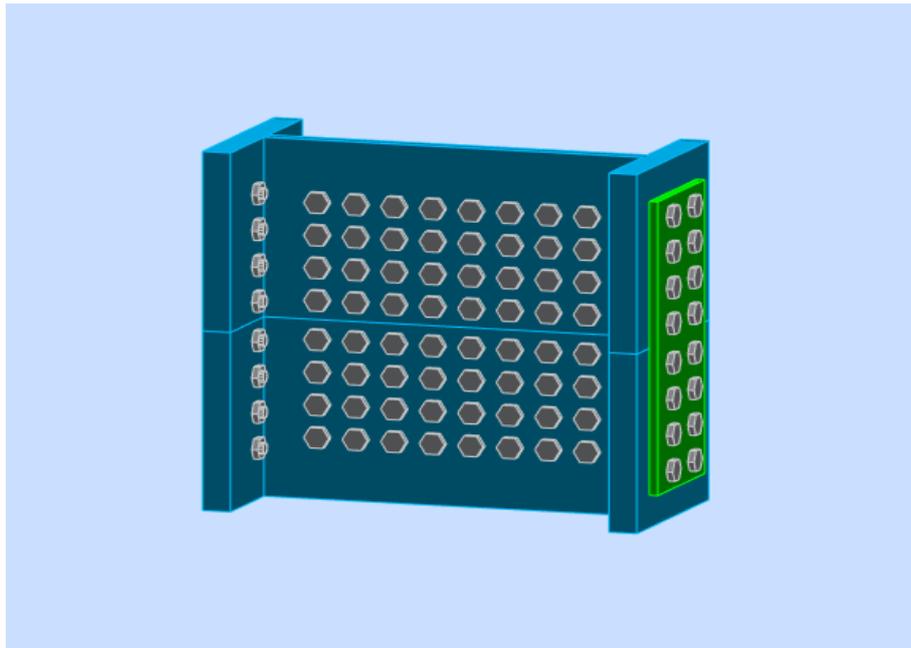
Introduction :

Ce sont des assemblages rigides qui transmettant tous les efforts d'un composant à l'autre.

Les boulons à utilisés peuvent être des boulons ordinaires ou des boulons HR précontraint.

Tableau VII.5 : Caractéristique d'assemblage Poteau-Poteau.

| Type d'assemblage | Profilé 1 | Profilé 2 | Type de liaison |
|-------------------|-----------|-----------|------------------------|
| Poteau - Poteau | HEM600 | HEM600 | Assemblage Encastré |

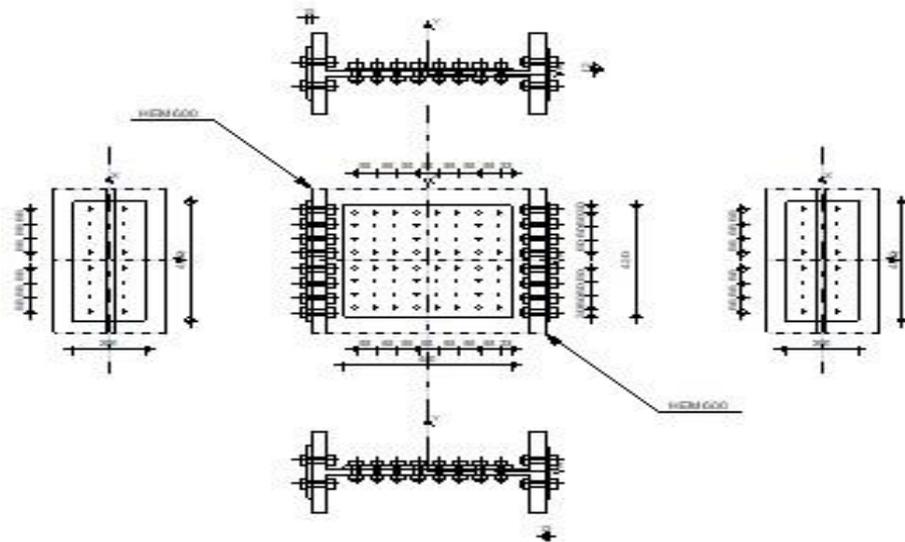


Figure

VII.11

Vue d'assemblage de Poteau – Poteau.

| | | |
|--|--|---|
| | <p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018</p> <p>Calcul du raccordement de l'épissure de poteau à poteau</p> <p>NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009</p> | <p></p> <p>Ratio</p> <p>0,98</p> |
|--|--|---|



Figure

VII.12

: Résultat de vérification d'assemblage de Poteau – Poteau.

| | | |
|---|---------------------|--------------------|
| <p>Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme</p> | <p>Ratio</p> | <p>0,98</p> |
|---|---------------------|--------------------|

VII.3.2.3- Assemblage Pied de Poteau :

Introduction :

Les pieds de poteau ont pour rôle de transmettre les efforts aux fondations. Cette liaison a aussi un rôle dans la stabilité des bâtiments pour absorber les efforts de flexion. La plaque d'assise (platine) est une plaque soudée en bout de poteau doit être suffisamment épaisse ou comporter des raidisseurs pour absorber les efforts de soulèvement (vent). On utilise des boulons (tige d'ancrage) moyen dans le béton de fondation.

Tableau VII.6 : Caractéristique d'assemblage Pied de Poteau

| Type d'assemblage | Profilé | Type de liaison |
|-------------------|---------|---------------------|
| Pied de Poteau | HEM600 | Assemblage Encastré |

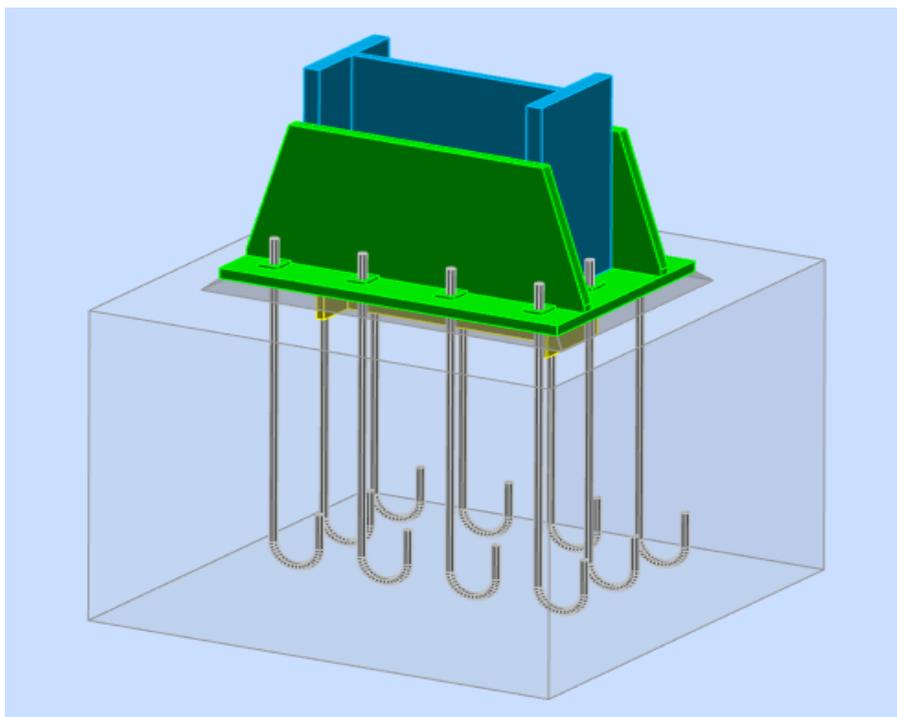


Figure VII.13 Vue d'assemblage de Pieds Poteau.

| | | |
|---|---|---|
|  | Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018 Calcul du Pied de Poteau encastré Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete |  Ratio 0,93 |
|---|---|---|

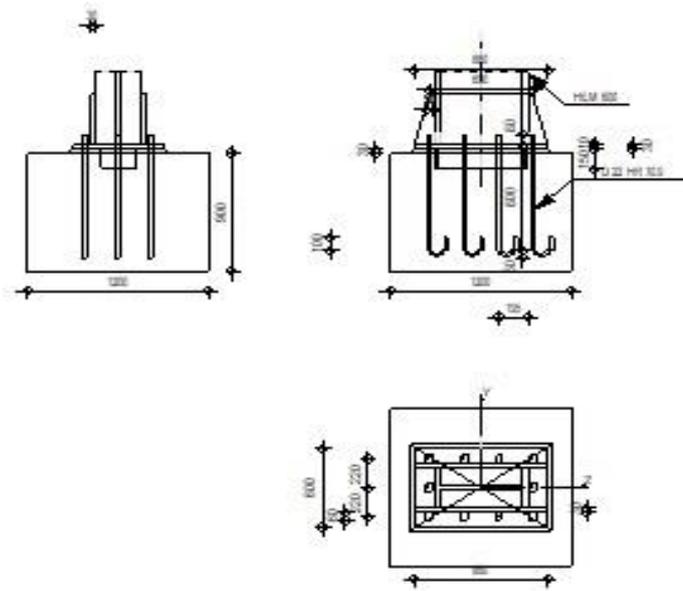


Figure VII.14 : Résultat de vérification d'assemblage de Pieds Poteau.

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,93

VII.3.2.4- Assemblage Poutre Principale (HEM400) – Poutre Secondaire (HEA340)

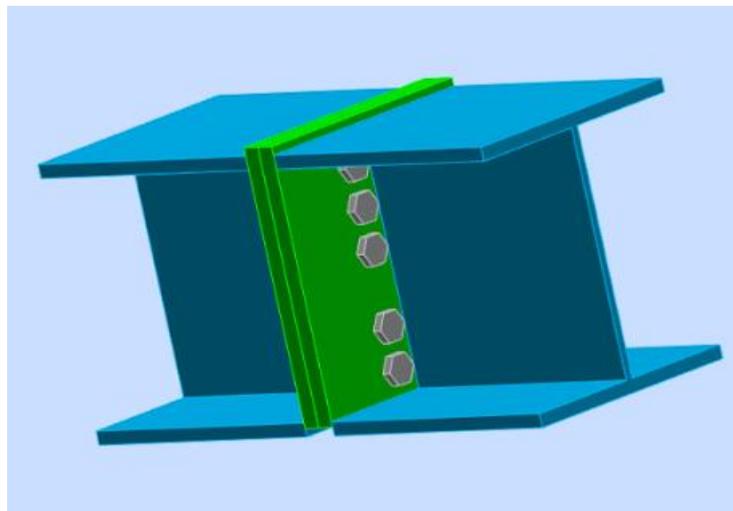


Figure VII.15: Vue d'assemblage Poutre Principale - Poutre Secondaire.



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

Calcul de l'assemblage par cornières

CM 66 - Revue construction métallique n° 2 - juin 1976 (NT 84)

OK

Ratio
0,82

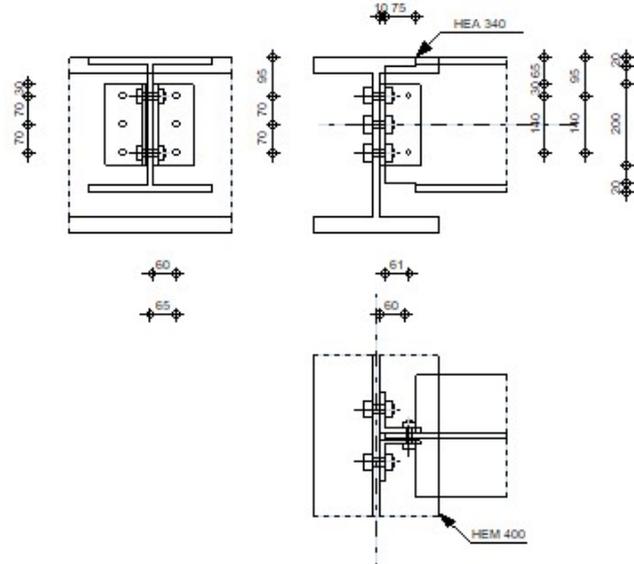


Figure VII.16 : Résultat de vérification d'assemblage de Poutre Principale – Poutre Secondaire.

| | | |
|--|-------|------|
| Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme | Ratio | 0,82 |
|--|-------|------|

VII.3.2.5- Assemblage Contreventement en V (UPN300) :

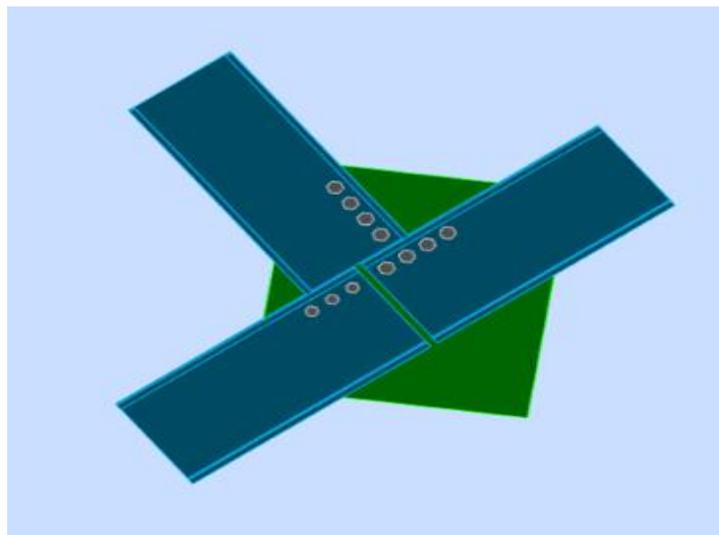


Figure VII.17: Vue d'assemblage Contreventement.



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

Calcul de l'assemblage au gousset

CM 66

OK

Ratio

0,16

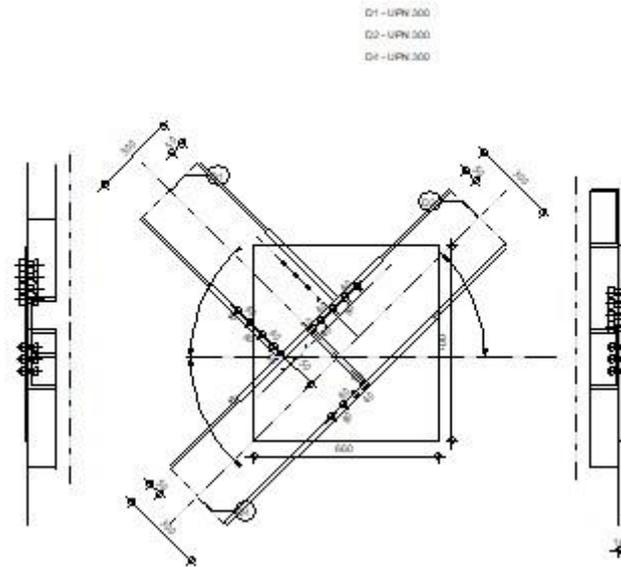


Figure VII.18 : Résultat de vérification d'assemblage de Contreventement.

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,16

CHAPITRE VIII : CALCUL LES ELEMENTS DU SOUS-SOL.

VIII.1- Introduction

On appelle sous-sol toute pièce ou étage qui est en dessous du rez-de-chaussée d'un édifice, et donc majoritairement ou entièrement en dessous de la surface du sol.

Le but de ce chapitre est de déterminer et vérifier les éléments qui constituent le sous-sol.

VIII.2- Etude du voile périphérique

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau des fondations jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il forme par sa grande rigidité à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC, le sous-sol et les fondations.

VIII.2.1- Dimensionnement du voile :

Pour le dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du **RPA99 modifiée en 2003**.

- Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base.
- Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :
 - Epaisseur $e \geq 15$ cm
 - Les armatures sont constituées de deux nappes.
 - Le pourcentage minimum des armatures est de 0,1% dans les deux sens (horizontal et vertical).
 - Un recouvrement de 40ϕ pour les renforcements des angles.

L'épaisseur est de 20 cm.

La hauteur de voile périphérique = 3.06m.

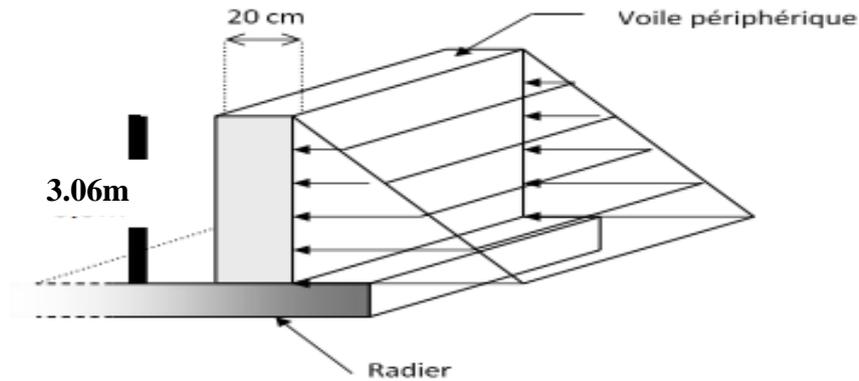


Figure VIII.1: Illustrant les dimensions du panneau plus sollicité.

