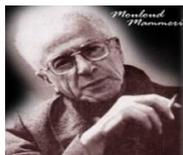


République Algérienne Démocratique Et Populaire
Ministère De L'enseignement Supérieure De La Recherche Scientifique
Université Mouloud Mammeri De Tizi-Ouzou
Faculté Du Génie Civil



Mémoire de fin d'études
En vue de l'obtention du diplôme de Master
Professionnel en Génie Civil
Option : Construction Métallique

Thème : Etude D'un Bâtiment(R+2) En Construction
Métallique à Usage Administratif

Réaliser par :

AZZOUG MOHAMED LAMINE

BENSIKHALED Hamid

Encadreur :

Mr. DAHMANI LAHLOU

Année universitaire 2019 /2020

Remerciements

Ce travail est le résultat de plusieurs années d'étude pour cela nous remercions:

Nous remercions DIEU, le tout puissant de nous avoir donné la force et le courage de mené à bien ce travail et nous avoir aidées à arriver jusqu'au bout.

On remercie profondément nos chers parents pour leur soutien moral, matériel et physique pendant nos études.

On tient aussi à remercier vivement tout nos enseignants qui nous ont guidés le long de notre formation particulièrement :

*Notre promoteur **Mr DAHMANI Lahlou** pour son suivi et ses remarques.*

Les membres de jury pour l'intérêt qui ont portés à notre travail et qui feront l'honneur d'examiner et juger ce dernier.

Nos vifs remerciements vont également aux staffs administratifs du département génie civil de l'université MOULOU MAMMARI de TIZI-OUZOU pour nos avoir accompagnées pendant notre parcours universitaire.

Enfin, nos sincères gratitudes vont vers tous ceux qui ont contribués de près ou de loin à l'élaboration de notre travail

Dédicaces

C'est grâce à Dieu, seul, que j'ai pu achevé ce travail ;

Je dédie ce travail à ma très chère mère pour son amour, ses encouragements et ses sacrifices et à mon père, pour son soutien, son affection, et la confiance qu'il m'a accordé, que Dieu vous garde pour moi, je vous aime ;

Je le dédie aussi :

À mes trois éternelles sœurs Karima et Katia et leurs enfants, Melissa

À ma grand-mère qui m'a toujours soutenue pour mes études, et à la mémoire de mon grand-père que dieu l'accueille dans son vaste paradis.

À toutes ma familles houadi (mes oncles, mes tantes, mes cousins et cousines et surtout mon cousin Zinedine houadi) et toutes la familles azzoug .

À mon binôme Samid et sa famille,

À mes amis (celina ; aghiles ; anis ; mestapha ; smail ; kouciela ; katia) et tous mes amis sans exception.

À tout les étudiants de ma promotion 2019/2020.

Mohamed Lamine

Dédicaces

C'est grâce à Dieu, seul, que j'ai pu achevée ce travail ;

Je le dédie tout particulièrement à ma très chère mère et à mon très cher père qui ont toujours été là pour moi, je ne les remercierai jamais assez, que Dieu vous garde pour moi, je vous aime ;

Je le dédie aussi :

À mon frère qui m'a beaucoup aidé

À mes grands-parents qui m'ont toujours soutenu pour mes études,

À toutes ma famille MESROUA (mes oncles, mes tantes, mes cousins et cousines).

À mon binôme Lamine et sa famille,

À mes amis (Djamel ; Amar ; Ferhat ; Amirouche ; Aghilass ; Noureddine ; Brahim) et tous mes amis sans exception.

À tout les étudiants de ma promotion 2019/2020

Hamid

SOMMAIRE

Chapitre I :GENERALITES

| | |
|---------------------------------|---|
| I-1 .Introduction : | 1 |
| I-2 Présentation de l'ouvrage : | 1 |
| I-3 Règlement utilisés : | 4 |
| I-4 Matériaux utilisés : | 4 |
| I-4 –1 Acier deconstruction : | 4 |
| I-4 –b Le béton : | 5 |
| I-4 –c Les assemblages : | 5 |

Chapitre II : ETUDES CLIMATIQUES

| | |
|--|----|
| II Généralités : | 6 |
| II-1 Evaluation des charges permanent et des surchargesd'exploitation : | 6 |
| II-1-1Charges permanent : | 6 |
| II-1-1-1Plancher terrasse inaccessible : | 6 |
| II-1-1-2 Plancher courant : | 7 |
| II-1-1-3 Escalier : | 8 |
| II-1-1-4 Murs extérieur (double parois) : | 9 |
| II-1-1-5 Murs intérieure : | 9 |
| II-1-2 Surcharges d'exploitation : | 10 |
| II-2Calcul des forces exercées par le vent : | 11 |
| II-2-1Calcul des forces à l'aide des coefficients de forces : | 11 |
| II-2-2 Calcul de l'action globale du vent par les coefficients de forces : | 12 |
| II-3 Effet de la neige : | 15 |
| II-3-1 Calcul des charges de la neige : | 15 |

Chapitre III: PRE-DIMENSIONNEMET

| | |
|--|----|
| III.1. Introduction : | 17 |
| III.2. Pré-dimensionnement des solives..... | 17 |
| III.3. Pré-dimensionnement des poutres : | 22 |
| III.3.1. Poutre principale de terrasse : | 22 |
| III.3.1.1 Chargement : | 22 |
| III.3.1.2. Vérification de la flèche (poids propre inclus) : | 24 |
| III.3.1.3. Vérification de résistance au cisaillement : | 25 |
| III.3.1.4. Vérification à la résistance (moment fléchissant) (ELU) : | 25 |
| III.3.2. Poutre principale d'étagecourant : | 26 |
| III.4. Pré dimensionnement des poutres secondaires (Terrasse et étages courants) : | 27 |

| | |
|--|----|
| III.5. Pré-dimensionnement des poteaux : | 27 |
| III.5.1. Vérification du poteau : | 28 |
| III.5.1.1. Calcul des charges : | 28 |
| III.5.1.2. Calcul des élancements moyens λ_y et λ_z : | 29 |
| III.5.1.3. Calcul de l'élancement réduit λ : | 29 |
| III.5.1.4. Vérification du risque au flambement : | 29 |
| III.5.1.5. Conclusion : | 30 |
| III.6. Pré-dimensionnement des escaliers : | 30 |
| III.6.1. Le nombre de contremarche : | 31 |
| III.6.2. Angle d'inclinaison de la volée : | 31 |
| III.6.3. Longueur du limon : | 31 |
| III.6.4. Epaisseur de la paillasse : | 32 |
| III.6.5. Pré-dimensionnement des éléments porteurs : | 32 |
| III.6.5.1. Cornière de marche : | 32 |
| III.6.5.1.1. Vérification de la condition de la flèche (ELS) (Poids propre inclus) : | 33 |
| III.6.5.1.2. Vérification au moment fléchissant : | 33 |
| III.6.5.2.1. Vérification à la flèche | 34 |
| III.6.5.2.2. Vérification de la flèche : | 35 |
| III.6.5.2.3. Vérification de la résistance (moment fléchissant) : | 35 |
| III.6.5.3. Poutre palière : | 36 |
| III.6.5.3.1. Condition de la flèche : | 36 |
| III.6.5.3.2. Vérification de la condition de la flèche (ELS) (Poids propre inclus) : | 37 |
| III.6.5.3.3. Vérification de la résistance (moment fléchissant) : | 38 |
| III.6.5.3.4. Vérification de résistance au cisaillement : | 38 |
| III.7. Pré-dimensionnée de l'acrotère : | 39 |
| III.7.1. Chargements : | 39 |
| III.7.2. Calcul des sollicitations : | 40 |
| III.7.3. Dimensionnement : | 40 |

Chapitre IV : PLANCHER MIXTE

| | |
|---|----|
| IV.1. Introduction : | 43 |
| IV.2. Vérification de la tôle profilée : | 43 |
| IV.2.1. Vérification de la condition de la flèche (ELS) : | 44 |
| IV.2.2. Vérification au moment fléchissant (ELU) : | 45 |
| IV.2.3. Vérification plancher mixte terrasse : | 45 |
| IV.2.3.1. Vérification de la section mixte : | 45 |
| IV.2.3.2. Vérification au cisaillement : | 49 |

| | |
|--|----|
| IV.2.3.3. Vérification de la condition de la flèche : | 49 |
| IV.2.3.4. Vérification des fissures du béton : | 50 |
| IV.2.4. Etude des connecteurs : | 50 |
| IV.2.4.1. Définition : | 50 |
| IV.2.4.2. Vérification à l'effort de cisaillement longitudinal : | 52 |

Chapitre V: ETUDE SISMIQUE

| | |
|--|----|
| V.1. Introduction : | 53 |
| V.1.1. Objectif de l'étude sismique : | 53 |
| V.2. Vérifications Poutres Faibles – Poteaux Forts : | 55 |
| V.3. Poteaux intérieurs. Résistance plastique flexionnelle au pied : | 56 |
| V.3.1. Calcul des charges : | 56 |
| V.4. Méthode statique équivalente : | 57 |
| V.4.1. Principe : | 57 |
| V.4.1.1. Spectre de réponse de calcul : | 58 |
| V.4.1.2. Coefficient d'accélération : | 58 |
| V.4.1.3. Facteur d'amplitude dynamique : | 59 |
| V.4.1.4. Facteur de correction d'amortissement : | 59 |
| V.4.1.5. Coefficient de comportement : | 60 |
| V.4.1.6. Facteur de qualité : | 61 |
| V.4.2. Calcul de la période fondamentale de la structure : | 62 |
| V.4.3. Calcul de l'effort tranchant à la base : | 62 |
| V.4.3.1. Calcul des masses : | 63 |
| V.4.4. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur : | 64 |
| V.4.4.1 L'effort tranchant au niveau de chaque étage: | 65 |
| V.5. Conclusion : | 66 |

Chapitre VI : DIMENSIONNEMENT

| | |
|--|----|
| VI.1. Introduction : | 67 |
| VI.2. Poutre principal de plancher étage courant - Entièrement maintenue : | 69 |
| VI.2.1. Vérification à la flexion: | 69 |
| VI.2.2. Classification de la section transversale : | 70 |
| VI.2.3. Vérification au cisaillement : | 70 |
| VI.2.3.1. Vérification supplémentaire : | 71 |
| VI.2.4. Vérification de la flèche : | 71 |
| VI.2.4.1. Calcul de la flèche à mi- travée : | 72 |
| VI.3. Poutre principal du plancher terrasse - Entièrement maintenue : | 72 |
| VI.3.1. Vérification a la flexion : | 73 |

| | |
|--|----|
| VI.3.2. Classification de la section transversale : | 73 |
| VI.3.3. Vérification au cisaillement : | 74 |
| VI.3.3.1. Vérification supplémentaire : | 75 |
| VI.3.4. Vérification de la flèche : | 75 |
| VI.3.4.1. Calcul de la flèche à mi- travée : | 76 |
| VI.4. Poutre secondaire de plancher étage terrasse - Entièrement maintenue : | 76 |
| VI.4.1. Vérification à la flexion: | 77 |
| VI.4.2. Classification de la section transversale : | 77 |
| VI.4.3. Vérification au cisaillement : | 78 |
| VI.4.3.1. Vérification supplémentaire : | 79 |
| VI.4.4. Vérification de la flèche : | 79 |
| VI.4.4.1. Calcul de la flèche à mi- travée : | 80 |
| VI.5. Poteau central : | 80 |
| VI.5.1. Charges revenant au poteau central : | 81 |
| VI.5.2. Classe de la section : | 82 |
| VI.5.3. Vérification de l'élément au flambement : | 83 |
| VI.6. Poteau de rive : | 85 |
| VI.6.1. Charges revenant au poteau de rive : | 85 |
| VI.6.2. Classe de la section : | 87 |
| VI.6.4. Vérification de l'élément au flambement : | 88 |
| VI.7. Calcul des contreventements : | 89 |
| VI.7.1. Classe de la section : | 91 |
| VI.7.2. Vérification de l'élément comprimé à la sécurité : | 91 |
| VI.7.3. Vérification à la résistance de la section transversale : | 91 |
| VI.7.4. Vérification de l'élément au flambement : | 92 |
| VI.7.5. Vérification à la sécurité des éléments tendus : | 92 |
| VI.7.6. Vérification à la résistance de la section transversale : | 93 |

Chapitre VII : ASSEMBLAGES

| | |
|--|-----|
| I Introduction : | 94 |
| II Définition : | 94 |
| III Les cas d'assemblages : | 95 |
| III-1 Assemblage Poutre-Solive : | 97 |
| III-1-1 assemblage poutre (IPE 400)-solive (IPE220) : | 97 |
| III-2 Assemblage poteau-poutre : | 101 |
| III-2-1 Assemblage poteau (HEM300) – poutre(IPE400) : | 101 |
| III-3 Vérification de l'assemblage poteau poteau HEM300 : | 105 |
| III-4 Vérification de l'assemblage des barres de contreventement : | 110 |

| | |
|--|-----|
| III-4-1 Résistance au cisaillement des boulons : | 111 |
| III-4-2 Perpendiculairement à la direction des efforts : | 113 |
| III-4-3 Vérification de la soudure d'angle : | 116 |

Chapitre VIII : FONDATIONS

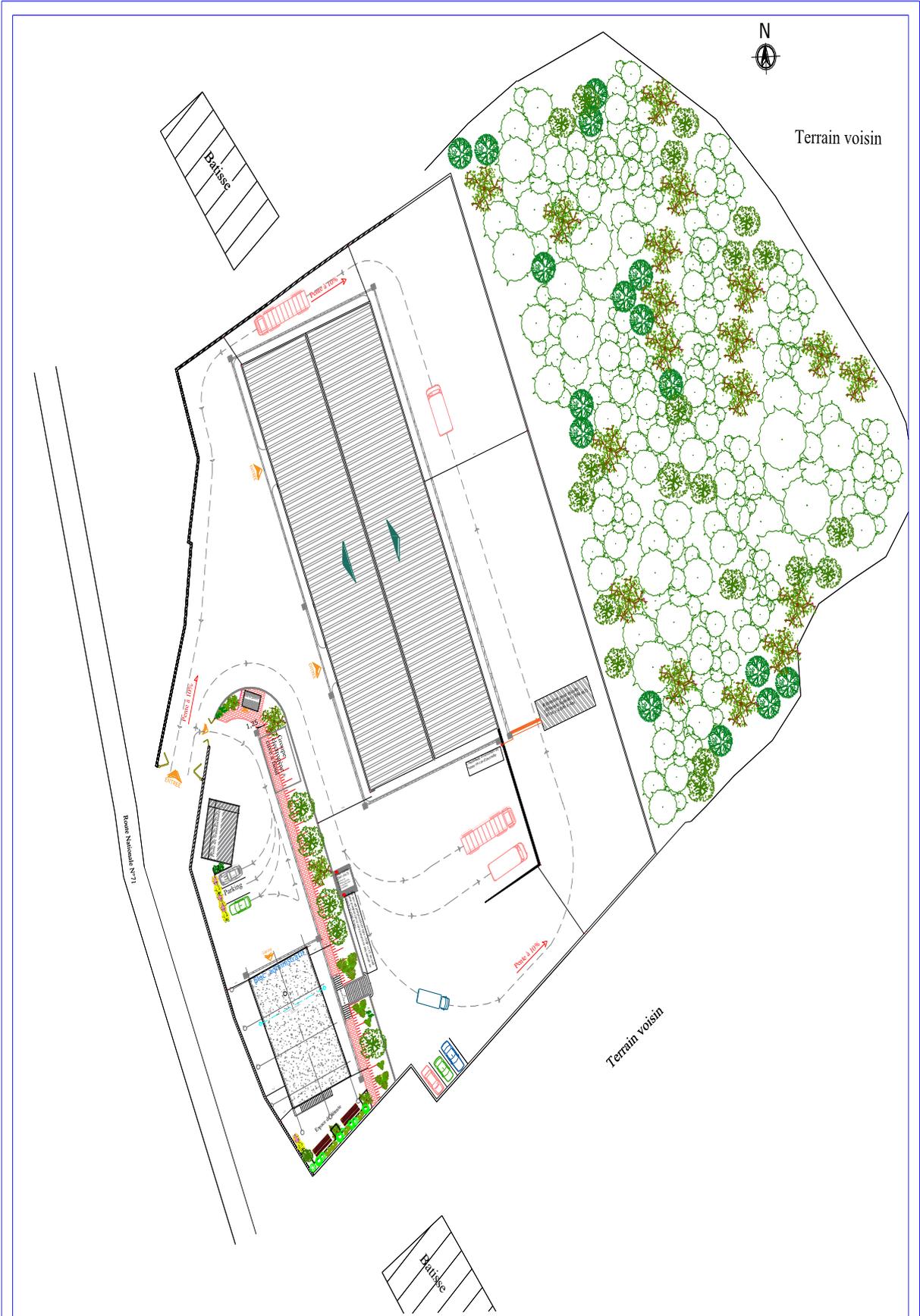
| | |
|--|-----|
| I Introduction: | 122 |
| II Les types des fondations: | 122 |
| III calcul du ferrailage : | 125 |
| IV Condition de non fragilité : | 125 |
| V-Calcul des longrines : | 126 |
| V-1-Dimensionnement des longrines : | 126 |
| V-2-Calcul du ferrailage : | 126 |
| V-3-Calcul d'espacement des cadres : | 127 |

Chapitre IX : RESISTANCE-DE-LA-STRUCTURE-A-L'INCENDIE-NORMALISE

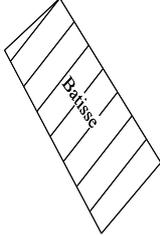
| | |
|--|-----|
| IX. Introduction : | 128 |
| IX.2. La réponse structurale : | 128 |
| IX.3. La réponse thermique : | 128 |
| IX.3.1. Température conventionnée (normalisé) : | 128 |
| IX.3.2. Températures de l'élément poutre en acier (poutres IPE400) : | 129 |
| IX.3.2.1. Facteur de massivité poutre IPE 400: | 130 |
| IX.3.3. Températures de l'élément poteau en acier (colonnes HEM 300) : | 131 |
| IX.3.3.1. Facteur de massivité colonne HEM 300: | 132 |
| IX.4. Vérification de la résistance au feu des éléments : | 134 |
| IX.4.1. Sans protection thermique : Vérification de la capacité portante : | 134 |
| IX.4.1.1. Vérification de la résistance au cisaillement $V_{fi} \leq t R_{det} V_{fi, Ed}$: | 134 |
| IX.4.1.2. Vérification de la résistance à la flexion $M_{fi} \leq t R_{det} M_{fi, Ed}$: | 135 |
| IX.4.1.3. Vérification de éléments comprimés au flambement : | 136 |
| IX.4.2. Avec protection thermique : | 138 |
| IX.4.2.1. Périmètre de caisson exposée au feu et le rapport de massivité : | 138 |
| IX.4.2.1. L'épaisseur nécessaire d_{pde} de la protection dont $\lambda p = 0.12 w/m.k$: | 140 |
| IX.5. Conclusion: | 140 |

Conclusion

Annexes et Référence bibliographies

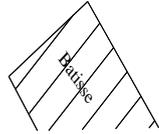


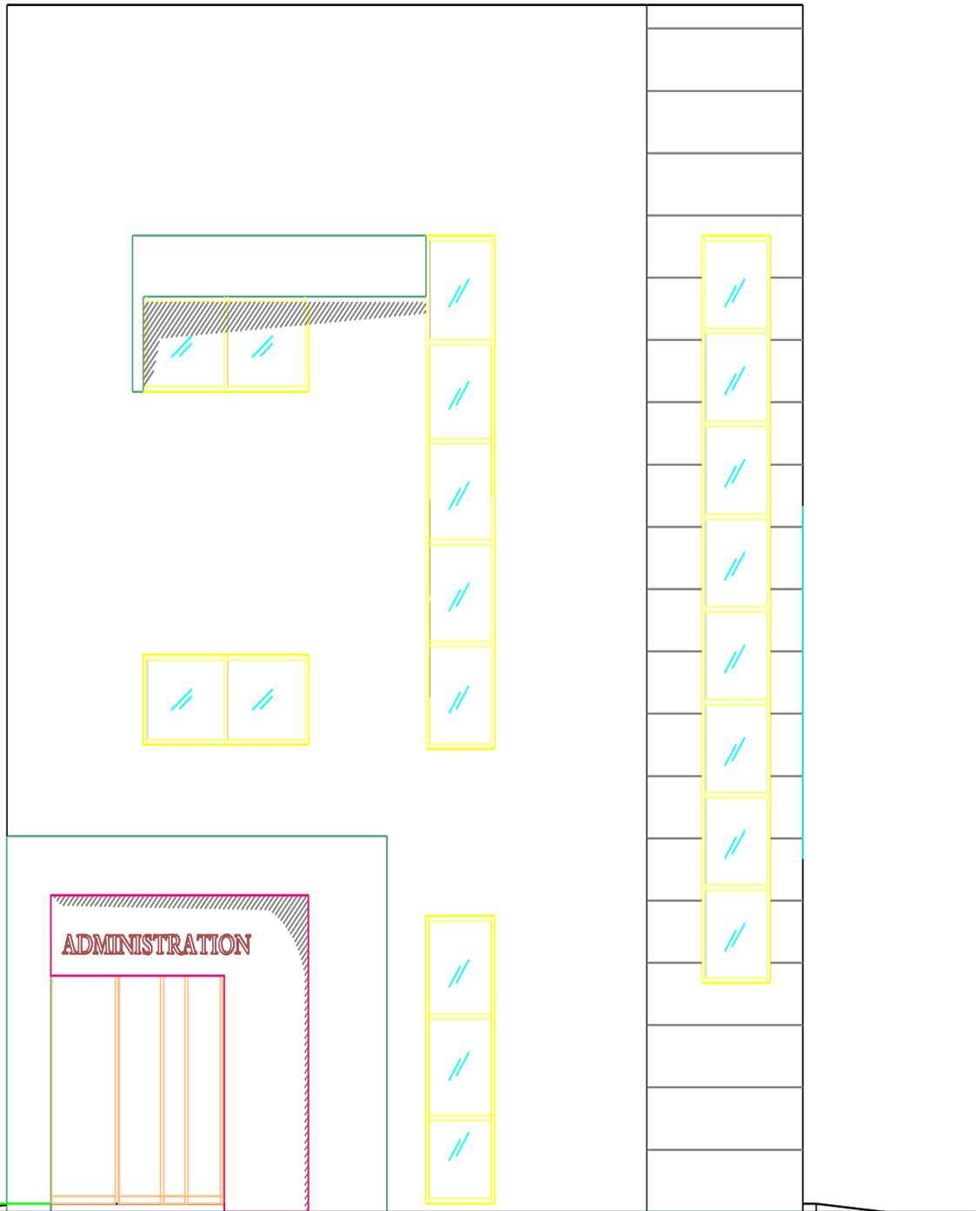
Terrain voisin



Route Nationale N°71

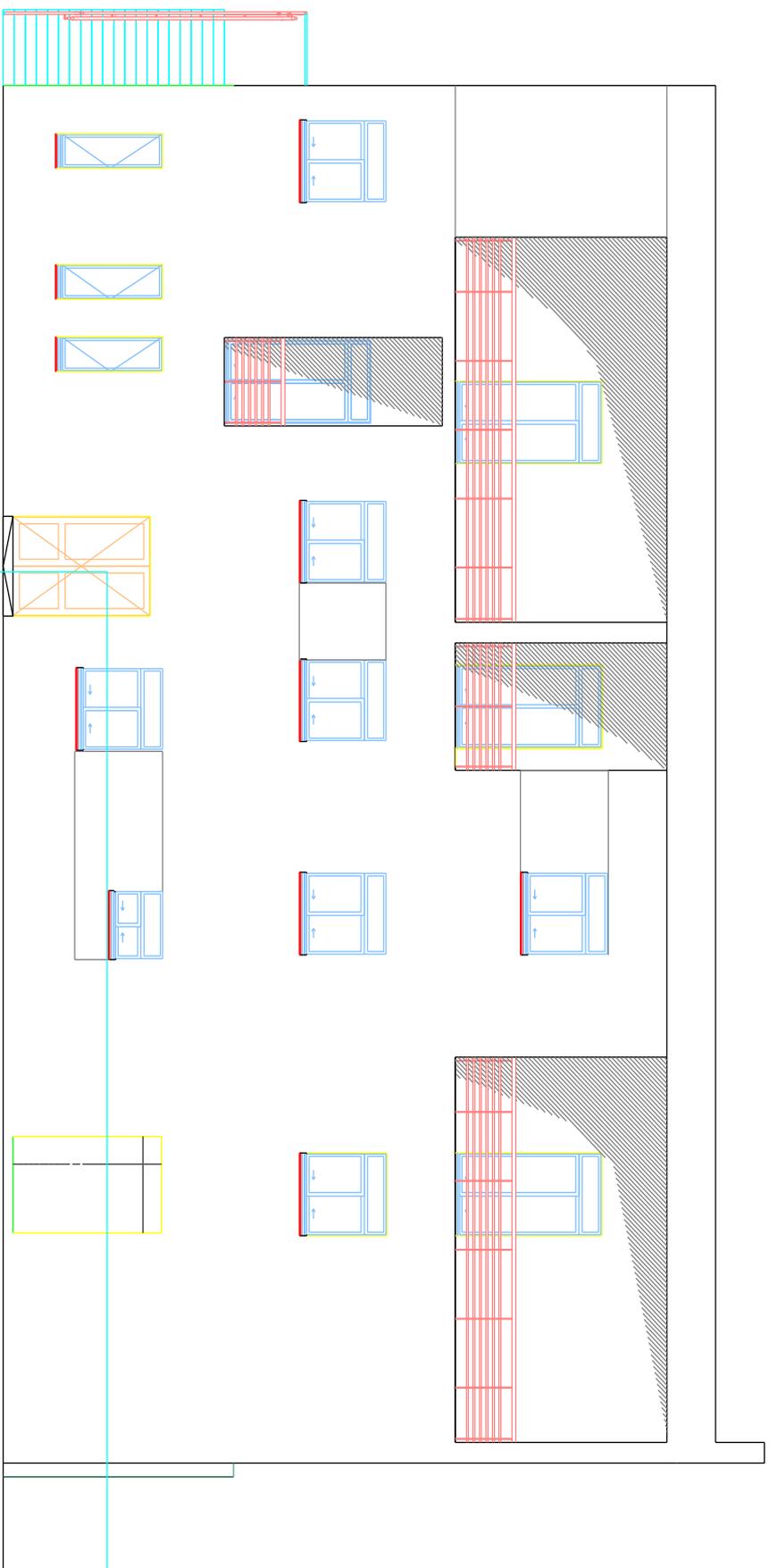
Terrain voisin

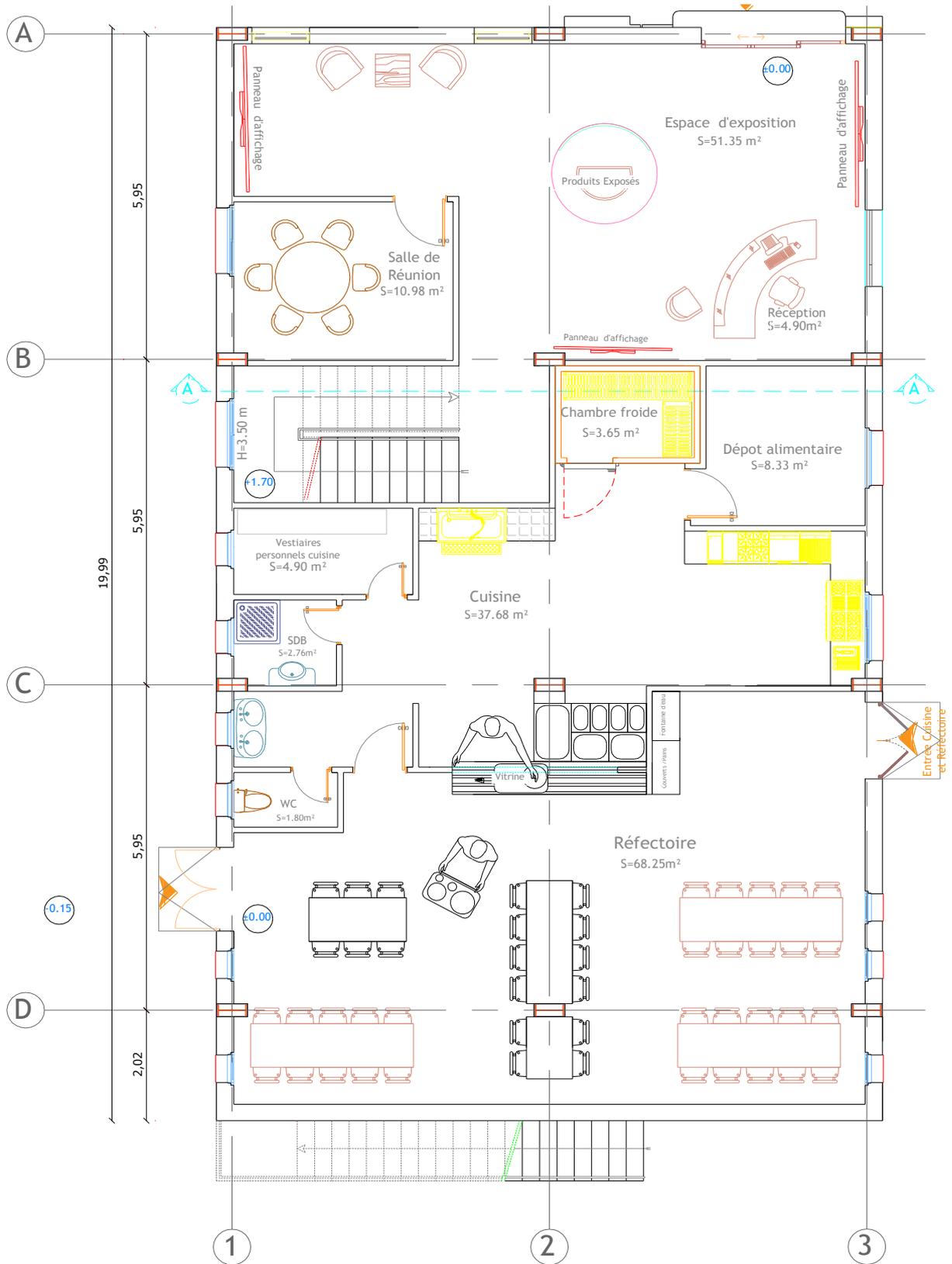




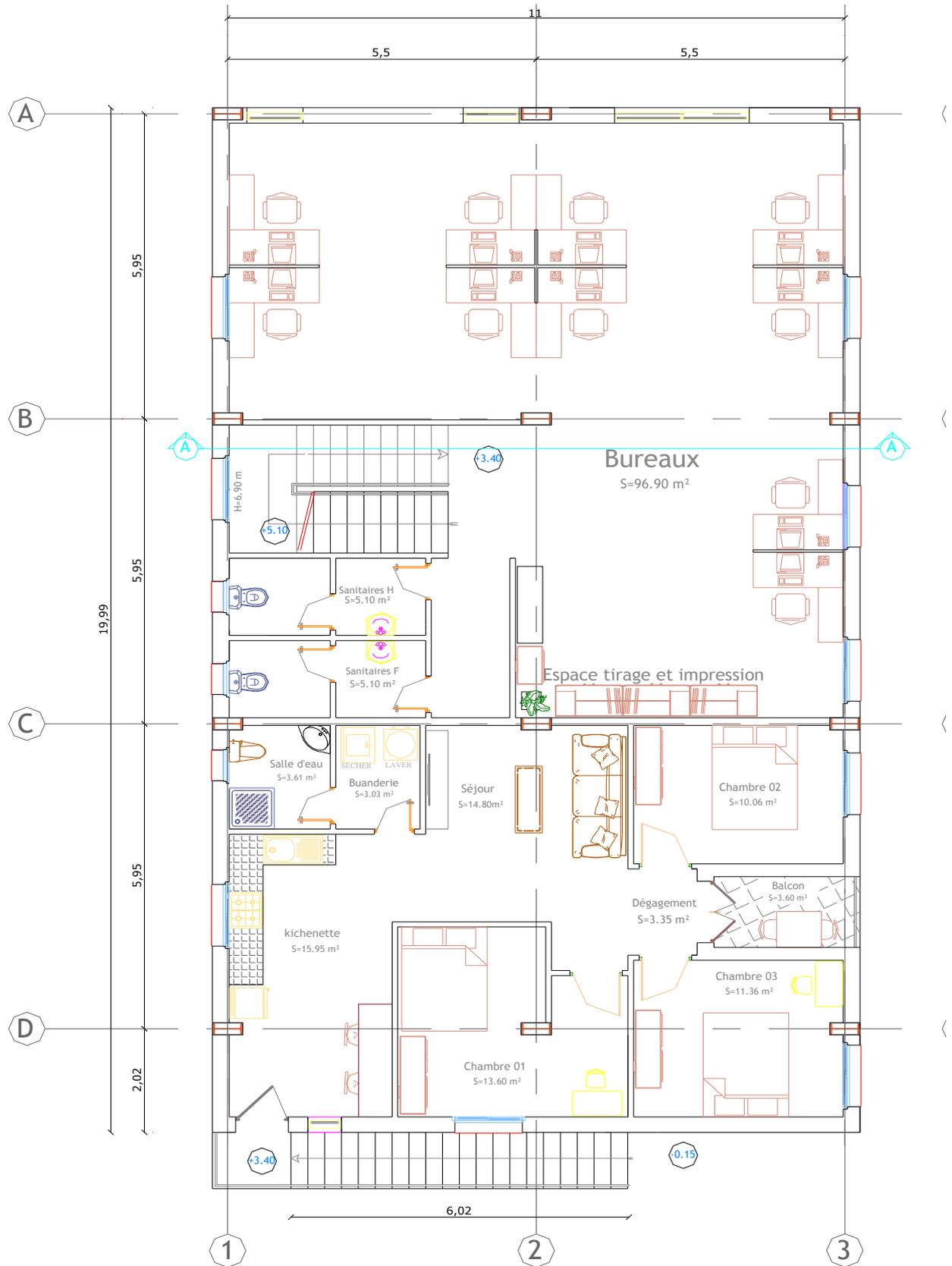
Façade Principale

Façade Latérale

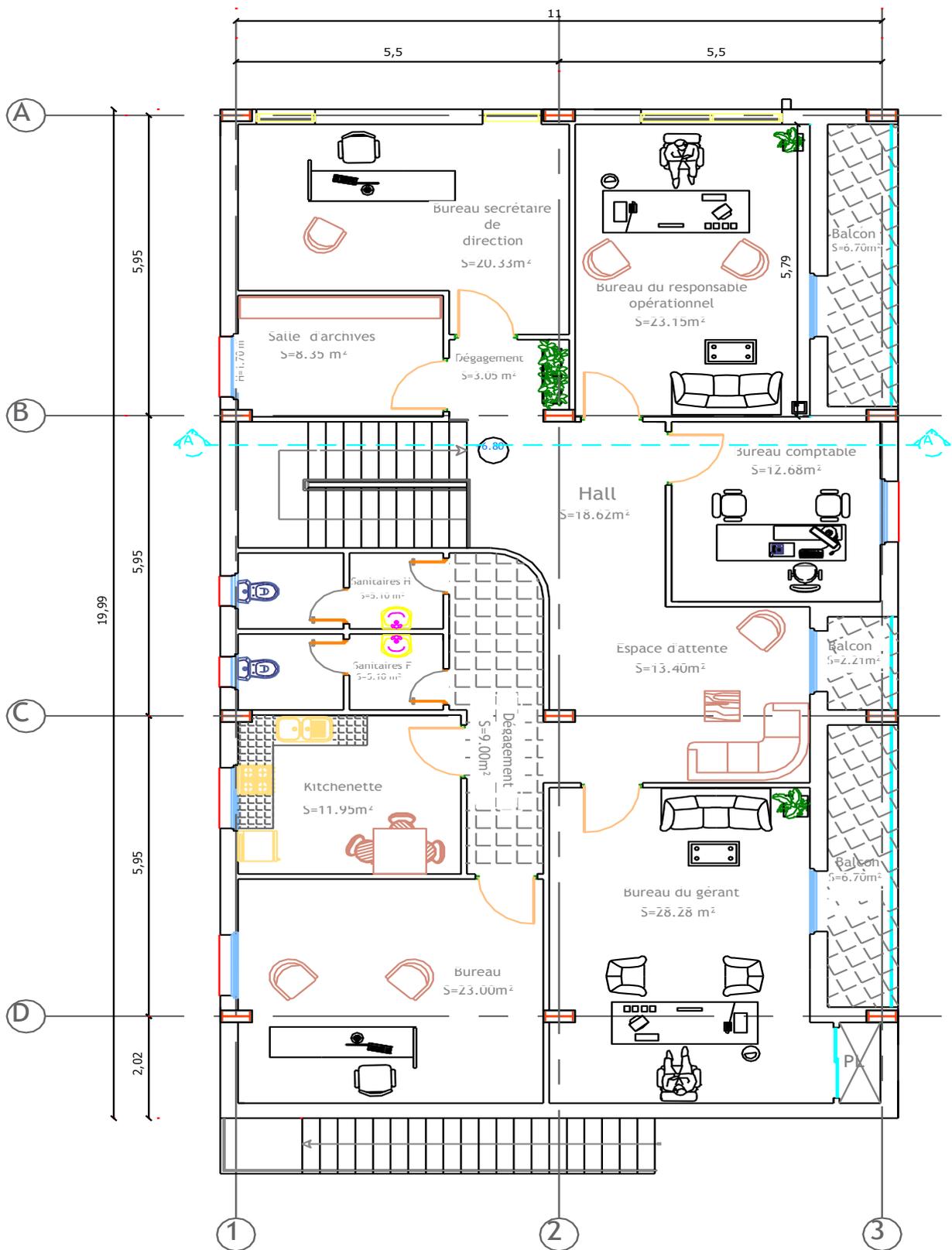




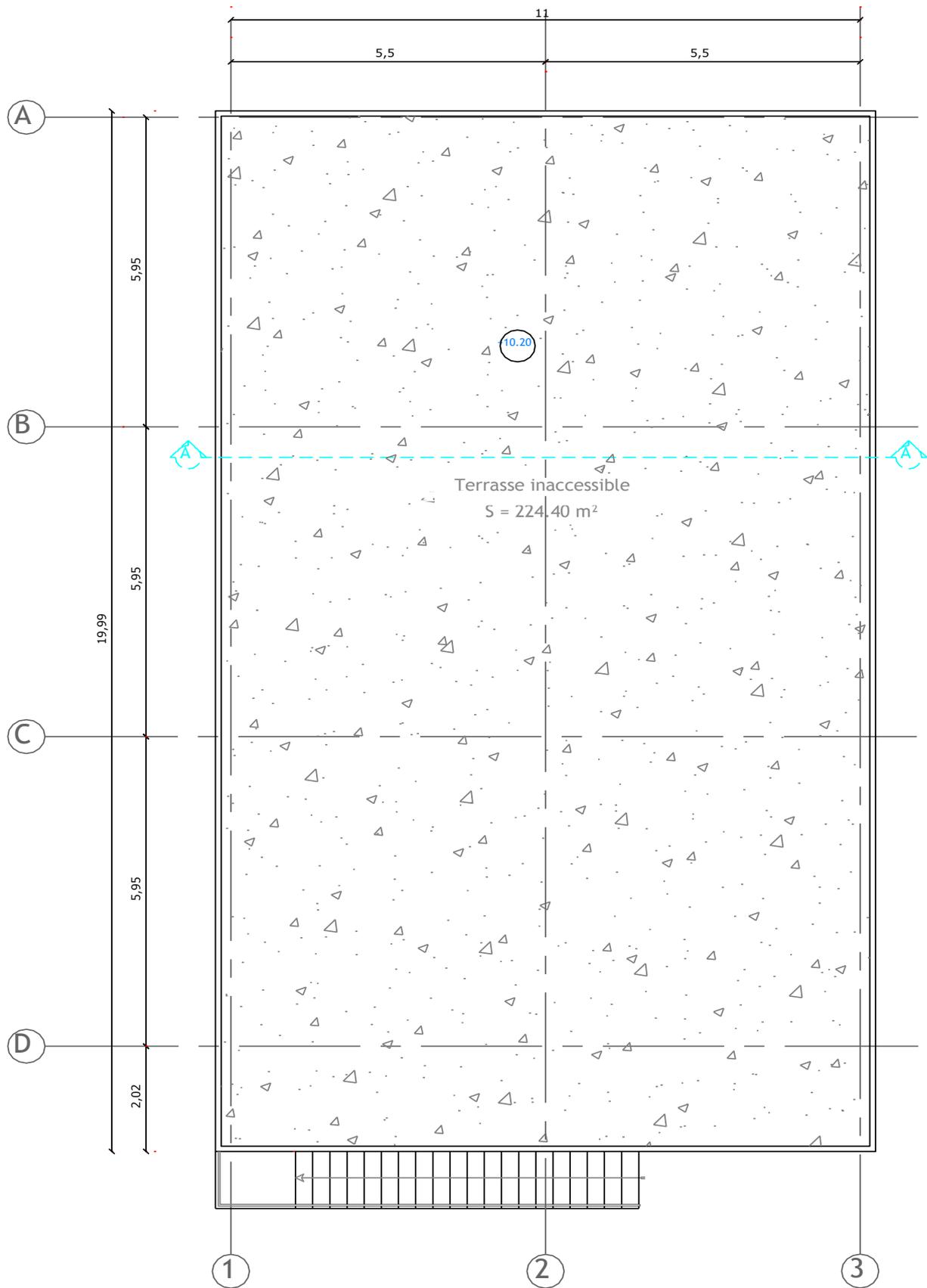
Plan du rez de chaussée
1/50



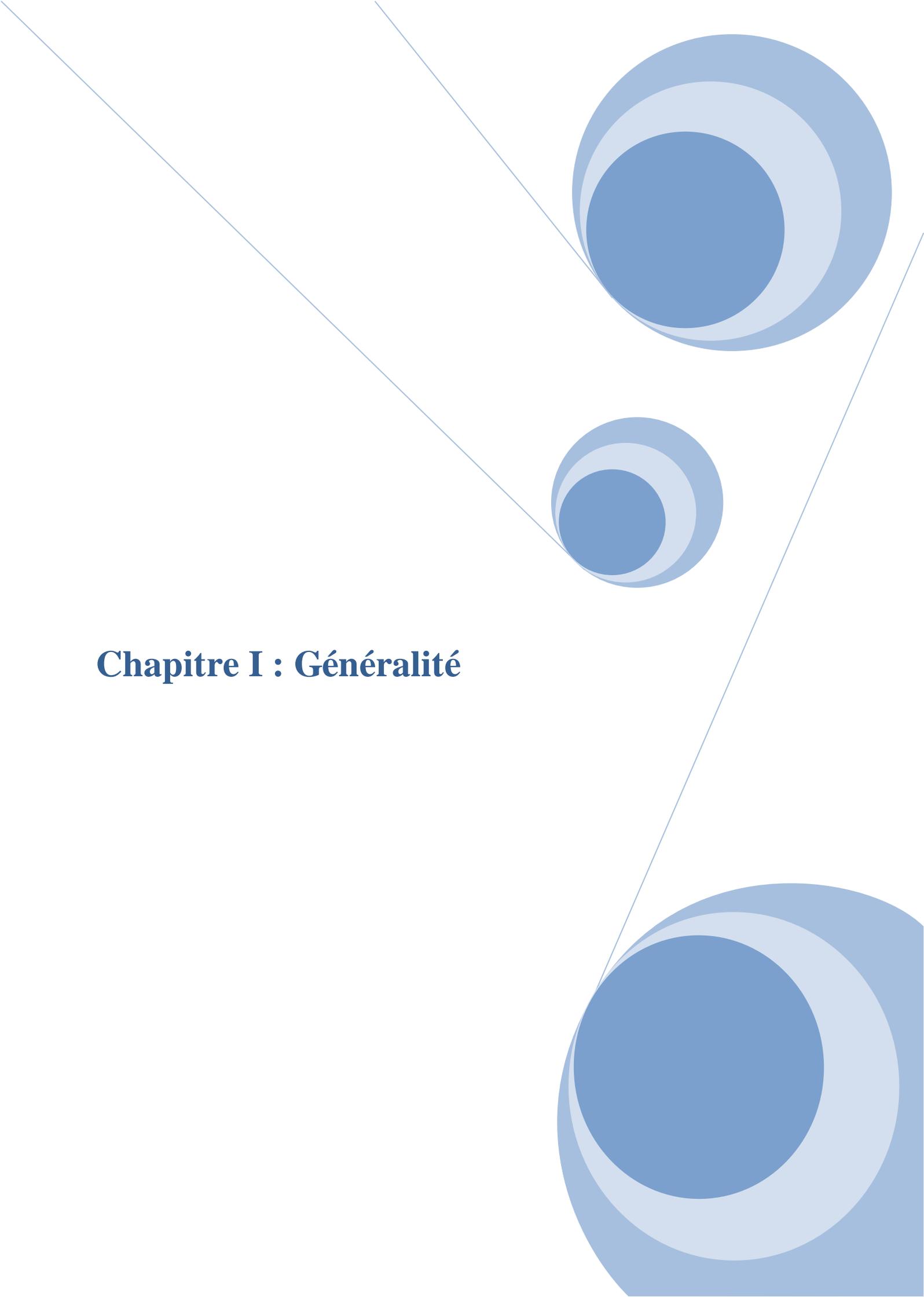
Plan du 1er étage
1/50



Plan du 2eme étage
1/50



Plan terrasse1/50

A decorative graphic on the right side of the page. It features three blue circles of varying sizes, each composed of concentric circles in different shades of blue. Two thin blue lines intersect at a point, forming a V-shape that frames the circles. The circles are positioned in the top right and bottom right areas, with the middle one being smaller than the other two.

Chapitre I : Généralité

Chapitre I : Généralité

I-1 .Introduction :

Les structures en charpentes métallique sont définies et calculées pour rester en cohérence avec le projet architectural. Tous les calculs et justifications seront faits en respectant les réglementations en vigueur. Les plans d'exécution des ouvrages indiqueront les hypothèses des notes de calcul, les sections et dimensions des éléments, l'implantation de chaque élément, les assemblages et organes d'assemblages, les appuis d'ancrages ainsi que tous les dispositifs de stabilité d'ensemble des structures. L'étude d'un projet architectural s'élabore en tenant compte des aspect fonctionnels, structuraux et formels, ce qui oblige l'ingénieur en génie civil a tenir compte des paramètres suivante : l'usage, la résistance, les exigences esthétiques, les conditions économique. Les avantages et inconvénients de l'acier sont présentés ci-dessus.

I-1.1 Avantages :

- Préfabrication intégrale du bâtiment en atelier avec une haute précision et la rapidité du montage sur chantier.
- En raison de la légèreté, les éléments du bâtiment peuvent être transportés aisément voir même exportés.
- La grande résistance de l'acier à la traction offre la possibilité de franchir de grandes portées.
- Grace à sa ductilité, l'acier possède une bonne résistance aux forces sismiques.
- Transformations, adaptations, surélévations ultérieurs d'un ouvrage sont facilement réalisables.
- Possibilités architecturales plus étendues qu'en béton.

I.1.2 Inconvénients :

L'acier présente deux inconvénients majeurs :

- sa corrodabilité et sa faible résistance au feu du fait qu'il perd sa résistance et s'écroule rapidement sous une température relativement élevée.

I-2 Présentation de l'ouvrage :

Ce projet consiste à une étude d'un bâtiment à usage administratif , implantée à aghrib दौर d'azfoune dans la Wilaya de Tizi Ouzou . La structure se compose d'un rez-de-chaussée +2étages . Le terrain de bâtiment est plat avec une surface de 224.40m²

I-2-1 Données concernant le site :

- Altitude = 584 m
- Zone de neige : zone A
- Zone du vent : zone 1
- Zone sismique : II a (sismicité moyenne).
- Catégorie de terrain :III
- La contrainte Admissible Du sol $\sigma_{sol} = 2 \text{ Bar}$

I-2-2Caractéristiques :

I-2-2-1 La géométrie de l'ouvrage :

- Longueur total pignon19.99m

Chapitre I : Généralité

- La hauteur au terrasse10.20m
- Longueur long pan11.00m
- La hauteur de RDC..... 3.40m
- La hauteur de 1er étage.....3.40m
- La hauteur de 2em étage.....3.40m
- La hauteur total10.80m

I-2-2-2 Mode de construction :

L'ossature de notre construction est constituée par des portiques (poteaux poutres) en acier dans les deux sens :

- les poteaux en profilés HEA, ou bien HEB
- les poutres en profilés IPE.

I-2-2-3 Conception structurale :

On a deux types de structure :

a. Structure horizontale :

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

• Plancher courant :

La dalle est composée d'une tôle profilée en acier (TN40) qui sert de plate-forme de travail lors du montage, de coffrage pour le béton et d'armature inférieure pour la dalle après durcissement du béton sur laquelle on coule une dalle en béton armé de 12cm d'épaisseur reliée à la poutre à l'aide de connecteurs qui s'opposent au glissement mutuel et assurent la liaison parfaite entre l'acier et le béton. la composition est illustrée sur la Figure I.6

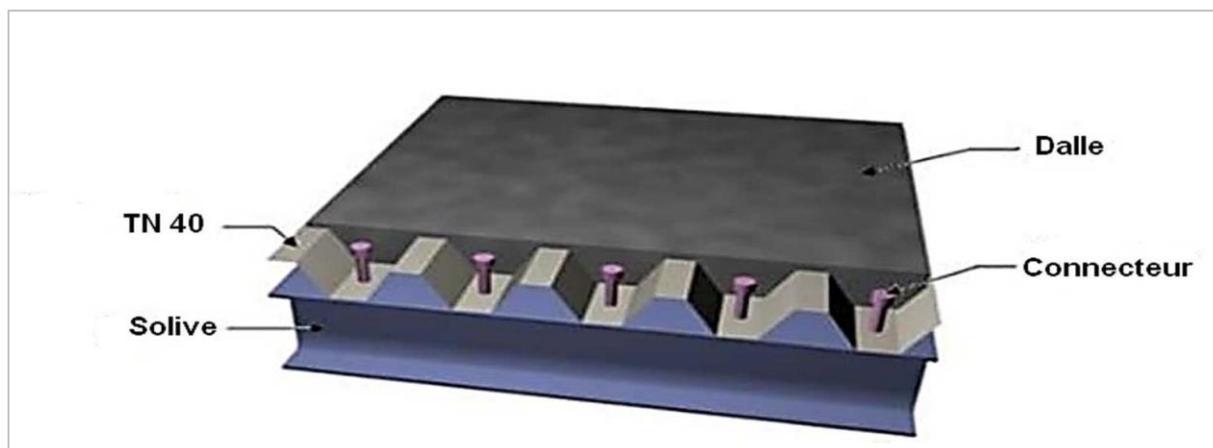


Figure I.1. Plancher mixte

Chapitre I : Généralité

- **Plancher terrasse :**

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

- b. Structures verticales :**

La structure est principalement composée de murs en maçonnerie non porteurs.

- Pour les murs extérieurs

Les murs sont en double cloison composés de deux murs en briques creuses de 15 et 10 cm d'épaisseur séparés par une lame d'air de 5 cm qui assure l'isolation thermique.

- Pour les murs intérieurs :

Les murs intérieurs ou murs de séparation sont en briques creuses d'épaisseur égale à 10 cm.

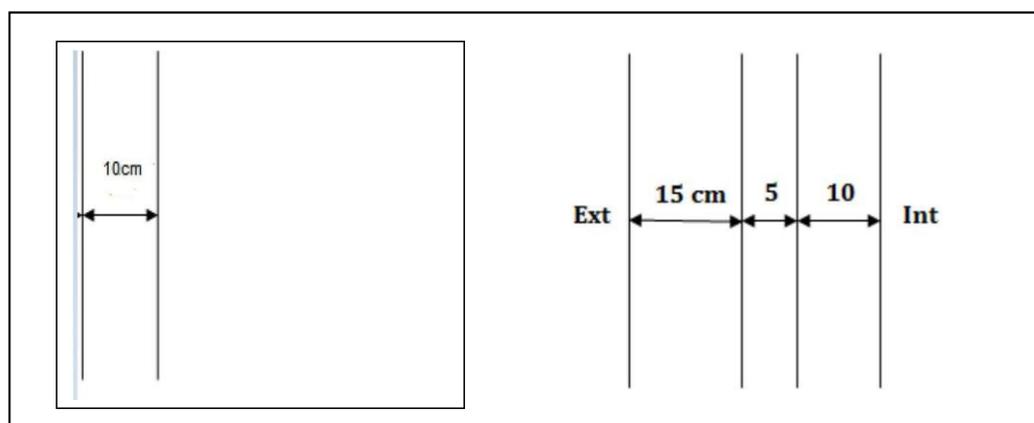


Figure I.2. Coupe d'un mur intérieur

C . Les escaliers :

Les escaliers sont des éléments qui assurent la liaison entre les différents niveaux ils sont composés de deux volets et un palier de repos ils seront en charpente métallique avec remplissage en béton.

Chapitre I : Généralité



Figure I.3. Escaliers

d. Les fondations :

La base des poteaux a pour rôle la transmission des charges aux fondations qui vont à leur tour les transmettre au sol. Les fondations seront réalisées par des semelles isolées sur un sol ayant une contrainte admissible.

I-3 Règlements utilisés :

Les différents règlements utilisés dans notre travail sont les suivants

DTR.BC.2.2 « Charges permanentes et charges d'exploitations ».

