



جامعة بجاية
Tasdawit n° Bgayet
Université de Béjaïa

République Algérienne Démocratique et Populaire

Université Abderrahmane Mira de Bejaia

Faculté technologie

Département Génie civil

Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme Master en électrotechnique

Option Construction Métallique

Thème

**Etude et conception d'un bâtiment
R+5 a usage d'habitation en
construction métallique**

PROMOTEUR: Mr . IDDIR A/K

Présenté par :

- M^{elle} ACHAT Thileli
- M^{ell} KEDJOUAR Lila

Promotion 2015

Introduction générale

Le génie civil est l'ensemble des activités conduisant à la réalisation de tout ouvrage lié au sol, dont les ingénieurs spécialisés s'occupent de la conception ; réalisation et la réhabilitation d'ouvrage de construction ou d'infrastructure, nous pouvons décomposer ce domaine en deux catégories bien distinctes :

- Le dimensionnement d'une structure nouvelle
- Et la réhabilitation d'une structure existante appelé aussi conservation d'ouvrage existants (expertise et /ou projet d'intervention).

Dont les ingénieurs en génie civil assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société , tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

Hormis les spécialités du génie civil on distingue le domaine de la construction métallique , a qui ont associe le thème de notre étude qui est la réalisation d'un bâtiment destiné a l'habitation, implanter dans la région de Blida.

Les ossatures métallique sont généralement «souple» et constituées d'élément barre «élancée» et d'élément mince , qui assurent principalement le cheminement des efforts extérieurs appliqués jusqu'aux base solide a savoir les fondation . La connaissance de ce cheminement est essentiel particulièrement vis-à-vis de l'étude des élément constituant l'ensemble de la structure ainsi que leurs liaison, la structure est considéré stable si la transmission de ces efforts s'effectue sans désordre. pour cela on tiendra compte lors de notre étude des différents phénomène de flexibilité, voilement, diversement de poutre fléchies, et flambements des éléments comprimés.

Remerciements

Avant tout,

*Toute notre gratitude, grâce et remerciement vont à Dieu le tout
puissant qui nous a donné la force, la patience, le courage et la volonté
de finir ce travail à temps.*

*On remercie cordialement nos parents qui nous ont aidé et soutenus pendant
nos études.*

*On adresse nos reconnaissances et nos remerciements à notre promoteur Mr
A.IDDIR pour toutes les suggestions et remarques qu'il a formulé tout au long
de ce travail.*

*On remercie les membres de jury qui nous feront l'honneur de juger ce
travail.*

*Nos sincères gratitudes vont vers tous ce qui ont participé de près ou de loin à
ce travail.*

Thileli& Lila

Sommaire

Introduction générale.

➤ Chapitre 0I : Généralités

1. Introduction	01
2. Situations et implantation de l'ouvrage.....	01
3. Caractéristique.....	01
3.1. Caractéristique géométrique de l'ouvrage.....	01
3.2. Caractéristique structurales	04
4. régularité de la structure	08
4.1 Régularité en plan	08
4.2 Régularité en élévation	08
5. Règlements Utilisés.....	08
6. Les Actions agissant sur la structure	09
7. Les situations du projet	09
8. Les Combinaisons d'actions : « CCM97-article2.3.2.2 ».....	09
8.1. Situation durable	09
8.2. Situations accidentelles « RPA 99 version 2003 article 5.2 ».....	10
9. Limites des flèches et des déplacements.....	10

➤ Chapitre II : Etude climatique

1. Etude au vent	
1.1. Introduction	12
1.2. Détermination des différents paramètres ou coefficient de calcul ..	13
1.3. Calcul de la pression dynamique	15
1.4. Détermination de la pression nette $W(z_j)$	15
1.5. Coefficient de rugosité C_r	15
1.6. Vent perpendiculaire à la façade principale (sens V_1)	17
a. Coefficient de pression extérieure C_{pe}	17
b. Coefficient de pression intérieure C_{pi}	19
c. Forces de frottement.....	22
d. Actions d'ensemble.....	22
e. Excentricité de la force horizontale globale.....	24
1.7. Vent parallèle à la façade principale (sens V_2)	24
a. Coefficient de pression extérieure C_{pe}	24
b. Coefficient de pression intérieure C_{pi}	26
c. Forces de frottement.....	29
d. Actions d'ensemble.....	30
e. Excentricité de la force horizontale globale.....	31
2. Etude à la neige	
2.1. But	32
2.2. Calcul des charges de neige	32

➤ **Chapitre III : Pré dimensionnement des éléments**

1. Introduction	33
2. Principe de calcul	33
a. Condition de la flèche	33
b. Condition de résistance	34
3. Évaluation des charges	34
3.1 Les charges permanentes (G)	34
3.2. Les surcharges d'exploitation (Q)	35
4. pré dimensionnement des solives	35
4.1. Plancher terrasse	35
4.2. Plancher courant	38
5. Pré dimensionnement des sommiers (poutre principale)	41
5.1. Plancher terrasse	41
5.2. Plancher courant	45
6. Pré dimensionnement des poutres secondaires :	49
6.1 Plancher terrasse	49
6.2. Plancher courant	52
7. Pré dimensionnement des poteaux	54
7.1. Détermination de N_{max} par la descente de charge	54

➤ **Chapitre IV : Dimensionnement des éléments secondaire**

1. Introduction	67
2. Etude de l'acrotère	67
2.1. Evaluations des sollicitations de calcul	68
2.2. Ferrailage de l'acrotère	72
3. Etude des escaliers	77

3.1. Choix des dimensions	78
3.2. Évaluation des charges.....	79
3.3. Pré dimensionnement de la Cornière.....	79
3.4. Pré dimensionnement du limon.....	82
4.5. Etude de la poutre palière.....	86

➤ **Chapitre V : Etude du plancher mixte**

1.Introduction :.....	89
2. Etude du plancher collaborant :.....	89
2.1. Vérification des solives.....	90
2.1.1. Phase de construction.....	91
2.1.2. Phase finale.....	92
2.1.3.Calcul des goujons connecteurs.....	98
2.1.4. Vérification des soudures.....	100
2.1.5. Vérification des vibrations	100
2.2. Vérification des poutres maitresses (sommiers)	101
2.2.1. Phase de construction	101
2.2.2. Phase finale :.....	102
2.3. Ferrailage de la dalle du plancher	109

➤ **Chapitre VI : Étude sismique**

1. Introduction	114
2. Présentation du logiciel ROBOT	114
3. Modélisation	114
4. Analyse de la structure.....	114
4.1. Type d'analyse	115

4.2. Méthodes de calcul	115
4.2.1. L méthode statique équivalente	115
4.2.2 La méthode modale spectrale	119
5. Analyse des résultats	119
5.1.Principe de la methode spectrale.....	119
5.2.spectre de réponse de calcul.....	119
5.3.nombre de modes de vibrations.....	120
5.4.résultat de calcul.....	121
5.5.Analyse des résultats.....	123
6. Vérification des déplacements	125

➤ **Chapitre VII : Vérification des éléments**

1. Introduction	127
2. Vérification des poteaux	127
2.1. Vérification à la résistance	128
2.2. Vérification, aux instabilités.....	129
3. Vérification de la résistance des poutres.....	134
3.1. Poutre principale « sommier »IPE360.....	134
3.2. Poutre secondaires IPE200.....	139
3.3. Vérification des solives IPE180.....	143
4. Vérification du système de contreventement	145
4.1 Introduction	145
4.2 Les palées de stabilités.....	145

➤ **Chapitre VIII : Calcul des assemblages**

1. Introduction.....	150
2. Fonctionnement des assemblages	150
3. Rôle des assemblages	151
4. Calcul d'assemblages	153
4.1. Assemblage poutre principales – solive.....	153
4.2. Assemblage poteau-poutre principale (HEA320-IPE360).....	156
4.3. Assemblage poteau-poteau (HEA320-HEA320).....	159
4.4. Assemblage poteau-poutre secondaire (HEA320-IPE200).....	162
4.5. Assemblage du contreventement (Palées de stabilités).....	165
4.6. Assemblage palée en croix	169

➤ **Chapitre IX : Calcul des pieds de poteau**

1. Introduction	172
2. Dimensionnement de la platine	172
3. Dimensionnement de la tige d'ancrage des poteaux	173
4. Vérification des contraintes	173
5. Dimensionnement de l'épaisseur de la platine	176

➤ **Chapitre X : Etude de l'infrastructure**

1. Introduction	178
2. Choix du type de fondation	178
3. Calcul des fondations	179
3.1. Dimensionnement de la semelle	179
3.2. Pré dimensionnement de la semelle du poteau	180
4. Ferrailage de la semelle	183

5. Ancrage des barres	185
6. Calcul des longrines	187
6.1. Pré dimensionnement	187
6.2. Ferrailage	187
6.3. Armatures transversales	188
7. Ferrailage du fût	189
7.1.ferailage.....	189

Conclusion générale.

1. Introduction

Notre projet consiste à étudier un bâtiment en R+5 à usage d'habitation avec toiture plate, l'ossature est en charpente métallique avec des planchers mixtes acier-béton. Ce projet est actuellement en cours de réalisation par BATIMETAL d'Alger.

2-Situation et implantation de l'ouvrage

L'ouvrage sera implanté dans la wilaya de Blida qui est classée selon le règlement parasismique Algérien RPA comme étant une zone sismicité moyenne (II).

3. Caractéristiques :

3.1. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Les caractéristiques géométriques de la structure sont :

La longueur totale du bâtiment : 23 ,77m.

La largeur totale du bâtiment : 12.40m.

La hauteur totale du bâtiment : 21.93m.

la hauteur du RDC : 4.93m.

La hauteur de l'acrotère : 0,6m

la hauteur de l'étage courant : 3,40m

la surface de l'ouvrage : 294 ,74 m²

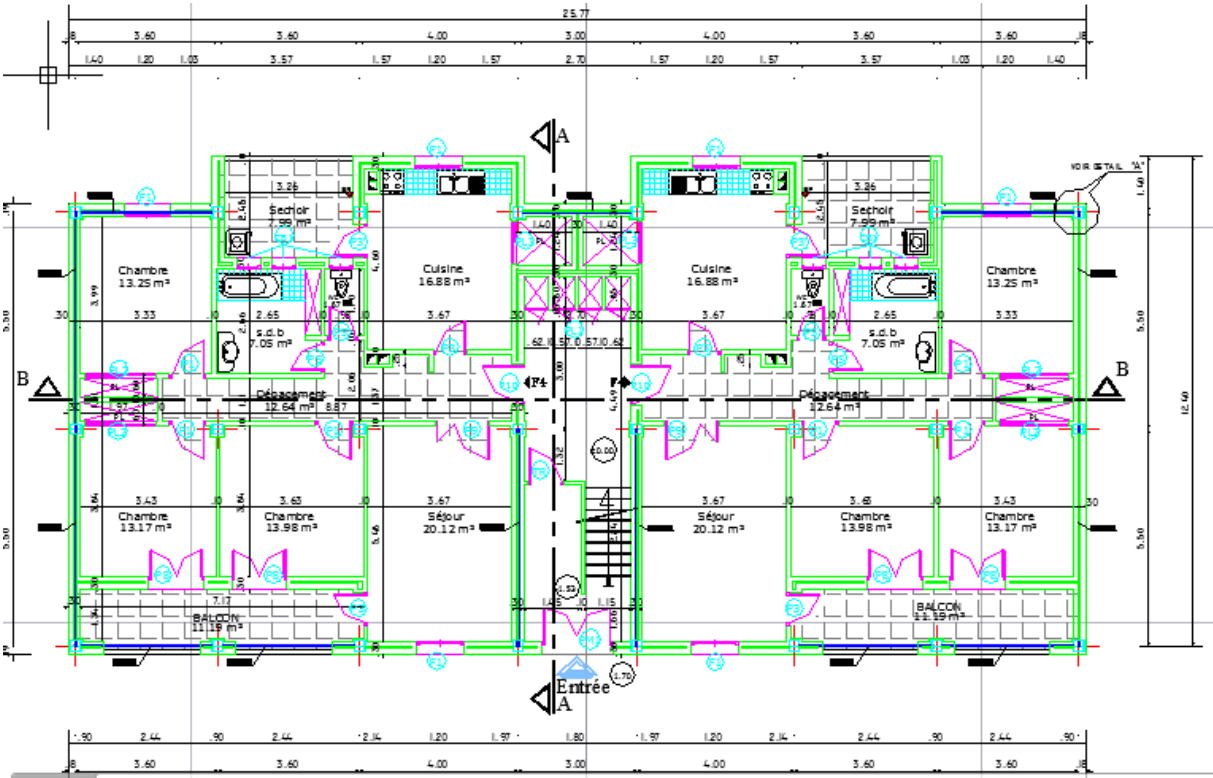


Figure I.1 : vue RDC du bâtiment

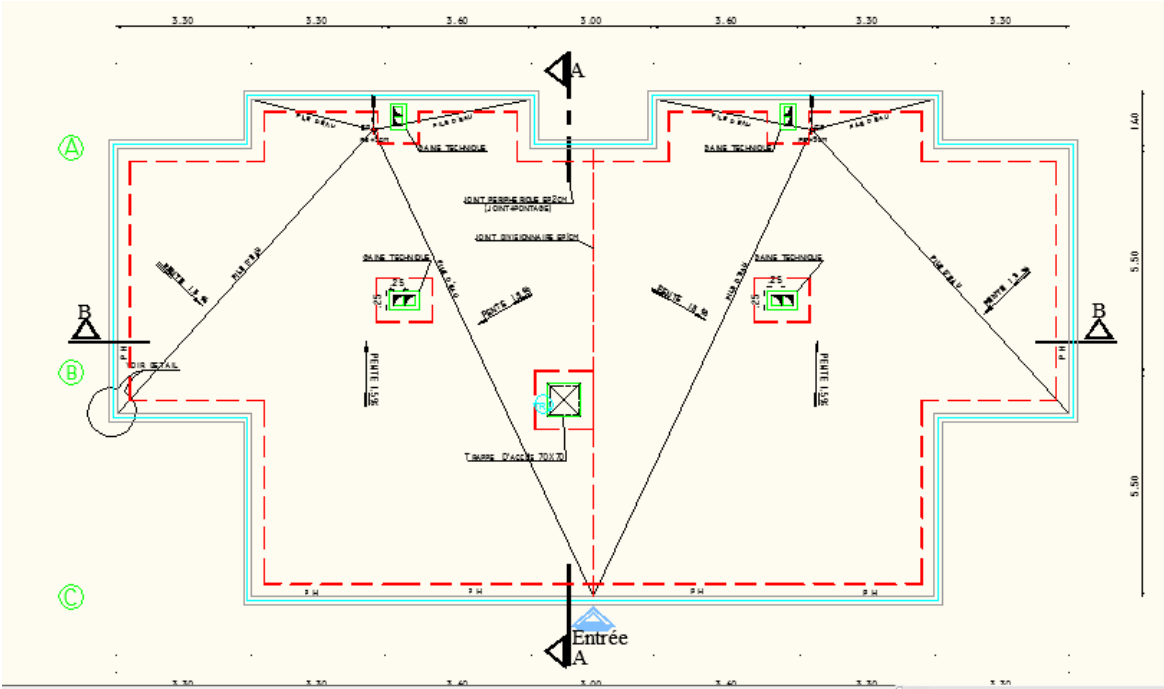


Figure I.2: plan de la terrasse du bâtiment

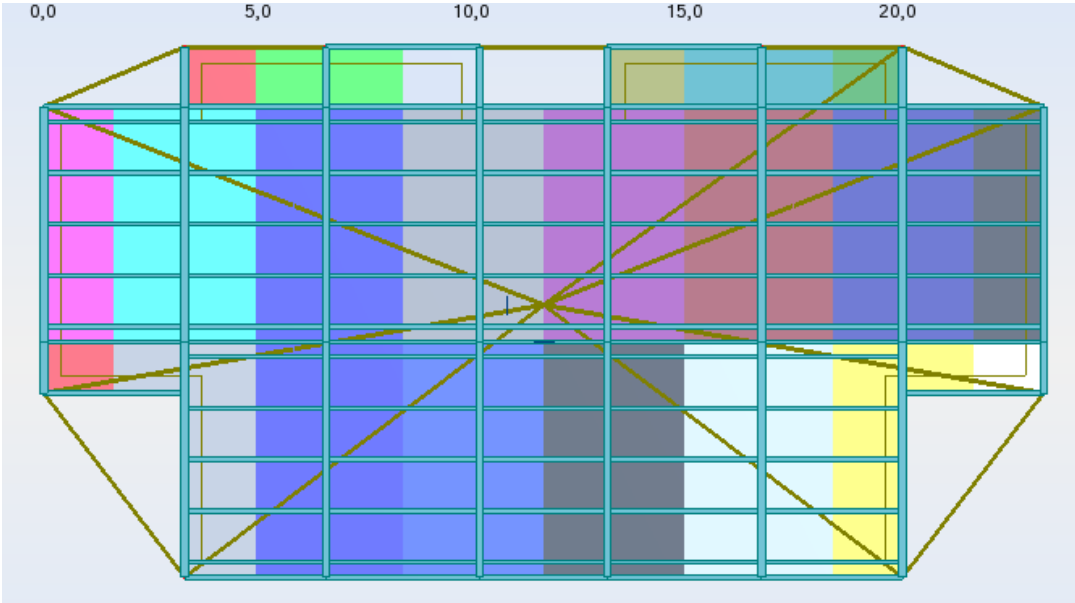


Figure I.3 : vue en plan du bâtiment

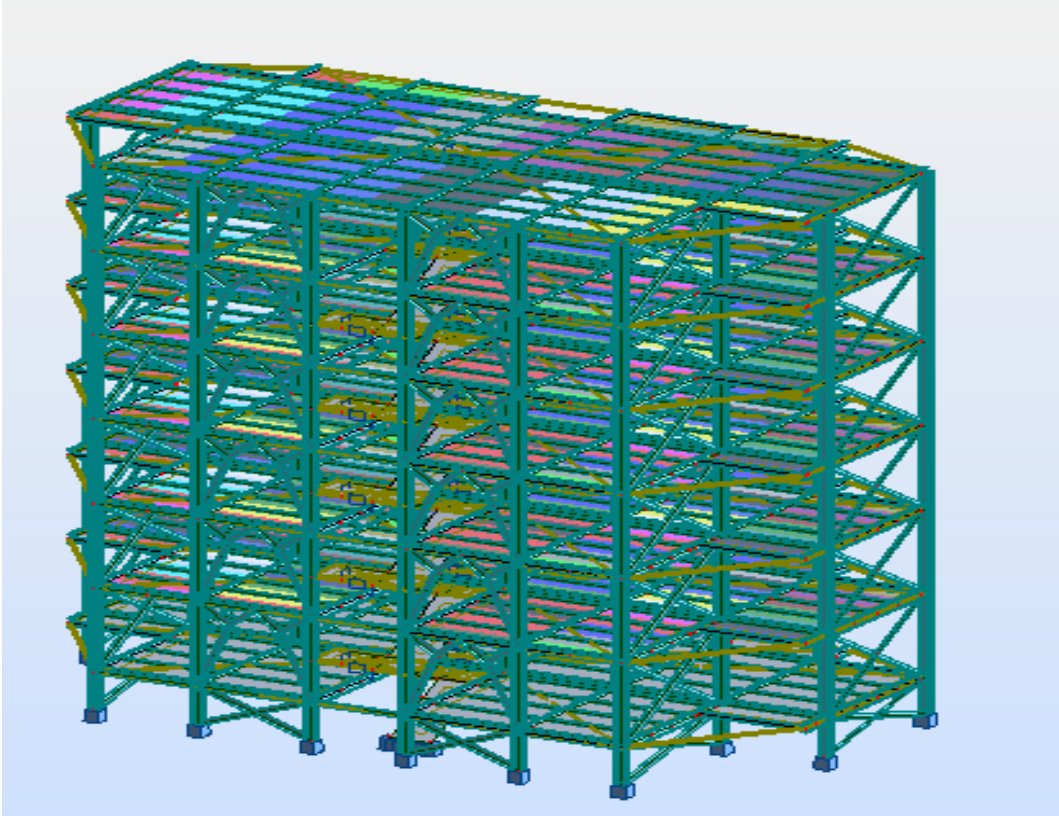


Figure I.4 : vue en 3D du bâtiment

3.2. Caractéristiques structurales :

➤ Ossature de la structure :

L'ossature de la structure est constituée par des portiques métalliques auto-stables et contreventé par des palées triangulées en X ou en V qui assurent la stabilité verticale et horizontale. Elle est constituée de poteaux en HEA et des poutres en IPE

➤ Planchers :

Le plancher composant les structures horizontales sont des planchers mixtes acier béton à dalles collaborant dont la composition est illustrée sur la figure suivante :

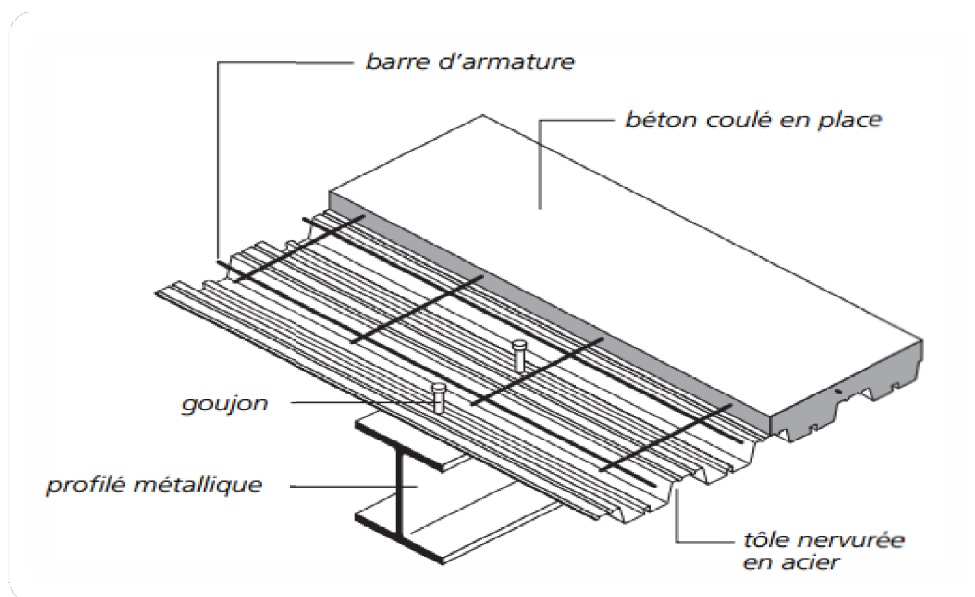


Figure I. 5: Composition d'une dalle mixte.

Le bac d'acier est un profilé en tôle nervurée laminée froid. Cet élément sert non seulement armature mais aussi de coffrage pour la dalle en béton armé. A cet effet, il permet :

- D'assurer un coffrage efficace et étanche en supprimant les opérations de décoffrage.
- De constituer une plateforme de travail avant la mise en œuvre du béton.

Les planchers reposant sur un ensemble de poutres (principales) et de solives (secondaires) métallique de type IPE ou HEB.

La liaison entre la dalle mixte collaborant et les poutres porteuses est assurée par des goujons connecteurs comme indiqué sur la figure 1.6

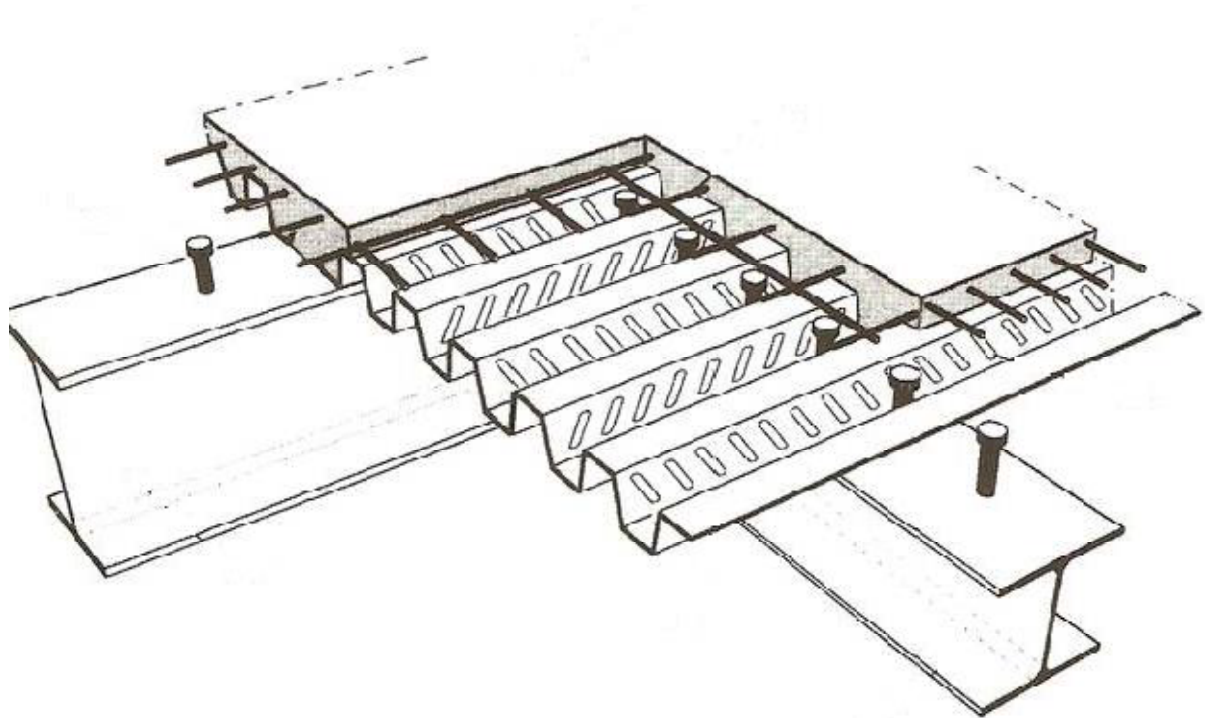


Figure I.6: Représentation de la liaison entre une dalle mixte et les poutres porteuses par goujons connecteurs.

Pour notre bâtiment, concernant les planchers courants on a choisit des planchers mixtes à dalles participantes dont les constituants sont :

- Dalle en béton armée d'épaisseur : 10cm
- Tôle nervurée.
- Poutres de section : IPE
- Connecteurs de cisaillement de type : goujons

➤ **L'escalier :**

Les escaliers sont des éléments d'ouvrage permettant de passer d'un étage à un autre. Ils sont en structure métallique, constitué d'un palier de repos et de deux volées.

➤ **Le revêtement :**

- Le revêtement horizontal sera en carrelage pour tous les niveaux.

Chapitre I Généralités

-Le revêtement vertical sera en plâtre pour les murs et plafonds, et en mortier de ciment pour les parements extérieurs.

➤ **Conception du système de fondation :**

Conformément aux recommandations de l'étude de sol, Le système de fondations choisi sera de type fondations superficielles en semelles isolées.

➤ **La terrasse :**

Elle est accessible pour l'entretien

➤ **L'acrotère :**

Est un élément coulé sur place, encastré dans le plancher terrasse

➤ **La maçonnerie :**

Les murs extérieurs seront en double cloisons en briques creuses de (10+10)cm avec une lame d'air de 5cm ,les murs intérieurs seront en briques creuses d'épaisseur 10cm.

➤ **Matériaux utilisé :**

• **Acier :**

L'acier est constitué d'au moins deux éléments, le fer ; très majoritaire, et le Carbone dans les proportions comprises entre 0.1% pour l'acier doux a 0.85% pour l'acier dur.

Outre le fer et le Carbone, l'acier peut comporter d'autre éléments qui lui sont associés soit :

- Involontairement comme le phosphore et le soufre qui sont les impuretés qui altèrent les propriétés des aciers.
- Volontairement comme le silicium, le manganèse, le nickel, le chrome...etc. ces derniers ont pour propriétés d'améliorer les caractéristiques mécaniques des aciers (Résistance à la rupture, dureté, ductilité, résistance vis-à-vis de la corrosion,...).

❖ **Propriété de l'acier :**

1. Résistance :

Les nuances d'aciers et leurs résistances limites sont citées dans les **Eurocodes03et04** ainsi que le **DTR CCM97** et ce, conformément à la norme **EN 10 025**. Pour notre ouvrage; notre choix s'est porté sur la **nuance S235** qui présente les meilleurs propriétés de ductilité.

2. Ductilité :

L'acier de construction choisi doit satisfaire les conditions suivantes :

- Le rapport $f_u / f_y > 1.2$
- La déformation ultime doit être supérieure à 20 fois la déformation élastique ($\epsilon_u \geq 20\epsilon_y$).
- A la rupture, la déformation relative ultime ϵ_u doit être supérieure ou égal à 15%.