VIII.2.2- Méthode de calcul :

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées de terre, on considère le tronçon le plus défavorable pour une bande de 1m.

$$L_x = 3.06\text{m}$$

$$L_y = 4.6\text{m}$$

D'après BAEL modifier 99, les charges réparties sont données par

$$Q = A \cdot \gamma \cdot H$$

Avec :

Q : la contrainte sur une bande de 1m.

A : coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

γ : poids spécifique de terre ($\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$).

H : hauteur de voile (H= 3.06 m).

On a $\varphi = 30^\circ$ dépend de type de terrain.

$$\Rightarrow A = f(\varphi) = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,333$$

❖ Effort dans le voile

$L_x/L_y = 3.06/4.6 = 0,66 > 0,4 \rightarrow$ la dalle travaille dans les 2 sens.

✓ Calcul des sollicitations :

○ Moment isostatique :

$$M_{0x} = \mu_x \times q \times L_x^2.$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}.$$

- En travée :

$$M_{tx} = 0,85 M_{0x}.$$

$$M_{ty} = 0,85 M_{0y}.$$

- En appuis :

$$M_{ax} = -0,3 M_{0x}.$$

$$M_{ay} = -0,5 M_{0y}.$$

✓ Combinaison fondamentale :

ELU

$$q_u = [1,35(\gamma \times h_e \times A)] \times 1 \text{ ml} \rightarrow q_u = 1,35 \times (18 \times 3.06 \times 0,333) = \mathbf{24.76 \text{ kN/ml.}}$$

ELS

$$q_{ser} = [(\gamma \times h_e \times A)] \times 1 \text{ ml} = 18 \times 3.06 \times 0,333 = \mathbf{18.34 \text{ kN/ml.}}$$

On a $\alpha = 0.62$

Donc d'après le tableau :

$$\mu_x = 0,0750$$

$$\mu_y = 0,3781$$

\rightarrow

ELU

$$M_x = \mu_x \times q_u l_x^2 = 0,0750 \times 24.76 \times 3.06^2 = 17.38 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 0,3781 \times 17.38 = 6.574 \text{ Kn. m}$$

ELS

$$M_x = \mu_x \times q_s l_x^2 = 0,0750 \times 18.34 \times 3.06^2 = 12.879 \text{ Kn. m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 0,3781 \times 12.879 = 4.86 \text{ Kn. m}$$

Tableau VIII.1 : moments aux appui et travée.

| | Moment (Kn.m) | | | |
|----------|---------------|--------|-----------|--------|
| | En travée | | En appuie | |
| | ELU | ELS | ELU | ELS |
| Sens x-x | 14.773 | 10.947 | -5.214 | -3.863 |
| Sens y-y | 5.589 | 4.131 | -3.287 | -2.43 |

✓ Calcul de ferrailage:

b= 100 cm h=e=20cm d = 18cm $\delta_{bc} = 15 \text{ MPa}$ $\sigma_s = 435 \text{ MPa}$

$f_e = 500 \text{ MPa}$

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

Remarque :

Le ferrailage des voiles se fait de la même manière avec celle des poutres en Flexion Composée. (ANNEX 3)

Avec : h= épaisseur de la dalle

B= 100 cm.

Tableau VIII.2: Ferrailage du voile périphérique ELU

| Sens | M (KNm) | μ | $A_{s'}$ (Cm ²) | α | Z(cm) | A_{s}^{cal} (Cm ²) | Choix | A_{s}^{adp} (Cm ²) | Esp (Cm) |
|------|------------|-------|--------------------------------|----------|-------|-------------------------------------|-------|-------------------------------------|-------------|
| | | | | | | | | | |

| | | | | | | | | | | |
|---------------|-----|--------|-------|---|-------|-------|------|-------|------|----|
| Travée | X-X | 14.773 | 0083 | 0 | 0.108 | 17.22 | 5.11 | 5HA12 | 5.65 | 20 |
| | y-y | 5.589 | 0.027 | 0 | 0.034 | 17.76 | 4.13 | 4HA12 | 4.52 | 20 |
| Appui | x-x | 5.214 | 0.029 | 0 | 0.037 | 17.73 | 3.52 | 4HA12 | 4.52 | 20 |
| | y-y | 3.287 | 0.016 | 0 | 0.020 | 17.86 | 3.38 | 4HA12 | 4.52 | 20 |

- ❖ Le pourcentage minimum est de 0,1% de la section dans les deux sens en disposé en deux nappes. [8]

$$A_t = 0,1\% \times b \times h = 0,1\% \times 100 \times 20 = 2\text{cm}^2$$

✓ Condition de non fragilité :

Pour les dalles travaillant dans les deux sens, avec épaisseur compté entre 12 et 30 cm.

$$A_x \geq A_x^{\min}; \quad A_x^{\min} = \rho_0 \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} = 1.43\text{cm}^2$$

$$A_y \geq A_y^{\min}; \quad A_y^{\min} = \rho_0 bh = 1.2\text{cm}^2$$

Avec : $\rho_0 = 0,0006$ pour les barres de 500 MPa.

- En travée :

$$A_x = 6,79\text{cm}^2 > A_x^{\min} = 1.43\text{cm}^2$$

$$A_y = 4.52\text{cm}^2 > A_y^{\min} = 1.2\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

- Sur appuis :

$$A_x = 4.52\text{cm}^2 > A_x^{\min} = 1.43\text{cm}^2$$

$$A_y = 4.52\text{cm}^2 > A_y^{\min} = 1.2\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

✓ Vérification à ELU :

• Vérification de l'effort tranchant

Il faut vérifier que

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} < \bar{\tau}_u = 0,05f_{c28} = 1,25\text{MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{24,76 \times 3,06 \times 4,6}{2 \times 3,06 + 4,6} = 32,51\text{kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 25,25\text{kN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 32,51\text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{32,51 \times 10^3}{1000 \times 200} = 0,162\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

• Vérification à L'ELS

Vérification des contraintes

Il faut vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y. \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}. \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y).$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 250\text{MPa} \right].$$

Tableau VIII.3: Vérification des contraintes à ELS.

| | Sens | Mser (KNm) | Profilé Choisi | As' (Cm ²) | $\bar{\sigma}_{bc}$ | σ_{bc} | $\bar{\sigma}_s$ | σ_s | Condition |
|--------|------|---------------|-------------------|---------------------------|---------------------|---------------|------------------|------------|-----------|
| Travée | X-X | 10.947 | 5HA10 | 3.74 | 15 | 5.120 | 250 | 59.98 | Vérifier |

| | | | | | | | | | |
|--------------|-----|-------|-------|------|----|------|-----|-------|----------|
| | y-y | 4.131 | 4HA10 | 3.14 | 15 | 1.65 | 250 | 19.71 | Vérifier |
| Appui | x-x | 3.863 | 4HA10 | 3.14 | 15 | 1.98 | 250 | 23.28 | Vérifier |
| | y-y | 2.43 | 4HA10 | 3.14 | 15 | 0.98 | 250 | 11.60 | Vérifier |

VIII.3- Etude des poteaux mixtes [12]

Les poteaux mixtes sont des éléments porteurs verticaux composés essentiellement d'un profilé métallique et du béton armé ou non.

Les poteaux mixtes acier-béton sont deux types :

- Les poteaux partiellement ou totalement enrobés de béton.
- Les poteaux en profilés creux remplis de béton.

Pour les poteaux totalement enrobés les semelles et l'âme des profilés les constituant sont enrobés d'une couche de béton par contre, pour les poteaux partiellement seulement l'espace entre les semelles qui est remplis de béton.

VIII.3.1- Méthodes de calcul des poteaux mixtes

L'Eurocode 4 présentes deux méthodes de dimensionnement

- La méthode générale : qui impose de prendre en compte les effets du second ordre au niveau local de l'élément et les imperfections. Cette méthode peut s'appliquer à des sections de poteaux qui ne sont pas symétriques et a deux poteaux de section variable sur leur hauteur. Elle nécessite l'emploi de méthodes de calcul numérique et peut être appliquée avec l'utilisation de programme informatique.
- La méthode simplifiée : utilisant les courbes de flambement européennes des poteaux en acier tenant compte implicitement des imperfections qui affectent ces poteaux.

Cette méthode est limitée au calcul des poteaux mixtes de section uniforme sur toute la hauteur et de sections doublement symétriques.

Dans notre cas on va utiliser la méthode simplifiée qui sera appliquée sur un poteau partiellement enrobé soumis à compression axiale.

VIII.3.2- Conditions d'utilisation de la méthode simplifiée de calcul

L'application de la méthode simplifiée comporte les limitations suivantes :

- ✓ La section transversale du poteau est constante et présente une double symétrie sur toute la hauteur du poteau telle que le rapport de sa hauteur à sa largeur soit compris entre 0,2 et 5,0.
- ✓ La contribution relative de la section en acier à la résistance de calcul de la section complète, savoir est compris entre 0,2 et 0,9.
- ✓ Les sections droites restent planes lors de la déformation du poteau.
- ✓ L'élanement réduit λ du poteau mixte, ne dépasse pas la valeur de 2,0.
- ✓ Pour les sections totalement enrobées, l'aire des armatures doit au moins être égale à 0,3% de l'aire de béton et les armatures présentent des épaisseurs d'enrobage de béton satisfaisant les conditions suivantes :

$$\left[\begin{array}{l} \text{Dans le sens } y : 40 \text{ mm} < c_y < 0,4 b_c. \\ \text{Dans le sens } z : 40 \text{ mm} < c_z < 0,3 h_c. \end{array} \right.$$

VIII.3.3- Hypothèse de calcul

A- Prédimensionnement de la section mixte :

- Section en acier

HEM600.

- Béton C25/30

$$\left[\begin{array}{l} A_s \geq 0,3\% A_c. \\ A_s \leq 0,6\% A_c. \end{array} \right.$$

- Enrobage

$$\left[\begin{array}{l} 40\text{mm} \leq c_y \leq 0,4h_c. \\ 40\text{mm} \leq c_z \leq 0,3h_c. \end{array} \right.$$

On a :

$$\left[\begin{array}{l} b = b_c = 305\text{mm}. \\ h = h_c = 620\text{mm}. \end{array} \right.$$

$$A_c = b_c \cdot h_c = 208000 \text{ mm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 40\text{mm} \leq c_y \leq 120\text{mm} \longrightarrow c_y = 100\text{mm}. \\ 40\text{mm} \leq c_z \leq 207\text{mm} \longrightarrow c_z = 100\text{mm}. \end{array} \right.$$

- Section des armatures

$$\left\{ \begin{array}{l} A_s \geq 0,3\% A_c = \frac{0,3}{100} (208000) = 6.24 \text{ cm}^2. \\ A_s \leq 0,6\% A_c = \frac{0,6}{100} (208000) = 12.48 \text{ cm}^2. \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 8.04\text{cm}^2 > 6.24 \text{ cm}^2 \\ 8.04\text{cm}^2 < 12.48 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Donc notre choix : **4T16** $A_s = 8.04\text{cm}^2$ **b=300mm**

T16

h=620mm

Qt=100mm

c_z=100mm

b_c: c_y=100mm

Figure VIII.2: Schéma du poteau mixte partiellement enrobé.

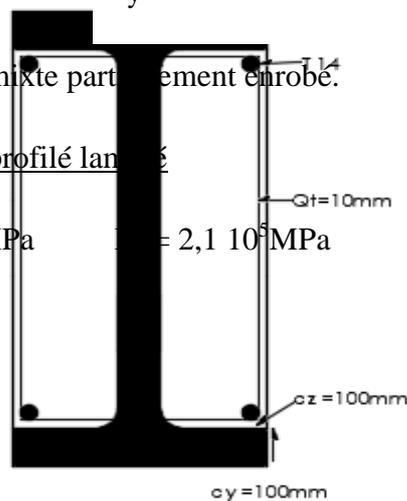
✓ Les caractéristiques du profilé laminé

HEM600 S355 h_c=h=490 mm f_y = 355MPa E = 2,1 10⁵ MPa γ_a = 1,1

$$A_a = 363.7 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} I_y = 237400 \times 10^4 \text{ mm}^4. \\ I_z = 18980 \times 10^4 \text{ mm}^4. \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} W_{ply} = 8772 \times 10^3 \text{ mm}^3. \\ W_{plz} = 1930 \times 10^3 \text{ mm}^3. \end{array} \right.$$



✓ Les caractéristiques des armatures

4Ø16 acier S500 $f_{sk} = 500\text{MPa}$ $E_s = 2,1 \cdot 10^5\text{MPa}$

$A_s = 804 \text{ mm}^2$.

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{sy} = 4 \times A_{\text{barre}} \times d_z^2 = 4 \times \frac{\pi \times 16^2}{4} \times 192^2 = 29.64 \times 10^6 \text{ mm}^4. \\ I_{sz} = 4 \times A_{\text{barre}} \times d_y^2 = 4 \times \frac{\pi \times 16^2}{4} \times 34.5^2 = 957.25 \times 10^3 \text{ mm}^4. \\ W_{ply} = 4 \times A_{\text{barre}} \times d_z = 4 \times \frac{\pi \times 16^2}{4} \times 192 = 154.41 \times 10^3 \text{ mm}^3. \\ W_{plz} = 4 \times A_{\text{barre}} \times d_y = 4 \times \frac{\pi \times 16^2}{4} \times 34.5 = 27.74 \times 10^3 \text{ mm}^3. \end{array} \right.$$

✓ Béton C25/30

$F_{ck} = 25\text{MPa}$ $E_{cm} = 30500\text{MPa}$ $E_{cd} = \frac{30500}{1,35} = 22592,60\text{MPa}$

$A_c = 20800 \text{ mm}^2$.

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{cy} = \frac{bh^3}{12} - (I_{ay} + I_{sy}) = \frac{305 \times 620^3}{12} - (237400 \times 10^4 + 29.64 \times 10^6) = 36.53 \times 10^8 \text{ mm}^4. \\ I_{cz} = \frac{hb^3}{12} - (I_{az} + I_{sz}) = \frac{620 \times 305^3}{12} - (18980 \times 10^4 + 957.25 \times 10^6) = 12.75 \times 10^8 \text{ mm}^4. \\ W_{ply} = \frac{bh^2}{4} - (W_{ply_a} + W_{ply_s}) = \frac{305 \times 620^2}{4} - (8772 \times 10^3 + 154.41 \times 10^3) = 843.75 \times 10^6 \\ W_{plz} = \frac{hb^2}{4} - (W_{plz_a} + W_{plz_s}) = \frac{620 \times 305^2}{4} - (193010^3 + 27.74 \times 10^3) = 2.84 \times 10^6 \text{ mm}^3. \end{array} \right.$$

B- Vérification de l'applicabilité de la méthode simplifiée :

a) Section transversale :

La section transversale du poteau est symétrique et constante sur toute la hauteur du poteau telle que sa hauteur à sa largeur est comprise entre 0,2 et 5.

$$0,2 < \frac{h}{b} = 2.032 < 5 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) La contribution relative :

La contribution relative de la section en acier à la résistance de calcul de la section complète,

à savoir $\delta = \left(\frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} \right) \times \frac{1}{N_{pl,rd}}$ est compris entre 0,2 et 0,9.

$$N_{pl,rd} = A_a \frac{f_y}{\gamma_{ma}} + A_c \frac{0,85f_{ck}}{\gamma_{mc}} + A_s \frac{f_{sk}}{\gamma_{ms}}$$

$$N_{plrd} = 36370 \frac{355}{1,1} + 208000 \frac{0,85 \times 25}{1,5} + 804 \frac{500}{1,15} = 12397.71 \text{ KN.}$$

$$\delta = A_a \frac{f_y}{\gamma_{ma}} + \frac{1}{N_{pl,rd}}$$

$$\delta = \left(\frac{36370 \times 355}{1,1} \times \frac{1}{12397.71} \right) \times 10^{-3} = 0.84$$

0,2 < δ = 0,84 < 0,9..... **Condition vérifiée.**

c) L'élancement réduit :

L'élancement réduit λ du poteau mixte, ne dépasse pas la valeur de 2.