DTR.BC.2.44 Règles de conception des structures en aciers « CCM97 ».

DTR.BC.2.48 Règles Parasismiques Algériennes « RPA99/version 2003 ».

DTR.BC.2.47 Règlement Neige et Vent « RNV99/ version 2013 ».

BAEL91 : Calcul des structures en béton.

Eurocode 3 : Règles des calculs des structures en acier

Eurocode 4 structure mixtes

I-4 Matériaux utilisés :

I-4 –1 Acier de construction :

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

Pour la réalisation de notre structure nous allons utiliser l'acier de type S235.

Chapitre I : Généralité

Tableau I.1. Caractéristique de l'acier

| Caractéristique | Indice | Valeur |
|-----------------------------------|--------|------------------------|
| La résistance à la traction | F_u | 360 MPa |
| La limite élastique | f_y | 235 MPa |
| La masse volumique | ρ | 7850 Kg/m ³ |
| Module d'élasticité longitudinale | E | 210000 MPa |
| Module cisaillement | G | 84000 MPa |

I-4 –b Le béton :

Le béton est un matériau de construction issu du mélange d'un mortier et de gravier pour la réalisation de notre structure, le béton présent les caractéristiques suivantes

Tableau I.2. Caractéristique du béton

| Caractéristique | Indice | Valeur |
|--|------------|------------------------|
| La résistance caractéristique à la compression | f_{c28} | 25 MPa |
| La résistance caractéristique à la traction | $*f_{t28}$ | 2.1 MPa |
| Masse volumique | ρ | 2500 Kg/m ³ |

$$*f_{t28} = 0,06 f_{c28} + 0,6 \text{ (Résistance à la traction)}$$

I-4 –c Les assemblages :

Les assemblages principaux des systèmes structuraux, assurant la stabilité sont

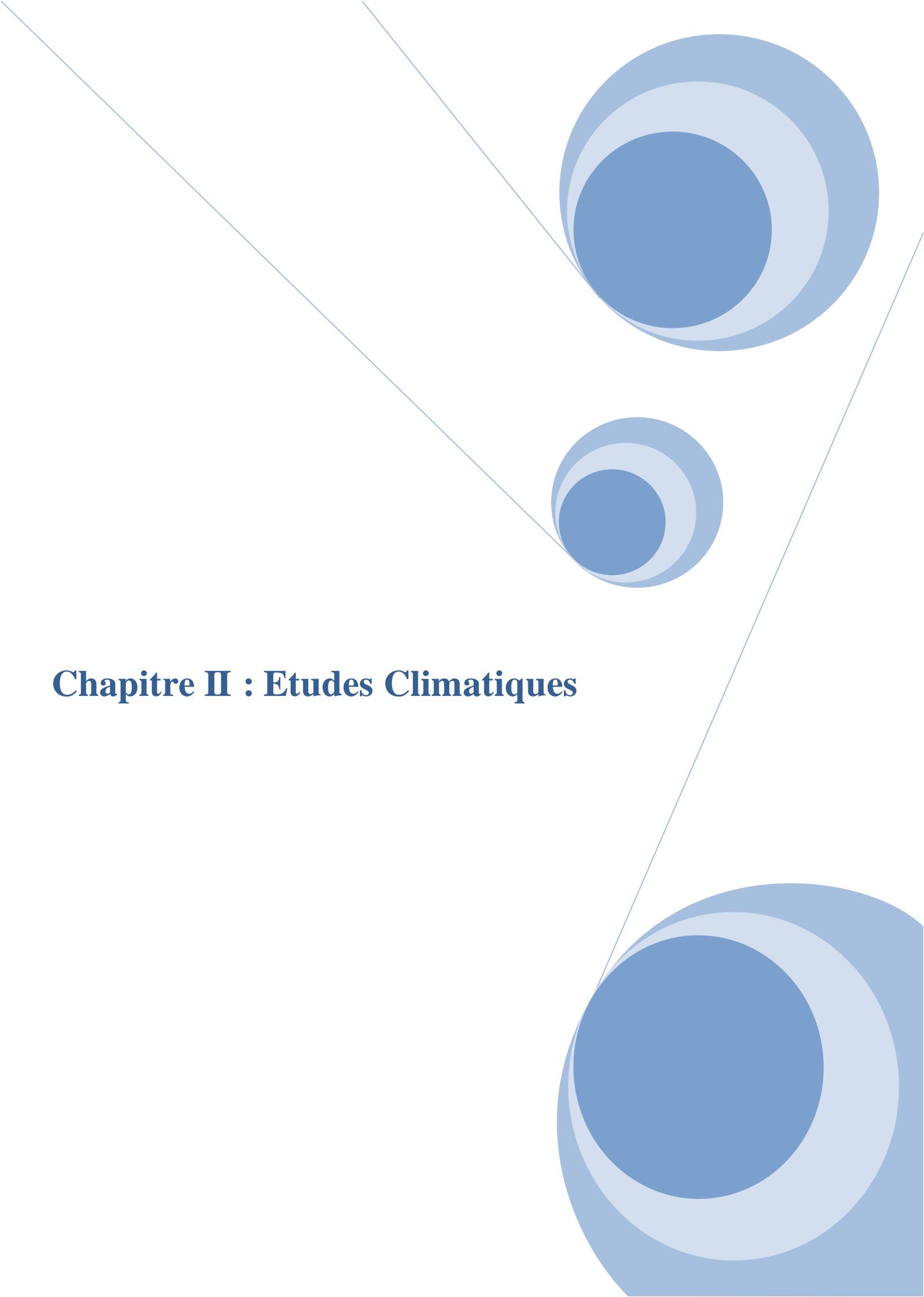
- Les boulons
- La soudure

A-Le boulonnage :

Le boulonnage est le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur site, pour ce cas nous utiliserons les boulons ordinaires pour les assemblages des portiques auto stable.

B-Le soudage :

Le soudage est une opération qui consiste à joindre deux parties d'un même matériau avec un cordon de soudure constitué d'un métal d'apport

The page features a decorative graphic consisting of three blue circles of varying sizes, each composed of concentric rings of different shades of blue. These circles are arranged in a triangular pattern. Two thin, light blue lines intersect at the top left, forming a large 'V' shape that frames the circles. The text 'Chapitre II : Etudes Climatiques' is positioned in the center-left area of the page.

Chapitre II : Etudes Climatiques

Chapitre II : Etudes Climatiques

II Généralités :

Ce chapitre définira les différentes charges agissantes sur notre structure, qui se résument dans l'action des charges permanentes, d'exploitation et des effets climatiques. Ces derniers ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, il y a des normes qui fixent les valeurs des charges qui sont inscrits dans le règlement technique DTR B.C2.2 (charges et surcharges). Pour les effets climatiques le RNV version 2013 va être utilisé.

II-1 Evaluation des charges permanent et des surcharges d'exploitation :

II-1-1 Charges permanent

Elle design le poids propre de tous les éléments permanent constituant l'ouvrage.

II-1-1-1 Plancher terrasse inaccessible

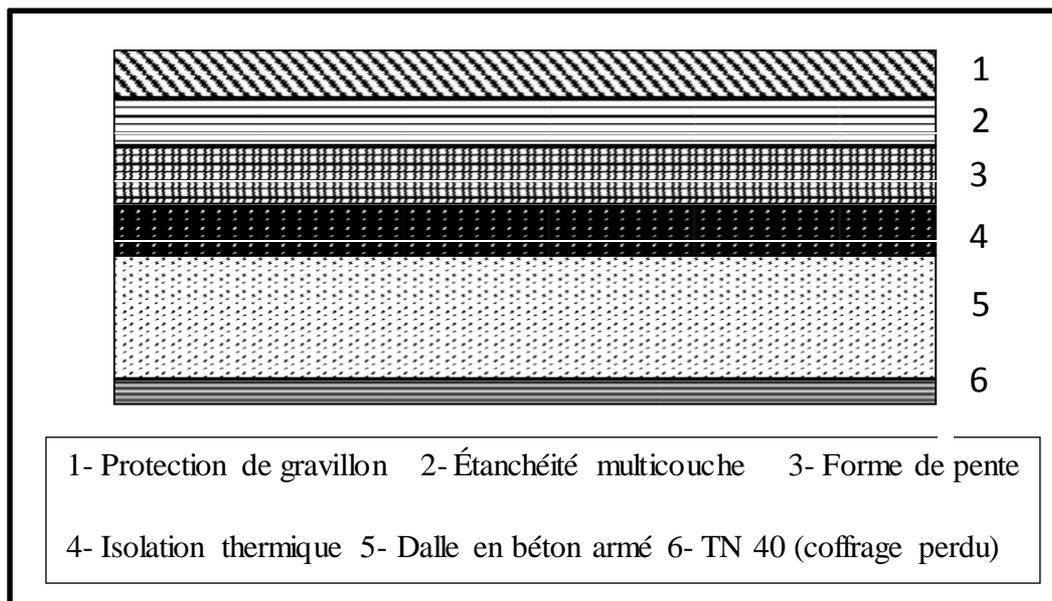


Figure II.1. Coupe verticale du plancher niveau terrasse

Chapitre II : Etudes Climatiques

Tableau II.1. Charge permanente du plancher terrasse

| Couche | Épaisseur (cm) | Poids volumique (KN/m ³) | Charges surfaccique (KN/m ²) |
|-----------------------------|--------------------|--|--|
| 1- Protection de gravillon | 5 | 17 | 0,85 |
| 2-Étanchéité multicouche | 2 | 6 | 0,12 |
| 3- Forme de pente | 10 | 22 | 2,2 |
| 4- Isolation thermique | 4 | 4 | 0,16 |
| 5- Dalle en béton armé | 12 | 25 | 3,0 |
| 6- TN 40 (coffrage perdu) | - | - | 0,15 |
| | | | 6,48 |

II-1-1-2 Plancher courant :

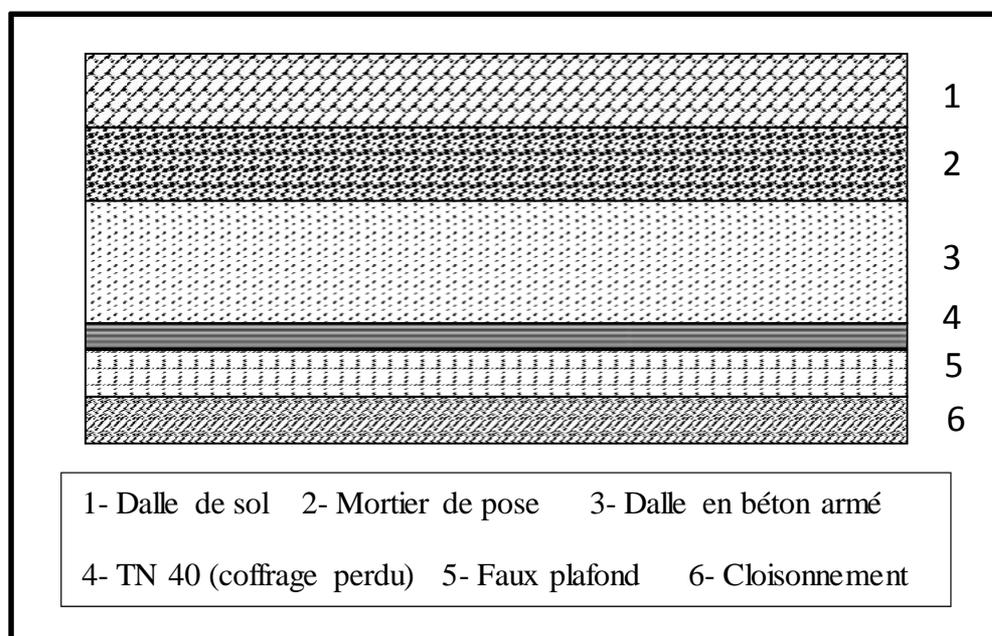


Figure II.2. Coupe verticale du plancher courant

Chapitre II : Etudes Climatiques

Tableau II.2. Charge permanente du plancher courant

| Couche | Épaisseur (cm) | Poids volumiques (KN/m ³) | Charges surfaccique (KN/m ²) |
|---------------------------|----------------|--|--|
| 1- Dalle de sol | - | - | 0,5 |
| 2- Mortier de pose | 2 | 20 | 0,4 |
| 3- Dalle en béton armé | 12 | 25 | 3,0 |
| 4- TN 40 (coffrage perdu) | - | - | 0,15 |
| 5- Faux plafond | 2 | 10 | 0,2 |
| 6- Cloisonnement | - | - | 1,0 |
| | | | 5,25 |

II-1-1-3 Escalier

a. Volée

Tableau II.3. Charge permanente du volé d'escalier

| Couche | Épaisseur (cm) | Poids volumiques (KN/m ³) | Charges surfaccique (KN/m ²) |
|----------------------------|-------------------|---|--|
| 1- Revêtement en carrelage | 2 | 20 | 0,4 |
| 2- Mortier de pose | 2 | 20 | 0,4 |
| 3- Tôle striée | - | 45 | 0.45 |
| 4- Garde-corps | - | - | 0,15 |
| | | | 1,40 |

Chapitre II : Etudes Climatiques

b. Palier

Tableau II.4. Charge permanente du palier d'escalier

| Couche | Épaisseur (cm) | Poids volumiques (KN/m ²) | Charges surfacique (KN/m ²) |
|---------------------------|----------------|---------------------------------------|---|
| 1- Dalle de sol | - | - | 0,5 |
| 2- Mortier de pose | 2 | 20 | 0,4 |
| 3- Dalle en béton armé | 12 | 25 | 3,0 |
| 4- TN 40 (coffrage perdu) | - | - | 0,15 |
| | | | 4,05 |

II-1-1-4Murs extérieur (double parois) :

La maçonnerie utilisé est en brique creuse (double cloison).

Tableau II.5. Charge permanente du mur extérieur

| Couche | Épaisseur (cm) | Poids volumiques (KN/m ³) | Charges surfacique (KN/m ²) |
|-----------------------------|----------------|---------------------------------------|---|
| 1- Brique (épaisseur 10 cm) | (10×2) + 0.05 | 90 | 1.8 |
| 2-Revêtements ext. et int. | - | - | 0.28 |
| | | | 2,08 |

*

II-1-1-5 Murs intérieure :

La maçonnerie utilisée est en brique creuse (une seul cloison).

Chapitre II : Etudes Climatiques

Tableau II.6. Charge permanente des murs intérieurs

| Couche | Épaisseur (cm) | Poids volumiques (KN/m ³) | Charges surfactive (KN/m ²) |
|-----------------------------|----------------|--|---|
| 1- Brique (épaisseur 10 cm) | 10 | 90 | 0.9 |
| 2-Revêtements intérieur | - | - | 0.4 |
| | | | 1,30 |

II-1-2 Surcharges d'exploitation :

Elles correspondent aux mobiliers et aux personnes qui habitent ou fréquentent l'immeuble pour cela il y a des normes qui fixent les valeurs des charges en fonction de la destination de l'ouvrage et qui sont inscrite dans les règlements technique DTR.B.C 2.2 (charges et surcharges)

Tableau II.7. Les différents surcharges d'exploitations

| Eléments | Charge d'exploitations Q (KN/m ²) |
|---|--|
| Toiture | 1 |
| Plancher étage courant (usage administratif) | 2.5 |
| Escalier | 2.5 |
| Balcon | 3.5 |

Chapitre II : Etudes Climatiques

II-2 Calcul des forces exercées par le vent :

II-2-1 Calcul des forces à l'aide des coefficients de forces :

Les forces exercées par le vent F_w agissant sur une construction ou un élément de construction peut être déterminé à l'aide des coefficients de force c_f selon l'expression suivante:

$$F_w = c_s \cdot c_d \cdot c_f \cdot q_p(z_e) \times A_{ref}$$

avec :

$q_p(z_e)$ (en daN / m²) : pression dynamique de pointe à la hauteur z_e .

c_f : est le coefficient de force applicable à la construction ou à l'élément de construction, (RNV2013, §4.0).

A_{ref} (en m²) : aire de référence (aire d'influence de l'élément considéré).

c_d : coefficient dynamique tel que défini dans (RNV2013, §3.0)

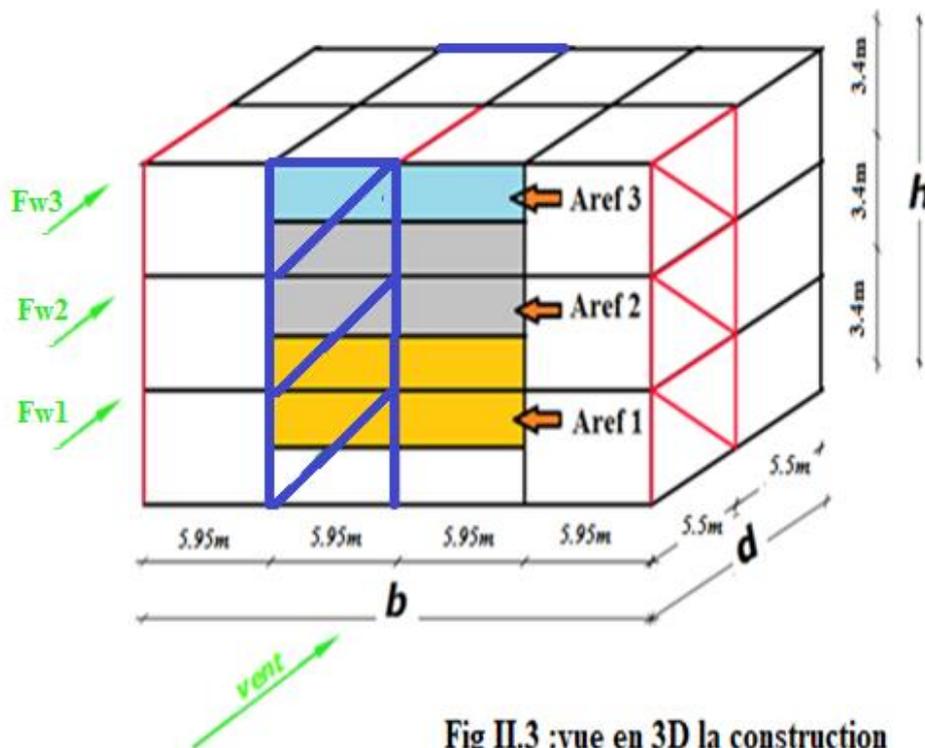


Fig II.3 :vue en 3D la construction

Chapitre II : Etudes Climatiques

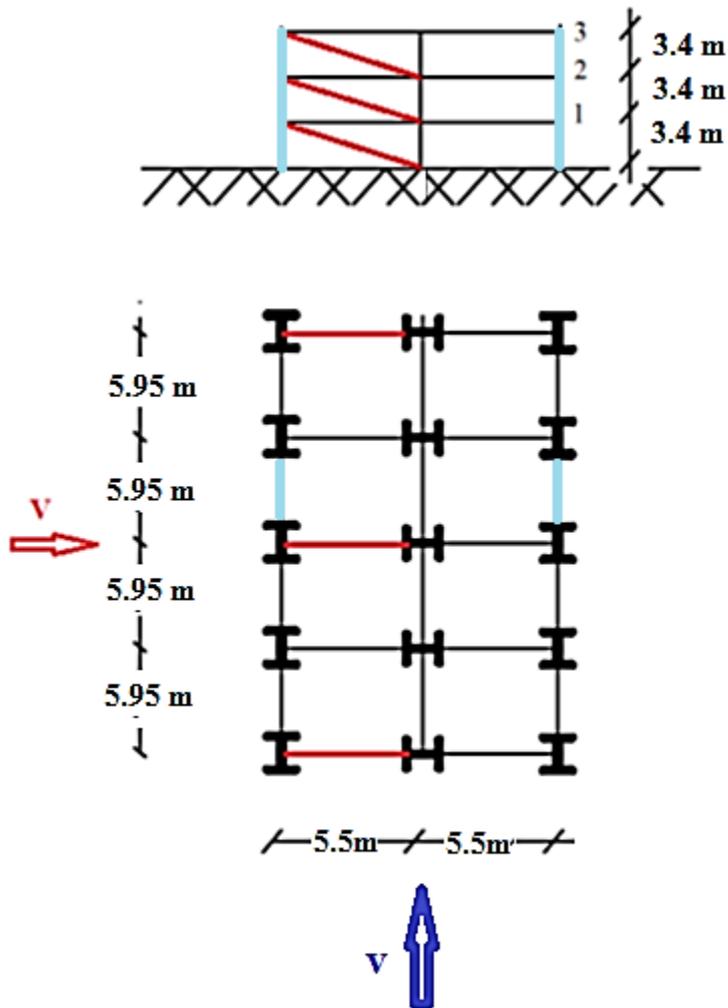


Fig II.4:vue (en élévatoïn) de la construction

a-Données du site :

Zone du vent : I

Catégorie de terrain : III

Site plat : $c_t(z) = 1.0$

II-2-2 Calcul de l'action globale du vent par les coefficients de forces :

La force globale exercée par le vent F_w est donnée par la loi suivante :

$$F_w = c_d \cdot c_f \cdot q_p(z_e) \times A_{ref}$$

$c_d = 1,0$: Coefficient dynamique pour les bâtiments avec $h \leq 15$ m. (RNV2013, §4.0)

$q_p(z_e) = q_{ref} \times c_e(z)$: Pression dynamique de pointe calculée à la hauteur z considérée en

Chapitre II : Etudes Climatiques

(daN / m²).

$c_e(z)$: est le coefficient d'exposition au vent. (RNV2013, §2.4).

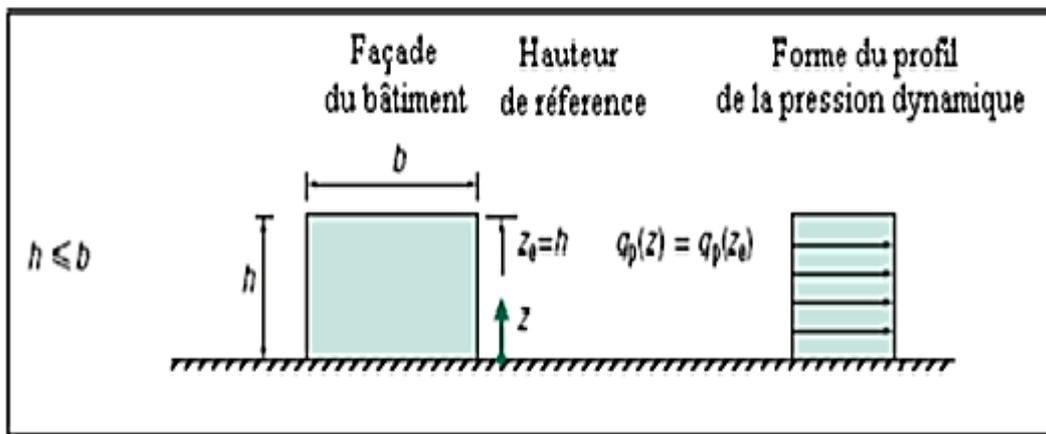
$$q_{ref} = 37.5 \text{ daN/m}^2 \text{ (Zone du vent I)}$$

a-Direction du vent V1 :

Hauteur de référence z_e :

$$h = 10.80 \text{ m} < b = 19.99 \text{ m}$$

$$q_p(z) = q_p(z_e) \text{ (FigII.5)}$$



FigII.5: Hauteur de référence z_e pour $h < b$

Terrain de catégorie **III** : $c_e(z) = 1,703$ (RNV2013, §2.4).

$$q_p(z_e) = q_{ref} \times c_e(z) = 37.5 \times 1,703 = 63.86 \text{ daN/m}^2$$

b-Calcul du coefficient de force c_f : (RNV2013, §4.0)

$$c_f = c_{f,0} \times \psi_\lambda$$

$c_{f,0}$ est donné sur la Figure 13 en fonction du rapport d/b des deux dimensions dans le plan.

$$c_{f,0} = 2,3 \text{ pour } d/b = 11/19.99 = 0.55 \text{ (Fig. II 6)}$$

ψ_λ est le facteur d'élanement donné sur (la Figure II .7) en fonction de l'élanement λ .

Dans le cas d'un bâtiment fermé on prend : $\varphi = A/A_c = 1,0$

$$\lambda = h/b = 11.55/19.99 = 0,57 < 1$$

On prend la valeur minimale (Fig.II.7) : $\psi_\lambda = 0,65$

$$c_f = c_{f,0} \times \psi_\lambda = 2,33 \times 0,65 = 1,495$$

Chapitre II : Etudes Climatiques

c-L'aire de référence revenant au système de contreventement A_{ref} :

1-Nœud supérieur : (niveau terrasse) :

$$A_{ref3} = (3,4 \times 11,9)/2 = 20,23m^2$$

$$F_{w3} = c_d \cdot c_f \cdot q_p(z_e) \times A_{ref3}$$

$$F_{w3} = 1 \times 1,495 \times 63,86 \times 20,23 = 1931,37 \text{ daN} = 19,31 \text{ kN}$$

2-Nœud inférieur : (niveau des deux étages) :

Étage 2 :

$$A_{ref2} = (3,4 + 3,4) \times 11,9/2 = 40,46m^2$$

$$F_{w2} = c_d \cdot c_f \cdot q_p(z_e) \times A_{ref2}$$

$$F_{w2} = 1 \times 1,495 \times 63,86 \times 40,46 = 3862,74 \text{ daN} = 38,63 \text{ kN}$$

Étage 1 :

$$A_{ref1} = (3,4 + 3,4) \times 11,9/2 = 40,46m^2$$

$$F_{w1} = c_d \cdot c_f \cdot q_p(z_e) \times A_{ref1}$$

$$F_{w1} = 1 \times 1,495 \times 63,86 \times 40,46 = 3862,74 \text{ daN} = 38,63 \text{ kN}$$

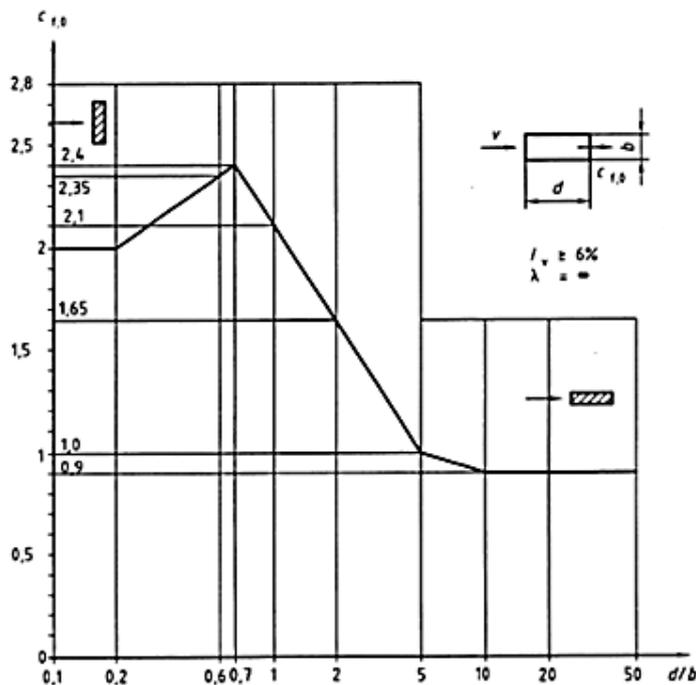
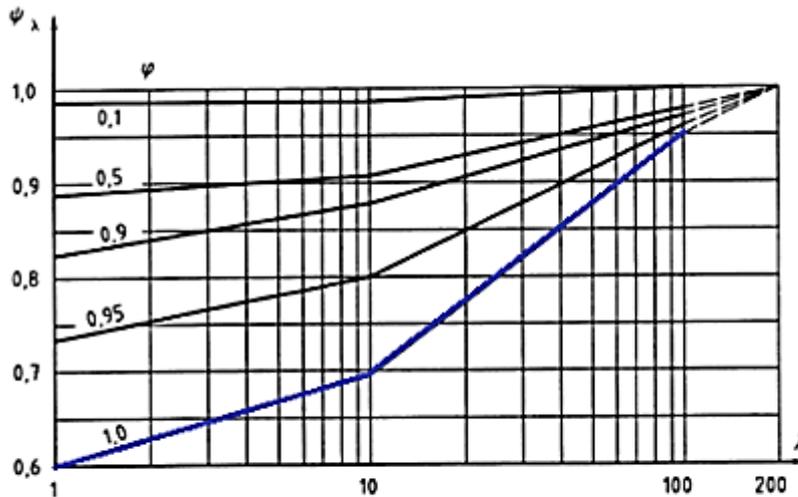


Fig II.6: Valeur du coefficient de force $C_{f,0}$ pour des sections rectangulaires en fonction du rapport d/b des dimensions dans le plan du bâtiment

Chapitre II : Etudes Climatiques



FigII.7: Valeurs du facteur d'élanement ψ_{λ} , en fonction de l'élanement λ , et de l'opacité de la construction.

Remarque :

Les effets de l'action du vent calculés sont des valeurs caractéristiques (non pondérées). Des facteurs de charge appropriés doivent être appliqués pour la situation de conception pertinente. Pour les vérifications à ELS, le facteur de charge partielle $\gamma_Q = 1,50$ est applicable pour les actions variables.

$$F_{w3} = 1,5 \times 19,31 = 28,97 \text{ kN}$$

$$F_{w3} = 1,5 \times 38,63 = 57,94 \text{ kN}$$

$$F_{w3} = 1,5 \times 38,63 = 57,94 \text{ kN}$$

II-3 Effet de la neige :

Le projet se trouve à une altitude de 584 m.

II-3-1 Calcul des charges de la neige :

$$S = \mu \cdot S_k \text{ [kN/m}^2\text{]} (\text{§3.1.1 RNV2013})$$

Avec :

S_k (en kN/m^2): est la charge de la neige sur le sol elle est en effet de l'altitude et de la zone.

μ : est un coefficient d'ajustement des charges, il est en fonction de la forme de la toiture (appelé coefficient de forme).

Le bâtiment étudié est situé à AGHRIB wilaya de TIZI OUZOU il est de zone A selon la classification de la RNV 2013.

La valeur de S_k est déterminée par la loi de variation, elle est en fonction de l'altitude H (m) du site considéré.

Chapitre II : Etudes Climatiques

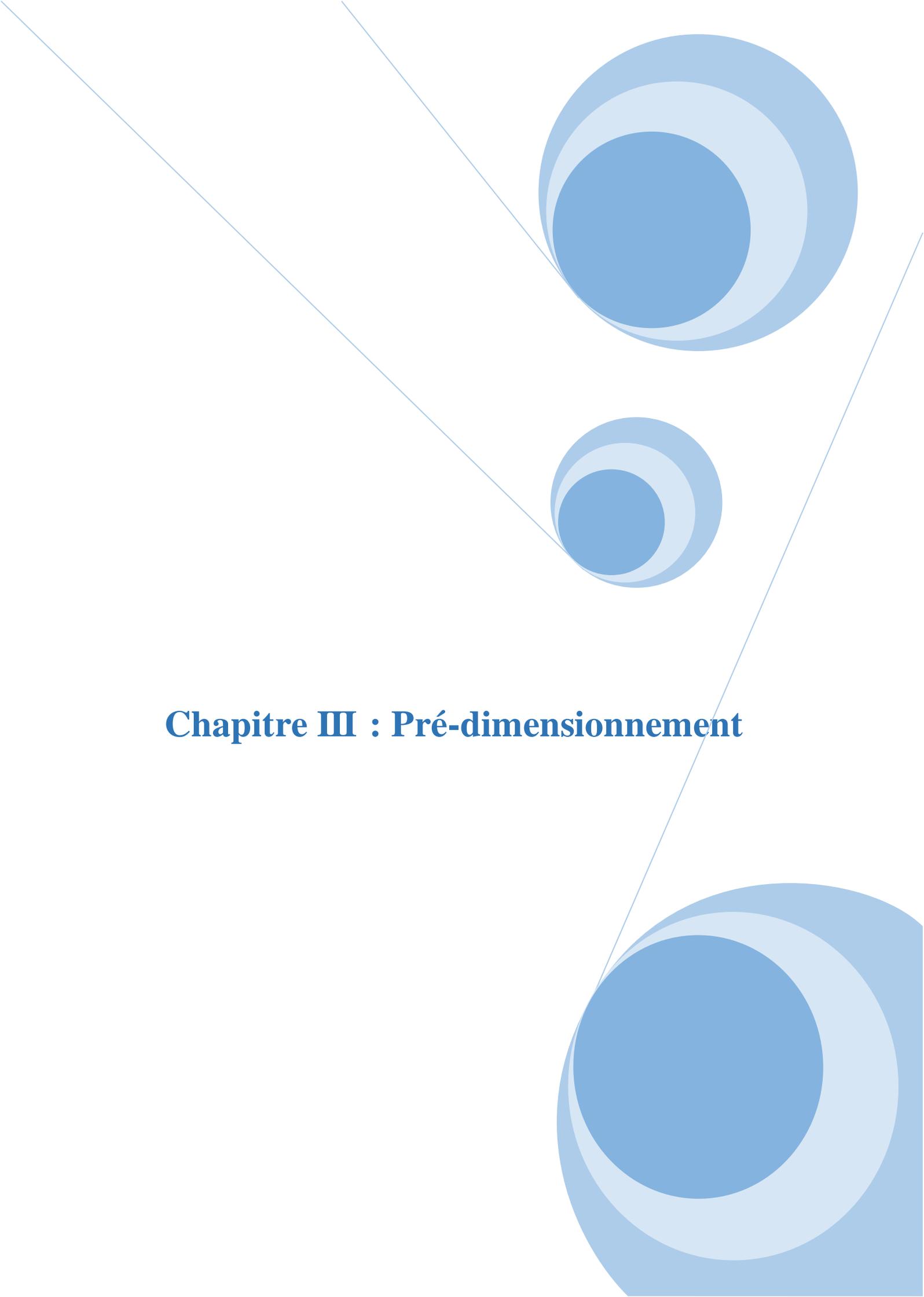
$$\begin{cases} \mu = 0.8 & 0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ \text{ (§ 6.2.2.1 Tableau 2 ,RNV2013)} \\ S_k = (0.07H + 15)/100 \text{ pour zone A} \end{cases}$$

On a donc :

$$S_k = \frac{(0.07 \times 584) + 15}{100} = 0.56 \text{ kN/m}^2$$

Donc :

$$S = \mu \cdot S_k = 0.8 \times 0.56 = 0.448 \text{ kN/m}^2$$

The background features a decorative graphic consisting of three overlapping circles in shades of blue, arranged vertically. Two thin, light blue lines intersect at the top left and extend diagonally across the page, framing the central text. The circles are positioned in the upper right and lower right corners, with the middle one centered.

Chapitre III : Pré-dimensionnement

Chapitre III : Pré-dimensionnement

III.1. Introduction

Après avoir fait le choix de la structure porteuse du bâtiment (poutres principales, secondaire et solives). Chaque structure doit résister aux différentes charges et surcharges appliquées, et aux différentes combinaisons pour cela on doit effectuer un pré dimensionnement des éléments porteurs et qui doivent être vérifiés par la suite.

Le pré dimensionnement se fait sous la combinaison de la charge à l'état de service et sera vérifiés sous la combinaison à l'Etat ultime.

III.2. Pré-dimensionnement des solives

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

$$0,7\text{m} \leq L \leq 1,50\text{m} \quad (\text{DTR C.2.2})$$

Leur écartement varie de 0.70m à 1.50m, suivant la nature du support de plancher, et l'utilisation des locaux (bureaux ou habitation). On opte pour une distance de $L = \frac{5.95}{5} = 1.19\text{m}$.

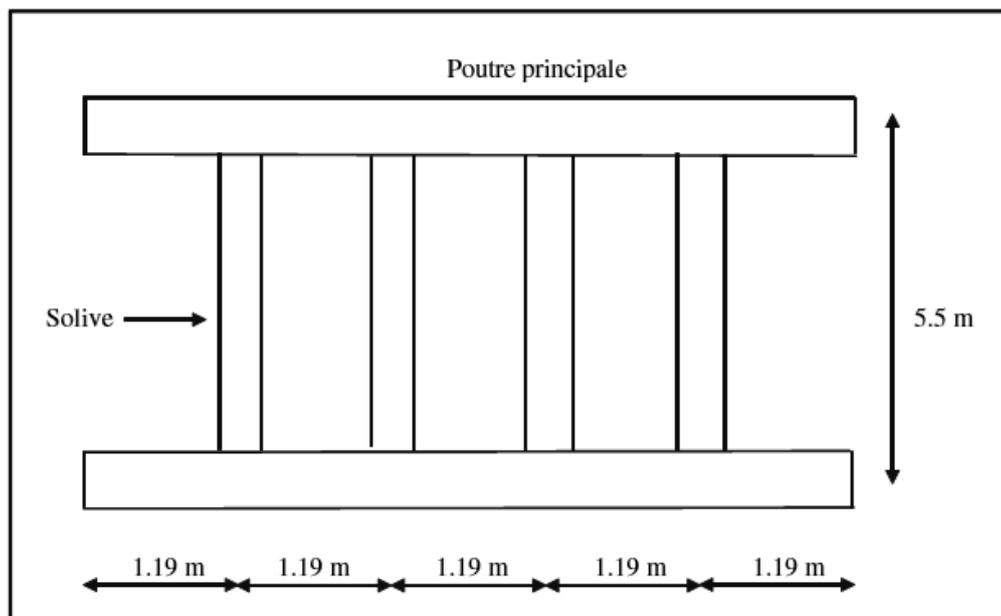


Figure III.1. Présentation schématique des solives

III.2.1. Solive de plancher terrasse

III.2.1.1. Vérification de la condition de la flèche (ELS)

La flèche doit satisfaire la condition suivante

$$f \leq \delta_{vmax} \quad \text{avec} \quad \delta_{vmax} = L/250$$

Chapitre III : Pré-dimensionnement

Tableau III.1. Valeurs limite des flèches

| Conditions | δ_{vmax} |
|---|-----------------|
| Toitureengénérale | L/200 |
| Toiture supportant des personnels autres que les personnels d'entretien | L/250 |
| Planchersengénéral. | L/250 |
| Planchers et toitures supportant des cloisons en plâtre ou en autres Matériauxfragilesourigides. | L/250 |
| Planchers supportant des poteaux à moins que flèche ait été incluse dans l'analyse globale de l'état limite ultime. | L/400 |
| Cas où δ_{vmax} peut nuire à l'aspect du bâtiment. | L/250 |

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$\delta \leq \delta_{max}$$

$$\delta_{max} = l/250 = 550/250 = 2.2 \text{ cm}$$

$$\delta = \frac{5qL^4}{384 E I_y}$$

avec :

L : La longueur de la travée la plus longue de la poutre.

En phase de construction pour les charges permanentes on ne considère que la charge du béton armé

Donc la solive est sollicitée par les charges suivantes :

$$G = 3 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{ELS} = G + Q = 4 \text{ kN/m}^2$$

$$q_c = 4 \times 1.19 = 4.76 \text{ kN/ml}$$

Chapitre III : Pré-dimensionnement

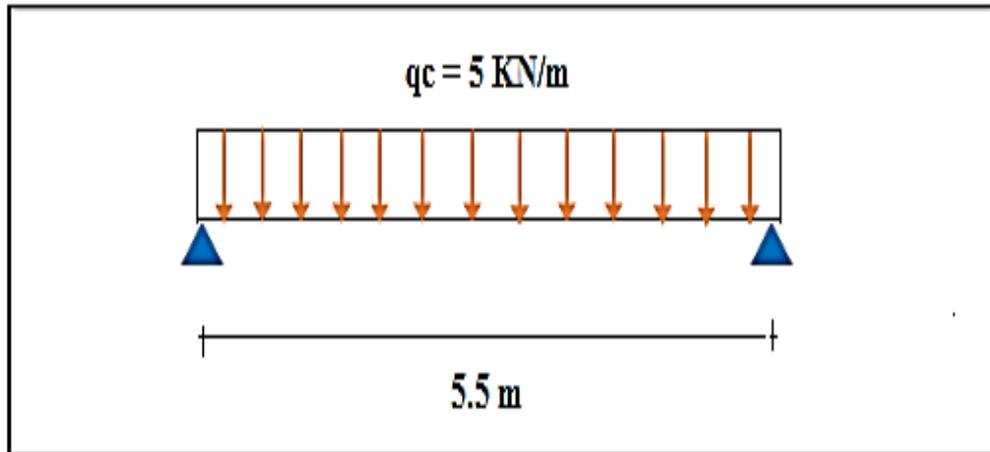


Figure III.2. Solive uniformément chargée sur plusieurs appuis

$$I_y \geq \frac{5 \times 250 \times 5 \times 5.5^3}{384 \times 210 \times 10^6} \times 10^8$$

$$I_y \geq 1289.5 \text{ cm}^4$$

Donc on choisit l'IPE 180 ($I_y = 1317 \text{ cm}^4$)

Tableau III.2. Table des profilés IPE180

| Profil | Poids G [Kg/m] | Section A [cm ²] | Dimensions | | | | |
|--------------------------------------|--------------------------------------|---|--|--|------------------------|------------------------|-----------|
| | | | H [mm] | b [mm] | t _f [mm] | t _w [mm] | d [mm] |
| IPE 180 | 18.8 | 23.9 | 180 | 91 | 8 | 5.3 | 146 |
| Caractéristiques géométriques | | | | | | | |
| | I _y [cm ⁴] | I _z [cm ⁴] | W _{ply} [cm ³] | W _{plz} [cm ³] | i _y [cm] | i _z [cm] | |
| | 1317 | 101 | 166 | 34.6 | 7.42 | 2.05 | |

III.2.1.2 Vérification de la flèche (poids propre inclut) :

Nous allons ajouter le poids propre du profilé choisit : $p_p = 18.8 \text{ Kg/m} = 0.188 \text{ KN/m}$

Chapitre III : Pré-dimensionnement

$$Q_{ELS} = q_c + p_p = 5 + 0.188 = 5.2 \text{ KN/m}$$

$$\delta \leq \delta_{max}$$

$$\delta = \frac{5 \times 5.2 \times 5.5^4}{384 \times 210 \times 10^6 \times 1317 \times 10^{-8}} \times 10^2 = 2.1 \text{ cm} \leq \delta_{max} = 2.2 \text{ cm} (\text{Condition vérifiée})$$

▪ Classe du profilé IPE 180 :

Classe de l'âme :

$$d/t_w \leq 72\varepsilon$$

$$\text{Avec } f_y = 235 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{146}{5.3} = 27.58 < 72 \longrightarrow \text{Ame de classe 1}$$

Classe de la semelle :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b - t_w - 2r}{t_f} \leq 9\varepsilon$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{67.7}{8} = 8.5 < 9 \longrightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

Donc le profilé est de classe 1

III.2.1.3. Vérification de résistance au cisaillement :

$$G = 3 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{ELU} = (1.35G + 1.5Q) = 1.35 \times (3) + 1.5 = 5.55 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{On aura après : } Q_{ELU} = (5.55 \times 1.19) + 1.35 \times 0.188 = 6.85 \text{ KN/m}$$

Nous allons vérifier que $V_{sd} \leq V_{pl,Rd}$

$$V_{sd} = \frac{QL}{2} = \frac{6.85 \times 5.5}{2} = 18.83 \text{ KN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\gamma_{M0} \sqrt{3}} ; A_{vz} = 1130 \text{ mm}^2 \text{ (du tableau des profilés métalliques)}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{1130 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1 \times \sqrt{3}} = 139.37 \text{ KN}$$

On a :

Chapitre III : Pré-dimensionnement

$$V_{sd} = 18.83 \text{ KN} < V_{pl,Rd} = 139.37 \text{ KN} \dots\dots\dots\text{OK}$$

On a aussi

$$V_{sd} = 18.83 \text{ KN} < 0.5V_{pl,Rd} = 69.68 \text{ KN} \dots\dots\dots\text{OK}$$

III.2.1.4. Vérification de la résistance (moment fléchissant) (ELU) :

On a : $Q_{ELU} = 6.85 \text{ KN/m}^2$

On vérifie que $M_{sd} \leq M_{ply,Rd}$:

$$M_{sd} = \frac{Q_{ELU} \cdot L^2}{8}$$

Avec :

L : La longueur de la travée la plus longue de la poutre.

$$M_{sd} = \frac{6.85 \times 5.5^2}{8} = 25.9 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{166 \times 10^{-3} \times 235}{1.1} = 35.46 \text{ KN.m}$$

Donc on a :

$$M_{sd} = 25.9 \text{ KN.m} < M_{ply,Rd} = 35.46 \text{ KN.m} \dots\dots\dots\text{OK}$$

Le profilé **IPE180** répond à toutes les conditions de l'EUROCODE 3 concernant la vérification de résistance et la vérification de la flèche.

III.2.2. Solive de plancher étages courant :

Vu que la charge et la longueur du plancher courant sont les mêmes avec le plancher terrasse, nous allons prendre les mêmes profilés que le plancher terrasse.

La procédure de calcul des solives pour l'étage courant est la même, le calcul des solives est récapitulé dans le tableau ci-dessous :

Chapitre III : Pré-dimensionnement

Tableau III.4. Pré dimensionnements des solives des étages courant

| Elément | Q_{ELS} [KN/m] | Q_{ELU} [KN/m] | Profilé choisi | Classe du profile | Fleche [cm] | Vérfications de résistances | | | |
|----------------------------|---------------------|---------------------|-------------------|-------------------------|-------------------|-----------------------------|---------------------|--------------------|------------------------|
| | | | | | | V_{sd} [KN] | $V_{pl,Rd}$ [KN] | M_{sd} [KN.m] | $M_{ply,Rd}$ [KN.m] |
| Solives d'étage courant | 4.75 | 6.85 | IPE 180 | 1 | 2.1 ≤2.2 OK | 18.83 | 139.37 | 25.9 | 35.46 |

III.3. Pré-dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux, qui servent à transmettre les charges appliquées sur la structure vers les poteaux.

Le dimensionnement des poutres vise essentiellement à assurer une résistance appropriée en flexion. Le pré-dimensionnement des poutres se repose sur des principes structuraux relativement simples.

III.3.1. Poutre principale de terrasse :

III.3.1.1 Chargement :

$$G_{solives} = P_p \times n_{solives} = 0.188 \times 4 = 0.752 \text{ KN/m}$$

Tableau III.5. Charges reprises par les poutres de plancher terrasse

| Chargement | | Charge linéique sur le plancher terrasse |
|----------------------------|-----------------------------|--|
| G duplancher terrasse | $G_{pt} = 3 \text{ kN/m}^2$ | $G_{pt} = 3 \times 5.95 = 17.85 \text{ kN/ml}$ |
| Gsolives | $G_s = 0.752 \text{ kN/m}$ | $G_s = 0.752 \text{ kN/m}$ |
| $G_T = 18.6 \text{ kN/ml}$ | | |
| Charged'exploitation | $Q = 1.0 \text{ kN/m}^2$ | $Q = 1.0 \times 5.95 = 5.95 \text{ kN/ml}$ |
| $Q_T = 5.95 \text{ kN/ml}$ | | |

Chapitre III : Pré-dimensionnement

Tableau III.6. Combinaison de charge

| | Combinaisons | Valeurs (kN/ml) |
|------------|--------------|-----------------|
| ELU | 1.35G + 1.5Q | 34.03 |
| ELS | G + Q | 24.55 |

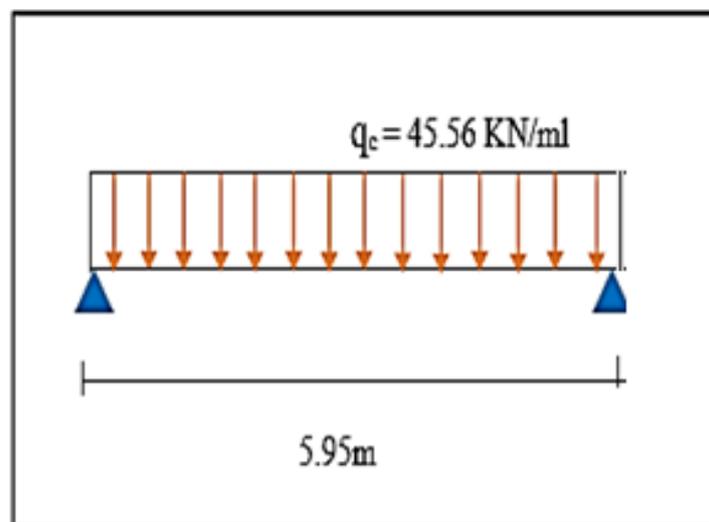


Figure III.3. Poutre uniformément chargée sur plusieurs appuis

A partir de la condition de la flèche :

$$I_y \geq \frac{24.55 \times 250 \times 5 \times 5.95^3}{384 \times 210 \times 10^6} \times 10^8$$

$$I_y \geq 8016.07 \text{ cm}^4$$

Après plusieurs itérations de calcul la section qui répond au critère de résistance (effort tranchant ainsi que le moment fléchissant), est un **IPE 330** ($I_y = 11770 \text{ cm}^4$).

Chapitre III : Pré-dimensionnement

Tableau III.7Caractéristiques du profilé IPE330

| Profil | Poids | Section | Dimensions | | | | |
|-------------------------|--|---|--|--|------------------------------|------------------------------|------------------|
| IPE 330 | G [Kg/m] | A [cm ²] | H [mm] | b [mm] | t_f [mm] | t_w [mm] | d [mm] |
| | 49,1 | 62.2 | 330 | 160 | 11.5 | 7.5 | 271 |
| Caractéristiques | | | | | | | |
| | I_y [cm ⁴] | I_z [cm ⁴] | W_{ply} [cm ³] | W_{plz} [cm ³] | i_y [cm] | i_z [cm] | |
| | 11770 | 788 | 804 | 154 | 13.7 | 3.55 | |

III.3.1.2. Vérification de la flèche (poids propre inclus) :

Nous allons ajouter le poids propre du profilé choisi : $P_p = 49.1 \text{ Kg/m} = 0.491 \text{ kN/m}$

$$Q_{ELS} = q_{ELS} + P_p = 24.55 + 0.491 = 25.04 \text{ KN/m}$$

$$\delta \leq \delta_{max}$$

$$\delta = \frac{5 \times 25.04 \times 5.95^4}{384 \times 210 \times 10^6 \times 11770 \times 10^{-8}} \times 10^2 = 1.65 \text{ cm} \leq \delta_{max} = \frac{595}{250} = 2.38 \text{ cm} \dots (\text{Condition Vérifiée})$$

▪ Classe du Profile IPE 330 :

Classe de l'âme :

$$d / t_w \leq 72\varepsilon$$

Avec $f_y = 235 \text{ MPa}$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{271}{7.5} = 36.13 < 72 \longrightarrow \text{Ame de classe 1}$$

Chapitre III : Pré-dimensionnement

Classe de la semelle :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\epsilon$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{80}{11.5} = 6.95 < 10 \longrightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

Donc le profilé est de classe 1

III.3.1.3. Vérification de résistance au cisaillement :

$$\text{On a : } Q_{ELU} = 34.03 + 1.35 \times 0.491 = 34.7 \text{ KN/m}$$

Nous allons vérifier que $V_{sd} \leq V_{pl,Rd}$

$$V_{sd} = \frac{QL}{2} = \frac{34.7 \times 5.95}{2} = 103.3 \text{ kN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\gamma_{M0} \sqrt{3}}, \quad A_{vz} = 3080 \text{ mm}^2 \text{ (du tableau des profilés métalliques)}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{3080 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1 \times \sqrt{3}} = 379.89 \text{ kN}$$

On a

$$V_{sd} = 103.3 \text{ kN} < V_{pl,Rd} = 379.89 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{OK}$$

On a aussi

$$V_{sd} = 102.7 \text{ kN} < 0.5V_{pl,Rd} = 189.94 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{OK}$$

III.3.1.4. Vérification à la résistance (moment fléchissant) (ELU) :

$$\text{On a : } Q_{ELU} = 34.7 \text{ kN/m}$$

On vérifie que $M_{sd} \leq M_{ply,Rd}$:

$$M_{sd} = \frac{Q_{ELU} \cdot L^2}{8}$$

Avec :

L : La longueur de la travée la plus longue de la poutre.

$$M_{sd} = \frac{34.7 \times 5.95^2}{8} = 153.6 \text{ kN.m}$$

Chapitre III : Pré-dimensionnement

$$M_{ply.Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{804 \times 10^{-3} \times 235}{1.1} = 171.76 \text{ kN.m}$$

Donc on a :

$$M_{sd} = 153.6 \text{ kN.m} < M_{ply.Rd} = 171.76 \text{ KN.m} \dots\dots\dots\text{OK}$$

Le profilé **IPE330** répond à toutes les conditions de l'EUROCODE 3 concernant la vérification de résistance et la vérification de la flèche.