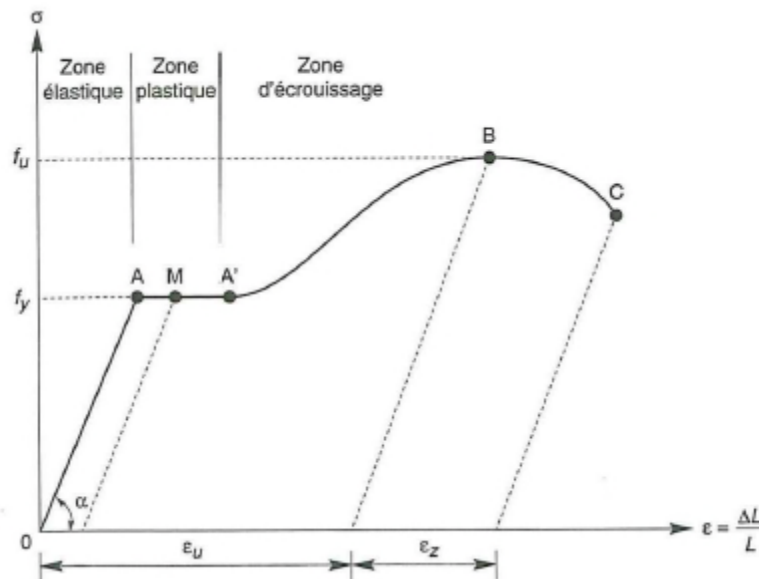


Figure I. 7: Diagramme effort / déformation de l'acier.

❖ 3. Propriétés mécaniques :

- Masse volumique : $\rho = 7850 \text{ Kg / m}^3$
- Module d'élasticité longitudinal : $E = 210000 \text{ MPa}$.
- Module d'élasticité transversale : $G = E/2(1 + \nu)$
- Coefficient de Poisson : $\nu = 0,3$
- Coefficient de dilatation thermique : $\alpha = 12.10^{-6} / ^\circ\text{C}$

• Le béton :

Le béton est un mélange de matériaux « granulats » (sable, graviers), liants hydrauliques (ciment) ; de l'eau et éventuellement des adjuvants. Le mélange ainsi obtenu est appelé "Béton frais" celui-ci commence à durcir après quelques heures et à atteindre progressivement sa résistance caractéristique.

❖ Propriétés du béton :

Le béton utilisé sera de classe C25 avec :

- Une résistance à la compression à 28jours : $F_{c28}=25\text{Mpa}$.
- La résistance a la traction à 28jours : $F_{t28}=2.1\text{Mpa}$.
- Le poidsspécifique : $\rho = 25\text{KN} / \text{m}^3$
- Coefficient de retrait : $\varepsilon = 4.10^{-6}$

4. Régularité de la structure :

Selon RPA, version 2003 (article 3. 5.1), chaque bâtiment doit être classe selon sa Configuration en plan et en élévation en régulier ou non.

4.1 Régularité en plan :

Les quatre conditions selon l'article 3.5.1.a du RPA 99 sont vérifiées, donc la structure est régulière en plan

4.2 Régularité en élévation :

Les quatre conditions selon l'article 3.5.1.b du RPA 99 sont vérifiées, donc la structure est régulière en élévation.

5. Règlements Utilisés :

- **RNV A99** : l'étude climatique se fera selon le règlement neige et vent Algérien 1999.
- **CCM97** et **Eurocode 3** : l'étude et le calcul des éléments de l'ouvrage se feront conformément aux CCM97 et à l'Euro code 3.
- **RPA 99 V2003** : l'étude séismique se fera suivant le règlement parasismique Algérie RPA2003 version 2003.
- **DTR B.C.2.2** : charges permanentes et surcharges d'exploitations.
- **C. B. A 93** ou **B.A.E.L91** : les éléments en béton arme seront calculés aux états limites conformément aux C. B. A 93 ou **B.A.E.L91**.
- **Euro code 4** pour le calcul des planchers.
- **DTU 13.12** également de calcul des fondations superficielles

6. Les Actions agissant sur la structure :

Ce sont l'ensemble des forces et des couples dus aux charges auxquelles l'ouvrage sera soumis :

- Charges Permanentes : G
- Charges d'exploitations : Q
- Charges climatiques : le vent W et la neige S.
- Charges Sismiques : E.

7. Les situations du projet :

L'ouvrage sera étudié aux états limites selon deux situations de projets :

- En situation durable : les actions à considérer seront les actions permanentes, d'exploitation, et climatiques.
- Situation accidentelle : (en cas de séisme) : les actions à considérer dans ce cas seront les actions permanentes, d'exploitation, et les actions sismiques.

8. Les Combinaisons d'actions : « CCM97-article2.3.2.2 »

8.1. Situation durable :

a) Etat Limite Ultime :

Les états limites ultimes concernent la sécurité, telle la résistance aux charges, la stabilité et l'équilibre, lorsque la structure atteint le point où elle devient dangereuse pour l'usage auquel elle est destinée.

Pour les structures de bâtiments, on utilise la plus défavorable des deux formules suivantes :

- Cas d'une seule action variable Q : $1.35G_{\min} + G_{\max} + 1.5 Q$
- Cas de plusieurs actions variables Q_i : $1.35G_{\min} + G_{\max} + 1.35 (\Sigma Q_i)$

Avec :

G_{\min} : Le poids propre pour l'action permanente défavorable.

G_{\max} : Le poids propre pour l'action permanente favorable.

Q : La surcharge d'exploitation.

b) Etat Limite de Service

Les états limites de service concernent les états où la structure, bien que « fonctionnelle », commence à se comporter de façon non satisfaisante en raison, par exemple, de vibrations ou de déformations ou flèches excessives.

Le dimensionnement ou la vérification à l'ELS est basé sur la limitation des déformations (ou des flèches pour les travées de poutres et de déplacement horizontaux pour les têtes de poteaux)

Pour les structures de bâtiments, on utilise la plus défavorable des deux formules suivantes :

- Cas d'une seule action variable Q : $G + Q$
- Cas de plusieurs actions variables Q_i : $G + 0.9 (\Sigma Q_i)$ selon le "DTR"

8.2. Situations accidentelles « RPA 99 version 2003 article 5.2 » :

Ce sont des actions qui ne surviennent que rarement durant la vie de l'ouvrage mais dont les conséquences peuvent être très néfastes, si des dispositions ne sont pas prises lors de la conception et de la réalisation de l'ouvrage. Parmi ces actions, on peut répertorier :

- l'action sismique notée E
- le choc, l'incendie, l'explosion, etc....

Pour la détermination des sollicitations de calcul en situation accidentelle, les combinaisons d'actions à considérer sont celles mentionnées dans le RPA 99 article 5.2 ; Elles sont comme suit :

- $G + Q \pm E$;
- $0.8 G \pm E$: cette combinaison a été adoptée dans le cas où l'effet de G est favorable.

9. Limites des flèches et des déplacements :

Les structures en acier et leurs composants doivent être dimensionnés de manière que les flèches restent dans les limites appropriées à l'usage et à l'occupation envisagée du bâtiment et à la nature des matériaux de remplissage devant être supportés

Les valeurs limites recommandées pour les flèches verticales sont résumées dans le **tableau 4.1** du **CCM97** comme suit:

Conditions	δ_{max}	δ_2
Toitures en général	L/200	L/250
Toiture supportant fréquemment du personnel autre que le personnel d'entretien	L/250	L/300
Planchers en général	L/250	L/300
Planchers et toitures supportant des cloisons en plâtre ou en autre matériaux fragiles ou rigides	L/250	L/300
Planchers supportant des poteaux (à moins que la flèche ait été incluse dans l'analyse globale de l'état limite ultime)	L/400	L/500
Cas où δ_{max} peut nuire à l'aspect du bâtiment	L/250	/

Tableau I. 1: Valeurs recommandées pour les flèches verticales.

1. Etude au vent

1.1. Introduction

Tout ouvrage doit résister aux actions verticales et horizontales. Parmi les actions horizontales on peut citer le vent. Vu sa légèreté, l'effet du vent sur une construction métallique est généralement prépondérant. Par conséquent, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ce, dans toutes les directions principales.

Le calcul des actions dues au vent sera mené conformément au règlement Neige et Vent du RNVA99. En effet, ce document technique réglementaire (DTR) fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble d'une construction et sur ces différentes parties.

Les valeurs de pression du vent dépendent d'un certain nombre de facteurs

- De la région
- Du site d'implantation
- De la hauteur de la construction
- De la forme géométrique de la construction
- Et de la rigidité de la construction

Le calcul doit être effectué séparément pour les deux directions du vent, qui sont perpendiculaires aux parois verticales de la construction, à savoir :

- Vent perpendiculaire à la façade principale → direction du vent V_1
- Vent parallèle à la façade principale → direction du vent V_2

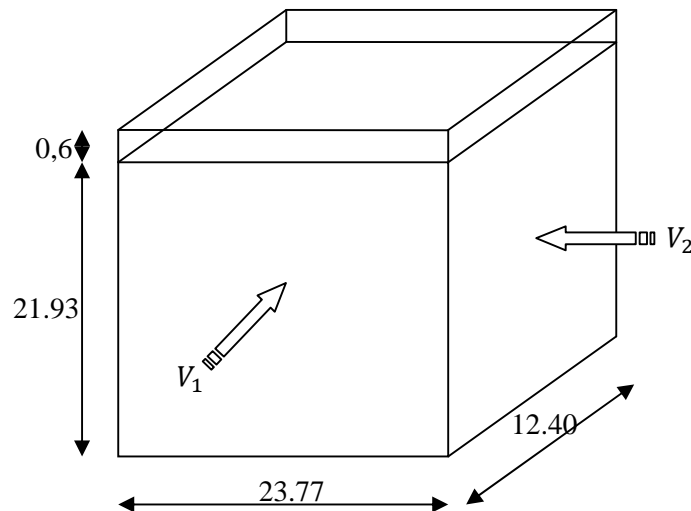


Figure II.1 : les directions du vent

1.2. Détermination des différents paramètres ou coefficient de calcul :

a. Effet de la région :

Selon le RNVA 99, notre projet est situé dans la Wilaya de Blida qui est classé en zone I. Par conséquent, selon le tableau 2-3 du RNVA99, la pression dynamique de référence est comme suit : $q_{ref} = 375 \text{ N/ m}^2$.

b. Effet du site :

Cet effet est pris en compte à l'aide d'un coefficient appelé « coefficient d'exposition » ($C_e(z)$). Ce dernier prend en compte les effets de la rugosité du terrain par le coefficient de rugosité ($C_r(z)$) et de la topographie du site par le coefficient de topographie ($C_t(z)$).

La structure sera implantée dans une zone urbaine :

D'où :

$$\text{Catégorie du terrain IV} \rightarrow \begin{cases} K_T = 0,24 \\ Z_0(m) = 1 \\ Z_{min}(m) = 16 \\ \varepsilon = 0,46 \end{cases} \Rightarrow [\text{Tab 2.4, Chap 2 RNVA99}]$$

Avec :

K_T : Le facteur de terrain.

$Z_0(m)$: Le paramètre de rugosité.

$Z_{min}(m)$: La hauteur minimale.

c.Coefficient de topographie :

Le site est plat, le coefficient de topographie $C_T= 1$. (Tableau 2-5, chapitre II RNVA99).

d.Calcul du coefficient dynamique C_d :

En fonction des dimensions de la structure et du sens du vent, la valeur du coefficient dynamique C_d pour les structures métalliques est donnée par la figure 3.2 du chapitre 3 du RNVA 99.

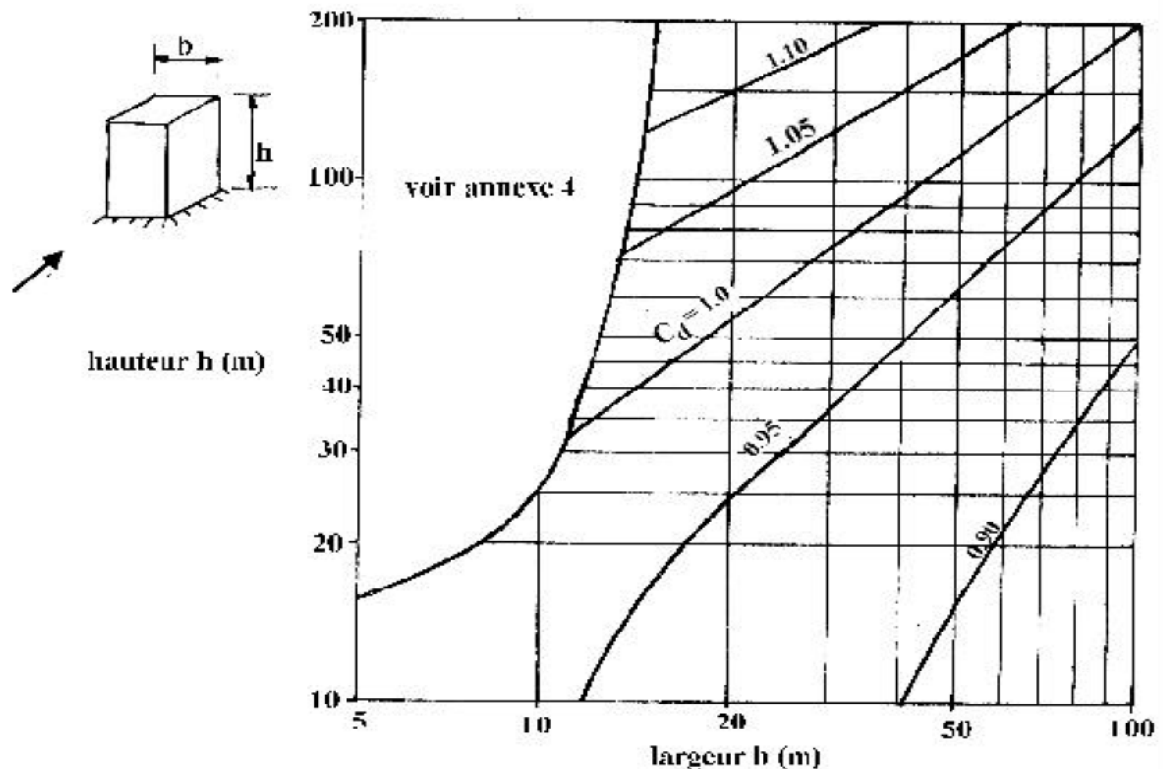


Figure II.2 : Valeurs de C_d pour les structures métalliques

La structure de notre bâtiment étant métallique, on utilise l'abaque de la figure 3.2 du RNVA99 pour la détermination du coefficient C_d pour chaque direction.

A) Vent perpendiculaire au long pan (Sens V1 de vent) :

➤ $h=21.93\text{m}$ et $b=23,77\text{ m}$ donne $C_d=0,94$

B) Vent perpendiculaire au pignon (Sens V2 de vent) :

➤ $h=21.93\text{ m}$ et $b=12.40\text{ m}$ donne $C_d=0,97$

Pour les deux directions $C_d < 1.2$; donc la structure sera considérée comme peu sensible aux excitations dynamiques.

3. Calcul de la pression dynamique :

Pour la vérification à la stabilité d'ensemble et pour le dimensionnement des éléments de structure, la pression dynamique doit être calculée en subdivisant le maître -couple en éléments de surface j horizontaux, selon la procédure 3.1.1 du chapitre 2 du RNVA99 ; qui stipule que : les constructions avec planchers intermédiaires (bâtiments, tours, etc.) dont la hauteur est supérieure à 10 m doivent être considérées comme étant constituées de n éléments de surface, de hauteurs égales à la hauteur d'étage. n : est le nombre de niveaux de la construction. [Chap art 3.1.1 RNVA99]

D'après le règlement **RNV99**, les pressions (q_j) sont calculées par la formule suivante :

$$q_j = C_d \times q_{dyn} \times [C_{pe} - C_{pi}]$$

La pression dynamique qui s'exerce sur un élément de surface j pour une structure permanente est donnée par la formule suivante :

$$q_{dyn}(Z_j) = q_{ref} \cdot C_e(Z_j) \rightarrow [\text{Chap 2 formule 2.12 RNVA99}]$$

Avec :

$C_e(Z_j)$: Coefficient d'exposition au vent donné par la formule suivante :

$$C_e(z) = C_t(z)^2 \cdot C_r(z)^2 \cdot \left[1 + \frac{7 \cdot K_T}{C_r(z) \cdot C_t(z)} \right] \rightarrow [\text{Chap 2 formule 2.13 RNVA99}]$$

4. Détermination de la pression nette $W(z_j)$:

$$W(z_j) = q_{dyn}(z_j) [(C_{pe} - C_{pi})]$$

5. Coefficient de rugosité C_r :

Le coefficient de rugosité $C_r(z)$ traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent.

$C_r(z)$: Coefficient de rugosité donné par la formule suivante :

$$\begin{cases} C_r(z) = K_T \cdot \ln \frac{Z}{Z_0} \rightarrow Z_{min} \leq Z \leq 200m \\ C_r(z) = K_T \cdot \ln \frac{Z_{min}}{Z_0} \rightarrow Z < Z_{min} \end{cases}$$

K_T : Facteur du terrain ; [Tab 2.4, Chap 2 RNVA99]
 Z_0 : Paramètre de rugosité ; [Tab 2.4, Chap 2 RNVA99]
 Z_{min} : Hauteur minimale ; [Tab 2.4, Chap 2 RNVA99]
 Z : Hauteur considérée.

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci après :

Niveau	Z(m)	Cr(m)	Ce(Z)	q _{dyn(zj)} (N/m ²)
RDC	1.53	0.665	1.559	584.625
I	4.93	0.665	1.559	584.625
II	8.33	0.665	1.559	584.625
III	11.73	0.665	1.559	584.625
IV	15.13	0.665	1.559	584.625
V	18.53	0.700	1.666	624.750
Toiture	21.93	0.741	2.229	835.875

Tableau II.1:calcul des pressions dynamiques

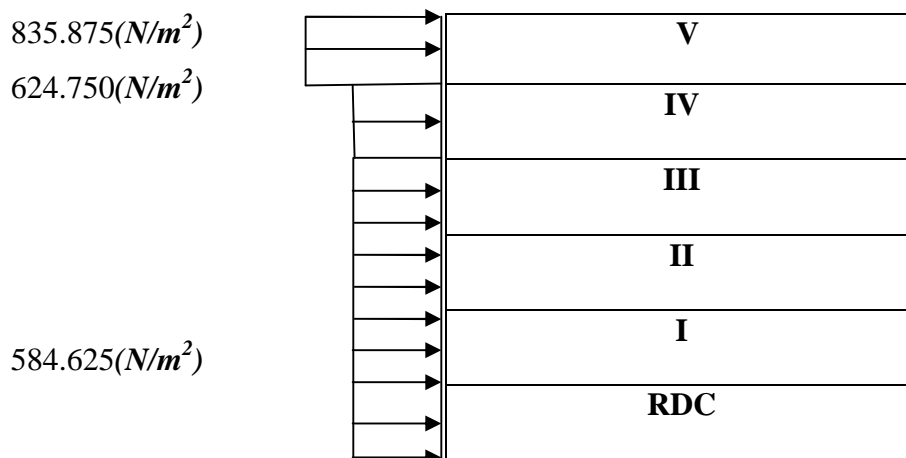


Figure II.3 : répartition de la pression dynamique

6. Vent perpendiculaire à la façade principale (sens V1) :

a. Coefficient de pression extérieure C_{pe} :

➤ Parois verticales :

Les différentes zones de pression et les valeurs des coefficients extérieurs C_{pe} pour chaque direction du vent considérée sont déterminées à partir du paragraphe 1.1.1 figure 5.1, chapitre 5 du RNVA 99.

Pour cette direction du vent :

$b = 23.77\text{m}$, $d = 12.40\text{m}$, et $h = 21.93\text{m}$

$e = \min [b, 2 \times h] = 23.77\text{m} > d$

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondants à cette zone sont données sur la figure ci-dessous :

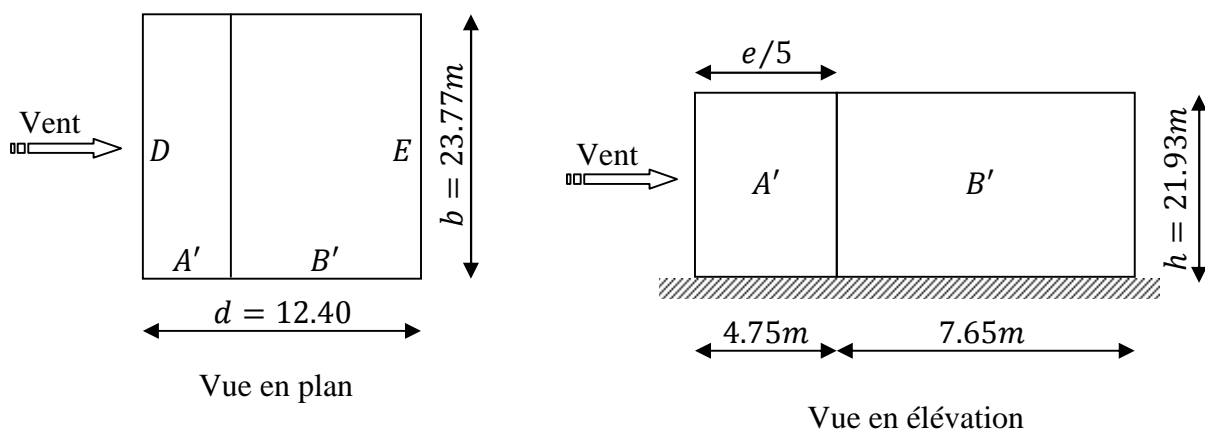


Figure II.4 : vue en plan et en élévation des zones de pression sens V1

Pour le calcul de C_{pe} , on se réfère au RNVA (chapitre 5 paragraphe 1.1.1.2 et tab 5.1)

A'	B'	D	E
$C_{pe} = C_{pe,10}$	$C_{pe} = C_{pe,10}$	$C_{pe} = C_{pe,10}$	$C_{pe} = C_{pe,10}$
-1	-0.8	+0.8	-0.3

Tableau II.2 : $C_{pe,10}$ correspondant à chaque zone de parois verticales.

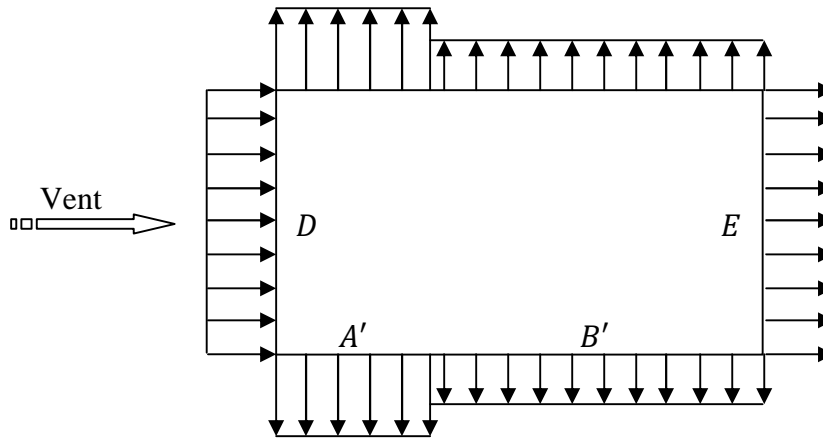


Figure II.5 : répartition des zones de pression sur la terrasse sens v1

➤ **Terrasse :**

La hauteur de l'acrotère : $h_p=0.6m$

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 4° .

Selon le RNVA [chap 5 paragraphe 1.1.3], les différentes zones de pressions F ,G,H et I sont représentées sur la figure suivante :

$$e = \min [b, 2 \times h] = 23.77m.$$

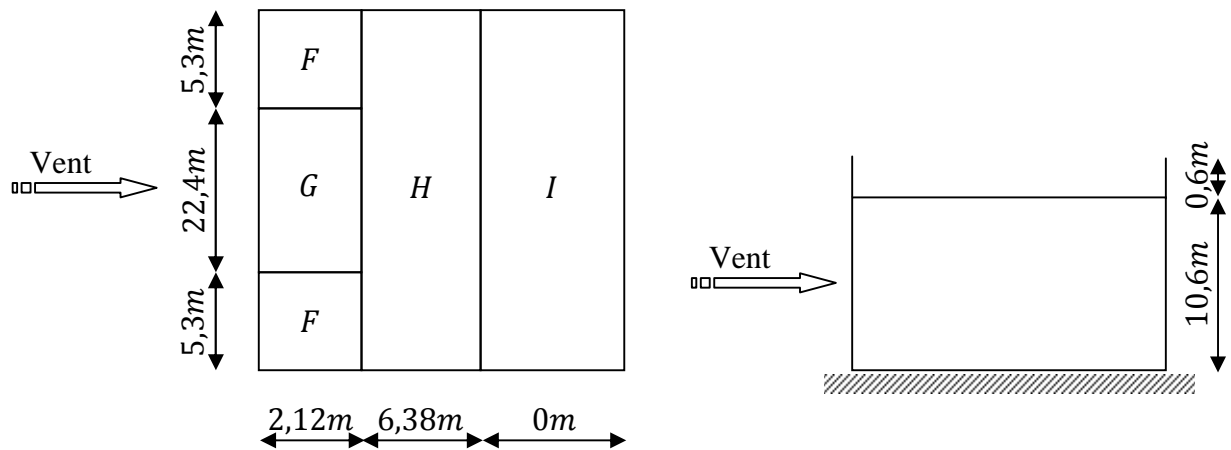


Figure II.6: répartitions des zones de pression sur la terrasse sens V1

Selon le RNVA [chap 5 tableau 5.2] on a :

Dans notre cas $h_p/h=0.6 / 21.93=0.027$

Par interpolation linéaire entre les valeurs 0.025 et 0.05

$$f(x) = f(x_0) + \frac{f(x_1) - f(x_0)}{x_1 - x_0} \cdot (x - x_0)$$

F	G	H
$C_{pe}=C_{pe,10}$	$C_{pe}=C_{pe,10}$	$C_{pe}=C_{pe,10}$
-1.584	-1.084	-0.7

Tableau II.3 : valeurs de $C_{pe,10}$ pour la terrasse sens V1

NB : pas de zone I dans la terrasse car :

$$e/10=23.77/10=2.337m \rightarrow \text{zone F zone H } 12.40-2.37=10.03$$

$$e/2-e/10=23.77/2-23.77/10=9.5m < d=12.40 \rightarrow \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} \text{zone I} \rightarrow 0$$

b. coefficient de pression intérieure c_{pi} :

Selon le RNVA [chapitre 5 paragraphe 2.2.2] on utilise les valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} C_{pi,1}=-0.5 \\ C_{pi,2}=0.8 \end{array} \right.$$

Les formules sont données par la formule suivante :

$$q_j = C_d \cdot q_{dyn}(z_j) \cdot (C_{pe} - C_{pi}) \quad [N/m^2].$$

- Parois verticale :

▪ **RDC**

Zone	C_d	Q_{dyn}	C_{pe}	$C_{pi,1}$	$C_{p,2}$	$Q_{j,1}$	$Q_{j,2}$
A'	0,94	584.625	-1	-0,5	+0,8	-274,773	-109,909
B'	0,94	584.625	-0,8	-0,5	+0,8	-164.864	-879.276
D	0,94	584.625	+0,8	-0,5	+0,8	717,441	0
E	0,94	584.625	-0,3	-0,5	+0,8	109,909	-604,502

Tableau II.4: valeurs des pressions q_j pour le RDC sens V1

▪ **Premier étage**

Zone	C_d	Q_{dyn}	C_{pe}	$C_{pi,1}$	$C_{p,2}$	$Q_{j,1}$	$Q_{j,2}$
A'	0,94	584.625	-1	-0,5	+0,8	-274,773	-989,185
B'	0,94	584.625	-0,8	-0,5	+0,8	-164,864	-879,276
D	0,94	584.625	+0,8	-0,5	+0,8	717,441	0
E	0,94	584.625	-0,3	-0,5	+0,8	109,909	-604,502

Tableau II.5: valeurs des pressions q_j pour le premier étage sens V1

▪ **Deuxième étage**

Zone	C_d	Q_{dyn}	C_{pe}	$C_{pi,1}$	$C_{p,2}$	$Q_{j,1}$	$Q_{j,2}$
A'	0,94	584.625	-1	-0,5	+0,8	-274,773	-989,185
B'	0,94	584.625	-0,8	-0,5	+0,8	-164,864	-879,276
D	0,94	584.625	+0,8	-0,5	+0,8	717,441	0
E	0,94	584.625	-0,3	-0,5	+0,8	109,909	-604,502

Tableau II.6 : valeurs des pressions q_j pour le RDC sens V1

▪ **Troisième étage**

Zone	C_d	Q_{dyn}	C_{pe}	$C_{pi,1}$	$C_{p,2}$	$Q_{j,1}$	$Q_{j,2}$
A'	0,94	584.625	-1	-0,5	+0,8	-274,773	-989,185
B'	0,94	584.625	-0,8	-0,5	+0,8	-164,864	-879,276
D	0,94	584.625	+0,8	-0,5	+0,8	717,441	0
E	0,94	584.625	-0,3	-0,5	+0,8	109,909	-604,502