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{plr}}{N_{cr}}}$$

- Calcul de N_{plr}

$$N_{plr} = A_a \times f_y + A_c \times 0,85 \times f_{ck} + A_s \times f_{sk}$$

$$N_{plr} = 36370 \times 355 + 208000 \times 0,85 \times 25 + 804 \times 500$$

$$N_{plr} = 17733.35 \text{ KN.}$$

- Calcul de N_{cr}

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \times EI}{L_f^2}$$

$$L_f = 0,5 \times 3060 = 1530 \text{ mm} \quad (\text{doublement encastree} = 0.5)$$

➤ Suivant y-y

$$EI_y = E_{ay} I_{ay} + 0,6 E_{cd} I_{cy} + E_{sy} I_{sy}$$

$$EI_y = (2,1 \cdot 10^5 \times 237400 \cdot 10^4) + (0,6 \times 22592,60 \times 36.53 \times 10^8) + (2,1 \cdot 10^5 \times 29.64 \times 10^6)$$

$$EI_y = 5.40 \times 10^{14} \text{ N.mm}^2.$$

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 \times EI}{L_f^2} = \frac{\pi^2 \times 5.40 \times 10^{14}}{1530^2} 10^{-3} = 2276725.35 \text{ KN.}$$

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{17733.35}{2276725.35}} = 0,05 < 2..... \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Suivant z-z

$$EI_z = E_{az} I_{az} + 0,6 E_{cd} I_{cz} + E_{sz} I_{sz}$$

$$EI_z = (2,1 \cdot 10^5 \times 18980 \times 10^4) + (0,6 \times 22592,60 \times 12,75 \times 10^8) + (2,1 \cdot 10^5 \times 957,25 \cdot 10^3)$$

$$EI_z = 0,573 \times 10^{14} \text{ N}\cdot\text{mm}^2.$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \times EI}{Lf^2} = \frac{\pi^2 \times 0,573 \cdot 10^{14}}{1530^2} 10^{-3} = 241585,85 \text{ KN}.$$

$$\lambda_z = \sqrt{\frac{17733,35}{241585,85}} = 0,27 < 2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

d) L'enrobage :

$$\left\{ \begin{array}{l} 40\text{mm} < c_y < 0,4b_c \\ 40\text{mm} < c_z < 0,3h_c \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 40\text{mm} < c_y = 100\text{mm} < 0,4 \times 305 = 122\text{mm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ 40\text{mm} < c_z = 100\text{mm} < 0,3 \times 620 = 186\text{mm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

e) La section des armatures

$$\left\{ \begin{array}{l} A_s \geq 0,3\% A_c \\ A_s \leq 0,6\% A_c \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_s = 6,16 \text{ cm}^2 \geq \frac{0,3}{100} \times 208000 = 6,24 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ A_s = 6,16 \text{ cm}^2 \leq \frac{0,6}{100} \times 208000 = 12,48 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc la méthode simplifiée est applicable.

CHAPITRE IX : FONDATION

IX.1 Introduction

Une fondation se définit comme la partie d'un bâtiment ou d'un ouvrage de travaux publics qui assure la transmission dans le sol des charges (poids propre, forces climatiques, sismiques et charges d'exploitation) de celui-ci.

Les fondations d'un bâtiment représentent un enjeu essentiel de sa construction, car elles forment la partie structurelle qui assure sa portance et permet de contrôler les tassements dus aux charges qu'il applique au sol et les infiltrations dues à la présence éventuelle d'eau dans le terrain.

Suivant la capacité portante du sol, l'environnement de l'ouvrage à fonder, les forces mises en jeu et les tassements admissibles, le constructeur choisira une solution du type fondation superficielle, semi-profonde ou profonde, qui diffèrent par leur niveau de fondation, leur géométrie et leur fonctionnement.

IX.2 Fonctions assurées par les fondations

Les éléments de fondations ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, murs, voiles...).

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation (supposée horizontale) :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient en principe de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant, par exemple, de l'action du vent, ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un couple qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

IX.3 Choix de type de fondations

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres dont on cite :

- Type d'ouvrage à construire.
- Les caractéristiques du sol support.
- La nature et l'homogénéité du sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.

– L'aspect économique.

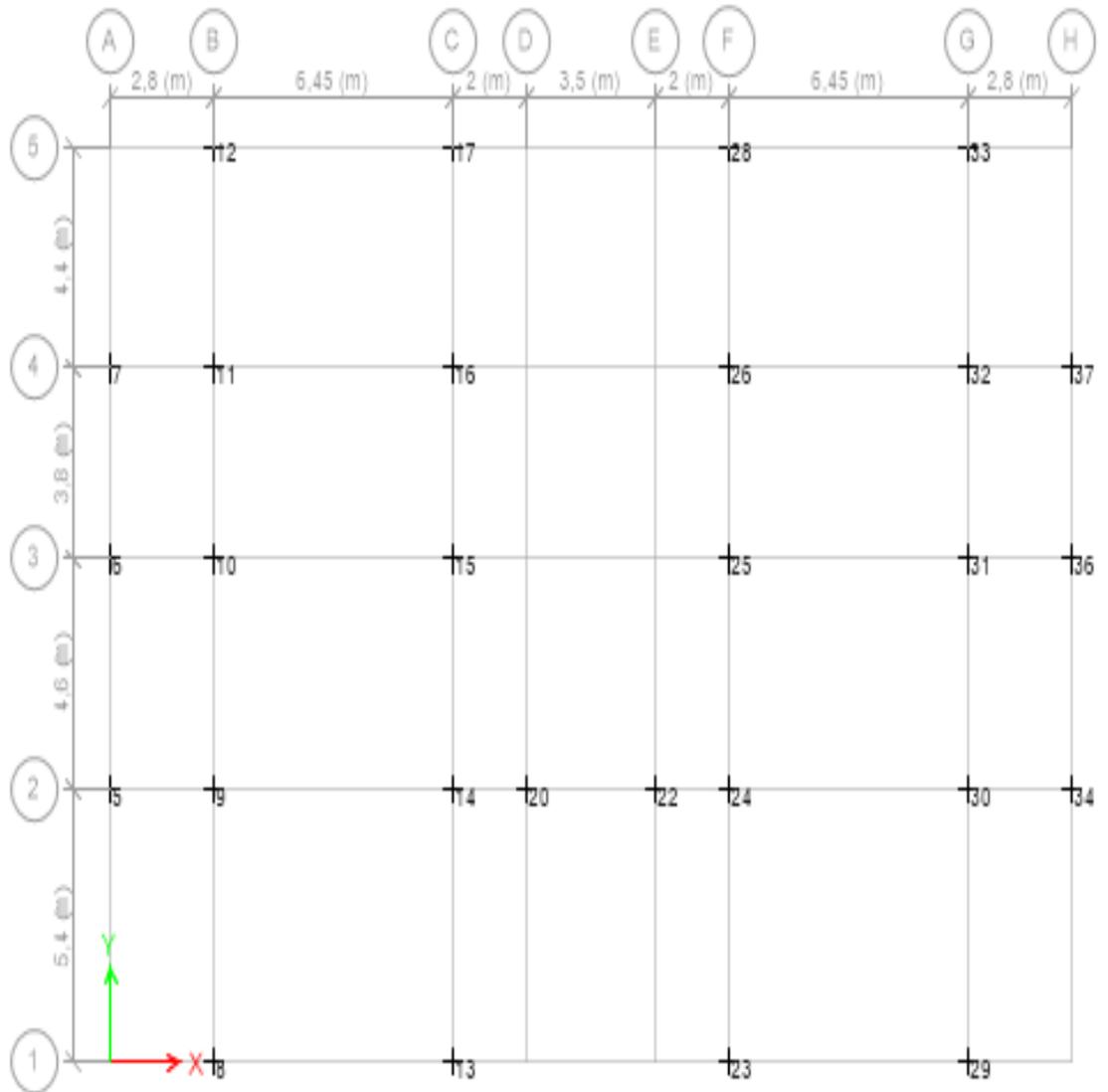


Figure X.1: position des points.

IX.4 Calcul des fondations

Nous proposons en premier lieu de vérifier la condition suivante qui nous permet de choisir soit des semelles isolées, des semelles filantes ou un radier général :

$$\sigma_{\max} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

Tel que :

$$\sigma_{\max} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{nec}}} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow S_{\text{nec}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}}$$

- Les charges appliquées :
- G Parking = 2.5 Kn/m²
- G Poteau HEM600 = 0.57 Kn

Les résultats des efforts normaux appliqués aux fondations sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IX.1 : Effort normal des poteaux appliqué aux fondations à l'ELS et ELU

| Poteaux | ELS | ELU |
|---------|----------|----------|
| 20 | 962.98 | 1327.02 |
| 30 | 942.15 | 1294.429 |
| 60 | 980.58 | 1347.792 |
| 70 | 952.744 | 1271.87 |
| 8 | 1008.322 | 1389.98 |
| 18 | 1387.113 | 1914.756 |
| 28 | 1956.89 | 2705.92 |
| 58 | 1961.281 | 2711.35 |
| 68 | 1385.805 | 1912.93 |
| 78 | 975.302 | 1344.251 |
| 6 | 1167.22 | 1607.739 |
| 16 | 1515.94 | 2090.609 |
| 26 | 2356.54 | 3246.234 |
| 56 | 2350.96 | 3238.5 |
| 66 | 1520.655 | 2097.155 |
| 76 | 1144.917 | 1576.803 |
| 4 | 1187.262 | 1637.233 |
| 14 | 1576.526 | 2176.932 |
| 24 | 1295.974 | 1787.33 |
| 34 | 842.618 | 1162.056 |
| 44 | 841.072 | 1158.891 |
| 54 | 1275.97 | 1759.107 |
| 64 | 1582.29 | 2185.155 |
| 74 | 1174.70 | 1619.929 |
| 12 | 1088.8 | 1469.652 |
| 22 | 998.048 | 1371.309 |
| 52 | 1050.53 | 1444.165 |
| 62 | 1016.035 | 1396.351 |

Le poteau le plus sollicité :

$$N_{\max} = 2356.54 \text{ KN à ELS}$$

$$N_{\max} = 3246.234 \text{ KN à ELU}$$

IX.4.1 Semelles isolées :

On adoptera une semelle homothétique. C'est-à-dire que le rapport de A sur B est égal au rapport de a sur b : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

Pour les poteaux carrés : $a = b$ donc $A = B \Rightarrow S = A^2$

A Est déterminé par : $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$ d'où $S = \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec :

- $A = \sqrt{S}$
- $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars.}$

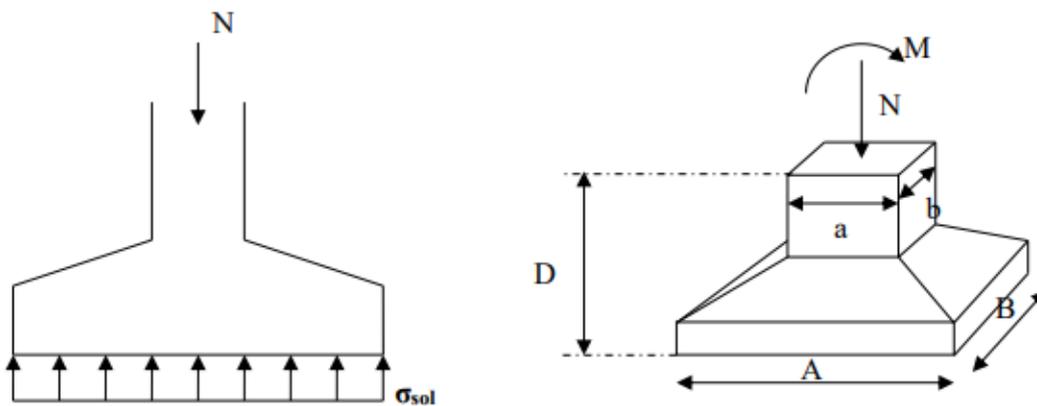


Figure IX.2 : Semelle isolée sous poteau.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

L'effort normal total revenant à la fondation du poteau le plus sollicité est égale à :

$$N_S = N_G + N_Q = 2356.54 \text{ KN}$$

On estime le poids de l'infrastructure à 10% du poids total du bâtiment modélisé sans sous-sol :

$$N_{\text{serv}} = 2356.54 * 1.1 = 2592.194 \text{ Kn.}$$

$$\sigma_{\text{ser}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{semelle}}} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

$$S_{\text{semelle}} = \frac{2592.194}{200} = 12.96 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow A = B = \sqrt{S} = 3.6 \text{ m}$$

On prend : **A = B = 3.6 m**

➤ Vérification de l'interférence entre deux semelles :

$$L_{\min} \geq 1,5 \times B$$

Avec :

- L_{\min} : l'entraxe minimum entre deux poteaux. ($L_{\min} = 4.5 \text{ m}$).
- $A = B = 3.6 \text{ m}$
- $\Rightarrow 1,5 \times B = 5.4 \text{ m} \geq L_{\min} = 4.5 \text{ m} \dots \dots \dots$ Non vérifiée

❖ Remarque :

D'après les résultats, il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes croisée.

IX.4.2 Semelles filantes croisée :

a. Étapes de Calcul :

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles qui se trouvent dans la même ligne.

On doit vérifier que : $\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S}$

Tel que :

$N = \sum N_{si}$ de chaque file de poteaux calculé à l'ELS.

S = B x L

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la file considérée.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_s}{L\sigma_{sol}}$$

$$\Rightarrow S = B \times L \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$h = \left(\frac{B - b}{4} \right) + 5 \text{ cm}$$

NB : répartition des efforts sous de poteaux selon la formule $\frac{l_x}{l_x + l_y} P$

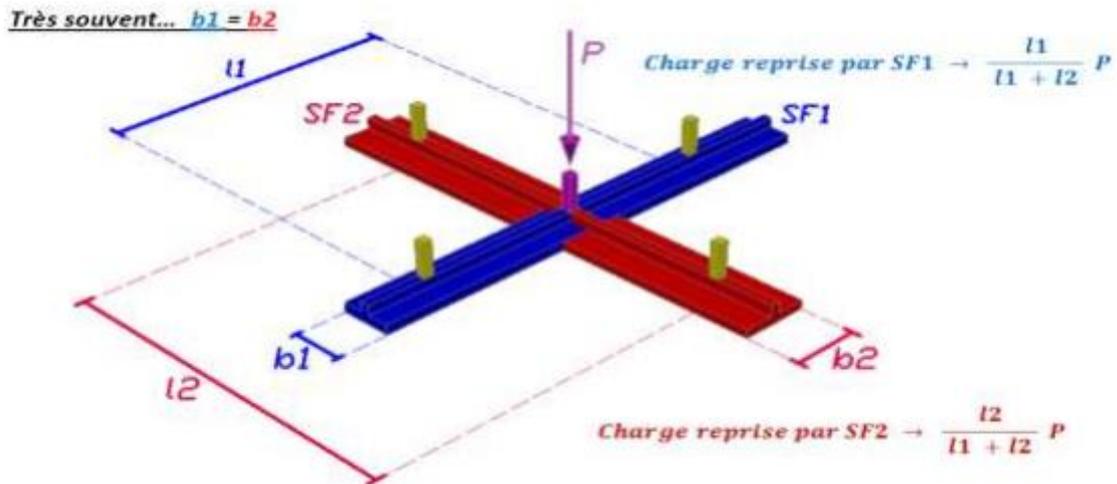


Figure IX.3: schéma de répartition de la charge pour chaque nervure dans un poteau central.

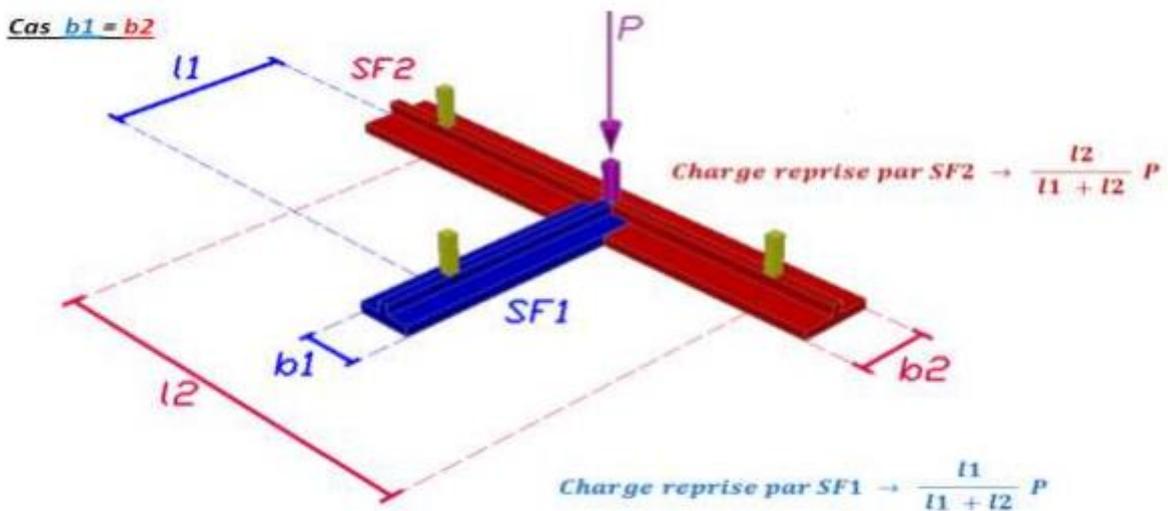


Figure IX.4: schéma de répartition de la charge pour chaque nervure dans un poteau rive.