III.3.2. Poutre principale d'étage courant :

$$G_{solives} = P_p \times n_{solives} = 0.188 \times 4 = 0.752 \text{ kN/m}$$

Tableau III.8. Charges reprises par les poutres de plancher d'étage courant

| Chargement | | Charge linéique sur le plancher terrasse |
|----------------------------|-----------------------------|--|
| G duplancher terrasse | $G_{pt} = 3 \text{ kN/m}^2$ | $G_{pt} = 3 \times 5.95 = 17.85 \text{ kN/ml}$ |
| Gsolives | $G_s = 0.752 \text{ kN/m}$ | $G_s = 0.752 \text{ kN/m}$ |
| $G_T = 18.6 \text{ kN/ml}$ | | |
| Charged'exploitation | $Q = 1.0 \text{ kN/m}^2$ | $Q = 1.0 \times 5.95 = 5.95 \text{ kN/ml}$ |
| $Q_T = 5.95 \text{ kN/ml}$ | | |

Tableau III.9. Pré dimensionnement des poutres intermédiaires

| Elément | Q _{ELS} [KN] | Q _{ELU} [KN] | Profiléc hoisi | Classe du profile | Flèche [cm] | Vérification à la de resistance | | | |
|---------|--------------------------|--------------------------|-------------------|-------------------------|------------------------|---------------------------------|----------------------------|---------------------------|------------------------------|
| | | | | | | V _{sd} [[KN] | V _{pl,rd} [KN] | M _{sd} [KN.m] | M _{pl,y} [KN.m] |
| P.P | 25.04 | 34.7 | IPE330 | 1 | 1.65 < 2.38 | 102.7 | 316.99 | 152.76 | 171.76 |
| | | | | | Condition vérifiée. | Condition Vérifiée. | Condition vérifiée. | | |

Chapitre III : Pré-dimensionnement

b) Vérification des poutres principales aux déversement phase de construction :

La poutre de plancher terrasse représentée sur la figure est maintenue latéralement aux extrémités et aux points d'application de la charge. La charge est appliquée à travers des pannes à des intervalles de 1,19 m.

$$\text{Charge ponctuelle interne} = 1.19 \times [5.5 \times 1.35 \times (3 + 0.15) + (5.5 \times 1.5 \times 1)] = 37.65 \text{ KN}$$

$$\text{Charge ponctuelle externe} = 0.595 \times [5.5 \times 1.35 \times (3 + 0.15) + (5.5 \times 1.5 \times 1)] = 18.83 \text{ KN}$$

Il est supposé que les charges ponctuelles externes sont appliquées à l'extrémité des poutres et contribueront à la force de cisaillement maximale appliquée à l'extrémité de la poutre et au moment induit dans le poteau en raison de l'excentricité de l'assemblage.

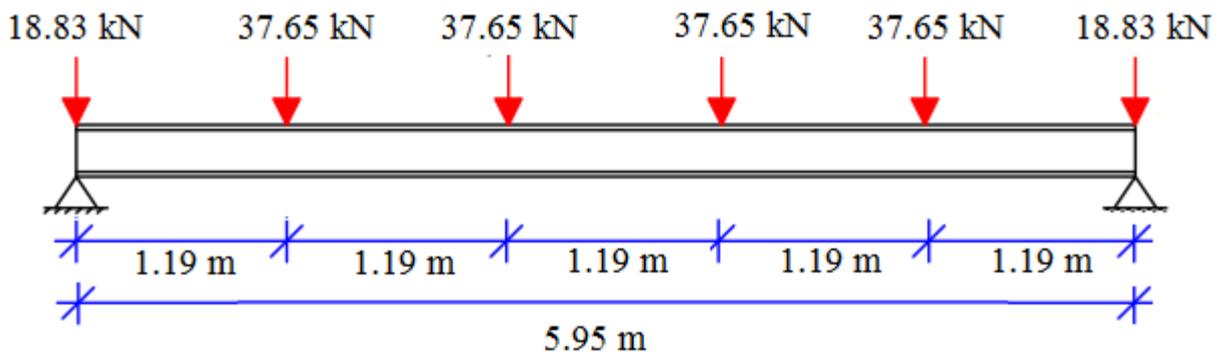


Figure III.4. Poutre maintenue au point de charge

L'effort tranchant de calcul :

$$V_{z,sd} = \frac{[(2 \times 18.83) + (4 \times 37.65)]}{2} = 94.13 \text{ kN}$$

Moments fléchissant de calcul a mi travée :

$$\begin{aligned} M_{y,sd} &= (94.13 \times 2.975) - (18.83 \times 2.975) - (37.65 \times 1.785) - (37.65 \times 0.595) \\ &= 134.41 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Calcul du moment de résistance au déversement :

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \beta_w W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M1}}$$

χ_{LT} est le facteur de réduction pour le déversement, donné dans les tableaux de χ en fonction de l'élanement réduit λ_{LT} et de la courbe de flambement appropriée pour les sections laminées.

Dans ce cas, les points de maintien latéraux est prévue aux supports et aux points d'application des charges concentrées ; en B, C et D. En général, tous les segments doivent être contrôlés, mais dans ce cas, ils sont tous de longueur égale. Les segments B - C et C - D

Chapitre III : Pré-dimensionnement

sont soumis aux conditions les plus sévères, mais avec un chargement symétrique, un seul segment doit être vérifié.

Segment B – C

maintien contre les mouvements latéraux,

- maintien contre la rotation autour de l'axe longitudinal (c'est-à-dire maintien en torsion / gauchissement), et
- liberté de rotation dans le plan.

Donc: $k = k_w = 1,0$

Pour cet exemple, la formule générale pour le calcul de λ_{LT} a été utilisée, car la section est doublement symétrique et en présence de moments aux extrémités.

On utilise la formule suivante pour le calcul de λ_{LT}

$$\lambda_{LT} = \frac{L / i_{LT}}{C_1^{0,5} \left[1 + \frac{(L / a_{LT})^2}{25,66} \right]^{0,25}}$$

Avec :

$$i_{LT} = \left(\frac{I_z I_w}{W_{ply}^2} \right)^{0,25}$$
$$a_{LT} = \left(\frac{I_w}{I_t} \right)^{0,5}$$

Donc :

$$a_{LT} = \left(\frac{199 \times 10^9}{28,2 \times 10^4} \right)^{0,5} = 840 \text{ mm} = 84 \text{ cm}$$

$$i_{LT} = \left(\frac{788 \times 10^4 \times 199 \times 10^9}{(804 \times 10^3)^2} \right)^{0,25} = 39,46 \text{ mm} = 3,95 \text{ cm}$$

C_1 est le facteur de correction pour tenir compte de la variation du moment fléchissant dans le tronçon étudié, L.

$$C_1 = 1,88 - 1,4\psi + 0,52\psi^2 \leq 2,7$$

$$\psi = \frac{89,61}{134,41} = 0,67 \quad , k = 1$$

Donc :

$$C_1 = 1,88 - 1,4(0,67) + 0,52(0,67)^2 = 1,175 \leq 2,7$$

Chapitre III : Pré-dimensionnement

$$\lambda_{LT} = \frac{119/3.95}{(1.175)^{0.5} \left[1 + \frac{(119/84)^2}{25.66} \right]^{0.25}} = 33.28$$

On aura :

$$\frac{\lambda_{LT}}{\lambda} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda} \beta_w^{0.5} = \frac{33.28}{93.9} = 0.35$$

$$\frac{h}{b} = \frac{330}{160} = 2.1 > 2 \rightarrow \text{courbe b}$$

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \beta_w W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.9455 \times 1 \times 804 \times 10^3 \times 235 \times 10^{-6}}{1.1} = 162.4 \text{ KN.m}$$

$$M_{y,sd} = 134.41 \text{ KN.m} < M_{b,Rd} = 162.4 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{ok}$$

Donc le même profilé **IPE330** satisfait les conditions exigées par le règlement.

III.4. Pré dimensionnement des poutres secondaires (Terrasse et étages courants) :

Les poutres secondaires sont sollicitées de la même façon que les solives, donc on utilise la même section ou plus grande (**IPE240**).

III.5. Pré-dimensionnement des poteaux :

Pour le pré-dimensionnement des poteaux, on prend le poteau le plus sollicité. Généralement, les sections des poteaux sont des HEA ou HEB car ils ont une inertie importante dans les deux sens, de plus ils sont pratiques pour les assemblages. La règle empirique pour un poteau en profilé :

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} \leq 25 \quad i_y = \frac{l_f}{\lambda_y} = \frac{0.5 \times 340}{25} = 6.8 \text{ cm}$$

On prend un **HEA240** avec : $i_y = 10.05 \text{ cm}$

- **Caractéristiques géométriques de la section :**

Soit **HEA240** Grade S235 (terminologie selon EC3)

| | |
|--|---|
| $h = 230 \text{ mm}$ | $b = 240 \text{ mm}$ |
| $t_w = 7,5 \text{ mm}$ | $t_f = 12 \text{ mm}, d = 164 \text{ mm}$ |
| $d/t_w = 21,9$ | $c/t_f = 10$ |
| $A = 7680 \text{ mm}^2$ | $I_y = 77,63 \times 106 \text{ mm}^4$ |
| $I_w = 328 \times 109 \text{ mm}^6$ | $I_z = 27,7 \times 106 \text{ mm}^4$ |
| $I_t = 41,6 \times 104 \text{ mm}^4$ | $W_{pl,y} = 745 \times 103 \text{ mm}^3$ |
| $W_{el,y} = 675 \times 103 \text{ mm}^3$ | $i_y = 100.5 \text{ mm}, i_z = 60 \text{ mm}$ |

Chapitre III : Pré-dimensionnement

$$i_{Lt} = \left(\frac{I_z I_w}{W_{pl,y}^2} \right)^{0,25} = \left[\frac{27,7 \times 10^6 \times 328 \times 10^9}{(745 \times 10^3)^2} \right]^{0,25} = 63,6 \text{ mm}$$

$$a_{Lt} = \left(\frac{I_w}{I_t} \right)^{0,5} = \left[\frac{328 \times 10^9}{41,6 \times 10^4} \right]^{0,5} = 888 \text{ mm}$$

▪ Classe de la section :

Classe de la semelle (en compression) :

La valeur limite de la classe 1 pour la semelle: $c/t_f \leq 10\varepsilon$.

$$\varepsilon = \sqrt{235/f_y} \text{ et } f_y = 235 \text{ N/mm}^2, \text{ donc } \varepsilon = 1, 10\varepsilon = 10$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{120}{12} = 10 \leq 10\varepsilon \quad \text{Classe de la semelle 1.}$$

Classe de l'âme (en flexion) :

La valeur limite de la classe 1 pour l'âme sujette à la flexion $d/t_w \leq 72\varepsilon$.

$$\varepsilon = \sqrt{235/f_y} \text{ et } f_y = 235 \text{ N/mm}^2, \text{ donc } \varepsilon = 1, 72\varepsilon = 72$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{164}{7,5} = 21,8 \leq 72 \quad \text{Classe de l'âme 1.}$$

La section est de Classe 1.

III.5.1. Vérification du poteau :

III.5.1.1. Calcul des charges :

• Plancher terrasse:

$$\text{La surface: } S = 5,5 \times 5,95 = 32,73 \text{ m}^2$$

$$\text{Poids des solives : } G_s = 0,752 \times 5,5 = 4,14 \text{ KN}$$

$$\text{Poids des poutres principales : } G_{pp} = 0,491 \times 5,95 = 2,92 \text{ KN}$$

$$\text{Poids propre du poteau : } G_{pot} = 0,603 \times 3,4 = 2,05 \text{ KN}$$

$$\text{Poids du plancher terrasse : } G_{pt} = 3,15 \times 32,73 = 103,1 \text{ KN}$$

$$\text{Charge d'exploitation terrasse : } Q = 1 \times 32,72 = 32,73 \text{ KN}$$

Alors :

$$N_t = 1,35 \times 112,2 + 1,5 \times 32,72 = 200,55 \text{ KN}$$

Chapitre III : Pré-dimensionnement

- **Plancher étage courant :**

La surface: $S = 5.5 \times 5.95 = 32.73 \text{ m}^2$

Poids des solives : $G_s = 0.752 \times 5.5 = 4.14 \text{ KN}$

Poids des poutres principales : $G_{pp} = 0.491 \times 5.95 = 2.92 \text{ KN}$

Poids propre du poteau : $G_{pot} = 0.603 \times 3.4 = 2.05 \text{ KN}$

Poids du plancher étage courant : $G_{pt} = 3.15 \times 32.73 = 103.1 \text{ KN}$

Charge d'exploitation étage courant : $Q = 1 \times 32.73 = 32.73 \text{ KN}$

Alors :

$$N_c = 1,35 \times 112.2 + 1,5 \times 32.73 = 200.55 \text{ KN}$$

- **Calcul de N_{sd} :**

$$N_{sd} = N_t + 2N_c = 601.65 \text{ KN}$$

III.5.1.2. Calcul des élancements moyens λ_y et λ_z :

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{340 \times 0.5}{10.05} = 16.91$$

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{340 \times 0.5}{6} = 28.33$$

III.5.1.3. Calcul de l'élancement réduit $\bar{\lambda}$:

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{\lambda_y}{93.9\varepsilon} = \frac{16.91}{93.9} = 0.18$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{\lambda_z}{93.9\varepsilon} = \frac{28.33}{93.9} = 0.30$$

On a :

$$\bar{\lambda}_{max} = \bar{\lambda}_z = 0.3 > 0.2 \text{ (il y'a risque de flambement)}$$

III.5.1.4. Vérification du risque au flambement :

Il faut que $N_{sd} \leq N_{b,Rd}$

$$N_{b,Rd} = \chi_{min} \cdot \beta_1 \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

Chapitre III : Pré-dimensionnement

On a :

$$\frac{h}{b} = \frac{230}{240} = 0.96 \leq 1.2 \quad \text{et} \quad t_f = 12 \text{ mm} \leq 100 \text{ mm}$$

Donc on aura :

Courbe de flambement b pour l'axe y-y , ce qui nous donne $\chi_y = 1$

Courbe de flambement c pour l'axe z-z , ce qui nous donne $\chi_z = 0.9641$

Alors :

$$N_{b,Rd} = 0.9641 \times 1 \times \frac{76.8 \times 2350}{1.1} \times 10^{-2} = 1581.82 \text{ KN}$$

On a :

$$N_{sd} = 601.65 \text{ KN} \leq N_{b,Rd} = 1581.82 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{OK}$$

III.5.1.5. Conclusion :

Les résultats du pré-dimensionnement sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III.10 profilés adoptés

| Eléments | Profilé adopté |
|-----------------------------------|----------------|
| poteaux | HEA240 |
| Poutre principale (étage courant) | IPE330 |
| Poutre principale (dernier étage) | IPE330 |
| Poutres secondaires | IPE240 |
| solives | IPE180 |

III.6. Pré-dimensionnement des escaliers :

Un escalier est une suite de marches qui permet de passer d'un niveau à un autre dont la largeur s'appelle l'embranchement, la largeur de la marche s'appelle giron (g) et la hauteur contremarche (h). Nous avons dans notre cas une cage d'escalier droite avec deux volées et un palier de repos.

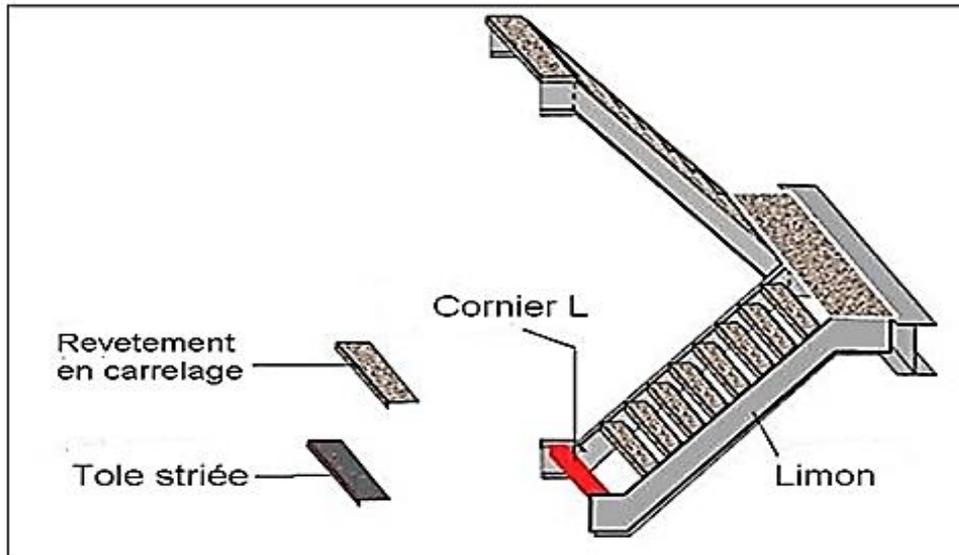


Figure III.4. Les différents composants d'un escalier

Pour dimensionnement des escaliers en charpente métallique, nous allons utiliser la formule de BLONDEL.

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

Avec :

h : Varie de 14 cm à 20 cm.

g : Varie de 22 cm à 30 cm.

Hauteur d'étage 3,4 m \rightarrow nous allons prendre $h = 17\text{ cm}$ et $g = 30\text{ cm}$.

Vérification de la condition de BLONDEL :

$$59 \leq [30 + 2(17)] \leq 66\text{cm}$$

$$59\text{ cm} \leq 64\text{ cm} \leq 66\text{cm} \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée})$$

III.6.1. Le nombre de contremarche :

$$n = \frac{H}{2h}$$

Avec :

H : La hauteur de l'étage.

h : La hauteur de la marche.

Pour 1^{ère} volée du rez de chaussé :

Chapitre III : Pré-dimensionnement

$$n = \frac{170}{17} = 10 \text{ Contre marches}$$

Le même nombre de contre marches pour la 2^{ème} volée du rez de chaussé.

$$n' = n - 1 = 10 - 1 = 9 \text{ Nombre de marches.}$$

La longueur de la ligne de foulée sera : $L = g(n - 1) = 30(10 - 1) = 270 \text{ cm.}$

III.6.2. Angle d'inclinaison de la volée :

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{9 \times h}{8 \times g} \right) = 32.52^\circ$$

III.6.3. Longueur du limon :

$$L_l = \frac{H}{2 \sin \alpha} = \frac{340}{2 \times \sin 32.52^\circ} = 316.22 \text{ cm .}$$

III.6.4. Epaisseur de la paillasse :

$$\frac{L_l}{30} < E_p < \frac{L_l}{20} \rightarrow E_p = 15 \text{ cm}$$

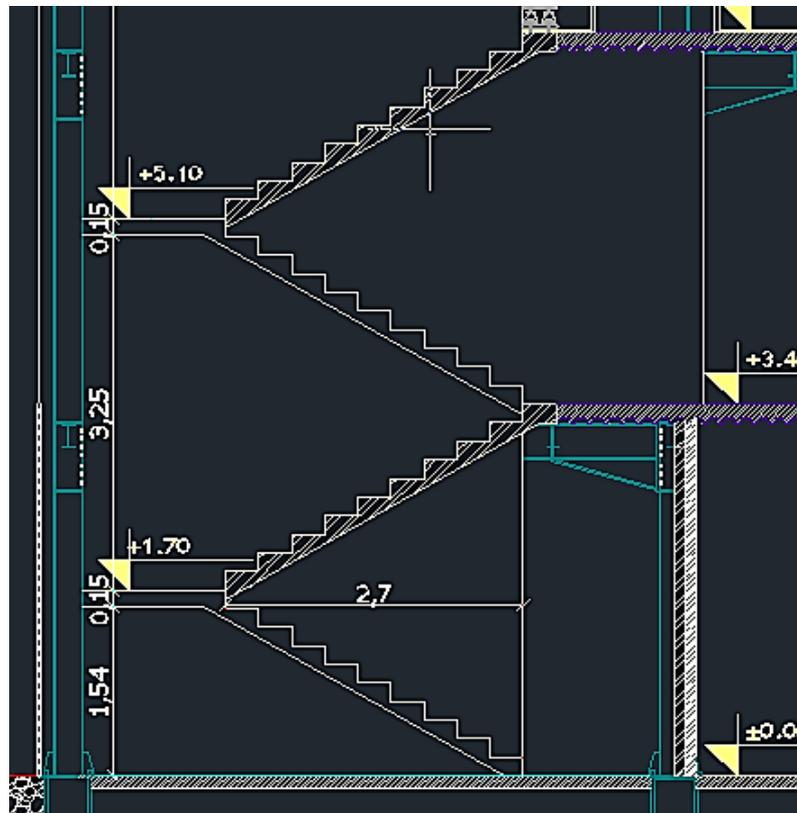


Figure III.5 : présentation d'escalier

Chapitre III : Pré-dimensionnement

III.6.5. Pré-dimensionnement des éléments porteurs :

Volée : $G = 1,40 \text{ kN/m}^2$

Palier : $G = 4.05 \text{ kN/m}^2$

Charge d'exploitation $Q = 2,50 \text{ kN/m}$

III.6.5.1. Cornière de marche :

Nous supposons que la marche est une poutre simplement appuyée

$$q_c = (G + Q) \times g = (1,40 + 2,50) \times 0,3 = 1.17 \text{ KN/ml}$$

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

$$\delta \leq \delta_{max}$$

$$\frac{5qL^4}{384 E I_y} \leq \frac{l}{250}$$

$$I_y \geq \frac{250 \times 5 \times q_c \times L^3}{384E}$$

$$I_y \geq 2.41 \text{ cm}^4$$

Nous choisisons une cornière : $L 60 \times 60 \times 6$ ($I_y = 22.79 \text{ cm}^4$)

Tableau III.11. Caractéristiques de la cornière L60×60×6

| Profilé | Poids | Section | Dimensions | | | |
|----------|---|---|--|--|------------------------|------------------------|
| | G [Kg/m] | A [cm ²] | h [mm] | b [mm] | t [mm] | |
| L60×60×6 | 5.42 | 6.91 | 60 | 60 | 6 | |
| | Caractéristiques | | | | | |
| | I _y [cm ⁴] | I _z [cm ⁴] | W _{ely} [cm ³] | W _{elz} [cm ³] | i _y [cm] | i _z [cm] |
| | 22.79 | 22.79 | 5.29 | 5.29 | 1.82 | 1.82 |

III.6.5.1.1. Vérification de la condition de la flèche (ELS) (Poids propre inclus) :

Chapitre III : Pré-dimensionnement

$$Q_{ELS} = q_c + P_p = 1.17 + 0.0542 = 1.224 \text{ KN/m}$$

$$\delta \leq \delta_{max}$$

$$\delta = \frac{5 \times 1.224 \times 1.19^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 22.79} = 0.067 \text{ cm} \leq \delta_{max} = \frac{L}{250} = 0.44 \text{ cm} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

▪ Classe de la cornière L60×60×6 :

La cornière L60×60×6 (S235) est de classe 1 selon le tableau des données techniques des profilées métallique.

III.6.5.1.2. Vérification au moment fléchissant :

$$Q_{ELU} = [1.35 G + 1.5 Q] \times g + 1.35 P_p = [1.35 \times 1.40 + 1.5 \times 2.5] \times 0.3 + 1.35 \times 0.0542$$

$$Q_{ELU} = 1.84 \text{ KN/m}$$

$$M_{y,sd} \leq M_{ely,Rd}$$

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{ELU} \times L^2}{8}$$

$$M_{y,sd} = \frac{1.84 \times 1.19^2}{8} = 0.32 \text{ kN.m}$$

$$M_{ely,Rd} = \frac{W_{el,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{5.29 \times 10^{-3} \times 235}{1.1} = 1.13 \text{ KN.m}$$

$$M_{y,sd} = 0.32 \text{ KN.m} \leq M_{ely,Rd} = 1.13 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{ok}$$

III.6.5.2. Limon

Volée : $G = 1,40 \text{ kN/m}^2$

Palier : $G = 4.05 \text{ kN/m}^2$

Charge d'exploitation $Q = 2,50 \text{ kN/m}$

III.6.5.2.1. Vérification à la flèche

$$q_1 = \frac{1.19}{2} \times (1.4 + 2.5) = 2.32 \text{ KN/ml}$$

$$q_1 = \frac{1.19}{2} \times (4.05 + 2.5) = 3.89 \text{ KN/ml}$$

On a :

$$\delta \leq \delta_{max}$$

Chapitre III : Pré-dimensionnement

$$\frac{5qL^4}{384 E I_y} \leq \frac{l}{250}$$

$$I_y \geq \frac{250 \times 5 \times q_1 \times L^3}{384E}$$

$$I_y \geq \frac{250 \times 5 \times 3.89 \times 2.7^3}{384 \times 210 \times 10^6} \times 10^8$$

$$I_y \geq 118.69 \text{ cm}^4$$

Donc on choisit l'UPE 120 ($I_y = 363.5 \text{ cm}^4$)

Tableau III.12. Caractéristiques du profilé UPE120

| Profil | Poids | Section | Dimensions | | | | | |
|------------|-------------|-------------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|----------------|----------------|
| | | | h | b | t _f | t _w | d | |
| UPE 120 | G [Kg/m] | A [cm ²] | [mm] | [mm] | [mm] | [mm] | [mm] | |
| | 12.1 | 15.40 | 120 | 60 | 8.0 | 5.0 | 80 | |
| | | | Caractéristiques | | | | | |
| | | | I _y | I _z | W _{ply} | W _{plz} | i _y | i _z |
| | | | [cm ⁴] | [cm ⁴] | [cm ³] | [cm ³] | [cm] | [cm] |
| | | | 363.5 | 55.40 | 70.33 | 25.28 | 4.86 | 1.90 |

III.6.5.2.2. Vérification de la flèche :

Nous allons ajouter le poids propre du profilé choisit

$$P_p = 12.1 \text{ Kg/m} = 0.0121 \text{ KN/m}$$

$$Q_{ELS} = q_c + P_p = 1.17 + 0.0121 = 1.722 \text{ KN/m}$$

$$\delta \leq \delta_{max}$$

$$\delta = \frac{5 \times 1.722 \times 2.7^4}{384 \times 210 \times 10^6 \times 363.5 \times 10^{-8}} \times 10^2 = 0.156 \text{ cm} \leq \delta_{max} = \frac{270}{250} = 1.08 \text{ cm} \quad (\text{Condition Vérifiée})$$

Classe du profile UPE120 :

UPE 120 (S235) est de classe 1 selon les tableaux des données technique des profilées

Chapitre III : Pré-dimensionnement

III.6.5.2.3. Vérification de la résistance (moment fléchissant) :

$$Q_{ELU} = \frac{1.19}{2} \times [(1.35 \times 4.05) + (1.5 \times 2.5)] + 1.35 \times 0.0121 = 5.5 \text{ KN/m}$$

On a : $Q_{ELU} = 5.5 \text{ KN/m}$

On vérifie que $M_{sd} \leq M_{ply,Rd}$:

$$M_{sd} = \frac{Q_{ELU} \cdot L^2}{8}$$

Avec :

L : La longueur de la travée la plus longue de la poutre.

$$M_{sd} = \frac{5.5 \times 2.7^2}{8} = 5 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{70.33 \times 10^{-3} \times 235}{1.1} = 15.02 \text{ KN.m}$$

Donc on a :

$$M_{sd} = 5 \text{ KN.m} < M_{ply,Rd} = 15.02 \text{ KN.m} \quad \dots\dots\dots \text{OK}$$

On utilise UPE 120 pour les volées.

III.6.5.3. Poutre palière :

Tableau III.13. Charge revenant à la poutre palière

| Chargement | | Charge linéique sur le palier |
|---------------------------|------------------------------------|--|
| Gdupalier | $G_{palier} = 4.05 \text{ KN/m}^2$ | $G_{palier} = 4.05 \times 1.20 = 4.86 \text{ KN/ml}$ |
| Gdu volé | $G_{volé} = 1.40 \text{ KN/m}^2$ | $G_{volé} = 1.40 \times 2.7 = 3.78 \text{ KN/ml}$ |
| $G_T = 8.64$ KN/ml | | |
| Charged'exploitation | $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$ | $Q = 2.5 \times 1.2 = 5.5 \text{ KN/ml}$ |
| $Q_T = 3.0 \text{ KN/ml}$ | | |

Chapitre III : Pré-dimensionnement

III.6.5.3.1. Condition de la flèche :

$$q_c = (G + Q) = (8.64 + 3.0) = 11.64 \text{ KN/ml}$$

$$I_y \geq \frac{11.64 \times 250 \times 5 \times 2.5^3}{384 \times 210 \times 10^6} \times 10^8$$

$$I_y \geq 281.92 \text{ cm}^4$$

Donc on choisit l'IPE 160 ($I_y = 869.3 \text{ cm}^4$)

Tableau III.14. Caractéristiques du profilé IPE160

| Profil | Poids | Section | Dimensions | | | | |
|-------------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|----------------|----------------|-------|
| IPE 160 | G | A | h | b | t _f | t _w | d |
| | [Kg/m] | [cm ²] | [mm] | [mm] | [mm] | [mm] | [mm] |
| | 15.8 | 20.09 | 160 | 82 | 7.4 | 5.0 | 127.2 |
| Caractéristiques | | | | | | | |
| | I _y | I _z | W _{ply} | W _{plz} | i _y | i _z | |
| | [cm ⁴] | [cm ⁴] | [cm ³] | [cm ³] | [cm] | [cm] | |
| | 869.3 | 63.31 | 123.9 | 26.10 | 6.58 | 1.48 | |

III.6.5.3.2 Vérification de la condition de la flèche (ELS) (Poids propre inclus) :

Nous allons ajouter le poids propre du profilé choisit

$$P_p = 0.158 \text{ KN/m}; Q_{ELS} = q_c + P_p = 11.64 + 0.158 = 11.80 \text{ KN/m}$$

$$\delta \leq \delta_{max}$$

$$\delta = \frac{5 \times 11.8 \times 2.5^4}{384 \times 210 \times 10^6 \times 869.3} = 0.33 \text{ cm} \leq \delta_{max} = \frac{250}{250} = 1 \text{ cm} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

Chapitre III : Pré-dimensionnement

- Classe du profilé IPE160 :

Classe de l'âme :

$$d/t_w \leq 72\varepsilon$$

$$\text{Avec } f_y = 235 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{127.2}{5} = 25.44 < 72 \longrightarrow \text{Ame de classe 1}$$

Classe de la semelle :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{41}{7.4} = 5.54 < 10 \longrightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

Donc le profilé est de classe 1.

III.6.5.3.3. Vérification de la résistance (moment fléchissant) :

$$Q_{ELU} = (1.35G + 1.5Q) + 1.35P_p = (1.35 \times 8.64 + 1.5 \times 3.0) + 1.35 \times 0.158 = 16.38 \text{ KN/ml}$$

$$\text{On a : } Q_{ELU} = 16.38 \text{ KN/m}$$

On vérifie que $M_{sd} \leq M_{ply,Rd}$:

$$M_{sd} = \frac{Q_{ELU} \cdot L^2}{8}$$

Avec :

L : La longueur de la travée la plus longue de la poutre.

$$M_{sd} = \frac{16.38 \times 2.5^2}{8} = 12.79 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{123.9 \times 10^{-3} \times 235}{1.1} = 26.47 \text{ KN.m}$$

Donc on a :

$$M_{sd} = 12.75 \text{ KN.m} < M_{ply,Rd} = 26.47 \text{ KN.m} \dots\dots\dots\text{OK}$$

Chapitre III : Pré-dimensionnement

III.6.5.3.4. Vérification de résistance au cisaillement :

On a : $Q_{ELU} = 16.38 \text{ KN/m}$

Nous allons vérifier que $V_{sd} \leq V_{pl,Rd}$

$$V_{sd} = \frac{QL}{2} = \frac{16.38 \times 2.5}{2} = 20.5 \text{ KN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\gamma_{M0} \sqrt{3}}; A_{vz} = 780 \text{ mm}^2 \text{ (du tableau des profilés métalliques)}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{780 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1 \times \sqrt{3}} = 96.21 \text{ KN}$$

On a :

$$V_{sd} = 20.5 \text{ KN} < V_{pl,Rd} = 96.21 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{OK}$$

III.7. Pré-dimensionnée de l'acrotère

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé dont la réalisation est nécessaire pour assurer l'étanchéité des terrasses inaccessibles.

L'acrotère est une console linéaire encastrée au plancher terrasse. Le calcul se fait à la flexion composée, pour une bande de 1 m de longueur.

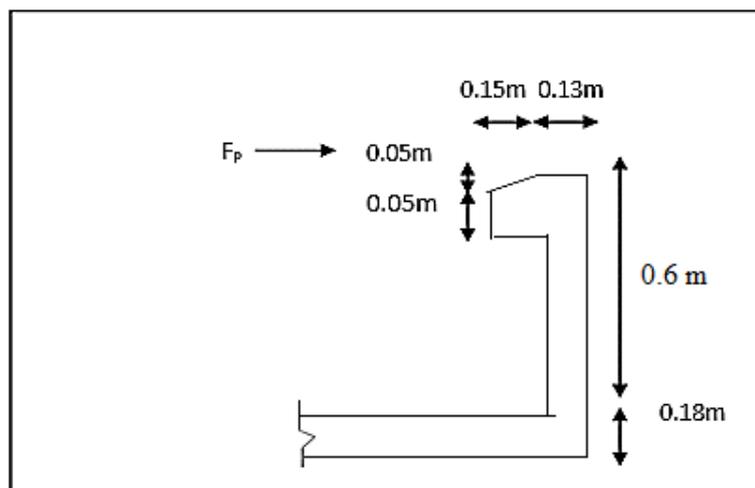


Figure III.6. Coupe verticale de l'acrotère

Chapitre III : Pré-dimensionnement

III.7.1. Chargements :

Tableau III.15. Charges repris par l'acrotère

| Chargement | |
|----------------------|-------------------------------------|
| Gdel'acrotère | $W_p=S \times 25= 4.67\text{KN/ml}$ |
| $G=4.67\text{KN/ml}$ | |

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

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

Avec

A : Coefficient d'accélération de zone. (tab4-1/RPA99).

C_p : Facteur de forces horizontal. (tab6-1/RPA99).

W_p : Poids de l'élément (Calculé ci-dessus dans le tableau)

$A= 0,15$ (zone IIA, groupe d'usage 2)

$C_p=0,3$

$W_p = 4.67\text{KN/ml}$

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

$$F_p=4 \times 0.15 \times 0.3 \times 4.67=0.840 \text{ KN/ml}$$

III.7.2. Calcul des sollicitations :

Tableau III.16. Combinaisons de charge

| | Effort N_{sd} (KN) | Moment M_{sd} (KN.m) |
|------------|----------------------|------------------------|
| ELU | 6.42 | 0.9 |
| ELS | 4.76 | 0.6 |

Chapitre III : Pré-dimensionnement

III.7.3. Dimensionnement :

$$f_{c28}=25\text{MPa} ; f_{t28}=2,1\text{MPa} ; f_e=400\text{MPa}$$

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

Position du centre de pression

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{6,42} = 0,14 \text{ m}$$

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

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

Le calcul se fera d'abord en flexion simple puis en flexion composée

▪ -Flexion Simple :

$$d=0,10\text{m}, \quad b=1\text{m}$$

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

Moment réduit :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 F_{bu}} = \frac{0,9}{1,35 \times 14,17 \times 10^3 \times 0,13^2} = 0,0062$$

$$\mu_{bu} = 0,0062 \leq \mu = 0,186 \quad \text{pivoté}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0077$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 12,96\text{cm}$$

$$A_{sc} = \frac{M_u}{\delta_s \times Z} = \frac{900}{348 \times 12,96} = 0,20 \text{ cm}^2$$

$$\mu_{bu} = 0,0062 < 0,392 \quad \text{donc } A' = 0$$

▪ Flexion Composée

$$A_u = A_{sc} - \frac{N_u}{\delta_s} = 0,02\text{cm}^2$$

Chapitre III : Pré-dimensionnement

- Condition de non fragilité

$$A_{min} > 0.23bd^2 \frac{F_{28}}{F_{ed}} = 2.11 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$A_{min} = 2.11 \text{ cm}^2$$

Nous avons choisi de ferrailé avec 4HA10 ($A_s = 3.14 \text{ cm}^2$) par mètre linéaire de l'acrotère

$$A_T = \frac{A_R}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2 \text{ soit : 4HA8}$$

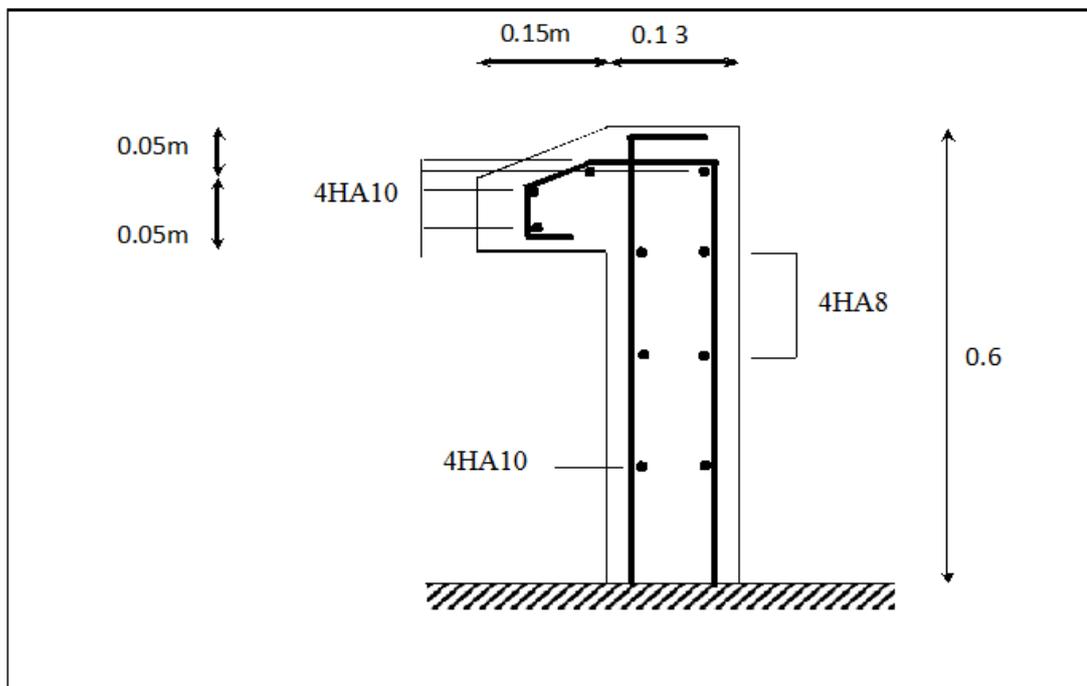
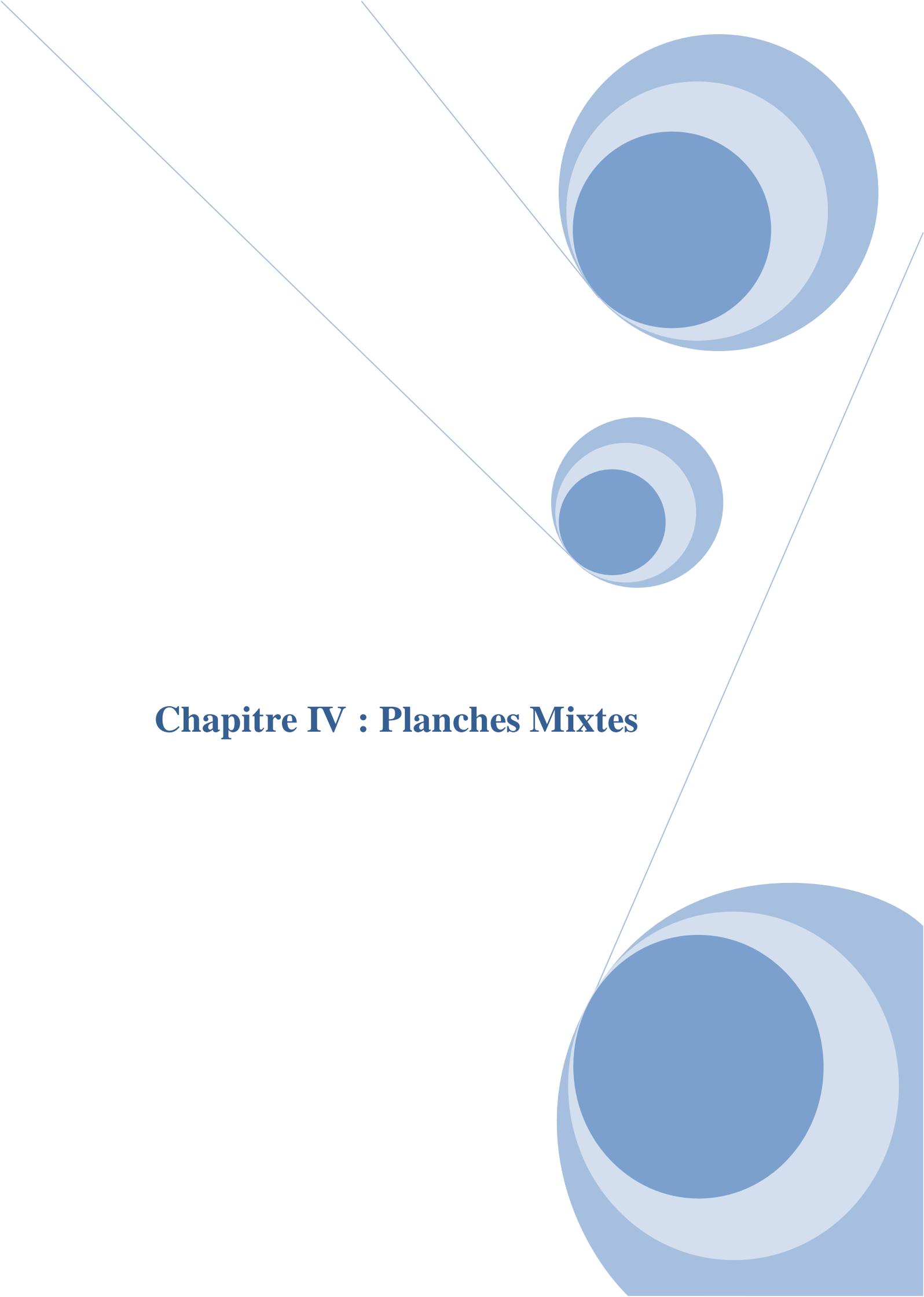


Figure III.7. Ferrailage de l'acrotère

The page features a decorative graphic consisting of three blue circles of varying sizes, each with a darker blue center and a lighter blue outer ring. These circles are arranged in a triangular pattern, with the largest one at the top right, a smaller one in the middle, and another large one at the bottom right. Two thin blue lines intersect at the top left, forming a large 'V' shape that frames the circles.

Chapitre IV : Planches Mixtes

Chapitre IV : Planches Mixtes

I-Introduction :

La dalle mixte est composée d'une tôle profilée en acier sur laquelle on coule une dalle en béton comportant dans la majorité des cas un léger treillis d'armature destiné à limiter la fissuration du béton due au retrait et aux effets de température.

La tôle profilée sert de plate-forme de travail lors du montage, de coffrage pour le béton et d'armature inférieur pour la dalle après durcissement du béton. La dalle constitue un plancher mixte lorsqu'elle est reliée à la poutraison au biais de connecteurs qui s'opposent au glissement mutuel. Cette dernière sert aussi de contreventement horizontal pour assurer la stabilité de la structure

Vu les charges que doivent supporter ces dalles nous devons effectuer des calculs pour la réalisation et la vérification de la résistance.

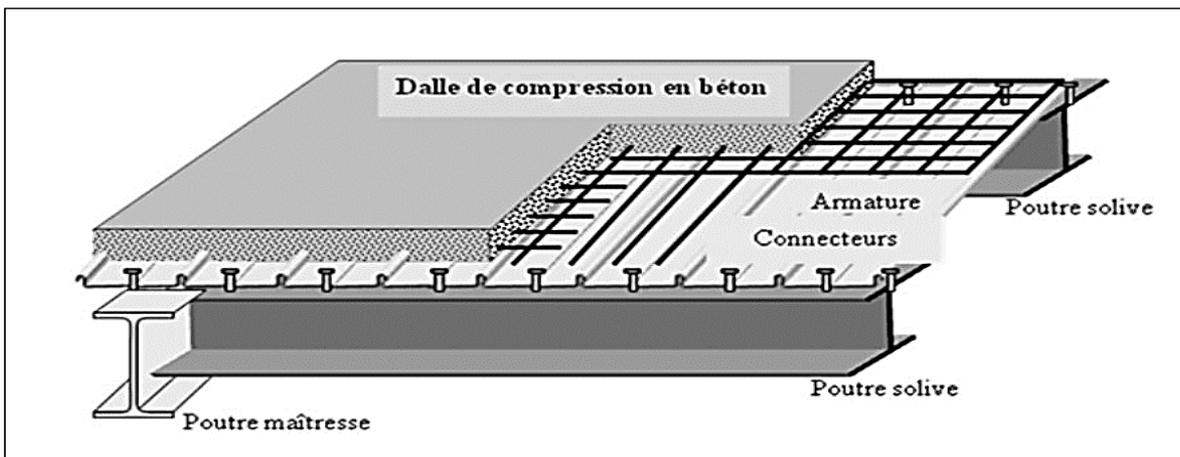


Figure IV.1 Eléments constructifs du plancher mixte

II-2Vérification de la tôle profilée :

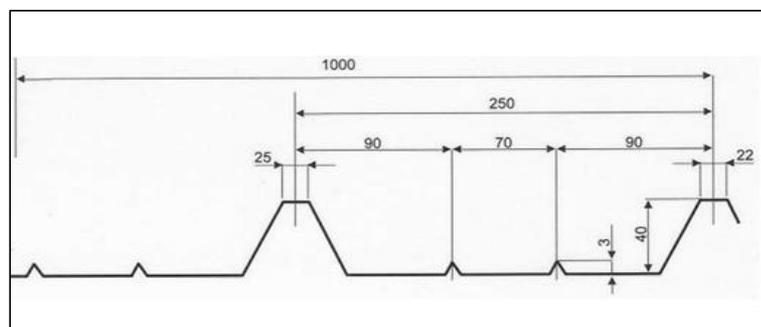


Figure IV.2 Dimensions de la tôle TN40

Chapitre IV : Planches Mixtes

Tableau IV.1. Caractéristiques du bac d'acier TN 40

| Hauteur des nervures (mm) | Nombre des nervures par bac (mm) | Espacement des nervures (mm) | Largeur outils du bac (mm) | Epaisseur de tôle (mm) | Poids (KN/m ²) |
|------------------------------|-------------------------------------|---------------------------------|----------------------------|---------------------------|----------------------------|
| 40 | 5 | 250 | 720 | 1 | 0.15 |

II-2-1 Vérification de la conditionne de la flèche (ELS) :

Cette vérification consiste à étudier le comportement de la tôle et à vérifier la résistance sous son poids propre et sous le poids du béton frais.

Pour cela nous allons vérifier que $F_{max} \leq F_{adm}$

$$F_{max} = \frac{5 \times (G_p \times G_B) \times L^4}{384 \times E_{I_{eff}}} \leq \frac{L}{250}$$

$$I_{eff} = \frac{5 \times 3,748 \times 595^4 \times 250}{384 \times 2.1 \times 10^6} = 966,6 \text{ cm}^4$$

Avec :

I_{eff} : inertie efficace ;

E : module d'élasticité ;

G_p : poids propre de la tôle ;

G_B : poids de béton ;

Tableau IV.2. Charges reprises par le bac d'acier

| Chargement | Charge linéique sur le plancher terrasse |
|--|---|
| G_B béton du plancher $G_B = 25 \text{ KN/m}^2$ | $G_B = 25 \times 1.19 \times 0.12 = 3.57 \text{ KN/ml}$ |
| G_p de la tôle TN40 (S250) $G_p = 0.15 \text{ KN/m}^2$ | $G_p = 0.15 \times 1.19 = 0.178 \text{ KN/ml}$ |
| $G_T = 3.748 \text{ KN/ml}$ | |
| Charge d'exploitation $Q = 1 \text{ KN/m}^2$ | $Q = 1 \times 1.19 = 1.19 \text{ KN/ml}$ |
| $Q_T = 1.19 \text{ KN/ml}$ | |

Chapitre IV : Planches Mixtes

$$F_{\max} = \frac{5 \times 3,748 \times 550^4}{384 \times 2,1 \times 966,6 \times 10^6} = 2.2 \text{Cm} = F_{\text{adm}} = \frac{550}{250} = 2.2 \text{Cm} \quad (\text{condition vérifiée})$$

II-2-2 Vérification au moment fléchissant (ELU) :

En considère le bac en acier comme une poutre simplement appuis ;

$$\text{Moment maximal en travée : } M_{\text{sd}} = \frac{qL^2}{8}$$

$$q_c = 1.35 \times (G_B + G_p) + 1.5 \times Q_T$$

$$q_c = 1.35 \times 3.748 + 1.5 \times 1.19 = 6.845 \text{ KN/ml}$$

$$M_{\text{sd}} = \frac{6.845 \times 5.5^2}{8} = 25.88 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Calcul du moment résistant plastique ce dernier est déduit à partir de la solive IPE220 parce que IPE180 n'est pas vérifiée.

$$M_{\text{ply}} = \frac{F_y \times W_{\text{ply}}}{\gamma_{M_0}} = \frac{285 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 60,88 \text{ KN.m} \quad (\text{condition vérifiée})$$

II-2-3 Vérification plancher mixte terrasse :

II-2-3-1 Vérification de la section mixte :

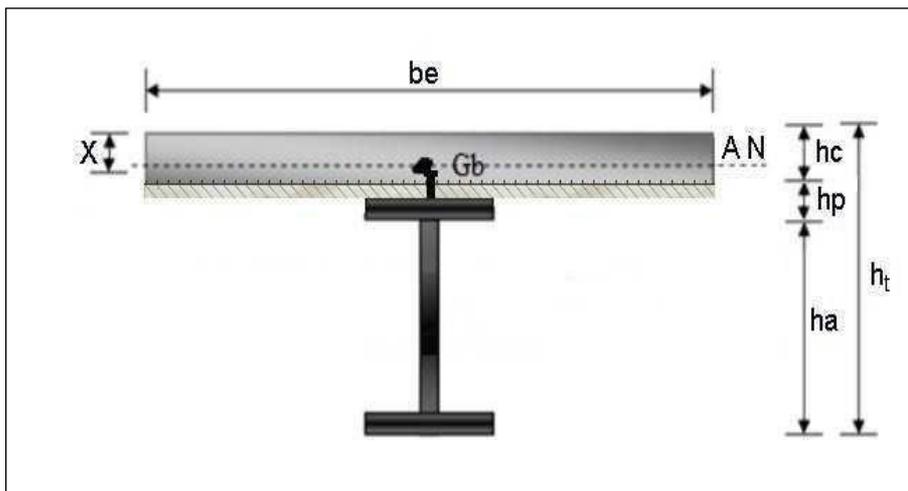


Figure IV.3 Montage poutre dalle

Chapitre IV : Planches Mixtes

h_t : hauteur totale de la section

($h_t = h_a + h_c + h_p$) h_p : hauteur du bac en acier TN40

nervure. h_c : hauteur de la dalle.

h_a : hauteur de la poutre en acier.

B_e : largeur de la dalle

d_0 : distance entre les centres de gravité de la poutre en acier et de la dalle.

X : distance de l'axe neutre à la fibre supérieure externe de la dalle.

II-2-3-1-a Largeur efficace de la dalle :

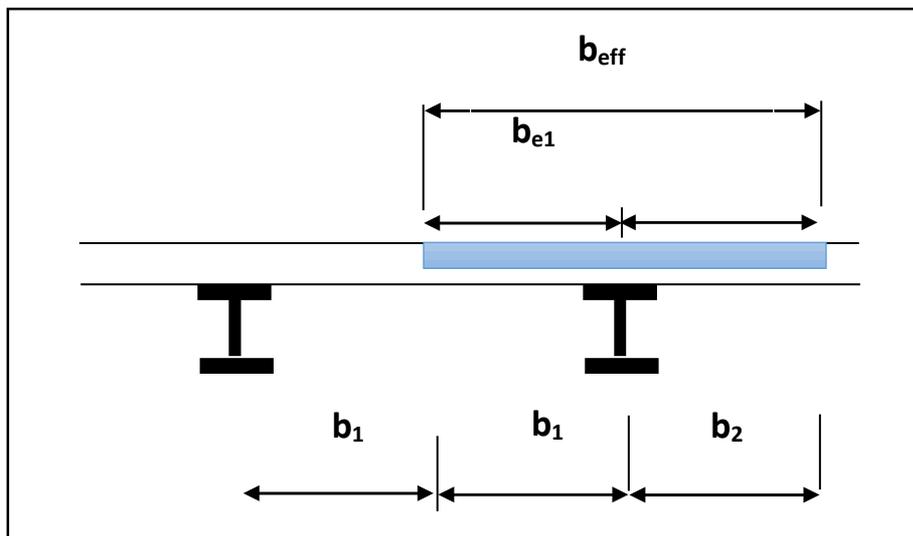


Figure IV.4 Largeur efficace de la dalle.