Tableau II.7 : valeurs des pressions q_j pour le troisième étage sens V1

▪ **Quatrième étage**

Zone	C_d	Q_{dyn}	C_{pe}	$C_{pi,1}$	$C_{p,2}$	$Q_{j,1}$	$Q_{j,2}$
A'	0,94	584.625	-1	-0,5	+0,8	-274,773	-989,185
B'	0,94	584.625	-0,8	-0,5	+0,8	-164,864	-879,276
D	0,94	584.625	+0,8	-0,5	+0,8	717,441	0
E	0,94	584.625	-0,3	-0,5	+0,8	109,909	-604,502

Tableau II.8: valeurs des pressions q_j pour le quatrième sens V1

▪ Cinquième étage

Zone	C_d	Q_{dyn}	C_{pe}	$C_{pi,1}$	$C_{p,2}$	$Q_{j,1}$	$Q_{j,2}$
A'	0,94	624.750	-1	-0,5	+0,8	-293.632	-1057.077
B'	0,94	624.750	-0,8	-0,5	+0,8	-176.179	-939.624
D	0,94	624.750	+0,8	-0,5	+0,8	763.444	0
E	0,94	624.750	-0,3	-0,5	+0,8	117.453	-645.991

Tableau II.9 : valeurs des pressions q_j pour le cinquième étage sens V1

▪ Toiture

Zone	C_d	Q_{dyn}	C_{pe}	$C_{pi,1}$	$C_{p,2}$	$Q_{j,1}$	$Q_{j,2}$
F	0.94	835.875	-1.584	-0.5	0.8	-851.723	-1873.162
G	0.94	835.875	-1.084	-0.5	0.8	-458.861	-1480.301
H	0.94	835.875	-0.7	-0.5	0.8	-157.144	-78.572

Tableau II.10 : valeurs des pressions q_j pour la toiture sens V1

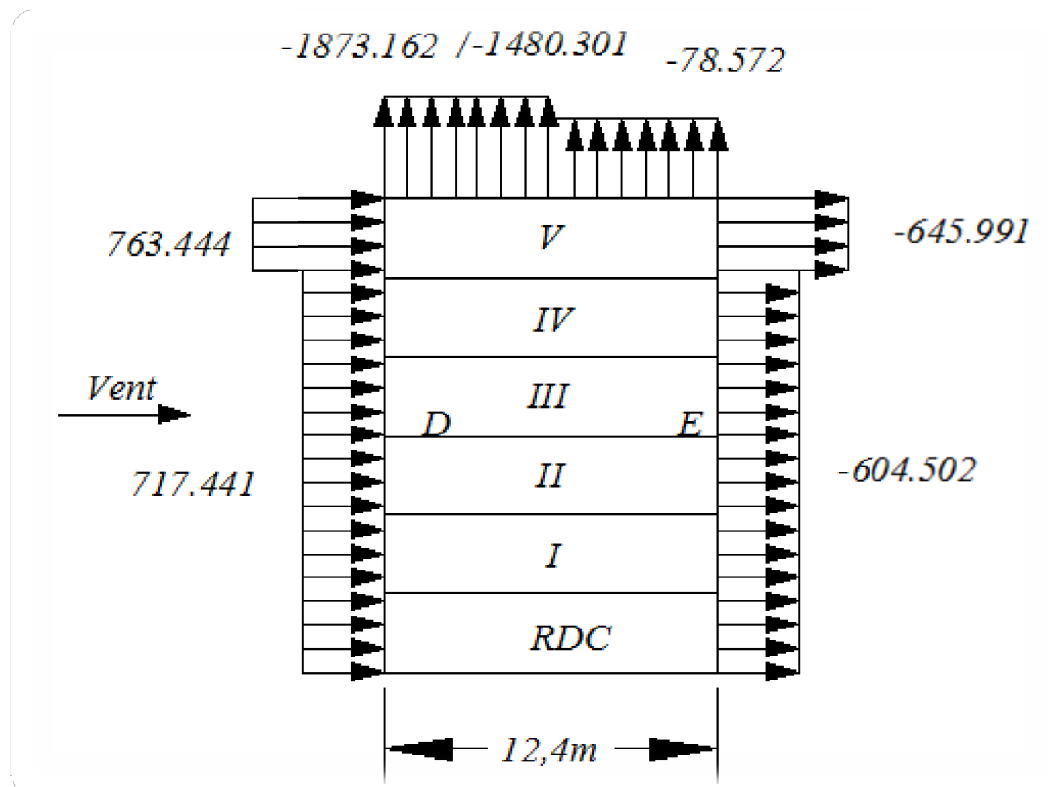


Figure II.7 : pressions sur les zones D,E,F,G

C. force de frottement :

Selon le paragraphe 1.4.2 du chapitre 2 du RNVA 99, les constructions pour lesquelles les forces de frottement doivent être calculées sont celles pour lesquelles :

-soit le rapport $d/b \geq 3$

-soit le rapport $d/h \geq 3$, avec :

b =dimension de la construction perpendiculaire au vent ;

d =dimension de la construction parallèle au vent ;

h =hauteur de la construction.

Dans notre cas, pour cette direction du vent (v_1) :

$b=23.77\text{m}$, $d=12.40\text{m}$, et $h=20.40\text{m}$

Il faut vérifier les conditions suivantes :

$d/b=12.40/23.77=0.52 \leq 3 \rightarrow$ non vérifiée.

$d/h=12.40/21.93=0.56 \leq 3 \rightarrow$ non vérifiée.

\Rightarrow Les conditions ne sont pas vérifiées, pour cela, on ne prend pas en considération les forces de frottement.

d. Actions d'ensemble :

La force résultante se décompose en deux forces :

- Une force globale horizontale F_w (Traînée) qui correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction et de la composante horizontale des forces appliquées à la toiture ;
- Une force de soulèvement F_u (Portance) qui est la composante verticale des forces appliquées à la toiture.

La force résultante R est donnée selon le RNVA [chap2, formule 2.9] par :

$$R = \Sigma(q_j \cdot s_j) + \Sigma F_{frj} [\text{N}]$$

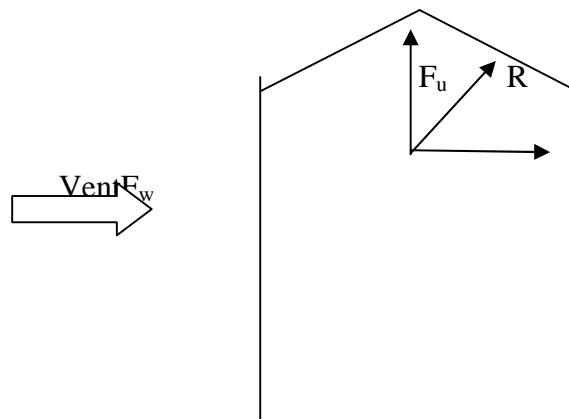


Figure II.8: Force résultante R

Avec :

q_j : la pression du vent qui s'exerce sur un élément de surface j .

S_j : l'aire de l'élément de surface j .

F_{frj} : la force de frottement éventuelle.

Zone	Niv	$S_i(m^2)$	$q_j(N/m^2)$	$q_j \cdot S_i(N)$
D	RDC	36.368	717.441	26091.894
	I	80.818	717.441	57982.146
	II	80.818	717.441	57982.146
	III	80.818	717.441	57982.146
	IV	80.818	717.441	57982.146
	V	80.818	763.4434	61700.017
	RDC	36.368	-604.502	-21984.528
E	I	36.368	-604.502	-21984.528
	II	36.368	-604.502	-21984.528
E	III	36.368	-604.502	-21984.528
E	IV	36.368	-604.502	-21984.528
E	V	36.368	-645.991	23493.400
E	toiture	26.288	-1480.301	-38914.152
E	toiture	26.288	-78.572	-2065.500
F	toiture	151.652	-157.144	-23831.201
G	toiture	151.652	-157.144	-23831.201
H	toiture	151.652	-157.144	-23831.201

Tableau II.11: valeurs des paramètres S_j, Q_j et leurs produit en V1.

Niveau	RDC	I	II	III	IV	V	Toiture
$S_{qj} \cdot s_i(N)$	4107.336	35997,6	35997,6	35997,6	35997,6	85193,417	-112473.25
$SF_{frj}(N)$	0	0	0	0	0	0	0
$F_w(N)$	4107.336	35997,6	35997,6	35997,6	35997,6	85193,417	0
$F_u(N)$	0	0	0	0	0	0	-112473.25

Tableau II.12: Somme des forces résultantes horizontales f_w et verticales f_u sens v1

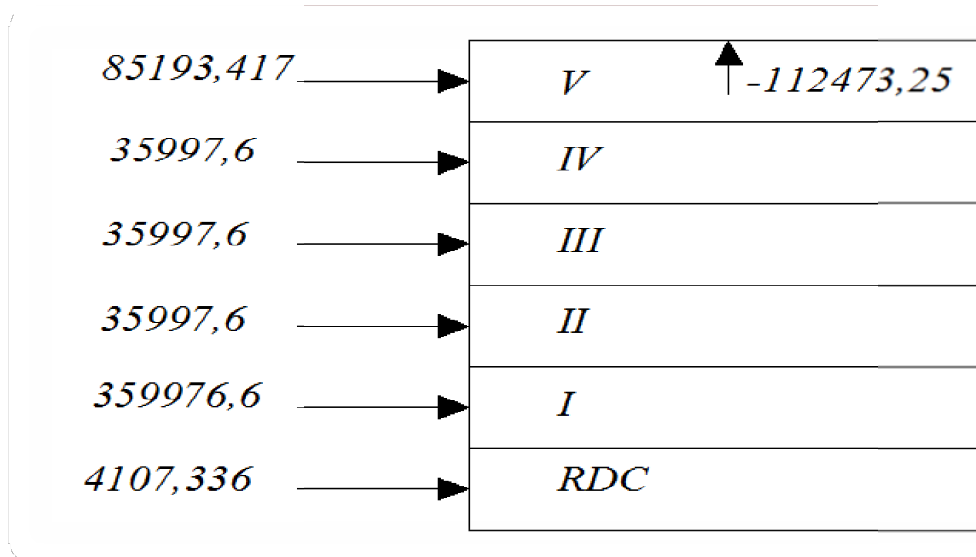


Figure II.9 : actions d'ensemble

e. Excentricité de la force globale horizontale :

Selon le paragraphe 2.2.1 du chapitre 2 du RNVA 99, une excentricité e de la force globale F_w doit être introduite pour tenir compte de la torsion. L'excentricité de la force globale doit être prise égale à $\pm b/10$.

Donc :

$$e = \pm \frac{23.77}{10} = \pm 2.37m$$

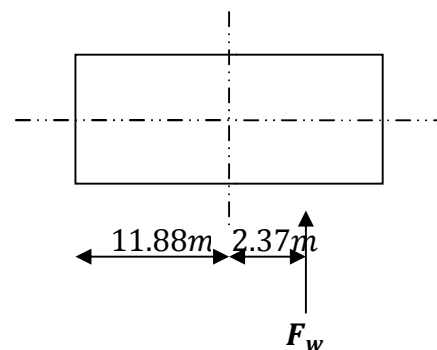


Figure II.10 : excentricité de la force globale

7. Vent parallèle à la façade principale (sens V2) :

On suit les mêmes étapes de la direction V1.

a. Coefficient de pression extérieure C_{pe} :

Pour cette direction du vent :

$b=12.40m$, $d=23.77m$, et $h=21.93m$

$$e = \min [b, 2 \times h] = 12.40m < d$$

Les zones de pressions et les valeurs respectives des coefficients correspondant à cette zone sont données sur la figure ci-dessous :

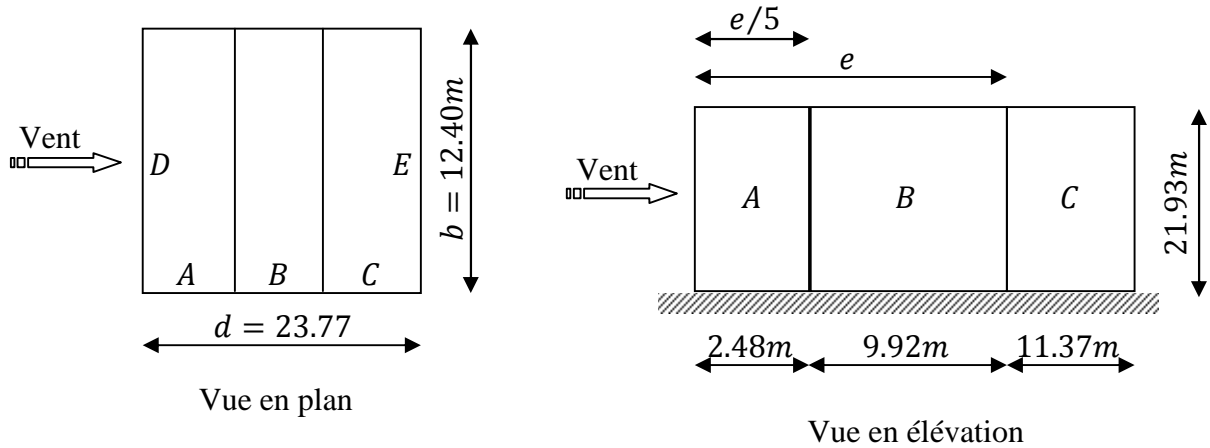


Figure II.11 : vue en plan et en élévation des zones de pression sens V2

Pour le calcul de C_{pe} , on se réfère au RNVA [chap. 5 paragraphe 1.1.1.2]

A	B	C	D	E
$C_{pe}=C_{pe,10}$	$C_{pe}=C_{pe,10}$	$C_{pe}=C_{pe,10}$	$C_{pe}=C_{pe,10}$	$C_{pe}=C_{pe,10}$
-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Tableau II.13: $C_{pe,10}$ correspondant a chaque zone de parois verticales sens V2

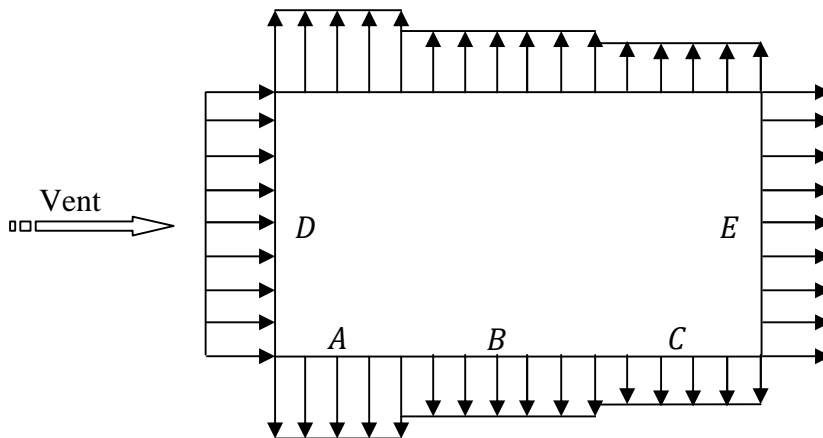


Figure II.12: $C_{pe,10}$ correspondant a chaque zone de parois verticales sens V2.

➤ **Terrasse :**

La hauteur de l'acrotère : $h_p=0.6m$

Selon RNVA [chap 5 paragraphe 1.1.3] les différentes zones de pression F,G,H et I sont représentées sur la figure suivante :

$$e = \min [b, 2 \times h] = 12.40m$$

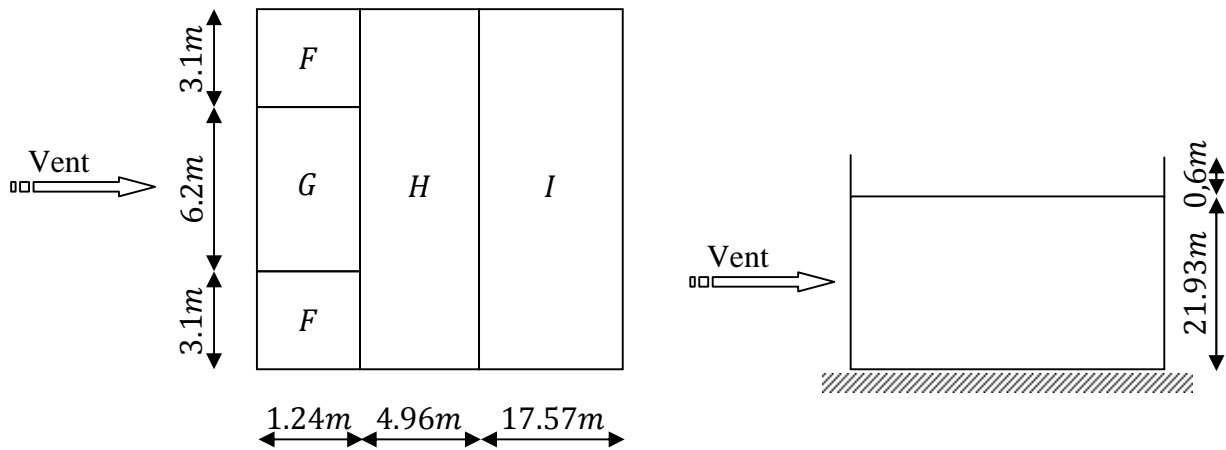


Figure II.13 : Répartition des zones de pression sur la terrasse sens V2

Selon le RNVA [chapitre 5 tableau 5.2] on a :

Dans notre cas : $h_p/h = 0.6/21.93 = 0.027$

Par interpolation linéaire entre les valeurs 0.025 et 0.05, on trouve :

$$f(x) = f(x_0) + \frac{f(x_1) - f(x_0)}{x_1 - x_0} \cdot (x - x_0)$$

F	G	H	I
$C_{pe} = C_{pe,10}$	$C_{pe} = C_{pe,10}$	$C_{pe} = C_{pe,10}$	$C_{pe} = C_{pe,10}$
-1.584	-1.084	-0.7	± 2

Tableau II.14 : Valeurs des $C_{pe,10}$ pour la terrasse sens V2

b. Coefficient de pression intérieure C_{pi} :

Selon le RNVA [chapitre 5. paragraphe 2.2.2] on utilise les valeurs suivantes :

$$\begin{cases} C_{pi,1} = -0.5 \\ C_{pi,2} = +0.8 \end{cases}$$

Les pressions sont données par la formule suivante :

$$q_j = C_d \cdot q_{dyn}(z_j) \cdot (C_{pe} - C_{pi}) \quad [N/m^2].$$

- Parois verticales :

RDC

Zone	C_d	Q_{dyn}	C_{pe}	$C_{pi,1}$	$C_{pi,2}$	$Q_{i,1}$	$Q_{i,2}$
A	0.97	584.625	-1	-0.5	0.8	-283.543	-1020.755
B	0.97	584.625	-0,8	-0.5	0.8	-170.125	-907.338
C	0.97	584.625	-0,5	-0.5	0.8	0	-737.212
D	0.97	584.625	0,8	-0.5	0.8	737.212	0
E	0.97	584.625	-0,3	-0.5	0.8	113.417	-623.794

Tableau II.15: valeurs de pressions Q_j pour le RDC sens V2
Premier étage

Zone	C_d	Q_{dyn}	C_{pe}	$C_{pi,1}$	$C_{pi,2}$	$Q_{i,1}$	$Q_{i,2}$
A	0.97	584.625	-1	-0.5	0.8	-283.543	-1020.755
B	0.97	584.625	-0,8	-0.5	0.8	-170.125	-907.338
C	0.97	584.625	-0,5	-0.5	0.8	0	-737.212
D	0.97	584.625	0,8	-0.5	0.8	737.212	0
E	0.97	584.625	-0,3	-0.5	0.8	113.417	-623.794

Tableau II.16: valeurs des pressions q_j pour le premier étage sens V2
Deuxième étage

Zone	C_d	Q_{dyn}	C_{pe}	$C_{pi,1}$	$C_{pi,2}$	$Q_{i,1}$	$Q_{i,2}$
A	0.97	584.625	-1	-0.5	0.8	-283.543	-1020.755
B	0.97	584.625	-0,8	-0.5	0.8	-170.125	-907.338
C	0.97	584.625	-0,5	-0.5	0.8	0	-737.212
D	0.97	584.625	0,8	-0.5	0.8	737.212	0
E	0.97	584.625	-0,3	-0.5	0.8	113.417	-623.794

Tableau II.17: valeurs des pressions q_j pour le deuxième étage sens V2

Troisième étage

Zone	C_d	Q_{dyn}	C_{pe}	$C_{pi,1}$	$C_{pi,2}$	$Q_{i,1}$	$Q_{i,2}$
A	0.97	584.625	-1	-0.5	0.8	-283.543	-1020.755
B	0.97	584.625	-0,8	-0.5	0.8	-170.125	-907.338
C	0.97	584.625	-0,5	-0.5	0.8	0	-737.212
D	0.97	584.625	0,8	-0.5	0.8	737.212	0
E	0.97	584.625	-0,3	-0.5	0.8	113.417	-623.794

Tableau II.18 : valeurs des pressions q_j pour le troisième étage sens V2

Quatrième étage

Zone	C_d	Q_{dyn}	C_{pe}	$C_{pi,1}$	$C_{pi,2}$	$Q_{i,1}$	$Q_{i,2}$
A	0.97	584.625	-1	-0.5	0.8	-283.543	-1020.755
B	0.97	584.625	-0,8	-0.5	0.8	-170.125	-907.338
C	0.97	584.625	-0,5	-0.5	0.8	0	-737.212
D	0.97	584.625	0,8	-0.5	0.8	737.212	0
E	0.97	584.625	-0,3	-0.5	0.8	113.417	-623.794

Tableau II.19:valeurs des pressions q_j pour le quatrième étage sens V2

Cinquième étage

Zone	C_d	Q_{dyn}	C_{pe}	$C_{pi,1}$	$C_{pi,2}$	$Q_{i,1}$	$Q_{i,2}$
A	0.97	624.750	-1	-0.5	0.8	-303.003	-1090.813
B	0.97	624.750	-0,8	-0.5	0.8	-181.802	-969.612
C	0.97	624.750	-0,5	-0.5	0.8	0	-787.809
D	0.97	624.750	0,8	-0.5	0.8	787.809	0
E	0.97	624.750	-0,3	-0.5	0.8	121.201	-666.608

Tableau II.20:valeurs des pressions q_j pour le cinquième étage sens V2

Toiture

Zone	C _d	Q _{dyn}	C _{pe}	C _{pi,1}	C _{pi,2}	Q _{j,1}	Q _{j,2}
F	0.97	835.875	-1.584	-0.5	0.8	-878.905	-1689.704
G	0.97	835.875	-1.084	-0.5	0.8	-473.506	-1527.544
H	0.97	835.875	-0.7	-0.5	0.8	-162.159	-1216.198
I	0.97	835.875	0.2	-0.5	0.8	567.559	-486.479
			-0.2			243.239	-810.798

Tableau II.21: valeurs des pressions q_j pour la toiture sens V2

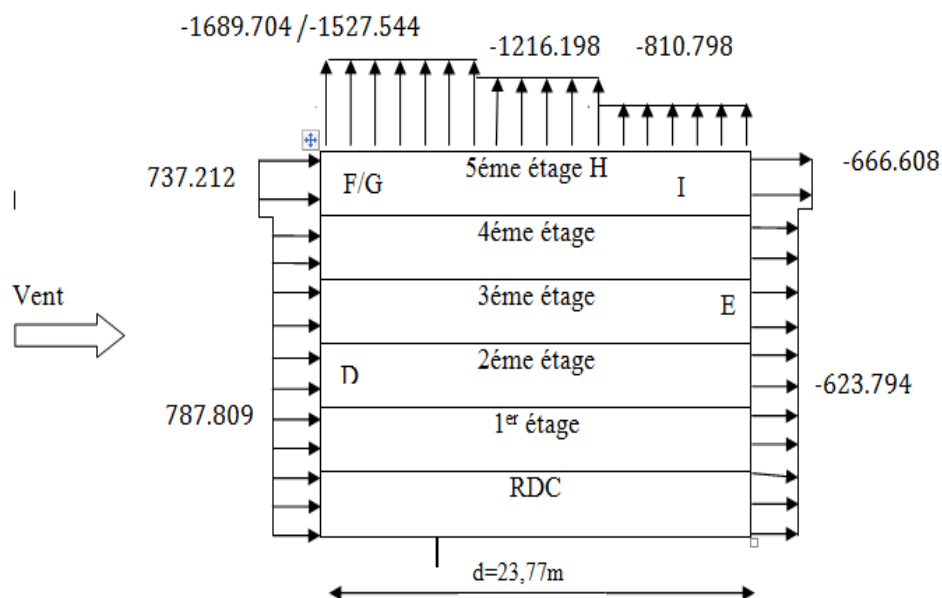


Figure II.14: pressions sur les zones D,E,F,G,H

c. Force de frottement :

Dans notre cas, pour cette direction du vent (V₂) : b = 12,40m., d = 23.77m, eth = 21.93m

Il faut vérifier les conditions suivantes :

$$\frac{d}{b} = \frac{23.77}{12.40} = 1.91 \leq 3 \rightarrow \text{Non vérifiée}$$

$$\frac{d}{h} = \frac{23.77}{21.93} = 1.083 \leq 3 \rightarrow \text{Non vérifiée}$$

⇒ Les conditions ne sont pas vérifiées, pour cela, on ne prend pas en considération les forces de frottement.

d. actions d'ensemble :

Zone	Niv	$S_i(m^2)$	$q_j(N/m^2)$	$q_j \cdot S_i(N)$
D	RDC	18.972	737.212	13986.386
	I	42.16	737.212	31080.857
	II	42.16	737.212	31080.857
	III	42.16	737.212	31080.857
	IV	42.16	737.212	31080.857
	V	42.16	737.212	31080.857
	RDC	18.972	-623.794	-11834.619
E	I	42.16	-623.794	-26299.155
	II	42.16	-623.794	-26299.155
E	III	42.16	-623.794	-26299.155
E	IV	42.16	-623.794	-26299.155
E	V	42.16	-666.608	-28104.193
E	toiture	61.504	-1689.704	-103923.554
E	toiture	61.504	-1527.544	-93950.066
F	toiture	61.504	-1216.198	-74801.041
G	toiture	61.504	-1216.198	-74801.041
H	toiture	61.504	-1216.198	-74801.041
I	toiture	217.868	-810.798	-176646.938

Tableau II.22: valeurs des paramètres S_i, Q_j et leurs produit en V2

Niveau	RDC	I	II	III	IV	V	Toiture
$S_{qj} \cdot s_i(N)$	2151,767	4781,702	4781,702	4781,702	4781,702	2976,664	598923,68
$SF_{frj}(N)$	0	0	0	0	0	0	0
$F_w(N)$	2151,767	4781,702	4781,702	4781,702	4781,702	2976,664	0
$F_u(N)$	0	0	0	0	0	0	598923,68

Tableau II.23: Somme des forces résultantes horizontales f_w et verticales f_u sens v2

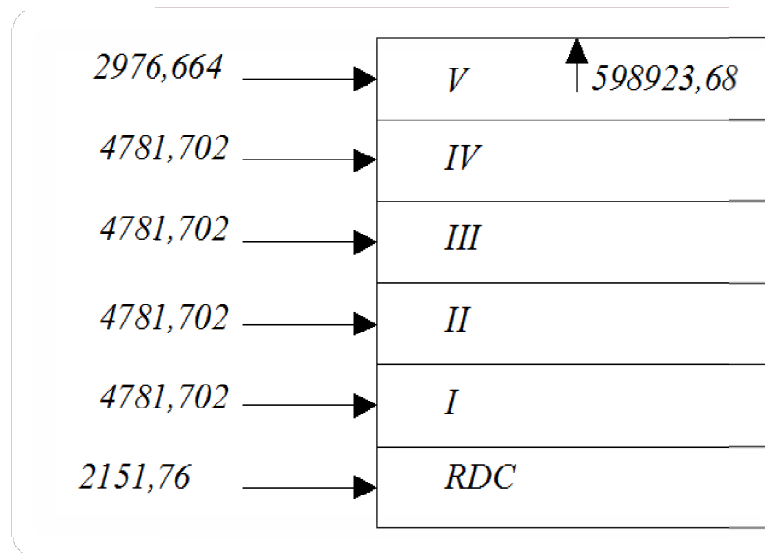


Figure II.15:action d'ensemble

e.Excentricité de la force globale horizontale :

L'excentricité de la force globale F_w est donnée par :

$$e = \pm b/10 \rightarrow [\text{Chap 2, formule 2.10}].$$

Donc :

$$e = \pm \frac{12.40}{10} = \pm 1.24$$

$$b/2 = 12.40/2 = 6.20m$$

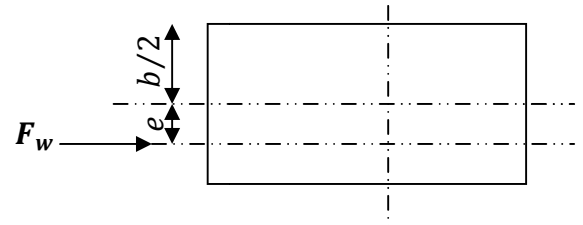


Figure II.16 :Excentricité de la force globale

2. Étude à la neige :

2.1. But :

Le but de l'étude c'est de définir les valeurs représentatives de la charge statique de neige sur toute surface située au-dessus du sol et soumise à l'accumulation de neige et notamment sur la toiture.