Cas $b_1 = b_2$

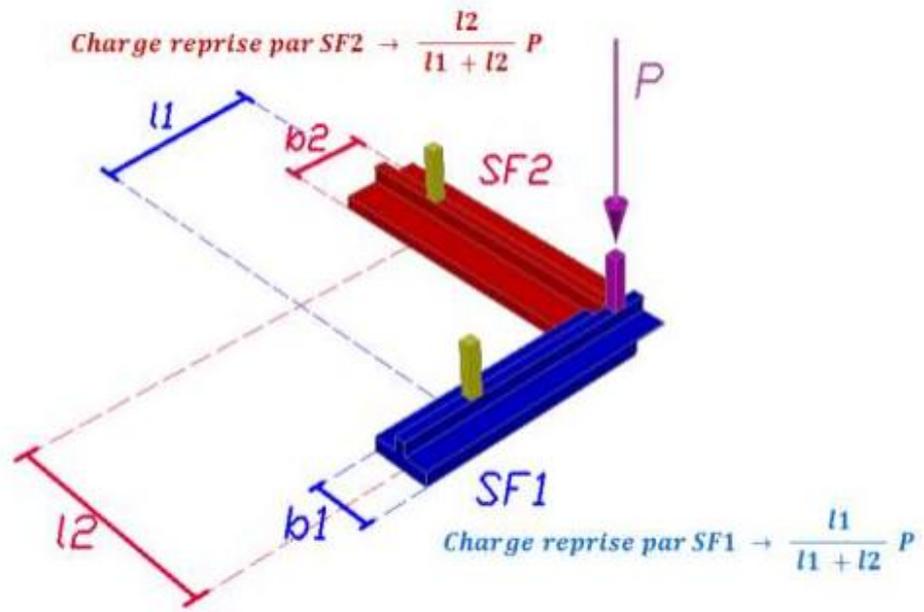


Figure IX.5: schéma de répartition de la charge pour chaque nervure dans un poteau d'angle.

Tableau IX.2: Résultats de répartition des efforts sur les semelles filantes croisé

| Story | Label | FZ ELS | Fz ELU | LX | LY | %X | %Y | ELs _x | ELU _x | ELs _y | ELU _y |
|-------|-------|-----------|-----------|------|------|------|------|------------------|------------------|------------------|------------------|
| Base | 2 | 1987,43 | 2009,35 | 1,40 | 2,30 | 0,38 | 0,62 | 752,00 | 760,29 | 1235,43 | 1249,06 |
| Base | 3 | 1458,10 | 1850,20 | 1,40 | 4,20 | 0,25 | 0,75 | 364,53 | 462,55 | 1093,58 | 1387,65 |
| Base | 4 | 1400,68 | 1942,15 | 1,40 | 4,10 | 0,25 | 0,75 | 356,54 | 494,37 | 1044,14 | 1447,79 |
| Base | 6 | 1799,88 | 2495,83 | 4,82 | 2,70 | 0,64 | 0,36 | 1153,65 | 1599,72 | 646,23 | 896,11 |
| Base | 7 | 1214,69 | 1672,06 | 4,82 | 5,00 | 0,49 | 0,51 | 596,21 | 820,71 | 618,48 | 851,36 |
| Base | 8 | 1370,65 | 1906,41 | 4,82 | 4,20 | 0,53 | 0,47 | 732,43 | 1018,73 | 638,22 | 887,69 |
| Base | 9 | 1537,84 | 2138,04 | 4,82 | 4,10 | 0,54 | 0,46 | 830,99 | 1155,31 | 706,86 | 982,73 |
| Base | 10 | 1442,28 | 2003,79 | 3,42 | 2,20 | 0,61 | 0,39 | 877,69 | 1219,39 | 564,59 | 784,40 |
| Base | 11 | 1299,78 | 1804,91 | 3,42 | 2,70 | 0,56 | 0,44 | 726,35 | 1008,63 | 573,43 | 796,28 |
| Base | 12 | 1180,39 | 1641,63 | 3,42 | 2,70 | 0,56 | 0,44 | 659,63 | 917,38 | 520,76 | 724,25 |
| Base | 13 | 1773,40 | 2468,86 | 3,42 | 1,90 | 0,64 | 0,36 | 1140,04 | 1587,12 | 633,36 | 881,74 |
| Base | 15 | 1548,93 | 2153,35 | 7,14 | 4,10 | 0,64 | 0,36 | 983,93 | 1367,87 | 565,00 | 785,47 |
| Base | 17 | 1484,87 | 2063,27 | 3,75 | 2,47 | 0,60 | 0,40 | 895,22 | 1243,93 | 589,65 | 819,34 |
| Base | 26 | 2724,67 | 3793,27 | 3,22 | 2,70 | 0,54 | 0,46 | 1482,00 | 2063,23 | 1242,67 | 1730,04 |
| Base | 27 | 1190,32 | 1654,00 | 3,22 | 2,70 | 0,54 | 0,46 | 647,44 | 899,64 | 542,88 | 754,36 |
| Base | 28 | 2580,62 | 3588,62 | 3,22 | 1,90 | 0,63 | 0,37 | 1622,97 | 2256,90 | 957,65 | 1331,71 |
| Base | 29 | 1559,34 | 2167,50 | 6,97 | 4,10 | 0,63 | 0,37 | 981,81 | 1364,72 | 577,53 | 802,78 |
| Base | 30 | 1515,20 | 2105,02 | 3,22 | 2,20 | 0,59 | 0,41 | 900,17 | 1250,59 | 615,02 | 854,44 |
| Base | 31 | 2650,29 | 3690,25 | 3,22 | 2,70 | 0,54 | 0,46 | 1441,54 | 2007,20 | 1208,75 | 1683,05 |
| Base | 32 | 1350,15 | 1870,93 | 3,22 | 2,95 | 0,52 | 0,48 | 704,62 | 976,40 | 645,54 | 894,53 |
| Base | 33 | 1629,92 | 2267,28 | 4,62 | 4,20 | 0,52 | 0,48 | 853,77 | 1187,62 | 776,15 | 1079,66 |
| Base | 34 | 1554,62 | 2161,49 | 4,62 | 4,10 | 0,53 | 0,47 | 823,66 | 1145,19 | 730,96 | 1016,30 |
| Base | 35 | 1492,71 | 2073,98 | 3,22 | 2,20 | 0,59 | 0,41 | 886,81 | 1232,14 | 605,90 | 841,84 |
| Base | 37 | 2602,59 | 3623,74 | 1,40 | 2,95 | 0,32 | 0,68 | 837,61 | 1166,26 | 1764,97 | 2457,48 |
| Base | 38 | 1194,59 | 1654,55 | 1,40 | 4,20 | 0,25 | 0,75 | 298,65 | 413,64 | 895,95 | 1240,91 |
| Base | 39 | 1419,81 | 1975,46 | 1,40 | 2,55 | 0,35 | 0,65 | 503,22 | 700,16 | 916,58 | 1275,30 |

Tableau IX.3: Les charges qui reviennent pour chaque fille sens (x-x)

| Sens x-x | Label culum | P ELS | P ELU |
|-----------------|--------------------|--------------|--------------|
| SF 5 | 10-15-30-35 | 5641,15 | 7845,04 |
| SF 4 | 4-9-14-29-34-39 | 3916,43 | 5440,41 |
| SF 3 | 3-8-13-28-33-38 | 3984,91 | 5495,65 |
| SF 2 | 2-7-12-17-27-32-37 | 11271,00 | 14533,00 |
| SF 1 | 6-11-26-31 | 5604,43 | 7510,84 |

Tableau IX.4: Les charges qui reviennent pour chaque fille sens (y-y)

| Sens x-x | Label culum | P ELS | P ELU |
|-----------------|--------------------|--------------|--------------|
| SF A | 2_3_4 | 4637,86 | 5831,96 |
| SF B | 6_7_8_9_10 | 2984,12 | 4139,02 |
| SF C | 11_12_13_14_15 | 3573,56 | 4970,94 |
| SF D | 26_27_28_29_30 | 4004,49 | 5566,51 |
| SF E | 31_32_33_34_3 | 4773,93 | 6636,18 |
| SF F | 37_38_39 | 916,58 | 1275,30 |

b. Dimensionnement de la table

- La hauteur de la table

$$h_t = \left(\frac{B - b}{4} \right) + 5cm$$

Tableau IX.5: Résumer les calculs des démentions de la table sens (x-x).

| Sans X-X | L | σ | B | B Choix | 1.5 B | Lmin | Observation | H | H Choix | S |
|-----------------|----------|----------------------------|----------|----------------|--------------|-------------|---|----------|----------------|----------|
| SF5 | 20.20 | 200 | 1.40 | 2.50 | 3.75 | 4.5 | Pas de risque de chevauchement entre 2 semelles | 0.49 | 0.50 | 50.50 |
| SF4 | 26.40 | 200 | 0.74 | 2.50 | 3.75 | 4.5 | Pas de risque de chevauchement entre 2 semelles | 0.49 | 0.50 | 66.00 |
| SF3 | 26.40 | 200 | 0.75 | 2.50 | 3.75 | 4.5 | Pas de risque de chevauchement entre 2 semelles | 0.49 | 0.50 | 66.00 |
| SF2 | 26.40 | 200 | 2.13 | 2.50 | 3.75 | 4.5 | Pas de risque de chevauchement entre 2 semelles | 0.49 | 0.50 | 66.00 |
| SF1 | 20.20 | 200 | 1.39 | 2.50 | 3.75 | 4.5 | Pas de risque de chevauchement entre 2 semelles | 0.49 | 0.50 | 50.50 |

- Note de tableaux de sens x-x: Dans le sens(x-x) en choisie la hauteur h=0.5m et la somme total de la surface de la table =299m²

Tableau IX.6: résumer les calculs des déformations de la table sens (y-y).

| Sans X-X | L | σ | B | B Choix | 1.5 B | Lmin | Observation | H | H Choix | S |
|----------|-------|----------|------|---------|-------|------|---|------|---------|-------|
| SF A | 8.40 | 200 | 2.28 | 2.50 | 3.75 | 4.5 | Pas de risque de chevauchement entre 2 semelles | 0.50 | 0.50 | 12.00 |
| SF B | 19.90 | 200 | 0.75 | 2.50 | 3.75 | 4.5 | Pas de risque de chevauchement entre 2 semelles | 0.50 | 0.50 | 19.32 |
| SF C | 19.90 | 200 | 0.90 | 2.50 | 3.75 | 4.5 | Pas de risque de chevauchement entre 2 semelles | 0.50 | 0.50 | 19.32 |
| SF D | 19.90 | 200 | 1.01 | 2.50 | 3.75 | 4.5 | Pas de risque de chevauchement entre 2 semelles | 0.50 | 0.50 | 19.32 |
| SF E | 19.90 | 200 | 1.20 | 2.50 | 3.75 | 4.5 | Pas de risque de chevauchement entre 2 semelles | 0.50 | 0.50 | 19.32 |
| SF F | 8.40 | 200 | 0.55 | 2.50 | 3.75 | 4.5 | Pas de risque de chevauchement entre 2 semelles | 0.50 | 0.50 | 12.00 |

- Note de tableaux de sens y-y : Dans le sens x-x en choisie la hauteur h=0.5m et la somme totale de la surface de la table = 101.28 m²

S bâtiment = 525.36 m² (surface totale de bâtiment)

$\sigma_s = 2$ bar (contraint admissible de sol)

Surface total = 299+ 101.28 = 400.28 m² (surface totale de les semelle filant)

Remarque : Surface total (400.28) = 76.19% de Surface de bâtiment

a) Dimensionnement de la poutre de la nervure

- Condition de rigidité des semelles :

La nervure est rigide :

$(\pi/2 \times l_e) \geq$ (entre axe poteaux)

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times B_{sf}}}$$

Avec :

- Moment d'inertie : $I = \frac{b_n \times h_n^3}{12}$ avec : $b_n = 100\text{cm}$.
- Largeur de la semelle filante : $B_{sf} = 2.5\text{m}$.
- Module de Young $E = 11000 \times 30^{1/3} = 34179,55 \text{ Mpa}$
- Facteur de raideur $K = 40 \text{ MN/m}^3$
- La masse volumique de béton $\gamma_b = 25 \text{ Mpa}$

Alors la relation devient :

$$h_n \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times K \times b_{sf} \times l^4}{E \times b_n \times \pi^4}}$$

Tableau IX.7: Résumé des résultats de h_n de sens(x-x)

| | L | B Choix | b_n | K | Beton | E | h_n | h_n choix |
|-----------------|------------|--------------------|----------------------|---------------------------|--------------|------------|----------------------|--------------------------------|
| sens x-x | (m) | (m) | m | (MN/m³) | MPa | MPa | m | m |
| N-5 | 7,5 | 2,5 | 1 | 40 | 25 | 32164,20 | 1.69 | 1.8 |
| N-4 | | 2,5 | | | | | 1.69 | |
| N-3 | | 2,5 | | | | | 1.69 | |
| N-2 | | 2,5 | | | | | 1.69 | |
| N-1 | | 2,5 | | | | | 1.69 | |

Tableau IX.8: Résumé des résultats de h_n de sens (y-y)

| | L | B Choix | b_n | K | Beton | E | h_n | h_n choix |
|-----------------|------------|--------------------|----------------------|---------------------------|--------------|------------|----------------------|--------------------------------|
| sens y-y | (m) | (m) | m | (MN/m³) | MPa | MPa | m | m |
| N-A | 4,6 | 2,5 | 1 | 40 | 25 | 32164,2 | 0.88 | 1 |
| N-B | | 2,5 | | | | | 0.88 | |
| N-C | | 2,5 | | | | | 0.88 | |
| N-D | | 2,5 | | | | | 0.88 | |
| N-E | | 2,5 | | | | | 0.88 | |
| N-F | | 2,5 | | | | | 0.88 | |

Sens X-X : On a adopté $h_n = 1.8\text{m}$

Sens Y-Y : On a adopté $h_n = 1\text{m}$

Et on a :

$$h_n = \max(h_{n_x} / h_{n_y})$$

Donc : **hn=1.8m.**

- Les dimensions de la nervure (Section T) :

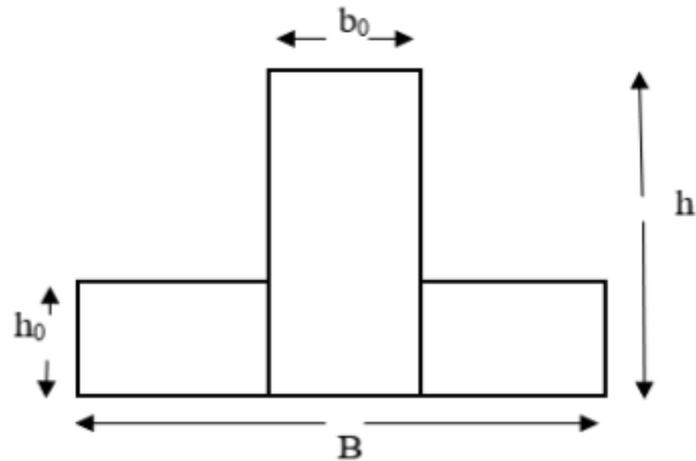


Figure IX.9: schéma de fondation.

- $b_0 = 1\text{m}$.

- $h_0 = 0.50\text{m}$

- $h = 1.8\text{m}$

- $B = 2.5\text{m}$

c. Ferraillage des fondations :

c.1. Ferraillage des semelles :

- Armatures :

Le ferraillage se calcule par la méthode des bielles à l'ELU pour 1 m linéaire, nous avons :

$$A_s = \frac{P_u(B-b)}{8 \times d \times \sigma_s}$$

$$A_r = \frac{A_s \times B}{4}$$

$$A_s = \frac{A_{s\text{barre}} \times 100}{s_t}$$

P_u : L'effort normal reparti à l'ELU

Tableau IX.9: Choix de ferraillage (x-x)

| Bsf mm | Bb mm | D mm | Fsu N/ml | As Mm² | As Cm² | Choix | Ar | Choix |
|-------------------------|------------------------|-----------------------|---------------------------|------------------------------------|------------------------------------|--------------|-----------|--------------|
| 2500 | 500 | 450 | 434.78 | 555.55 | 5.56 | 5HA12 | 4.554 | 6HA10 |

Tableau IX.10: Choix de ferrailage (y-y)

| Bsf mm | Bb mm | D mm | Fsu N/ml | As Mm ² | As Cm ² | Choix | Ar | Choix |
|-----------|----------|---------|-------------|-----------------------|-----------------------|-------|-------|-------|
| 2500 | 500 | 450 | 434.78 | 555.55 | 5.56 | 5HA12 | 4.554 | 6HA10 |

Sens x-x :

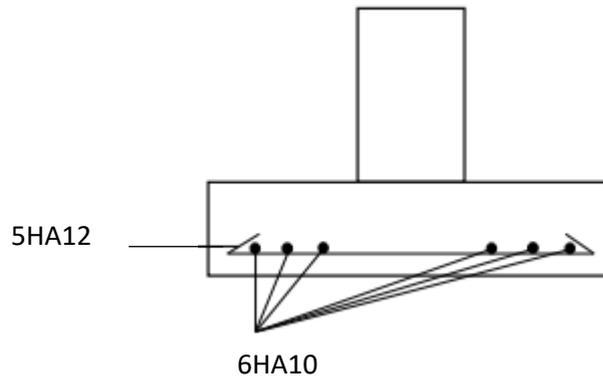


Figure IX.12: schéma de ferrailage.