La largeur efficace de la dalle est donnée par l'expression

suivante :

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2} \quad (2.1 \text{ Eurocode } 4)$$

Avec

$$b_{ei} = \min (L_0/8; b_i) \quad (2.2 \text{ Eurocode } 4).$$

L_0 : La portée de la poutre $L_0 = 5.95 \text{ m}$.

$$b_1 = b_2 = 0,59\text{m}.$$

$$b_{e1} = b_{e2} = \min (0.74; 0.59) = 0.59\text{m}.$$

$$\text{Donc } b_{eff} = 2 \times 0.59 = 1.19\text{m}$$

Chapitre IV : Planches Mixtes

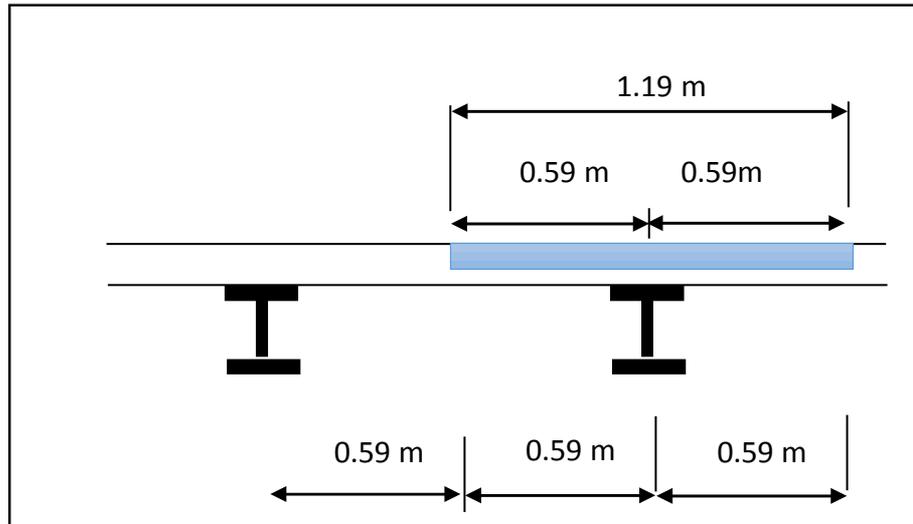


Figure IV.5 Largeur efficace de la dalle avec cotations

Tableau IV.3. Charges repris par la dalle

| Chargement | | Charge linéique sur le plancher terrasse |
|------------------------------|-----------------------------|---|
| G_B béton du plancher | $G_B = 25 \text{ KN/m}^2$ | $G_B = 25 \times 1.19 \times 0.12 = 3.57 \text{ KN/ml}$ |
| G_P de la tôle TN40 (S250) | $G_P = 0.15 \text{ KN/m}^2$ | $G_P = 0.15 \times 1.19 = 0.1785 \text{ KN/ml}$ |
| G_s solives | $P_p = 0.188 \text{ KN/ml}$ | $G_s = 0.188 \text{ kN/ml}$ |
| $G_r = 3.94 \text{ KN/ml}$ | | |
| Charge d'exploitation | $Q = 1 \text{ KN/m}^2$ | $Q = 1 \times 1.19 = 1.19 \text{ KN/ml}$ |
| $Q_T = 1.19 \text{ KN/ml}$ | | |

Chapitre IV : Planches Mixtes

Tableau IV.4. Combinaison de charge

| | Combinaisons | Valeurs (KN/ml) |
|-----|--------------|--------------------|
| ELU | 1.35G + 1.5Q | 6.5 |
| ELS | G + Q | 5 |

Remarque :

Nous ferons le calcul avec les charges du plancher terrasse parce qu'elles sont plus défavorables que celles du plancher d'étage courant

II-2-3-1-b Position de l'axe neutre :

$$F_c = B_{eff} \times h_c \times \left(0.85 \times \frac{F_{cK}}{\gamma_c}\right)$$

$$F_a = \frac{A_a \times F_y}{\gamma_{M0}}$$

Désignons respectivement par F_a et F_c les résistances plastiques des profilés en traction et de la dalle en compression.

Avec

$$h_c = 120\text{mm} ; f_{ck} = 25\text{ MPa} ; f_y = 235\text{MPa} ; \gamma_c = 1,5 ; \gamma_a = 1,1$$

A_a : Section du profilé IPE 220 ($A_a = 3340\text{ mm}^2$)

$$F_c = 1190 \times 120 \left(0.85 \times \frac{25}{1.5}\right) = 2023\text{KN}$$

$$F_a = \frac{3340 \times 235}{1.1} = 713.55\text{KN}$$

$F_c > F_a$ Donc l'axe neutre se situe dans la dalle

Calcul de la position de l'axe neutre

$$Z = \frac{F_a}{B_{EFF} \times 0.85 \times \frac{F_{ck}}{\gamma_c}} \leq h_c$$

$$Z = \frac{713.55 \times 10^3 \times 1.5}{1190 \times 0.85 \times 25} = 42.32\text{ mm} \leq 120\text{ mm}$$

II-2-3-1-c Vérification du moment fléchissant (ELU) :

Le moment résistant plastique développé par la section mixte est

Chapitre IV : Planches Mixtes

$$M_{pl,Rd} = F_a \left(\frac{h_a}{2} + h_p + h_c - \frac{Z}{2} \right)$$

Avec

h_a : Hauteur de profilé IPE220.

h_p : Hauteur de la tôle.

h_c : Épaisseur de la dalle en béton.

$$M_{pl,Rd} = 713.55 \left(\frac{0.22}{2} + 0.04 + 0.12 - \frac{0.4232}{2} \right) = 41.67 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{6.5 \times 5.95^2}{8} = 28.76 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 28.76 \text{ KN} < M_{pl,Rd} = 41.67 \text{ KN} \quad (\text{condition vérifiée})$$

II-2-3-2 Vérification au cisaillement :

La condition suivant doit être vérifiée $V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,Rd}$

$$V_{sd} = \frac{qL}{2} = \frac{6.5 \times 5.95}{2} = 19.33 \text{ KN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \times F_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}}$$

$A_v = 1590 \text{ mm}^2$ des tableaux des profils

$$V_{pl,Rd} = \frac{1590 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1 \times \sqrt{3}} = 196.11 \text{ KN}$$

$$19.33 \text{ KN} \leq 0,5 \times 196.11 = 98.05 \text{ KN} \quad (\text{condition vérifiée})$$

II-2-3-3 Vérification de la condition de la flèche :

Pour une poutre simplement appuyée, il faut vérifier que

$$F_{\max} = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq F_{\text{adm}} = \frac{L}{250}$$

$$I_h = I_a + A_a (Z_a - Z)^2 + \frac{B_{eff} \times h_c}{n} \times \left[\frac{h_c^2}{12} + \left(Z - \frac{h_c}{2} \right)^2 \right]$$

n : Coefficient d'équivalence.

$$n = 13,77 \text{ Avec : } n = E_a / E'_c$$

$E_a = 21000 \text{ daN/mm}^2$: Module d'élasticité de l'acier de construction.

E'_c : Module d'équivalence du béton donné par : $E_{cm}/2$ pour les bâtiments d'habitation et bureau administrative

Chapitre IV : Planches Mixtes

$E_{cm} = 32 \text{ KN/mm}^2$. (Pour un béton de classe C25/30).

I_a : Moment d'inertie de la poutre ($I_a = I_y = 2772 \times 10^4 \text{ mm}^4$).

$$I_h = 2772 \times 10^4 \times 3340 \times (110 - 42.32)^2 \left[\left(\frac{1190 \times 120}{13.77} \right) \right] \times \left[\frac{120^2}{12} + \left(42.32 - \frac{120}{2} \right)^2 \right]$$

$$I_h = 1.45 \times 10^6 \text{ cm}^4$$

$$F_{\max} = \frac{5 \times 5 \times 595^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 1.45 \times 10^6}$$

$$F_{\max} = 0.0027 \text{ cm} < F_{\text{adm}} = 2.75 \text{ cm}$$

(condition vérifiée)

II-2-3-4 Vérification des fissures du béton :

La tôle nervurée dans les planchers mixtes joue le rôle d'armatures tendues et sur laquelle est coulée une couche de béton ferrillée d'un treillis soudé. Une armature minimale disposée sur appui est suffisante lorsque la dalle mixte est dimensionnée comme une série de poutres simplement appuyée.

Cette armature minimale est donnée par :

$$\rho = \frac{A_s}{b \times h} < 0.2\% \implies A_s = 0.002 \times 1190 \times 120 = 285.6 \text{ mm}^2 = 2.85 \text{ cm}^2$$

Le choix du treillis soudé ($\Phi 6$, maillage de TLS $100 \times 300 \text{ mm}$, $A_s = 385 \text{ mm}^2$) est fiable (annexe)

II-2-4 Etude des connecteurs :

II-2-4-1 Définition :

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

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

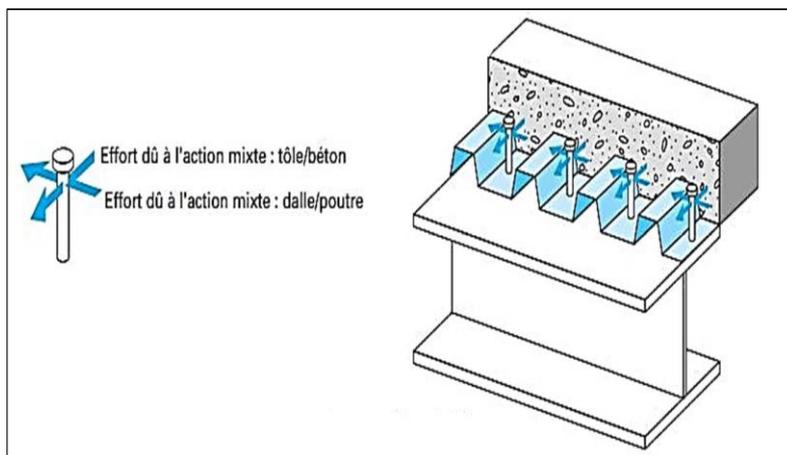


Figure IV.6 Disposition des connecteurs

Chapitre IV : Planches Mixtes

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

$$P_{rd} = \begin{cases} \frac{0.8 \times F_u \times \pi d^2}{4 \gamma_c} & \text{cisaillement des goujons} \\ \frac{0.29 \times d^2 \times \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}}}{\gamma_c} & \text{écrasement de béton contre les goujons} \end{cases}$$

Avec

γ_v : Le coefficient partiel de sécurité est généralement pris égal à 1,25

d : diamètre du fut du goujon

f_u : Résistance ultime en traction de l'acier du goujon égale à 400 MPa

E_{cm} : Valeur du module d'élasticité sécant du béton égale à 32 KN/mm²

f_{ck} : Résistance caractéristique du béton égale à 25 MPa

$\alpha = 0.2 \left(\frac{h}{d} + 1 \right)$ pour $3 < \frac{h}{d} < 4$ ou $\alpha = 1$ pour $\frac{h}{d} > 4$

Tableau IV.5. Caractéristiques des connecteurs

| d (mm) | h (mm) | f_y (MPa) | f_u (MPa) |
|---------------|---------------|----------------------------|----------------------------|
| 16 | 80 | 275 | 430 |

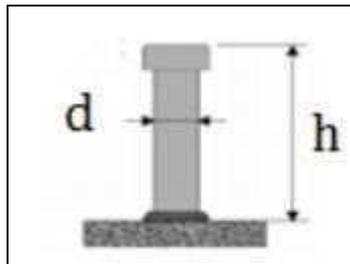


Figure IV.7 Les dimensions d'un connecteur

$$\frac{h}{d} = \frac{80}{16} = 5 \text{ danc } \alpha = 1$$

$$P_{rd} = \min \begin{cases} 55.30 \text{ KN} \\ 53.12 \text{ KN} \end{cases} \rightarrow P_{rd} = 53.12 \text{ KN}$$

II-2-4-2 Vérification à l'effort de cisaillement longitudinal :

Chapitre IV : Planches Mixtes

$$F_{cf} = \frac{A_a \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

Avec

A_a : Section du profilé IPE 220

$$\gamma_{m0} = 1,1$$

$$F_{rd} = \frac{3340 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 713,54 \text{ KN}$$

Nombre de Connecteurs :

$$N < N_F = \frac{F_{cf}}{P_{rd}} = \frac{713,54}{53,12} = 13,43$$

Nous allons utiliser alors **14** goujons

Soit un intervalle de $S = \frac{L}{2N}$

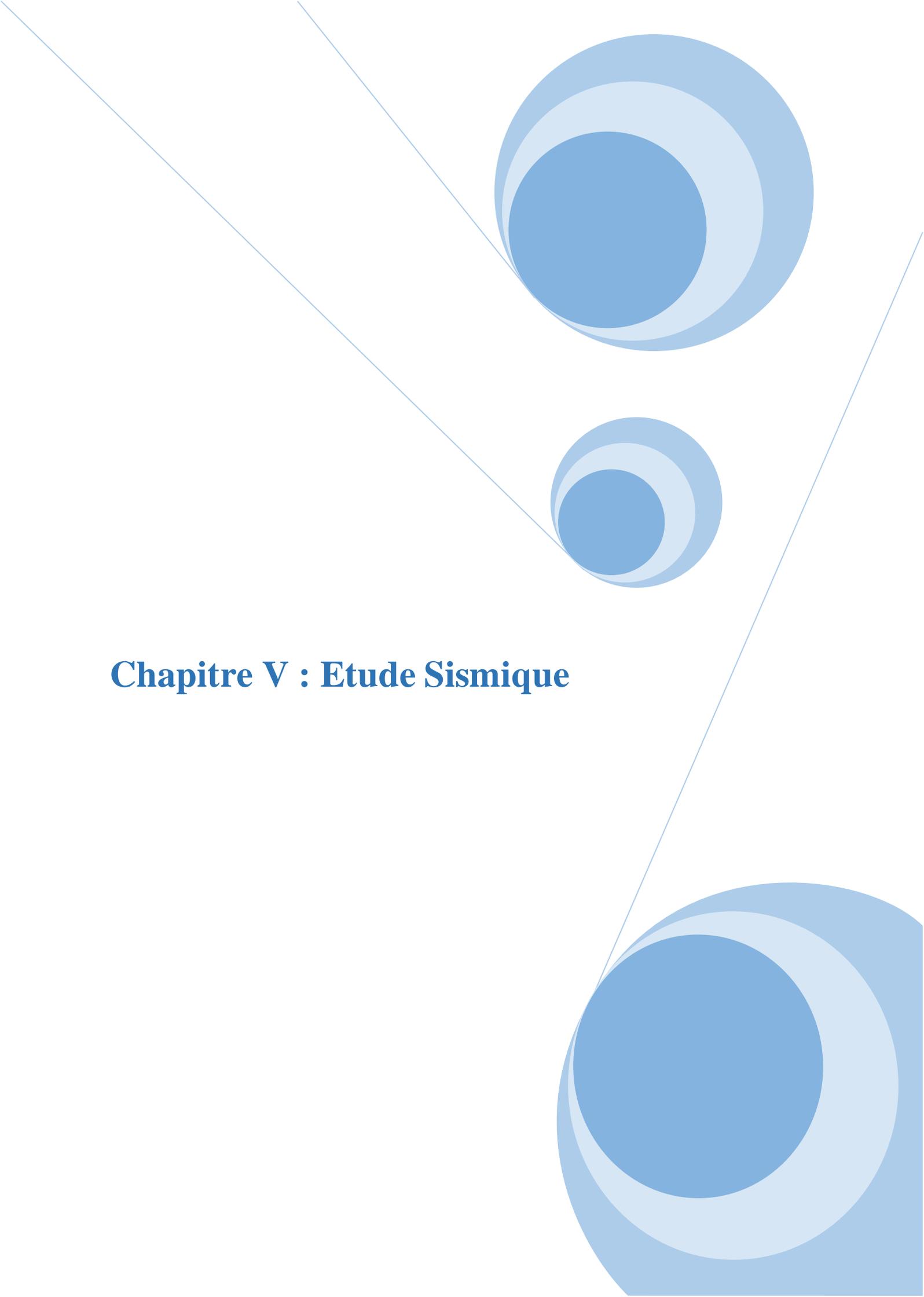
L : Longueur de la solive

N : Nombre de connecteur

$$S = \frac{L}{2N} = \frac{550}{2 \times 14} = 20 \text{ cm}$$



Figure IV.8 Espacement entre connecteurs.

The page features a decorative graphic consisting of three overlapping blue circles of varying sizes, arranged in a diagonal line from the top right to the bottom right. The circles are composed of concentric layers of different shades of blue. Two thin, light blue lines intersect at the top left and extend diagonally across the page, framing the circles and the text.

Chapitre V : Etude Sismique

Chapitre V : Etude Sismique

V.1. Introduction :

Le séisme est l'un des actions les plus dangereuses que les structures peuvent subir vu qu'il se traduit par une accélération dans les trois directions (une verticale et deux horizontales) imposés aux fondations. Notre structure est située dans une zone de classe II : sismicité moyenne, alors il faut respecter les règles de conception et de calcul des constructions en zones sismiques, Cela en se basant sur les recommandations du nouveau document technique réglementaire (D.T.R.-B.C.2.48) nommé « Règles Parasismiques Algériennes RPA99 version 2003» qui met à notre disposition trois méthodes de calcul :

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

V.1.1. Objectif de l'étude sismique :

L'étude sismique vise à assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis à vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés pour des ouvrages courants, les objectifs ainsi visés consistent que la structure soit doter :

- d'une rigidité et d'une résistance suffisante pour limiter les dommages non structuraux et éviter les dommages structuraux par un comportement essentiellement élastique de la structure face à un séisme modéré, relativement fréquent.
- d'une ductilité et d'une capacité de dissipation d'énergie adéquates pour permettre à la structure de subir des déplacements inélastiques avec des dommages limités et sans effondrement, ni perte de stabilité, face à un séisme majeur, plus rare.

Selon le RPA99 v 2003 le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.
- La méthode statique équivalente.

Dans notre projet on a utilisé la méthode statique équivalente comme méthode de modélisation.

Chapitre V : Etude Sismique

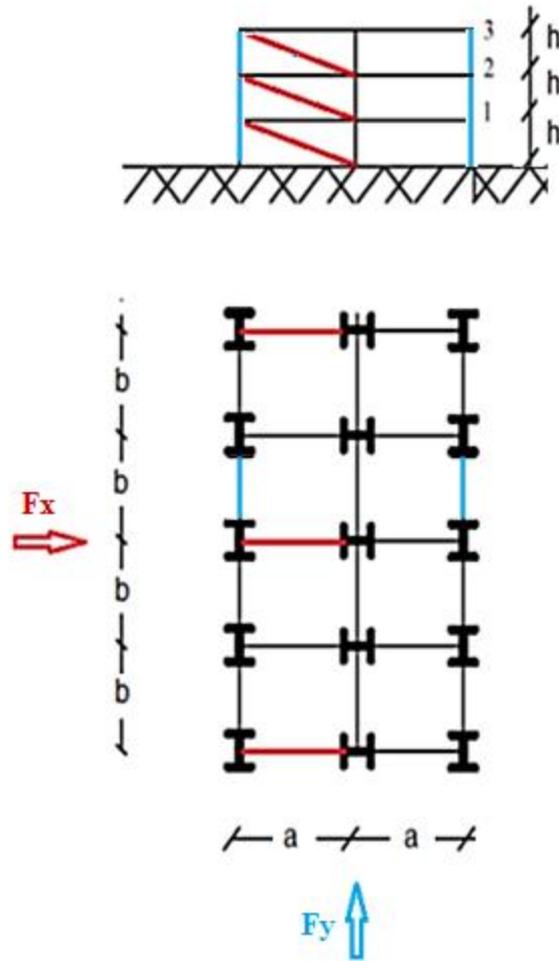


Fig1

V.4. Méthode statique équivalente :

V.4.1. Principe :

Dans cette méthode RPA propose de remplacer les forces réelles dynamiques engendrées par le séisme, par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérés appliquées séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

Pour appliquer la méthode statique il faut que la méthode présente une régularité en plan qui est le cas pour ma structure

Chapitre V : Etude Sismique

$$\frac{S_a}{g} \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 < T < T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} - 1 \right) & T_1 < T < T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_1 < T < 0,3 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 0,3 \end{cases}$$

V.4.1.1. Spectre de réponse de calcul :

avec :

A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

η : Facteur de correction d'amortissement.

R : Coefficient de comportement.

Q : Facteur de qualité.

T1, T2 : Périodes de transition

V.4.1.2. Coefficient d'accélération :

Le coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 (RPA99/2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

Tableau 4.1. : coefficient d'accélération de zone A.

| | Zone | | |
|-----------|------|------|------|
| Groupe | I | II | III |
| 1A | 0,12 | 0,25 | 0,35 |
| 1B | 0,10 | 0,20 | 0,30 |
| 2 | 0,08 | 0,15 | 0,25 |
| 3 | 0,05 | 0,10 | 0,15 |

Notre structure est située dans le groupe 2 : **Ouvrages courants ou d'importance moyenne**
 Dans notre cas **A = 0,15**

Chapitre V : Etude Sismique

V.4.1.3. Facteur d'amplitude dynamique :

Facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (ξ) et de la période fondamentale de la structure (T).

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

T1 et T2 : Des périodes caractéristiques données dans le tableau 4.7 (RPA99V2003)

Tableau 4.7 : Valeurs de T₁ et T₂

| Site | S ₁ | S ₂ | S ₃ | S ₄ |
|---------------------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| T_{1(sec)} | 0,15 | 0,15 | 0,15 | 0,15 |
| T_{2(sec)} | 0,30 | 0,40 | 0,50 | 0,70 |

Site meuble S₃ $\begin{cases} T_1 = 0,15 \\ T_2 = 0,50 \end{cases}$

V.4.1.4. Facteur de correction d'amortissement :

Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7 \quad (4.3 \text{ RPA99/2003})$$

Avec :

η : facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

ξ : pourcentage d'amortissement critique (tableau 4.2)

Chapitre V : Etude Sismique

Tableau 4.2 : Valeurs de ξ (%)

| Remplissage | Portiques | | Voiles ou murs |
|--------------|------------|-------|-----------------------|
| | Béton armé | Acier | Béton armé/maçonnerie |
| Léger | 6 | 4 | 10 |
| Dense | 7 | 5 | |

Dans notre cas on prend la valeur de $\xi = 5\%$ puisque on utilise l'acier dense

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

V.4.1.5. Coefficient de comportement :

Le coefficient de comportement global de la structure, sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 en fonction du système de contreventement.

En cas d'utilisation de systèmes de contreventement différents dans les deux directions considérées il y a lieu d'adopter pour le coefficient R la valeur la plus petite.

Tableau 4.3 : valeurs du coefficient de comportement R

| Cat | Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4) | Valeur de R |
|----------|---|-------------|
| A | <u>Béton armé</u> | |
| 1a | Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide | 5 |
| 1b | Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide | 3,5 |
| 2 | Voiles porteurs | 3,5 |
| 3 | Noyau | 3,5 |
| 4a | Mixte portiques/voiles avec interaction | 5 |
| 4b | Portiques contreventés par des voiles | 4 |
| 5 | Console verticale à masses réparties | 2 |
| 6 | Pendule inverse | 2 |
| B | <u>Acier</u> | |
| 7 | Portiques autostables ductiles | 6 |
| 8 | Portiques autostables ordinaires | 4 |
| 9a | Ossature contreventée par palées triangulées en X | 4 |
| 9b | Ossature contreventée par palées triangulées en V | 3 |
| 10a | Mixte portiques/palées triangulées en X | 5 |
| 10b | Mixte portiques/palées triangulées en V | 4 |
| 11 | Portiques en console verticale | 2 |
| C | <u>Maçonnerie</u> | |
| 12 | Maçonnerie porteuse chaînée | 2,5 |

R = 4 (ossature contreventé par palée triangulées en X)

Chapitre V : Etude Sismique

V.4.1.6. Facteur de qualité :

Le facteur de qualité de la structure est donnée en fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- La régularité en plan et en élévation
- La qualité du contrôle de la construction La valeur de Q est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q \text{ (4.4 RPA99/2003)}$$

Tableau V.1. Valeurs des facteurs de qualité

| Critère (q) | P _q | |
|--|-----------------------------|-----------------------------|
| | Suivant X | Suivant Y |
| 1. Conditions minimales sur les files de Contreventement | 0 | 0 |
| 2. Redondance en plan | 0 | 0 |
| 3. Régularité en plan | 0 | 0 |
| 4. Régularité en élévation | 0 | 0 |
| 5. Contrôle de la qualité des matériaux | 0.05 | 0.05 |
| 6. Contrôle de la qualité de l'exécution | 0.10 | 0.10 |
| | Q_x = 1,15 | Q_y = 1,15 |

$$Q = 1 + (0,05+0,10)$$

$$Q = 1,15$$

| | |
|----------------|--|
| 1 et 2 niveaux | Charge permanente G=5.25 KN/m ² |
| | Surcharge d'exploitation Q=2.50 KN/m ² |
| 3 niveaux | Charge permanente G=6.48 KN/m ² |
| | Surcharge d'exploitation Q=1.00 KN/m ² |

Chapitre V : Etude Sismique

V.4.2. Calcul de la période fondamentale de la structure :

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

La formule empirique à utiliser est la suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

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

C_t : Coefficient donné en fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

$$h_n = 10.8 \text{ m}$$

$$C_T = 0,05 \quad \text{Tableau 4.6 (RPA2003)}$$

$$T = 0,05 (10.8)^{3/4}$$

$$T = 0,298 \text{ s}$$

V.4.3. Calcul de l'effort tranchant à la base :

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_{se} , et ce pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée (Art 4.1 du RPA99/2003).

La force sismique total V appliqué à la base de la structure doit être calculer dans deux direction selon la formule :

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

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone Donné par le tableau 4.1 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment $A=0,15$

D : facteur d'amplification dynamique moyen

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

Chapitre V : Etude Sismique

On a $0 \text{ s} < T = 0.298 \text{ s} < T_2 = 0.5 \text{ s}$

On utilise la 2^{ème} méthode pour calculer le facteur d'amplitude

$0 \text{ s} < T = 0.298 \text{ s} < T_2 = 0.5 \text{ s}$

donc on aura :

$D = 2,5\eta = 2.5 \times 1 = 2.5$ donc $D = 2.5$

R : coefficient de comportement global de la structure donné par le tab 4.3

$R = 4$ (ossature contreventée par palées en X)

Q : Facteur de qualité (tableau 4.4)

$Q = 1,15$

W : Poids totale de la structure ;

$W = \sum W_i$ avec : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

Avec :

W_{Gi} : poids du aux charges permanentes et a celles des équipements fixes éventuels

W_{Qi} : poids du aux charges d'exploitation

V.4.3.1. Calcul des masses :

Surface totale de plancher à un niveau:

$$S = 19.99 \times 11 = 219.89 \text{ m}^2$$

Les masses :

$$G_{\text{plancher terrasse}} = 648 \text{ kg/m}^2 \times 219.89 = 142488,72 \text{ kg /niveau}$$

$$G_{\text{plancher courant}} = 525 \text{ kg/m}^2 \times 219.89 = 115442,25 \text{ kg /niveau}$$

G_{ossature} :

$$\text{poteaux HE300M: } 3.4 \text{ m} \times 15 \times 238 \text{ Kg/m} = 12138 \text{ kg}$$

$$\text{poutres principal IPE400: } 5.95 \text{ m} \times 12 \times 66.3 = 4733.82 \text{ kg}$$

$$\text{poutres secondaire IPE240: } 5.5 \text{ m} \times 10 \times 30.7 \text{ Kg/m} = 1688.5 \text{ kg}$$

$$\text{solives IPE 220: } 5,5 \times 28 \times 26.2 \text{ kg/m} = 4034.8 \text{ kg}$$

$$G_{\text{ossature}} = 12138 + 4733.82 + 1688.5 + 4034.8 = 22595.12 \text{ kg}$$

$$Q_{ec} = 250 \text{ Kg/m}^2 \times 219.89 \text{ m}^2 = 250 \times 219,89$$

$$= 54972.5 \text{ kg /niveau}$$

$$Q_{te} = 100 \times 219.89 \text{ m}^2$$

$$Q_{te} = 100 \times 219,89 = 21989 \text{ kg /niveau}$$

Chapitre V : Etude Sismique

poids niveau 1 et 2

$$W_{1-2} = (115442.25 + 22595.12 + 54972.5) = 193009.87 \text{ kg}$$

$$W_3 = (142488.72 + 22595.12 + 21989) = 187072.84 \text{ kg}$$

$$W_{Tot} = 187072.84 + 2 \times 193009.87 = 573092.58 \text{ kg}$$

Tableau V.4. Valeurs du poids de la structure

| Etage | $W_{Gi}(KN)$ | $W_{Qi}(KN)$ | $\beta \cdot W_{Qi}(KN)$ | $W_i(KN)$ |
|----------------|--------------------------------|--------------------------------|--|-----------------------------|
| Etage 1 | 1930 | 54.97 | 11 | 1941 |
| Etage 2 | 1930 | 54.97 | 11 | 1941 |
| Etage 3 | 1870.72 | 21.98 | 4.4 | 1875 |

$$W = \sum \text{poids } X = \sum \text{poids } y = 1941 + 1941 + 1875 = 5757 \text{ kN}$$

$$w = 5757 \text{ KN}$$

$$V_X = V_Y = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0.15 \times 2.5 \times 1.15}{4} \times 5757 = 620.7 \text{ KN}$$

Donc :

$$V_X = V_Y = 620.7 \text{ KN}$$

V.4.4. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques à la base doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum F_i$$

$$F_t = 0.07 T \cdot V \quad \text{si } T > 0.7 \text{ S}$$

$$F_t = 0 \quad \text{si } T < 0.7 \text{ S}$$

La force concentrée F_t au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule : $F_t = 0,07 TV$ où T est la période fondamentale de la structure (en secondes). La valeur de F_t ne dépassera-en aucun cas $0,25 V$ et sera prise égale à 0 quand T est plus petits ou égal à 0,7 secondes.

D'où On a : $T = 0.31 \text{ s} < 0.7 \Rightarrow F_t = 0$

Chapitre V : Etude Sismique

La partie restante de V soit $(V - F_t)$ doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_i = \frac{(V - F_t)W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

F_i : force horizontale au niveau i .

h_i : niveau du plancher.

F_t : force concentrée au sommet de la structure.

$$\Rightarrow F_i = \frac{V_t W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

Les résultats sont donnés pour le sens X dans le tableau suivant :

| Niveau | W_i (KN) | h_i (m) | $W_i * h_i$ | V_X (KN) | F_{ix} (KN) |
|--------|------------|------------------------|-------------|------------|---------------|
| Niv 1 | 1930 | 3.4 | 6562 | 620.7 | 209 |
| Niv 2 | 1930 | 3.4 | 6562 | 620.7 | 209 |
| Niv 3 | 1871 | 3.4 | 6361 | 620.7 | 203 |
| | | $\sum_{j=1}^n W_j h_j$ | 19485 | | |

V.4.4.1 L'effort tranchant au niveau de chaque étage:

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau suivant:

| Niveau | h_i (m) | F_i (kn) |
|--------|-----------|------------|
| 1 | 3.4 | 209 |
| 2 | 3.4 | 209 |
| 3 | 3.4 | 203 |

Les résultats sont donnés pour le sens Y dans le tableau suivant :

Chapitre V : Etude Sismique

| Niveau | W _i (KN) | h _i (m) | W _i *h _i | V _Y (KN) | F _i (KN) |
|--------|---------------------|------------------------|--------------------------------|---------------------|---------------------|
| Niv 1 | 1930 | 3.4 | 6562 | 620.7 | 209 |
| Niv 2 | 1930 | 3.4 | 6562 | 620.7 | 209 |
| Niv 3 | 1871 | 3.4 | 6361 | 620.7 | 203 |
| | | $\sum_{j=1}^n W_j h_j$ | 18109.42 | | |

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau suivant:

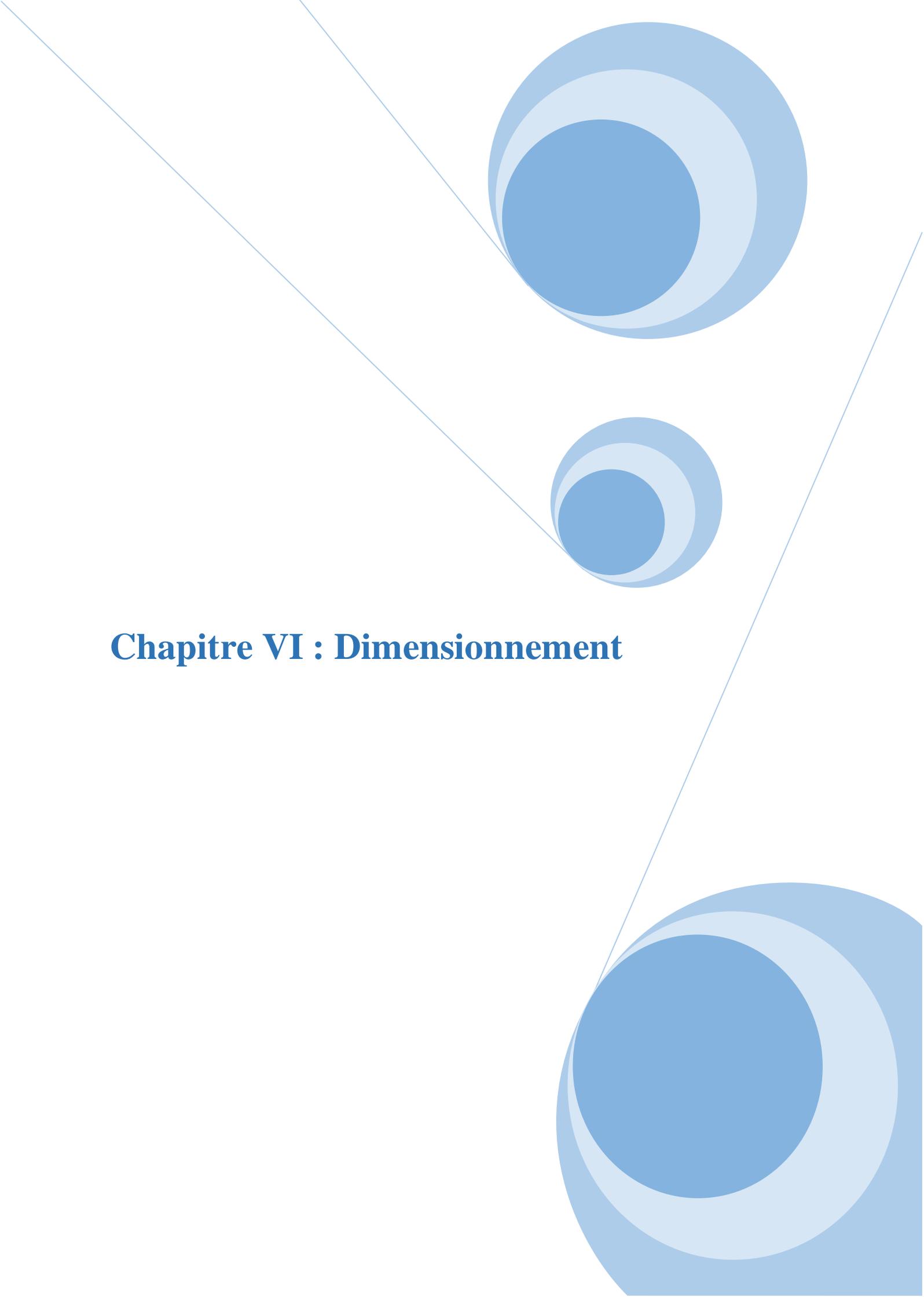
| Niveau | h _i (m) | F _i (kN) |
|--------|--------------------|---------------------|
| 1 | 3.4 | 209 |
| 2 | 3.4 | 209 |
| 3 | 3.4 | 203 |

Les forces du vent pour chaque niveau :

| Niveau | h _i (m) | F _w (Kn) |
|--------|--------------------|---------------------|
| 1 | 3.4 | 57.94 |
| 2 | 3.4 | 57.94 |
| 3 | 3.4 | 28.97 |

V.5. Conclusion :

On remarque que les forces sismiques sont les plus défavorables par rapport aux force du vent donc on tiendra compte des forces sismique.

The background features a decorative graphic consisting of three overlapping circles in shades of blue, arranged in a vertical line. Two thin, light blue lines intersect at the top left, forming a large 'V' shape that frames the circles. The circles are positioned in the upper right and lower right areas of the page.

Chapitre VI : Dimensionnement

Chapitre VI : Dimensionnement

VI.1. Introduction :

Après avoir fait le choix des éléments porteurs du bâtiment (poutres principales, secondaire et solives). Chaque élément doit résister aux différentes charges et surcharges appliquées, et aux différentes combinaisons de charges ELU et ELS pour cela on doit effectuer dimensionnement des éléments porteurs et qui doivent être vérifiés par la suite.

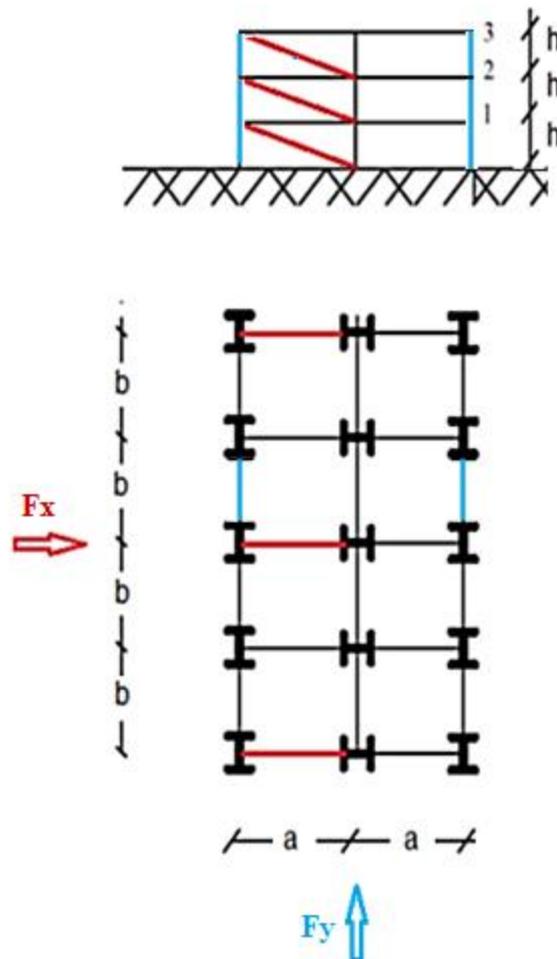


Fig.1 : présentation de la structure

Dimensions du bâtiment :

$$a = 5.95 \text{ m}$$

$$b = 5.5 \text{ m}$$

$$h = 3.4 \text{ m}$$

Charges caractéristiques :

Toiture terrasse :

$$G_{Terrasse} = 6,48 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{Terrasse} = 1,0 \text{ KN/m}^2$$

Etage courant :

$$G_{Etage} = 5.25 \text{ KN/m}^2$$

Chapitre VI : Dimensionnement

$$Q_{\text{Etage}} = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

Action du vent :

Zone du vent : **I**.....

Catégorie de terrain : **III**.....

Site plat : $c_t(z) = 1,0$

On suppose que la résistance aux charges latérales du vent est assurée par un système de contreventement et que le cadre principal en acier est conçu pour supporter uniquement les charges gravitationnelles.

Remarque :

Les poutres de plancher terrasse et étage courant sont entièrement maintenu.

1. Charge de calcul : $F_d = \gamma_F \cdot F_k$

A l'état limite ultime :

$$\gamma_G = 1,35 \text{ (défavorable)}$$

$$\gamma_Q = 1,5 \text{ (défavorable)}$$

Plancher étage courant :

$$G = \gamma_G \cdot G_{\text{Etage}}$$

$$G = 1,35 \times 5,25 = 7,09 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow G = 7,09 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = \gamma_Q \cdot Q_{\text{Etage}}$$

$$Q = 1,5 \times 2,5 = 3,75 \text{ kN/m} \Rightarrow Q = 3,75 \text{ kN/m}^2$$

Plancher terrasse :

$$G = \gamma_G \cdot G_{\text{Terrasse}}$$

$$G = 1,35 \times 6,48 = 8,75 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow G = 8,75 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = \gamma_Q \cdot Q_{\text{Terrasse}}$$

$$Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ kN/m} \Rightarrow Q = 1,5 \text{ kN/m}^2$$

La nuance de l'acier est S235 $\rightarrow f_y = 235 \text{ N/mm}^2$

Facteur de sécurité partiels pour la résistance :

Les facteurs de sécurité partiels suivants pour la résistance ont été adoptés lors de la conception:

- Résistance de sections 1,2 ou 3, $\gamma_{M0} = 1,1$
- Résistance de l'élément au flambement, $\gamma_{M1} = 1,1$
- Résistance des assemblages boulonnés, $\gamma_{Mb} = 1,25$

Le cas de charge suivant, correspondant aux actions permanentes et variables (pas de charges horizontales), s'avère critique.

Chapitre VI : Dimensionnement

VI.2. Poutre principal de plancher étage courant - Entièrement maintenue :

La poutre illustrée à la figure 2 est simplement appuyée aux deux extrémités et est entièrement maintenue sur toute sa longueur.

La poutre de nuance S235 sera dimensionnée pour la charge indiquée, en supposant qu'elle porte du plâtre ou faux plafond.

$$Q_{zSd} = \gamma_G G_k + \gamma_Q Q_k$$

$$\text{Charge de calcul: } Q_{zSd} = (5.5 \times 1,35 \times 5.25) + (5.5 \times 1,5 \times 2.5) = 59.6 \text{ kN/m}$$

$$Q_{zSd} = 59.6 \text{ kN/m}$$

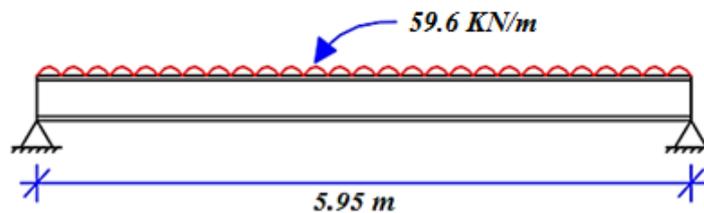


Fig.2 : Chargement sur une poutre de plancher entièrement retenue

VI.2.1. Vérification à la flexion:

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

$$M_{y.sd} = \frac{Q_{zsd} \times L^2}{8}$$

$$M_{y.sd} = \frac{59.6 \times 5.95^2}{8} = 263.7 \text{ kNm}$$

Par conséquent, après réarrangement:

$$W_{pl.require} = \frac{M_{y.sd} \times \gamma_{M0}}{235} = \frac{263.7 \times 10^3 \times 1.1}{235} = 1234.34 \text{ cm}^3$$

Soit **IPE 400**

Propriétés de la section:

$$h = 400 \text{ mm}, b = 180 \text{ mm}, t_w = 8.6 \text{ mm}, t_f = 13,5 \text{ mm},$$

$$d = 331 \text{ mm}, A_{vz} = 42.7 \text{ cm}^2, W_{pl.y} = 1702 \text{ cm}^3.$$

VI.2.2. Classification de la section transversale :

Comme une poutre simplement appuyée n'a pas besoin d'avoir une capacité de rotation en plastique (une seule charnière requise), il suffit de garantir que la section est au moins de

Chapitre VI : Dimensionnement

classe 2 pour développer la résistance au moment plastique. La figure 3 montre une coupe transversale typique pour un IPE.

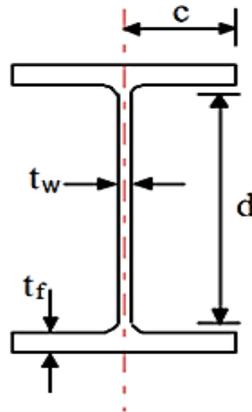


Fig 3 : Section transversal typique

Classe de la semelle :

$$\varepsilon = \sqrt{235/f_y} = \sqrt{235/235} = 1,0$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{90}{13,5} = 6,7 < 10\varepsilon \quad \text{OK.} \quad \text{Semelle de classe 1}$$

Classe de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{331}{8,6} = 38,48 < 72\varepsilon \quad \text{OK.} \quad \text{Âme de classe 1}$$

Donc la Section est de Classe 1 .

VI.2.3. Vérification au cisaillement :

La résistance au cisaillement de l'âme doit être vérifiée. La force de cisaillement de calcul $V_{z.sd}$, doit être inférieure ou égale à la résistance de cisaillement plastique, $V_{pl.Rd}$:

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

$$\text{Où: } V_{plz.Rd} = A_{vz} \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}}$$

$$V_{z.sd} = \frac{Q_{z.sd} L}{2} = \frac{59,6 \times 5,95}{2} = 177,31 \text{ kN}$$

Pour les sections laminées en I et H chargées parallèlement à l'âme, l'aire de cisaillement, $A_{vz} \approx 1,04 h \cdot t_w$. f_y est la limite d'élasticité = 235 N/mm², et γ_{M0} est le coefficient partiel de sécurité du matériau = 1,1.

Chapitre VI : Dimensionnement

Du tableau des profilés : $A_{vz} = 42.7 \text{ cm}^2$.

$$V_{plz.Rd} = A_{vz} \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = 42.7 \times \frac{23.5 / \sqrt{3}}{1.1} = 526.67 \text{ kN}$$

$$V_{z.sd} = 177.31 \text{ kN} < V_{plz.Rd} = 379.9 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

VI.2.3.1. Verification supplementaire :

$$V_{z.sd} \leq 0,5 V_{plz.Rd}$$

$$V_{z.sd} = 177.31 \text{ kN} < 0,5 V_{plz.Rd} = 263.33 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

Pas de réduction du moment résistant au cisaillement de l'âme.

VI.2.4. Vérification de la flèche :

L'Eurocode 3 exige que les flèches de la poutre soient vérifiées dans les conditions de charge de service suivantes :

- Actions variables.
- Actions permanentes et variables.

La figure 4 montre les déflexions verticales à considérer.

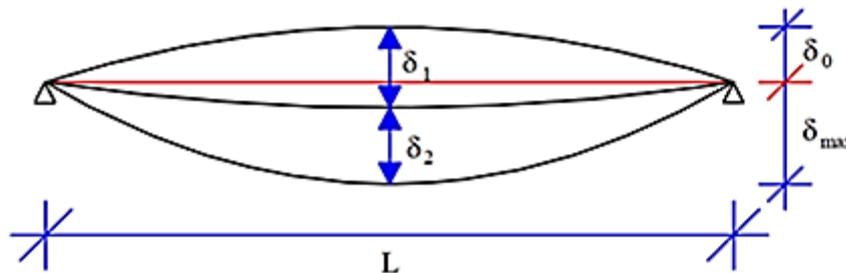


Fig 4 : Déflexions verticales

δ_0 est une contre flèche (si elle existe),

δ_1 est la déflexion due aux actions permanentes,

δ_2 est la déflexion provoquée par les actions variables, et δ_{max} est la flèche à l'état final par rapport à la droite joignant les supports.

Les vérifications des flèches sont basées sur les charges de service.

Pour un enduit ou une autre finition similaire, les flèches admissibles sont données comme suit :

$$\delta_{max}(\text{limite}) = L/250$$

Chapitre VI : Dimensionnement

$$\delta_2(\text{limite}) = L/350$$

pour une charge uniformément répartie :

$$\delta = \frac{5}{384} \times \frac{Q_{z.sd} L^4}{EI_y}$$

Où: $Q_{z.sd}$ est la charge totale = Q_{Etage}

$L = 5,0$ m : est la portée de la poutre.

$E = 210000$ N/mm² : est le module d'élasticité.

$I_y = 23130 \times 10^4$ mm⁴ : est le moment d'inertie par rapport à l'axe fort yy.

VI.2.4.1. Calcul de la flèche à mi- travée :

Actions permanentes :

$$Q_{z.sd} = 5.25 \times 5.5 = 28.87 \text{ kN/ml}$$

$$\delta_1 = \frac{5 \times 28.87 \times 5950^4}{384 \times 210000 \times 23130 \times 10^4} = 9.69 \text{ mm}$$

Actions variables :

$$Q_{z.sd} = 2.5 \times 5.5 = 13.75 \text{ kN/ml}$$

$$\delta_2 = \frac{5 \times 13.75 \times 5950^4}{384 \times 210000 \times 23130 \times 10^4} = 4.62 \text{ mm}$$

$$\delta_2(\text{limite}) = \frac{L}{350} = \frac{5950}{350} = 17 \text{ mm}$$

$$\delta_2 = 4.62 \text{ mm} < \delta_2(\text{limite}) = 17 \text{ mm} \quad \text{OK.}$$

$$\delta_{\max} = \delta_1 + \delta_2 = 9.69 + 4.62 = 12.46 \text{ mm}$$

$$\delta_{\max}(\text{limite}) = \frac{L}{250} = \frac{5950}{250} = 23.8 \text{ mm}$$

$$\delta_{\max} = 14.31 \text{ mm} < \delta_{\max}(\text{limite}) = 23.8 \text{ mm} \quad \text{OK.}$$

VI.3. Poutre principal du plancher terrasse - Entièrement maintenue :

$$Q_{zSd} = (5.5 \times 1,35 \times 6.48) + (5.5 \times 1,5 \times 1) = 56.36 \text{ kN}$$

Chapitre VI : Dimensionnement

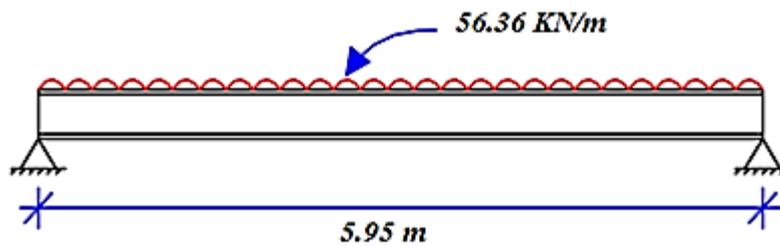


Fig 5 : Chargement sur une poutre de plancher entièrement retenue

VI.3.1. Vérification a la flexion :

$$M_{y.sd} \leq M_{c.Rd}$$

$$M_{y.sd} = \frac{Q_{z.sd} \times L^2}{8}$$

$$M_{y.sd} = \frac{56.36 \times 5.95^2}{8} = 249.41 \text{ kNm}$$

Par conséquent, après réarrangement:

$$W_{pl.requise} = \frac{M_{y.sd} \times \gamma_{M0}}{235} = \frac{267.7 \times 10^3 \times 1.1}{235} = 1253.06 \text{ cm}^3$$

Soit **IPE400**

Propriétés de la section:

$h = 400 \text{ mm}$, $b = 180 \text{ mm}$, $t_w = 8.6 \text{ mm}$, $t_f = 13.5 \text{ mm}$,

$d = 331 \text{ mm}$, $A_{vz} = 42.7 \text{ cm}^2$, $W_{pl.y} = 1702 \text{ cm}^3$.

VI.3.2. Classification de la section transversale :

Comme une poutre simplement appuyée n'a pas besoin d'avoir une capacité de rotation en plastique (une seule charnière requise), il suffit de garantir que la section est au moins de classe 2 pour développer la résistance au moment plastique. La figure 3 montre une coupe transversale typique pour un IPE.

Chapitre VI : Dimensionnement

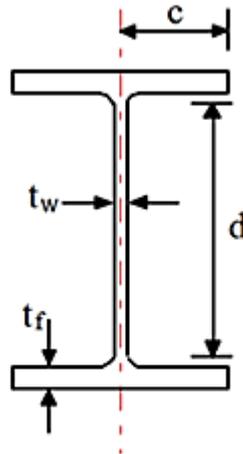


Fig 6 : Section transversal typique

Classe de la semelle :

$$\varepsilon = \sqrt{235/f_y} = \sqrt{235/235} = 1,0$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{90}{13,5} = 6,7 < 10\varepsilon \quad \text{OK.} \quad \text{Semelle de classe 1}$$

Classe de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{331}{8.6} = 38.48 < 72\varepsilon \quad \text{OK.} \quad \text{Âme de classe 1}$$

Donc la Section est de Classe 1 .

VI.3.3. Vérification au cisaillement :

La résistance au cisaillement de l'âme doit être vérifiée. La force de cisaillement de calcul $V_{z.sd}$, doit être inférieure ou égale à la résistance de cisaillement plastique, $V_{pl.Rd}$:

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

$$\text{Où: } V_{plz.Rd} = A_{vz} \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}}$$

$$V_{z.sd} = \frac{Q_{z.sd} L}{2} = \frac{56,38 \times 5.95}{2} = 167.73 \text{ kN}$$

Pour les sections laminées en I et H chargées parallèlement à l'âme, l'aire de cisaillement, $A_{vz} \approx 1,04 h \cdot t_w \cdot f_y$ est la limite d'élasticité = 235 N/mm², et γ_{M0} est le coefficient partiel de sécurité du matériau = 1,1.

Du tableau des profilés : $A_{vz} = 42.7 \text{ cm}^2$.

Chapitre VI : Dimensionnement

$$V_{plz.Rd} = A_{vz} \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = 42.7 \times \frac{23.5 / \sqrt{3}}{1.1} = 526.67 \text{ kN}$$

$$V_{z.sd} = 167.73 \text{ kN} < V_{plz.Rd} = 379.9 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

VI.3.3.1. Verifications supplementaire :

$$V_{z.sd} \leq 0,5 V_{plz.Rd}$$

$$V_{z.sd} = 167.73 \text{ kN} < 0,5 V_{plz.Rd} = 263.33 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

Pas de réduction du moment résistant au cisaillement de l'âme.

VI.3.4. Vérification de la flèche :

L'Eurocode 3 exige que les flèches de la poutre soient vérifiées dans les conditions de charge de service suivantes :

- Actions variables.
- Actions permanentes et variables.

La figure 4 montre les déflexions verticales à considérer.

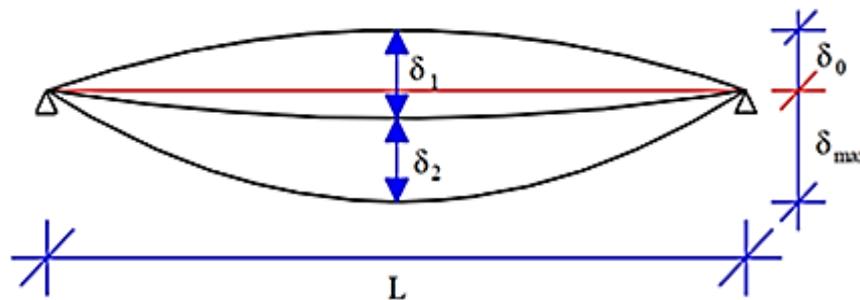


Fig 7 : Déflexions verticales

δ_0 est une contre flèche (si elle existe),

δ_1 est la déflexion due aux actions permanentes,

δ_2 est la déflexion provoquée par les actions variables, et δ_{max} est la flèche à l'état final par rapport à la droite joignant les supports.