2.2. Calcul des charges de neige :

La charge caractéristique de neige S par unité de surface en projection horizontale de toiture, s'obtient par la formule suivante :

$$S = \mu \cdot S_k [KN/m^2] \rightarrow [\text{Paragraphe 3.1.1, formule 1}]$$

Avec :

S_k : Charge de neige sur le sol, elle est en fonction de l'altitude et de la zone de neige.

μ : Coefficient d'ajustement des charges, il est en fonction de la forme de la toiture.

Notre projet est implanté à Blida qui est classée en zone B selon la classification de RNVA99, avec une altitude d'environ 300m. Donc S_k est donnée par la formule suivante :

$$S_k = \frac{0,07 \cdot H + 15}{100} \rightarrow \text{Avec H en (m)}$$

$$S_k = \frac{0,07 \cdot 300 + 15}{100} = 0,36 \text{ KN/m}^2$$

Notre bâtiment présente une faible pente qui est entre 0° et 30° est selon le tableau 6.1 du RNVA99, $\mu = 0,8$.

La charge de neige est alors :

$$S = 0,8 * 0,36 = 0,288 \text{ KN/m}^2$$

1. Introduction :

Les caractéristiques de notre structure (géométrie, matériaux), étant définies, nous passons, Dans ce chapitre, au pré-dimensionnement des éléments porteurs du bâtiment, à savoir les poutres principales (Sommiers), poutres secondaires et les poteaux.

2. Principe de calcul :

Le pré dimensionnement de chaque élément se fait par la condition de la flèche et celle de résistance.

a. Condition de flèche :

La flèche est vérifiée par la condition suivante : $f_{cal} \leq f_{ad}$

Avec :

$$f_{cal} = \frac{5 \cdot P_s \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y}$$

l : Portée de l'élément considéré.

E : Module d'élasticité longitudinale de l'acier.

P_s : Charge sur le profilé à l'ELS.

I_y : Moment d'inertie du profilé.

Les valeurs limites recommandées des flèches verticales sont indiquées dans le tableau ci-dessous (Tableau 3.1 Euro code 3)

Condition	δ (flèche dans l'état final)
Toitures en générales	L/200
Toiture supportant des personnels autres que les personnels d'entretien	L/250
Planchers en général	L/250
Planchers et toitures supportant des cloisons en plâtre ou autres matériaux fragiles ou rigides	L/250
Planchers supportant des poteaux (à moins que la flèche ait été incluse dans l'analyse globale de l'état limite ultime)	L/400
Cas où V max δ peut nuire à l'aspect du bâtiment	L/250

Tableau III.1 : Valeurs limites recommandées pour les flèches verticales

b. Condition de résistance :

La résistance est vérifiée par la condition suivante : $M_{sd} \leq M_{Rd}$

$$M_{sd} = \frac{P_u \cdot l^2}{8}$$

$$M_{Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} \rightarrow [\text{CCM97 article 5.4.5.1}]$$

Avec :

M_{sd} : Moment sollicitant le profilé.

M_{Rd} : Moment résistant du profilé.

P_u : Charge sur le profilé à l'ELU.

f_y : Limite d'élasticité de l'acier.

W_{pl} : Module de résistance plastique.

γ_{M_0} : Coefficient partiel de sécurité.

3. Évaluation des charges :

Les charges et surcharges ont été prises dans le document technique réglementaire

(D.T.R-BC.2.2).

3.1. Les charges permanentes (G) :

<i>Nature de l'élément</i>	<i>Matériau</i>	<i>Épaisseur (cm)</i>	<i>Poids surfacique (KN/m²)</i>	<i>Valeur de la charge (KN/m²)</i>	<i>Valeur de la charge totale (KN/m²)</i>
<i>Plancher terrasse</i>	Gravillon de protection	4	0,8		
	Étanchéité multicouches	2	0,12		6,14
	Isolation thermique en liège	4	0,16	2,99	
	Forme de pente	8	1,76		
	Enduit en plâtre	1,5	0,15		
	Tôle type CONFRASTRA 40			0,15	
	Dalle en béton armé	12	3	3,15	

<i>Plancher courant</i>	Cloisons de séparation	10	1,2		
	Revêtements en carrelage	2	0,4		5,56
	Mortier de pose	1,5	0,3	2,41	
	Lit de sable	2	0,36		
	Enduit en plâtre	1,5	0,15		
	Tôle type COFRASTRA 40	12	3	3,15	
	Dalle en béton armé				
<i>Mur extérieur</i>	Enduit extérieur en ciment	1,5	0,27		2,22
	Briques creuses	20	1,8		
	Enduit intérieur en plâtre	1,5	0,15		
<i>Mur intérieur</i>	Enduit en plâtre	1,5	0,15		1,2
	Briques creuses	10	0,9		
	Enduit en plâtre	1,5	0,15		

Tableau III.2: Evaluation des charges permanentes.

3.2. Les surcharges d'exploitation (Q) :

Plancher terrasse	1 KN/m ²
Plancher courant	1,5 KN/m ²

4. pré dimensionnement des solives

4.1. Plancher terrasse

➤ A court terme :

Ce sont l'ensemble des poutres permettant de reprendre les charges du plancher et de les transmettre aux sommiers auxquels sont assemblées.

a. Caractéristiques

On a les caractéristiques suivantes :

Portée de la solive : $l = 3.60m$.

Entre axe des solives : $e_{solive} = 1.2m$

Comme il est conclu précédemment les charges et surcharges sont :

$$G = 3,15 \text{ KN/m}^2$$

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

$$S = 0,288 \text{ KN/m}^2$$

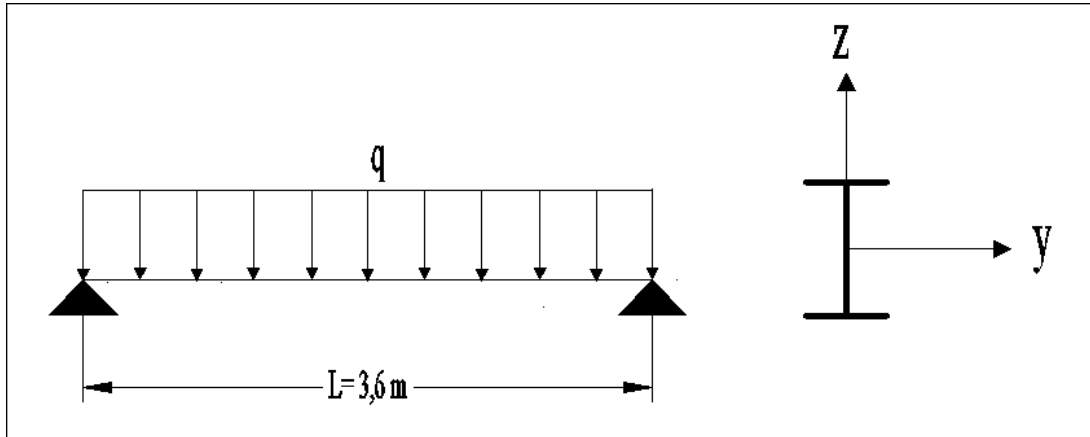


Figure III.1: schéma statique de la solive.

estimant IPE160 avec un poids propre estimé : $g_p = 0,158 \text{ KN/m}$.

b. Combinaisons de charges :

Les combinaisons de charge à considérées sont :

$$\text{A l'ELS} \quad q_s = [G + \max(Q ; S)] \cdot e_{solive} + g_p$$

$$\text{A l'ELU} \quad q_u = [1,35G + 1,5 \max(Q ; S)] \times e_{solive} + 1,35g_p$$

c. Vérification de résistance :

Il faut vérifier : $M_{sd} \leq M_{brd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}}$ (pour les sections de classe 1 et 2)

$$q_u = [1,35 \cdot 3,15 + 1,5 \max(1 ; 0,288)] \times 1,2 + 1,35 \cdot 0,158$$

$$q_u = 7,1163 \text{ KN/ml}$$

$$W_{pl} \geq \frac{q_u \times \gamma_{M_0} \times l^2}{8 \times f_y}$$

$$W_{pl} \geq \frac{7,1163 \times 1 \times 3,6^2 \times 10^4}{8 \times 2350} = 49,05 \text{ cm}^3$$

Soit un IPE120 avec $W_{pl} = 60,7 \text{ cm}^3$

$$qu = [1,35 \cdot 3.15 + 1,5 \max(1; 0,288)] \cdot 1,2 + 1,35 \times 0,132$$

$$qu = 7.081 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{7.081 \times 3.60}{8} = 3.186 \text{ KN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{60.7 \times 235 \times 10^{-3}}{1} = 14.26 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} < M_{ply} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

- **Classe de la section :**

- **Classe de la semelle :**

$$\frac{b_f}{2 \times t_f} \leq 10 \times \varepsilon \Rightarrow \frac{64}{2 \times 6.3} \leq 10 \times 1 \Rightarrow 5.079 \leq 10 \rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

- **Vérification de l'âme**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \times \varepsilon \Rightarrow \frac{93.4}{4.4} \leq 72 \times 1 \Rightarrow 21.22 \leq 72 \rightarrow \text{Ame de classe 1}$$

Donc la section est de classe 1

d. Vérification à l'effort tranchant : [CCM 97.p64 Article .5.4.6]

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq V_{pl,Rd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma_{M_0}}$

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

A_v : aire de cisaillement.

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f \Rightarrow A_v = 6.3 \text{ cm}^2$$

$$V_{sd} = \frac{qu \times l}{2} = \frac{7.116 \times 3.6}{2} = 12.808 \text{ KN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} = \frac{6.3 \times 10^{-1} \times (235 / \sqrt{3})}{1} = 85.476 \text{ KN} > 12,808 \text{ KN}$$

$$V_{pl,Rd} = 0.5 \times 85.476 \text{ KN} = 42.73 \text{ KN} > V_{sd} = 12,808 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

e. Vérification de la flèche :

Il faut vérifier : $f_{cal} \leq f_{ad}$

Avec :

$$f_{cal} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$f_{ad} = \frac{l}{200}$$

$$q_s = [3.15 + \max(1; 0,288)] \cdot 1,2 + 0,104$$

$$q_s = 5.084 \text{ KN/ml}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \times 5.084 \times 36^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 317.8} 10^2 = 1.66 \text{ cm}$$

La valeur de la flèche admissible est :

$$f_{ad} = \frac{360}{200} = 1.8 \text{ cm}$$

$$f_{cal} = 1.66 \text{ cm} < f_{ad} = \frac{360}{200} = 1.8 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

De la même manière, on obtient les résultats pour les autres types de solives.

4.2. Plancher courant :

On suit les mêmes étapes que celles du plancher terrasse.

➤ A court terme :

a. Caractéristiques :

On a les caractéristiques suivantes :

-Portée de la solive : $l = 3.6 \text{ m}$

-Entre axe des solives : $e_{solives} = 1,2 \text{ m}$

Comme il est conclu précédemment les charges et surcharges sont :

$$G = 3.15 \text{ KN/m}^2$$

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

$$S = 0,288 \text{ KN/m}^2$$

Poids propre du profilé estimé : $g_p = 0,158 \text{ KN/m}$.

Les solives exercent des charges concentrées sur le sommier avec :

$$P_{solive} = G_{solive} \times e_{sommier} = 0.188 \times 5.5 = 1,034$$

b. Combinaisons de charges :

Les combinaisons de charge à considérées sont :

$$\text{A l'ELS } q_s = [G + \max(Q; S)] \cdot e_{solive} + g_p$$

$$\text{A l'ELU } q_u = [1,35G + 1,5 \max(Q; S)] \cdot e_{solive} + 1,35 g_p$$

c. Vérification de résistance :

Il faut vérifier : $M_{sd} \leq M_{brd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}}$ (pour les sections de classe 1 et 2)

$$q_u = [1,35 \cdot 3,15 + 1,5 \max(1,5; 0,288)] \cdot 1,2 + 1,35 \cdot 0,158$$

$$q_u = 8,016 \text{ KN/ml}$$

$$W_{pl} \geq \frac{q_u \times \gamma_{M_0} \times l^2}{8 \times f_y}$$

$$W_{pl} \geq \frac{8,016 \times 1 \times 5,5^2 \times 10^4}{8 \times 2350} = 131,297 \text{ cm}^2$$

soit un IPE 180 avec $W_{pl} = 166,4 \text{ cm}^2$

$$q_u = [1,35 \cdot 3,15 + 1,5 \max(1,5; 0,24)] \cdot 1,2 + 1,35 \cdot 0,288$$

$$q_u = 8,191 \text{ KN/ml}$$

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8}$$

$$M_{sd} = \frac{8,191 \times 5,5^2}{8} = 30,972 \text{ KN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{166,4 \times 235 \times 10^{-3}}{1} = 39,104 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} < M_{Rd} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

- **Classe de la section :**

- **Classe de la semelle :**

$$\frac{b_f}{2 \times t_f} \leq 10 \times \varepsilon \Rightarrow \frac{91}{2 \times 8} \leq 10 \times 1 \Rightarrow 5,687 \leq 10 \rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

- **Vérification de l'âme**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \times \varepsilon \Rightarrow \frac{146}{5.3} \leq 72 \times 1 \Rightarrow 27.547 \leq 72 \rightarrow \text{Ame de classe 1}$$

Donc la section est de classe 1

d. Vérification à l'effort tranchant : [CCM 97.p64 Article.5.4.6]

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{8.191 \times 5.5}{2} = 22.525 \text{KN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} = \frac{11.3 \times 10^{-1} \times (235 / \sqrt{3})}{1} = 153.315 \text{KN} > 22.525 \text{KN}$$

$$V_{pl,Rd} = 0.5 \times 153.315 \text{KN} = 76.65 \text{KN} > V_{sd} = 22.525 \text{KN} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

e. Vérification de la flèche :

Il faut vérifier : $f_{cal} \leq f_{ad}$

Avec :

$$f_{cal} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$f_{ad} = \frac{l}{200}$$

$$q_s = [3.15 + \max(1.5 ; 0,288)]. 1,2 + 0,288$$

$$q_s = 5.868 \text{KN/ml}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \times 5.868 \times 5.5^4}{384 \times 2.1 \times 1317} 10^2 = 2.52 \text{cm}$$

$$f_{ad} = \frac{550}{250} = 2.2 \text{cm}$$

$$f_{cal} = 2.52 \text{cm} > f_{ad} = \frac{600}{250} = 2.2 \text{cm} \dots \dots \dots \text{non Vérifiée}$$

=> On adopte un étayement à mi-travée :

$$f_{cal} = \frac{5 \times q_s \times (l/2)^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \times 5.868 \times 2.75^4}{384 \times 2.1 \times 1317} 10^2 = 0.15 \text{cm}$$

$$f_{ad} = \frac{275}{250} = 1.1 \text{ cm}$$

$$f_{cal} = 0.15 \text{ cm} < f_{ad} = \frac{275}{250} = 1.1 \text{ cm} \dots \dots \text{ V é r i f i é e}$$

5. Pré dimensionnement des sommiers (poutre principale)

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

5.1. Plancher terrasse

a. Caractéristiques du plancher :

Portée du sommier : $L=5.5\text{m}$

Entre axe des sommiers : $e_{\text{sommier}}= 3.6\text{m}$

Entre axe des solive : $e_{\text{solive}}=1,2\text{m}$

Charges permanentes : $G=6,14\text{KN/m}^2$

Surcharges d'exploitation : $Q=1\text{KN/m}^2$

Poids de la solive : $G_{\text{solive}}=0,104\text{KN/m}$

Les solives exercent des charges concentrées sur le sommier avec

$$P_{\text{solive}} = G_{\text{solive}} e_{\text{sommier}} = 0,104 \times 3.6 = 0.374 \text{ KN}$$

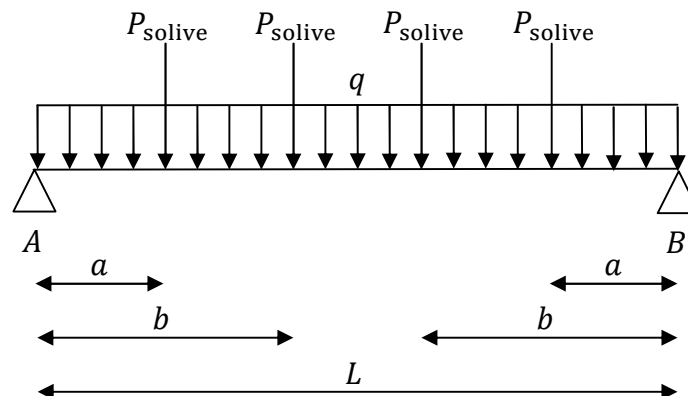


Figure III.2 : schéma statique du sommier

Pour calculer les efforts internes de cette poutre, on utilise le principe de superposition.

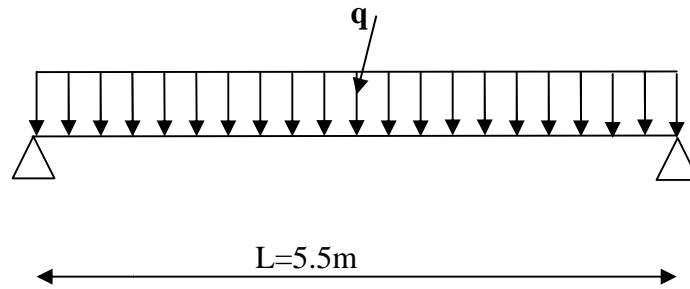


Figure III.3 : sommier sous charges réparties

b. Combinaisons de charges :

Les combinaisons de charges à considérées sont :

$$q_s = [G + 0,9 \times (Q + S)] \times e_{\text{sommier}}$$

$$q_s = [6,14 + 0,9(1 + 0,288)] \times 3,6 = 26,27 \text{ KN/m}$$

Il faut vérifier : $f_{cal} \leq f_{ad}$

Avec :

$$f_{cal1} = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_{y1}}$$

$$f_{ad} = \frac{l}{200}$$

$$I_{y1} = 200 \times \frac{5 \times q_s \times L^3}{384 \times E} = 200 \times \frac{5 \times 26,27 \times 5,5^3}{384 \times 2,1} = 5419,97 \text{ cm}^4$$

Cas N°2

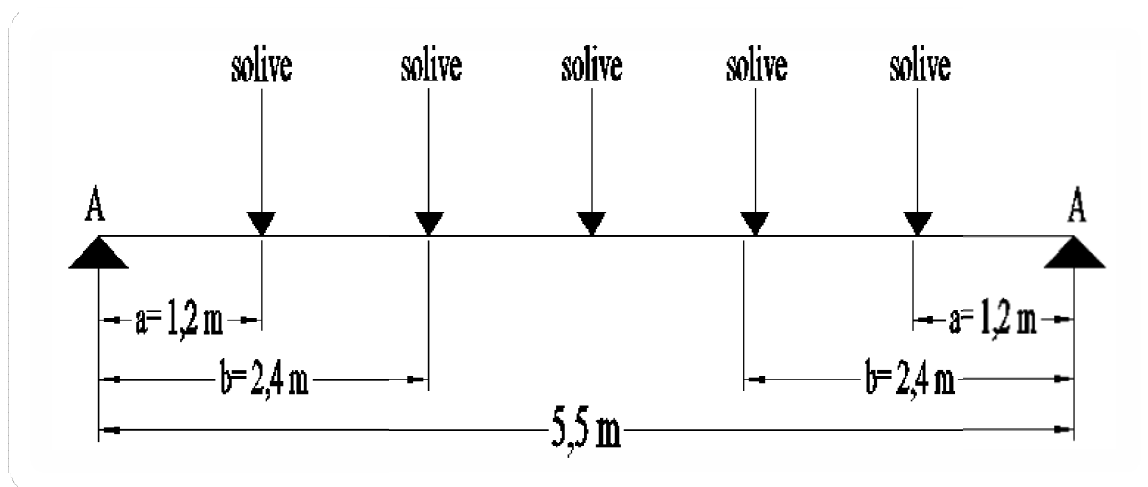


Figure III.4 : schéma statique du sommier sous charge des solives.

Il faut vérifier : $f_{cal} \leq f_{ad}$

Avec :

$$f_{cal2} = \frac{P_{solive}}{24 \times E \times I_{y2}} \times [[a \times (3 \times l^2 - 4 \times a^2)] + [b \times (3 \times l^2 - 4 \times b^2)]]$$

$$f_{ad} = \frac{l}{200}$$

$$I_{y2} = 200 \times \frac{P_{solive}}{24 \times E \times L} \times [[a \times (3 \times l^2 - 4 \times a^2)] + [b \times (3 \times l^2 - 4 \times b^2)]]$$

$$I_{y2} = \frac{200 \times 0.374}{24 \times 2,1 \times 5.5} \times [[1.2 \times (3 \times 5.5^2 - 4 \times 1.2^2)] + [2.4 \times (3 \times 5.5^2 - 4 \times 2,4^2)]]$$

$$I_{y2} = 71.370 \text{ cm}^4$$

Finalement, l'inertie totale est :

$$I_y = I_{y1} + I_{y2} = 5491.340 \text{ cm}^4$$

Soit un IPE270 avec $I_y = 5789.8 \text{ cm}^4$

- **Classe de la section**

$$\text{On a : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

- **Vérification de la semelle (comprimée)**

$$\frac{b}{2 \times t_f} \leq 10 \times \varepsilon \Rightarrow \frac{135}{2 \times 10.2} \leq 10 \times 1 \Rightarrow 6.61 \leq 10 \rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

- **Vérification de l'âme**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \times \varepsilon \Rightarrow \frac{219.6}{6.6} \leq 72 \times 1 \Rightarrow 33.272 \leq 72 \rightarrow \text{Ame de classe 1}$$

Donc la section est de classe 1

c. Vérification en tenant compte du poids du profilé

- **La flèche**

$$q'_s = q_s + G_{profilé} = 26.27 + 0,361 = 26.631 \text{ KN/m}$$

Cas N°1

$$f_{cal1} = \frac{5 \times 26.631 \times 5.5^4}{384 \times 2,1 \times 5789.8} \times 10^2 = 2.60 \text{ cm}$$

Cas N°2

$$f_{cal2} = \frac{0,374 \times 10^2 \times [(1,2 \times (3 \times 5,5^2 - 4 \times 1,2^2)) + [2,4 \times (3 \times 5,5^2 - 4 \times 2,4^2))]}{24 \times 2,1 \times 5789,8}$$

$$f_{cal2} = 0,033 \text{ cm}$$

Finalement, la flèche totale calculée est :

$$f_{cal} = f_{cal1} + f_{cal2} = 2,633 < f_{ad} = \frac{550}{200} = 2,75 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

➤ **La résistance**

Les combinaisons de charges à considérées sont :

Cas N°1

$$q_{u1} = 1,35 \times (G \times e_{sommier} + G_{profilé}) + 1,5 \times \max[Q; +S] \times e_{sommier}$$

$$q_{u1} = 1,35 \times (6,14 \times 3,6 + 0,104) + 1,5 \times \max[1; +0,288] \times 3,6 = 35,727 \text{ KN/m}$$

$$q_{u2} = 1,35 \times (G \times e_{sommier} + G_{profilé}) + 1,35 \times [Q + S] \times e_{sommier}$$

$$q_{u2} = 1,35 \times (6,14 \times 3,6 + 0,104) + 1,35 \times [1 + 0,288] \times 3,6 = 37,282 \text{ KN/m}$$

$$q_u = \max(q_{u1}; q_{u2}) = 37,282 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd1} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{37,282 \times 5,5^2}{8} = 140,973 \text{ KN.m}$$

Cas N°2

$$q'_{solive} = 1,35 \times q_{solive} = 0,504 \text{ KN}$$

$$M_{sd2} = q'_{solive} \times (a + b) = 0,504 \times (1,2 + 2,4) = 1,814 \text{ KN.m}$$

Finalement, le moment maximum est :

$$M_{sd} = M_{sd1} + M_{sd2} = 142,787 \text{ KN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{484 \times 235 \times 10^{-3}}{1} = 113,74 \text{ KN.m} < 142,787 \text{ KN.m} \dots \text{non Vérifiée}$$

Vue la condition non vérifiée, on doit augmenter la section de l'IPE a 300.

• **Classe de la section**

$$\text{On a : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

➤ **Vérification de la semelle (comprimée)**

$$\frac{b}{2 \times t_f} \leq 10 \times \varepsilon \Rightarrow \frac{150}{2 \times 10,7} \leq 10 \times 1 \Rightarrow 7,009 \leq 10 \rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

➤ **Vérification de l'âme**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \times \varepsilon \Rightarrow \frac{248.6}{7.1} \leq 72 \times 1 \Rightarrow 35.014 \leq 72 \rightarrow \text{Ame de classe 1}$$

Donc la section est de classe 1

d. Vérification en tenant compte du poids du profilé

➤ La flèche

$$q'_s = q_s + G_{\text{profilé}} = 26.27 + 0.422 = 26.692 \text{ KN/m}$$

Cas N°1

$$f_{cal1} = \frac{5 \times 26.692 \times 5.5^4}{384 \times 2,1 \times 8356.1} \times 10^2 = 1.812 \text{ cm}$$

Cas N°2

$$f_{cal2} = \frac{0,374 \times 10^2 \times [(1.2 \times (3 \times 5.5^2 - 4 \times 1.2^2)) + [2,4 \times (3 \times 5.5^2 - 4 \times 2,4^2))]}{24 \times 2,1 \times 8356.1}$$

$$f_{cal2} = 0.023 \text{ cm}$$

Finalement, la flèche totale calculée est :

$$f_{cal} = f_{cal1} + f_{cal2} = 1.835 < f_{ad} = \frac{550}{200} = 2.75 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ La résistance

Les combinaisons de charges à considérées sont :

Cas N°1

$$q_{u1} = 1,35 \times (G \times e_{\text{sommier}} + G_{\text{profilé}}) + 1,5 \times \max[Q; +S] \times e_{\text{sommier}} = 35.810 \text{ KN/m}$$

$$q_{u2} = 1,35 \times (G \times e_{\text{sommier}} + G_{\text{profilé}}) + 1,35 \times [Q + S] \times e_{\text{sommier}} = 35.270 \text{ KN/m}$$

$$q_u = \max(q_{u1}; q_{u2}) = 37.282 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd1} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{35.810 \times 5.5^2}{8} = 135.406 \text{ KN.m}$$

Cas N°2

$$q'_{solive} = 1,35 \times q_{solive} = 0.504 \text{ KN}$$

$$M_{sd2} = q'_{solive} \times (a + b) = 0.504 \times (1.2 + 2.4) = 1.814 \text{ KN.m}$$

Finalement, le moment maximum est :

$$M_{sd} = M_{sd1} + M_{sd2} = 137.220 \text{ KN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{628.4 \times 235 \times 10^{-3}}{1} = 147.674 \text{ KN.m} > 142.787 \text{ KN.m} \dots \dots \text{Vérifiée}$$

5.2. Plancher courant :

On a les caractéristiques suivantes :

Portée du sommier : $L = 5.5m$

Entre axe des sommiers : $e_{sommier} = 3.6m$

Entre axe des solives : $e_{solive} = 1,2m$

$G = 5.56 KN/m^2$

$Q = 1.5 KN/m^2$

$S = 0 KN/m^2$

$G_{solive} = 0,104 KN/m$

$a = 1.2m$

$b = 2.4m$

Les solives exercent des charges concentrées sur le sommier avec :

$$P_{solive} = G_{solive} \times e_{sommier} = 0,104 \times 3.60 = 0.374KN$$

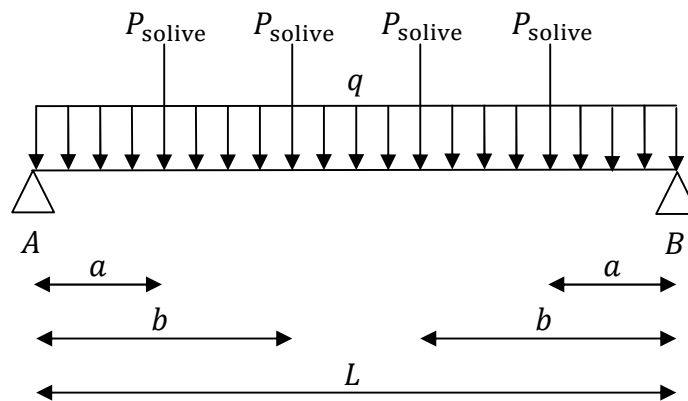


Figure III.5: schéma statique du sommier.

Pour calculer les efforts internes de cette poutre, on utilise le principe de superposition

Cas N° 1

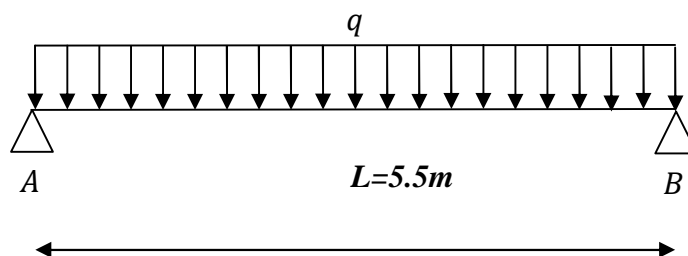


Figure III.6 : schéma statique du sommier sous charge uniforme.