Sens y-y :

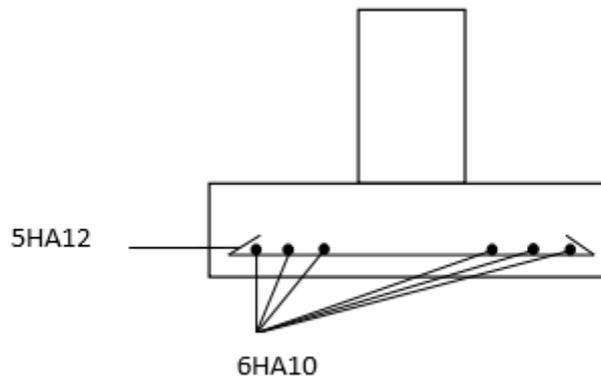


Figure IX.13: schéma de ferrailage.

c.2. Ferrailage de la poutre de nervure :

- Armature longitudinale :

Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b x h) Tel que :

Hn= 1.8m

Bn=1m.

Le ferrailage se fait en flexion simple :

$$f_{c28} = 30\text{MPa} ; \gamma_b = 1,5$$

$$F_e E500 ; \gamma_b = 1,15$$

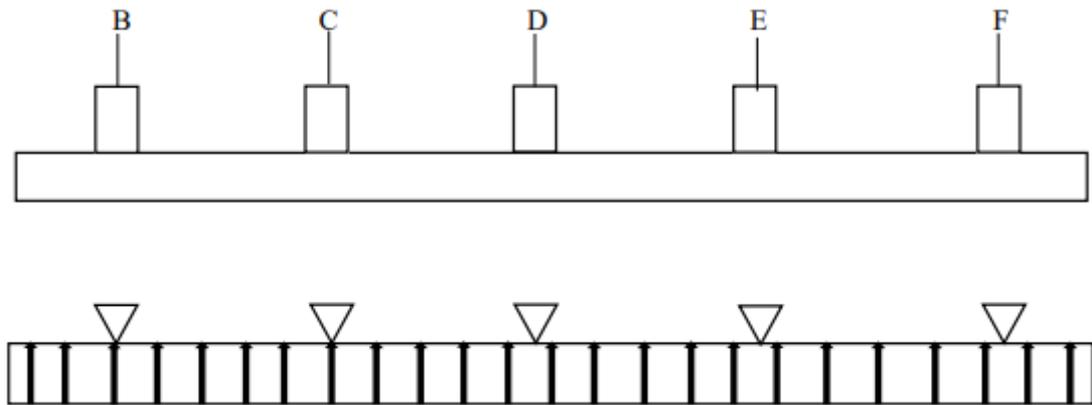


Figure IX.14: Les charges appliquées.

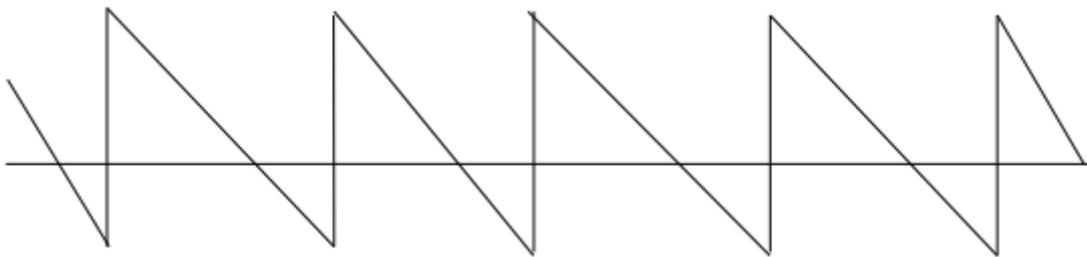


Figure IX.15: Diagramme de l'effort tranchant.

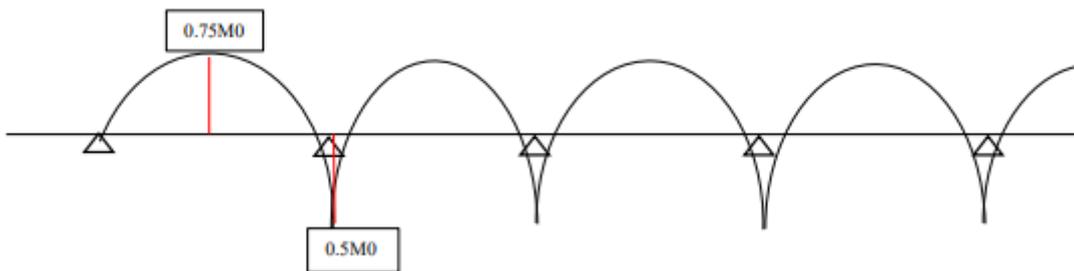


Figure IX.16: Diagramme des moments fléchissant.

- Le Calcul de ferrailage et résumé dans les tableaux suivants : [9]

Tableau IX.11: choix de ferrailage (x-x)

| P ELU | Lt | hn choix | Q ELU | L | M0 | 0,75M0 | 0,5M0 | As TR | As APP | As min |
|--------------|-----------|---------------------|--------------|------------|------------|---------------|--------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| KN | m | m | kN/ml | (m) | kNm | kNm | kNm | cm² | cm² | cm² |
| 5831,96 | 8,4 | 1,8 | 694,28 | 7,5 | 4881,66 | 3661,25 | 2440,83 | 18,65 | 12,21 | 9,00 |
| 4139,02 | 19,9 | | 207,99 | | 1462,44 | 1096,83 | 731,218 | | | |
| 4970,94 | 19,9 | | 249,80 | | 1756,38 | 1317,28 | 878,189 | | | |
| 5566,51 | 19,9 | | 279,72 | | 1966,81 | 1475,11 | 983,405 | | | |
| 6636,18 | 19,9 | | 333,48 | | 2344,76 | 1758,57 | 1172,38 | | | |
| 1275,3 | 8,4 | | 151,82 | | 1067,49 | 800,621 | 533,747 | | | |

$Q_{max}=694.28 \text{ Kn.m}$

Le moment max en travé = 3661.25 kn.m en choisie 6HA20 avec $A_s = 18.8 \text{ cm}^2$

Le moment max en appuis = 2440.83 kn.m en choisie 4HA20 avec $A_s = 12.57 \text{ cm}^2$

Tableau IX.12: choix de ferrailage (y-y)

| P ELU | Lt | hn choix | Q ELU | L | M0 | 0,75M0 | 0,5M0 | As TR | As APP | As min |
|--------------|-----------|---------------------|--------------|------------|------------|---------------|--------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| KN | m | m | kN/ml | (m) | kNm | kNm | kNm | cm² | cm² | cm² |
| 7845,04 | 20,2 | 1,8 | 388,37 | 4,5 | 983,057 | 737,293 | 491,529 | 16.24 | 10.71 | 3.00 |
| 5440,41 | 26,4 | | 206,08 | | 521,63 | 391,223 | 260,815 | | | |
| 5495,65 | 26,4 | | 208,17 | | 526,927 | 395,195 | 263,463 | | | |
| 14533 | 26,4 | | 550,49 | | 1393,43 | 1045,08 | 696,717 | | | |
| 7510,84 | 20,2 | | 371,82 | | 941,179 | 705,884 | 470,589 | | | |

$Q_{max}=550.49 \text{ Kn.m}$

Le moment max en travé = 1393.43 kn.m en choisie 6HA20 avec $A_s = 18.8 \text{ cm}^2$

Le moment max en appuis = 1045.08 kn.m en choisie 4HA20 avec $A_s = 12.57 \text{ cm}^2$

- Vérification de la nervure

Tableau IX.13: Vérification nervure (y-y)

| Lt m | P ELS KN | Q ELS kN/ml | M0 kNm | 0,75M0 kNm | 0,5M0 kNm | As TR cm ² | As APP cm ² | σbc AD MPa | Σbc MPa | σa AD MPa | σa MPa |
|---------|-------------|----------------|-----------|---------------|--------------|-----------------------------|------------------------------|------------------|------------|--------------|-----------|
| 20,2 | 5641,15 | 279,26 | 1963,58 | 1472,69 | 981,79 | | 21,99 | 15,00 | 3,86 | 200,00 | 182,40 |
| 26,4 | 3916,43 | 148,34 | 1043,08 | 782,31 | 521,54 | 31,42 | | 15,00 | 5,05 | 200,00 | 194,30 |
| 26,4 | 3984,91 | 150,94 | 1061,32 | 795,99 | 530,66 | 31,42 | | 15,00 | 5,05 | 200,00 | 194,30 |
| 26,4 | 112721 | 4269,73 | 30021,57 | 22516,18 | 15010,79 | 31,42 | | 15,00 | 5,05 | 200,00 | 194,30 |
| 20,2 | 5604,43 | 277,44 | 1950,80 | 1463,10 | 975,40 | | 21,99 | 15,00 | 3,86 | 200,00 | 182,40 |

Mmax en travée = 22516,18 kN.m en choisie des armature 10HA20.

Mmax en appui = 15010,79 kN.m en choisie des armature 7HA20

Tableau IX.14 : Vérification nervure (x-x)

| Lt m | P ELS KN | Q ELS kN/ml | M0 kNm | 0,75M0 kNm | 0,5M0 kNm | As TR cm ² | As APP cm ² | σbc AD Mpa | Σbc Mpa | σa AD Mpa | σa Mpa |
|---------|-------------|-------------------|-----------|---------------|--------------|-----------------------------|------------------------------|------------------|------------|--------------|-----------|
| 8,40 | 4637,86 | 552,13 | 3882,14 | 2911,60 | 1941,07 | | 12,57 | 15,00 | 2,51 | 200,00 | 162,50 |
| 19,90 | 2984,12 | 149,96 | 1054,38 | 790,78 | 527,19 | 18,85 | | 15,00 | 3,20 | 200,00 | 164,70 |
| 19,90 | 3573,56 | 179,58 | 1262,64 | 946,98 | 631,32 | 18,85 | | 15,00 | 3,20 | 200,00 | 164,70 |
| 19,90 | 4004,49 | 201,23 | 1414,90 | 1061,18 | 707,45 | 18,85 | | 15,00 | 3,20 | 200,00 | 164,70 |
| 19,90 | 4773,93 | 239,90 | 1686,77 | 1265,08 | 843,38 | 18,85 | | 15,00 | 3,20 | 200,00 | 164,70 |
| 8,40 | 916,58 | 109,12 | 767,23 | 575,42 | 383,62 | | 12,75 | 15,00 | 2,51 | 200,00 | 162,50 |

Mmax en travée = 2911,60 kN.m en choisie des armature 10HA20.

Mmax en appui = 1941,07 kN.m en choisie des armature 7HA20

c.3. Ferraillage transversal :

$$T^{ELU} = \frac{q \times l}{2} = \frac{694,28 \times 10}{2} = 3471.4 \text{ kN}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{T^{ELU}}{0,9 \times d \times \sigma_s} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm} \rightarrow$$

$$A_t = \left(\frac{3471.4 \times 10^3}{0,9 \times 2050 \times \left(\frac{500}{1,15}\right)} \right) \times 150 = 7,83 \text{ cm}^2 \rightarrow 10T10 (7,85 \text{ cm}^2)$$

- Armature de peau :

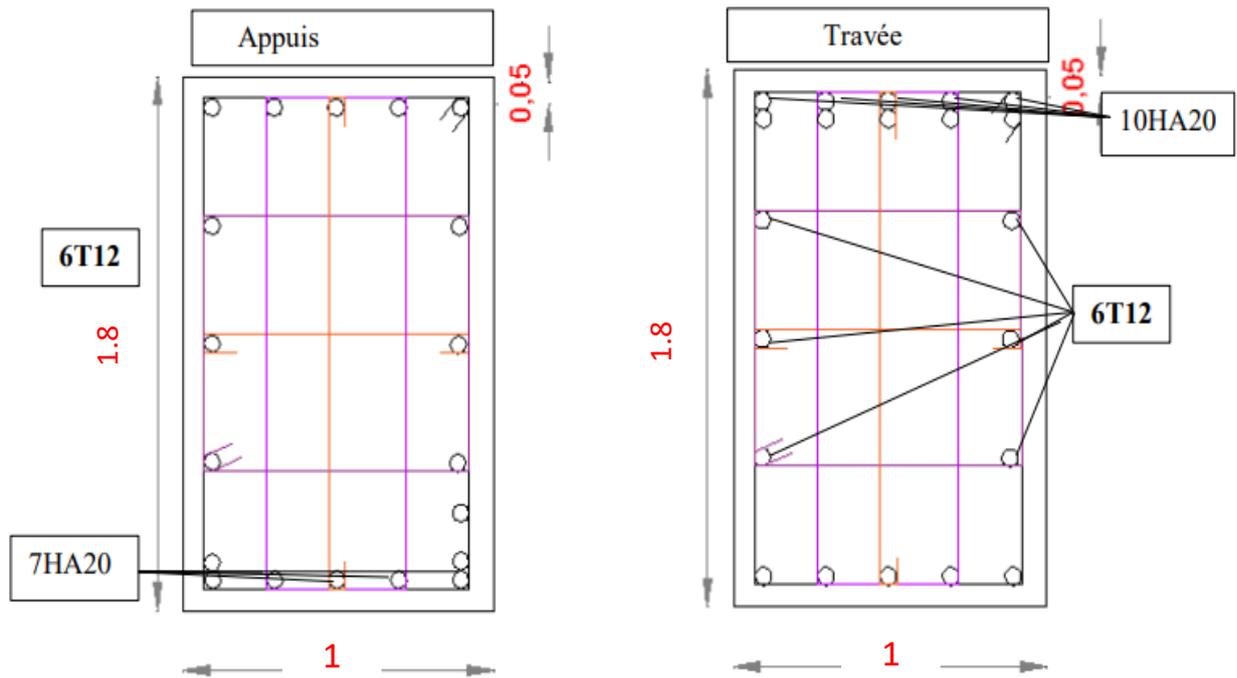
Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir une armature de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration.

En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures. Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses. Pour les bâtiments cas général on a 3 cm²/m

$$A_p = \frac{5 \text{ cm}^2}{\text{m}} \times 2,1 = 10,5 \text{ cm}^2$$

Par paroi on prend **6T16 (12,06 cm²)**.

Sens x-x :



Sens y-y :

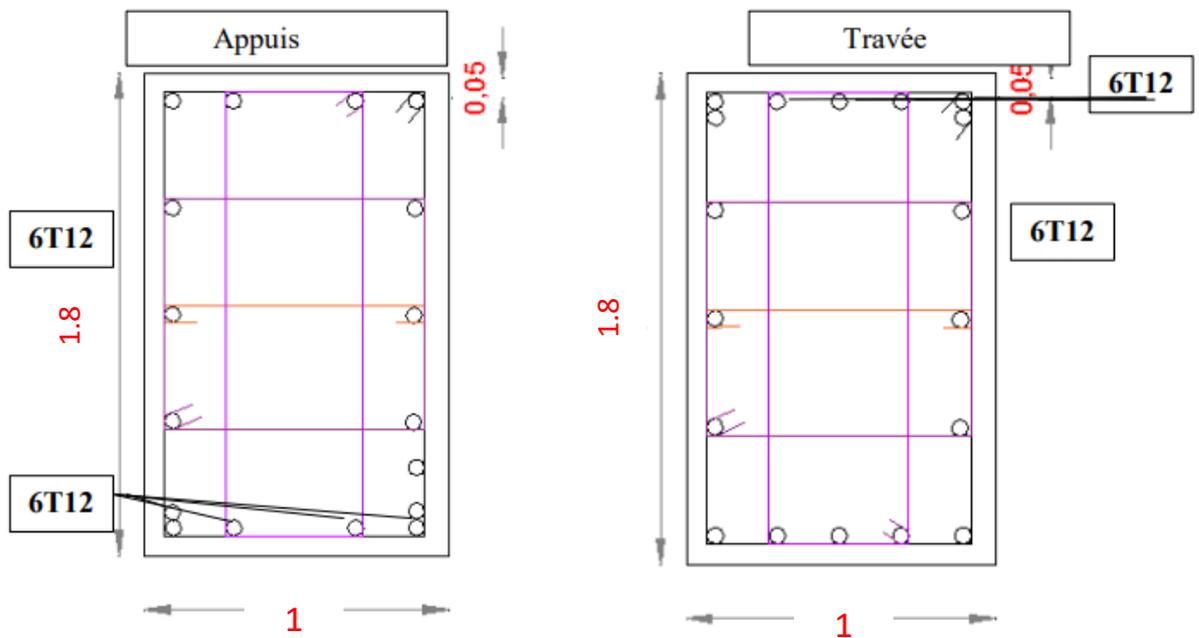


Figure IX.6 : Schéma de ferrailage de nervure.