Les vérifications des flèches sont basées sur les charges de service.

Pour un enduit ou une autre finition similaire, les flèches admissibles sont données comme suit :

$$\delta_{max}(\text{limite}) = L/250$$

$$\delta_2(\text{limite}) = L/350$$

Chapitre VI : Dimensionnement

pour une charge uniformément répartie :

$$\delta = \frac{5}{384} \times \frac{Q_{z.sd} L^4}{EI_y}$$

Où: $Q_{z.sd}$ est la charge totale = Q_{Etage}

$L = 5,0$ m : est la portée de la poutre.

$E = 210000$ N/mm² : est le module d'élasticité.

$I_y = 23130 \times 10^4$ mm⁴ : est le moment d'inertie par rapport à l'axe fort yy.

VI.3.4.1. Calcul de la flèche à mi- travée :

Actions permanentes :

$$Q_{z.sd} = 6.48 \times 5.5 = 35.64 \text{ kN/ml}$$

$$\delta_1 = \frac{5 \times 35.64 \times 5950^4}{384 \times 210000 \times 23130 \times 10^4} = 11.97 \text{ mm}$$

Actions variables :

$$Q_{z.sd} = 1 \times 5.5 = 5.5 \text{ kN/ml}$$

$$\delta_2 = \frac{5 \times 5.5 \times 5950^4}{384 \times 210000 \times 23130 \times 10^4} = 1.85 \text{ mm}$$

$$\delta_2 (\text{limite}) = \frac{L}{350} = \frac{5950}{350} = 17 \text{ mm}$$

$$\delta_2 = 1.85 \text{ mm} < \delta_2 (\text{limite}) = 14,28 \text{ mm} \quad \text{OK.}$$

$$\delta_{\max} = \delta_1 + \delta_2 = 11.97 + 1.85 = 13.82 \text{ mm}$$

$$\delta_{\max} (\text{limite}) = \frac{L}{250} = \frac{5950}{250} = 23.8 \text{ mm}$$

$$\delta_{\max} = 13.82 \text{ mm} < \delta_{\max} (\text{limite}) = 23.8 \text{ mm} \quad \text{OK.}$$

VI.4. Poutre secondaire de plancher étage terrasse - Entièrement

maintenue :

La poutre illustrée à la figure 2 est simplement appuyée aux deux extrémités et est entièrement maintenue sur toute sa longueur.

La poutre de nuance S235 sera dimensionnée pour la charge indiquée, en supposant qu'elle porte du plâtre ou faux plafond.

$$Q_{zSd} = \gamma_G G_k + \gamma_Q Q_k$$

$$\text{Charge de calcul: } Q_{zSd} = (5.95 \times 1,35 \times 6.48) + (5.95 \times 1,5 \times 1) = 60.97 \text{ kN}$$

$$Q_{zSd} = 60.97 \text{ kN/m}$$

Chapitre VI : Dimensionnement

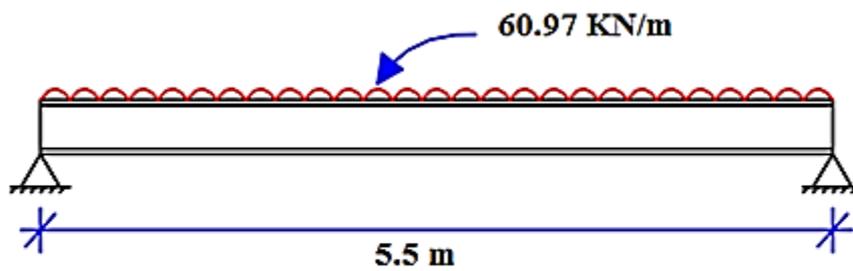


Fig 8 : Chargement sur une poutre de plancher entièrement retenue

VI.4.1. Vérification à la flexion:

$$M_{y.sd} \leq M_{c.Rd}$$

$$M_{y.sd} = \frac{Q_{zsd} \times L^2}{8}$$

$$M_{y.sd} = \frac{60.97 \times 5.5^2}{8} = 230.54 \text{ kNm}$$

Par conséquent, après réarrangement:

$$W_{pl.requise} = \frac{M_{y.sd} \times \gamma_{M0}}{235} = \frac{230.54 \times 10^3 \times 1.1}{235} = 1079.12 \text{ cm}^3$$

Soit **IPE O 360**

Propriétés de la section:

$$h = 364 \text{ mm}, b = 172 \text{ mm}, t_w = 9,2 \text{ mm}, t_f = 14,7 \text{ mm}, d = 298,6 \text{ mm}$$

$$A_{vz} = 40,2 \text{ cm}^2, W_{pl,y} = 1186,1 \text{ cm}^3.$$

VI.4.2. Classification de la section transversale :

Comme une poutre simplement appuyée n'a pas besoin d'avoir une capacité de rotation en plastique (une seule charnière requise), il suffit de garantir que la section est au moins de classe 2 pour développer la résistance au moment plastique. La figure 3 montre une coupe transversale typique pour un IPE.

Chapitre VI : Dimensionnement

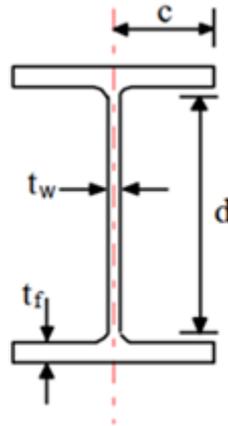


Fig 9 : Section transversal typique

Classe de la semelle :

$$\varepsilon = \sqrt{235/f_y} = \sqrt{235/235} = 1,0$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{86}{14,7} = 5,85 < 10\varepsilon \quad \text{OK.} \quad \text{Semelle de classe 1}$$

Classe de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{298,6}{9,2} = 32,45 < 72\varepsilon \quad \text{OK.} \quad \text{Âme de classe 1}$$

Donc la Section est de Classe 1 .

VI.4.3. Vérification au cisaillement :

La résistance au cisaillement de l'âme doit être vérifiée. La force de cisaillement de calcul $V_{z.sd}$, doit être inférieure ou égale à la résistance de cisaillement plastique, $V_{pl.Rd}$:

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

$$\text{Où: } V_{plz.Rd} = A_{vz} \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}}$$

$$V_{z.sd} = \frac{Q_{z.sd} L}{2} = \frac{60,97 \times 5,5}{2} = 167,67 \text{ kN}$$

Pour les sections laminées en I et H chargées parallèlement à l'âme, l'aire de cisaillement, $A_{vz} \approx 1,04 h \cdot t_w$. f_y est la limite d'élasticité = 235 N/mm², et γ_{M0} est le coefficient partiel de sécurité du matériau = 1,1.

Du tableau des profilés : $A_{vz} = 40,2 \text{ cm}^2$.

Chapitre VI : Dimensionnement

$$V_{plz.Rd} = A_{vz} \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = 40,2 \times \frac{23,5 / \sqrt{3}}{1,1} = 495,84 \text{ kN}$$

$$V_{z.sd} = 167,67 \text{ kN} < V_{plz.Rd} = 495,84 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

VI.4.3.1. Vérifications supplémentaires :

$$V_{z.sd} \leq 0,5 V_{plz.Rd}$$

$$V_{z.sd} = 167,67 \text{ kN} < 0,5 V_{plz.Rd} = 247,92 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

VI.4.4. Vérification de la flèche :

L'Eurocode 3 exige que les flèches de la poutre soient vérifiées dans les conditions de charge de service suivantes :

- Actions variables.
- Actions permanentes et variables.

La figure 10 montre les déflexions verticales à considérer.

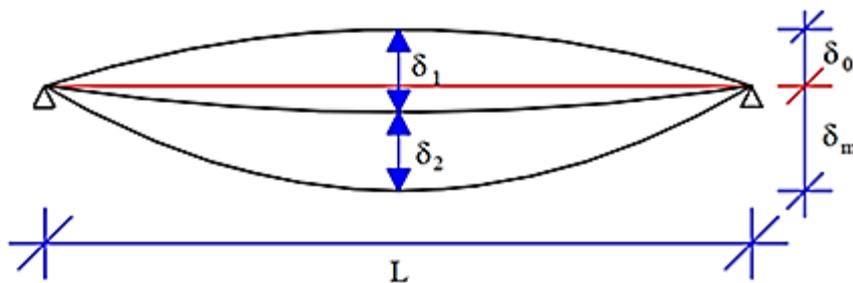


Fig 10 : Déflexions verticales

δ_0 est une contre flèche (si elle existe),

δ_1 est la déflexion due aux actions permanentes,

δ_2 est la déflexion provoquée par les actions variables, et δ_{max} est la flèche à l'état final par rapport à la droite joignant les supports.

Les vérifications des flèches sont basées sur les charges de service.

Pour un enduit ou une autre finition similaire, les flèches admissibles sont données comme suit :

$$\delta_{max}(\text{limite}) = L/250$$

$$\delta_2(\text{limite}) = L/350$$

pour une charge uniformément répartie :

$$\delta = \frac{5}{384} \times \frac{Q_{z.sd} L^4}{EI_y}$$

Chapitre VI : Dimensionnement

Où: $Q_{z.sd}$ est la charge totale = Q_{Etage}

$L = 5,0$ m : est la portée de la poutre.

$E = 210000$ N/mm² : est le module d'élasticité.

$I_y = 19047,5 \times 10^4$ mm⁴ : est le moment d'inertie par rapport à l'axe fort yy.

VI.4.4.1. Calcul de la flèche à mi- travée :

Actions permanentes :

$$Q_{z.sd} = 6.48 \times 5.95 = 38.55 \text{ kN/ml}$$

$$\delta_1 = \frac{5 \times 40 \times 5500^4}{384 \times 210000 \times 19050 \times 10^4} = 11,19 \text{ mm}$$

Actions variables :

$$Q_{z.sd} = 1,5 \times 5,95 = 8,91 \text{ kN/ml}$$

$$\delta_2 = \frac{5 \times 8.92 \times 5500^4}{384 \times 210000 \times 19050 \times 10^4} = 2,65 \text{ mm}$$

$$\delta_2 (\text{limite}) = \frac{L}{350} = \frac{5500}{350} = 15,71 \text{ mm}$$

$$\delta_2 = 2,65 \text{ mm} < \delta_2 (\text{limite}) = 15,71 \text{ mm} \quad \text{OK.}$$

$$\delta_{\max} = \delta_1 + \delta_2 = 11.19 + 2,65 = 13,48 \text{ mm}$$

$$\delta_{\max} (\text{limite}) = \frac{L}{250} = \frac{5500}{250} = 22 \text{ mm}$$

$$\delta_{\max} = 13,48 \text{ mm} < \delta_{\max} (\text{limite}) = 22 \text{ mm} \quad \text{OK.}$$

Écrasement, voilement et flambement :

Si la poutre est supportée par des cornières d'assise, les vérifications de l'écrasement, du voilement et du flambement de l'âme doivent être effectuées. Pour satisfaire aux hypothèses formulées dans les calculs de dimensionnement, les deux semelles doivent être maintenues latéralement, l'une par rapport à l'autre. Si des cornières d'assise sont utilisées, la semelle supérieure doit être maintenue latéralement. Il n'est pas nécessaire d'empêcher les semelles de tourner dans le plan, parce que k a été pris comme 1,0.

Résumé :

Toutes les recommandations de l'Eurocode sont satisfaites, donc la poutre est satisfaisante.

VI.5. Poteau central :

Le poteau central illustré à la figure 8 est soumis aux chargements provenant du plancher terrasse et du plancher étage courant. On dimensionne le poteau pour la charge donnée, en acier de qualité S235, en tant qu'élément à ossature simple.

Chapitre VI : Dimensionnement

VI.5.1. Charges revenant au poteau central :

Niveau terrasse :

$$N_{\text{Terrasse}} = 2 \times \frac{56.36 \times 5.95}{2} = 335.34 \text{ kN}$$

Niveau premier étage :

$$N_{\text{Etage1}} = 2 \times \frac{59.6 \times 5.95}{2} = 354.62 \text{ kN}$$

Niveau deuxième étage :

$$N_{\text{Etage2}} = 2 \times \frac{59.6 \times 5.95}{2} = 345.62 \text{ kN}$$

Charge maximale, du premier étage à la base :

$$N_{\text{sd}} = 335.34 + 354.62 + 354.62 = 1044.58 \text{ kN}$$

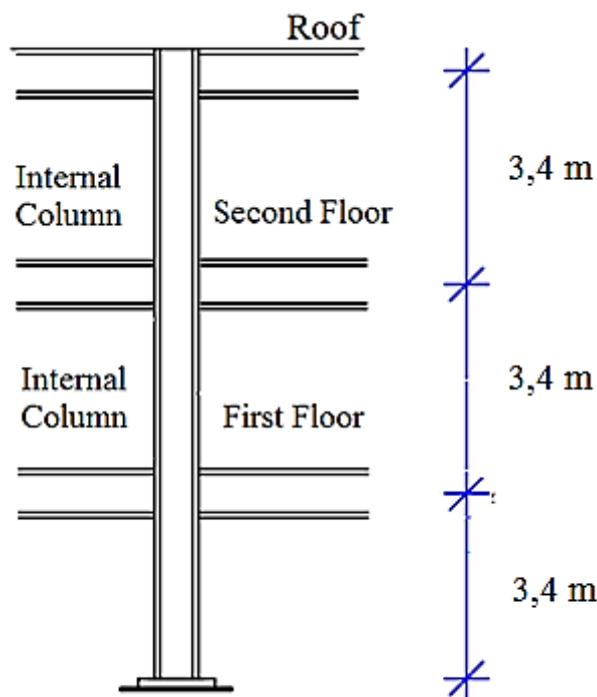


Fig 11 : Poteau central

On considère le poteau du rez-de-chaussée au premier étage.

La section du poteau doit être déterminée par l'expérience, puis vérifié pour la conformité aux règles de l'Eurocode.

Chapitre VI : Dimensionnement

Caractéristiques géométriques de la Section :

Soit **HEM300** Grade S235 (terminologie selon EC3) à partir des tableaux des profilés :

$$h = 340 \text{ mm}$$

$$t_w = 21 \text{ mm}$$

$$d/t_w = 9.9$$

$$A = 30310 \text{ mm}^2$$

$$I_w = 4386 \times 10^9 \text{ mm}^6$$

$$I_t = 1408 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$W_{el,y} = 389 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$b = 310 \text{ mm}$$

$$t_f = 39 \text{ mm}, d = 208 \text{ mm}$$

$$c/t_f = 3.97$$

$$I_y = 59200 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$I_z = 19400 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$W_{pl,y} = 4078 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$i_y = 13.98 \text{ mm}, i_z = 8 \text{ mm}$$

$$i_{Lt} = \left(\frac{I_z I_w}{W_{pl,y}^2} \right)^{0,25} = \left[\frac{194 \times 10^6 \times 4386 \times 10^9}{(4078 \times 10^3)^2} \right]^{0,25} = 84,6 \text{ mm}$$

$$a_{Lt} = \left(\frac{I_w}{I_t} \right)^{0,5} = \left[\frac{4386 \times 10^9}{1408 \times 10^4} \right]^{0,5} = 558,1 \text{ mm}$$

VI.5.2. Classe de la section :

Cette section est conçue pour résister à la force axiale uniquement.

Classe de la semelle (en compression) :

La valeur limite de la classe 1 pour la semelle: $c/t_f \leq 10\varepsilon$.

$$\varepsilon = \sqrt{235/f_y} \text{ et } f_y = 235 \text{ N/mm}^2, \text{ donc } \varepsilon = 1, 10\varepsilon = 10$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{155}{39} = 3.97 \leq 10\varepsilon \quad \text{Classe de la semelle 1.}$$

Classe de l'âme (en flexion) :

La valeur limite de la classe 1 pour l'âme sujette à la flexion

$$d/t_w \leq 72\varepsilon. \quad \varepsilon = \sqrt{235/f_y} \text{ et } f_y = 235 \text{ N/mm}^2, \text{ donc } \varepsilon = 1, 72\varepsilon = 72$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{208}{21} = 9.9 \leq 72 \quad \text{Classe de l'âme 1.}$$

La section est de Classe 1

Pour les éléments en compression axiale, la valeur de calcul de la force de compression N_{sd} , à chaque section doit satisfaire la condition suivante :

Chapitre VI : Dimensionnement

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

Pour une section transversale de classe 1, la résistance nominale à la compression de la section transversale, $N_{c,Rd}$ peut être déterminée comme suit:

$$N_{c,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{30310 \times 235}{1,1 \times 10^3} = 6475.32 \text{ kN}$$

$N_{sd} = 1044.58 \text{ kN} \leq N_{c,Rd} = 6475.32 \text{ kN}$ La section peut résister à la charge axiale appliquée .

VI.5.3. Vérification de l'élément au flambement :

$$N_{sd} \leq N_{b,Rd}$$

La résistance nominale au flambement d'un élément en compression doit être considérée comme suit:

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

Où :

χ : le facteur de réduction pour le mode de flambement considéré.

$\beta_A = 1$ pour la section de classe 1.

$A = 5380 \text{ mm}^2$.

$f_y = 235 \text{ N / mm}^2$.

$\gamma_{M1} = 1,1$ est le coefficient partiel de sécurité du matériau pour la résistance au flambement.

Le facteur de réduction pour le flambement, χ est calculé en fonction de l'élanement réduit $\bar{\lambda}$ du poteau. χ est le minimum de χ_y et χ_z .

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1} \right) \beta^{0,5} \text{ est l'élanement réduit adimensionnel .}$$

$\lambda = \frac{l}{i}$ est l'élanement du poteau .

l : est la longueur de flambement du poteau.

i : est le rayon de giration autour de l'axe fort .

Calcul du facteur de réduction χ_y :

$$\lambda_y = \frac{l}{i_y} = \frac{3400}{139.8} = 24.32 \text{ est l'élanement du poteau autour de l'axe } yy \text{ .}$$

$\lambda_1 = 93,9\varepsilon = 93,9 \times 1 = 93,9$ est le l'élanement Eulerien.

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) \beta^{0,5} = \left(\frac{24.32}{93,9} \right) \times 1^{0,5} = 0.26$$

Chapitre VI : Dimensionnement

Courbe de flambement :

$$\frac{h}{b} = \frac{340}{310} = 1.09 < 1,2$$

Axe de flambement **y-y** → Courbe de flambement **b**

$$\text{Pour } \bar{\lambda}_y = 0.26 \rightarrow \chi_y = 0,9786$$

Calcul du facteur de réduction χ_z :

$$\lambda_z = \frac{l}{i_z} = \frac{3400}{80} = 42.5 \text{ est l'élancement du poteau autour de l'axe } zz .$$

$$\lambda_1 = 93,9\varepsilon = 93,9 \times 1 = 93,9 \text{ est le l'élancement Eulerien.}$$

$$\bar{\lambda}_z = \left(\frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right) \beta^{0,5} = \left(\frac{42,5}{93,9} \right) \times 1^{0,5} = 0,45$$

Courbe de flambement :

$$\frac{h}{b} = \frac{340}{310} = 1.09 < 1,2$$

Axe de flambement **z-z** → Courbe de flambement **c**

$$\text{Pour } \bar{\lambda}_z = 0,45 \rightarrow \chi_z = 0,9057 \text{ (Tableau annexe).}$$

$$\text{Donc: } \chi = \chi_z = 0,9057.$$

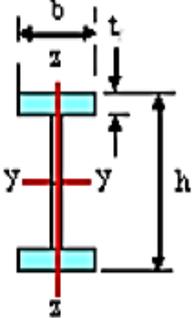
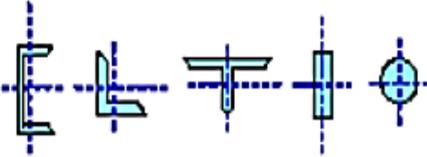
Calcul de la résistance de l'élément au flambement $N_{b,Rd}$:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \beta_A A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,9057 \times 1 \times 30310 \times 235}{1,1 \times 10^3} = 5864.69 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 1044.58 \text{ kN} < N_{b,Rd} = 5864.69 \text{ kN} \quad \text{OK.}$$

Le poteau de rive est donc vérifié au flambement.

Chapitre VI : Dimensionnement

| Type de Section | limites | Axe de flambement | Courbe de flambement |
|--|---|--|------------------------------|
| Section en I laminées  | $h/b > 1.2$ $t_f \leq 40mm$ | $y - y$ $z - z$ | a b |
| | $40mm < t_f \leq 100mm$ | $y - y$ $z - z$ | b c |
| | $h/b \leq 1.2$ $t_f \leq 100mm$ $t_f > 100mm$ | $y - y$ $z - z$ $y - y$ $z - z$ | b c d d |
| Sections en U, L, T et sections pleines  | | Quel qu'il soit | c |

VI.6. Poteau de rive :

Le poteau de rive illustré à la figure 10 est soumis aux charges provenant du plancher terrasse et de l'étage courant. On dimensionne le poteau pour le chargement indiqué ci-dessous, en acier de qualité S235, en tant qu'élément à ossature simple.

VI.6.1. Charges revenant au poteau de rive :

Niveau terrasse :

$$N_{\text{Terrasse}} = \frac{56.36 \times 5.95}{2} = 167.67 \text{ kN}$$

Niveau premier étage :

$$N_{\text{Etage1}} = \frac{59.6 \times 5.95}{2} = 177.31 \text{ kN}$$

Chapitre VI : Dimensionnement

Niveau deuxième étage :

$$N_{\text{Etage2}} = \frac{59.6 \times 5.95}{2} = 177.31 \text{ kN}$$

Charge maximale, du premier étage à la base :

$$N_{\text{sd}} = 167.67 + 177.31 + 177.31 = 522.29 \text{ kN}$$

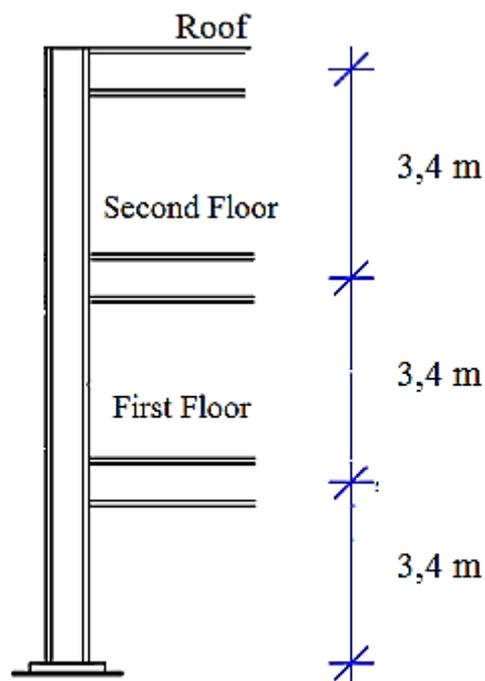


Fig 12 : Poteau de rive

On considère le poteau du rez-de-chaussée au premier étage. La section du poteau sera dimensionnée en donnant une valeur estimée du profilé, puis vérifiée pour la conformité aux règles de l'Eurocode.

Caractéristiques géométriques de la Section :

Soit **HEM300** Grade S235 (terminologie selon EC3)

à partir des tableaux des profilés :

Chapitre VI : Dimensionnement

$$h = 340 \text{ mm}$$

$$t_w = 21 \text{ mm}$$

$$d/t_w = 9.9$$

$$A = 30310 \text{ mm}^2$$

$$I_w = 4386 \times 10^9 \text{ mm}^6$$

$$I_t = 1408 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$W_{el.y} = 389 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$b = 310 \text{ mm}$$

$$t_f = 39 \text{ mm}, d = 208 \text{ mm}$$

$$c/t_f = 3.97$$

$$I_y = 59200 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$I_z = 19400 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$W_{pl.y} = 4078 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$i_y = 13.98 \text{ mm}, i_z = 8 \text{ mm}$$

$$i_{Lt} = \left(\frac{I_z I_w}{W_{pl,y}^2} \right)^{0,25} = \left[\frac{194 \times 10^6 \times 4386 \times 10^9}{(4078 \times 10^3)^2} \right]^{0,25} = 84,6 \text{ mm}$$

$$a_{Lt} = \left(\frac{I_w}{I_t} \right)^{0,5} = \left[\frac{4386 \times 10^9}{1408 \times 10^4} \right]^{0,5} = 558,1 \text{ mm}$$

VI.6.2. Classe de la section :

Cette section est conçue pour résister à la force axiale uniquement.

Classe de la semelle (en compression) :

La valeur limite de la classe 1 pour la semelle: $c/t_f \leq 10\varepsilon$.

$$\varepsilon = \sqrt{235/f_y} \text{ et } f_y = 235 \text{ N/mm}^2, \text{ donc } \varepsilon = 1, 10\varepsilon = 10$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{155}{39} = 3.97 \leq 10\varepsilon \quad \text{Classe de la semelle 1.}$$

Classe de l'âme (en flexion) :

La valeur limite de la classe 1 pour l'âme sujette à la flexion

$$d/t_w \leq 72\varepsilon. \quad \varepsilon = \sqrt{235/f_y} \text{ et } f_y = 235 \text{ N/mm}^2, \text{ donc } \varepsilon = 1, 72\varepsilon = 72$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{208}{21} = 9.9 \leq 72 \quad \text{Classe de l'âme 1.}$$

La section est de Classe 1

Pour les éléments en compression axiale, la valeur de calcul de la force de compression N_{sd} , à chaque section doit satisfaire la condition suivante :

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

Chapitre VI : Dimensionnement

Pour une section transversale de classe 1, la résistance nominale à la compression de la section transversale, $N_{c,Rd}$ peut être déterminée comme suit:

$$N_{c,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}} = \frac{30310 \times 235}{1,1 \times 10^3} = 6475.32 \text{ kN}$$

$N_{sd} = 522.29 \text{ kN} \leq N_{c,Rd} = 6475.32 \text{ kN}$ La section peut résister à la charge axiale appliquée .

VI.6.4. Vérification de l'élément au flambement :

$$N_{sd} \leq N_{b,Rd}$$

La résistance nominale au flambement d'un élément en compression doit être considérée comme suit:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \beta_A Af_y}{\gamma_{M1}}$$

Où :

χ : le facteur de réduction pour le mode de flambement considéré.

$\beta_A = 1$ pour la section de classe 1.

$A = 5380 \text{ mm}^2$.

$f_y = 235 \text{ N / mm}^2$.

$\gamma_{M1} = 1,1$ est le coefficient partiel de sécurité du matériau pour la résistance au flambement.

Le facteur de réduction pour le flambement, χ est calculé en fonction de l'élançement réduit $\bar{\lambda}$ du Poteau. χ est le minimum de χ_y et χ_z .

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1} \right) \beta^{0,5} \text{ est l'élançement réduit adimensionnel .}$$

$\lambda = \frac{l}{i}$ est l'élançement du poteau .

l : est la longueur de flambement du poteau.

i : est le rayon de giration autour de l'axe fort .

Calcul du facteur de réduction χ_y :

$$\lambda_y = \frac{l}{i_y} = \frac{3400}{139.8} = 24.32 \text{ est l'élançement du poteau autour de l'axe } yy \text{ .}$$

$\lambda_1 = 93,9\varepsilon = 93,9 \times 1 = 93,9$ est le l'élançement Eulerien.

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) \beta^{0,5} = \left(\frac{24.32}{93,9} \right) \times 1^{0,5} = 0.26$$

Chapitre VI : Dimensionnement

Courbe de flambement :

$$\frac{h}{b} = \frac{340}{310} = 1.09 < 1,2$$

Axe de flambement **y-y** → Courbe de flambement **b**

$$\text{Pour } \bar{\lambda}_y = 0.26 \rightarrow \chi_y = 0,9786$$

Calcul du facteur de réduction χ_z :

$$\lambda_z = \frac{l}{i_z} = \frac{3400}{80} = 42.5 \text{ est l'élancement du poteau autour de l'axe } zz .$$

$$\lambda_1 = 93,9\varepsilon = 93,9 \times 1 = 93,9 \text{ est le l'élancement Eulerien.}$$

$$\bar{\lambda}_z = \left(\frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right) \beta^{0,5} = \left(\frac{42,5}{93,9} \right) \times 1^{0,5} = 0,45$$

Courbe de flambement :

$$\frac{h}{b} = \frac{340}{310} = 1.09 < 1,2$$

Axe de flambement **z-z** → Courbe de flambement **c**

$$\text{Pour } \bar{\lambda}_z = 0,45 \rightarrow \chi_z = 0,9057 \text{ (Tableau annexe).}$$

$$\text{Donc: } \chi = \chi_z = 0,9057.$$

Calcul de la résistance de l'élément au flambement $N_{b,Rd}$:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \beta_A A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,9057 \times 1 \times 30310 \times 235}{1,1 \times 10^3} = 5864.69 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 473.27 \text{ kN} < N_{b,Rd} = 5864.69 \text{ kN} \quad \text{OK.}$$

Le poteau de rive est donc vérifié au flambement.

VI.7. Calcul des contreventements :

Tous les chargements horizontaux seront résistés par des contreventements. Aux fins d'illustration, supposons que cela sera présent sur tous les autres cadres (c'est-à-dire à un espacement de 10 m). Il est plus probable que le contreventement sera situé à chaque extrémité du bâtiment ou peut-être dans un escalier / puits d'ascenseur. Les forces peuvent donc être plus importantes qu'ici mais les principes resteront les mêmes. Les contreventements seront dimensionnés pour les charges indiquées ci-dessous (Fig.12 et Fig.13).

Chapitre VI : Dimensionnement

Remarque :

On a les forces sismiques sont plus défavorables par rapport à celle du vent donc pour les calculs des contreventements on utilise les forces sismiques.

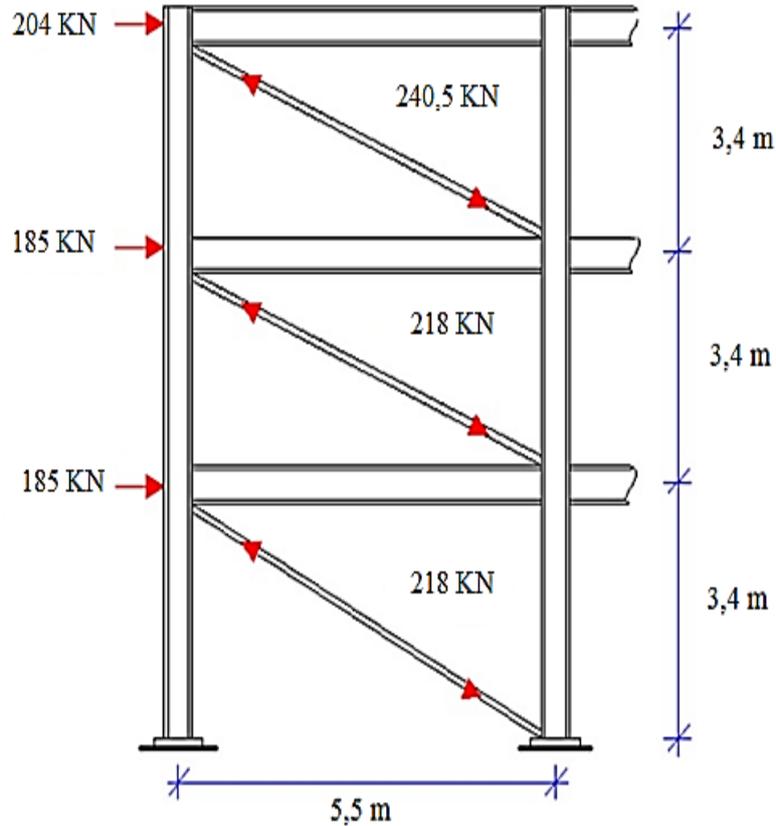


Fig 13 : Action du seisme au niveau des joints

Supposons que toutes les charges horizontales sont résistantes par le contreventement uniquement.

Par conséquent, la charge revenant à la barre de contreventement supérieure :

$$\text{On a : } \tan \alpha = 3,4/5,5 = 0,62 \rightarrow \alpha = \tan^{-1} 0,62 = 32^\circ$$

$$N_{sd1} = 209/\cos 32^\circ = 246.4 \text{ kN}$$

$$N_{sd2} = 209/\cos 32^\circ = 246.4 \text{ kN}$$

$$N_{sd3} = 203/\cos 32^\circ = 239.4 \text{ kN}$$

On dimensionne la barre inférieure, car elle supporte la plus grande charge.
Soit un profilé circulaire creux : **CHS 175 x 5,0(circular hollow section)**

Chapitre VI : Dimensionnement

Caractéristiques géométriques de la section :

$$\begin{aligned}d &= 175 \text{ mm}, & t &= 5 \text{ mm} \\A &= 2670 \text{ mm}^2, & d/t &= 35 \\i &= 60,1 \text{ mm}.\end{aligned}$$

VI.7.1. Classe de la section :

Comme le contreventement est chargé axialement, on vérifie que la section est au moins de classe 1, 2 ou 3.

La figure 14 montre une coupe transversale typique du CHS.

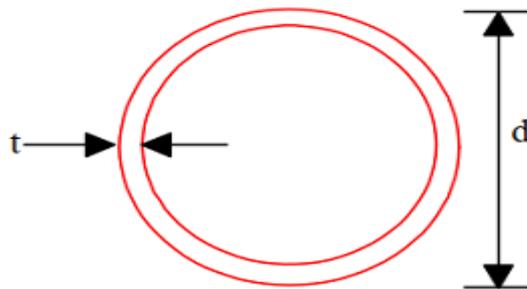


Fig 14 : Section transversal typique CHS

La valeur limite de (d/t) pour la section tubulaire de classe 1 est de $50\varepsilon^2$.
 $\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$ et $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$, donc $\varepsilon^2=1$, $50\varepsilon^2=50$.

$d/t = 35 \leq 50 \rightarrow$ La section est de classe 1.

VI.7.2. Vérification de l'élément comprimé à la sécurité :

Les éléments de contreventement doivent être vérifiés sous l'effort de compression axial.

VI.7.3. Vérification à la résistance de la section transversale :

$$N_{sd} \leq N_{c,Rd} \text{ avec } : N_{c,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{sd} = 246,4 \text{ kN}$$

$$N_{c,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2670 \times 235}{1,1 \times 10^3} = 570,4 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 246,4 \text{ kN} \leq N_{c,Rd} = 570,4 \text{ kN}$$

La section est satisfaisante.

Chapitre VI : Dimensionnement

VI.7.4. Vérification de l'élément au flambement :

$$N_{sd} \leq N_{b,Rd}$$

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

χ : le facteur de réduction pour le mode de flambement considéré.

$\beta_A = 1$ pour la section de classe 1.

$$A = 2670 \text{ mm}^2.$$

$$f_y = 235 \text{ N/mm}^2.$$

$\gamma_{M1} = 1,1$ est le coefficient partiel de sécurité du matériau pour la résistance au flambement.

Le contreventement est conçu comme un élément simplement appuyé. Par conséquent, le rapport de longueur de flambement l/L est égal à 1.

La longueur de flambement est égale à la longueur de l'élément.

$$l = \sqrt{(3^2 + 5^2)} = 5,83 \text{ m} = 5830 \text{ mm}$$

$$\lambda_1 = \pi \left(\frac{E}{f_y} \right)^{0,5} = 93,9 \varepsilon$$

Calcul du facteur de réduction χ :

$$\lambda_y = \frac{l}{i} = \frac{5830}{60,1} = 97$$

$$\lambda_1 = 93,9 \varepsilon = 93,9 \times 1 = 93,9$$

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) \beta^{0,5} = \left(\frac{97}{93,9} \right) \times 1^{0,5} = 1,03$$

$$\bar{\lambda} = 1,03 \text{ (courbe de flambement b)} \rightarrow \chi_{LT} = 0,5781$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \beta_A A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,5781 \times 1 \times 26,7 \times 23,5}{1,1} = 329,75 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 246,4 \text{ kN} < N_{b,Rd} = 329,75 \text{ kN}$$

Le contreventement est satisfaisant.

VI.7.5. Vérification à la sécurité des éléments tendus :

Lorsque la charge du vent est appliquée dans la direction opposée, le contreventement sera chargé en tension. La section doit donc être vérifiée à la résistance, pour la même valeur de charge, afin de s'assurer qu'elle est également satisfaisante en traction.

Chapitre VI : Dimensionnement

VI.7.6. Vérification à la résistance de la section transversale :

La charge axiale appliquée, N_{sd} , doit être inférieure à la résistance nominale de traction de la section transversale, $N_{t,Rd}$.

$$N_{sd} \leq N_{t,Rd}$$

$$N_{t,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}}$$

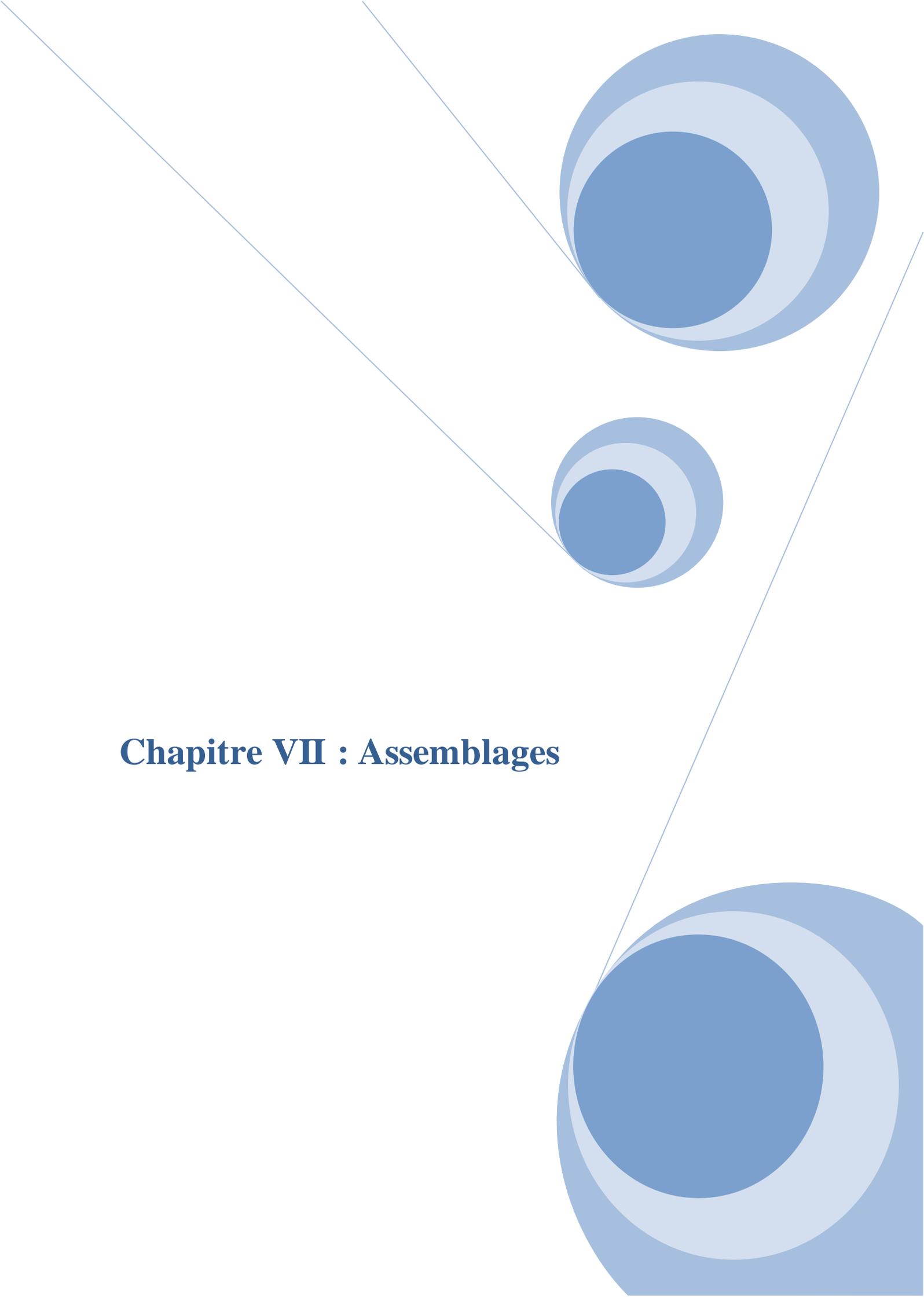
$$N_{sd} = 240,5 \text{ kN}$$

$$N_{t,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2670 \times 235}{1,1 \times 10^3} = 570,4 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 246,4 \text{ kN} \leq N_{t,Rd} = 570,4 \text{ kN} \quad \text{la section est satisfaisante.}$$

Le contreventement remplit toutes les exigences de l'Eurocode pour les éléments en traction et en compression, et est donc satisfaisant.

Le cadre est satisfaisant pour toutes les vérifications exigées par le règlement EC3.

The page features a decorative graphic consisting of three blue circles of varying sizes, each with a gradient from dark to light blue. These circles are arranged in a triangular pattern. Two thin, light blue lines intersect at the top left, forming a large 'V' shape that frames the circles. The text 'Chapitre VII : Assemblages' is centered in the lower-left area of the page.

Chapitre VII : Assemblages

Chapitre VII : Assemblages

I Introduction :

La conception et le calcul des assemblages revêtent, en construction métallique, une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces pour la sécurité finale de la construction. En effet, les assemblages constituent des points de passage obligé pour les sollicitations régnant dans les différents composants structurels en cas de défaillance d'un assemblage, c'est bien le fonctionnement globale de la structure qui est remis en cause.

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer de sollicitation parasites notamment la torsion. Nous distinguons parmi les assemblages

- Les assemblages articulés
 - Le rivetage
 - Le boulonnage
- Les assemblages encastrés (rigides)
 - Le collage
 - Le soudage

En ce qui concerne notre travail nous allons utiliser le boulonnage

II Définition :

Le boulonnage est l'un des deux modes d'assemblage modernes qui sont universellement utilisés de nos jours, les boulons de construction sont disponibles dans de nombreuses dimensions et nuances. Les boulons ordinaires sont utilisés dans la majorité des structures.

En cas d'exigences particulières en matière de raideur, par exemple lorsque le glissement doit être empêché en raison d'un chargement alterné ou d'un risque de fatigue, on a recours à des boulons à haute résistance précontraints. La résistance d'un assemblage (ordinaire) travaillant en pression diamétrale dépend de la résistance des boulons en cisaillement et de la résistance des plats à la pression diamétrale. Les efforts de cisaillement se transmettent par les tiges des boulons (effet d'obstacle) dans les assemblages par boulons ordinaires et par le frottement des pièces assemblées dans les assemblages par boulons précontraint.

Chapitre VII : Assemblages

Tableau VII.1 . Caractéristiques mécaniques des boulons de différentes nuances

| Désignation | 4.6 | 4.8 | 5.6 | 5.8 | 6.8 | 8.8 | 10.2 |
|--|-----|-----|-----|-----|-----|-----|------|
| Résistance à la traction f_{yb} (dan/mm ²) | 24 | 32 | 30 | 40 | 48 | 64 | 90 |
| Limite d'élasticité f_{ub} (dan/mm ²) | 40 | 40 | 50 | 50 | 60 | 80 | 100 |

Tableau VII.2 . Dimensions des différents boulons

| Diamètre nominal d_b (mm) | Aire nominale A (mm ²) | Aire résistante A_s (mm ²) | Tôles et âmes de profilés d'épaisseur (mm) |
|-----------------------------|------------------------------------|--|--|
| 14 | 154 | 115 | 5 |
| 16 | 201 | 157 | 6 |
| 18 | 254 | 192 | 7 |
| 20 | 314 | 245 | 8 |
| 22 | 380 | 303 | 10 à 14 |
| 24 | 452 | 353 | >14 |

III Les cas d'assemblages :

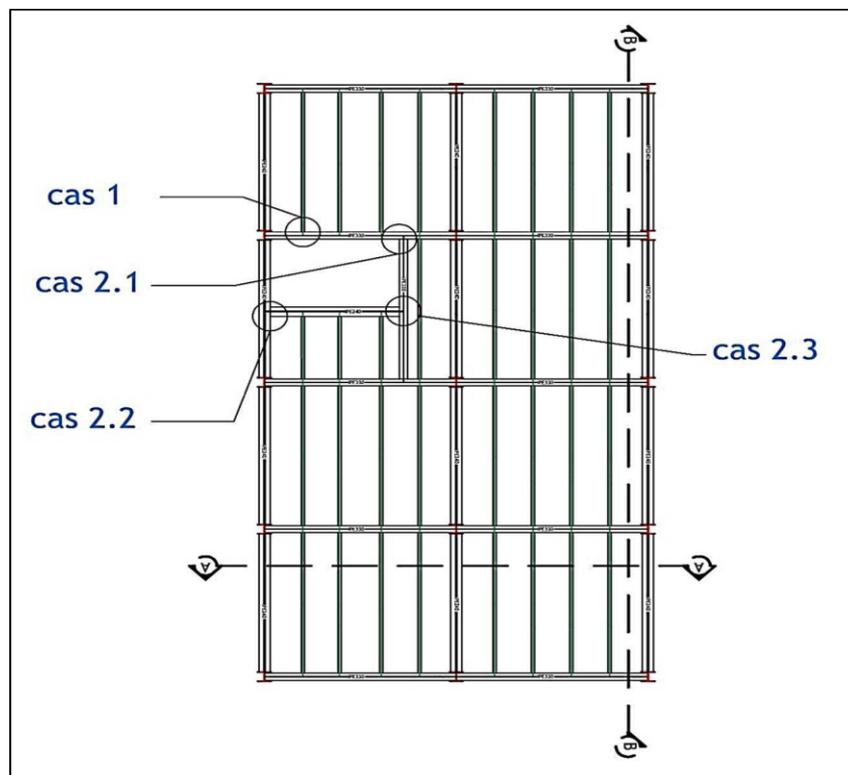


Figure VII.1. Plan du 1^{er} étage de la disposition des éléments

Chapitre VII : Assemblages

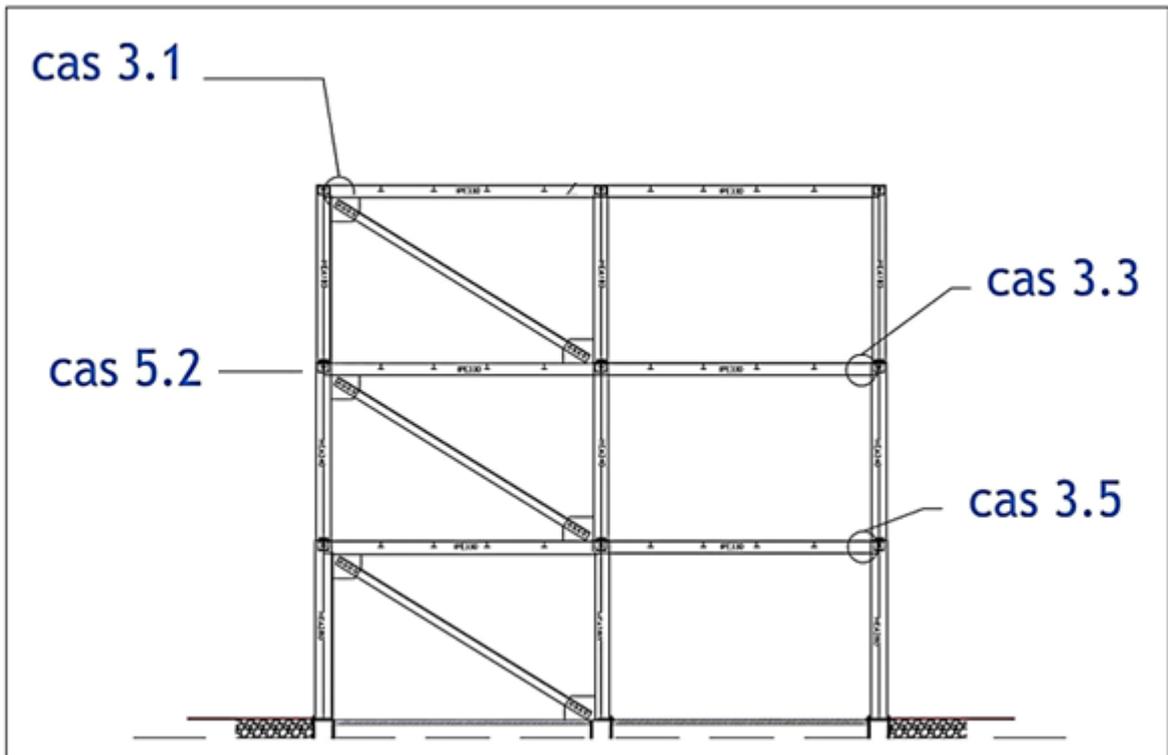


Figure VII.2. Coupe A-A

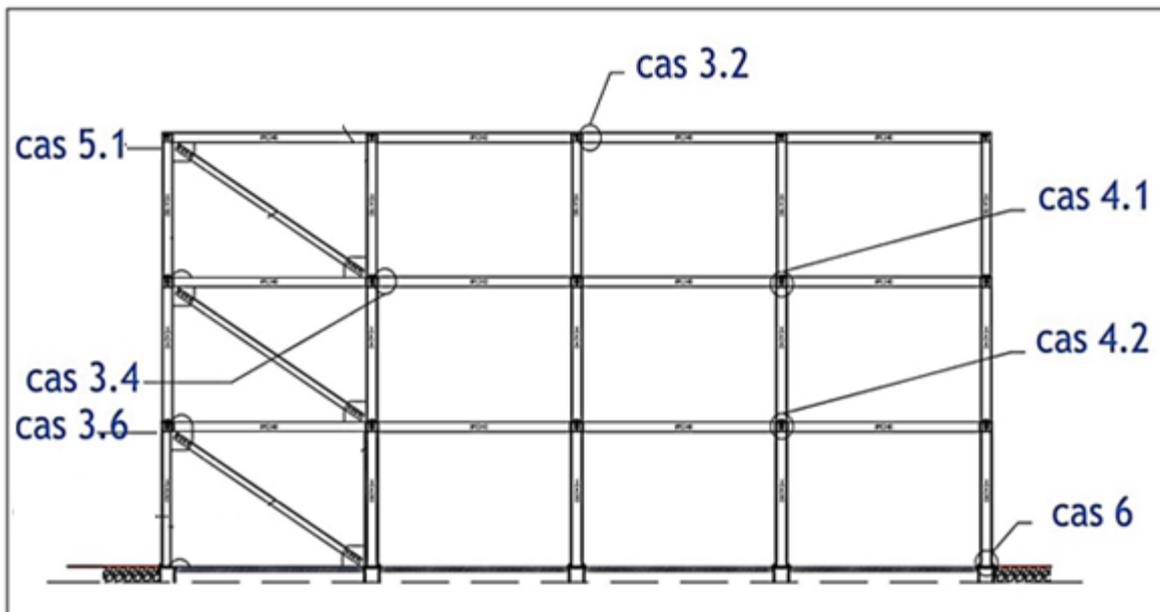


Figure VII.3. Coupe B-B

III-1 Assemblage Poutre-Solive :

III-1-1 assemblage poutre (IPE 400)-solive (IPE 220) :

L'assemblage est réalisé à l'aide d'une cornière qui relie l'âme de la solive IPE220 avec l'âme de la poutre IPE400, avec une file verticale de deux boulons, l'effort sollicitant le plus défavorable est donnée $V_{sd} = 24.5 \text{ KN}$

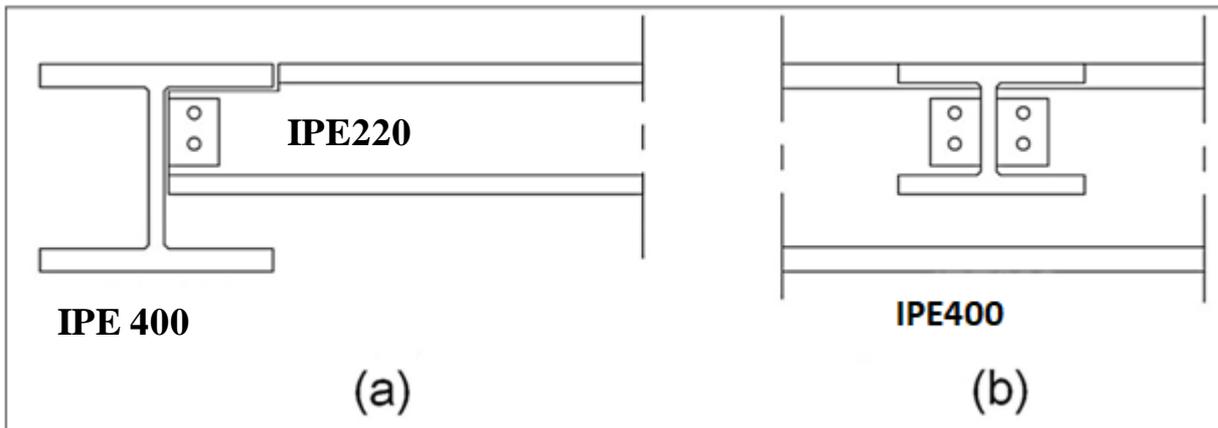


Figure VII.4. Assemblage de la solive-poutre

*

a. Choix de la cornière :

$$V_{pl;rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} \geq V_{sd}$$

$$A_v \geq V_{sd} \times \frac{\gamma_{m0} \sqrt{3}}{f_y} = 1.98 \text{ cm}^2$$

Nous allons prendre L60×60×6 avec $A = 6.91 \text{ cm}^2$

- **Section Brute**

$$V_{pl;rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} \geq V_{sd}$$

$$V_{pl;rd} = \frac{6.91 \times 10^2 \times 235}{1.1 \times \sqrt{3}} = 85.23 \text{ KN} \geq V_{sd} = 24.5 \text{ KN} \quad (\text{condition vérifiée})$$

- **Section nette**

$$V_{pl;rd} = \frac{\beta_w \times f_u \times A_{nette}}{\gamma_{m2}}$$

Avec

Chapitre VII : Assemblages

$$A_{nette} = A - T \times d_0 = 691 - 6 \times 18 = 583 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl, rd} = \frac{0.59 \times 360 \times 583}{1.25} = 99.06 \text{ KN} > V_{sd} = 24.26 \text{ KN} \quad (\text{condition vérifiée})$$

b. Disposition constructive :

L'assemblage est réalisé avec une file verticale de 2 boulons 5.8 Ø16, sur les deux ailes de la cornière

- **Distance entraxe des boulons**

$$d_0 = \varnothing + 2 = 16 + 2 = 18 \text{ mm}$$

$$t = \min (t_w (\text{poutre}) ; t_w (\text{solive})) = 5.9 \text{ mm}$$

$$2.2 d_0 \leq p_1 \leq 14 t$$

$$39.6 \leq p_1 \leq 82.6$$

Alors nous allons prendre $p_1 = 60 \text{ mm}$.