Les combinaisons de charges à considérées sont :

$$q_{s1} = [G + \max(Q; S)] \times e_{sommier} = 25.416KN/m$$

$$q_{s2} = [G + 0,9 \times (Q + S)] \times e_{sommier} = 24.876 \text{ KN/m}$$

$$q_s = \max(q_{s1}; q_{s2}) = 25.416 \text{ KN/m}$$

Il faut vérifier : $f_{cal} \leq f_{ad}$

Avec :

$$f_{cal1} = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_{y1}}$$

$$f_{ad} = \frac{l}{200}$$

$$I_{y1} = 200 \times \frac{5 \times q_s \times L^3}{384 \times E} = 250 \times \frac{5 \times 25.416 \times 5.5^3}{384 \times 2,1} = 6554.72 \text{ cm}^4$$

Cas N°2

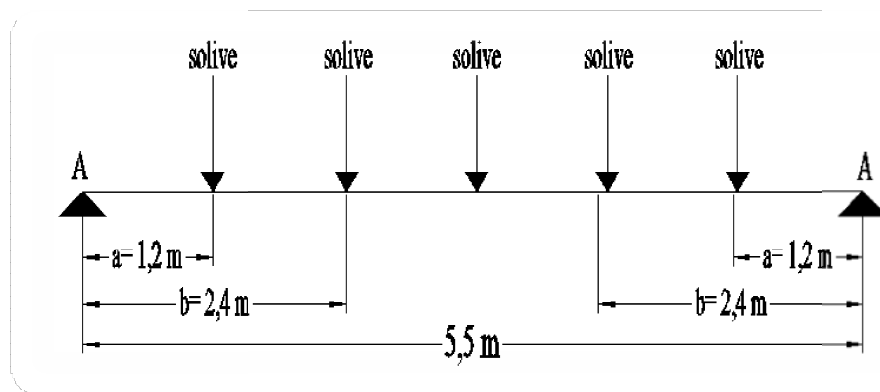


Figure III.7 : schéma statique du sommier sous charge des solives.

Il faut vérifier : $f_{cal} \leq f_{ad}$

Avec :

$$f_{cal2} = \frac{P_{solive}}{24 \times E \times I_{y2}} \times [[a \times (3 \times l^2 - 4 \times a^2)] + [b \times (3 \times l^2 - 4 \times b^2)]]$$

$$f_{ad} = \frac{l}{200}$$

$$I_{y2} = 200 \times \frac{P_{solive}}{24 \times E \times L} \times [[a \times (3 \times l^2 - 4 \times a^2)] + [b \times (3 \times l^2 - 4 \times b^2)]]$$

$$I_{y2} = 200 \times \frac{0.374}{24 \times 2,1 \times 5.5} [[1.2 \times (3 \times 5.5^2 - 4 \times 1.2^2)] + [2,4 \times (3 \times 5.5^2 - 4 \times 2,4^2)]]$$

$$I_{y2} = 71.370 \text{ cm}^4$$

Finalement, l'inertie totale est :

$$I_y = I_{y1} + I_{y2} = 6626.090 \text{ cm}^4$$

Soit un IPE300 avec $I_y = 8356.1 \text{ cm}^4$

- **Classe de la section**

- **Vérification de la semelle (comprimée)**

$$\text{On a : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\frac{b}{2 \times t_f} \leq 10 \times \varepsilon \Rightarrow \frac{150}{2 \times 10.7} \leq 10 \times 1 \Rightarrow 7.009 \leq 10 \rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

- **Vérification de l'âme**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \times \varepsilon \Rightarrow \frac{248.6}{7.1} \leq 72 \times 1 \Rightarrow 35.014 \leq 72 \rightarrow \text{Ame de classe 1}$$

Donc la section est de classe 1

a. Vérification en tenant compte du poids du profilé

- **La flèche**

$$q'_s = q_s + G_{\text{profilé}} = 25.416 + 0,422 = 25.838 \text{ KN/m}$$

Cas N°1

$$f_{cal1} = \frac{5 \times 25.838 \times 5.5^4}{384 \times 2,1 \times 8356.1} \times 10^2 = 1,75 \text{ cm}$$

Cas N°2

$$f_{cal2} = \frac{0.374 \times 10^2}{24 \times 2,1 \times 8356.1} \left[[1.2(3 \times 5.5^2 - 4 \times 1.2^2)] + [2,4(3 \times 5.5^2 - 4 \times 2,4^2)] \right]$$

$$f_{cal2} = 0,023 \text{ cm}$$

Finalement, la flèche totale calculée est :

$$f_{cal} = f_{cal1} + f_{cal2} = 1.773 \text{ cm} < f_{ad} = \frac{550}{200} = 2.75 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ Vérifiée}$$

- **La résistance**

Les combinaisons de charges à considérées sont :

Cas N°1

$$q_{u1} = 1,35 \times (G \times e_{\text{sommier}} + G_{\text{profilé}}) + 1,5 \times \max[Q; S] \times e_{\text{sommier}} = 35.691 \text{ KN/m}$$

$$q_{u2} = 1,35 \times (G \times e_{\text{sommier}} + G_{\text{profilé}}) + 1,35 \times [Q + S] \times e_{\text{sommier}} = 34.881 \text{ KN/m}$$

$$q_u = \max(q_{u1}; q_{u2}) = 35.691 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd1} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{35.691 \times 5.5^2}{8} = 134.95 \text{ KN.m}$$

Cas N°2

$$q'_{solive} = 1,35 \times q_{solive} = 0.140 \text{ KN}$$

$$M_{sd2} = q'_{solive} \times (a + b) = 0.140 \times (1.2 + 2.4) = 0.505 \text{ KN.m}$$

Finalement, le moment maximum est :

$$M_{sd} = M_{sd1} + M_{sd2} = 135.455 \text{ KN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{628.4 \times 235 \times 10^{-3}}{1} = 147.674 \text{ KN.m} > M_{sd}$$

$$= 135.455 \text{ KN.m} \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ **Cisaillement**

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} + 2 \times P'_{solive} = \frac{35.691 \times 5.5}{2} + 2 \times 0.140 = 98.430 \text{ KN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} = \frac{25.7 \times 10^{-1} \times (235 / \sqrt{3})}{1} = 348.690 \text{ KN} > 98.430 \text{ KN}$$

$$V_{pl,Rd} > V_{sd} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors on adopte L' IPE 300 comme des sommiers intermédiaires aux planchers courants.

6. Pré dimensionnement des poutres secondaires :

Les poutres secondaires sont des éléments structuraux qui permettent de supporter les charges des planchers aux poteaux (cas d'une dalle pleine ou plancher mixte). Et sont sollicitées principalement par un moment de flexion.

6.1 Plancher terrasse :

a. Caractéristiques du plancher :

$$G = 6,14 \text{ KN/m}^2$$

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

$$S = 0,288 \text{ KN/m}^2$$

Portée de la poutre secondaire : $L = 5.5 \text{ m}$

Entre axe des sommiers : $e_{p.secondeire} = 1.2 \text{ m}$

Entre axe des solives : $e_{solive} = 1,2 \text{ m}$

$$G_{solive} = 0,104 \text{ KN/m}$$

$$a = 1.2$$

$$b = 2.4m$$

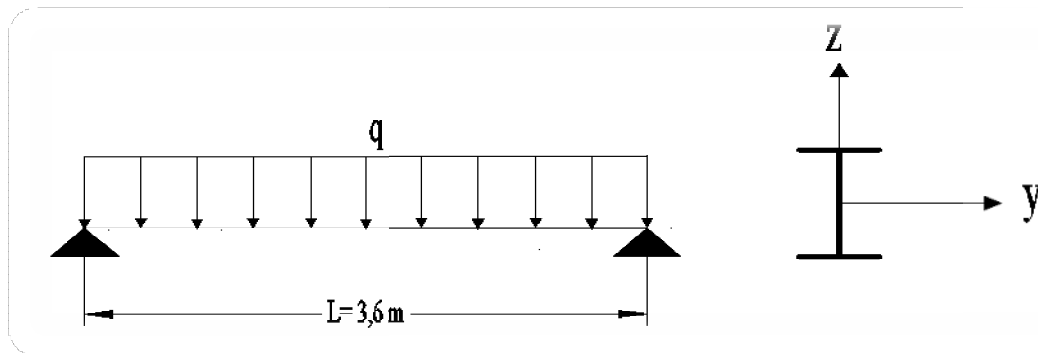


Figure III.8: Schéma statique de la poutre la plus sollicitée.

b. Combinaisons de charges :

Les combinaisons de charges à considérées sont :

$$q_{s1} = [G + \max(Q; S)] \times e_{e.s}$$

$$q_{s1} = [6,14 + \max(1; 0,288)] \times 1,2 = 8.568 \text{ KN/m}$$

$$q_{s2} = [G + 0,9 \times (Q + S)] \times e_{e.s}$$

$$q_{s2} = [6,14 + 0,9 \times (1 + 0,288)] \times 1,2 = 8.759 \text{ KN/m}$$

$$q_s = \max(q_{s1}; q_{s2}) = 8.759 \text{ KN/m}$$

Il faut vérifier : $f_{cal} \leq f_{ad}$

Avec :

$$f_{cal} = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_{y1}}$$

$$f_{ad} = \frac{l}{200}$$

$$I_y = 200 \times \frac{5 \times q_s \times L^3}{384 \times E} = 200 \times \frac{5 \times 8.759 \times 5.5^3}{384 \times 2,1} = 1807.141 \text{ cm}^4$$

Soit un IPE 200 avec $I_y = 1943.2 \text{ cm}^4$

a) Classe de la section

$$\text{On a : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

➤ Vérification de la semelle (comprimée)

$$\frac{b}{2 \times t_f} \leq 10 \times \varepsilon \Rightarrow \frac{100}{2 \times 8.5} \leq 10 \times 1 \Rightarrow 5.88 \leq 10 \rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

➤ **Vérification de l'âme**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \times \varepsilon \Rightarrow \frac{159}{5.6} \leq 72 \times 1 \Rightarrow 28.392 \leq 72 \rightarrow \text{Ame de classe 1}$$

Donc la section est de classe 1

c. Vérification en tenant compte du poids du profilé

➤ **La flèche**

$$q'_s = q_s + G_{\text{profilé}} = 8.759 + 0.224 = 9.003 \text{ KN/m}$$

Cas N°1

$$f_{cal1} = \frac{5 \times 9.003 \times 5.5^4}{384 \times 2,1 \times 1943.2} \times 10^2 = 2.62 \text{ cm}$$

Cas N°2

$$f_{cal2} = \frac{0,374 \times 10^2 \times [(1.2 \times (3 \times 5.5^2 - 4 \times 1.2^2)) + [2,4 \times (3 \times 5.5^2 - 4 \times 2,4^2)]]}{24 \times 2,1 \times 1943.2}$$

$$f_{cal2} = 0.10 \text{ cm}$$

Finalement, la flèche totale calculée est :

$$f_{cal} = f_{cal1} + f_{cal2} = 2.72 < f_{ad} = \frac{550}{200} = 2.75 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ **La résistance**

Les combinaisons de charges à considérées sont :

Cas N°1

$$q_{u1} = 1,35 \times (G \times e_{solive} + G_{\text{profilé}}) + 1,5 \times \max[Q; +S] \times e_{solive} = 12.049 \text{ KN/m}$$

$$q_{u2} = 1,35 \times (G \times e_{solive} + G_{\text{profilé}}) + 1,35 \times [Q + S] \times e_{solive} = 12.238 \text{ KN/m}$$

$$q_u = \max(q_{u1}; q_{u2}) = 12.238 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd1} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{12.238 \times 5.5^2}{8} = 46.277 \text{ KN.m}$$

Cas N°2

$$q'_{solive} = 1,35 \times q_{solive} = 0.140 \text{ KN}$$

$$M_{sd2} = q'_{solive} \times (a + b) = 0.140 \times (1.2 + 2.4) = 0.504 \text{ KN.m}$$

Finalement, le moment maximum est :

$$M_{sd} = M_{sd1} + M_{sd2} = 46.781 \text{ KN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{220.6 \times 235 \times 10^{-3}}{1} = 51.841 \text{ KN.m} > 46.781 \text{ KN.m} \dots \dots \text{Vérifiée}$$

6.2. Plancher courant

On a les caractéristiques suivantes :

Portée de la solive : $l = 5.5m$

Entre axe des solives : $e_{solive} = 1,2m$

$$G = 5,56 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$$

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

$$q_{s1} = (G \times e_{solive}) + \max[Q; S] \times e_{solive}$$

$$q_{s1} = 8.472 \text{ KN/m}$$

$$q_{s2} = (G \times e_{solive}) + 0.9[Q + S] \times e_{solive}$$

$$q_{s2} = 8.292 \text{ KN/m}$$

$$q_s = 8.472 \text{ KN/m}$$

Il faut vérifier : $f_{cal} \leq f_{ad}$

Avec :

$$f_{cal} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$f_{ad} = \frac{l}{250}$$

$$I_y = 250 \times \frac{5 \times q_s \times l^3}{384 \times E} = 250 \times \frac{5 \times 8.472 \times 5.5^3}{384 \times 2,1} = 2184.909 \text{ cm}^4$$

Soit un IPE220 avec $I_y = 2771.8 \text{ cm}^4 \Rightarrow$ la section est de classe 1.

a. Vérification en tenant compte du poids du profilé

➤ La flèche

$$q'_s = q_s + G_{\text{profilé}} = 8.734 \text{ KN/m}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \times q'_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 8.734 \times 5.5^4 \times 100}{384 \times 2.1 \times 2771.8}$$

$$f_{cal} = 1.78 \text{ cm} < f_{ad} = \frac{550}{250} = 2,2 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ **La résistance**

Cas N°1

$$q_{u1} = 1,35 \times (G \times e_{solive} + G_{\text{profilé}}) + 1,5 \times \max[Q; +S] \times e_{solive} = 12.060 \text{ KN/m}$$

$$q_{u2} = 1,35 \times (G \times e_{solive} + G_{\text{profilé}}) + 1,35 \times [Q + S] \times e_{solive} = 10.714 \text{ KN/m}$$

$$q_u = \max(q_{u1}; q_{u2}) = 12.060 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd1} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{12.060 \times 5.5^2}{8} = 45.601 \text{ KN.m}$$

Cas N°2

$$q'_{solive} = 1,35 \times q_{solive} = 0.140 \text{ KN}$$

$$M_{sd2} = q'_{solive} \times (a + b) = 0.140 \times (1.2 + 2.4) = 0.504 \text{ KN.m}$$

Finalement, le moment maximum est :

$$M_{sd} = M_{sd1} + M_{sd2} = 45.741 \text{ KN/m}$$

$$M_{Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = 67.069 \text{ KN.m} > M_{sd} = 45.741 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ **Cisaillement**

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = 33.165 \text{ KN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} = 215.72 \text{ KN} > 41.76 \text{ KN}$$

$$V_{pl,Rd} = 215.72 \text{ KN} > V_{sd} = 41.76 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors on adopte L'IPE 220 comme des solives des planchers courants.

7. Pré dimensionnement des poteaux :

Dans le pré dimensionnement des poteaux prévus pour résister efforts extérieurs, on tient compte de la nature de leurs liaisons aux poutres.

En principe les poteaux seront encastres en bas et articulés en tête. Ils seront pré dimensionnés à l'ELU en compression simple.

Le pré dimensionnement se fera selon la formule suivante :

$$N_{max} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_0}}$$

Avec :

N_{max} : effort normal de compression déterminé par la descente de charge.

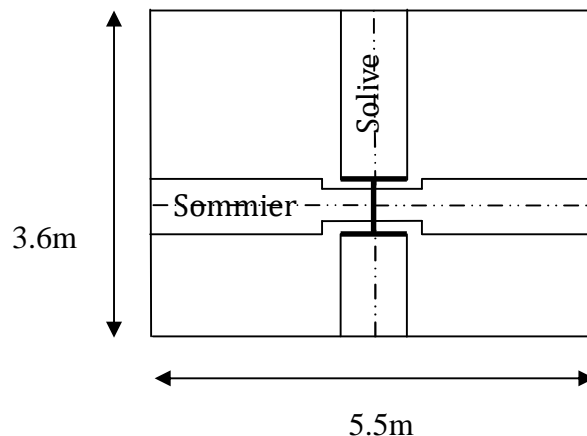
A: section du poteau.

f_y : limite d'élasticité de l'acier.

γ_{M_0} : coefficient partiel de sécurité.

7.1. Détermination de N_{max} par la descente de charges :

Le poteau le plus sollicité est le poteau (B - 5) :



On choisit un poteau central auquel revient la plus grande surface estimée à (5.5m ; 3.6m) .

↳ Les charges permanentes :

- ★ Poids du plancher (terrasse) : $6,14 \times [5,5 \times 3,6] = 121,572 \text{KN}$
- ★ Poids du plancher (étages) : $5,56 \times [5,5 \times 3,6] = 110,088 \text{KN}$
- ★ Poids des sommiers (terrasse) : $0,422 \times 5,5 = 2,321 \text{KN}$
- ★ Poids des sommiers (étages) : $0,422 \times 5,5 = 2,321 \text{KN}$
- ★ Poids des solives (terrasse) : $0,104 \times 3,6 = 0,374 \text{KN}$
- ★ Poids des solives (étages) : $0,188 \times 3,6 = 0,676 \text{KN}$
- ★ Poids de la poutre secondaire (terrasse) : $0,224 \times 3,6 = 0,806 \text{KN}$

★ Poids de la poutre secondaire (étages) : $0.262 \times 3.6 = 0.943 \text{ KN}$

↳ Les charges d'exploitation :

Plancher terrasse : $1 \times (5.5 \times 3.6) = 19.8 \text{ KN}$

Plancher courant : $1.5 \times (5.5 \times 3.6) = 29.7 \text{ KN}$

Surcharges de la neige (terrasse) : $0.288 \times (5.5 \times 3.6) = 5.702 \text{ KN}$.

$$\left\{ \begin{array}{ll} N_G \text{ terrasse} = 121,572 \text{ KN} & N_G \text{ étage} = 110,088 \text{ KN} \\ N_Q \text{ terrasse} = 19.8 \text{ KN} & N_Q \text{ étage} = 29.7 \text{ KN} \\ N_S \text{ terrasse} = 5.702 \text{ KN} & N_S \text{ étage} = 0 \text{ KN} \end{array} \right.$$

❖ Pré dimensionnement :

• Poteau niveau 5 :

L'effort est donné par le maximum des deux combinaisons suivantes :

$$N_1 = 1,35 \times N_G \text{ terrasse} + 1,35 \times (N_Q \text{ terrasse} + N_S \text{ terrasse}) = 198.55 \text{ KN}$$

$$N_2 = 1,35 \times N_G \text{ terrasse} + 1,5 \times \max(N_Q \text{ terrasse}; N_S \text{ terrasse}) = 193.822 \text{ KN}$$

$$N_{\max} = 198.55 \text{ KN}$$

N_{\max} doit vérifier la condition suivante :

$$N_{\max} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_0}} \Rightarrow A = \frac{N_{\max} \times \gamma_{M_0}}{f_y} = \frac{198.549 \times 1,1}{23,5} = 9.293 \text{ cm}^2$$

On choisit un HEA 200 avec : $A = 53.8 \text{ cm}^2$

a) Vérification au flambement

1) Classe de la section

➤ Vérification de la semelle (comprimée)

$$\frac{b_f}{2 \times t_f} \leq 10 \times \varepsilon \Rightarrow \frac{200}{2 \times 10} \leq 10 \times 1 \Rightarrow 10 \leq 10 \rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

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

➤ Vérification de l'âme

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \times \varepsilon \Rightarrow \frac{134}{6.5} \leq 72 \times 1 \Rightarrow 20.615 \leq 72 \rightarrow \text{âme de classe 1}$$

Donc la section est de classe 1

2) Calcul de l'élanement réduit $\bar{\lambda}_i$

$$l_{ky} = l_{kz} = 0.7 \times l_0 = 2.38 \text{ m}$$

$$\bar{\lambda}_i = \left(\frac{\lambda_i}{\lambda_1} \right) \times \beta_A^{0.5}$$

$\beta_A = 1 \rightarrow$ Pour les sections de classe 1 et 2

$$\lambda_k = \pi \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \times \varepsilon = 93,9 \times \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 93,9 \times \sqrt{\frac{235}{235}} = 93,9$$

$l_f = 0,7l = 238 \text{ cm}$ (Poteau bi articulé).

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{0,7 \times 3.40}{0.0828} = 28.743 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,9} = 0.306 > 0,2$$

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{0,7 \times 3.40}{0.0498} = 47.791 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93,9} = 0,509 > 0,2$$

Donc, il ya lieu de tenir compte du risque de flambement autour de Y-Y et Z - Z.

Le choix de la courbe de flambement se fait par :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{190}{200} = 0.95 \leq 1,2 \\ t_f = 10 \text{ mm} \leq 100 \text{ mm} \end{array} \right. \Rightarrow \begin{cases} Y - Y \Rightarrow \text{Courbe } b \Rightarrow \alpha_y = 0,34 \Rightarrow \chi_y = 0,962 \\ Z - Z \Rightarrow \text{Courbe } c \Rightarrow \alpha_z = 0,49 \Rightarrow \chi_z = 0,838 \end{cases}$$

[EC3 ; Tab 7 ; Tab 8]

$$\varphi_z = 0,5 \times \left[1 + \alpha_z \times (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 0.705$$

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + \sqrt{\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = 0.839$$

$$N_{brd,z} = \frac{\chi_z \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{0.839 \times 1 \times 53.8 \times 23,5}{1} = 1059.483 \text{ KN}$$

$$N_{brd} = N_{brd,z} = 1059.483$$

$$N'_{max} = N_{max} + (G_{profilé} \times H_{poteau}) = 198.549 + (0.423 \times 3.4) = 199.988 \text{ KN}$$

Il faut que :

$$N'_{max} \leq N_{brd} \Rightarrow 199.988 \text{ KN} \leq 1059.483 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

La condition est vérifiée, donc le profilé HEA200 convient comme un poteau au 5^{eme} étage.

- **Poteau niveau 4:**

Dans ce cas l'effort repris par le poteau est :

$$N_G = N_{G\text{terrasse}} + N_{G\text{étage}} + \text{poids HEA200}$$

$$N_G = 232.083 \text{ KN}$$

$$N_Q = N_{Q\text{terrasse}} + N_{Q\text{étage}}$$

$$N_Q = 49.5 \text{ KN}$$

$$N_S = N_{S\text{terrasse}} + N_{S\text{étage}} = 5.702 \text{ KN}$$

$$N_1 = 1,35 \times N_G + 1,35 \times (N_Q + N_S) = 387.835 \text{ KN}$$

$$N_2 = 1,35 \times N_G + 1,5 \times \max(N_Q; N_S) = 387.562 \text{ KN}$$

$$N_{\max} = 387.835 \text{ KN}$$

N_{\max} doit vérifier la condition suivante :

$$N_{\max} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_0}} \quad \Rightarrow \quad A = \frac{N_{\max} \times \gamma_{M_0}}{f_y} = \frac{387.834 \times 1,1}{23,5} = 18.154 \text{ cm}^2$$

On choisit un HEA 220 avec : $A = 64.3 \text{ cm}^2$

a) Vérification au flambement :

1) Classe de la section :

➤ **Classe de la semelle :**

$$\frac{b_f}{2 \times t_f} \leq 10 \times \varepsilon \Rightarrow \frac{220}{2 \times 11} \leq 10 \times 1 \quad \Rightarrow \quad 10 \leq 10 \rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

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

➤ **Classe de l'âme :**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \times \varepsilon \Rightarrow \frac{152}{7} \leq 72 \times 1 \quad \Rightarrow \quad 21.71 \leq 72 \rightarrow \text{âme de classe 1}$$

Donc le HEA 220 est de classe 1

2) Calcul de l'élancement réduit $\bar{\lambda}_i$

$$l_{ky} = l_{kz} = 0.7 \times l_0 = 2.38 \text{ m}$$

$$\bar{\lambda}_i = \left(\frac{\lambda_i}{\lambda_1}\right) \times \beta_A^{0.5}$$

$\beta_A = 1 \rightarrow$ Pour les sections de classe 1 et 2

$$\lambda_k = \pi \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \times \varepsilon = 93,9 \times \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 93,9 \times \sqrt{\frac{235}{235}} = 93,9$$

$l_f = 0,7l = 238\text{cm}$ (Poteau bi articulé).

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{0,7 \times 3.40}{0.0917} = 25.954 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,9} = 0.276 > 0,2$$

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{0,7 \times 3.40}{0.0551} = 43.194 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93,9} = 0,46 > 0,2$$

Donc, il ya lieu de tenir compte du risque de flambement autour de Y-Y et Z - Z.

Le choix de la courbe de flambement se fait par :

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{210}{220} = 0.95 \leq 1,2 \\ t_f = 11\text{mm} \leq 100\text{mm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Y - Y \Rightarrow \text{Courbe } b \Rightarrow \alpha_y = 0,34 \Rightarrow \chi_y = 0,973 \\ Z - Z \Rightarrow \text{Courbe } c \Rightarrow \alpha_z = 0,49 \Rightarrow \chi_z = 0,864 \end{cases}$$

[EC3 ; Tab 7 ; Tab 8]

$$\varphi_z = 0,5 \times \left[1 + \alpha_z \times (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2\right] = 0.67$$

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + \sqrt{\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = 0.864$$

$$N_{brd,z} = \frac{\chi_z \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{0.864 \times 1 \times 64.3 \times 23,5}{1} = 1305.547\text{KN}$$

$$N_{brd} = N_{brd,z} = 1305.547$$

$$N'_{max} = N_{max} + (G_{profilé} \times H_{poteau}) = 387.835 + (0.505 \times 3.4) = 389.552\text{KN}$$

Il faut que :

$$N'_{max} \leq N_{brd} \Rightarrow 389.552\text{KN} \leq 1305.547\text{KN} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

La condition est vérifiée, donc le profilé HEA220 convient comme un poteau au 4^{ème} étage.

- **Poteau niveau 3:**

Dans ce cas l'effort repris par le poteau est :

$$N_G = N_{G\text{terrasse}} + 2N_{G\text{étage}} + \text{poids}_{HEA200} + \text{poids}_{HEA220}$$

$$N_G = 342.676\text{KN}$$

$$N_Q = N_{Q\text{terrasse}} + 2N_{Q\text{étage}}$$

$$N_Q = 79.2 \text{ KN}$$

$$N_S = N_{S \text{ terrasse}} + N_{S \text{ étage}} = 5.702 \text{ KN}$$

$$N_1 = 1,35 \times N_G + 1,35 \times (N_Q + N_S) = 577.230 \text{ KN}$$

$$N_2 = 1,35 \times N_G + 1,5 \times \max(N_Q; N_S) = 581.413 \text{ KN}$$

$$N_{\max} = 581.412 \text{ KN}$$

N_{\max} doit vérifier la condition suivante :

$$N_{\max} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_0}} \quad \Rightarrow \quad A = \frac{N_{\max} \times \gamma_{M_0}}{f_y} = \frac{581.412 \times 1,1}{23,5} = 27.215 \text{ cm}^2$$

On choisit un HEA 240 avec : $A = 76.8 \text{ cm}^2$

a) Vérification au flambement :

1) Classe de la section :

➤ Classe de la semelle :

$$\frac{b_f}{2 \times t_f} \leq 10 \times \varepsilon \Rightarrow \frac{240}{2 \times 12} \leq 10 \times 1 \quad \Rightarrow \quad 10 \leq 10 \rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

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

➤ Classe de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \times \varepsilon \Rightarrow \frac{164}{7.5} \leq 72 \times 1 \quad \Rightarrow \quad 21.867 \leq 72 \rightarrow \text{âme de classe 1}$$

Donc le HEA 240 est de classe 1

2) Calcul de l'élancement réduit $\bar{\lambda}_i$

$$l_{ky} = l_{kz} = 0.7 \times l_0 = 2.38 \text{ m}$$

$$\bar{\lambda}_i = \left(\frac{\lambda_i}{\lambda_1} \right) \times \beta_A^{0.5}$$

$\beta_A = 1 \rightarrow$ Pour les sections de classe 1 et 2

$$\lambda_k = \pi \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \times \varepsilon = 93,9 \times \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 93,9 \times \sqrt{\frac{235}{235}} = 93,9$$

$l_f = 0,7l = 238\text{cm}$ (Poteau bi articulé).

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{0,7 \times 3.40}{0.1005} = 23.682 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,9} = 0.252 > 0,2$$

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{0,7 \times 3.40}{0.06} = 39.667 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93,9} = 0,422 > 0,2$$

Donc, il ya lieu de tenir compte du risque de flambement autour de Y-Y et Z - Z.