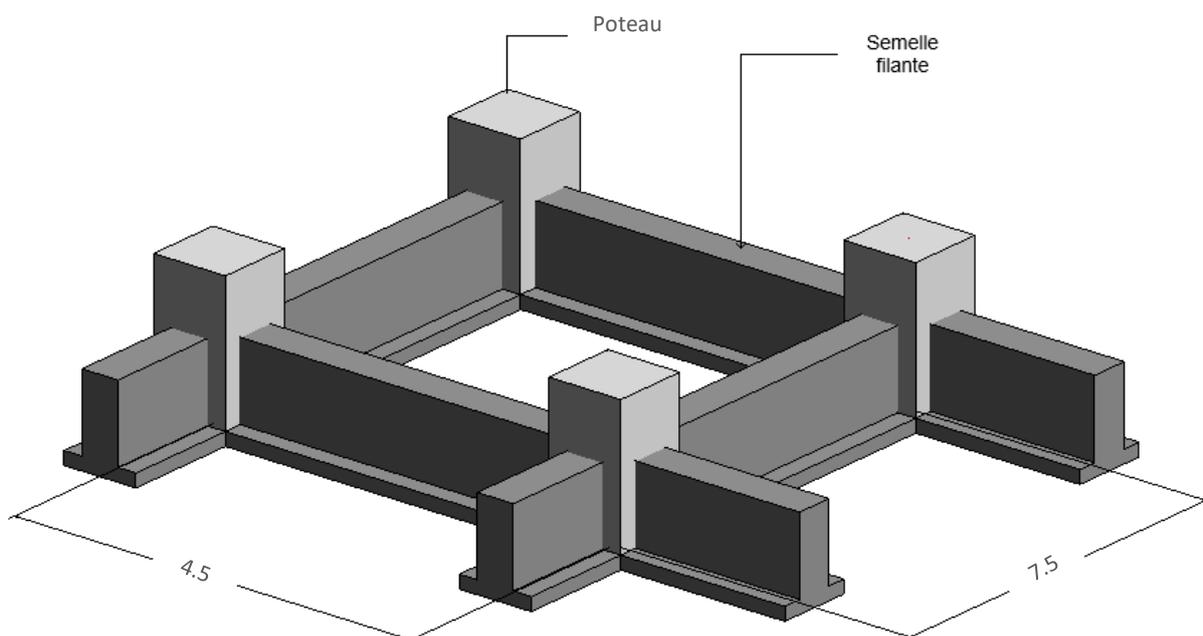


Figure IX.7 : Composition des semelles.

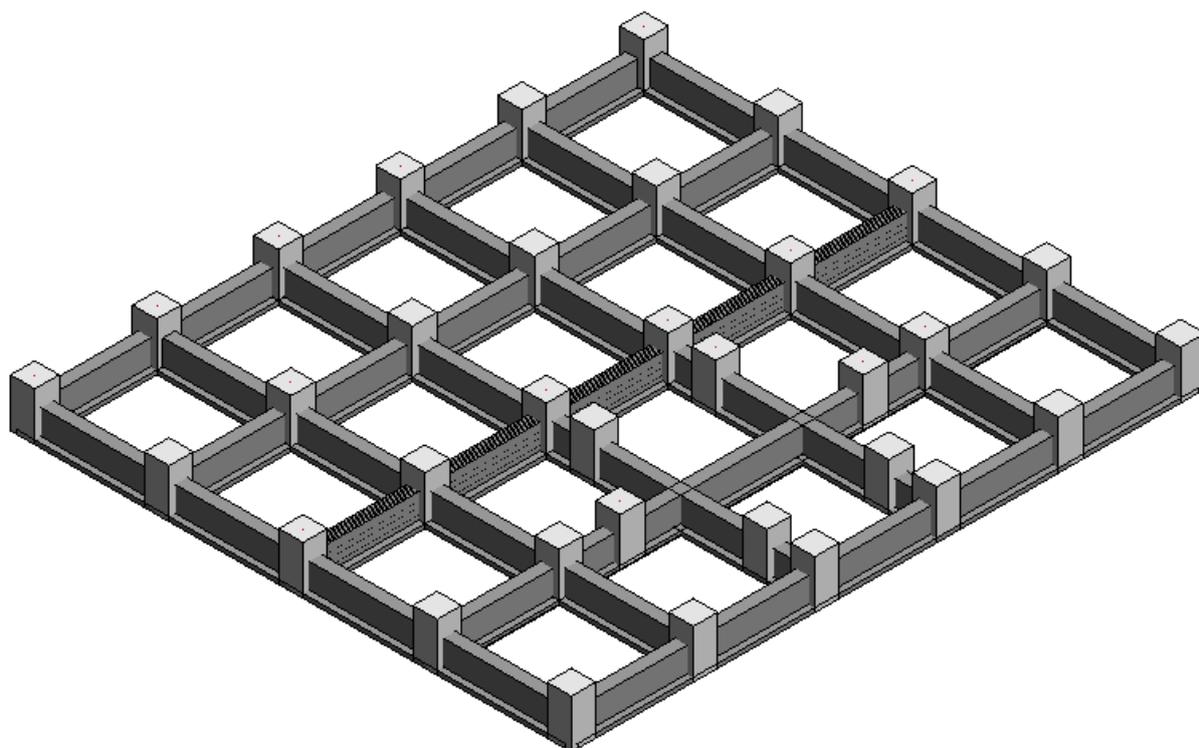


Figure IX.8: semelles filante croisée

PARTIE II : RECHERCHE SUR L'ETUDE D'UN ARC EN TREILLIS

I- Définition :

Les arcs sont des structures parfaitement adaptées à une conception en bois lamellé-collé - un matériau permettant de réaliser des formes courbes et des variations de hauteurs sans surcoût significatif. En règle générale, les arcs consistent en des sections pleines à hauteur constante. Cependant, des sections mixtes en I ou en caisson sont également possibles, particulièrement pour les grandes portées.

En termes d'architecture, un arc est une construction de forme courbe dont les deux extrémités vont s'appuyer sur des points solides. Un arc est un assemblage de pierre, moellon, brique, béton, acier ou bois, destiné à franchir un espace plus ou moins grand au moyen d'une courbe (ou par la rencontre de deux éléments courbes).

II- Les différents types d'arc :

II.1- Les arcs commémoratifs :

Les arcs commémoratifs sont les monuments érigés pour célébrer un événement de grande importance historique, généralement une victoire militaire. Originaires de la Rome antique, leur utilisation a été perpétuée jusqu'à aujourd'hui. Normalement, ce sont de grands monuments en pierre prismatiques, en forme de grande porte terminée par une forme arquée. La mission de l'arc dans ce cas est simplement ornementale. Ce type d'arches est généralement situé à l'entrée de villes importantes, ou capitales. Dans de nombreux cas, ils ont fonction de porte d'accès.





Figure. 1 : Les arcs commémoratifs.

II.2- Les arcs métalliques :

Les arcs métalliques sont conçus selon des principes totalement différents des arcs en pierre. En effet, les métaux sont des matériaux qui peuvent résister à la fois à la traction et à la compression, contrairement aux constructions en pierre et autres matériaux céramiques, qui ne peuvent résister qu'à des compressions importantes.

La complexité des connaissances et des techniques de construction s'est accrue avec le temps, si bien que la spécialisation a été nécessaire. Pour ces raisons, les arcs structurants des grands travaux publics, tels que les ponts, sont considérés comme des arcs d'ingénierie. Dans certaines œuvres, traditionnellement architecturales, comme dans certains stades, vu la grande portée des arcs, il est nécessaire que l'ingénierie fournisse des solutions à l'architecture.

Il existe essentiellement deux types d'arcs métalliques :

- Les arcs métalliques flexibles, formés par une pièce prismatique incurvée qui travaille principalement en flexion.
- Les arcs métalliques rigides en treillis, essentiellement constituées par une multitude de barres jointes à leurs extrémités, travaillant soumises à des efforts axiaux de traction ou de compression le long de l'axe longitudinal des barres.



Figure. 2 : Les arcs métalliques.

Et y'en a d'autres types d'arc, comme présenter dans les figures suivantes :

- **Les arcs en bois lamellé - collé :**



Figure. 3 : Stade TELUS-Université Laval, 2012, conçu par ABCP Architecture et Co architecture, image Stéphane Groleau.



Figure .4 : Gare en bois lamellé en chine.

- Les arcs en plastiques :



Figure. 5 : Architecture d'un Dôme en plastique.

III- Les arcs en treillis :

Un pont en treillis, pont en poutre en treillis ou pont-treillis est un pont dont les poutres latérales sont composées de barres métalliques triangulées, assemblées en treillis. Au début du XX^e siècle, les poutres en treillis étaient dénommées poutres américaines, car c'est aux États-Unis que la technique est apparue. Les treillis peuvent être assemblés par boulonnage, par rivetage ou bien soudés. Il s'agit d'une méthode de construction rapide et peu coûteuse.



Figure. 6 : Poutre décoratif en arc.

III.1- La méthodologie de calcul de dimensionnement d'un arc en treillis :

- Calcul de Neige et Vent
- Chargement
- Modélisation
- Vérification de la membrure supérieure à la compression
- Vérification des diagonales à la traction
- Vérification de Flambement (ROBOT)

III.2- Exemple de calcul d'un arc en treillis :

Dimensionner et vérifier l'arc treillis ci-dessous :

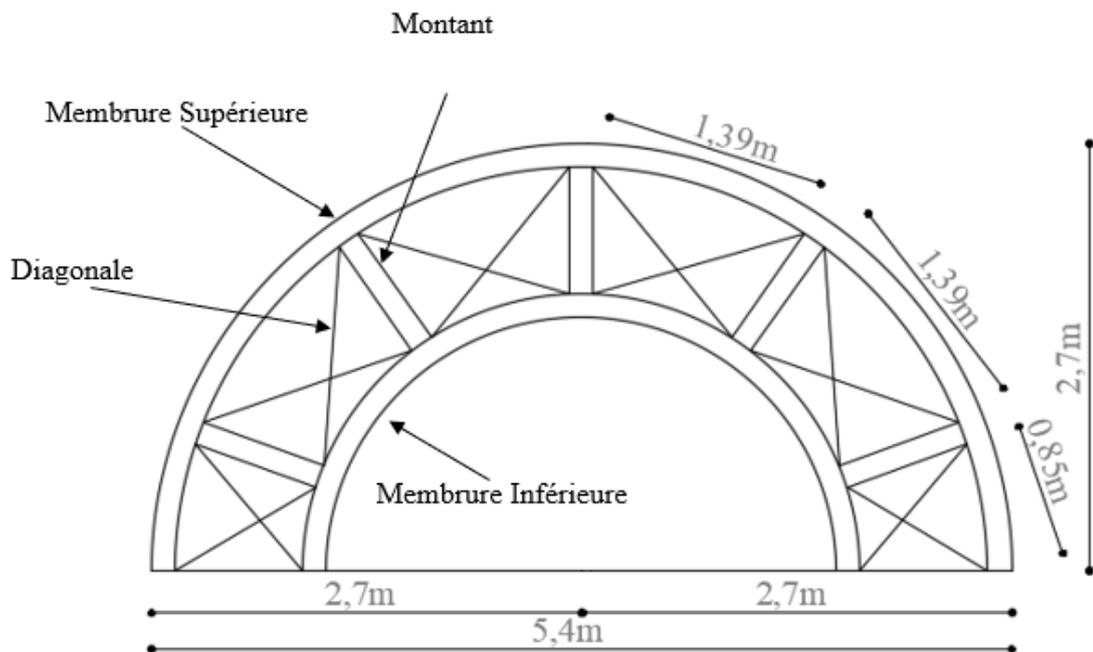


Figure. 7 : Dimensions de l'arc treillis.

1 – Calcul de Vent et Neige :

1-1 Etude de Vent :

L'étude de vent de ce type de structure peut être effectué par deux méthodes :

- Méthode des coefficients d'exposition $C_{p_{net}}$ ou méthode de coefficient de force, étant donné que la réserve nous recommande d'utiliser la méthode des forces comme indiqué dans le chapitre 4 du DTR BC 2.47 RNV 2013, donc le calcul est comme suit :

Formule générale :

$$F_w = C_d \times C_f \times q_p(z_j) \times A_{réf} \quad (2.9)$$

- Données relatives de site:

- Zone du vent: **I**
- Pression dynamique de référence : $q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$ (**Tableau 2.2) DTR BC 2.47**)
- Catégories de terrain **IV**

Tableau 1: Définition des catégories de terrain.

| Catégorie de terrain | K_t | Z_0 (m) | Z_{min} (m) | ϵ |
|---|-------|-----------|---------------|------------|
| Zone dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m | 0,234 | 1 | 10 | 0.67 |

- Détermination du $q_p(z)$:

$$q_p(Z_e) = q_{ref} \times C_e(Z_e)$$

Hauteur de référence (Z_e) : $Z_e = 2.7 \text{ m}$

le coefficient de topographie $C_t(z)$:

$C_t(z) = 1$ (car nous avons une terrasse inaccessible son versant) Donc $C_t =$

le coefficient de rugosité $C_r(z)$

$$C_r(Z) = K_t \times \ln\left(\frac{Z_{min}}{Z_0}\right) \quad \text{pour } Z = 2.7 \text{ m} < Z_{min} = 10 \text{ m}$$

$$C_r(Z) = 0.54$$

L'intensité de la turbulence I_v

$$I_v = \frac{1}{C_t \times \ln\left(\frac{Z_{min}}{Z_o}\right)} \quad \text{pour } Z < Z_{min}$$

$$I_v = 0.43$$

D'où :

$$C_e = 1.2$$

$$q_p = 375 \times 1.2 = 450 \text{ N/m}^2$$

- Coefficient de force C_f :

Il faut calculer la formule suivante :

$$C_f = C_{f0} \times \Psi_\lambda$$

- Calcul du facteur d'élanement Ψ_λ :

Le facteur d'élanement Ψ_λ est en fonction de λ_e .

- Calcul de λ_e :

Du tableau 4.1 on déduit le cas de λ_e :

Notre cas est : (pour les cylindres)

| | |
|--|---|
| | <ul style="list-style-type: none"> • Pour les cylindres à base circulaires <p>Pour $l \geq 50 \text{ m}$,</p> $\lambda_e = \text{Min} \left(0.7 \frac{l}{b}; 70 \right)$ <p>Pour $l < 15 \text{ m}$,</p> $\lambda_e = \text{Min} \left(\frac{l}{b}; 70 \right)$ |
|--|---|

Pour $l < 15$ on a

Donc : $\lambda_e = 70$.

- Détermination de Ψ_λ :

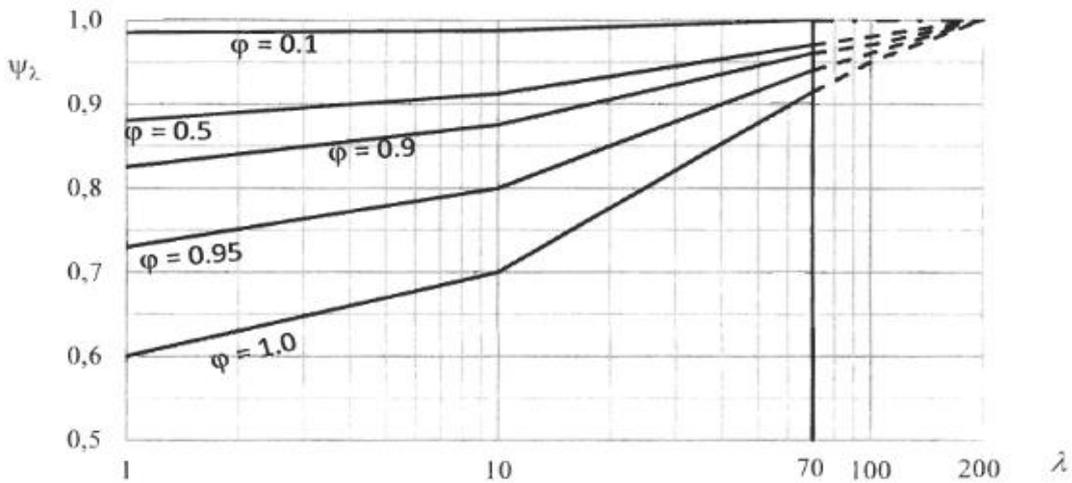


Figure 4.1 : Facteur d'élanement Ψ_λ

Du graphe on déduit que $\Psi_\lambda = 0.92$

- Détermination de C_{f0} :

Pour les structures à base circulaire, (4.2.2)

$$Zg/b = 14.72 > 1.5$$

Donc le coefficient C_{f0} est donné par la **figure 4.7**

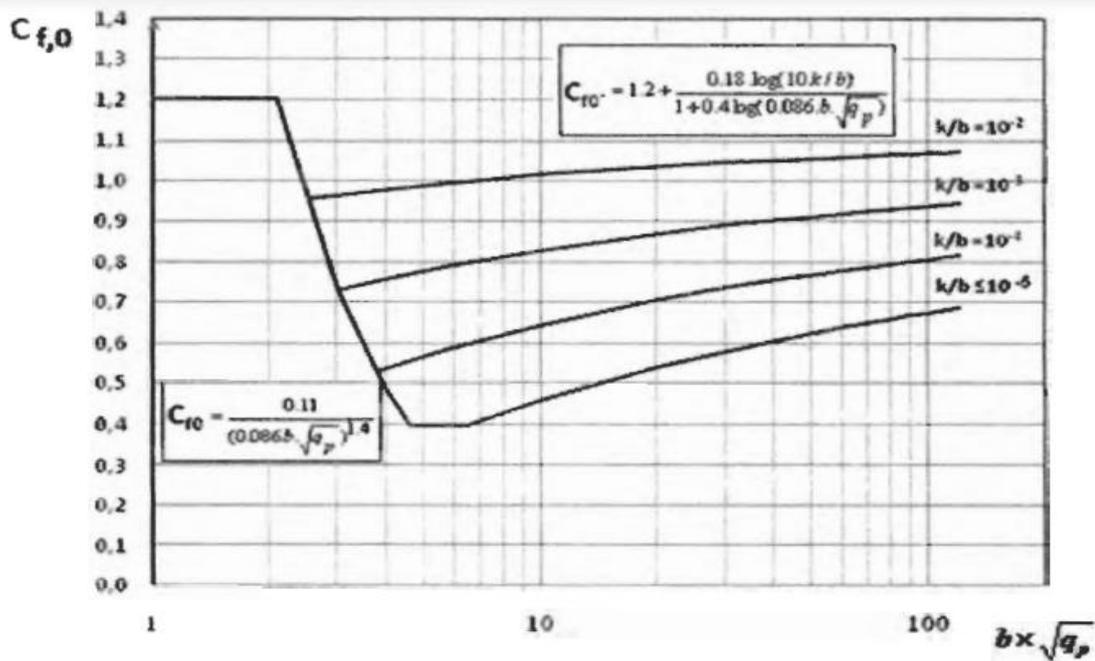


Figure 8: C_{f0} des cylindres à base circulaire pour différentes rugosités relatives.