- **Pince longitudinale e_1**

$$1.2 d_0 \leq e_1 \leq 12 t$$

$$21.6 \leq e_1 \leq 70.8$$

Alors nous allons prendre $e_1 = 40 \text{ mm}$

- **Pince transversale e_2**

$$1.5 d_0 \leq e_2 \leq 12 t$$

$$27 \leq e_2 \leq 70.8$$

Alors nous allons prendre $e_2 = 40 \text{ mm}$

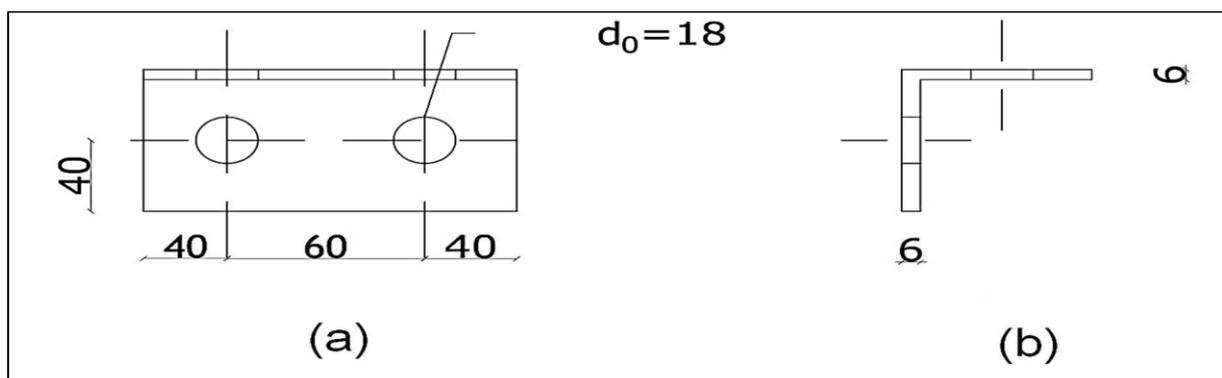


Figure VII.5. Disposition constructive de l'aile de la cornière

Chapitre VII : Assemblages

c Vérification des boulons au cisaillement :

Effort de cisaillement par boulon

$$F_{V.sd} = \frac{V_{sd}}{2} = \frac{24.5}{2} = 12.25 \text{ KN}$$

Résistance de calcul au cisaillement par boulon

$$F_{V.rd} = \frac{\alpha_v \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}}$$

α_v : coefficient qui dépend du plan de cisaillement du boulon

f_{ub} : Limite d'élasticité des boulons.

A_s : aire résistante du boulon

γ_{mb} : Coefficient de sécurité

$$F_{V.rd} = \frac{0.5 \times 500 \times 157}{1.25} = 31.40 \text{ KN}$$

$$F_{V.rd} = 31.40 \text{ KN} > F_{V.sd} = 17.13 \text{ KN}$$

(condition vérifiée)

d. Vérification à la pression diamétrale :

$$F_{v.rd} = \frac{2.5 \times \alpha \times F_{ub} \times d \times t}{\gamma_{m2}}$$

Avec

$$\alpha = \left(\frac{e_1}{3d}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{F_u}, 1 \right)$$

$$\alpha = \min (0.83 ; 0.67 ; 2.22 ; 1)$$

$$\alpha = 0.67$$

$$F_{v.rd} = \frac{2.5 \times 0.67 \times 500 \times 16 \times 6}{1.25} = 64.32 \text{ KN}$$

$$F_{v.rd} = 64.32 \text{ KN} > F_{v.sd} = \frac{V_{sd}}{2} = 17.13 \text{ KN}$$

(condition vérifiée)

e Résistance ultime au cisaillement des pièces assemblées :

La valeur de calcul de la résistance efficace au cisaillement est déterminée par

$$V_{eff.rd} = \frac{F_y}{\sqrt{3}} \times A_{veff} \quad \text{ou} \quad A_{v,eff} = t \times L_{v,eff}$$

Chapitre VII : Assemblages

avec

$A_{v,eff}$: Aire efficace de cisaillement

$$L_{v,eff} = \min [l_v + l_1 + l_2 ; b]$$

$$l_1 = \min (e_1 ; 5d)$$

$$l_2 = (e_2 - k \cdot d_0) \times (f_u / f_y)$$

$$b = (p_1 + 2e_1 - n \cdot d_0) \times (f_u / f_y)$$

k : coefficient qui dépend du nombre de rangs de boulons

n : nombre de trous de fixations le long de la plaque cisailée

- **Vérification du cisaillement de bloc dans l'aile de la cornière**

$$l_1 = \min (40 ; 80) = 40$$

$$l_2 = (40 - 0.5 \times 18) \times \left(\frac{360}{235} \right) = 47.48$$

$$b = (60 + 80 - 36) \times (f_u / f_y) = 159.31$$

$$L_{v,eff} = \min [137.48 ; 159.31] = 137.48$$

$$A_{v,eff} = t \times L_{v,eff} = 824.88$$

$$V_{eff,rd} = \frac{(235/\sqrt{3})}{1.1} \times 824.88 = 101.74 \text{ KN}$$

$$V_{eff,rd} = 101.74 \text{ KN} > V_{sd} = 24.5 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{(condition vérifiée)}$$

- **Vérification du cisaillement de bloc de l'âme de la solive**

$$l_1 = 40$$

$$l_2 = 47.48$$

$$b = 144$$

$$L_{v,eff} = 137.48$$

$$A_{v,eff} = t_w \times L_{v,eff} = 769.88$$

$$V_{eff,rd} = 94.95 \text{ KN}$$

$$V_{eff,rd} = 94.95 \text{ KN} > V_{sd} = 34.26 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{(condition vérifiée)}$$

....

III-2 Assemblage poteau-poutre :

III-2-1 Assemblage poteau (HEM300) – poutre (IPE400) :

L'assemblage est réalisé à l'aide de deux cornières qui relie l'âme de la poutre en IPE 400 avec l'âme du poteau HEM300, avec une file verticale de boulons

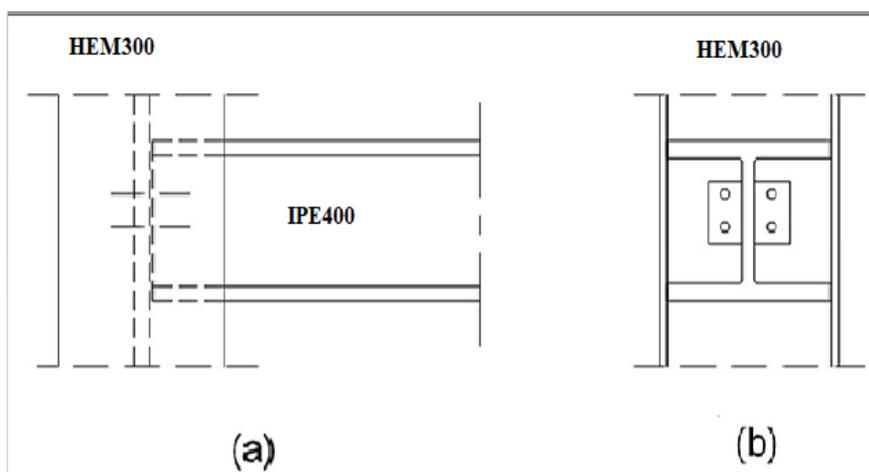


Figure VII.8. Assemblage poutre à l'âme du poteau

Effort sollicitant $V_{sd} = 177.31$ KN

a Choix de la cornière :

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times F_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} \geq V_{sd}$$

$$A_v \geq V_{sd} \times \frac{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}}{F_y} = 14.4 \text{ cm}^2$$

Nous allons prendre L90×90×9 avec $A = 15.5 \text{ cm}^2$

Chapitre VII : Assemblages

- **Section Brute**

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times F_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} \geq V_{sd}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{15.5 \times 10^{-2} \times 235}{1.1 \times \sqrt{3}} = 191.2 \text{ KN} \geq V_{sd} = 177.31 \text{ KN} \dots\dots (\text{condition vérifiée})$$

- **Section nette**

$$V_{pl,rd} = \frac{\beta_w \times f_u \times A_{nette}}{\gamma_{m2}}$$

Avec

$$A_{nette} = A - T \times d_0 = 1550 - 9 \times 20 = 1370 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{0.59 \times 360 \times 1370}{1.25} = 232.8 \text{ KN} > V_{sd} = 177.31 \text{ KN} \dots\dots (\text{condition vérifiée})$$

b Disposition constructive :

Nous avons une cornière d'épaisseur égale à 8 mm, alors nous allons opter pour une disposition d'une file de 2 boulons de diamètre $\varnothing=20$ mm, classe 8.8

- **Distance entraxe des boulons**

$$d_0 = \varnothing + 2 = 20 + 2 = 22 \text{ mm}$$

$$t = \min (t (\text{cornier}) ; t_w(\text{IPE 400})) = \min (8 ; 8.6) = 8 \text{ mm}$$

$$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14 t$$

$$48.4 \leq p_1 \leq 112$$

Alors nous allons prendre $p_1 = 70 \text{ mm}$.*

- **Pince longitudinale e_1**

$$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12 t$$

$$26.4 \leq e_1 \leq 96$$

Alors nous allons prendre $e_1 = 50 \text{ mm}$

- **Pince transversale e_2**

$$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12 t$$

$$33 \leq e_2 \leq 96$$

Alors nous allons prendre $e_2 = 70 \text{ mm}$

Chapitre VII : Assemblages

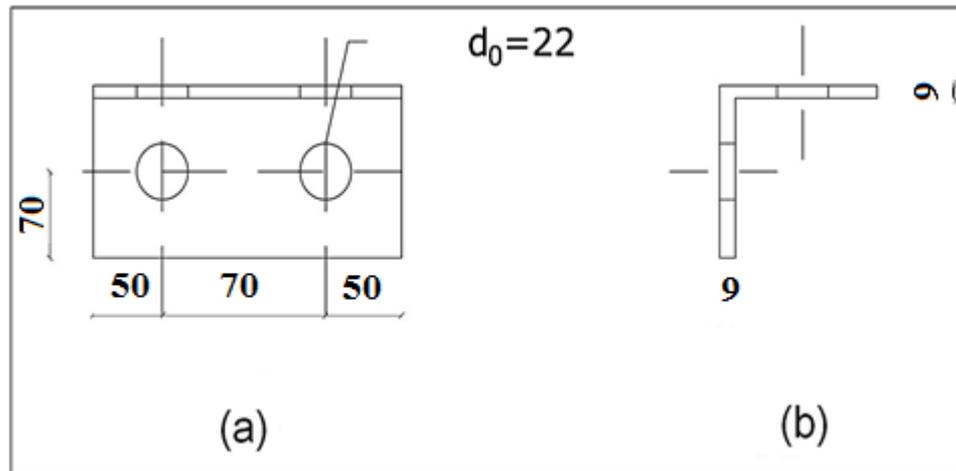


Figure VII.9. Disposition constructive

c Vérification des boulons au cisaillement :

Effort de cisaillement par boulon

$$F_{v,sd} = V_{sd}/2 = 177.31/2 = 88.65 \text{ KN}$$

Résistance de calcul au cisaillement par boulon

$$F_{v,rd} = 0.6 \times f_{ub} \times A_s / \gamma_{M2}$$

d. Vérification à la pression diamétrale :

$$F_{v,rd} = \frac{2.5 \times \alpha \times F_{ub} \times d \times t}{\gamma_{m2}}$$

Avec

$$\alpha = \left(\frac{e_1}{3d}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{F_u}, 1 \right)$$

$$\alpha = \min (0.83 ; 0.81 ; 2.22 ; 1)$$

$$\alpha = 0.66$$

$$F_{v,rd} = \frac{2.5 \times 0.81 \times 800 \times 20 \times 9}{1.25} = 233.3 \text{ KN}$$

$$F_{v,rd} = 233.3 \text{ KN} > F_{v,sd} = 88.65 \text{ KN} \dots\dots \text{ (condition vérifiée)}$$

e. Résistance ultime au cisaillement des pièces assemblées :

La valeur de calcul de la résistance efficace au cisaillement est déterminée par

Chapitre VII : Assemblages

$$V_{eff,rd} = \frac{F_y}{\gamma_{m0}} \times A_{veff}$$

$$F_{v,rd} = \frac{0.81 \times 800 \times 245}{1.25} = 127 \text{ KN}$$

$$F_{v,rd} = 127 \text{ KN} > F_{v,sd} = 88.65 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{(condition vérifiée)}$$

- **Vérification du cisaillement de bloc dans la platine**

$$l_1 = \min (40 ; 100) = 40$$

$$l_2 = (70 - 11) \times \left(\frac{360}{235} \right) = 90.4$$

$$b = (70 + 100 - 44) \times (f_u / f_y) = 193.02$$

$$L_{v,eff} = \min [190.4 ; 193.02] = 190.4$$

$$A_{v,eff} = 8 \times 190.4 = 1523.2$$

$$V_{eff,rd} = \frac{(235/\sqrt{3})}{1.1} \times 1523.2 = 187.87 \text{ KN}$$

$$V_{eff,rd} = 187.87 \text{ KN} > V_{sd} = 177.31 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{(condition vérifiée)}$$

- **Vérification du cisaillement de bloc de l'âme du poteau**

$$l_1 = 40$$

$$l_2 = 67.40$$

$$b = 190.4$$

$$L_{v,eff} = 190.4$$

$$A_{v,eff} = 3088.26$$

$$V_{eff,rd} = 380.92 \text{ KN}$$

$$V_{eff,rd} = 380.92 \text{ KN} > V_{sd} = 177.31 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{(condition vérifiée)}$$

On prend le même assemblage pour poteau **HEM300** et poutre secondaire **IPE400**

III-3 Vérification de l'assemblage poteau poteau HEM300 :

Boulon **M18** de classe **5.6** :

Chapitre VII : Assemblages

$$\alpha_v = 0,6 ; A_s = 192\text{mm}^2 ; f_{yb} = 300 \text{ MPa} ; f_{ub} = 500 \text{ MPa} .$$

Supposons que le plan de cisaillement passe par la partie filetée du boulon.

• Résistance au cisaillement des boulons :

La résistance au cisaillement s'exprime sous la forme suivante :

$$F_{v.sd} \leq F_{v.Rd} \text{ O\`u :}$$

$$F_{v.Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}} : \text{Résistance au cisaillement par plan de cisaillement.}$$

A : aire de la section brute du boulon.

Le plan de cisaillement passe par la partie filetée du boulon: $A = A_s$

A_s : aire de la section résistante du boulon.

Pour un boulon et un plan de cisaillement :

$$F_{v.Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \times 500 \times 192}{1,25} = 46080 \text{ N} = 46,08 \text{ kN}$$

Le nombre de boulons nécessaires n pour équilibrer l'effort de $N_{sd}/2 = 522,29 \text{ kN}$:

$$n = \frac{N_{sd}/2}{F_{v.Rd}} = \frac{522,29}{46,08} = 11,33 \text{ on prend } \mathbf{12 \text{ boulons}}$$

b Vérification des conditions de pinces et de distances :

Boulon **M18** de classe **5.6** :

$$\alpha_v = 0,6 ; A_s = 192\text{mm}^2 ; f_{yb} = 300 \text{ MPa} ; f_{ub} = 500 \text{ MPa} .$$

Boulon **M18** le diamètre du boulon : $d = 18 \text{ mm}$

Diamètre du trou : $d_0 = 18 + 2 = 20 \text{ mm}$

$d_0 = d + 2 \text{ mm}$ pour les boulons M16 à M24.

Vérification de l'entraxe :

$$2,2d_0 \leq P_1 \leq \text{Min}(14t \text{ ou } 200 \text{ mm})$$

$$2,4d_0 \leq P_2 \leq \text{Min}(14t \text{ ou } 200 \text{ mm})$$

Nous avons :

$$2,2d_0 = 2,2 \times 20 = 44 \text{ mm}$$

$$P_1 = 80 \text{ mm}$$

$$\text{Min}(14t \text{ ou } 200 \text{ mm}) = \text{Min}(14 \times 15 = 210\text{mm} \text{ ou } 200\text{mm}) \\ = 200 \text{ mm}$$

Chapitre VII : Assemblages

$$44 \text{ mm} \leq P_1 = 80 \text{ mm} \leq 200 \text{ mm}$$

$$2,4d_0 = 2,4 \times 20 = 48 \text{ mm}$$

$$P_2 = 120 \text{ mm}$$

$$\text{Min}(14t \text{ ou } 200 \text{ mm}) = \text{Min}(14 \times 15 = 210 \text{ mm ou } 200 \text{ mm}) \\ = 200 \text{ mm}$$

$$48 \text{ mm} \leq P_1 = 120 \text{ mm} \leq 200 \text{ mm}$$

- **Vérification de la pince :**

Pinces pour des pièces non exposées aux intempéries :

$$e_1 \geq 1,2d_0 \quad \text{et} \quad e_2 \geq 1,2d_0$$

$$e_1 = 40 \text{ mm} \geq 1,2d_0 = 1,2 \times 20 = 24 \text{ mm}$$

$$e_2 = 40 \text{ mm} \geq 1,2d_0 = 1,2 \times 20 = 24 \text{ mm}$$

Les conditions de pinces et de distances sont vérifiées.

- **Vérification de la pression diamétrale :**

La vérification de la résistance à la pression diamétrale s'effectue selon la relation suivante :

$$F_{v,sd} \leq F_{b,Rd} \text{ où :}$$

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_{ub} dt}{\gamma_{M2}} \quad \text{: est la résistance en pression diamétrale}$$

avec :

$$\alpha_b = \min \left(\alpha_d; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right)$$

$f_{ub} = 500 \text{ MPa}$: résistance ultime à la traction des boulons.

$f_u = 360 \text{ MPa}$: résistance ultime à la traction des pièces assemblées.

$$\frac{f_{ub}}{f_u} = \frac{500}{360} = 1,38$$

- **Dans la direction des efforts :**

- **Boulons de rive :**

$$\alpha_d = \frac{e_1}{3d_0} = \frac{40}{3 \times 20} = 0,66$$

$$\alpha_b = \min(0,66 ; 1,38 ; 1) = 0,66$$

- **Boulons intérieurs :**

$$\alpha_d = \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} = \frac{80}{3 \times 20} - \frac{1}{4} = 1,08$$

Chapitre VII : Assemblages

$$\alpha_b = \min(1,08 ; 1,38 ; 1) = 1$$

- **Perpendiculairement à la direction des efforts :**

- **Boulons de rive :**

$$k_1 = \min\left(2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7 ; 2,5\right)$$

$$k_1 = \min\left(2,8 \times \frac{40}{20} - 1,7 ; 2,5\right) = \min(3,9 ; 2,5) = 2,5$$

- **Boulons intérieurs :**

$$k_2 = \min\left(1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7 ; 2,5\right)$$

$$k_1 = \min\left(1,4 \times \frac{120}{20} - 1,7 ; 2,5\right) = \min(6,7 ; 2,5) = 2,5$$

Donc :

- **Boulons de rive :**

$$F_{b.Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_{ub} d t}{\gamma_{M2}} = \frac{2,5 \times 0,66 \times 360 \times 18 \times 15}{1,25} = 128304 \text{ N}$$
$$= 128,3 \text{ kN}$$

- **Boulons intérieurs :**

$$F_{b.Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_{ub} d t}{\gamma_{M2}} = \frac{2,5 \times 1 \times 360 \times 18 \times 15}{1,25} = 194400 \text{ N}$$
$$= 194,4 \text{ kN}$$

En supposant une répartition uniforme des efforts dans les boulons, chacun d'entre eux est sollicité par un effort de cisaillement égale à :

$$F_{v.sd} = \frac{N_{sd}/2}{n} = \frac{522,29}{12} = 43,5 \text{ kN}$$

Pour les **Boulons de rive :**

$$F_{v.sd} = 43,5 \text{ kN} \leq F_{b.Rd} = 128,3 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

Pour les **Boulons intérieurs :**

$$F_{v.sd} = 43,5 \text{ kN} \leq F_{b.Rd} = 194,4 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

- **Vérification à la résistance de la section transversale :**

Chapitre VII : Assemblages

$$N_{sd} \leq N_{t,Rd} = \min(N_{pl,Rd} ; N_{u,Rd})$$

$N_{t,Rd}$: est la résistance de calcul de la section à la traction prise

comme la plus petite des valeurs suivantes :

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} : \text{Résistance plastique de la section brute.}$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} : \text{Résistance ultime de la section nette au droit}$$

des trous de fixation.

Avec :

A : Aire de la section brute.

A_{net} : Aire de la section nette au droit des trous de fixation.

f_y : Limite élastique du matériau.

f_u : Limite à la rupture du matériau ou résistance à la traction minimale spécifiée.

γ_{M0} : Coefficient partiel de sécurité du matériau.

γ_{M2} : Coefficient partiel de sécurité à appliquer dans les sections nettes.

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{200 \times 15 \times 235}{1,1 \times 10^3} = 640,9 \text{ kN}$$

$$A_{net} = (200 \times 15) - (2 \times 20 \times 15) = 2400 \text{ mm}^2$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \times 2400 \times 360}{1,25 \times 10^3} = 622,08 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{sd}}{2} = 522,29 \text{ kN} \leq N_{t,Rd} = \min(640,9 ; 622,08) = 622,08 \text{ kN}$$

Donc la résistance a la section transversale est vérifiée.

- **Vérification au cisaillement de bloc :**

Pour un groupe de boulons soumis à un chargement symétrique, la résistance de calcul au cisaillement de bloc $V_{eff.1.Rd}$ est donnée par :

$$V_{eff.1.Rd} = \frac{f_u A_{nt}}{\gamma_{M2}} + \frac{f_y A_{nv}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$$

A_{nt} : aire nette soumise à la traction.

A_{nv} : aire nette de cisaillement.

Nous avons :

Chapitre VII : Assemblages

Mode de ruine 1 :

$$A_{nt1} = (p_2 - d_0)t_p = (120 - 20) \times 15 = 1500 \text{ mm}^2$$

Mode de ruine 2 :

$$A_{nt2} = 2(e_2 - 0,5d_0)t_p = 2 \times (40 - 0,5 \times 20) \times 15 = 900 \text{ mm}^2$$

$$A_{nt} = \min(A_{nt1}; A_{nt2}) = \min(1500; 900) = 900 \text{ mm}^2$$

$$A_{nv} = 2(5p_1 + e_1 - 5,5d_0)t_p = 2 \times (5 \times 80 + 40 - 5,5 \times 20) \times 15 = 9900 \text{ mm}^2$$

$$V_{eff.1.Rd} = \frac{f_u A_{nt}}{\gamma_{M2}} + \frac{f_y A_{nv}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} = \frac{360 \times 900}{1,25} + \frac{235 \times 9900}{\sqrt{3} \times 1,1}$$

$$= 1480296 \text{ N} = 1480.3 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{sd}}{2} = 522.29 \text{ kN} < V_{eff.1.Rd} = 1480.3 \text{ kN}$$

La résistance au cisaillement de bloc est assurée.

III-4 Vérification de l'assemblage des barres de contreventement :

Supposons que la barre de contreventement en CHS est assemblée au poteau à l'aide d'un gousset (Fig.15) les plaques d'extrémité s'insèrent dans les fentes de la section CHS par le biais de la soudure. Les boulons transfèrent la charge entre les plaques d'extrémité et le gousset. On vérifie la résistance de l'assemblage pour une force de traction de 240,5 kN.

Boulon **M18** de classe **5.6** :

$$\alpha_v = 0,6 ; A_s = 192 \text{ mm}^2 ; f_{yb} = 300 \text{ MPa} ; f_{ub} = 500 \text{ MPa} .$$

Supposons que le plan de cisaillement passe par la partie filetée du boulon.

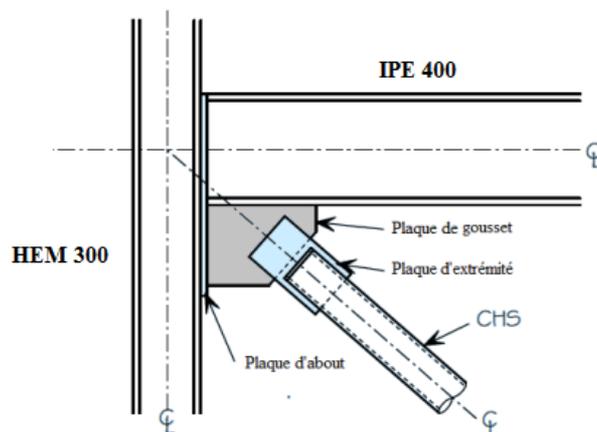


Fig VII.10 : Configuration de contreventement et détails d'assemblage

Chapitre VII : Assemblages

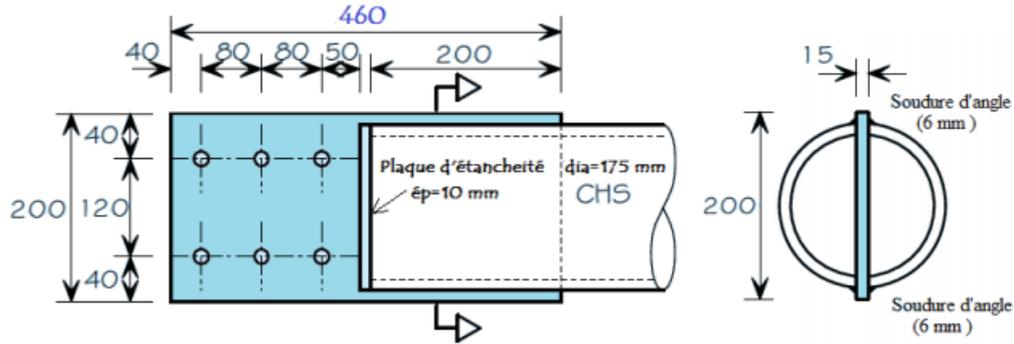


Fig VII.11 : Détails de la plaque d'extrémité du profilé tubulaire CHS

III-4-1 Résistance au cisaillement des boulons :

La résistance au cisaillement s'exprime sous la forme suivante :

$$F_{v.sd} \leq F_{v.Rd} \text{ Où :}$$

$$F_{v.Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}} : \text{Résistance au cisaillement par plan de cisaillement.}$$

A : aire de la section brute du boulon.

Le plan de cisaillement passe par la partie filetée du boulon: $A = A_s$

A_s : aire de la section résistante du boulon.

Pour un boulon et un plan de cisaillement :

$$F_{v.Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \times 500 \times 192}{1,25} = 46080 \text{ N} = 46,08 \text{ KN}$$

Le nombre de boulons nécessaires n pour équilibrer l'effort de $N_{sd} = 246,4 \text{ kN}$:

$$n = \frac{N_{sd}}{F_{v.rd}} = \frac{246,4}{46,08} = 5,3 \text{ on prend } \mathbf{6 \text{ boulons}}$$

- **Vérification des conditions de pinces et de distances :**

Boulon **M18** de classe **5.6** :

$$\alpha_v = 0,6 ; A_s = 157 \text{ mm}^2 ; f_{yb} = 300 \text{ MPa} ; f_{ub} = 500 \text{ MPa} .$$

Boulon **M18** le diamètre du boulon : $d = 18 \text{ mm}$

Diamètre du trou : $d_0 = 18 + 2 = 20 \text{ mm}$

$d_0 = d + 2 \text{ mm}$ pour les boulons M16 à M24.

Chapitre VII : Assemblages

- **Vérification de l'entraxe :**

$$2,2d_0 \leq P_1 \leq \text{Min}(14t \text{ ou } 200 \text{ mm})$$

$$2,4d_0 \leq P_2 \leq \text{Min}(14t \text{ ou } 200 \text{ mm})$$

Nous avons :

$$2,2d_0 = 2,2 \times 20 = 44 \text{ mm}$$

$$P_1 = 80 \text{ mm}$$

$$\text{Min}(14t \text{ ou } 200 \text{ mm}) = \text{Min}(14 \times 15 = 210 \text{ mm ou } 200 \text{ mm}) \\ = 200 \text{ mm}$$

$$44 \text{ mm} \leq P_1 = 80 \text{ mm} \leq 200 \text{ mm}$$

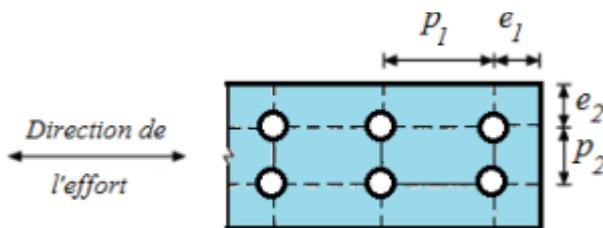
$$2,4d_0 = 2,4 \times 20 = 48 \text{ mm}$$

$$P_2 = 120 \text{ mm}$$

$$\text{Min}(14t \text{ ou } 200 \text{ mm}) = \text{Min}(14 \times 15 = 210 \text{ mm ou } 200 \text{ mm}) \\ = 200 \text{ mm}$$

$$48 \text{ mm} \leq P_2 = 120 \text{ mm} \leq 200 \text{ mm}$$

- **Vérification de la pince :**



Pinces pour des pièces non exposées aux intempéries :

$$e_1 \geq 1,2d_0 \quad \text{et} \quad e_2 \geq 1,2d_0$$

$$e_1 = 40 \text{ mm} \geq 1,2d_0 = 1,2 \times 20 = 24 \text{ mm}$$

$$e_2 = 40 \text{ mm} \geq 1,2d_0 = 1,2 \times 20 = 24 \text{ mm}$$

Les conditions de pince et de distances sont vérifiées.

- **Vérification de la pression diamétrale :**

La vérification de la résistance à la pression diamétrale s'effectue selon la relation suivante :

$$F_{v,sd} \leq F_{b,Rd} \text{ où :}$$

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_{ub} dt}{\gamma_{M2}} \quad \text{: est la résistance en pression diamétrale}$$

avec :

$$\alpha_b = \min \left(\alpha_d; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right)$$

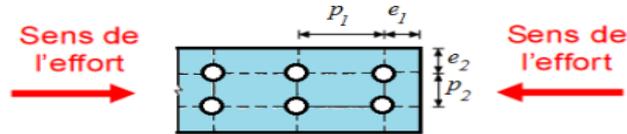
$f_{ub} = 500 \text{ MPa}$: résistance ultime à la traction des boulons.

$f_u = 360 \text{ MPa}$: résistance ultime à la traction des pièces assemblées.

Chapitre VII : Assemblages

$$\frac{f_{ub}}{f_u} = \frac{500}{360} = 1,38$$

- Dans la direction des efforts :



- Boulons de rive :

$$\alpha_d = \frac{e_1}{3d_0} = \frac{40}{3 \times 20} = 0,66$$

$$\alpha_b = \min(0,66 ; 1,38 ; 1) = 0,66$$

- Boulons intérieurs :

$$\alpha_d = \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} = \frac{80}{3 \times 20} - \frac{1}{4} = 1,08$$

$$\alpha_b = \min(1,08 ; 1,38 ; 1) = 1$$

III-4-2 Perpendiculairement à la direction des efforts :

- Boulons de rive :

$$k_1 = \min\left(2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7 ; 2,5\right)$$

$$k_1 = \min\left(2,8 \times \frac{40}{20} - 1,7 ; 2,5\right) = \min(3,9 ; 2,5) = 2,5$$

- Boulons intérieurs :

$$k_2 = \min\left(1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7 ; 2,5\right)$$

$$k_1 = \min\left(1,4 \times \frac{120}{20} - 1,7 ; 2,5\right) = \min(6,7 ; 2,5) = 2,5$$

Donc :

- Boulons de rive :

$$F_{b.Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_{ub} dt}{\gamma_{M2}} = \frac{2,5 \times 0,66 \times 360 \times 16 \times 15}{1,25} = 114048 \text{ N}$$

$$= 114,05 \text{ kN}$$

Chapitre VII : Assemblages

- **Boulons intérieurs :**

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_{ub} dt}{\gamma_{M2}} = \frac{2,5 \times 1 \times 360 \times 16 \times 15}{1,25} = 172800 \text{ N}$$
$$= 172,8 \text{ kN}$$

En supposant une répartition uniforme des efforts dans les boulons, chacun d'entre eux est sollicité par un effort de cisaillement égale à :

$$F_{v,sd} = \frac{N_{sd}}{n} = \frac{246,4}{6} = 41 \text{ kN}$$

Pour les **Boulons de rive :**

$$F_{v,sd} = 41 \text{ kN} \leq F_{b,Rd} = 127,87 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

Pour les **Boulons intérieurs :**

$$F_{v,sd} = 41 \text{ kN} \leq F_{b,Rd} = 172,8 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

- **Vérification à la résistance de la section transversale :**

$$N_{sd} \leq N_{t,Rd} = \min(N_{pl,Rd} ; N_{u,Rd})$$

$N_{t,Rd}$: est la résistance de calcul de la section à la traction prise comme la plus petite des valeurs suivantes :

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} : \text{Résistance plastique de la section brute.}$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} : \text{Résistance ultime de la section nette au droit}$$

des trous de fixation.

Avec :

A : Aire de la section brute.

A_{net} : Aire de la section nette au droit des trous de fixation.

f_y : Limite élastique du matériau.

f_u : Limite à la rupture du matériau ou résistance à la traction minimale spécifiée.

γ_{M0} : Coefficient partiel de sécurité du matériau.

γ_{M2} : Coefficient partiel de sécurité à appliquer dans les sections nettes.

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{200 \times 15 \times 235}{1,1 \times 10^3} = 640,9 \text{ kN}$$

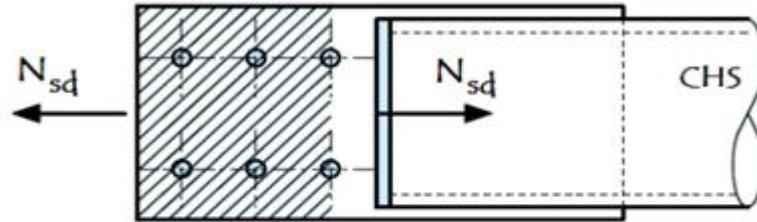
$$A_{net} = (200 \times 15) - (2 \times 20 \times 15) = 2400 \text{ mm}^2$$

Chapitre VII : Assemblages

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \times 2400 \times 360}{1,25 \times 10^3} = 622,08 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 246,4 \text{ kN} \leq N_{t,Rd} = \min(640,9 ; 622,08) = 622,08 \text{ kN}$$

Donc la résistance a la section transversale est vérifiée.



FigVII.12: Rupture de section transversale

- **Vérification au cisaillement de bloc :**

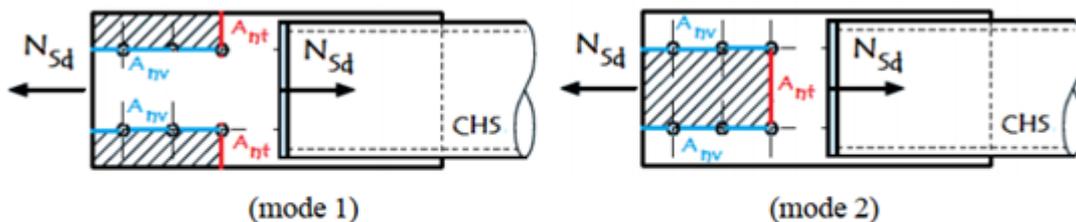
Pour un groupe de boulons soumis à un chargement symétrique, la résistance de calcul au cisaillement de bloc $V_{eff.1.Rd}$ est donnée par :

$$V_{eff.1.Rd} = \frac{f_u A_{nt}}{\gamma_{M2}} + \frac{f_y A_{nv}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$$

A_{nt} : aire nette soumise à la traction.

A_{nv} : aire nette de cisaillement.

Les schémas de ruine sont les suivants :



FigVII.13: Rupture par cisaillement de bloc

Nous avons :

Mode de ruine 1 :

$$A_{nt2} = 2(e_2 - 0,5d_0)t_p = 2 \times (40 - 0,5 \times 20) \times 15 = 900 \text{ mm}^2$$

$$A_{nt} = \min(A_{nt1} ; A_{nt2}) = \min(1500 ; 900) = 900 \text{ mm}^2$$

$$A_{nv} = 2(2p_1 + e_1 - 2,5d_0)t_p = 2 \times (2 \times 80 + 40 - 2,5 \times 20) \times 15 = 4500 \text{ mm}^2$$

Chapitre VII : Assemblages

Mode de ruine 2 :

$$A_{nt1} = (p_2 - d_0)t_p = (120 - 20) \times 15 = 1500 \text{ mm}^2$$

$$V_{eff.1.Rd} = \frac{f_u A_{nt}}{\gamma_{M2}} + \frac{f_y A_{nv}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} = \frac{360 \times 900}{1,25} + \frac{235 \times 4500}{\sqrt{3} \times 1,1}$$

$$= 814243.5 \text{ N} = 814,24 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 246.4 \text{ kN} < V_{eff.1.Rd} = 814,24 \text{ kN} \dots\dots\dots(\text{condition vérifiée})$$

La résistance au cisaillement de bloc est assurée.

III-4-3 Vérification de la soudure d'angle :

Il s'agit d'un assemblage par soudage d'une plaque d'extrémité avec le tube de diamètre 175mm (voir fig.19).

L'acier constitutif des pièces assemblées est un acier **S 235**.

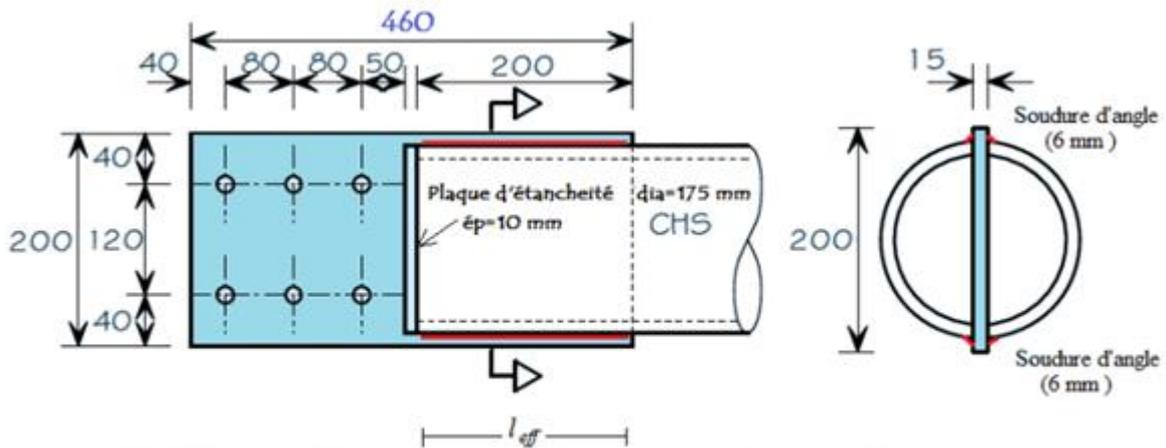
La largeur du cordon de soudure, est de 6 mm. Nous avons deux cordons latéraux.

Cet assemblage est sollicité par un effort de traction pondéré

$$N_{sd} = 219 \text{ kN} .$$

On vérifie l'assemblage par **la méthode simplifiée**.

Cette méthode ne distingue pas l'orientation du cordon de soudure par rapport au sens de l'effort appliqué. Tous les cordons sont donc supposés fonctionner de la même manière (tous sont assimilés à des cordons latéraux).



FigVII.14: Assemblage par soudage de la plaque avec le tube creux.

Les soudures d'angle doivent satisfaire la condition suivante:

$$F_{w.sd} \leq F_{w.Rd} = f_{vw.d} a$$

$F_{w.sd}$: valeur de calcul de l'effort exercé dans la soudure par unité de longueur.

$F_{w.Rd}$: résistance de calcul de la soudure par unité de longueur.

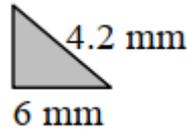
avec :

Chapitre VII : Assemblages

$$f_{vw.d} = \frac{f_u}{\sqrt{3}\beta_w\gamma_{M2}}$$

$f_{vw.d}$: résistance de calcul au cisaillement de la soudure.

γ_{M2} : coefficient partiel de sécurité.



L'épaisseur de gorge : $a = 0,7 \times 6 = 4,2 \text{ mm}$

$$f_{vw.d} = \frac{f_u}{\sqrt{3}\beta_w\gamma_{M2}} = \frac{360}{\sqrt{3} \times 0,8 \times 1,25} = 207,84 \text{ N/mm}^2$$

La résistance de calcul de la soudure par unité de longueur :

$$F_{w.Rd} = f_{vw.d} a = 207,84 \times 4,2 = 872,9 \text{ N/mm}$$

Ainsi, pour quatre soudures, chacune d'une longueur effective de:

$$l_{eff} = 200 - 2 \times 6 = 188 \text{ mm}$$

La résistance totale au cisaillement des quatre cordons de soudure :

$$4F_{w.Rd} \times l_{eff} = 4 \times 872,9 \times 188 \times 10^{-3} = 656,42 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 246,4 \text{ kN} < 4F_{w.Rd} \times l_{eff} = 656,42 \text{ kN}$$

La résistance au cisaillement de 4 par 188 mm de long du cordon de soudure d'angle de 6 mm de côté est égale à: 656.42 kN.

- **Calcul de la base du poteau :**

Faire un calcul de dimensionnement de la plaque d'assise du poteau central en HEM300 sous l'action de la charge suivante :

Charge axiale de compression : $N_{sd} = 946,54 \text{ kN}$

Données de base:

Plaque d'assise en acier de nuance S235 : $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$

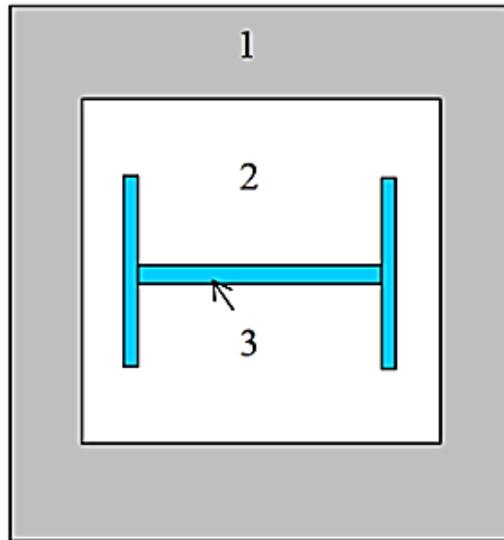
Fondation en béton de classe C25/30 : $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$

Coefficients partiels de sécurité :

Acier : $\gamma_{M0} = 1,1$; $\gamma_{M2} = 1,25$

Béton : $\gamma_c = 1,5$

Chapitre VII : Assemblages



- 1 : Fondation en béton de dimensionnement inconnue.
- 2 : Plaque d'assise.
- 3 : Section de poteau HEM300

Caractéristiques géométriques de la section HEM300:

$h = 340 \text{ mm}$

$b = 310 \text{ mm}$

$t_f = 39 \text{ mm}$

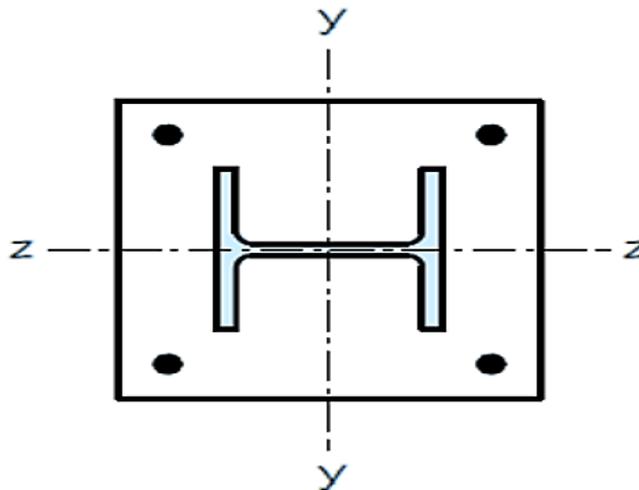
$t_w = 21 \text{ mm}$

$A = 30310 \text{ mm}^2$

Périmètre de la section: 1832mm

Remarque :

Le poteau est supposé articulé à la base, cependant, il est crucial qu'il soit stable pendant la phase de montage donc 4 boulons à l'extérieur du profil du poteau doit être utilisé.



- Résistance du béton à la compression :

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} f_{ck}}{\gamma_c}$$

Chapitre VII : Assemblages

Où : $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$

La valeur de α_{cc} est donnée dans l'annexe nationale.

Sa valeur recommandée est de : $\alpha_{cc} = 0,85$ pour la compression.

La résistance de calcul du béton devient :

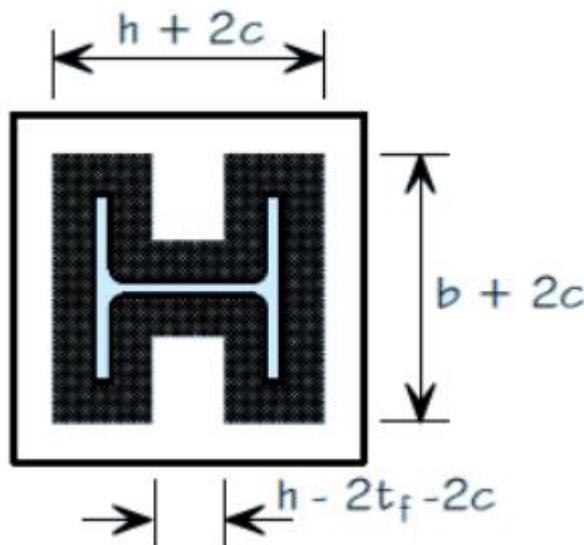
$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0,85 \times 25}{1,25} = 14,16 \text{ N/mm}^2$$

- Calcul de la section nécessaire de la plaque d'assise :

$$A_{nec} = \frac{946,54 \times 10^3}{14,16} = 66846 \text{ mm}^2$$

Calcul de la section résistante A_{res} :

$A_{res} \approx 4c^2 + \text{périmètre de la section} \times c + \text{aire de la section}$



$$66846 = 4c^2 + 1832 \times c + 30310$$

$$\Rightarrow 4c^2 + 1832 \times c + 30310 - 66846 = 0$$

$$\Rightarrow 4c^2 + 1832 \times c - 36536 = 0$$

Solution de l'équation du 2^{ème} degré : $ax^2 + bx + c = 0$

$$a = 4 ; b = 1832 ; c = -36536$$

$$\Delta = b^2 - 4ac = 1832^2 - 4 \times 4 \times (-36536) = 3940800 > 0$$

$$x_1 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{-1832 + \sqrt{3940800}}{2 \times 4} = 19,1 \text{ mm}$$

Chapitre VII : Assemblages

$$x_2 = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{-1832 - \sqrt{3940800}}{2 \times 4} = -477.1 \text{ mm} < 0$$

$$c = 19.1 \text{ mm}$$

$$\frac{h - 2t_f}{2} = \frac{340 - 2 \times 39}{2} = 131 \text{ mm} > c = 19.1 \text{ mm}$$

Il n'y a pas de recouvrement des aires en compression pour les tronçons des deux semelles.

- **Calcul de l'épaisseur de la plaque d'assise :**

$$t_p = c \left(\frac{3f_{cd}}{f_y \gamma_{M0}} \right)^{0,5}$$

$$t_p = 19.1 \left(\frac{3 \times 14,16}{235 \times 1,1} \right)^{0,5} = 7.82 \text{ mm} \text{ on prend } t_p = 20 \text{ mm}$$

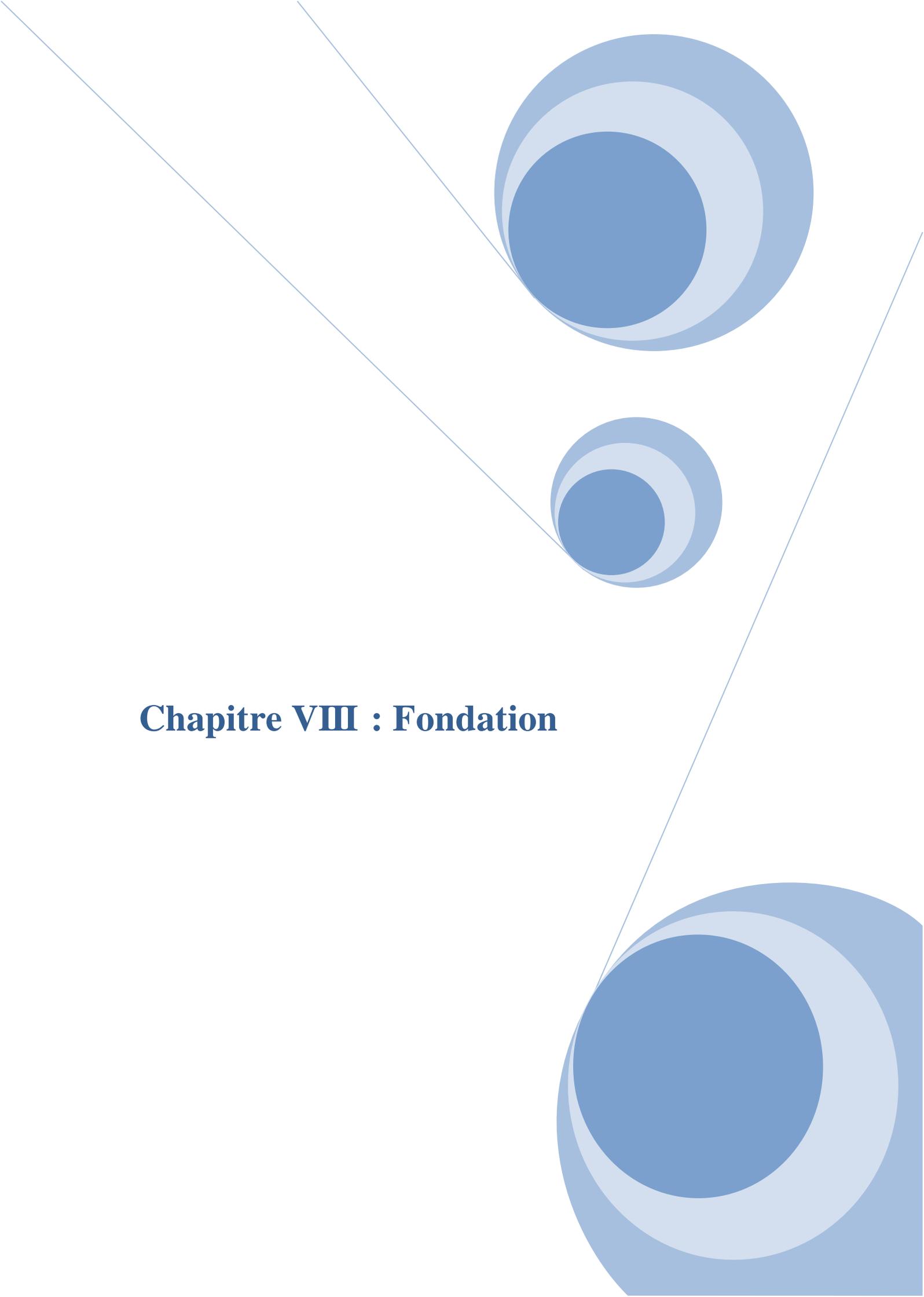
Remarque :

Dans le cas d'assemblages articulés, le débord de la plaque d'assise est généralement pris égal à 15 mm.

- **Les dimensions de la plaque d'assise :**

$$h_p = h + 2c + 2 \times 15 = 340 + 2 \times 19.1 + 2 \times 15 = 408.2 \text{ mm} \\ \approx 408 \text{ mm}$$

$$b_p = b + 2c + 2 \times 15 = 310 + 2 \times 19.1 + 2 \times 15 = 378.2 \text{ mm} \\ \approx 378 \text{ mm}$$

The page features a decorative graphic consisting of three blue circles of varying sizes, each composed of concentric layers of different shades of blue. These circles are arranged in a vertical line, with the largest at the top and bottom, and a smaller one in the middle. Two thin, light blue lines intersect at the top left and extend diagonally across the page, framing the central text and circles.

Chapitre VIII : Fondation

Chapitre VIII : Fondation

I Introduction :

La fondation d'une construction sont constitué par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elle transmettant les charges de la superstructure elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage dans leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble

Les éléments de fondation transmettant les charges au sol soient directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autre organe (cas des semelles sur pieux par exemple).