Le choix de la courbe de flambement se fait par :

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{230}{240} = 0.95 \leq 1,2 \\ t_f = 12\text{mm} \leq 100\text{mm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Y - Y \Rightarrow \text{Courbe } b \Rightarrow \alpha_y = 0,34 \Rightarrow \chi_y = 0,981 \\ Z - Z \Rightarrow \text{Courbe } c \Rightarrow \alpha_z = 0,49 \Rightarrow \chi_z = 0,886 \end{cases}$$

[EC3 ; Tab 7 ; Tab 8]

$$\varphi_z = 0,5 \times \left[1 + \alpha_z \times (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 0.643$$

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + \sqrt{\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = 0.886$$

$$N_{brd,z} = \frac{\chi_z \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{0.886 \times 1 \times 76.8 \times 23,5}{1} = 1599.053\text{KN}$$

$$N_{brd} = N_{brd,z} = 1599.053$$

$$N'_{max} = N_{max} + (G_{profilé} \times H_{poteau}) = 581.413 + (0.603 \times 3.4) = 583.463\text{KN}$$

Il faut que :

$$N'_{max} \leq N_{brd} \Rightarrow 583.463\text{KN} \leq 1599.053\text{KN} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

La condition est vérifiée, donc le profilé HEA240 convient comme un poteau au 3^{eme} étage.

- **Poteau niveau 2:**

Dans ce cas l'effort repris par le poteau est :

$$N_G = N_{G\text{terrasse}} + 3N_{G\text{étage}} + \text{poids}_{HEA200} + \text{poids}_{HEA220} + \text{poids}_{HEA240}$$

$$N_G = 453.367\text{KN}$$

$$N_Q = N_{Q\text{terrasse}} + 3N_{Q\text{étage}}$$

$$N_Q = 108.9\text{KN}$$

$$N_S = N_{S\text{terrasse}} + 3N_{S\text{étage}} = 5.702\text{KN}$$

$$N_1 = 1,35 \times N_G + 1,35 \times (N_Q + N_S) = 766.758$$

$$N_2 = 1,35 \times N_G + 1,5 \times \max(N_Q ; N_S) = 775.395\text{KN}$$

$$N_{max} = 775.395\text{KN}$$

N_{max} doit vérifier la condition suivante :

$$N_{max} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_0}} \quad \Rightarrow \quad A = \frac{N_{max} \times \gamma_{M_0}}{f_y} = \frac{775.395 \times 1,1}{23,5} = 36.295 \text{ cm}^2$$

On choisit un HEA 260 avec : $A = 86.8 \text{ cm}^2$

a) Vérification au flambement :

1) Classe de la section :

➤ Classe de la semelle :

$$\frac{b_f}{2 \times t_f} \leq 10 \times \varepsilon \Rightarrow \frac{260}{2 \times 12.5} \leq 10 \times 1 \quad \Rightarrow \quad 10.4 > 10 \rightarrow \text{Semelle de classe 2}$$

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

➤ Classe de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \times \varepsilon \Rightarrow \frac{177}{7.5} \leq 72 \times 1 \quad \Rightarrow \quad 23.6 \leq 72 \rightarrow \text{âme de classe 1}$$

Donc le HEA 240 est de classe 1

2) Calcul de l'élançement réduit $\bar{\lambda}_i$

$$l_{ky} = l_{kz} = 0.7 \times l_0 = 2.38 \text{ m}$$

$$\bar{\lambda}_i = \left(\frac{\lambda_i}{\lambda_1} \right) \times \beta_A^{0.5}$$

$\beta_A = 1 \rightarrow$ Pour les sections de classe 1 et 2

$$\lambda_k = \pi \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \times \varepsilon = 93,9 \times \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 93,9 \times \sqrt{\frac{235}{235}} = 93,9$$

$l_f = 0,7l = 238 \text{ cm}$ (Poteau bi articulé).

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{0,7 \times 3.40}{0.1097} = 21.696 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,9} = 0.231 > 0,2$$

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{0,7 \times 3,40}{0,065} = 39,667 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93,9} = 0,422 > 0,2$$

Donc, il ya lieu de tenir compte du risque de flambement autour de Y-Y et Z - Z.

Le choix de la courbe de flambement se fait par :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{250}{260} = 0,96 \leq 1,2 \\ t_f = 12,5\text{mm} \leq 100\text{mm} \end{array} \right. \Rightarrow \begin{cases} Y - Y \Rightarrow \text{Courbe } b \Rightarrow \alpha_y = 0,34 \Rightarrow \chi_y = 0,989 \\ Z - Z \Rightarrow \text{Courbe } c \Rightarrow \alpha_z = 0,49 \Rightarrow \chi_z = 0,886 \end{cases}$$

[EC3 ; Tab 7 ; Tab 8]

$$\varphi_z = 0,5 \times \left[1 + \alpha_z \times (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 0,643$$

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + \sqrt{\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = 0,886$$

$$N_{brd,z} = \frac{\chi_z \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{0,886 \times 1 \times 86,8 \times 23,5}{1} = 1807,263\text{KN}$$

$$N_{brd} = N_{brd,z} = 1807,263\text{KN}$$

$$N'_{max} = N_{max} + (G_{profilé} \times H_{poteau}) = 581,413 + (0,682 \times 3,4) = 778,346\text{KN}$$

Il faut que :

$$N'_{max} \leq N_{brd} \Rightarrow 778,346\text{KN} \leq 1807,263\text{KN} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

La condition est vérifiée, donc le profilé HEA260 convient comme un poteau au 2^{ème} étage.

- **Poteau niveau 1:**

Dans ce cas l'effort repris par le poteau est :

$$N_G = N_{G\text{terrasse}} + 4N_{G\text{étage}} + \text{poids}_{HEA200} + \text{poids}_{HEA220} + \text{poids}_{HEA240} + \text{poids}_{HEA260}$$

$$N_G = 563,632\text{KN}$$

$$N_Q = N_{Q\text{terrasse}} + 4N_{Q\text{étage}}$$

$$N_Q = 138,6\text{KN}$$

$$N_s = N_{s\text{terrasse}} + 4N_{s\text{étage}} = 5,702\text{KN}$$

$$N_1 = 1,35 \times N_G + 1,35 \times (N_Q + N_s) = 955,711\text{KN}$$

$$N_2 = 1,35 \times N_G + 1,5 \times \max(N_Q ; N_s) = 968,803\text{KN}$$

$$N_{max} = 968,803\text{KN}$$

N_{max} doit vérifier la condition suivante :

$$N_{max} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_0}} \Rightarrow A = \frac{N_{max} \times \gamma_{M_0}}{f_y} = \frac{968,803 \times 1,1}{23,5} = 45,348\text{cm}^2$$

On choisit un HEA 300 avec : $A = 112,5\text{cm}^2$

a) Vérification au flambement :

1) Classe de la section :

➤ Classe de la semelle :

$$\frac{b_f}{2 \times t_f} \leq 10 \times \varepsilon \Rightarrow \frac{300}{2 \times 14} \leq 10 \times 1 \Rightarrow 10.714 > 10 \rightarrow \text{Semelle de classe 2}$$

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

➤ Classe de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \times \varepsilon \Rightarrow \frac{208}{8.5} \leq 72 \times 1 \Rightarrow 24.471 \leq 72 \rightarrow \text{âme de classe 1}$$

Donc le HEA 300 est de classe 2

2) Calcul de l'élancement réduit $\bar{\lambda}_i$

$$l_{ky} = l_{kz} = 0.7 \times l_0 = 2.38 \text{ m}$$

$$\bar{\lambda}_i = \left(\frac{\lambda_i}{\lambda_1} \right) \times \beta_A^{0.5}$$

$\beta_A = 1 \rightarrow$ Pour les sections de classe 1 et 2

$$\lambda_k = \pi \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.9 \times \varepsilon = 93.9 \times \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 93.9 \times \sqrt{\frac{235}{235}} = 93.9$$

$l_f = 0.7l = 238 \text{ cm}$ (Poteau bi articulé).

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{0.7 \times 3.40}{0.127} = 18.681 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93.9} = 0.199 < 0.2$$

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{0.7 \times 3.40}{0.749} = 31.776 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93.9} = 0.338 > 0.2$$

Donc, il ya lieu de tenir compte du risque de flambement autour de Z - Z.

Le choix de la courbe de flambement se fait par :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{290}{300} = 0.96 \leq 1,2 \\ t_f = 14\text{mm} \leq 100\text{mm} \end{array} \right.$$

$$Z - Z \Rightarrow \text{Courbec} \Rightarrow \alpha_z = 0,49 \Rightarrow \chi_z = 0.93$$

[EC3; Tab 7; Tab 8]

$$\varphi_z = 0,5 \times \left[1 + \alpha_z \times (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 0.591$$

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + \sqrt{\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = 0.93$$

$$N_{brd,z} = \frac{\chi_z \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{0.93 \times 1 \times 112.5 \times 23,5}{1} = 2458.687\text{KN}$$

$$N_{brd} = N_{brd,z} = 2458.687\text{KN}$$

$$N'_{max} = N_{max} + (G_{profilé} \times H_{poteau}) = 2456.502 + (0.883 \times 3.4) = 971.805\text{KN}$$

Il faut que :

$$N'_{max} \leq N_{brd} \Rightarrow 971.805\text{KN} \leq 2458.687\text{KN} \dots \dots \dots \text{Vérfiée}$$

La condition est vérifiée, donc le profilé HEA300 convient comme un poteau au 1^{eme} étage

- **Poteau niveau RDC:**

Dans ce cas l'effort repris par le poteau est :

$$N_G = N_{G\text{terrasse}} + 5N_{G\text{étage}} + \text{poids}_{HEA200} + \text{poids}_{HEA220} + \text{poids}_{HEA240} + \text{poids}_{HEA260} + \text{poids}_{HEA260}$$

$$N_G = 675.108\text{KN}$$

$$N_Q = N_{Q\text{terrasse}} + 5N_{Q\text{étage}}$$

$$N_Q = 168.3\text{KN}$$

$$N_s = N_{s\text{terrasse}} + 5N_{s\text{étage}} = 5.702\text{KN}$$

$$N_1 = 1,35 \times N_G + 1,35 \times (N_Q + N_s) = 1146.299\text{KN}$$

$$N_2 = 1,35 \times N_G + 1,5 \times \max(N_Q; N_s) = 1163.846\text{KN}$$

$$N_{max} = 1163.846\text{KN}$$

N_{max} doit vérifier la condition suivante :

$$N_{max} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_0}} \Rightarrow A = \frac{N_{max} \times \gamma_{M_0}}{f_y} = \frac{1163.845 \times 1,1}{23,5} = 54.477\text{cm}^2$$

On choisit un HEA 320 avec : $A = 124.4\text{cm}^2$

a) Vérification au flambement :

1) Classe de la section :

➤ Classe de la semelle :

$$\frac{b_f}{2 \times t_f} \leq 10 \times \varepsilon \Rightarrow \frac{300}{2 \times 15.5} \leq 10 \times 1 \Rightarrow 9.67 < 10 \rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

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

➤ Classe de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \times \varepsilon \Rightarrow \frac{225}{9} \leq 72 \times 1 \Rightarrow 25 \leq 72 \rightarrow \text{âme de classe 1}$$

Donc le HEA 320 est de classe 1

2) Calcul de l'élancement réduit $\bar{\lambda}_i$

$$l_{ky} = l_{kz} = 0.7 \times l_0 = 1.071 \text{ m}$$

$$\bar{\lambda}_i = \left(\frac{\lambda_i}{\lambda_1} \right) \times \beta_A^{0.5}$$

$\beta_A = 1 \rightarrow$ Pour les sections de classe 1 et 2

$$\lambda_k = \pi \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \times \varepsilon = 93,9 \times \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 93,9 \times \sqrt{\frac{235}{235}} = 93,9$$

$l_f = 0,7l = 107.1 \text{ cm}$ (Poteau bi articulé).

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{0,7 \times 1.53}{0.135} = 7.887 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,9} = 0.084 < 0,2$$

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{0,7 \times 1.53}{0.749} = 14.299 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93,9} = 0,152 > 0,2$$

Donc, il ya lieu de tenir compte du risque de flambement autour de Y-Y et Z - Z.

Le choix de la courbe de flambement se fait par :

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{300}{310} = 0.96 \leq 1,2 \\ t_f = 14 \text{ mm} \leq 100 \text{ mm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Y - Y \Rightarrow \text{Courbe } b \Rightarrow \alpha_y = 0,34 \Rightarrow \chi_y = 1.041 \\ Z - Z \Rightarrow \text{Courbe } c \Rightarrow \alpha_z = 0,49 \Rightarrow \chi_z = 1.024 \end{cases}$$

[EC3; Tab 7; Tab 8]

$$\varphi_z = 0,5 \times \left[1 + \alpha_z \times (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 0,5$$

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + \sqrt{\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = 1,024$$

$$N_{brd,z} = \frac{\chi_z \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{0,93 \times 1 \times 124,4 \times 23,5}{1} = 2993,562 \text{ KN}$$

$$N_{brd} = N_{brd,z} = 2993,562 \text{ KN}$$

$$N'_{max} = N_{max} + (G_{profilé} \times H_{poteau}) = 2993,562 + (0,976 \times 1,53) = 1165,339 \text{ KN}$$

Il faut que :

$$N'_{max} \leq N_{brd} \Rightarrow 1165,339 \text{ KN} \leq 2993,562 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

La condition est vérifiée, donc le profilé HEA330 convient comme un poteau du RDC .

1.Introduction

Les éléments non structuraux sont des éléments qui ne font pas partie du système de contreventement ni du système porteur, leur rôle est d'assurer la sécurité et le confort des usagers, ils sont réalisés généralement en maçonnerie (balcons, cloisons.....) ou en béton (acrotère, escaliers....).

Ces éléments doivent avoir un comportement adéquat en cas de séisme, ils doivent donc être réalisés conformément aux recommandations du règlement parasismique tout en vérifiant leur résistance à un séisme important, car dans ce dernier cas ils peuvent être sollicités par l'ossature qui se déforme, ils peuvent même modifier la période d'oscillation de la structure et créer une torsion d'ensemble :

- acrotère
- balcons

2. Etude de l'acrotère :

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

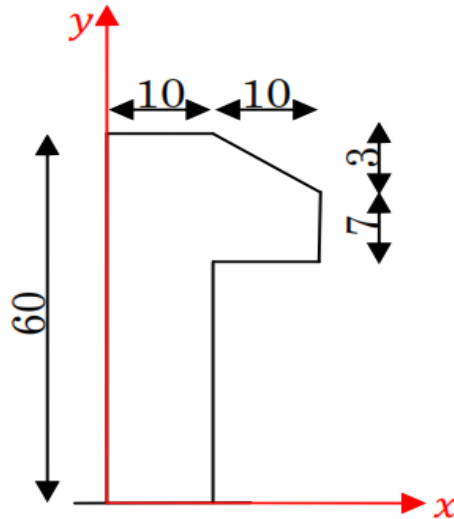


Figure IV.1 : Dimension de l'acrotère.

2.1. Evaluations des sollicitations de calcul :

L'acrotère est de 10 cm d'épaisseur et de 60 cm de hauteur. Le calcul se fera au niveau de la section d'encastrement (section dangereuse), pour une bande de 1m linéaire.

➤ **Charges verticales**

- poids propre de l'acrotère P_1

$$P_1 = \left[(0,1.0,6) + \left(\frac{(0,03.0,1)}{2} \right) + (0,1.0,07) \right] \cdot 25 = 1,712 \text{ KN/ml}$$

- Poids propre des enduits P_2 :

$$P_2 = (0,015.0,6.2) \cdot 20 = 0,36 \text{ KN/ml}$$

- Poids total de l'acrotère :

- $P = P_1 + P_2$

$$P = 1,712 + 0,36 = 2,072 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$$

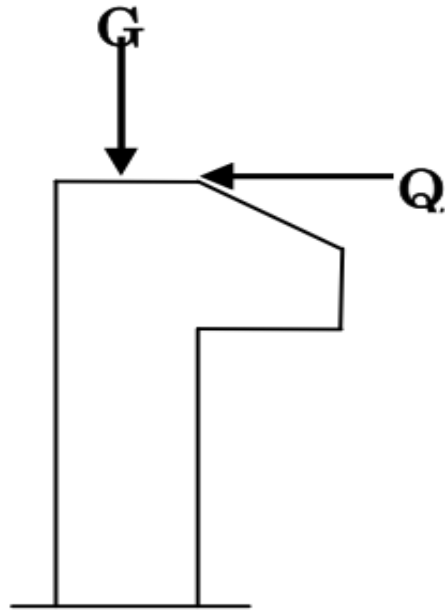


Figure IV.2 : Sollicitations sur l'acrotère.

➤ **charges horizontales :**

- Q: surcharge d'exploitation due à la main courante

$$- Q = 1 \frac{KN}{ml}$$

- F_p : force sismique horizontale (RPA 99[art 6.2.3])

$$F_p = 4. A. C_p. W_p$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone → RPA99 (voir le Tableau)

C_p : Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8 → RPA99 (voir le tableau)

W_p : poids de l'élément considéré.

Dans notre cas : le groupe d'usage 2 et zone II

$$\left\{ \begin{array}{l} A = 0,15 \\ C_p = 0,8 \\ W_p = 2,072 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,072 = 0,973 \text{ KN}$$

a. Calcul du centre de gravité :

$$\begin{cases} x_c = \frac{\sum A_i \cdot x_i}{\sum A_i} = 6,2 \text{ cm} \\ y_c = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} = 33,01 \text{ cm} \end{cases}$$

b. Calcul des sollicitations :

$$\begin{cases} G = 2,072 \text{ KN/m} \\ Q = 1 \text{ KN/m} \\ F_p = 0,973 \text{ KN} \end{cases}$$

c. Moment de flexion :

$$\begin{cases} M_G = 0 \text{ KN.m} \\ M_Q = 0,6 \text{ KN.m} \\ M_{F_p} = y_c \cdot F_p = 0,973 \times 0,3301 = 0,321 \text{ KN.m} \end{cases}$$

	RPA 99	ELU	ELS
Sollicitation	G+Q+E	1,35G+1,5Q	G+Q
N (KN)	2,072	2,797	2,072
M (KN.m)	0,321	0,9	0,6

Tableau IV.1 : sollicitations et combinaisons d'action**a) Etude de l'excentricité e_1 :**

$$\begin{cases} e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,321}{2,072} = 0,155 \\ \frac{h}{6} = \frac{0,6}{6} = 0,1 \text{ m} \end{cases} \rightarrow e_1 > \frac{h}{6}$$

La section est partiellement comprimée (S.P.C)

Ainsi, le calcul se fera par assimilation à la flexion simple soumise à un moment ;

$$M_u = N_u \cdot e_a$$

Avec :

$$e = e_1 + e_2 + e_a$$

e_1 : Excentricité du premier ordre

e_a : Excentricité additionnelle.

e_2 : Excentricité due au second ordre.

D'après {C.B.A art A 4.3.5}

$$e_a = \max\left(\frac{l}{250}, 2\text{cm}\right) = \max\left(\frac{60}{250}, 2\right) = 2\text{cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \cdot l_f^2 \cdot (2 + \alpha \cdot \varphi)}{10^4 \cdot h}$$

α : Le rapport du moment du premier ordre dû aux charges permanentes et quasi permanentes au moment total du premier ordre.

φ : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée on prend $\varphi=2$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = 0 \quad l = 2, \quad l_f = 2l_0 = 1,2$$

l_f : Longueur de flambement

$$e_2 = \frac{3 \times 1,22 \times (2 + 0)}{10^4 \times 0,1} = 0,00864$$

Puisque $e = e_1 + e_2 + e_a$

$$e = 0,155 + 0,02 + 0,00864$$

$$e = 0,183 \text{ m}$$

L'acrotère sera ferrailé sous:

$$N_u = 2,072$$

$$M_u = N_u \times e = 2,072 \times 0,183 = 0,380 \text{ KN.m}$$

2.2. Ferrailage de l'acrotère :

a)ELU

$$\begin{cases} N_u = 2,072 \text{ KN} \\ M_u = 0,380 \text{ KN.m} \\ h = 10 \text{ cm} , \quad d = 8 \text{ cm} , \quad b = 100 \text{ cm} \end{cases}$$

L'acrotère est soumis a M_u et N_u , il est sollicité en flexion composée, mais le calcul se fera par assimilation à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f

$$M_f = M_u + N_u \cdot \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_f = 0,380 + 2,072 \times \left(0,08 - \frac{0,1}{2} \right)$$

$$M_f = 1,267 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1,267 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08^2 \times 14,2} = 0,0139 < 0,392$$

$$\alpha = 1,25 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}} \right) = 0,014$$

$$z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,08 \cdot (1 - 0,4 \cdot 0,014) = 0,079 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_f}{z \cdot f_{st}} = \frac{1,267 \cdot 10^{-3}}{0,079 \cdot 348} = 0,458 \text{ cm}^2$$

$$A = 0,458 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23b.d \cdot \frac{f_{+28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,08 \times \frac{2+1}{400}$$

$$A_{\min} = 0,966 \text{ cm}^2 > A$$

On adopte $A_{\min} = 0,96 \text{ cm}^2$

Soit 4HA8=2,01 cm²

➤ **Armature de répartition**

$$A_r = \frac{A}{4} = 0,5 \text{ cm}^2 \implies 6H76 = 1,41 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification au cisaillement**

$$V_U = 1,5(F_p + Q)$$

$$V_U = 1,5(1 + 1,6576) = 4,1576 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_U}{bd} = \frac{4,1576}{1 \times 0,08} = 51,97 \text{ KPa}$$

$$\tau_u = 0,052 \text{ MPa}$$

$$\tau_u' = \min(0,1 f_{c28}; 3) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \tau_u'$$

➔ Pas de rupture par cisaillement

➤ **Espacement**

- Armatures principales : $S_z \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \rightarrow S_z = 25 \text{ cm}$

- Armatures secondaires : $S_t \leq \frac{60}{5} = 15 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

On adopte un espacement $S_z=25$ cm pour les armatures principales et $S_t=15$ cm pour les armatures secondaires.

➤ **Contrainte d'adhérence**

$$\tau_{ser} = \frac{V}{0,9 \cdot d \cdot \sum \mu_i}$$

$$V = f_p + Q = 1,6576 + 1 = 2,6576 \text{ KN}$$

$$\sum \mu_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 4 \pi 0,8 = 10,048 \text{ cm}$$

$$\tau_{ser} = \frac{2,6576 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,08 \times 0,10048} = 0,367 \text{ MPa}$$

$$\tau'_{ser} = 0,6 \Psi^2 f_{t28}$$

$$\tau'_{ser} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} < \tau'_{ser}$$

b) ELS

❖ **Vérification des contraintes :**

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

D'après le BAEL 91, la vérification des contraintes se fait de la façon suivante :

❖ **Position de l'axe neutre :**

$$c = d - e_A$$

Tel que e_A : distance du centre de pression C à la fibre la plus comprimée B de la section.

$$\left. \begin{aligned} e_A &= \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,6}{2,072} = 0,289 \text{ m} \\ \frac{h}{6} &= \frac{0,1}{6} = 0,016 \text{ m} \end{aligned} \right\} \Rightarrow e_A > \frac{h}{6}$$

⇒ La section est partiellement comprimée

$$\overline{\sigma}_s = \min \left[\left(\frac{2}{3} \cdot f_e \right); 110 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right] = 240 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 2,87 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$\sigma_b = 7,06 \cdot 10^{-2} \text{ MPa} < 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

Tel que :

$$p = -3 \cdot c^2 - \frac{90 \cdot A' \cdot (c - d')}{b} + \frac{90 \cdot A \cdot (c - d)}{b}$$

Et

$$q = -2 \cdot c^3 - \frac{90 \cdot A' \cdot (c - d')^2}{b} - \frac{90 \cdot A \cdot (c - d)^2}{b}$$

$$\Delta = q^2 + \frac{4 \cdot p^3}{27}$$

Applications numériques :

$$p = -3 \cdot (-20,9)^2 - \frac{90 \cdot 0 \cdot (-20,9 - 2)}{100} + \frac{90 \cdot 2,01 \cdot (8 + 20,9)}{100} = -1258,15 \text{ cm}^2$$

Et

$$q = -2 \cdot (-20,9)^3 - \frac{90 \cdot 0 \cdot (-20,9 - 2)^2}{100} + \frac{90 \cdot 2,01 \cdot (8 + 20,9)^2}{100} = 16747,764 \text{ cm}^2$$

$$\Delta = (16747,764)^2 + \frac{4 \cdot (-1258,15)^3}{27} = 14565110,09 < 0$$

Puisque $\Delta < 0 \Rightarrow$ l'équation admet trois solutions,

Il faut choisir la solution qui convient $0 < y = y_c + c < h$

$$\begin{cases} a = 2 \cdot \sqrt{-\frac{p}{3}} = 40,95 \\ \cos \varphi = \frac{3 \cdot q}{2 \cdot p} \cdot \sqrt{-\frac{3}{p}} \Rightarrow \varphi = 167,16^\circ \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} y_1 = a \cdot \cos \frac{\varphi}{3} = 23,06 \text{ cm} \\ y_2 = a \cdot \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 120^\circ \right) = -40,83 \text{ cm} \\ y_3 = a \cdot \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 240^\circ \right) = 17,77 \text{ cm} \end{cases}$$

On a $-c < y_c < h - c = 20,9 < y_c < 30,9$

Donc on choisit :

$$y_1 = 23,06 \text{ cm} \Rightarrow y_{ser} = 23,06 - 20,9 = 2,16 \text{ cm}$$

Calcul des contraintes

Pour le béton : $\sigma_b = K \cdot y_{ser}$

Pour l'acier $\sigma_s = 15 \cdot K \cdot (d - y_1 - c)$

K: coefficient angulaire du diagramme de Navier tel que:

$$K = \frac{N_{ser}}{I_1} \cdot y_{ser}$$

I_1 : moment d'inertie de la section réduite par rapport à l'axe neutre.

$$I_1 = \frac{b \cdot y_{ser}^3}{3} + 15 \cdot A' \cdot (y_{ser} - d')^2 + 15 \cdot A \cdot (d - y_{ser})^2$$

Applications numériques :

$$I_1 = 1364,20 \text{ cm}^4;$$

$$K = 3,28 \cdot 10^{-3} \text{ KN} / \text{cm}^3;$$

$$\sigma_s = 2,87 \text{ MPa}$$

Pour une fissuration nuisible on a:

$$\overline{\sigma_s} = \min \left[\left(\frac{2}{3} \cdot f_e \right); 110 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} \right] = 240 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 2,87 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 240 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$\sigma_b = 7,06 \cdot 10^{-2} \text{ MPa} < 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

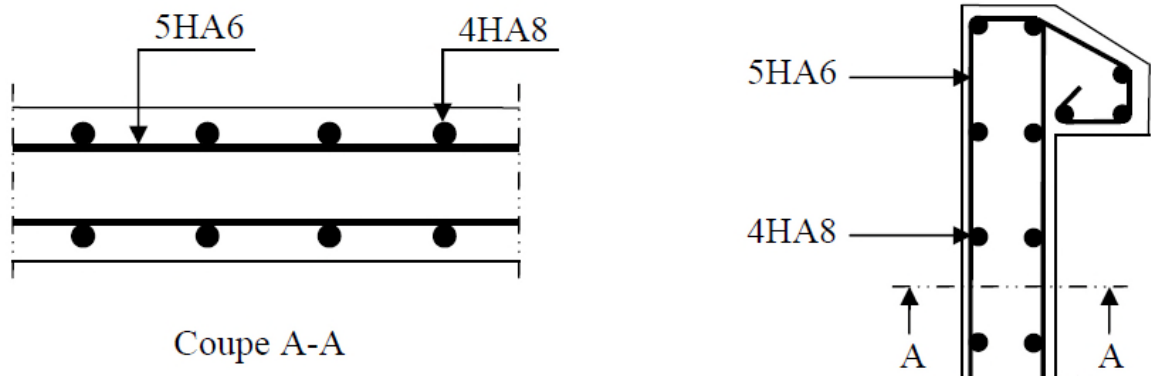
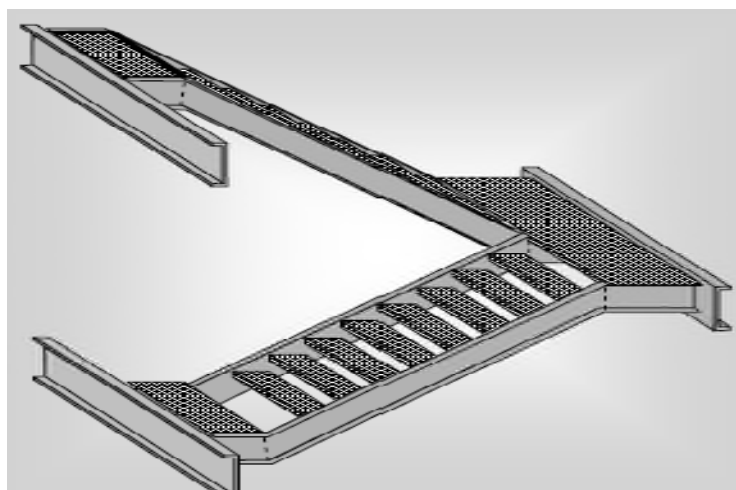


Figure IV.3 : Schéma de ferrailage de l'acrotère

3. Etude des escaliers :

Les escaliers sont des éléments qui permettent l'accès aux différents étages du bâtiment. Dans notre projet, on a un seul type d'escalier en charpente métallique qui est composé de deux volées liées à un palier de repos, ce dernier se compose d'une solive UPN encastrée aux poteaux, la volée est constituée de deux limons en profilé UPN, et des marches constituées par des cornières de support et de tôle striée.