Avec $K = 0.05$ mm. (**Tableau 4.3**)

Donc $C_{f0} = 0.63$.

Donc le coefficient de force égale à :

$$C_f = C_{f0} \times \Psi_\lambda$$

$$C_f = 0.63 \times 0.92 = 0.58$$

- Détermination de A_{ref} :

A_{ref} (ROBOT) = 5.68 m^2 .

- Coefficient C_d :

$C_d = 1$. (site plat)

Donc :

$$F_w = C_d \times C_f \times q_p(z_j) \times A_{ref}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} C_d = 1, \\ C_f = 0.58, \\ q_p = 450 \text{ N/m}^2, \\ A_{ref} = 5.68 \text{ m}^2 \end{array} \right.$$

$$F_w = 1 \times 0.58 \times 450 \times 5.68$$

$$F_w = \mathbf{1482.48 \text{ N}}$$

- On prend $F_w = \mathbf{1.5 \text{ KN}}$ pour les deux directions du vent.
-
- 1-1 Etude de Neige :

$S = \mathbf{0.149 \text{ KN/m}^2}$ (Déjà calculé dans Chapitre 3 étude climatique)

2- Chargement :

Charge permanente :

G = le poids propre de la structure

$$G = 2.79 \text{ KN. (ROBOT)}$$

Charge d'exploitation :

$Q = 0.75 \text{ KN}$. (Charges des ouvriers)

Charge de vent :

$V = 1.5 \text{ KN}$.

Charge de Neige :

$S = 0.15 \text{ Kn/ml}$.

3 - Modélisation :

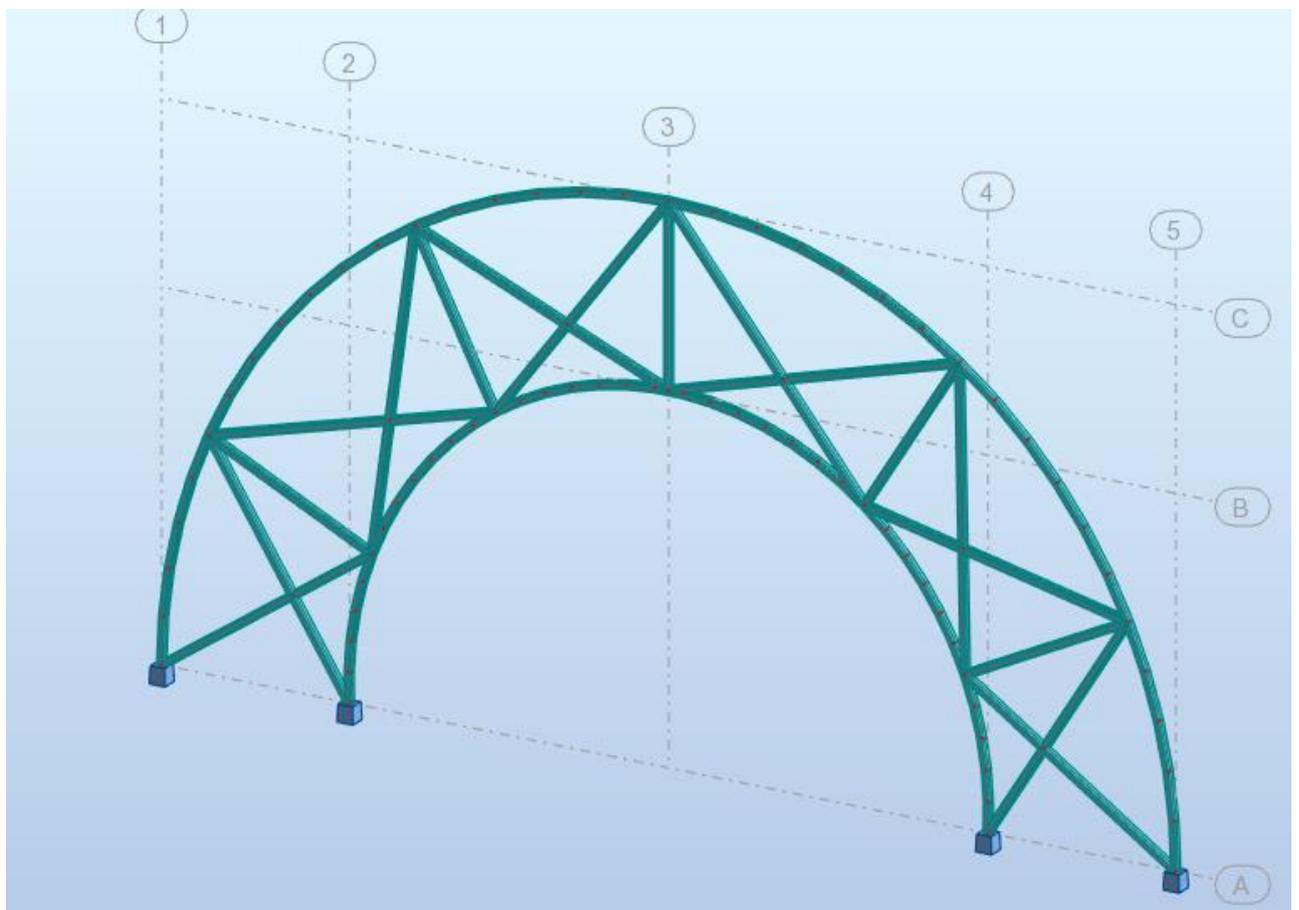


Figure 9: Modélisation d'arc avec ROBOT.

4- Vérification des membrures à la compression :

- Pour les membrures on a pris des profilés **CARC 40×40×4** qui on les caractéristique suivante :

Tableau 2 : les caractéristiques de **CARC 40×40×4**.

| Profilé | G (kg) | H(mm) | B (mm) | T (mm) | A(cm ²) | IY (cm ⁴) | IZ(cm ⁴) | iy (cm) | iz (cm) |
|-----------------|--------|-------|--------|--------|---------------------|-----------------------|----------------------|---------|---------|
| CARC 40×40×4 | 4.93 | 40 | 40 | 4 | 5.59 | 11.8 | 11.8 | 1.45 | 1.45 |

- Les membrures travail en compression on doit vérifier que :

$$N_{sd} \leq N_{bRd} = \chi \frac{\beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

Nsd : effort normal maximum dans les membrures (compression)

Nsd= 1.69 KN (ROBOT)

Avec :

$$\beta_A = 1 \quad \text{Pour les sections classe 1 et 2}$$

$$\xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92. \quad \text{Avec : } f_y = 275 \text{ MPa}$$

$$\lambda_1 = 93.91 * \varepsilon = 86.39$$

Avec : $X_{min} \{X_y ; X_z\} \leq 1$.

Longueur flambement

$$l_{fy,x} = l_0 = 1,5 \text{ m}$$

Elancement maximale

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = 14.52 \text{ mm}^2$$

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} =$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = 14.52 \text{ mm}^2$$

$$\lambda_z = \frac{l_{fz}}{i_z} = \frac{1500}{14.52} = 103.305 \text{ mm.}$$

$\lambda_y = \lambda_z \rightarrow$ plan de flambement y-y / z-z

Elancement réduit

$$\underline{\lambda} = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = 1.19 > 0.2 \text{ y'a un risque de flambement.}$$

Vérification de flambement

Choix de la courbe de flambement

$$\frac{h}{b} = \frac{40}{40} = 1 < 1,2$$

$$t_f = 4 \text{ mm} < 100 \text{ mm}$$

\Rightarrow Courbe de flambement b $\Rightarrow \alpha = 0.34$

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

$$\phi = 1.37$$

$$\chi = \frac{1}{(\phi + \sqrt{(\phi^2 - \underline{\lambda}^2)})} = 0.48$$

$N_{sd} = 1.69 \text{ kN} < N_{bRd} = 67.08 \text{ Kn} \rightarrow$ Condition vérifiée

5- Vérification de la diagonale à la Traction :

Pour les diagonales on a pris des **CARC 40×40×4** qui on les caractéristique suivante :

Tableau 3 : les caractéristiques de CARC 40×40×4.

| Profilé | G (kg) | H(mm) | B (mm) | T (mm) | A(cm ²) | IY (cm ⁴) | IZ(cm ⁴) | iy (cm) | iz (cm) |
|-----------------|--------|-------|--------|--------|---------------------|-----------------------|----------------------|---------|---------|
| CARC 40×40×4 | 4.93 | 40 | 40 | 4 | 5.59 | 11.8 | 11.8 | 1.45 | 1.45 |

Les diagonales travail en traction on doit vérifier que : $N_{sd} \leq N_{tRd}$

Avec :

N : effort normal maximum dans les diagonales = 0.85 KN (ROBOT)

N_{tRd} : Effort normal plastique = $(2.A.f_y)/\gamma_{m0}$

$$N_{trd} = \frac{2 \times 559 \times 275}{1,1} = 279.5 \text{ KN}$$

Donc on aura : $N_{sd} = 0.85 \text{ KN} < N_{tRd} = 279.5 \text{ KN} \dots \dots \mathbf{vérifie}$

5- Vérification de Flambement (ROBOT) :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

MATERIAU:

ACIER E24 $f_y = 275.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: CARC 40x40x4

| | | | |
|-------------|--------------------------------|--------------------------------|-----------------------------|
| $h=4.0$ cm | $gM0=1.00$ | $gM1=1.00$ | |
| $b=4.0$ cm | $A_y=2.80$ cm ² | $A_z=2.80$ cm ² | $A_x=5.59$ cm ² |
| $tw=0.4$ cm | $I_y=11.80$ cm ⁴ | $I_z=11.80$ cm ⁴ | $I_x=19.50$ cm ⁴ |
| $tf=0.4$ cm | $W_{ply}=7.43$ cm ³ | $W_{plz}=7.43$ cm ³ | |

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

| | | | |
|------------------------|----------------------------|-------------------------------|--------------------------|
| $N_{,Ed} = 3.18$ kN | $M_{y,Ed} = 0.08$ kN*m | | |
| $N_{c,Rd} = 153.73$ kN | $M_{y,Ed,max} = 0.08$ kN*m | | |
| $N_{b,Rd} = 153.73$ kN | $M_{y,c,Rd} = 2.04$ kN*m | | $V_{z,Ed} = -0.34$ kN |
| | $M_{N,y,Rd} = 2.04$ kN*m | $Tau_{,z,max,Ed} = -1.42$ MPa | |
| | | | Classe de la section = 1 |



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

| | | | |
|---------------------|-----------------|---------------------|-----------------|
| $L_y = 0.24$ m | $Lam_y = 0.17$ | $L_z = 0.24$ m | $Lam_z = 0.19$ |
| $L_{cr,y} = 0.21$ m | $X_y = 1.00$ | $L_{cr,z} = 0.24$ m | $X_z = 1.00$ |
| $Lam_y = 14.59$ | $k_{yy} = 0.90$ | $Lam_z = 16.21$ | $k_{zy} = 0.00$ |

FORMULES DE VERIFICATION:

- Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{,Ed}/N_{c,Rd} = 0.02 < 1.00$$

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.04 < 1.00$$

$$Tau_{,z,max,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}*gM0)) = 0.01 < 1.00$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$Lambda_y = 14.59 < Lambda_{,max} = 210.00$$

$$Lambda_z = 16.21 < Lambda_{,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{,Ed}/(X_y*N_{,Rk}/gM1) + k_{yy}*M_{y,Ed,max}/(XLT*M_{y,Rk}/gM1) = 0.06 < 1.00$$

$$N_{,Ed}/(X_z*N_{,Rk}/gM1) + k_{zy}*M_{y,Ed,max}/(XLT*M_{y,Rk}/gM1) = 0.02 < 1.00$$

III.3- Les moyens d'assemblage d'un arc en treillis :

On construit les arcs en treillis en assemblant les barres aux nœuds par différents moyens. L'assemblage se fait par boulonnage, rivetage, chevillage, soudage, ... Si l'assemblage se fait par soudure ou rivetage, on considère que le nœud est articulé si les axes des barres sont concourants et si les barres sont longues par rapport à leur grosseur.

III.3.1- Assemblage avec ROBOT :

a- Assemblage diagonale – diagonale :

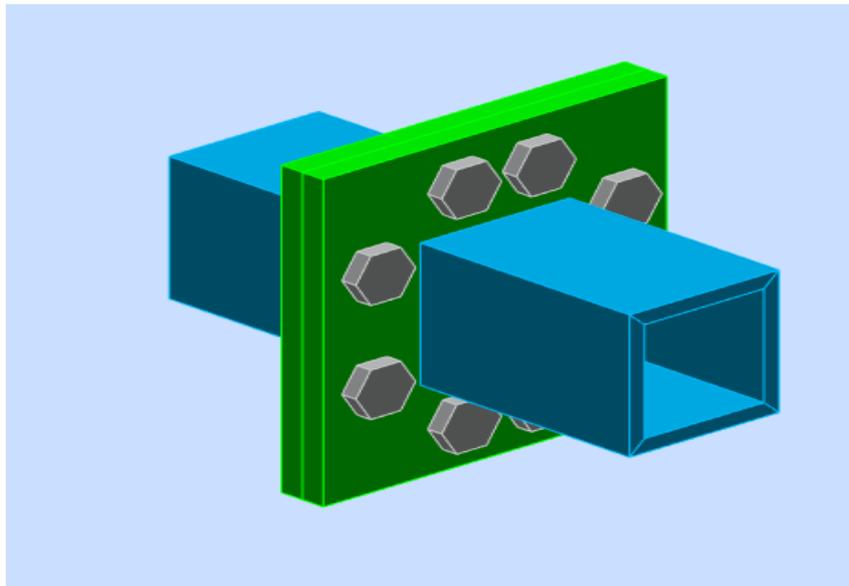


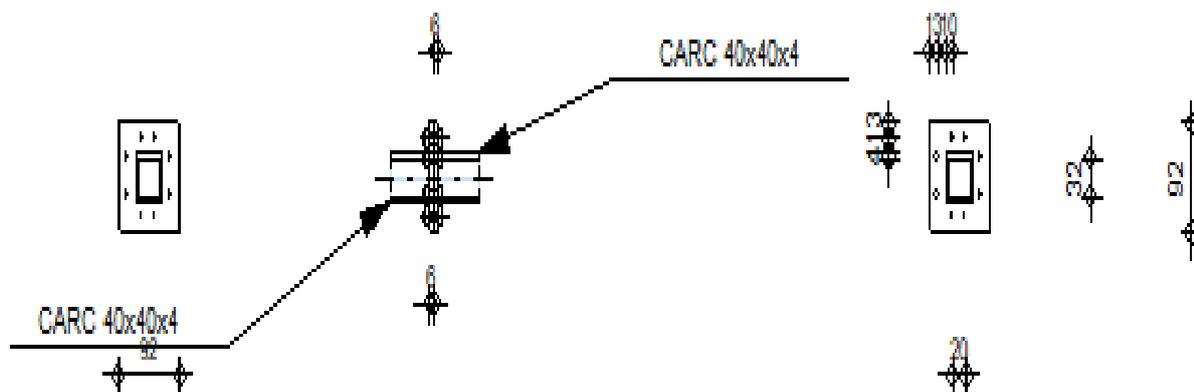
Figure.10 : Vue d'assemblage Diagonale – Diagonale.



Figure.11 : Schéma d'assemblage Diagonale – Diagonale.