La fondation doit être en équilibre sous :

- ✓ Les sollicitations dues à la superstructure.
- ✓ Les sollicitations dues au sol.

II Les types des fondations :

-Fondation superficielle:

- Semelle isolée sous Poteau ;
- Semelle filante continue sous mur ;
- Semelle filante sous plusieurs poteaux ;
- Radiers généraux ou nervurés ;
- Fondation profonde (semelle sous pieux).

a Choix des fondations :

-Un certain nombre des problèmes se pose, lorsqu'il s'agit de choisir un type de fondation,

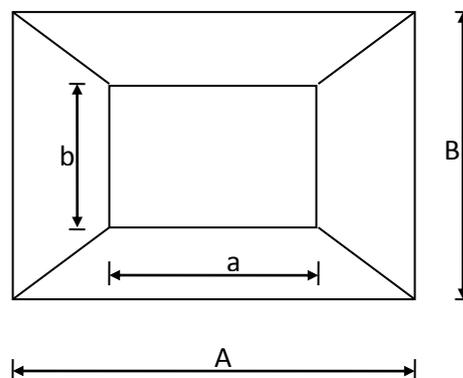
qui dépend essentiellement de la contrainte du sol.

-Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction
- La qualité du sol de fondation.

Donc son calcul ne peut être effectuée que lorsqu'on connaît :

- La superstructure et ces charges.
- Les caractéristiques du sol (concernant le projet la contrainte admissible du sol =0.2MPa)



Chapitre VIII : Fondation

b Étude des semelles :

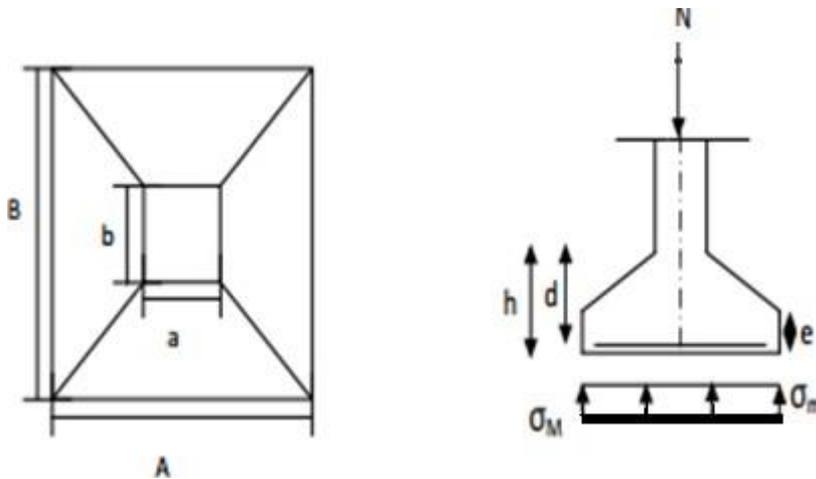


Fig VIII.1 : Diagramme des contraintes agissant sur les fondations.

Charges à prendre en considération :

- Sous l'effort vers le bas :

a. Dimensionnement de la semelle : Détermination de A et B :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \rightarrow \begin{cases} A = \frac{a \times B}{b} \rightarrow B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N_{sd}}{\sigma_{SOL}}} \\ A = \frac{b \times A}{a} \rightarrow A \geq \sqrt{\frac{a}{b} \times \frac{N_{sd}}{\sigma_{SOL}}} \end{cases}$$

On a : b=310mm et a=340mm

B>680mm

A>650mm

Nous allons opter pour une semelle carre de dimensions (700×700) mm²

Chapitre VIII : Fondation

b. Déterminations de d et h :

$$h = d + 50 \text{ mm}$$

$$\frac{B-b}{4} < d < A - a$$

$$\frac{700-310}{4} < d < 700 - 340$$

$$97.5 < d < 360$$

Nous allons prendre $d = 300 \text{ mm}$

$$h = 300 + 50 = 350 \text{ mm}$$

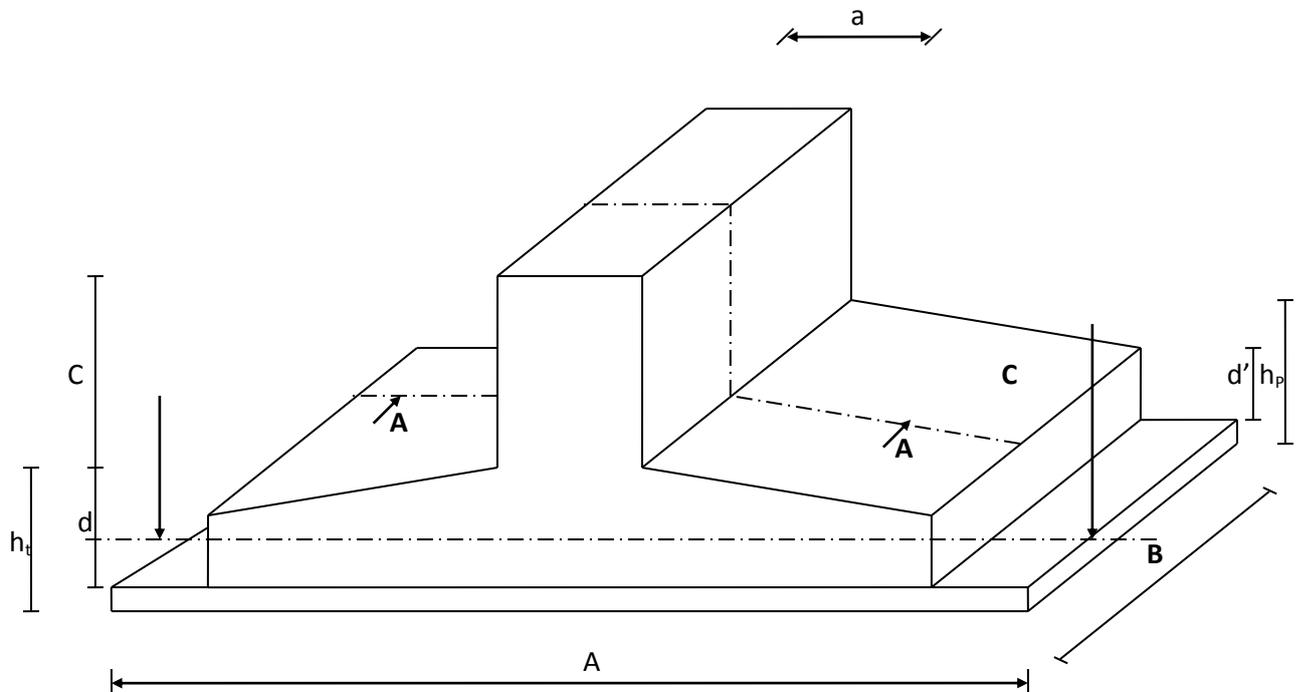


Figure VIII.2. Dimensionnement de la semelle

Chapitre VIII : Fondation

III calcul du ferrailage :

Tableau VIII.1. Valeurs de l'effort normal

| Effort | ELU | ELS |
|---------------|---------|--------|
| N_{sd} [KN] | 1044.58 | 686.57 |

à l'ELU

$$A_u = \frac{N_u \times (A-a)}{8 \times d \times \sigma_{st}}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_u}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_u = \frac{1044.58 \times 10^3 \times (700-340)}{8 \times 300 \times 348}$$

$$A_u = 450.25 \text{ mm}^2$$

à l'ELS

$$A_u = \frac{N_s \times (A-a)}{8 \times d \times \sigma_{sol}}$$

$$\sigma_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{n \times f_{c28}}\right) = 266.6 \text{ MPa}$$

n: coefficient de fissuration = 1,6

$$A_s = \frac{686.57 \times 10^3 \times (700-340)}{8 \times 300 \times 266.6} = 386.3 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 3.86 \text{ cm}^2$$

Nous avons $A_s < A_u$

IV Condition de non fragilité :

Pour qu'une section en béton armée soumise à la traction ou à la flexion soit considérée comme non fragile, la relation suivante doit être vérifiée

$$A_s = 0.23 \times \frac{b \times d \times f_{c28}}{f_e}$$

$$A_s = 0.23 \times \frac{310 \times 300 \times 2.1}{400}$$

Chapitre VIII : Fondation

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1\text{MPa}$$

$$A_s = 112,3\text{mm}^2 = 1,12\text{cm}^2$$

Nous allons opter pour un ferrailage de **6T12** ($6,78\text{cm}^2$)

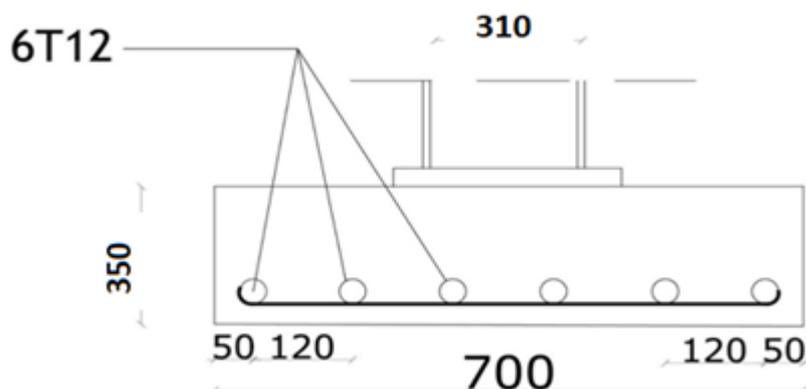


Figure VIII.3. Ferrailage des semelles isolées

V-Calcul des longrines :

Les longrines ont pour rôle de relier les semelles entre elles, elles sont soumises à un effort de traction.

Une longrine est posée directement sur un béton de propreté pour empêcher la pollution du béton frais de la longrine par le sol support lors du coulage du béton.

Le béton de propreté offre également un support uniforme à la longrine.

V-1-Dimensionnement des longrines :

Selon le RPA2003, pour un sol de type S3 les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : 25 cm x 30 cm.

V-2-Calcul du ferrailage :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \max\left(\frac{N}{\alpha}; 20\text{KN}\right)$$

Avec :

N : Egale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée, pour les sols S3

- L'ELU :

$$\frac{N_u}{\alpha} = \frac{1044,58}{12} = 87,04 \text{ KN}$$

- L'ELS :

$$\frac{N_s}{\alpha} = \frac{686,57}{12} = 57,21 \text{ KN}$$

$$F = \{87,04\text{KN}; 57,21\text{KN}; 20\text{KN}\} = 87,04\text{KN}$$

$$A_{stu} = \frac{F}{\sigma_{stu}} = \frac{87,04 \times 10^{-3}}{348} = 2,5 \text{ cm}^2$$

Chapitre VIII : Fondation

$$A_{sts} = \frac{F}{\sigma_{sts}} = \frac{87.04 \times 10^{-3}}{266.6} = 3.26 \text{ cm}^2$$

Le RPA2003 exige une section minimale :

$$A_{min} = 0.6\%B = 0.6\%(25 \times 30) = 45 \text{ cm}^2$$

Donc : on prend $A_{st} = 6T12 = 6.78 \text{ cm}^2$

- **Vérification de condition de non-fragilité :**

$$A_{st} \leq 0.23b \times d \times \frac{F_{c28}}{F_e}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{st} = 6.78 \text{ cm} \\ A_{st} \leq 0.23b \times d \times \frac{F_{c28}}{F_e} = 0.23 \times 25 \times 30 \times \frac{25}{400} = 10.78 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

- **Calcul d'armatures transversales :**

$$\varphi t \leq \min (h/35 ; \varphi_{min} ; b/10) \Rightarrow \varphi t \leq \min (8.5 ; 10 ; 25) = 8.5$$

Alors on prend : $\varphi t = 8 \text{ mm}$

V-3-Calcul d'espacement des cadres :

Le RPA99 exige des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser :

$$St \leq (20 \text{ cm} ; 15\varphi t) \rightarrow St \leq (20 \text{ cm} ; 15\varphi t) \Rightarrow St \leq (20 \text{ cm}, 12 \text{ cm})$$

Alors on adopte un espacement $St = 10 \text{ cm}$

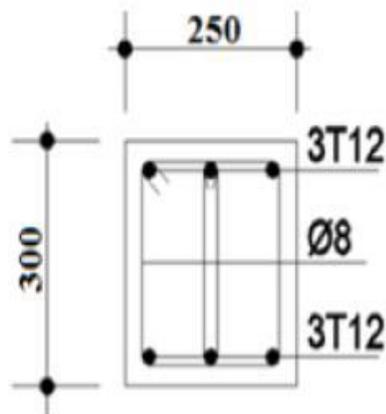
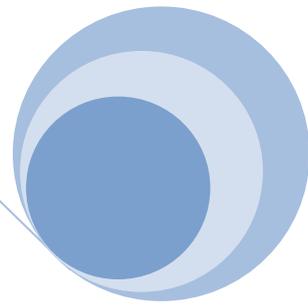
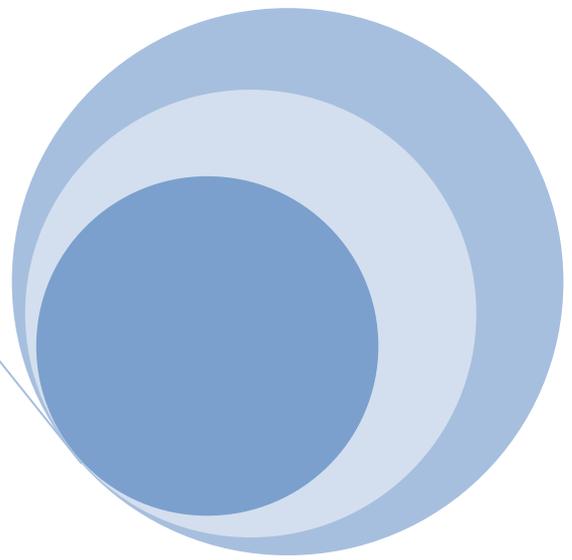
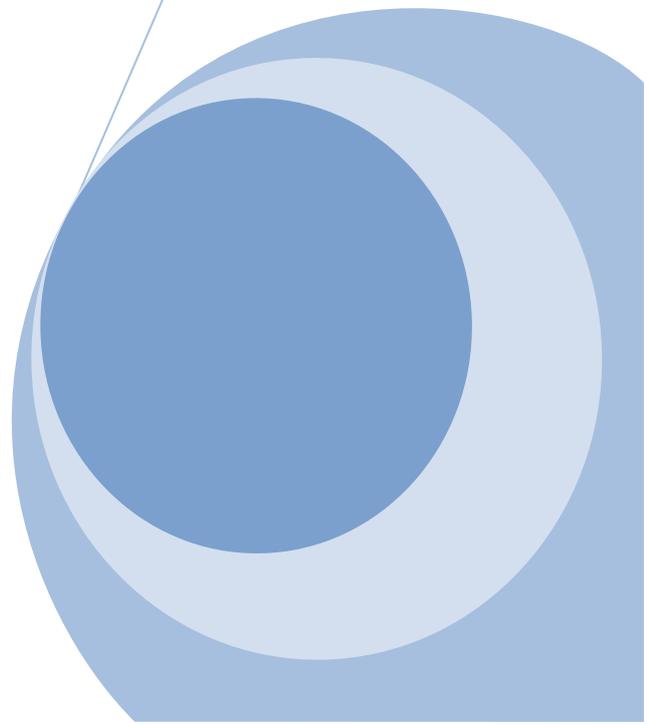


Figure VIII.4. Ferrailage de longrine



Chapitre IX : Résistance de la structure a l'incendie normalisé



Chapitre IX : Résistance de la structure a l'incendie normalisé

IX. Introduction :

L'acier est un matériau incombustible mais bon conducteur de la chaleur. Lorsqu'un élément de structure en acier est soumis à un incendie, sa température s'accroît, et ses propriétés mécaniques se réduisent comme pour tout autre matériau. La capacité portante de l'élément diminue par conséquent et sa déformation augmente. Si la déformation est trop importante, il peut y avoir effondrement.

La stabilité au feu d'un élément n'est plus assurée quand, sous l'effet de l'élévation de température, sa résistance mécanique diminue jusqu'au niveau de contraintes auxquelles il est soumis. On atteint à cet instant la température critique, comprise entre 450 °C et 800 °C, qui dépend de plusieurs paramètres : nuance de l'acier, niveau de contrainte, type de profil, conditions de liaisons et de chargement, et facteur de massivité (rapport de la surface exposée au flux thermique au volume par unité de longueur). Plus ce facteur est élevé plus l'échauffement est rapide. Entre un poteau, échauffé sur tout son pourtour, et une poutre supportant une dalle en béton qui n'est échauffée que sur trois côtés, le facteur de massivité sera donc différent. Ainsi, chaque profil en acier sera caractérisé par deux facteurs.

IX.2. La réponse structurale :

Combinaison de charge au feu :

$$q = (q_G + 0.5q_P) e$$

$$q = (6.48 + 0.5 \times 1) \times 5.5 \quad \rightarrow q = 38.39 \text{ KN/m}$$

- On a deux sections dangereuses une au niveau de la poutre à mi-travée causé par un moment fléchissant de valeur $M_{Ed} = 169.88 \text{ kN.m}$ et l'autre au niveau des appuis causée par effort tranchant de valeur $V_{Ed} = 114.21 \text{ kN}$ et l'autre L du poteau causée par l'effort normal de valeur $N_{Ed} = 114.21 \text{ kN}$.
- On a trois modes de sollicitations :
 - La flexion provoquée par le moment fléchissant au niveau de la poutre.
 - Le cisaillement provoqué par l'effort tranchant au niveau des appuis.
 - Le flambement provoqué par l'effort normal au niveau des poteaux.

IX.3. La réponse thermique :

IX.3.1. Température conventionnée (normalisé) :

Les normes internationales sont fondées principalement sur l'incendie conventionné défini par la norme ISO-834 repris en Europe par l'ENV 1991-2-2[1] l'équation analytique est :

$$\theta_g = 20 + 345 \log(8t+1)$$

Avec :

t : temps (min)

Chapitre IX : Résistance de la structure a l'incendie normalisé

θ_g : température ambiante autour de l'élément de structure considère cette température dans le cas des incendies nominaux est considéré comme homogène dans tout le local ou l'incendie a lieu

Donc pour les températures du feu conventionnel on a :

a t = 0 min

$$\theta_g = 20 + 345 \log (8 \times 0 + 1) \rightarrow \theta_g = 20 \text{ C}^\circ$$

a t = 10 min

$$\theta_g = 20 + 345 \log (8 \times 10 + 1) \rightarrow \theta_g = 678 \text{ C}^\circ$$

a t = 20 min

$$\theta_g = 20 + 345 \log (8 \times 20 + 1) \rightarrow \theta_g = 781 \text{ C}^\circ$$

a t = 30 min

$$\theta_g = 20 + 345 \log (8 \times 30 + 1) \rightarrow \theta_g = 842 \text{ C}^\circ$$

a t = 40 min

$$\theta_g = 20 + 345 \log (8 \times 40 + 1) \rightarrow \theta_g = 885 \text{ C}^\circ$$

a t = 45 min

$$\theta_g = 20 + 345 \log (8 \times 45 + 1) \rightarrow \theta_g = 902 \text{ C}^\circ$$

a t = 50 min

$$\theta_g = 20 + 345 \log (8 \times 50 + 1) \rightarrow \theta_g = 918 \text{ C}^\circ$$

a t = 60 min

$$\theta_g = 20 + 345 \log (8 \times 60 + 1) \rightarrow \theta_g = 945 \text{ C}^\circ$$

IX.3.2. Températures de l'élément poutre en acier (poutres IPE400) :

En utilisant le tableau 3-3 variations en fonction du temps des températures atteintes dans l'acier non protégé pour diverses valeurs de massivité

Pour la poutre IPE400 on a $\frac{Am}{V} = 156 \text{ m}^{-1}$ on utilise l'interpolation pour avoir les valeurs des températures correspondantes a cette valeur de $\frac{Am}{V}$ pour les valeurs de temps demandées

Evaluation de température :

IPE400

Chapitre IX : Résistance de la structure a l'incendie normalisé

$$\left. \begin{array}{l} h = 400 \text{ mm} \quad b = 180 \text{ mm} \\ t_w = 8.6 \text{ mm} \quad t_f = 13.5 \text{ mm} \\ d = 331 \text{ mm} \quad r = 21 \text{ mm} \end{array} \right\} \rightarrow \text{tableau de profilé}$$

On a trois direction du feu :

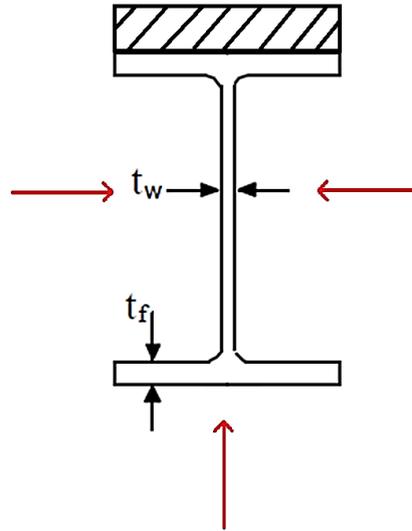


Fig.1 : Directions De feu sur la poutre

IX.3.2.1. Facteur de massivité poutre IPE 400:

$$\frac{Am}{V} = \frac{\text{perimetre exposé au feu}}{\text{air de la section d'acier}} = \frac{2h+3b-2t_w}{A} = \frac{2 \times 400 + 3 \times 180 - 2 \times 8.6}{8450} = 0.156 \text{ mm}^{-1}$$

$$\frac{Am}{V} = 156 \text{ m}^{-1}$$

On a presque la même valeur que cette donnée dans le tableau des données techniques des profilés

→ tableau des facteurs de massivité $\frac{Am}{V}$ [m⁻¹]

$$\frac{Am}{V} = 156 \text{ m}^{-1} \quad \rightarrow \text{ce qui veut dire qu'on prend } \frac{Am}{V} = 156 \text{ m}^{-1}$$

En utilisant l'interpolation on aura :

$$\frac{156-100}{200-100} = \frac{\theta-\theta_1}{\theta_2-\theta_1}$$

$$\theta_{a,t} = \frac{(156-100)(\theta_2-\theta_1)}{(200-100)} + \theta_1$$

$$\theta_{a,t} = \frac{56}{100} (\theta_2 - \theta_1) + \theta_1$$

$$\theta = 0.56 (\theta_2 - \theta_1) + \theta_1$$

a t = 0 min :

Chapitre IX : Résistance de la structure a l'incendie normalisé

$$\theta_{a,t} = 0.56 (20 - 20) + 20 \rightarrow \theta_{a,t} = 20 \text{ C}^\circ$$

$$a \ t = 10 \text{ min}$$

$$\theta_{a,t} = 0.56 (552 - 392) + 392 \rightarrow \theta_{a,t} = 482 \text{ C}^\circ$$

$$a \ t = 20 \text{ min}$$

$$\theta_{a,t} = 0.56 (738 - 676) + 676 \rightarrow \theta_{a,t} = 711 \text{ C}^\circ$$

$$a \ t = 30 \text{ min}$$

$$\theta_{a,t} = 0.56 (828 - 767) + 767 \rightarrow \theta_{a,t} = 801 \text{ C}^\circ$$

$$a \ t = 40 \text{ min}$$

$$\theta_{a,t} = 0.56 (878 - 865) + 865 \rightarrow \theta_{a,t} = 872 \text{ C}^\circ$$

$$a \ t = 50 \text{ min}$$

$$\theta_{a,t} = 0.56 (914 - 908) + 908 \rightarrow \theta_{a,t} = 911 \text{ C}^\circ$$

$$a \ t = 60 \text{ min}$$

$$\theta_{a,t} = 0.56 (942 - 938) + 938 \rightarrow \theta_{a,t} = 940 \text{ C}^\circ$$

IX.3.3. Températures de l'élément poteau en acier (colonnes HEM 300)

HEM300

$$\left\{ \begin{array}{ll} h = 340 \text{ mm} & b = 310 \text{ mm} \\ t_w = 21 \text{ mm} & t_f = 39 \text{ mm} \\ A = 30310 \text{ mm}^2 & \end{array} \right\} \rightarrow \text{tableau de profilé}$$

Elément HEB 450 est exposé au feu dans 4 directions

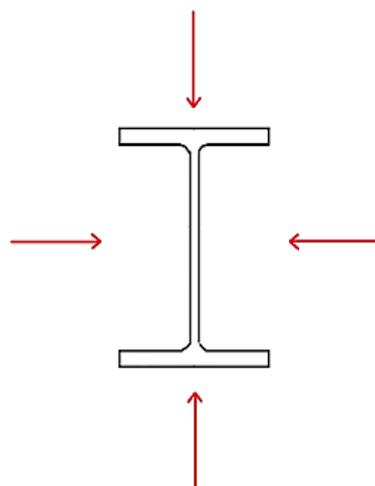


Fig.2 :Les directions de feu sur le poteau

Chapitre IX : Résistance de la structure a l'incendie normalisé

XI.3.3.1. Facteur de massivité colonne HEM 300:

$$\frac{Am}{V} = \frac{\text{perimetre exposé au feu}}{\text{air de la section d'acier}} = \frac{2h+4b-2tw}{A} = \frac{2072}{21800} = 0.062 \text{mm}^{-1}$$

$$\frac{Am}{V} = 62 \text{ m}^{-1}$$

On retrouve presque la même valeur que cette donnée dans le tableau des données techniques des profilés

$$\frac{62-60}{100-60} = \frac{\theta-\theta_1}{\theta_2-\theta_1}$$

$$\theta_{a,t} = \frac{(62-60)(\theta_2-\theta_1)}{(100-60)} + \theta_1$$

$$\theta_{a,t} = \frac{2}{40} (\theta_2 - \theta_1) + \theta_1$$

$$\theta = 0.05 (\theta_2 - \theta_1) + \theta_1$$

at = 0 min

$$\theta_{a,t2} = 0.05 (20 - 20) + 20 \rightarrow \theta_{a,t2} = 20 \text{ C}^\circ$$

at = 10 min

$$\theta_{a,t2} = 0.05 (392 - 277) + 276 \rightarrow \theta_{a,t2} = 282 \text{ C}^\circ$$

at = 20 min

$$\theta_{a,t2} = 0.05 (676 - 561) + 561 \rightarrow \theta_{a,t2} = 567 \text{ C}^\circ$$

at = 30 min

$$\theta_{a,t2} = 0.05 (767 - 721) + 721 \rightarrow \theta_{a,t2} = 723 \text{ C}^\circ$$

at = 40 min

$$\theta_{a,t2} = 0.05 (865 - 798) + 798 \rightarrow \theta_{a,t2} = 801 \text{ C}^\circ$$

at = 50 min

$$\theta_{a,t2} = 0.05 (908 - 888) + 888 \rightarrow \theta_{a,t2} = 889 \text{ C}^\circ$$

at = 60 min

$$\theta_{a,t2} = 0.05 (938 - 831) + 831 \rightarrow \theta_{a,t2} = 936 \text{ C}^\circ$$

Chapitre IX : Résistance de la structure a l'incendie normalisé

Tableau récapitulatif :

| temps | Températures conventionnels θ_g [C°] | Températures poutre IPE400 $\theta_{a,t}$ [C°] | Températures colonnes HEM300 $\theta_{a,t2}$ [C°] |
|-------|---|--|---|
| 0 | 20 | 20 | 20 |
| 10 | 678 | 482 | 282 |
| 20 | 781 | 801 | 567 |
| 30 | 842 | 872 | 723 |
| 40 | 885 | 838 | 801 |
| 50 | 918 | 911 | 889 |
| 60 | 945 | 940 | 936 |

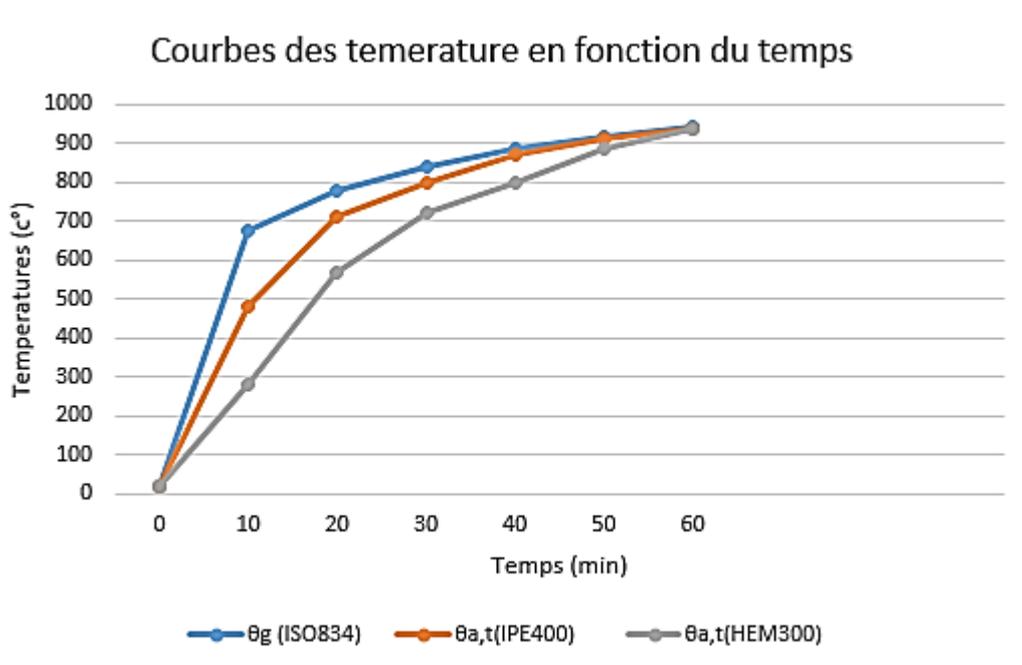


Fig 3 : Les courbes des températures

Chapitre IX : Résistance de la structure a l'incendie normalisé

On remarque que les deux éléments de la construction la poutre IPE400 et la colonne HEM 300 qui sont soumis à l'action d'incendie normalisé subissent un accroissement de leur températures internes étant donné que les propriétés mécaniques (résistance ; rigidité...) de l'acier se dégradent au fur et à mesure de l'élévation de la température, ces deux éléments de la structure se déforment et peuvent même s'effondrer.

IX.4. Vérification de la résistance au feu des éléments :

IX.4.1. Sans protection thermique : Vérification de la capacité portante au pour chacun des éléments résistant pour $t_{fi} = 30$ min :

▪ **Poutre IPE400 :**

$\frac{A_m}{V} = 156 \text{ m}^{-1}$ et pour $t_{fi} = 30$ min et on a $\theta_{a,t} = 801 \text{ C}^\circ$ et en utilisant l'interpolation on aura la $k_{y\theta} = 0.11$

▪ **Classification de la section :**

$$\frac{b_1}{t_f} = \frac{\left(\frac{b-tw}{2} - r\right)}{t_f} = \frac{\left(\frac{180-8.6}{2} - 21\right)}{13.5} = 4.8$$
$$\varepsilon = \sqrt{f_y/235} \rightarrow \frac{b_1}{t_f} = 4.8 < 9\varepsilon = 9 \rightarrow \text{semelle de classe 1}$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{331}{13.5} = 24.5 < 72\varepsilon = 72 \rightarrow \text{âme de classe 1}$$

→ la section globale est classe 1

IX.4.1.1. Vérification de la résistance au cisaillement $V_{fi.t.Rd}$ et $V_{fi.Ed}$

$$V_{fi.Ed} = \frac{ql}{2} \text{ donc } V_{fi.Ed} = 114.21 \text{ KN}$$

Et :

$$V_{fi.t.Rd} = k_{y\theta web} \cdot V_{Rd}$$

$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f$$

$$A_v = 8450 - (2 \times 180 \times 13.5) + (8.6 + 2 \times 21) \times 13.5$$

$$A_v = 2906.9 \text{ mm}^2$$

$$A_v = 2.9 \text{ m}^2$$

$$V_{Rd} = (A_v \cdot f_y) / (\gamma_{M0} \sqrt{3}) = 2906.9 \frac{235}{1.0 \times \sqrt{3}} 10^{-3} = 394.4 \text{ KN} \text{ donc } V_{Rd} = 394.4 \text{ KN}$$

Chapitre IX : Résistance de la structure a l'incendie normalisé

$$V_{fi.tRd} = k_{y\theta_{web}} \cdot V_{Rd}$$

$$\left(\frac{Am}{V}\right)_{web} = \frac{2}{tw} = \frac{2}{0.0086} = 232 \text{ m}^{-1}$$

Avec interpolation θ_{web} :

$$\frac{\theta_{web}-828}{833-828} = \frac{232-200}{300-200}$$

$$\theta_{web} = \frac{32 \times 5}{100} + 828 = 830 \text{ C}^\circ$$

$$\theta_{web} = 830 \text{ C}^\circ$$

$k_{y\theta}$ correspondant a θ_{web} :

$$\frac{830-800}{900-800} = \frac{0.11 - k_{y\theta}}{0.11 - 0.06}$$

$$k_{y\theta_{web}} = 0.11 - \frac{(830-800)(0.11-0.06)}{900-800}$$

$$k_{y\theta_{web}} = 0.11 - 0.015 = 0.095$$

$$k_{y\theta_{web}} = 0.1$$

Donc on obtient : $V_{fi.tRd} = k_{y\theta_{web}} \cdot V_{Rd} = 0.1 \times 394.4 = 39.44 \text{ KN}$

$$V_{fi.tRd} = 39.44 \text{ KN}$$

$$V_{fi.Ed} = 114.21 \text{ KN} > V_{fi.tRd} = 39.44 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

L'effort tranchant au niveau des appuis au temps $t_{fi} = 30 \text{ min}$ est bien à l'effort inférieur à l'effort tranchant de calcul engendré par les actions appliquées en situation d'incendie.

Donc la capacité portante la poutre IPE400 est n'est pas vérifié pour la durée d'exposition au feu $t_{fi} = 30 \text{ min}$.

IX.4.1.2. Vérification de la résistance à la flexion $M_{fi.tRd}$ et $M_{fi.Ed}$:

$$\text{On a } M_{fi.Ed} = 169.88 \text{ KN.m}$$

et

$$M_{fi.tRd} = \frac{k_{y\theta} \times f_y [W_{ply} - \frac{\rho(\square t tw)^2}{4tw}]}{k_1 k_2}$$

$k_1 = 0.7$ pour poutre non protégé exposée au feu sur les 3 faces

$k_2 = 0.85$ aux appuis d'une poutre hyperstatique ; $k_2 = 1$ (pour autre cas d'appuis)

$$V_{fi.Ed} = 169.88 \text{ KN} > 0.5 V_{fi.tRd} = 0.5 \times 39.44 = 19.72 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Chapitre IX : Résistance de la structure a l'incendie normalisé

$$\rho = \left(\frac{2V_{fi,Ed}}{V_{fi,tRd}} - 1 \right)^2 = \left(\frac{2 \times 114.21}{39.44} - 1 \right)^2 = 22.96$$

Ce qui implique
$$M_{fi,tRd} = \frac{k_{y\theta} \times f_y [W_{ply} - \frac{\rho (h_w t_w)^2}{4 t_w}]}{k_1 k_2}$$

$$h_w = h - 2t_f - 2r = 400 - (2 \times 13.5) - (2 \times 21) = 331 \rightarrow h_w = 331 \text{ mm}$$

$$M_{fi,tRd} = \frac{0.11 \times 235 [1307 \times (10)^3 - \frac{22.96 (331 \times 8.6)^2}{4 \times 8.6}] \times 10^{-6}}{1} = -106.02 \text{ KN.m}$$

$$M_{fi,tRd} = -106.02 \text{ KN.m}$$

Donc on a

$$M_{fi,Ed} = 169.88 \text{ KN.m} > M_{fi,tRd} = -106.02 \text{ KN.m} \rightarrow \text{Condition vérifiée (OK)}$$

Le moment résistant de la poutre au milieu de la travée au temps $t_{fi} = 30 \text{ min}$ est bien inférieur au moment de calcul engendré par les actions appliquées en situation d'incendie.

Donc la capacité portante la poutre IPE400 est vérifiée pour la durée d'exposition au feu $t_{fi} = 30 \text{ min}$.*

IX.4.1.3. Vérification de éléments comprimés au flambement :

- **Poteau HEM300: $N_{fi,Ed} = 114.5 \text{ KN}$**

On a :

$$N_{fi,tRd} = \frac{\chi_{fy} \cdot k_{y\theta max} \cdot A \cdot f_y}{1.2 \times \gamma_{M1}}$$

On a aussi :

*

$$\left\{ \begin{array}{ll} h = 450 \text{ mm} & b = 300 \text{ mm} \\ t_w = 21 \text{ mm} & t_f = 39 \text{ mm} \\ A = 30310 \text{ mm}^2 & \\ d = 208 \text{ mm} & r = 27 \text{ mm} \\ i_z = 80 \text{ mm} & i_y = 139.8 \text{ mm} \end{array} \right\} \rightarrow \text{tableau de profilé}$$

Aile en compression pure :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\frac{b_1}{t_f} = \frac{\frac{(b-t_w)}{2} - r}{t_f} = \frac{\frac{(310-21)}{2} - 27}{39} = 3.01$$

$$\rightarrow \frac{b_1}{t_f} = 3.01 < 9\varepsilon = 9 \rightarrow \text{aile de classe 1}$$

Chapitre IX : Résistance de la structure a l'incendie normalisé

Ame en compression pure :

$$\frac{h_1}{t_w} = \frac{d}{t_w} = \frac{208}{21} = 9.9$$

$$\rightarrow \frac{h_1}{t_w} = 9.9 < 33\varepsilon = 33 \quad \rightarrow \text{Ame de classe 1}$$

→ La section globale est de classe 1

Pour flambement selon Y-Y on a :

$$\lambda = \frac{l_f}{i_y} = \frac{5950}{139.8} = 42.56$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{42.56}{93.9} = 0.453$$

Pour $\theta_{a,max} = 723 \text{ C}^\circ > 400 \text{ C}^\circ$ a $t_{fi} = 30 \text{ min}$

$$\bar{\lambda}_{\theta_{a,max}} = 1.3 \bar{\lambda} = 1.3 \times 0.453 = 0.589 \rightarrow \bar{\lambda}_{\theta_{a,max}} = 0.589$$

$$\alpha = 0.65 \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0.65 \sqrt{\frac{235}{235}} \rightarrow \alpha = 0.65$$

$$\varphi_\theta = \frac{1}{2} (1 + \alpha \bar{\lambda}_{\theta_{a,max}} + (\bar{\lambda}_{\theta_{a,max}})^2)$$

$$\varphi_\theta = \frac{1}{2} (1 + 0.65 \times 0.589 + 0.589^2)$$

$$\varphi_\theta = 0.865$$

$$\rightarrow \chi_{fiy} = \frac{1}{\varphi_\theta + \sqrt{[(\varphi_\theta)^2 - (\bar{\lambda}_{\theta_{a,max}})^2]}}$$

$$\rightarrow \chi_{fiy} = \frac{1}{0.865 + \sqrt{[(0.865)^2 - (0.589)^2]}}$$

$$\rightarrow \chi_{fiy} = 0.667$$

Pour flambement selon Z-Z on a :

$$\lambda = \frac{l_f}{i_z} = \frac{5950}{80} = 74.37$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{74.37}{93.9} = 0.792$$

Pour $\theta_{a,max} = 723 \text{ C}^\circ > 400 \text{ C}^\circ$ a $t_{fi} = 30 \text{ min}$

$$\bar{\lambda}_{\theta_{a,max}} = 1.3 \bar{\lambda} = 1.3 \times 0.792 = 1.03 \rightarrow \bar{\lambda}_{\theta_{a,max}} = 1.03$$

$$\alpha = 0.65 \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0.65 \sqrt{\frac{235}{235}} \rightarrow \alpha = 0.65$$

$$\varphi_\theta = \frac{1}{2} (1 + \alpha \bar{\lambda}_{\theta_{a,max}} + \bar{\lambda}_{\theta_{a,max}}^2)$$

Chapitre IX : Résistance de la structure a l'incendie normalisé

$$\varphi_{\theta} = \frac{1}{2} (1 + 0.65 \times 1.03 + 1.03^2)$$

$$\varphi_{\theta} = 1.365$$

$$\rightarrow \chi_{fiz} = \frac{1}{\varphi_{\theta} + \sqrt{[(\varphi_{\theta})^2 - (\bar{\lambda}_{\theta a, max})^2]}}$$

$$\rightarrow \chi_{fiz} = \frac{1}{1.365 + \sqrt{[(1.365)^2 - (1.03)^2]}} = 0.442$$

$$\chi_{fiz} = 0.442$$

$$\rightarrow \chi_{fi} = \min(\chi_{fiy}, \chi_{fiz}) = \min(0.667, 0.442) = 0.442$$

$$\chi_{fi} = 0.442$$

la valeur de $k_{y\theta}$ par interpolation :

$$\frac{723 - 700}{800 - 700} = \frac{0.23 - k_{y\theta}}{0.23 - 0.11}$$

$$k_{y\theta max} = \frac{(723 - 700)(0.23 - 0.11)}{800 - 700}$$

$$k_{y\theta max} = 0.23 - 0.0276 = 0.202$$

$$k_{y\theta max} = 0.202$$

$\theta_{max} = 723 \text{ C}^{\circ} > 400 \text{ C}^{\circ}$ la formule se transforme en :

$$N_{bfitr d} = \frac{\chi_{fi} \cdot A \cdot k_{y\theta max} \cdot f_y}{1.2 \gamma_{Mfi}}$$

$$N_{bfitr d} = \frac{0.442 \times 30310 \times 0.202 \times 235}{1.2(1)} \times 10^{-3}$$

$$\rightarrow N_{bfitr d} = 529.96 \text{ KN}$$

$$N_{bfie d} = 114.21 \text{ KN} < N_{bfitr d} = 529.96 \text{ KN} \rightarrow \text{vérifiée}$$

L'effort normal au niveau de la colonne HEM 300 au temps $t_{fi} = 30 \text{ min}$ est bien supérieure à l'effort normal de calcul engendré par les actions appliquées en situation d'incendie. Donc la capacité portante la colonne HEM 300 est vérifiée pour la durée d'exposition au feu $t_{fi} = 30 \text{ min}$.

IX.4.2. Avec protection thermique :

IX.4.2.1. Périmètre de caisson exposée au feu et le rapport de massivité :

Chapitre IX : Résistance de la structure a l'incendie normalisé

Pour la poutre IPE400 :

$$\text{Périmètre} = 2h + b \rightarrow \frac{Ap}{V} = \frac{2h+b}{\text{aire de la section d'acier}} = \frac{2 \times (400) + 180}{8450} = 0.116 \text{ mm}^{-1}$$

$$\frac{Ap}{V} = 116 \text{ m}^{-1}$$

*

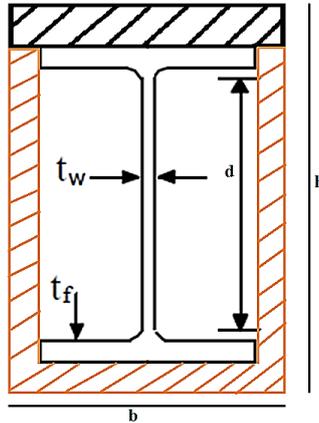


Fig.4 : protection thermique pour la poutre

Le tableau $\frac{Ap}{V}$ (tableau des données technique des profilés)

On a $\frac{Ap}{V} = 116 \text{ m}^{-1}$ donc on a la même valeur

Pour la colonne HEM300 :

$$\text{Périmètre} = 2(h + b) \rightarrow \frac{Ap}{V} = \frac{2(h+b)}{\text{aire de la section d'acier}} = \frac{2 \times (340 + 310)}{30310} = 0.043 \text{ mm}^{-1}$$

$$\frac{Ap}{V} = 43 \text{ m}^{-1}$$

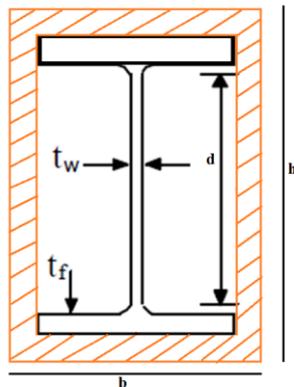


Fig.5 : protection thermique pour le poteau

Chapitre IX : Résistance de la structure a l'incendie normalisé

Le tableau $\frac{A_p}{V}$ (tableau des données technique des profilés)

On a $\frac{A_p}{V} = 43 \text{ m}^{-1}$ donc on a la même valeur

On a la même valeur que celles de tableau technique ce qui veut dire qu'on prend :

$$\frac{A_p}{V} = 43 \text{ m}^{-1}.$$

IX.4.2.1. L'épaisseur nécessaire d_p de la protection dont $\lambda_p = 0.12 \text{ w/m.k}$:

On a : $k_p = \frac{\lambda_p \cdot A_p}{d_p \cdot V}$ et du tableau 3-5 on a :

A $t=60 \text{ min} \rightarrow k_p = 2000 \text{ w/m}^3\text{k}$ pour $\theta > 650 \text{ C}^\circ$

Nous on a :

- Pour la poutre $\theta_{a,t}(\text{IPE400}) = 940 \text{ C}^\circ > 650 \text{ C}^\circ$
- Pour la colonne $\theta_{a,t}(\text{HEM300}) = 936 \text{ C}^\circ > 650 \text{ C}^\circ$

Donc on prend $k_p = 2000 \text{ w/m}^3\text{k}$ a $t = 60 \text{ min}$

alors on aura $d_p \geq \frac{\lambda_p \cdot A_p}{k_p \cdot V}$

Pour la poutre IPE400 :

$$d_p \geq \frac{0.12 \times 116}{2000} = 0.00696 \text{ m} = 6.96 \text{ mm} \cong 7 \text{ mm}$$

$$\rightarrow d_p \geq 7 \text{ mm}$$

Pour la colonne HEM300 :

$$d_p \geq \frac{0.12 \times 43}{2000} = 0.00258 \text{ m} = 2.58 \text{ mm} \cong 3 \text{ mm}$$

$$\rightarrow d_p \geq 3 \text{ mm}$$

IX.5. Conclusion :

On opte pour une protection en caisson de $d_p \geq 7 \text{ mm}$ pour les poutres IPE400 et IPEO360 et de $d_p \geq 3 \text{ mm}$ pour les poteaux HEM300.

Conclusion :

Après avoir fait cette étude, nous pouvons aisément conclure qu'une bonne conception et un calcul plus approximatif permettent à cette dernière d'être rigide et plus stable face aux différentes actions auxquelles est soumise. L'étude qu'on a faite nous a permis d'enrichir nos connaissances dans le domaine de la construction métallique, ainsi que de mieux comprendre les principes fondamentaux de dimensionnement des éléments de la structure et les charges que la structure doit supporter. Par ailleurs, nous pensons que le contenu de ce projet serait d'autant plus viable que si on pouvait apporter plus sévèrement des aspects sécurité, technique et économique. Avant de clore notre mémoire, nous tenons sincèrement à témoigner notre gratitude à tous ceux qui pour la préparation de ce projet –ont bien voulu nous apporter leurs aides et conseils.