❖ Inconvénients des escaliers métalliques :

L'entretien et protection contre la corrosion.

3.1. Choix des dimensions :

Le choix des dimensions se fait selon la formule de BLONDEL :

$$60\text{cm} \leq g + 2 \cdot h \leq 64\text{cm}$$

$$\text{Avec : } h = \frac{H}{n}$$

Pré dimensionnement de l'escalier de RDC:

h : Hauteur de la contre marche donné par : $16\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$

g : Largeur de la marche (giron) donné par : $25\text{cm} \leq h \leq 32\text{cm}$

n : Nombre de contremarche.

H : Hauteur à franchir avec une volée $H = 1.7\text{m}$

La condition assurant le confort de l'escalier est donnée par la relation de BLONDEL

$$60\text{cm} \leq g + 2 \cdot h \leq 64\text{cm}$$

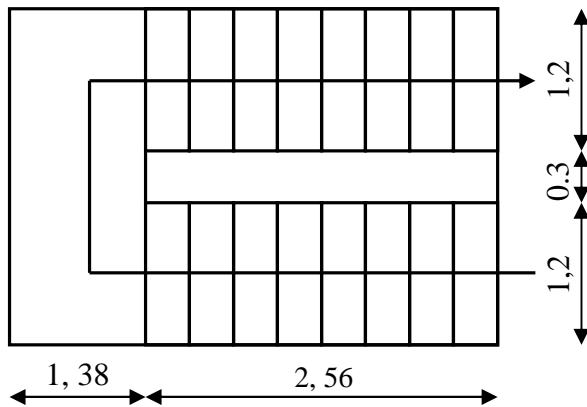
Avec :

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

On prend $h = 17\text{cm} \Rightarrow n = \frac{170}{17} = 10$ (contremarches)

$n - 1 = 9$ (marches)

$$\text{tg} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,566 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ$$



Vue en plan de l'escalier

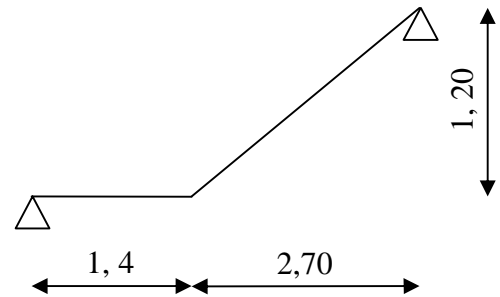


Schéma statique

3.2. Évaluation des charges

a) Charges permanentes :

Garde-corps 0.02×78.5 = 1.57 KN/m².

Tôle striée (5 mm) 0.005×78.5 = 0.40 KN/m².

$G = 1.97 \text{ KN/m}^2$

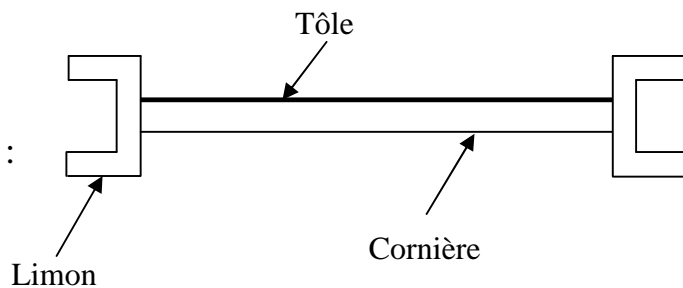
b) Charges d'exploitation

$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

3.3. Pré dimensionnement de la Cornière :

La cornière est considérée comme une poutre simplement appuyée, sollicitée en flexion simple.

Les cornières sont sollicitées par :



$G = 0.4 \text{ KN/m}^2$.

$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$.

Chaque cornière reprend la moitié de la charge permanente et la moitié de la charge d'exploitation.

Combinaison de charge :**ELU :**

$$q_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times \frac{g}{2}$$

$$q_u = (1.35 \times 0.4 + 1.5 \times 2.5) \times 0.3/2$$

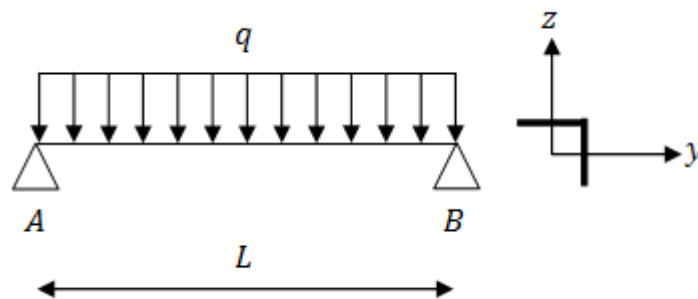
$$q_u = 0.643 \text{ KN/m.}$$

ELS:

$$q_{ser} = (G + Q) \times 0.3/2$$

$$q_{ser} = (0.4 + 2.5) \times 0.3/2 = 0.670 \text{ KN/m}$$

$$q_{ser} = 0.435 \text{ KN/m}$$

**Figure IV. 1: Schémas statique de la cornière****Condition de flèche :**Il faut vérifier : $f_{cal} \leq f_{ad}$

Avec :

$$f_{cal} = \frac{5 \times q_{ser} \times l^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$f_{ad} = \frac{l}{300}$$

$$I_y > 300 \times \frac{5 \times q_{ser} \times l^3}{384 \times E} = 300 \times \frac{5 \times 0.670 \times 120^3}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 2,15 \text{cm}^4$$

Soit une cornière L35×35×4 avec les caractéristiques suivantes

$$I_y = I_z = 2,95 \text{cm}^4$$

$$W_{ely} = W_{elz} = 1,18 \text{cm}^3$$

$$G_{cornière} = 0,209 \text{KN/m}$$

➤ *Vérification en tenant compte du poids du profilé :*

- **La flèche :**

$$f_{cal} \leq f_{ad}$$

$$q' = q + G_{cornière} = 0.670 + 0,209 = 0,879 \text{KN/m}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \times 0,888 \times 10^{-2} \times 120^4}{384 \times 21000 \times 2,16} = 0.38 \text{cm} < f_{ad} = \frac{120}{300} = 0.4 \text{cm} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

- **La résistance :**

Il faut vérifier que : $M_{sd} < M_{rd}$ avec $M_{sd} = \frac{q_u l^2}{8}$

$$q_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times \frac{g}{2} + (1.35 \times G_{cornière})$$

$$q_u = (1.35 \times 1.97 + 1.5 \times 2.5) \times \frac{0.3}{2} + (1.35 \times 0.209) = 1,243 \text{KN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{1,243 \times 1.20^2}{8} = 0.223 \text{KN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{W_{ely} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{1,18 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1} = 0.277 \text{KN.m} > 0.223 \text{KN.m}$$

→ Vérifiée

- **Vérification au Cisaillement :**

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{1,243 \times 1,20}{2} = 1,74 \text{ KN}$$

$$A_{vz} = 1,04 \cdot h \cdot t = 1,04 \cdot 35 \cdot 4 \cdot 10^{-2} = 1,45 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} = \frac{1,45 \times (23,5 / \sqrt{3})}{1} = 19,67 \text{ KN} > 1,74 \text{ KN}$$

$$V_{pl,Rd} > V_{sd} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors L35x35x4 convient comme cornière de support.

Conclusion : on choisit pour la cornière de support une cornière de **L35x35x4**

3.4. Pré dimensionnement du limon :

Le limon est l'élément qui supporte le poids total de l'escalier et qui permet aux marches de prendre appui.

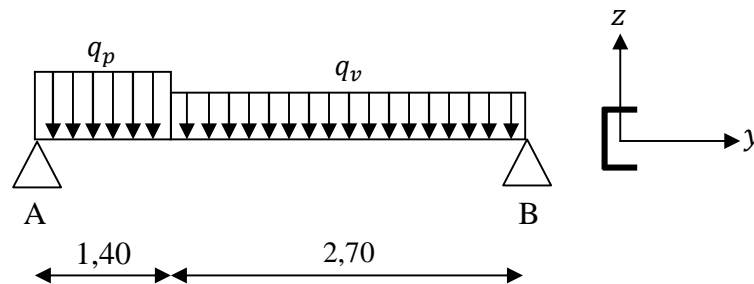


Figure IV. 2: charges appliqué sur le limon

- **Evaluation de charges :**

a) Volée :

- **Charges permanentes :**

Poids estimé de 2 limon(UPN160) : $2 \times 0.189 = 0.378$ KN/m.

- Cornière(35×35×4) :..... $2 \times 0.0209 = 0.0418$ KN/m.
- Tôle striée d'épaisseur ($e = 5\text{mm}$) :..... $0.005 \times 78.5 = 0.40$ KN/m²
- Garde-corps $0.02 \times 78.5 = 1.57$ KN/m².
- Charge totale : $G_v = (0.40 \times 1.50) + (1.57 \times 1) + 0.378 + 0.0418 = 2.58$ KN/ml

Palier :**• Charges permanentes :**

- Revêtements en carrelage ($e = 2\text{cm}$) $0.2 \times 2 = 0.4$ KN/m
- Mortier de pose ($e = 1,5\text{cm}$) $0.2 \times 1.5 = 0.3$ KN/m²
- Dalle en béton armé ($e = 10\text{cm}$)..... $0.1 \times 25 = 2.5$ KN/m²
- Tôle type TN 40 0.15 KN/m²

$$G_p = 3.35 \text{ KN/m}^2$$

a) Charges d'exploitation :

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

La charge revenant au limon est :

$$q_v = \frac{(G_v + Q)}{2} = \frac{(2.58 + 2.5)}{2} = 2.54 \text{ KN/m}$$

$$q_p = \frac{(G_p + Q) \times E_m}{2} = \frac{(3.35 + 2.5) \times 1.5}{2} = 4.39 \text{ KN/m}$$

E_m : La longueur de la marche

$$q = \max(q_v; q_p) = 4.39 \text{ KN/m}$$

➤ Condition de flèche :

Il faut vérifier : $f_{cal} \leq f_{ad}$

Avec :

$$f_{cal} = \frac{5 \times q_p \times l^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$f_{ad} = \frac{l}{300}$$

$$I_y = 300 \times \frac{5 \times q \times l^3}{384 \times E} = 300 \times \frac{5 \times 4.39 \times 10^{-2} \times 394^3}{384 \times 21000} = 499,452 \text{cm}^4$$

Soit un UPN140 avec les caractéristiques suivantes :

$$I_y = 605 \text{cm}^4$$

$$W_{ply} = 103 \text{cm}^3$$

$$A_{vz} = 10.41 \text{cm}^2$$

➤ **2.3.3 : Vérification en tenant compte du poids du profilé :**

- **La flèche :**

$$q' = q + G_{\text{profilé}} = 4.39 + 0.16 = 4.55 \text{ KN/m}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \times 4.55 \times 10^{-2} \times 394^4}{384 \times 21000 \times 605} = 1,12 \text{cm} < \frac{394}{300} = 1.31 \text{cm} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

- **La résistance :**

$$\text{- Charge totale : } G_v = (0.40 \times 1.50) + (1.57 \times 1) + 0.378 + 0.0418 = 2.58 \text{ Kn/ml}$$

$$q_v = \frac{(1.35 \times G_v + 1.5 \times Q)}{2} = \frac{(1.35 \times 2.58 + 1.5 \times 2.5)}{2} = 3.61 \text{ Kn/m}$$

$$q_p = \frac{(1.35 \times G_p + 1.5 \times Q) \times E_m}{2} = \frac{(1.35 \times 3.35 + 1.5 \times 2.5) \times 1.50}{2} \\ = 6.2 \text{ Kn/m}$$

Le limon est considéré comme une poutre isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux pour calculer les réactions d'appuis et le moment maximal.

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 17,797 \text{KN}$$

$$\bullet \quad \sum (M/A \text{ ET } B) = 0 \Rightarrow \begin{cases} R_A = 10,07 \text{KN/m} \\ R_B = 7,727 \text{KN/m} \end{cases} \text{Calcul des efforts internes :}$$

$$\underline{0 \leq x \leq 1,38}$$

$$\begin{cases} M_Z = -3,6 \times x^2 + 10,07 \times x \\ T_y = 6,2 \times x - 16,02 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} x = 0 \Rightarrow M_Z = 0 \text{KN.m}, T_y = -16,02 \text{KN} \\ x = 1,38 \Rightarrow M_Z = 7,04 \text{KN.m}, T_y = -7,464 \text{KN} \end{cases}$$

Le moment est maximum pour : $x = \frac{10,186}{6,2} = 1,62 \text{m} > 1,38 \text{m}$

$$\underline{0 \leq x \leq 2,56}$$

$$\begin{cases} M_Z = -1,68 \times x^2 + 7,727 \times x \\ T_y = -3,5 \times x + 7,727 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} x = 0 \Rightarrow M_Z = 0 \text{KN.m}, T_y = 7,727 \text{KN} \\ x = 2,56 \Rightarrow M_Z = 8,77 \text{KN.m}, T_y = -1,23 \text{KN} \end{cases}$$

Le moment est maximum pour : $x = \frac{7,727}{3,58} = 2,15 \text{m} < 2,56 \text{m}$

$$\Rightarrow M_{max} = 8,77 \text{KN.m}$$

Donc les efforts maximum sont : $\begin{cases} M_{sd} = 8,77 \text{KN.m} \\ V_{sd} = R_A = 10,06 \text{KN} \end{cases}$

$$M_{Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{103 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1} = 24,205 \text{KN} \cdot \text{m} > 8,77 \text{KN} \cdot \text{m}$$

→ Vérifiée

- **Cisaillement :**

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} = \frac{10.41 \times (23.5 / \sqrt{3})}{1} = 141.24 \text{KN} > 10.06 \text{KN}$$

$$V_{pl,Rd} > V_{sd} \rightarrow \text{Vérfiée}$$

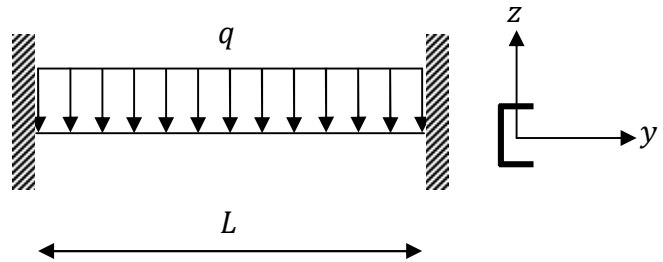
Conclusion : on choisit pour le limon et pour la volée un **UPN140**

4.5. Etude de la poutre palière :

Cette poutre est considérée comme étant semi encastrée dans les poteaux de la cage d'escalier, sa portée est de 3,85m, le calcul se fera en flexion simple, alors on prend :

$$M_a = -0,4 \cdot M_0$$

$$M_t = 0,85 \cdot M_0$$



Les charges revenant à la poutre palière sont :

- Réaction du palier à l'ELU $R_A = 10,06 \text{KN}$

- Réaction du palier à l'ELS $R_A = 7,727 \text{KN}$

- Poids de cloison sur la poutre $2,22 \cdot 1,5 = 3,33 \text{KN/m}$

$$q = 3,33 + 7,727 = 11,05 \text{KN/m}$$

➤ Condition de flèche :

Il faut vérifier : $f_{cal} \leq f_{ad}$

Avec :

$$f_{cal} = \frac{1 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y}$$

$$f_{ad} = \frac{l}{300}$$

$$I_y = 300 \cdot \frac{1 \cdot q \cdot l^3}{384 \cdot E} = 300 \cdot \frac{1 \cdot 11,05 \cdot 2,7^3}{384 \cdot 2,1} = 80,914 \text{ cm}^4$$

Soit un *UPN 80* avec les caractéristiques suivantes :

$$I_y = 106 \text{ cm}^4$$

$$W_{ply} = 32,3 \text{ cm}^3$$

$$G_{profilé} = 0,08 \text{ KN/m}$$

$$A_{vz} = 4,90 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification en tenant compte du poids du profilé :**

• **La flèche :**

$$q' = q + G_{profilé} = 11,13 + 0,08 = 11,21 \text{ KN/m}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \cdot 11,21 \cdot 3,85^4}{384 \cdot 2,1 \cdot 1350} \cdot 10^2 = 1,13 \text{ cm} < f_{ad} = \frac{385}{300} = 1,28 \text{ cm} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

• **La résistance :**

Les combinaisons de charges à considérées sont :

$$q_u = 1,35 \cdot (3,33 + 0,219) + 10,186 = 14,97 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{14,97 \cdot 3,85^2}{8} = 27,736 \text{KN} \cdot \text{m}$$

$$M_t = 0,85 \cdot M_0 = 23,58 \text{KN} \cdot \text{m}$$

$$M_\alpha = 0,4 \cdot M_0 = 11,094 \text{KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{179 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1} = 42,065 \text{KN} \cdot \text{m} > 23,58 \text{KN} \cdot \text{m}$$

→ Vérifiée

1. Introduction :

Une dalle mixte est une dalle pour laquelle on utilise des tôles profilées en acier comme coffrage permanent permettant de supporter le poids du béton frais, les charges de construction, par la suite, les tôles profilées en acier se combinent structurellement avec le béton durci, la présence des dispositifs de liaison (connecteurs) à l'interface acier béton solidarise dalle et solives entre elles et s'opposent à leur glissement mutuel.

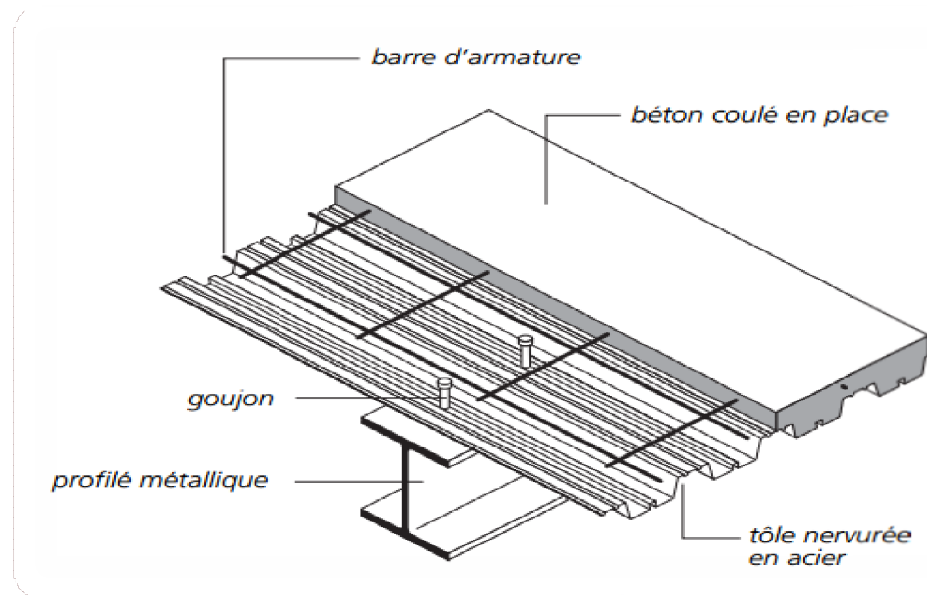


Figure V.1 : Schéma des composants des planchers mixte

2. Etude du plancher collaborant :

Le calcul de plancher mixte se fait en deux phases :

- Phase de construction
 - Phase finale
- Dalle en béton armé d'épaisseur $t = 12\text{cm}$.
 - Coefficient d'équivalence (acier - béton) : $n = \frac{E_a}{E_B} = 15$
 - Coefficient de retrait du béton : $\varepsilon = 2.10^{-4}$
 - ❖ **Contraintes admissibles des matériaux :**
 - Pour l'acier : $f_y = 235\text{ MPa}$
 - Pour le béton : $f_{c28} = 25\text{ MPa}$

❖ Avantages des dalles mixtes :

Les poutres en I ou H reliées à une dalle de plancher au moyen des connecteurs procurent également une meilleure résistance au feu et présentent une capacité portante plus importante par rapport aux autres dalles.

L'avantage le plus important du comportement mixte est la réduction des flèches et l'augmentation de la rigidité des poutres résultantes.

❖ Caractéristiques des sections transversales des dalles mixtes :

• Sections transversales participantes :

La flexibilité d'une semelle en béton provoque une répartition inégale des contraintes normales de flexion sur la largeur de la semelle en raison d'un cisaillement dans le plan (trainage de cisaillement).

• Calcul de la largeur participante de la dalle en béton :

$$b_{eff}^+ = 2 \cdot \min \left[\frac{l_0}{8}, \frac{b}{2} \right] \rightarrow \text{EC4 art 4.2.2.1}$$

Avec :

l_0 : Longueur de la solive.

b : Entre axe des solives.

$$b_{eff}^+ = 2 \cdot \min \left[\frac{3,6}{8}, \frac{1,2}{2} \right] = 0,9\text{m}$$

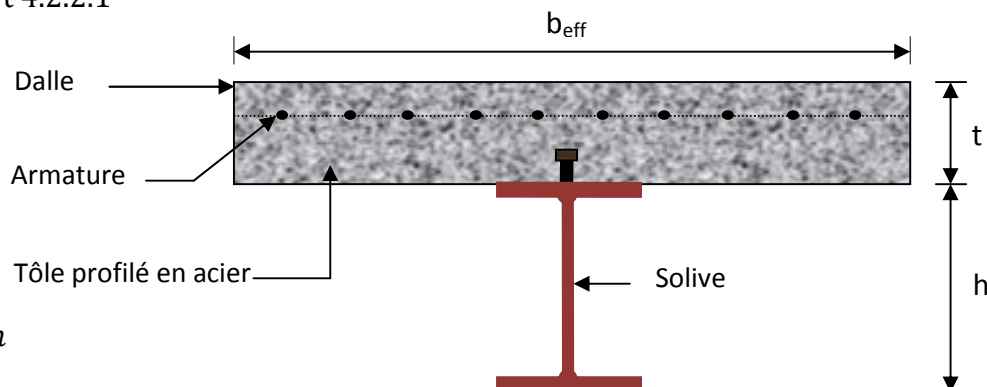


Figure V.2: Largeur participante de la dalle.

$L_0=l=3,6$: la longueur de la solive

• Section équivalente acier- béton :

Il convient d'exprimer les propriétés élastiques d'une section transversale mixte comme celle d'une section transversale équivalente en acier en divisant la contribution de la partie en béton A_c par un coefficient d'équivalence n .

➤ Le coefficient d'équivalence :

$$n = E_a / E_b = 15$$

2.1.Vérification des solives :

↳ **Plancher terrasse :**

2.1.1.Phase de construction :

L'entre axe des solives est : $e_{solive} = 1,2m$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 3.15 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1 \text{ KN/m}^2 \\ S = 0.288 \text{ KN/m}^2 \\ G_{IPE120} = 0,104 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} G = 3.15 \cdot 1,2 + 0,104 = 3,884 \text{ KN/m} \\ Q = 1 \cdot 1,2 = 1,2 \text{ KN/m} \\ S = 0.288 \cdot 1,2 = 0.345 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

a. Vérification de la résistance à L'ELU :

Les combinaisons de charges à considérées sont :

$$P_{u1} = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot \max[Q; S] = 7,034 \text{ KN/m}$$

$$P_{u2} = 1,35 \cdot G + 1,35 \cdot [Q + S] = 7,32 \text{ KN/m}$$

$$P_u = \max(P_{u1}; P_{u2}) = 7.32 \text{ KN/m}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{Rd} = \frac{W_{ely} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}}$$

Avec :

$$M_{sd} = \frac{P_u \cdot l^2}{8} = \frac{7.32 \cdot 3.6^2}{8} = 11.858 \text{ KN} \cdot m$$

$$M_{Rd} = \frac{60.7 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1} = 14.264 \text{ KN} \cdot m$$

$M_{sd} \leq M_{Rd} \Rightarrow$ La section est vérifiée en résistance.

b.Vérification de la flèche en service :

Les combinaisons de charges à considérées sont :

$$P_{s1} = G + \max[Q; S] = 5,0,84 \text{ KN/m}$$

$$P_{s2} = G + 0,9 \cdot [Q + S] = 5.27 \text{ KN/m}$$

$$P_s = \max(P_{s1}; P_{s2}) = 5.27 \text{ KN/m}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$f_{adm} > f_{cal}$$

Avec :

$$f_{adm} = \frac{l}{200}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \cdot P_s \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{360}{200} = 1.8cm$$

$$f_{cal} = \frac{5 \cdot P_s \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y} = \frac{5 \cdot 5,27 \cdot 3.6^4 \cdot 10^2}{384 \cdot 2,1 \cdot 317,8} = 1.72cm$$

$f_{adm} > f_{cal} \Rightarrow$ La flèche est vérifiée.

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la section n'a pas besoins d'un étayement.

2.1.2. Phase finale :

L'entre axe des solives est : $e_{solive} = 1,2m$

Le béton ayant durci, donc la section mixte (le profile et la dalle) travaillant ensemble.

Donc les charges de la phase finale sont :

↳ **Plancher terrasse :**

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 6,14 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1 \text{ KN/m}^2 \\ S = 0,288 \text{ KN/m}^2 \\ G_{IPE120} = 0,104 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} G = 6,14 \cdot 1,2 + 0,104 = 7,472 \text{ KN/m} \\ Q = 1 \cdot 1,2 = 1,2 \text{ KN/m} \\ S = 0,288 \cdot 1,2 = 0,345 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

a. Vérification de la résistance à L'ELU :

Les combinaisons de charges à considérées sont :

$$P_{u1} = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot \max[Q; S] = 11.887 \text{ KN/m}$$

$$P_{u2} = 1,35 \cdot G + 1,35 \cdot [Q + S] = 12,172 \text{ KN/m}$$

$$P_u = \max(P_{u1}; P_{u2}) = 12,887 \text{ KN/m}$$

b. Vérification de la flèche en service :

Les combinaisons de charges à considérées sont :

$$P_{s1} = G + \max[Q; S] = 8.672 \text{ KN/m}$$

$$P_{s2} = G + 0,9 \cdot [Q + S] = 8.862 \text{ KN/m}$$

$$P_s = \max(P_{s1}; P_{s2}) = 8,862 \text{ KN/m}$$

↳ **Plancher étage courant :**

Phase de construction :

$$\begin{cases} G = 3.15 \text{ KN} \\ Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 \\ S = 0 \text{ KN/m}^2 \\ G_{IPE180} = 0,188 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} G = 3.15 \cdot 1,2 + 0,188 = 3.968 \text{ KN/m} \\ Q = 1.5 \cdot 1,2 = 1.8 \text{ KN/m} \\ S = 0 \cdot 1,2 = 0 \text{ KN/m} \end{cases}$$

a. Vérification de la résistance à L'ELU :

Les combinaisons de charges à considérées sont :

$$P_{u1} = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot \max[Q; S] = 8.057 \text{ KN/m}$$

$$P_{u2} = 1,35 \cdot G + 1,35 \cdot [Q + S] = 7,786$$

$$P_u = \max(P_{u1}; P_{u2}) = 8.057 \text{ KN/m}$$

b. Vérification de la flèche en service :

Les combinaisons de charges à considérées sont :

$$P_{s1} = G + \max[Q; S] = 5.768 \text{ KN/m}$$

$$P_{s2} = G + 0,9 \cdot [Q + S] = 5.588 \text{ KN/m}$$

Phase finale :

a) Vérification de la résistance à L'ELU :

$$P_u = 8.057 \text{ KN/m}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{pl,Rd}^+$$

Avec :

$$M_{sd} = \frac{P_u \cdot l^2}{8} = \frac{8.057 \cdot 3.6^2}{8} = 13.052 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

➤ **Position de l'axe neutre plastique (ANP) :**

La section est sous moment positif (en travée)

La largeur participante de la dalle est donnée par la relation suivante

$$F_a = \frac{A}{\gamma_{M_a}} \cdot f_y = \frac{23,9 \cdot 235}{1,1} \cdot 10^{-1} = 510,6 \text{KN}$$

$$F_c = b_{eff}^+ \cdot h_c \cdot \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 0,9 \cdot 8 \cdot \frac{0,85 \cdot 25}{1,5} \cdot 10 = 1020 \text{KN}$$

$F_c > F_a \Rightarrow$ L'axe neutre plastique est dans la dalle

$$Z = \frac{F_a}{b_{eff}^+ \cdot \left(\frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \right)} = \frac{510,6}{0,9 \cdot \left(\frac{0,85 \cdot 25}{1,5} \right)} \cdot 10^{-1} = 4.005 \text{cm}$$

$$M_{Pl,Rd}^+ = F_a \cdot \left(\frac{h_a}{2} + h_p + h_c - \frac{Z}{2} \right) = 510,6 \cdot \left(\frac{18}{2} + 4 + 8 - \frac{4.005}{2} \right) \cdot 10^{-2}$$

$$M_{Pl,Rd}^+ = 97 \text{KN}$$

$M_{Pl,Rd}^+ > M_{sd} \Rightarrow$ La section est vérifiée en résistance.