Résultat d'assemblage : (ANNEX 7)

| | | |
|---|---|--|
|  | Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018 Calcul de l'assemblage des tube/tube par platine NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009 + SN044a |  Ratio 0,03 |
|---|---|--|



Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,03

b- Assemblage membrure – membrure :

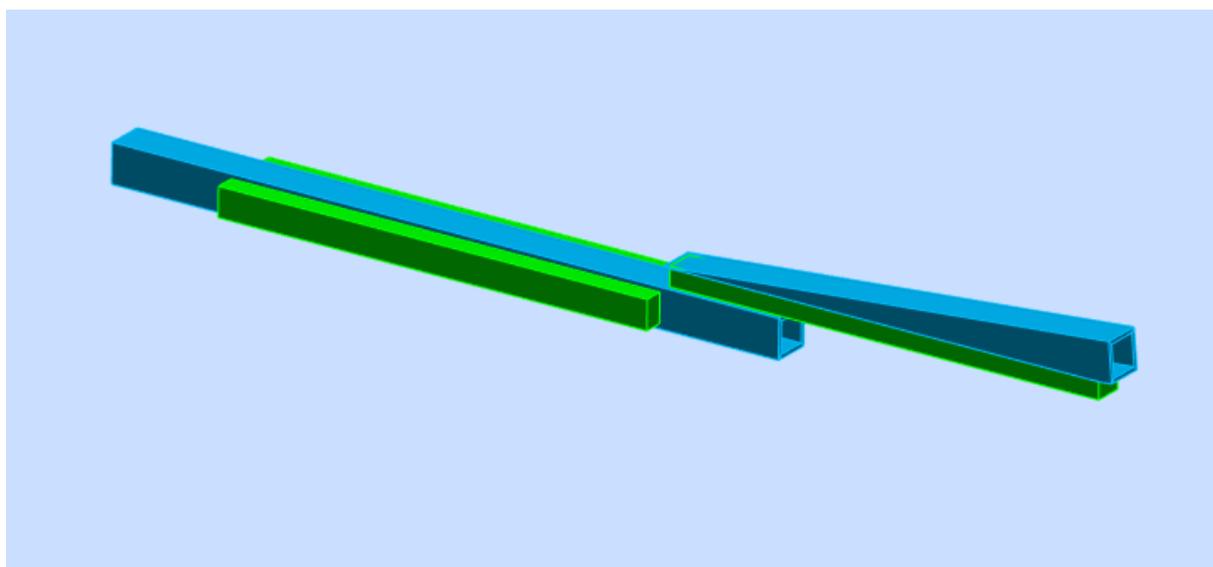


Figure.12 : Vue d'assemblage Membrure – Membrure.

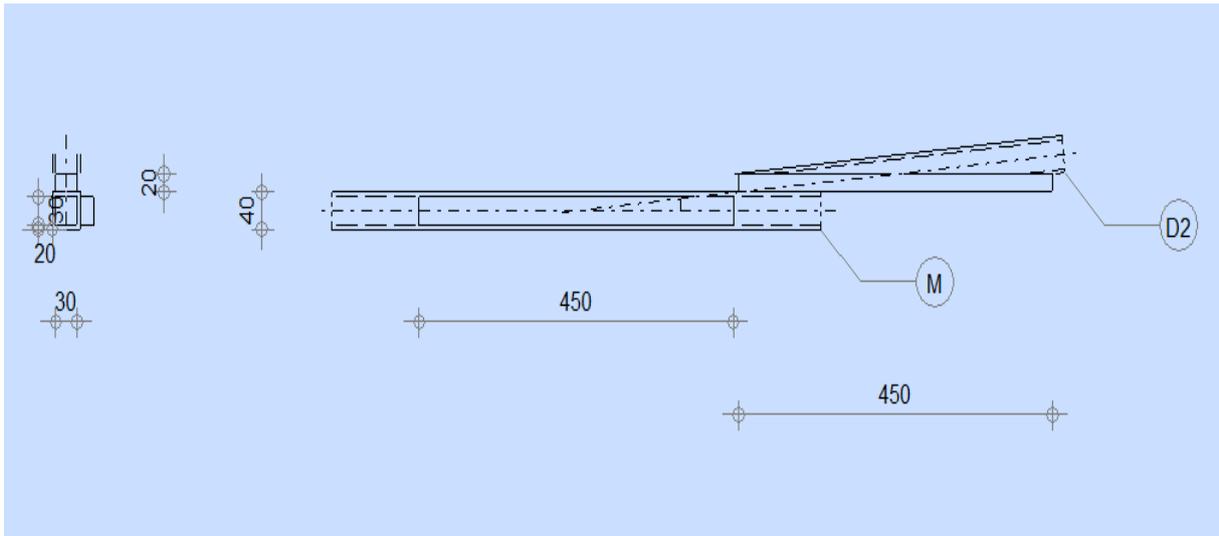
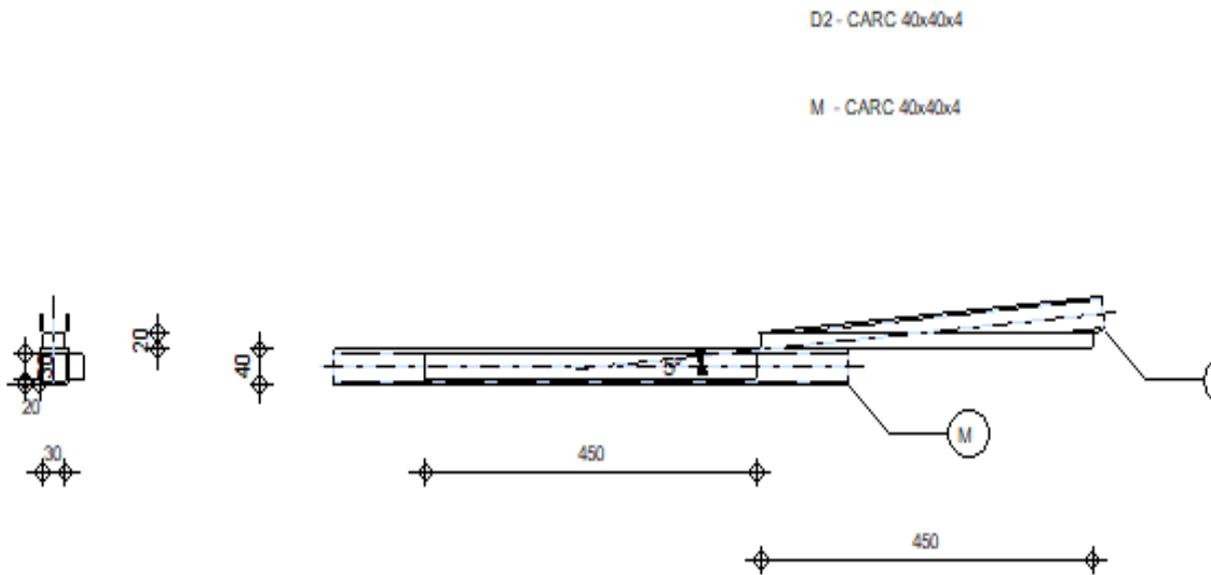


Figure.13 : Schéma d'assemblage Membrane – Membrane.

Résultat d'assemblage : (ANNEX 7)

| | | |
|--|--|---|
|  | Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018 |  |
| | Calcul de l'assemblage dans le noeud du treillis NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009 | |



| | |
|--|-------------------|
| Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme | Ratio 0,06 |
|--|-------------------|

c- Assemblage membrure – diagonale :

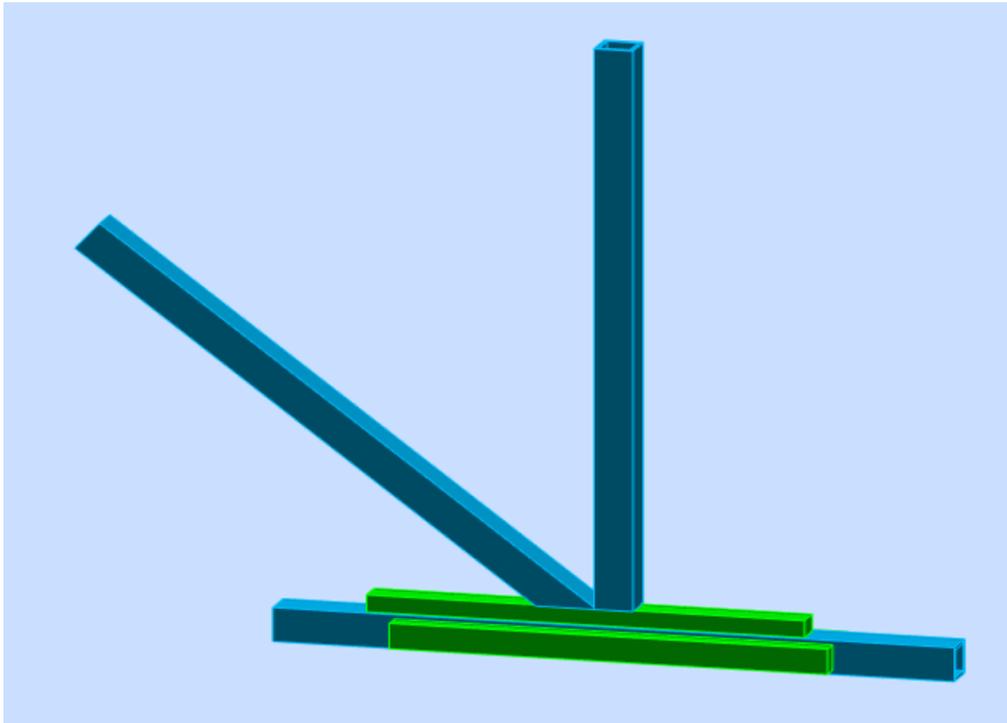


Figure.14 : Vue d'assemblage Membrure – Diagonale.

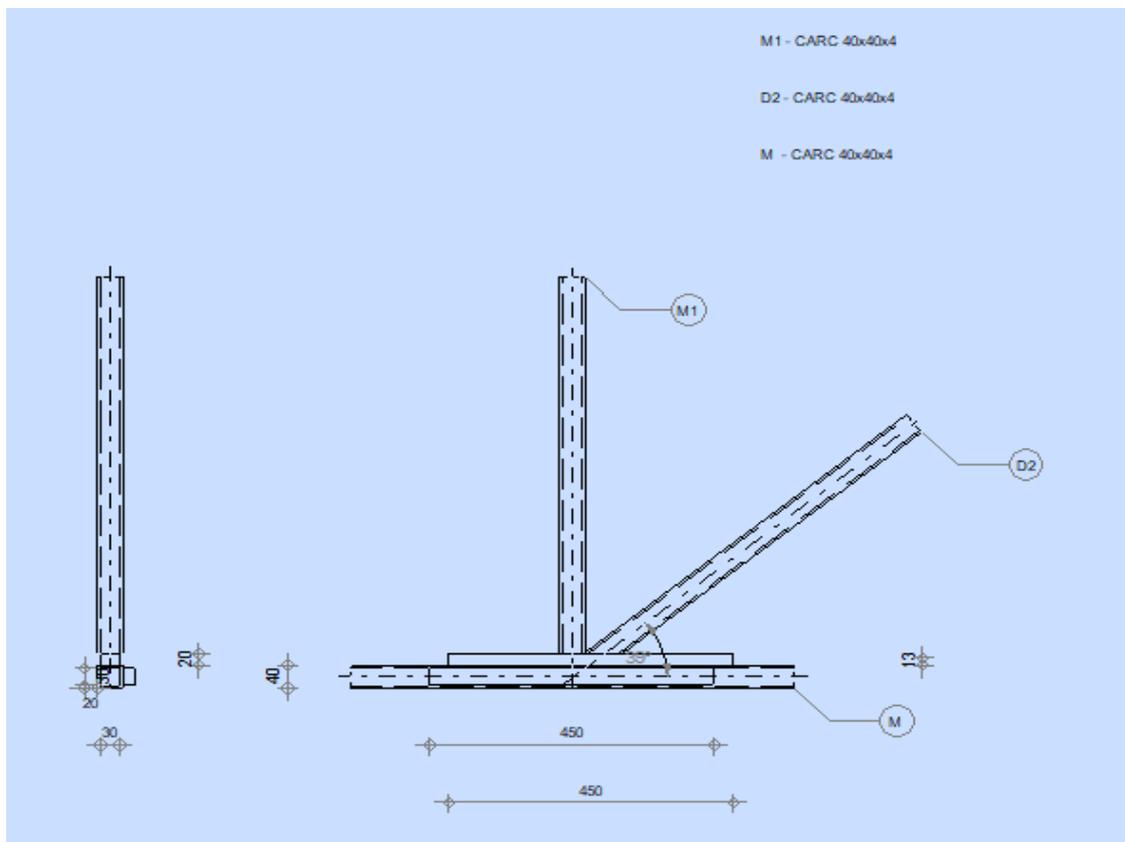


Figure.15 : Schéma d'assemblage Membrure – Diagonale.

Résultat d'assemblage : (ANNEX 7)



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018

Calcul de l'assemblage dans le noeud du treillis

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009

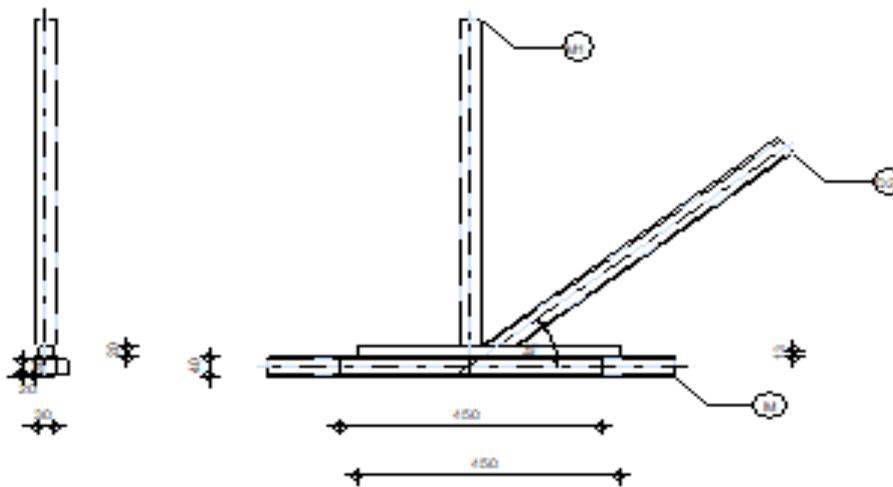
OK

Ratio
0,04

M1 - CARC 40x40x4

D2 - CARC 40x40x4

M - CARC 40x40x4



Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,04

Conclusion

À la lumière de ce qui précède, nous constatons que les éléments secondaires tels que les arcs décoratifs, nécessite une étude détaillé comme celle d'un projet complet, mais reste l'importance majeure est toujours consacré au système structurel principale (le bâtiment objet de notre étude en l'occurrence), aussi les vérifications de l'arc sont vérifier suivantes les même règles des codes et vigueurs (EC03 dans notre cas) pareillement aux éléments structurel du bâtiments.

Conclusion

L'étude de ce projet est notre première vraie épreuve avant de s'insérer dans la vie active, ce projet nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et logiciel de calcul de structure par élément finis, ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment.

Ce travail nous a permis de voir au détail l'ensemble des étapes à suivre dans le calcul d'un bâtiment, ainsi que le choix de ces éléments et leurs dimensionnements, donc la conception du bâtiment.

En effet, la réalisation d'un ouvrage ne peut se faire sans qu'on fasse une bonne étude "un ouvrage bien conçu est un ouvrage bien étudié et bien réalisé" Les conclusions auxquelles a abouti le présent travail, sont résumées dans les points suivants :

- L'analyse prédimensionnelle d'une structure irrégulière est rendue possible grâce à L'outil informatique et au logiciel performant de calcul, à savoir le **ETABS** versions 18.2, Grâce au logiciel **ETABS**, l'estimation (la modélisation) de la masse de la structure peut être faite avec un grand degré de précision.
- Nous avons approfondi nos connaissances en matière d'application des règlements et des certaines méthodes Tel que : Eurocode III et IV, CCM97, RPA99 etc.
- La collaboration entre le béton et l'acier dans les planchers mixtes à diminuer les dimensions des profilés des poutres et des solives et augmenter leur résistance (en termes de flèche).
- Le vent est comme le séisme, peut engendrer des dégâts importants dans les constructions, ce qui fait de l'étude au vent une étape très importante dans les calculs des structures métalliques. Le règlement neige & vent est utilisé pour calculer la pression due au vent.
- L'analyse sismique constitue une étape déterminante dans la conception parasismique des structures. En effet des modifications potentielles peuvent être apportées sur le système de contreventement lors de cette étape. Rappelons que dans notre cas, c'est une structure auto stable qui a été pré dimensionnée. Le renforcement de cette dernière, nous a amené vers une structure contreventée par palées de stabilité en V.

- La chose qui distingue la construction métallique c'est les assemblages, ces derniers doivent être calculés et vérifiés d'une manière claire et explicite tout en respectant les règlements utilisés en Algérie.
- Après une étude approfondie des éléments de l'infrastructure, on a opté une semelle filante croisée pour les fondations.

En tout, plusieurs recherches sur le calcul de structure en charpente métallique sont encore ouvertes. On espère que ce travail a donné des résultats et des propositions satisfaisantes. On espère aussi élargir nos capacités dans le calcul d'une structure en charpente métallique pour développer nos connaissances dans le but d'avoir une bonne expérience.