Annexes

Valeurs du coefficient de flambement χ de la courbe a₀

| λ | 0,00 | 0,01 | 0,02 | 0,03 | 0,04 | 0,05 | 0,06 | 0,07 | 0,08 | 0,09 |
|-----------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| 0,1 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 |
| 0,2 | 1,0000 | 0,9986 | 0,9973 | 0,9959 | 0,9945 | 0,9931 | 0,9917 | 0,9903 | 0,9889 | 0,9874 |
| 0,3 | 0,9859 | 0,9845 | 0,9829 | 0,9814 | 0,9799 | 0,9783 | 0,9767 | 0,9751 | 0,9735 | 0,9718 |
| 0,4 | 0,9701 | 0,9684 | 0,9667 | 0,9649 | 0,9631 | 0,9612 | 0,9593 | 0,9574 | 0,9554 | 0,9534 |
| 0,5 | 0,9513 | 0,9492 | 0,9470 | 0,9448 | 0,9425 | 0,9402 | 0,9378 | 0,9354 | 0,9328 | 0,9302 |
| 0,6 | 0,9276 | 0,9248 | 0,9220 | 0,9191 | 0,9161 | 0,9130 | 0,9099 | 0,9066 | 0,9032 | 0,8997 |
| 0,7 | 0,8961 | 0,8924 | 0,8886 | 0,8847 | 0,8806 | 0,8764 | 0,8721 | 0,8676 | 0,8630 | 0,8582 |
| 0,8 | 0,8533 | 0,8483 | 0,8431 | 0,8377 | 0,8322 | 0,8266 | 0,8208 | 0,8148 | 0,8087 | 0,8025 |
| 0,9 | 0,7961 | 0,7895 | 0,7828 | 0,7760 | 0,7691 | 0,7620 | 0,7549 | 0,7476 | 0,7403 | 0,7329 |
| 1,0 | 0,7253 | 0,7178 | 0,7101 | 0,7025 | 0,6948 | 0,6870 | 0,6793 | 0,6715 | 0,6637 | 0,6560 |
| 1,1 | 0,6482 | 0,6405 | 0,6329 | 0,6252 | 0,6176 | 0,6101 | 0,6026 | 0,5951 | 0,5877 | 0,5804 |
| 1,2 | 0,5732 | 0,5660 | 0,5590 | 0,5520 | 0,5450 | 0,5382 | 0,5314 | 0,5248 | 0,5182 | 0,5117 |
| 1,3 | 0,5053 | 0,4990 | 0,4927 | 0,4866 | 0,4806 | 0,4746 | 0,4687 | 0,4629 | 0,4572 | 0,4516 |
| 1,4 | 0,4461 | 0,4407 | 0,4353 | 0,4300 | 0,4248 | 0,4197 | 0,4147 | 0,4097 | 0,4049 | 0,4001 |
| 1,5 | 0,3953 | 0,3907 | 0,3861 | 0,3816 | 0,3772 | 0,3728 | 0,3685 | 0,3643 | 0,3601 | 0,3560 |
| 1,6 | 0,3520 | 0,3480 | 0,3441 | 0,3403 | 0,3365 | 0,3328 | 0,3291 | 0,3255 | 0,3219 | 0,3184 |
| 1,7 | 0,3150 | 0,3116 | 0,3083 | 0,3050 | 0,3017 | 0,2985 | 0,2954 | 0,2923 | 0,2892 | 0,2862 |
| 1,8 | 0,2833 | 0,2804 | 0,2775 | 0,2746 | 0,2719 | 0,2691 | 0,2664 | 0,2637 | 0,2611 | 0,2585 |
| 1,9 | 0,2559 | 0,2534 | 0,2509 | 0,2485 | 0,2461 | 0,2437 | 0,2414 | 0,2390 | 0,2368 | 0,2345 |
| 2,0 | 0,2323 | 0,2301 | 0,2280 | 0,2258 | 0,2237 | 0,2217 | 0,2196 | 0,2176 | 0,2156 | 0,2136 |
| 2,1 | 0,2117 | 0,2098 | 0,2079 | 0,2061 | 0,2042 | 0,2024 | 0,2006 | 0,1989 | 0,1971 | 0,1954 |
| 2,2 | 0,1937 | 0,1920 | 0,1904 | 0,1887 | 0,1871 | 0,1855 | 0,1840 | 0,1824 | 0,1809 | 0,1794 |
| 2,3 | 0,1779 | 0,1764 | 0,1749 | 0,1735 | 0,1721 | 0,1707 | 0,1693 | 0,1679 | 0,1665 | 0,1652 |
| 2,4 | 0,1639 | 0,1626 | 0,1613 | 0,1600 | 0,1587 | 0,1575 | 0,1563 | 0,1550 | 0,1538 | 0,1526 |
| 2,5 | 0,1515 | 0,1503 | 0,1491 | 0,1480 | 0,1469 | 0,1458 | 0,1447 | 0,1436 | 0,1425 | 0,1414 |
| 2,6 | 0,1404 | 0,1394 | 0,1383 | 0,1373 | 0,1363 | 0,1353 | 0,1343 | 0,1333 | 0,1324 | 0,1314 |
| 2,7 | 0,1305 | 0,1296 | 0,1286 | 0,1277 | 0,1268 | 0,1259 | 0,1250 | 0,1242 | 0,1233 | 0,1224 |
| 2,8 | 0,1216 | 0,1207 | 0,1199 | 0,1191 | 0,1183 | 0,1175 | 0,1167 | 0,1159 | 0,1151 | 0,1143 |
| 2,9 | 0,1136 | 0,1128 | 0,1120 | 0,1113 | 0,1106 | 0,1098 | 0,1091 | 0,1084 | 0,1077 | 0,1070 |
| 3,0 | 0,1063 | 0,1056 | 0,1049 | 0,1043 | 0,1036 | 0,1029 | 0,1023 | 0,1016 | 0,1010 | 0,1003 |

Valeurs du coefficient de flambement χ de la courbe a

| λ | 0,00 | 0,01 | 0,02 | 0,03 | 0,04 | 0,05 | 0,06 | 0,07 | 0,08 | 0,09 |
|-----------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| 0,1 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 |
| 0,2 | 1,0000 | 0,9978 | 0,9956 | 0,9934 | 0,9912 | 0,9889 | 0,9867 | 0,9844 | 0,9821 | 0,9798 |
| 0,3 | 0,9775 | 0,9751 | 0,9728 | 0,9704 | 0,9680 | 0,9655 | 0,9630 | 0,9605 | 0,9580 | 0,9554 |
| 0,4 | 0,9528 | 0,9501 | 0,9474 | 0,9447 | 0,9419 | 0,9391 | 0,9363 | 0,9333 | 0,9304 | 0,9273 |
| 0,5 | 0,9243 | 0,9211 | 0,9179 | 0,9147 | 0,9114 | 0,9080 | 0,9045 | 0,9010 | 0,8974 | 0,8937 |
| 0,6 | 0,8900 | 0,8862 | 0,8823 | 0,8783 | 0,8742 | 0,8700 | 0,8657 | 0,8614 | 0,8569 | 0,8524 |
| 0,7 | 0,8477 | 0,8430 | 0,8382 | 0,8332 | 0,8282 | 0,8230 | 0,8178 | 0,8124 | 0,8069 | 0,8014 |
| 0,8 | 0,7957 | 0,7899 | 0,7841 | 0,7781 | 0,7721 | 0,7659 | 0,7597 | 0,7534 | 0,7470 | 0,7405 |
| 0,9 | 0,7339 | 0,7273 | 0,7206 | 0,7139 | 0,7071 | 0,7003 | 0,6934 | 0,6865 | 0,6796 | 0,6726 |
| 1,0 | 0,6656 | 0,6586 | 0,6516 | 0,6446 | 0,6376 | 0,6306 | 0,6236 | 0,6167 | 0,6098 | 0,6029 |
| 1,1 | 0,5960 | 0,5892 | 0,5824 | 0,5757 | 0,5690 | 0,5623 | 0,5557 | 0,5492 | 0,5427 | 0,5363 |
| 1,2 | 0,5300 | 0,5237 | 0,5175 | 0,5114 | 0,5053 | 0,4993 | 0,4934 | 0,4875 | 0,4817 | 0,4760 |
| 1,3 | 0,4703 | 0,4648 | 0,4593 | 0,4538 | 0,4485 | 0,4432 | 0,4380 | 0,4329 | 0,4278 | 0,4228 |
| 1,4 | 0,4179 | 0,4130 | 0,4083 | 0,4036 | 0,3989 | 0,3943 | 0,3898 | 0,3854 | 0,3810 | 0,3767 |
| 1,5 | 0,3724 | 0,3682 | 0,3641 | 0,3601 | 0,3561 | 0,3521 | 0,3482 | 0,3444 | 0,3406 | 0,3369 |
| 1,6 | 0,3332 | 0,3296 | 0,3261 | 0,3226 | 0,3191 | 0,3157 | 0,3124 | 0,3091 | 0,3058 | 0,3026 |
| 1,7 | 0,2994 | 0,2963 | 0,2933 | 0,2902 | 0,2872 | 0,2843 | 0,2814 | 0,2786 | 0,2757 | 0,2730 |
| 1,8 | 0,2702 | 0,2675 | 0,2649 | 0,2623 | 0,2597 | 0,2571 | 0,2546 | 0,2522 | 0,2497 | 0,2473 |
| 1,9 | 0,2449 | 0,2426 | 0,2403 | 0,2380 | 0,2358 | 0,2335 | 0,2314 | 0,2292 | 0,2271 | 0,2250 |
| 2,0 | 0,2229 | 0,2209 | 0,2188 | 0,2168 | 0,2149 | 0,2129 | 0,2110 | 0,2091 | 0,2073 | 0,2054 |
| 2,1 | 0,2036 | 0,2018 | 0,2001 | 0,1983 | 0,1966 | 0,1949 | 0,1932 | 0,1915 | 0,1899 | 0,1883 |
| 2,2 | 0,1867 | 0,1851 | 0,1836 | 0,1820 | 0,1805 | 0,1790 | 0,1775 | 0,1760 | 0,1746 | 0,1732 |
| 2,3 | 0,1717 | 0,1704 | 0,1690 | 0,1676 | 0,1663 | 0,1649 | 0,1636 | 0,1623 | 0,1610 | 0,1598 |
| 2,4 | 0,1585 | 0,1573 | 0,1560 | 0,1548 | 0,1536 | 0,1524 | 0,1513 | 0,1501 | 0,1490 | 0,1478 |
| 2,5 | 0,1467 | 0,1456 | 0,1445 | 0,1434 | 0,1424 | 0,1413 | 0,1403 | 0,1392 | 0,1382 | 0,1372 |
| 2,6 | 0,1362 | 0,1352 | 0,1342 | 0,1332 | 0,1323 | 0,1313 | 0,1304 | 0,1295 | 0,1285 | 0,1276 |
| 2,7 | 0,1267 | 0,1258 | 0,1250 | 0,1241 | 0,1232 | 0,1224 | 0,1215 | 0,1207 | 0,1198 | 0,1190 |
| 2,8 | 0,1182 | 0,1174 | 0,1166 | 0,1158 | 0,1150 | 0,1143 | 0,1135 | 0,1128 | 0,1120 | 0,1113 |
| 2,9 | 0,1105 | 0,1098 | 0,1091 | 0,1084 | 0,1077 | 0,1070 | 0,1063 | 0,1056 | 0,1049 | 0,1042 |
| 3,0 | 0,1036 | 0,1029 | 0,1022 | 0,1016 | 0,1010 | 0,1003 | 0,0997 | 0,0991 | 0,0985 | 0,0978 |

Valeurs du coefficient de flambement χ de la courbe b

| λ | 0,00 | 0,01 | 0,02 | 0,03 | 0,04 | 0,05 | 0,06 | 0,07 | 0,08 | 0,09 |
|-----------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| 0,1 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 |
| 0,2 | 1,0000 | 0,9965 | 0,9929 | 0,9894 | 0,9858 | 0,9822 | 0,9786 | 0,9750 | 0,9714 | 0,9678 |
| 0,3 | 0,9641 | 0,9604 | 0,9567 | 0,9530 | 0,9492 | 0,9455 | 0,9417 | 0,9378 | 0,9339 | 0,9300 |
| 0,4 | 0,9261 | 0,9221 | 0,9181 | 0,9140 | 0,9099 | 0,9057 | 0,9015 | 0,8973 | 0,8930 | 0,8886 |
| 0,5 | 0,8842 | 0,8798 | 0,8752 | 0,8707 | 0,8661 | 0,8614 | 0,8566 | 0,8518 | 0,8470 | 0,8420 |
| 0,6 | 0,8371 | 0,8320 | 0,8269 | 0,8217 | 0,8165 | 0,8112 | 0,8058 | 0,8004 | 0,7949 | 0,7893 |
| 0,7 | 0,7837 | 0,7780 | 0,7723 | 0,7665 | 0,7606 | 0,7547 | 0,7488 | 0,7428 | 0,7367 | 0,7306 |
| 0,8 | 0,7245 | 0,7183 | 0,7120 | 0,7058 | 0,6995 | 0,6931 | 0,6868 | 0,6804 | 0,6740 | 0,6676 |
| 0,9 | 0,6612 | 0,6547 | 0,6483 | 0,6419 | 0,6354 | 0,6290 | 0,6226 | 0,6162 | 0,6098 | 0,6034 |
| 1,0 | 0,5970 | 0,5907 | 0,5844 | 0,5781 | 0,5719 | 0,5657 | 0,5595 | 0,5534 | 0,5473 | 0,5412 |
| 1,1 | 0,5352 | 0,5293 | 0,5234 | 0,5175 | 0,5117 | 0,5060 | 0,5003 | 0,4947 | 0,4891 | 0,4836 |
| 1,2 | 0,4781 | 0,4727 | 0,4674 | 0,4621 | 0,4569 | 0,4517 | 0,4466 | 0,4416 | 0,4366 | 0,4317 |
| 1,3 | 0,4269 | 0,4221 | 0,4174 | 0,4127 | 0,4081 | 0,4035 | 0,3991 | 0,3946 | 0,3903 | 0,3860 |
| 1,4 | 0,3817 | 0,3775 | 0,3734 | 0,3693 | 0,3653 | 0,3613 | 0,3574 | 0,3535 | 0,3497 | 0,3459 |
| 1,5 | 0,3422 | 0,3386 | 0,3350 | 0,3314 | 0,3279 | 0,3245 | 0,3211 | 0,3177 | 0,3144 | 0,3111 |
| 1,6 | 0,3079 | 0,3047 | 0,3016 | 0,2985 | 0,2955 | 0,2925 | 0,2895 | 0,2866 | 0,2837 | 0,2809 |
| 1,7 | 0,2781 | 0,2753 | 0,2726 | 0,2699 | 0,2672 | 0,2646 | 0,2620 | 0,2595 | 0,2570 | 0,2545 |
| 1,8 | 0,2521 | 0,2496 | 0,2473 | 0,2449 | 0,2426 | 0,2403 | 0,2381 | 0,2359 | 0,2337 | 0,2315 |
| 1,9 | 0,2294 | 0,2272 | 0,2252 | 0,2231 | 0,2211 | 0,2191 | 0,2171 | 0,2152 | 0,2132 | 0,2113 |
| 2,0 | 0,2095 | 0,2076 | 0,2058 | 0,2040 | 0,2022 | 0,2004 | 0,1987 | 0,1970 | 0,1953 | 0,1936 |
| 2,1 | 0,1920 | 0,1903 | 0,1887 | 0,1871 | 0,1855 | 0,1840 | 0,1825 | 0,1809 | 0,1794 | 0,1780 |
| 2,2 | 0,1765 | 0,1751 | 0,1736 | 0,1722 | 0,1708 | 0,1694 | 0,1681 | 0,1667 | 0,1654 | 0,1641 |
| 2,3 | 0,1628 | 0,1615 | 0,1602 | 0,1590 | 0,1577 | 0,1565 | 0,1553 | 0,1541 | 0,1529 | 0,1517 |
| 2,4 | 0,1506 | 0,1494 | 0,1483 | 0,1472 | 0,1461 | 0,1450 | 0,1439 | 0,1428 | 0,1418 | 0,1407 |
| 2,5 | 0,1397 | 0,1387 | 0,1376 | 0,1366 | 0,1356 | 0,1347 | 0,1337 | 0,1327 | 0,1318 | 0,1308 |
| 2,6 | 0,1299 | 0,1290 | 0,1281 | 0,1272 | 0,1263 | 0,1254 | 0,1245 | 0,1237 | 0,1228 | 0,1219 |
| 2,7 | 0,1211 | 0,1203 | 0,1195 | 0,1186 | 0,1178 | 0,1170 | 0,1162 | 0,1155 | 0,1147 | 0,1139 |
| 2,8 | 0,1132 | 0,1124 | 0,1117 | 0,1109 | 0,1102 | 0,1095 | 0,1088 | 0,1081 | 0,1074 | 0,1067 |
| 2,9 | 0,1060 | 0,1053 | 0,1046 | 0,1039 | 0,1033 | 0,1026 | 0,1020 | 0,1013 | 0,1007 | 0,1001 |
| 3,0 | 0,0994 | 0,0988 | 0,0982 | 0,0976 | 0,0970 | 0,0964 | 0,0958 | 0,0952 | 0,0946 | 0,0940 |

Valeurs du coefficient de flambement χ de la courbe c

| λ | 0,00 | 0,01 | 0,02 | 0,03 | 0,04 | 0,05 | 0,06 | 0,07 | 0,08 | 0,09 |
|-----------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| 0,1 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 |
| 0,2 | 1,0000 | 0,9949 | 0,9898 | 0,9847 | 0,9797 | 0,9746 | 0,9695 | 0,9644 | 0,9593 | 0,9542 |
| 0,3 | 0,9491 | 0,9440 | 0,9389 | 0,9338 | 0,9286 | 0,9235 | 0,9183 | 0,9131 | 0,9078 | 0,9026 |
| 0,4 | 0,8973 | 0,8920 | 0,8867 | 0,8813 | 0,8760 | 0,8705 | 0,8651 | 0,8596 | 0,8541 | 0,8486 |
| 0,5 | 0,8430 | 0,8374 | 0,8317 | 0,8261 | 0,8204 | 0,8146 | 0,8088 | 0,8030 | 0,7972 | 0,7913 |
| 0,6 | 0,7854 | 0,7794 | 0,7735 | 0,7675 | 0,7614 | 0,7554 | 0,7493 | 0,7432 | 0,7370 | 0,7309 |
| 0,7 | 0,7247 | 0,7185 | 0,7123 | 0,7060 | 0,6998 | 0,6935 | 0,6873 | 0,6810 | 0,6747 | 0,6684 |
| 0,8 | 0,6622 | 0,6559 | 0,6496 | 0,6433 | 0,6371 | 0,6308 | 0,6246 | 0,6184 | 0,6122 | 0,6060 |
| 0,9 | 0,5998 | 0,5937 | 0,5876 | 0,5815 | 0,5755 | 0,5695 | 0,5635 | 0,5575 | 0,5516 | 0,5458 |
| 1,0 | 0,5399 | 0,5342 | 0,5284 | 0,5227 | 0,5171 | 0,5115 | 0,5059 | 0,5004 | 0,4950 | 0,4896 |
| 1,1 | 0,4842 | 0,4790 | 0,4737 | 0,4685 | 0,4634 | 0,4583 | 0,4533 | 0,4483 | 0,4434 | 0,4386 |
| 1,2 | 0,4338 | 0,4290 | 0,4243 | 0,4197 | 0,4151 | 0,4106 | 0,4061 | 0,4017 | 0,3974 | 0,3931 |
| 1,3 | 0,3888 | 0,3846 | 0,3805 | 0,3764 | 0,3724 | 0,3684 | 0,3644 | 0,3606 | 0,3567 | 0,3529 |
| 1,4 | 0,3492 | 0,3455 | 0,3419 | 0,3383 | 0,3348 | 0,3313 | 0,3279 | 0,3245 | 0,3211 | 0,3178 |
| 1,5 | 0,3145 | 0,3113 | 0,3081 | 0,3050 | 0,3019 | 0,2989 | 0,2959 | 0,2929 | 0,2900 | 0,2871 |
| 1,6 | 0,2842 | 0,2814 | 0,2786 | 0,2759 | 0,2732 | 0,2705 | 0,2679 | 0,2653 | 0,2627 | 0,2602 |
| 1,7 | 0,2577 | 0,2553 | 0,2528 | 0,2504 | 0,2481 | 0,2457 | 0,2434 | 0,2412 | 0,2389 | 0,2367 |
| 1,8 | 0,2345 | 0,2324 | 0,2302 | 0,2281 | 0,2260 | 0,2240 | 0,2220 | 0,2200 | 0,2180 | 0,2161 |
| 1,9 | 0,2141 | 0,2122 | 0,2104 | 0,2085 | 0,2067 | 0,2049 | 0,2031 | 0,2013 | 0,1996 | 0,1979 |
| 2,0 | 0,1962 | 0,1945 | 0,1929 | 0,1912 | 0,1896 | 0,1880 | 0,1864 | 0,1849 | 0,1833 | 0,1818 |
| 2,1 | 0,1803 | 0,1788 | 0,1774 | 0,1759 | 0,1745 | 0,1731 | 0,1717 | 0,1703 | 0,1689 | 0,1676 |
| 2,2 | 0,1662 | 0,1649 | 0,1636 | 0,1623 | 0,1611 | 0,1598 | 0,1585 | 0,1573 | 0,1561 | 0,1549 |
| 2,3 | 0,1537 | 0,1525 | 0,1514 | 0,1502 | 0,1491 | 0,1480 | 0,1468 | 0,1457 | 0,1446 | 0,1436 |
| 2,4 | 0,1425 | 0,1415 | 0,1404 | 0,1394 | 0,1384 | 0,1374 | 0,1364 | 0,1354 | 0,1344 | 0,1334 |
| 2,5 | 0,1325 | 0,1315 | 0,1306 | 0,1297 | 0,1287 | 0,1278 | 0,1269 | 0,1260 | 0,1252 | 0,1243 |
| 2,6 | 0,1234 | 0,1226 | 0,1217 | 0,1209 | 0,1201 | 0,1193 | 0,1184 | 0,1176 | 0,1168 | 0,1161 |
| 2,7 | 0,1153 | 0,1145 | 0,1137 | 0,1130 | 0,1122 | 0,1115 | 0,1108 | 0,1100 | 0,1093 | 0,1086 |
| 2,8 | 0,1079 | 0,1072 | 0,1065 | 0,1058 | 0,1051 | 0,1045 | 0,1038 | 0,1031 | 0,1025 | 0,1018 |
| 2,9 | 0,1012 | 0,1006 | 0,0999 | 0,0993 | 0,0987 | 0,0981 | 0,0975 | 0,0969 | 0,0963 | 0,0957 |
| 3,0 | 0,0951 | 0,0945 | 0,0939 | 0,0934 | 0,0928 | 0,0922 | 0,0917 | 0,0911 | 0,0906 | 0,0901 |

APPLICATIONS:

Les profils nervurés sont utilisés en couverture sèche ou en bardage pour :

- les ateliers de production.
- les bâtiments tertiaires.
- les centres commerciaux.
- les bâtiments industriels.
- les entrepôts agricoles.
- les habitations.

DEFINITIONS / NORMES:

Identification de l'acier: Nuance S250, S280, S320,DX51D
 -Acier galvanisé prélaqué en continu NF P 34301
 -Caractéristique dimensionnelles NF P 34401
 -Informations techniques établies conformes à la norme NF P 1-205-34 et ou DTU 35-40

REVETEMENT :

Sans spécifications particulières les profils nervurés sont livrés en qualité standard. de Z40 à Z 275 G/M²
 - Galvanisé seul, qualité Z 275
 - Galvanisé prélaqué, face extérieure finition laquée polyester ép. 25p -teintes standard: voir nuancier. envers de bande finition primaire d'accrochage époxy ép. 7p.
 Classement de réaction au feu : M0.

MISE EN OEUVRE :

Manutention :

Les profils ne doivent pas être choqués ou griffés pour éviter toute mise à nu du métal.

Mise en oeuvre :

- Se référer au DTU 35-40
- Eliminer soigneusement et au fur et à mesure de la pose, les limailles de perçage, par un nettoyage à la brosse.

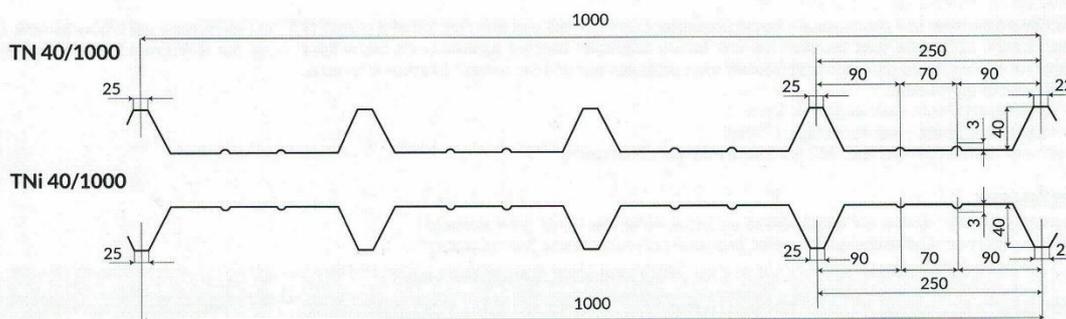
Stockage :

- Empilés les profils galvanisés sont sensibles à l'humidité et à la condensation, mis en oeuvre, les profils galvanisés ne craignent pas le contact de l'eau.
- Le stockage des profils doit être fait sous abri ventilé (magasin ouvert, bache), les colis étant inclinés par rapport à l'horizontal et séparés du sol pour permettre une bonne ventilation, en évitant toute déformation permanente des profils.

CARACTERISTIQUE DU PROFIL

| | Epaisseur mm | | | | |
|-----------------------------|--------------|-------|-------|-------|-------|
| | 0,5 | 0,6 | 0,7 | 0,8 | 1,0 |
| Poids (kg/m ²) | 4,9 | 5,89 | 6,87 | 7,85 | 9,81 |
| J (cm ² /m) | 12,3 | 16,05 | 18,72 | 21,40 | 26,75 |
| W (cm ² /m) | 3,92 | 5,30 | 6,18 | 7,07 | 8,83 |

04



Charge admissible uniformement distribuee Kg/m²

| EPAISSEUR mm | TN 40/1000 | | | | | | | | | | | | | TNi 40/1000 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|--------------|------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|-----|------|----|-------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|-----|------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|----|----|----|----|
| | PORTEE m | | | | | | | | | | | | | PORTEE m | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 1,00 | 1,25 | 1,50 | 1,75 | 2,00 | 2,25 | 2,50 | 2,75 | 3,00 | 3,25 | 3,5 | 3,75 | 4 | 1,00 | 1,25 | 1,50 | 1,75 | 2,00 | 2,25 | 2,50 | 2,75 | 3,00 | 3,25 | 3,5 | 3,75 | 4 | | | | | | | | | | | | |
| ▲ | 0,5 | 439 | 281 | 185 | 143 | 109 | 86 | 63 | 47 | 36 | | | | | | | | | | | | | | | 360 | 230 | 152 | 104 | 84 | 59 | 37 | 27 | | | | | | |
| | | | | | | | | 70 | 58 | 48 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 117 | 109 | 74 | 57 | 47 | | | | | |
| | 0,6 | 614 | 393 | 273 | 200 | 153 | 115 | 84 | 63 | 48 | 38 | | | | | | | | | | | | | | 504 | 322 | 224 | 145 | 97 | 68 | 49 | 37 | | | | | | |
| | | | | | | | | | 121 | 98 | 81 | 68 | 58 | | | | | | | | | | | | | | | | 164 | 126 | 99 | 80 | 66 | | | | | |
| | | | | | | | | | 135 | 98 | 73 | 57 | 67 | 35 | | | | | | | | | | | | | | | | 178 | 119 | 84 | 61 | 46 | 35 | | | |
| ▲ | 0,7 | 716 | 458 | 318 | 234 | 179 | 141 | 114 | 94 | 79 | 44 | 58 | | | | | | | | | | | | | 603 | 386 | 268 | 178 | 119 | 84 | 61 | 46 | 35 | | | | | |
| | | | | | | | | 154 | 112 | 84 | 65 | 51 | 41 | 33 | | | | | | | | | | | | | | | 214 | 143 | 100 | 73 | 55 | 42 | 33 | 27 | | |
| | 0,8 | 820 | 524 | 364 | 267 | 205 | 162 | 131 | 108 | 91 | 77 | 67 | 58 | | | | | | | | | | | | 701 | 449 | 311 | 229 | 175 | 138 | 112 | 92 | 78 | 65 | 56 | | | |
| | | | | | | | | | 193 | 140 | 105 | 81 | 64 | 51 | 41 | 34 | | | | | | | | | | | | | 289 | 194 | 136 | 99 | 74 | 57 | 45 | 36 | 29 | 24 |
| | | | | | | | | | 202 | 163 | 135 | 113 | 97 | 83 | 72 | 64 | | | | | | | | | | | | | 295 | 225 | 178 | 144 | 119 | 100 | 85 | 73 | 64 | 56 |
| ▲ | 0,5 | 570 | 365 | 252 | 180 | 141 | 111 | 90 | 67 | 51 | 40 | | | | | | | | | | | | | | 467 | 300 | 207 | 147 | 115 | 83 | 61 | 41 | 30 | | | | | |
| | | | | | | | | 73 | 62 | 53 | | | | | | | | | | | | | | | | | | 91 | 73 | 60 | 51 | | | | | | | |
| | 0,6 | 768 | 491 | 341 | 251 | 192 | 152 | 123 | 101 | 81 | 64 | 51 | | | | | | | | | | | | | 630 | 403 | 280 | 205 | 157 | 113 | 83 | 62 | 48 | | | | | |
| | | | | | | | | | 85 | 72 | 62 | | | | | | | | | | | | | | | | | 124 | 100 | 83 | 70 | | | | | | | |
| | | | | | | | | | 95 | 74 | 59 | 48 | | | | | | | | | | | | | | | | 140 | 102 | 76 | 59 | 46 | 37 | | | | | |
| ▲ | 0,7 | 896 | 573 | 398 | 292 | 224 | 177 | 143 | 118 | 99 | 84 | 73 | 63 | | | | | | | | | | | | 754 | 482 | 335 | 246 | 188 | 148 | 120 | 99 | 83 | 71 | 61 | | | |
| | | | | | | | | | 108 | 85 | 68 | 55 | 45 | | | | | | | | | | | | | | | 168 | 122 | 92 | 71 | 55 | 44 | 36 | | | | |
| | 0,8 | 1025 | 656 | 455 | 334 | 256 | 202 | 164 | 135 | 113 | 97 | 83 | 72 | 64 | | | | | | | | | | | 877 | 561 | 389 | 286 | 219 | 173 | 140 | 116 | 97 | 83 | 71 | 63 | | |
| | | | | | | | | | 135 | 106 | 85 | 69 | 57 | | | | | | | | | | | | | | | 165 | 124 | 95 | 75 | 60 | 49 | 40 | | | | |
| | | | | | | | | | 142 | 121 | 104 | 91 | 80 | | | | | | | | | | | | | | | 180 | 149 | 125 | 106 | 92 | 80 | 70 | | | | |

N.B: Les valeurs en rouge ne prévoient pas de limitation de flèche

| Repère | Section | | Fils | Maille | Dim | Poids | Repère | Section | | Fils | Maille | Dim | Poids |
|----------------------------------|---------------------|---------------------|---------|---------|-----------|----------------------------------|--------|---------|-------|---------|---------|-----------|--------|
| | Scm ² /m | Scm ² /m | | | | | | mm*mm | mm*mm | | | | |
| Rouleau | | | | | | Rouleau | | | | | | | |
| R80 R | 0,80 | 0,53 | 4,5*4,5 | 200*300 | 2,40*50 | 125,10 | RAF R | 0,80 | 0,53 | 4,5*4,5 | 200*300 | 2,40*50 | 125,10 |
| R80 C | 0,80 | 0,80 | 4,5*4,5 | 200*200 | 2,40*40 | 120,00 | RAF C | 0,80 | 0,80 | 4,5*4,5 | 200*200 | 2,40*40 | 120,00 |
| Panneaux Anti-fissuration | | | | | | Panneaux Anti-fissuration | | | | | | | |
| P80 R | 0,80 | 0,53 | 4,5*4,5 | 200*300 | 2,40*3,60 | 9,00 | PAF R | 0,80 | 0,53 | 4,5*4,5 | 200*300 | 2,40*3,60 | 9,00 |
| R80 C | 0,80 | 0,80 | 4,5*4,5 | 200*200 | 2,40*3,60 | 10,80 | PAF C | 0,80 | 0,80 | 4,5*4,5 | 200*200 | 2,40*3,60 | 10,80 |
| P99 V | 0,80 | 0,99 | 4,5*4,5 | 200*160 | 2,40*3,20 | 9,60 | PAF V | 0,80 | 0,99 | 4,5*4,5 | 200*160 | 2,40*3,20 | 9,60 |
| Panneaux de Structure | | | | | | Panneaux de Structure | | | | | | | |
| P131R | 1,31 | 0,95 | 5*5,5 | 150*250 | 2,40*4,75 | 20,23 | ST10 | 1,19 | 1,19 | 5,5*5,5 | 200*200 | 2,40*4,80 | 21,54 |
| P188R | 1,88 | 0,95 | 6*5,5 | 150*250 | 2,40*6,00 | 32,08 | ST20 | 1,88 | 1,28 | 6*7 | 150*300 | 2,40*6,00 | 35,81 |
| P221R | 2,21 | 0,95 | 6,5*5,5 | 150*250 | 2,40*6,00 | 35,73 | ST20 | 1,88 | 1,28 | 6*7 | 150*300 | 2,40*6,00 | 35,81 |
| P283R | 2,83 | 0,95 | 6*5,5 | 150*250 | 2,40*6,00 | 42,74 | ST25 | 2,57 | 1,28 | 7*7 | 150*300 | 2,40*6,00 | 43,49 |
| P385R | 3,85 | 1,47 | 7*7,5 | 100*300 | 2,40*6,00 | 60,14 | ST30 | 2,83 | 1,28 | 6*7 | 100*300 | 2,40*6,00 | 46,46 |
| P503R | 5,03 | 1,77 | 8*7,5 | 100*250 | 2,40*6,00 | 76,87 | ST35 | 3,85 | 1,28 | 7*7 | 100*300 | 2,40*6,00 | 57,98 |
| P636R | 6,36 | 2,12 | 9*9 | 100*300 | 2,40*6,00 | 95,81 | ST45 | 4,24 | 1,68 | 9*8 | 150*300 | 2,40*6,00 | 66,86 |
| P221C | 2,21 | 2,21 | 6,5*7,5 | 150*200 | 2,40*6,00 | 49,94 | ST50 | 5,03 | 1,68 | 8*8 | 100*300 | 2,40*6,00 | 75,84 |
| P385C | 3,85 | 3,85 | 7*7 | 100*100 | 2,40*6,00 | 86,98 | ST60 | 6,36 | 2,51 | 9*8 | 100*200 | 2,40*6,00 | 100,30 |
| P636C | 6,36 | 6,36 | 9*9 | 100*100 | 2,40*6,00 | 143,71 | ST25C | 2,57 | 2,57 | 7*7 | 150*150 | 2,40*6,00 | 57,98 |
| | | | | | | | ST40C | 3,85 | 3,85 | 7*7 | 100*100 | 2,40*6,00 | 86,98 |
| | | | | | | | ST65C | 6,36 | 6,36 | 9*9 | 100*100 | 2,40*6,00 | 143,71 |

CARACTERISTIQUES DIMENTIONNELLES DES ACIERS

| Ø | Poids | Périmètre | Section pour N barres en cm ² | | | | | | | | | |
|----|-------|-----------|--|---------|---------|---------|---------|---------|---------|----------|----------|---------|
| | | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 |
| 5 | 0,154 | 1,571 | 0,1964 | 0,3928 | 0,5892 | 0,7856 | 0,9820 | 1,1784 | 1,3748 | 1,5712 | 1,7676 | 1,964 |
| 6 | 0,222 | 1,885 | 0,2829 | 0,5658 | 0,8487 | 1,1316 | 1,4145 | 1,6974 | 1,9803 | 2,2632 | 2,5461 | 2,829 |
| 8 | 0,394 | 2,513 | 0,5029 | 1,0058 | 1,5087 | 2,0116 | 2,5145 | 3,0174 | 3,5203 | 4,0232 | 4,5261 | 5,029 |
| 10 | 0,616 | 3,142 | 0,7857 | 1,5714 | 2,3571 | 3,1428 | 3,9285 | 4,7142 | 5,4999 | 6,2856 | 7,0713 | 7,857 |
| 12 | 0,887 | 3,770 | 1,1314 | 2,2628 | 3,3942 | 4,5256 | 5,6570 | 6,7884 | 7,9198 | 9,0512 | 10,1826 | 11,314 |
| 14 | 1,208 | 4,398 | 1,5400 | 3,0800 | 4,6200 | 6,1600 | 7,7000 | 9,2400 | 10,7800 | 12,3200 | 13,8600 | 15,400 |
| 16 | 1,578 | 5,027 | 2,0114 | 4,0228 | 6,0342 | 8,0456 | 10,0570 | 12,0684 | 14,0798 | 16,0912 | 18,1026 | 20,114 |
| 20 | 2,466 | 6,283 | 3,1429 | 6,2858 | 9,4287 | 12,5716 | 15,7145 | 18,8574 | 22,0003 | 25,1432 | 28,2861 | 31,429 |
| 25 | 3,853 | 7,854 | 4,9107 | 9,8214 | 14,7321 | 19,6428 | 24,5535 | 29,4642 | 34,3749 | 39,2856 | 44,1963 | 49,107 |
| 32 | 6,313 | 10,053 | 8,0457 | 16,0914 | 24,1371 | 32,1828 | 40,2285 | 48,2742 | 56,3199 | 64,3656 | 72,4113 | 80,457 |
| 40 | 9,864 | 12,566 | 12,5710 | 25,1420 | 37,7130 | 50,2840 | 62,8550 | 75,4260 | 87,9970 | 100,5680 | 113,1390 | 125,710 |

LONGEURS DES TRELLIS

| Rapport L | 1/6 | 1/5 | 1/4 | 1/3 | 2/5 | 1/2 | 3/5 | 2/3 | 3/4 | 4/5 | 5/6 | 1 |
|--------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| ST10 (2,40/4,80*L) | * | 0,96 | 1,20 | 1,60 | 1,92 | 2,40 | 2,88 | 3,20 | 3,60 | 3,84 | * | 4,80 |
| STX (2,40/6,00*L) | 1,00 | 1,20 | 1,50 | 2,00 | 2,40 | 3,00 | 3,60 | 4,00 | 4,50 | 4,80 | 5,00 | 6,00 |

FORMATS

| | | | | | |
|----------------------|--------------|--------------|--------------|--------------|---------------|
| A(x) : l(mm) x L(mm) | A4 (210*297) | A3 (297*420) | A2 (420*594) | A1 (594*840) | A0 (840*1188) |
|----------------------|--------------|--------------|--------------|--------------|---------------|

Table 4.4 Section factor of unprotected structural component

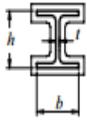
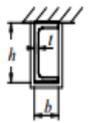
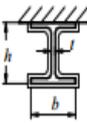
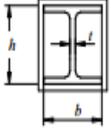
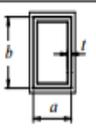
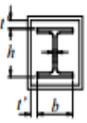
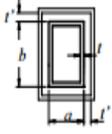
| Section type | F_i/V | Section type | F_i/V |
|---|----------------------------------|---|---|
|  | $\frac{2h + 4b - 2t}{A}$ |  | $\frac{2h + b}{A}$ |
|  | $\frac{2h + 3b - 2t}{A}$ |  | $\frac{2h + b}{A}, t \leq h/4$ |
|  | $\frac{2(h + b)}{A}$ |  | $\frac{a + b}{t(a + b - 2t)}$ |
|  | $\frac{2(h + b)}{A}, t \leq h/4$ |  | $\frac{a + b}{t(a + b - 2t)}, t \leq h/4$ |

Table 4.2 – Definition of section factors for protected steel members

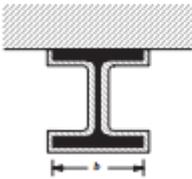
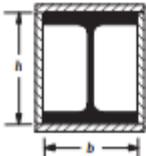
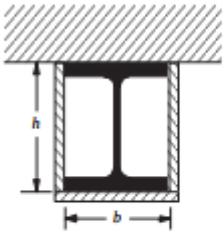
| Sketch | Description | Section factor (A_p/V) |
|--|---|--|
|  | Contour encasement of uniform thickness exposed to fire on four sides | $\frac{\text{steel perimeter}}{A}$ |
|  | Contour encasement of uniform thickness, exposed to fire on three sides | $\frac{\text{steel perimeter} - b}{A}$ |
|  | Hollow encasement of uniform thickness exposed to fire on four sides | $\frac{2(b + h)}{A}$ |
|  | Hollow encasement of uniform thickness, exposed to fire on three sides | $\frac{b + 2h}{A}$ |
| Note: A is the steel cross section area. | | |

Table 4.3 shows some examples of section factors for protected sections. The section factor for a profile with contour encasement is the same as that for the unprotected profile.

A.4. TABLES AND NOMOGRAMS FOR EVALUATING THE TEMP. IN UNPROTECTED STEEL
MEMBERS SUBJECTED TO THE STANDARD FIRE CURVE ISO 834

**A.4. TABLES AND NOMOGRAMS FOR EVALUATING THE
TEMPERATURE IN UNPROTECTED STEEL MEMBERS
SUBJECTED TO THE STANDARD FIRE CURVE ISO 834**

Temperature of unprotected steel in °C, exposed to the ISO 834 fire curve

for different values of $k_{sh} \frac{A_m}{V}$, [m⁻¹]

| Time [min.] | 10 m ⁻¹ | 15 m ⁻¹ | 20 m ⁻¹ | 25 m ⁻¹ | 30 m ⁻¹ | 40 m ⁻¹ | 60 m ⁻¹ | 100 m ⁻¹ | 200 m ⁻¹ | 300 m ⁻¹ | 400 m ⁻¹ |
|----------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|
| 0 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 |
| 1 | 21 | 22 | 23 | 24 | 24 | 26 | 29 | 34 | 48 | 61 | 73 |
| 2 | 25 | 27 | 29 | 31 | 33 | 38 | 46 | 62 | 100 | 133 | 162 |
| 3 | 29 | 33 | 37 | 41 | 45 | 53 | 68 | 97 | 161 | 214 | 259 |
| 4 | 33 | 40 | 46 | 52 | 59 | 71 | 94 | 136 | 226 | 296 | 351 |
| 5 | 39 | 48 | 57 | 65 | 74 | 90 | 122 | 178 | 291 | 373 | 430 |
| 6 | 45 | 57 | 68 | 79 | 90 | 111 | 151 | 221 | 354 | 441 | 494 |
| 7 | 51 | 66 | 80 | 94 | 108 | 133 | 181 | 265 | 413 | 498 | 545 |
| 8 | 58 | 76 | 93 | 110 | 126 | 156 | 213 | 308 | 466 | 545 | 584 |
| 9 | 65 | 86 | 106 | 126 | 144 | 180 | 245 | 351 | 512 | 583 | 615 |
| 10 | 73 | 97 | 120 | 142 | 164 | 204 | 277 | 392 | 552 | 614 | 640 |
| 11 | 80 | 108 | 134 | 159 | 183 | 229 | 309 | 432 | 587 | 640 | 660 |
| 12 | 88 | 119 | 149 | 177 | 204 | 253 | 340 | 469 | 616 | 662 | 678 |
| 13 | 97 | 131 | 164 | 195 | 224 | 278 | 372 | 503 | 641 | 680 | 693 |
| 14 | 105 | 143 | 179 | 213 | 244 | 303 | 402 | 535 | 663 | 695 | 705 |
| 15 | 114 | 155 | 194 | 231 | 265 | 328 | 432 | 565 | 682 | 708 | 716 |
| 16 | 122 | 167 | 210 | 249 | 286 | 353 | 460 | 591 | 697 | 718 | 725 |
| 17 | 131 | 180 | 225 | 268 | 307 | 377 | 487 | 615 | 710 | 727 | 732 |
| 18 | 140 | 193 | 241 | 286 | 328 | 401 | 513 | 638 | 721 | 733 | 736 |
| 19 | 150 | 206 | 257 | 305 | 348 | 425 | 538 | 658 | 729 | 737 | 743 |
| 20 | 159 | 218 | 273 | 323 | 369 | 448 | 561 | 676 | 734 | 743 | 754 |
| 21 | 168 | 232 | 289 | 342 | 389 | 470 | 583 | 692 | 738 | 754 | 767 |
| 22 | 178 | 245 | 305 | 360 | 409 | 491 | 604 | 706 | 744 | 767 | 780 |
| 23 | 188 | 258 | 321 | 378 | 429 | 512 | 623 | 717 | 754 | 780 | 790 |

A. THERMAL DATA FOR CARBON AND STAINLESS STEEL SECTIONS

Temperature of unprotected steel in °C, exposed to the ISO 834 fire curve
for different values of $k_{sh} \frac{A_m}{V}$, [m⁻¹] (continued)

| Time [min.] | 10 m ⁻¹ | 15 m ⁻¹ | 20 m ⁻¹ | 25 m ⁻¹ | 30 m ⁻¹ | 40 m ⁻¹ | 60 m ⁻¹ | 100 m ⁻¹ | 200 m ⁻¹ | 300 m ⁻¹ | 400 m ⁻¹ |
|----------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|
| 24 | 197 | 271 | 337 | 396 | 448 | 532 | 641 | 726 | 767 | 791 | 799 |
| 25 | 207 | 284 | 353 | 414 | 467 | 552 | 658 | 732 | 780 | 801 | 807 |
| 26 | 217 | 298 | 369 | 432 | 485 | 570 | 674 | 735 | 792 | 809 | 813 |
| 27 | 227 | 311 | 385 | 449 | 503 | 588 | 688 | 739 | 803 | 816 | 820 |
| 28 | 237 | 324 | 401 | 466 | 521 | 604 | 701 | 746 | 813 | 823 | 826 |
| 29 | 247 | 338 | 416 | 482 | 538 | 621 | 712 | 756 | 821 | 829 | 831 |
| 30 | 257 | 351 | 431 | 498 | 554 | 636 | 721 | 767 | 828 | 835 | 837 |
| 31 | 267 | 364 | 446 | 514 | 570 | 651 | 728 | 780 | 835 | 840 | 842 |
| 32 | 277 | 377 | 461 | 530 | 585 | 665 | 733 | 793 | 841 | 845 | 847 |
| 33 | 288 | 391 | 476 | 545 | 600 | 678 | 736 | 805 | 846 | 850 | 852 |
| 34 | 298 | 404 | 490 | 559 | 614 | 690 | 740 | 816 | 851 | 855 | 856 |
| 35 | 308 | 416 | 504 | 574 | 628 | 701 | 745 | 827 | 856 | 860 | 861 |
| 36 | 318 | 429 | 518 | 587 | 641 | 711 | 753 | 836 | 861 | 864 | 865 |
| 37 | 329 | 442 | 532 | 601 | 654 | 719 | 763 | 844 | 866 | 868 | 870 |
| 38 | 339 | 454 | 545 | 614 | 666 | 726 | 774 | 852 | 870 | 873 | 874 |
| 39 | 349 | 467 | 558 | 626 | 677 | 731 | 786 | 859 | 874 | 877 | 878 |
| 40 | 359 | 479 | 570 | 638 | 688 | 734 | 798 | 865 | 878 | 881 | 882 |
| 41 | 369 | 491 | 582 | 650 | 698 | 737 | 810 | 871 | 882 | 884 | 885 |
| 42 | 379 | 503 | 594 | 661 | 707 | 740 | 822 | 876 | 886 | 888 | 889 |
| 43 | 389 | 514 | 606 | 672 | 716 | 746 | 832 | 881 | 890 | 892 | 893 |
| 44 | 399 | 526 | 617 | 683 | 722 | 752 | 842 | 885 | 893 | 895 | 896 |
| 45 | 409 | 537 | 628 | 692 | 728 | 761 | 852 | 889 | 897 | 899 | 900 |
| 46 | 419 | 548 | 639 | 701 | 732 | 771 | 860 | 894 | 900 | 902 | 903 |
| 47 | 429 | 559 | 650 | 709 | 735 | 781 | 868 | 897 | 904 | 906 | 906 |
| 48 | 439 | 570 | 660 | 717 | 737 | 792 | 875 | 901 | 907 | 909 | 910 |
| 49 | 449 | 580 | 670 | 723 | 740 | 803 | 882 | 905 | 910 | 912 | 913 |
| 50 | 458 | 590 | 679 | 728 | 744 | 814 | 888 | 908 | 914 | 915 | 916 |

A.4. TABLES AND NOMOGRAMS FOR EVALUATING THE TEMP. IN UNPROTECTED STEEL
MEMBERS SUBJECTED TO THE STANDARD FIRE CURVE ISO 834

Temperature of unprotected steel in °C, exposed to the ISO 834 fire curve
for different values of $k_{sh} \frac{A_m}{V}$, [m⁻¹] (continued)

| Time [min.] | 10 m ⁻¹ | 15 m ⁻¹ | 20 m ⁻¹ | 25 m ⁻¹ | 30 m ⁻¹ | 40 m ⁻¹ | 60 m ⁻¹ | 100 m ⁻¹ | 200 m ⁻¹ | 300 m ⁻¹ | 400 m ⁻¹ |
|----------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|
| 51 | 468 | 600 | 688 | 732 | 750 | 825 | 894 | 911 | 917 | 918 | 919 |
| 52 | 477 | 610 | 697 | 734 | 757 | 835 | 899 | 915 | 920 | 921 | 922 |
| 53 | 487 | 620 | 704 | 736 | 765 | 845 | 904 | 918 | 923 | 924 | 925 |
| 54 | 496 | 629 | 711 | 739 | 774 | 854 | 908 | 921 | 926 | 927 | 928 |
| 55 | 505 | 638 | 718 | 743 | 784 | 863 | 913 | 924 | 928 | 930 | 930 |
| 56 | 514 | 648 | 723 | 747 | 794 | 872 | 917 | 927 | 931 | 932 | 933 |
| 57 | 523 | 656 | 728 | 753 | 804 | 880 | 920 | 930 | 934 | 935 | 936 |
| 58 | 532 | 665 | 731 | 760 | 814 | 887 | 924 | 933 | 937 | 938 | 938 |
| 59 | 541 | 673 | 734 | 768 | 825 | 894 | 927 | 935 | 939 | 940 | 941 |
| 60 | 549 | 681 | 736 | 777 | 834 | 901 | 931 | 938 | 942 | 943 | 944 |
| 61 | 558 | 689 | 738 | 786 | 844 | 907 | 934 | 941 | 944 | 946 | 946 |
| 62 | 566 | 696 | 741 | 796 | 853 | 912 | 937 | 943 | 947 | 948 | 949 |
| 63 | 574 | 703 | 744 | 805 | 862 | 917 | 940 | 946 | 949 | 950 | 951 |
| 64 | 583 | 709 | 749 | 815 | 871 | 922 | 942 | 948 | 952 | 953 | 953 |
| 65 | 591 | 715 | 755 | 824 | 879 | 927 | 945 | 951 | 954 | 955 | 956 |
| 66 | 598 | 720 | 761 | 834 | 887 | 931 | 948 | 953 | 957 | 958 | 958 |
| 67 | 606 | 725 | 769 | 843 | 894 | 935 | 950 | 956 | 959 | 960 | 960 |
| 68 | 614 | 728 | 776 | 852 | 901 | 939 | 953 | 958 | 961 | 962 | 963 |
| 69 | 622 | 731 | 785 | 861 | 907 | 943 | 955 | 960 | 963 | 964 | 965 |
| 70 | 629 | 734 | 793 | 869 | 914 | 946 | 958 | 963 | 966 | 967 | 967 |
| 71 | 636 | 735 | 802 | 877 | 919 | 949 | 960 | 965 | 968 | 969 | 969 |
| 72 | 644 | 737 | 811 | 885 | 925 | 953 | 963 | 967 | 970 | 971 | 971 |
| 73 | 651 | 739 | 820 | 893 | 930 | 956 | 965 | 969 | 972 | 973 | 973 |
| 74 | 658 | 742 | 829 | 900 | 935 | 958 | 967 | 971 | 974 | 975 | 975 |
| 75 | 665 | 745 | 837 | 906 | 939 | 961 | 969 | 973 | 976 | 977 | 977 |
| 76 | 671 | 750 | 846 | 913 | 944 | 964 | 972 | 975 | 978 | 979 | 979 |
| 77 | 678 | 755 | 855 | 919 | 948 | 966 | 974 | 978 | 980 | 981 | 981 |
| 78 | 684 | 760 | 863 | 925 | 952 | 969 | 976 | 980 | 982 | 983 | 983 |

A. THERMAL DATA FOR CARBON AND STAINLESS STEEL SECTIONS

Temperature of unprotected steel in °C, exposed to the ISO 834 fire curve
for different values of $k_{sh} \frac{A_m}{V}$, [m⁻¹] (continued)

| Time [min.] | 10 m ⁻¹ | 15 m ⁻¹ | 20 m ⁻¹ | 25 m ⁻¹ | 30 m ⁻¹ | 40 m ⁻¹ | 60 m ⁻¹ | 100 m ⁻¹ | 200 m ⁻¹ | 300 m ⁻¹ | 400 m ⁻¹ |
|----------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|
| 79 | 690 | 767 | 871 | 930 | 955 | 971 | 978 | 982 | 984 | 985 | 985 |
| 80 | 696 | 773 | 879 | 935 | 959 | 974 | 980 | 984 | 986 | 987 | 987 |
| 81 | 702 | 780 | 886 | 940 | 962 | 976 | 982 | 985 | 988 | 989 | 989 |
| 82 | 707 | 788 | 893 | 945 | 966 | 978 | 984 | 987 | 990 | 991 | 991 |
| 83 | 712 | 795 | 900 | 949 | 969 | 980 | 986 | 989 | 992 | 992 | 993 |
| 84 | 716 | 803 | 907 | 954 | 972 | 983 | 988 | 991 | 993 | 994 | 995 |
| 85 | 720 | 811 | 914 | 958 | 974 | 985 | 990 | 993 | 995 | 996 | 996 |
| 86 | 724 | 819 | 920 | 961 | 977 | 987 | 992 | 995 | 997 | 998 | 998 |
| 87 | 727 | 827 | 926 | 965 | 980 | 989 | 993 | 997 | 999 | 1000 | 1000 |
| 88 | 730 | 835 | 931 | 969 | 982 | 991 | 995 | 998 | 1001 | 1001 | 1002 |
| 89 | 732 | 843 | 937 | 972 | 985 | 993 | 997 | 1000 | 1002 | 1003 | 1003 |
| 90 | 734 | 851 | 942 | 975 | 987 | 995 | 999 | 1002 | 1004 | 1005 | 1005 |

Tab.3-1: Facteurs de réduction en fonction de la température par rapport aux valeurs F_y ou de E_a à 20°C

| Température de l'acier [°C] | Facteurs de réduction à température par rapport aux valeurs de f_y ou de E_a à 20°C | | |
|-----------------------------|---|---|--|
| | Facteur de réduction (par rapport à f_y) pour la limite d'élasticité efficace $k_{y,\theta} = f_{y,\theta} / f_y$ | Facteur de réduction (par rapport à f_y) pour la limite de proportionnalité $k_{p,\theta} = f_{p,\theta} / f_y$ | Facteur de réduction (par rapport à E_a) pour la pente du domaine élastique linéaire $k_{E,\theta} = E_{a,\theta} / E_a$ |
| 20 | 1.000 | 1.000 | 1.000 |
| 100 | 1.000 | 1.000 | 1.000 |
| 200 | 1.000 | 0.807 | 0.900 |
| 300 | 1.000 | 0.613 | 0.800 |
| 400 | 1.000 | 0.420 | 0.700 |
| 500 | 0.780 | 0.360 | 0.600 |
| 600 | 0.470 | 0.180 | 0.310 |
| 700 | 0.230 | 0.075 | 0.130 |
| 800 | 0.110 | 0.050 | 0.090 |
| 900 | 0.060 | 0.0375 | 0.0675 |
| 1000 | 0.040 | 0.0250 | 0.0450 |
| 1100 | 0.020 | 0.0125 | 0.0225 |
| 1200 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |

Note : Pour des valeurs intermédiaires de température de l'acier, une interpolation linéaire peut être utilisée

Tableau 3-5 Variation en fonction du temps des températures atteintes dans l'acier protégé pour diverses valeurs de massivité – avec protection

| k_p [W/m ² K] | 200 | 400 | 600 | 800 | 1200 | 2000 |
|----------------------------|-------------------------|-----|-----|-----|------|------|
| Time [min.] | Steel temperature in °C | | | | | |
| 0 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 |
| 10 | 37 | 54 | 70 | 85 | 113 | 163 |
| 20 | 60 | 97 | 130 | 160 | 215 | 304 |
| 30 | 84 | 139 | 188 | 232 | 306 | 421 |
| 40 | 108 | 181 | 244 | 298 | 388 | 514 |
| 50 | 132 | 222 | 296 | 359 | 459 | 589 |
| 60 | 156 | 260 | 345 | 414 | 520 | 650 |
| 70 | 179 | 298 | 391 | 465 | 573 | 699 |
| 80 | 202 | 333 | 433 | 510 | 620 | 730 |
| 90 | 225 | 367 | 472 | 552 | 661 | 743 |
| 100 | 247 | 399 | 509 | 589 | 695 | 773 |
| 110 | 268 | 430 | 542 | 623 | 721 | 816 |
| 120 | 289 | 459 | 573 | 654 | 734 | 859 |
| 130 | 310 | 486 | 602 | 681 | 744 | 900 |
| 140 | 330 | 512 | 629 | 705 | 765 | 935 |
| 150 | 349 | 537 | 654 | 723 | 795 | 965 |
| 160 | 368 | 560 | 677 | 733 | 828 | 990 |
| 170 | 386 | 582 | 697 | 739 | 861 | 1013 |
| 180 | 404 | 603 | 714 | 751 | 892 | 1032 |
| 190 | 422 | 623 | 727 | 769 | 921 | 1049 |
| 200 | 439 | 642 | 734 | 792 | 948 | 1065 |
| 210 | 455 | 660 | 738 | 817 | 972 | 1078 |
| 220 | 471 | 677 | 747 | 843 | 993 | 1090 |
| 230 | 487 | 692 | 760 | 869 | 1013 | 1101 |
| 240 | 502 | 706 | 777 | 893 | 1031 | 1112 |

Bibliographie

- DTR.BC.2.2 « Charges permanentes et charges d'exploitations ».
- DTR.BC.2.48 Règles Parasismiques ALGERIENNES « RPA99/VERSION 2003 ».
Éditions : *ISBN, Alger, 2004.*
- DTR. C.2.47 Règlement Neige et Vent « RNV2013 ».
Éditions : *ISBN,*
- BAEL91 : Calcul des Structures en béton.
- EUROCODE 3 : (calcul des structures métalliques).
- EUROCODE 4 :(calcul des structures mixtes).
- Calcul des structures métalliques selon l'EUROCODE 3
Auteur : DAHMANI Lahlou.
Éditions : office des publications universitaires ; 10-2012
- Manuel de construction métallique afnor.
Auteur : Jean-Pierre Muzeau.
Éditions : afnor ; Eyrolles
- Construction métallique et mixte Acier Béton – Tome 1.
Auteur : Pierre Bourrier ; Jacques Brozzetti
Éditions : APK ; Eyrolles

- Fire Design of Steel Structures 2nd Edition ECCS – European Convention for Constructional Steelwork.

Auteur : Jean-Marc Franssen ; Paulo vila real

Éditions : DESIGN OF STEEL STRUCTURES, U. K. EDITION

- Données technique de l'acier .

Éditions : Long Carbon Acier Arcelor Mittal.