• **Vérification de la flèche en service :**

$$P_s = 8.947 \text{KN/m}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$f_{adm} > f_{cal}$$

Avec :

$$f_{adm} = \frac{l}{200} \rightarrow \text{Plancher terrasse}$$

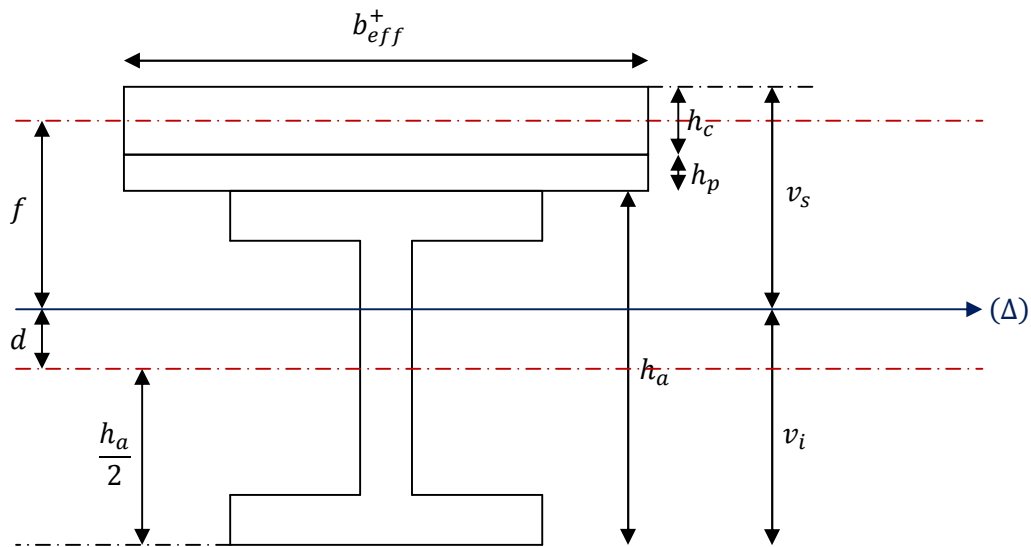
$$f_{cal} = \frac{5 \cdot P_s \cdot l^4}{384 \cdot E_a \cdot I_m}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{360}{200} = 1.8 \text{cm}$$

• **Calcul de I_m :**

v_i : Position de la fibre la plus tendue de l'acier par rapport à l'axe neutre (Δ)

v_s : Position de la fibre la plus comprimée du béton par rapport à l'axe neutre (Δ)



$$S = A_a + \frac{b_{eff}^+ \cdot (h_c + h_p)}{\eta} = 23,9 + \frac{90(8 + 4)}{15} = 95,9 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Section mixte}$$

$$d = \frac{b_{eff}^+ \cdot (h_c + h_p)}{\eta} \cdot \frac{(h_c + h_p) + h_a}{2 \cdot S} = \frac{90 \cdot (8 + 4)}{15} \cdot \frac{(8 + 4) + 18}{2 \cdot 119,9} = 11,262 \text{ cm}$$

$$v_s = \frac{h_a}{2} + (h_c + h_p) - d = \frac{18}{2} + (8 + 4) - 11,262 = 9,738 \text{ cm}$$

$$v_i = \frac{h_a}{2} + 11,262 = \frac{18}{2} + 11,262 = 20,262 \text{ cm}$$

$$f = \frac{(h_c + h_p) + h_a}{2} - d = \frac{(8 + 4) + 18}{2} - 11,262 = 3,738 \text{ cm}$$

$$I_m = I_a + A_a \cdot d^2 + \frac{b_{eff}^+ \cdot (h_c + h_p)^3}{12 \cdot \eta} + \frac{b_{eff}^+ \cdot (h_c + h_p)}{\eta} \cdot f^2$$

$$I_m = 1317 + 23,9 \cdot 11,262^2 + \frac{90 \cdot (8 + 4)^3}{12 \cdot 15} + \frac{90 \cdot (8 + 4)}{15} \cdot 3,738^2 = 6218,331 \text{ cm}^4$$

$$f_{cal} = \frac{5 \cdot 8,947 \cdot 3,6^4}{384 \cdot 2,1 \cdot 6774,59} \cdot 10^2 = 0,15 \text{ cm}$$

$f_{adm} > f_{cal} \Rightarrow$ La flèche est vérifiée.

- **Résistance de la section au cisaillement :**

$$V_{sd} = \frac{P_u \cdot l}{2} = \frac{8,253 \cdot 3,6}{2} = 22,117 \text{KN}$$

$$V_{Pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M_0}} = \frac{11,3 \cdot 235}{\sqrt{3} \cdot 1} \cdot 10^{-1} = 153,31 \text{KN}$$

$V_{Pl,Rd} > V_{sd} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

- **Calcul des contraintes :**

- 1. Contraintes dues au moment fléchissant :**

✚ Contrainte dans la poutre acier :

Traction dans la fibre inférieure :

$$\sigma_{ai} = \frac{M_{sd}}{I_m} \cdot v_i = \frac{19,442}{6218,331} \cdot 20,262 \cdot 10^3 = -64,859 \text{MPa}$$

Compression dans la fibre supérieure :

$$\sigma_{as} = \frac{M_{sd}}{I_m} \cdot [v_s - (h_c + h_p)] = \frac{19,442}{6218,331} \cdot [20,262 - (8 + 4)] \cdot 10^3 = 7,072 \text{MPa}$$

✚ Contrainte dans la dalle béton :

Compression dans la fibre supérieure :

$$\sigma_{bs} = \frac{M_{sd}}{\eta \cdot I_m} \cdot v_s = \frac{19,442}{15 \cdot 6218,331} \cdot 9,738 \cdot 10^3 = 2,03 \text{MPa}$$

Compression dans la fibre inférieure :

$$\sigma_{bi} = \frac{M_{sd}}{\eta \cdot I_m} \cdot [v_s - (h_c + h_p)] = \frac{19,442}{15 \cdot 6218,331} \cdot [9,738 - (8 + 4)] \cdot 10^3 = 0,471 \text{MPa}$$

- 2. Contraintes dues au retrait :**

β : Distance entre le CDG de l'acier et CDG du béton

$$\beta = \frac{h_a + h_c + h_p}{2} = \frac{18 + 8 + 4}{2} = 15 \text{cm}$$

α : Distance entre le CDG de l'acier et l'AN de la section homogène

$$\alpha = \frac{I_y}{A_a \cdot \beta} = \frac{1317}{23,9 \cdot 15} = 3,673 \text{cm}$$

$$K = \frac{B \cdot E_a \cdot \varepsilon \cdot \beta \cdot A_a}{(\eta \cdot I_y \cdot A_a) + (B \cdot I_y) + (B \cdot A_a \cdot \beta^2)}$$

$$B = b_{eff}^+ \cdot (h_c + h_p) = 90 \cdot (8 + 4) = 1080 \text{ cm}^2$$

$$K = \frac{1080 \cdot 2,1 \cdot 10^4 \cdot 2 \cdot 10^{-4} \cdot 15 \cdot 23,9}{(15 \cdot 1317 \cdot 23,9) + (1080 \cdot 1317) + (1080 \cdot 23,9 \cdot 15^2)} = 0,211 \text{ KN/cm}^3$$

Avec :

$$E_a = 2,1 \cdot 10^5 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon = 2 \cdot 10^{-4}$$

Y_1 : Distance entre l'interface et l'AN de la section homogène

$$Y_1 = \frac{h_a}{2} + \alpha = \frac{18}{2} + 3,673 = 12,673 \text{ cm}$$

Y_2 : Distance entre la fibre supérieure du béton et l'AN de la section homogène

$$Y_2 = Y_1 + h_c + h_p = 12,673 + 8 + 4 = 24,673 \text{ cm}$$

D'où les valeurs de contraintes sont :

$$\sigma_{as} = K \cdot Y_1 = 0,211 \cdot 12,673 \cdot 10 = 26,74 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ai} = K \cdot (h_a - Y_1) = 0,211 \cdot (18 - 12,673) = -11,23 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bi} = \frac{(E_a \cdot \varepsilon - K \cdot Y_1)}{\eta} = \frac{(2,1 \cdot 10^5 \cdot 2 \cdot 10^{-4} - 0,211 \cdot 12,673 \cdot 10)}{15} = -1,017 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bs} = \frac{(E_a \cdot \varepsilon - K \cdot Y_2)}{\eta} = \frac{(2,1 \cdot 10^5 \cdot 2 \cdot 10^{-4} - 0,211 \cdot 24,673 \cdot 10)}{15} = -0,67 \text{ MPa}$$

3. Contraintes finales :

$$\sigma_{as} = 7,072 + 26,74 = 33,812 \text{ MPa} < f_y = 235 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$\sigma_{ai} = -64,859 - 11,23 = -76,089 \text{ MPa} < f_y = 235 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$\sigma_{bs} = 2,03 - 0,67 = 1,36 \text{ MPa} < f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 14,2 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$\sigma_{bi} = 0,471 - 1,017 = -0,546 \text{ MPa} < f_y = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 14,2 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

2.1.3. Calcul des goujons connecteurs :

Ce Sont des éléments métalliques soudés sur la semelle supérieure de la solive. Ils ont pour rôle d'assurer la liaison et l'adhérence entre la dalle du béton et la solive.

a) L'avantage des goujons connecteurs :

L'avantage des goujons est de combiner une rigidité relativement élevée avec une grande capacité de déformation. En effet, par rapport à des cales, les goujons à tête peuvent être disposés avec un espacement suffisant qui facilite grandement leur utilisatio

b) L'inconvénient des goujons connecteurs :

Il est lié au problème de soudabilité particulièrement lors de l'utilisation de tôles galvanisées ou de semelles de poutres peintes mais également en présence d'eau entre la tôle profilée et la semelle.

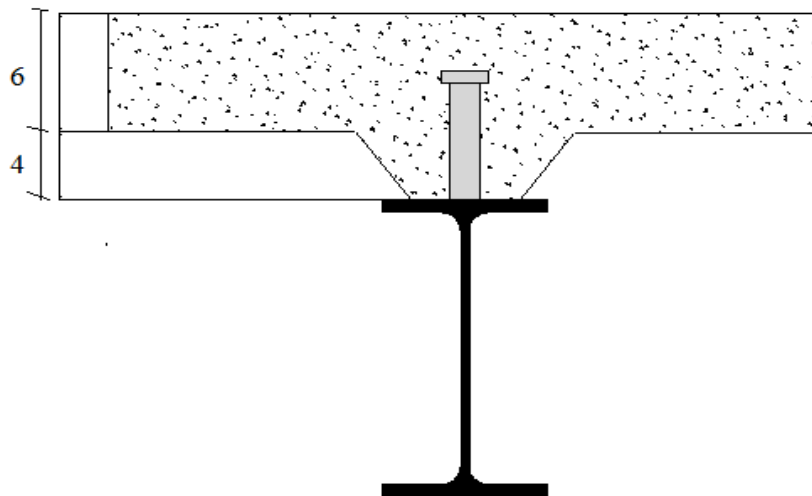


Figure V.3 : schéma de position des connecteurs

On choisit des connecteurs de type M16 de classe 4.6.

$$f_u = 400 \text{ Mpa}$$

$$\frac{h}{d} > 4 \Rightarrow h > 4 \cdot d$$

$$\text{On a } d = 16 \text{ mm} \Rightarrow h > 4 \cdot 16 = 64 \text{ mm}$$

$$\text{On prend } h = 80 \text{ mm}$$

$$\frac{h}{d} > 4 = \frac{80}{16} = 5 > 4 \Rightarrow \alpha = 1$$

Béton de classe C 25/30 $\Rightarrow f_{ck} = 25MPa, E_{cm} = 30500MPa$

La résistance de calcul au cisaillement d'un connecteur vaut :

$$P_{rd} = \min(P_{rd1}; P_{rd2}) \rightarrow \text{EC 4 art 6.3.2.1}$$

Avec :

P_{rd1} : Effort résistant au cisaillement de goujon lui-même ;

$$P_{rd1} = 0,8 \cdot \frac{f_u}{\gamma_r} \cdot \left(\frac{\pi \cdot d^2}{4} \right) = 0,8 \cdot \frac{400}{1,25} \cdot \left(\frac{\pi \cdot 16^2}{4} \right) \cdot 10^{-3} = 51,472KN$$

P_{rd2} : Effort résistant au cisaillement de l'enrobage du goujon ;

$$P_{rd2} = 0,29 \cdot \frac{\alpha \cdot d^2}{\gamma_r} \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} = 0,29 \cdot \frac{1 \cdot 16^2}{1,25} \cdot \sqrt{25 \cdot 30500} \cdot 10^{-3} = 51,862KN$$

$$P_{rd} = \min(51,472; 51,862) = 51,472KN$$

L'effort total de cisaillement longitudinales est donné par :

$$V_{el} = \min \left(\frac{A_a \cdot f_y}{\gamma_a}; 0,85 \cdot b_{eff}^+ \cdot \frac{(h_c + h_p) \cdot f_{ck}}{\gamma_c} \right) \rightarrow \text{EC 4 art 6.2.1.1}$$

$$V_{el} = \min \left(\frac{23,9 \cdot 235 \cdot 10^{-1}}{1,1}; 0,85 \cdot 0,9 \cdot \frac{(8 + 4) \cdot 25}{1,5} \cdot 10 \right) = 510,6KN$$

Le nombre des goujons est donc :

$$N_f = \frac{V_{el}}{P_{rd}} = \frac{510,6}{51,472} = 9,92$$

On choisit $N_f = 10$

$$L_{cr} = \frac{L}{2} = \frac{3,6}{2} = 1,8m$$

L'espacement est donné par :

$$S_t = \frac{L_{cr}}{N_f} = \frac{180}{15} = 12cm$$

2.1.4. Vérification des soudures :

a : La gorge

$$a < \min(d; t_f) = \min(16; 8) = 8mm$$

On prend $a = 7mm$

l : Longueur du cordon de soudure circulaire

$$l = \pi \cdot d = \pi \cdot 16 = 50,265mm$$

$$\text{Acier S235} \Rightarrow \begin{cases} \beta_w = 0,8 \\ \gamma_{Mw} = 1,25 \\ f_u = 360MPa \end{cases}$$

L'effort résistant de cisaillement vaut :

$$F_{wrd} = a \cdot l \cdot \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{Mw} \cdot \sqrt{3}} = 7 \cdot 50,265 \cdot \frac{360 \cdot 10^{-3}}{0,8 \cdot 1,25 \cdot \sqrt{3}} = 73,132KN$$

L'effort sollicitant est donné par :

$$F_{sd} = \frac{V_{el}}{N_f} = \frac{510,6}{10} = 51,06KN$$

Quelle que soit la direction de l'effort sollicitant F_{sd} par rapport au cordon, on a :

$$F_{sd} \leq F_{wrd} \Rightarrow 51,06KN \leq 73,132KN \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2.1.5. Vérification des vibrations :

Notre plancher est à usage d'habitation, donc la condition à vérifier est :

$$f(Hz) \geq 3(Hz)$$

$$f(Hz) = \frac{18}{\sqrt{f_{cal}}} = \frac{18}{\sqrt{1,08 \cdot 10}} = 5,47Hz$$

$$5,47 \geq 3 \rightarrow \text{Vérifiée}$$

2.2. Vérification des poutres maitresses (sommiers) :

2.2.1. Phase de construction :

L'entre axe des sommiers est : $e_{sommier} = 3,6m$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 3,15 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1 \text{ KN/m}^2 \\ S = 0 \text{ KN/m}^2 \\ G_{IPE300} = 0,422 \text{ KN/m} \\ G_{IPE120} = 0,104 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} G = 3,15 \cdot 3,6 + 0,422 = 11,762 \text{ KN/m} \\ Q = 1 \cdot 3,6 = 3,6 \text{ KN/m} \\ S = 0 \cdot 3,6 = 0 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

a. Vérification de la résistance à L'ELU :

Les combinaisons de charges à considérées sont :

$$P_{u1} = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot \max[Q; S] = 21,278 \text{ KN/m}$$

$$P_{u2} = 1,35 \cdot G + 1,35 \cdot [Q + S] = 20,738 \text{ KN/m}$$

$$P_u = \max(P_{u1}; P_{u2}) = 21,278 \text{ KN/m}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{Rd} = \frac{W_{ely} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}}$$

Avec :

$$M_{sd1} = \frac{P_u \cdot l^2}{8} = \frac{21,278 \cdot 5,5^2}{8} = 80,457 \text{ KN} \cdot m$$

$$P_{solvive} = 1,35 \cdot 0,104 \cdot 3,6 = 0,509 \text{ KN}$$

$$M_{sd2} = P_{solvive} \cdot (a + b) = 0,509 \cdot (1,2 + 2,4) = 1,832 \text{ KN} \cdot m$$

$$M_{sd} = M_{sd1} + M_{sd2} = 82,289 \text{ KN} \cdot m$$

$$M_{Rd} = \frac{557,1 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1} = 130,918 \text{ KN} \cdot m$$

$M_{sd} \leq M_{Rd} \Rightarrow$ La section est vérifiée en résistance.

b. Vérification de la flèche en service :

Les combinaisons de charges à considérées sont :

$$P_{s1} = G + \max[Q; S] = 15,362 \text{ KN/m}$$

$$P_{s2} = G + 0,9 \cdot [Q + S] = 15,002 \text{ KN/m}$$

$$P_s = \max(P_{s1}; P_{s2}) = 15,362 \text{ KN/m}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$f_{adm} > f_{cal}$$

Avec :

$$f_{adm} = \frac{l}{250}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \cdot P_s \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{550}{250} = 2,2 \text{ cm}$$

$$f_{cal1} = \frac{5 \cdot P_s \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y} = \frac{5 \cdot 15,362 \cdot 5,5^4 \cdot 10^2}{384 \cdot 2,1 \cdot 8356,1} = 1,043 \text{ cm}$$

$$P_{solvive} = 0,104 \cdot 3,6 = 0,374 \text{ KN}$$

$$f_{cal2} = \frac{P_{solvive}}{24 \cdot E \cdot I_y} \cdot [[a \cdot (3 \cdot l^2 - 4 \cdot a^2)] + [b \cdot (3 \cdot l^2 - 4 \cdot b^2)]] = 0,00617 \text{ cm}$$

$$f_{cal} = f_{cal1} + f_{cal2} = 1,05 \text{ cm}$$

$$f_{adm} > f_{cal} \Rightarrow \text{La flèche est vérifiée.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la section n'a pas besoins d'un étayement.

2.2.2. Phase finale :

L'entre axe des sommiers est : $e_{sommier} = 3,6 \text{ m}$

Le béton ayant durci, donc la section mixte (le profile et la dalle) travaillant ensemble.

Donc les charges de la phase finale sont :

➤ **Plancher terrasse :**

$$\begin{cases} G = 6,14 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1 \text{ KN/m}^2 \\ S = 0,288 \text{ KN/m}^2 \\ G_{IPE300} = 0,422 \text{ KN/m} \\ G_{IPE120} = 0,104 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} G = 6,14 \cdot 3,6 + 0,422 = 22,526 \text{ KN/m} \\ Q = 1 \cdot 3,6 = 3,6 \text{ KN/m} \\ S = 0,288 \cdot 3,6 = 1,036 \text{ KN/m} \end{cases}$$

a. Vérification de la résistance à L'ELU :

Les combinaisons de charges à considérées sont :

$$P_{u1} = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot \max[Q; S] = 35,810 \text{ KN/m}$$

$$P_{u2} = 1,35 \cdot G + 1,35 \cdot [Q + S] = 36,668 \text{ KN/m}$$

$$P_u = \max(P_{u1}; P_{u2}) = 36,668 \text{ KN/m}$$

a. Vérification de la flèche en service :

Les combinaisons de charges à considérées sont :

$$P_{s1} = G + \max[Q; S] = 26,126 \text{ KN/m}$$

$$P_{s2} = G + 0,9 \cdot [Q + S] = 26,692 \text{ KN/m}$$

$$P_s = \max(P_{s1}; P_{s2}) = 26,692 \text{ KN/m}$$

➤ **Plancher étage courant :**

$$\begin{cases} G = 3,15 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 \\ S = 0 \text{ KN/m}^2 \\ G_{IPE300} = 0,422 \text{ KN/m} \\ G_{IPE180} = 0,188 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} G = 3,15 \cdot 3,6 + 0,422 = 11,762 \text{ KN/m} \\ Q = 1,5 \cdot 3,6 = 5,4 \text{ KN/m} \\ S = 0 \cdot 3,6 = 0 \text{ KN/m} \end{cases}$$

a. Vérification de la résistance à L'ELU :

Les combinaisons de charges à considérées sont :

$$P_{u1} = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot \max[Q; S] = 23,978 \text{ KN/m}$$

$$P_{u2} = 1,35 \cdot G + 1,35 \cdot [Q + S] = 23,168 \text{ KN/m}$$

$$P_u = \max(P_{u1}; P_{u2}) = 23,978 \text{ KN/m}$$

a. Vérification de la flèche en service :

Les combinaisons de charges à considérées sont :

$$P_{s1} = G + \max[Q; S] = 17,162 \text{ KN/m}$$

$$P_{s2} = G + 0,9 \cdot [Q + S] = 16,622 \text{ KN/m}$$

$$P_s = \max(P_{s1}; P_{s2}) = 17,162 \text{ KN/m}$$

Nous constatons que le plancher courant est le plus sollicitant, donc la vérification est faite pour ce dernier.

b. Vérification de la résistance à L'ELU :

$$P_u = 23,978 \text{ KN/m}$$

$$P_{solive} = 1,35 \cdot 0,188 = 1,523 \text{ KN}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{Pl,Rd}^+$$

Avec :

$$M_{sd1} = \frac{P_u \cdot l^2}{8} = \frac{23,978 \cdot 3,6^2}{8} = 38,844 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{sd2} = P_{solive} \cdot (a + b) = 1,523 \cdot (1,2 + 2,4) = 5,482 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{sd} = M_{sd1} + M_{sd2} = 44,326 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

➤ **Position de l'axe neutre plastique (ANP) :**

La section est sous moment positif (en travée)

La largeur participante de la dalle est donnée par la relation suivante :

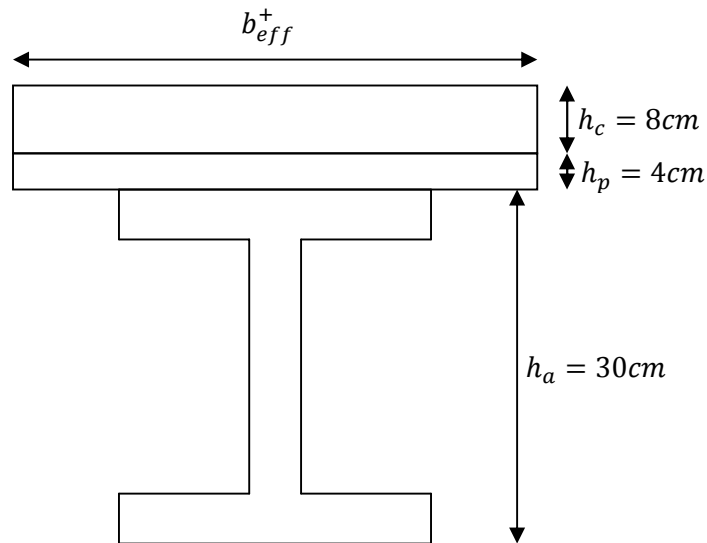
$$b_{eff}^+ = 2 \cdot \min \left[\frac{l_0}{8}, \frac{b}{2} \right]$$

Avec :

l_0 : Longueur de la solive.

b : Entre axe des sommiers.

$$b_{eff}^+ = 2 \cdot \min \left[\frac{5,5}{8}, \frac{3,6}{2} \right] = 1,375m$$



$$F_a = \frac{A}{\gamma_{M_a}} \cdot f_y = \frac{53,8 \cdot 235}{1,1} \cdot 10^{-1} = 114936,363KN$$

$$F_c = b_{eff}^+ \cdot h_c \cdot \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 1,375 \cdot 8 \cdot \frac{0,85 \cdot 25}{1,5} \cdot 10 = 1558,333KN$$

$F_a > F_c \Rightarrow$ L'axe neutre plastique est dans la semelle en acier

$$Z = \frac{F_a}{b_{eff}^+ \cdot \left(\frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \right)} = \frac{114936,363}{1,375 \cdot \left(\frac{0,85 \cdot 25}{1,5} \right)} \cdot 10^{-1} = 590,047cm$$

$$M_{Pl,Rd}^+ = F_a \cdot \left(\frac{h_a}{2} + h_p + h_c - \frac{Z}{2} \right) = 114936,363 \left(\frac{30}{2} + 4 + 8 - \frac{590,047}{2} \right) \cdot 10^{-2}$$

$$M_{Pl,Rd}^+ = 27641,925KN$$

$M_{Pl,Rd}^+ > M_{sd} \Rightarrow$ La section est vérifiée en résistance.

a. Vérification de la flèche en service :

$$P_s = 17,162 KN/m$$

$$P_{solive} = 0,188 \cdot 3,6 = 0,676KN$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$f_{adm} > f_{cal}$$

Avec :

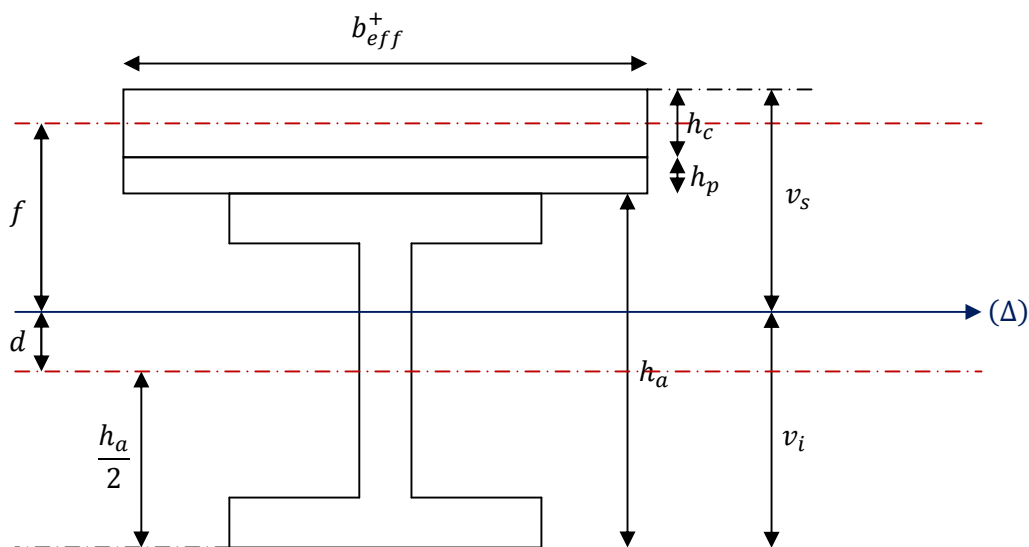
$$f_{cal} = f_{cal1} + f_{cal2}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{550}{200} = 2,75 \text{ cm}$$

$$f_{cal1} = \frac{5 \cdot P_s \cdot l^4}{384 \cdot E_a \cdot I_m}$$

$$f_{cal2} = \frac{P_{solvie}}{24 \cdot E \cdot I_m} \cdot [[a \cdot (3 \cdot l^2 - 4 \cdot a^2)] + [b \cdot (3 \cdot l^2 - 4 \cdot b^2)]]$$

- Calcul de I_m :



v_i : Position de la fibre la plus tendue de l'acier par rapport à l'axe neutre (Δ);

v_s : Position de la fibre la plus comprimée du béton par rapport à l'axe neutre (Δ);

S : Section homogène.

$$S = A_a + \frac{b_{eff}^+ \cdot (h_c + h_p)}{\eta} = 53,8 + \frac{137,5 \cdot (8 + 4)}{15} = 163,8 \text{ cm}^2$$

$$d = \frac{b_{eff}^+ \cdot (h_c + h_p)}{\eta} \cdot \frac{(h_c + h_p) + h_a}{2 \cdot S} = \frac{137,5 \cdot (8 + 4)}{15} \cdot \frac{(8 + 4) + 30}{2 \cdot 163,8} = 17,794 \text{ cm}$$

$$v_s = \frac{h_a}{2} + (h_c + h_p) - d = \frac{30}{2} + (8 + 4) - 17,794 = 9,206 \text{ cm}$$

$$v_i = \frac{h_a}{2} + d = \frac{30}{2} + 17,794 = 32,794 \text{ cm}$$

$$f = \frac{(h_c + h_p) + h_a}{2} - d = \frac{(8 + 4) + 30}{2} - 17,794 = 3,206 \text{ cm}$$

$$I_m = I_a + A_a \cdot d^2 + \frac{b_{eff}^+ \cdot (h_c + h_p)^3}{12 \cdot \eta} + \frac{b_{eff}^+ \cdot (h_c + h_p)}{\eta} \cdot f^2$$

$$I_m = 8356,1 + 53,8 \cdot 17,794^2 + \frac{137,5 \cdot (8 + 4)^3}{12 \cdot 15} + \frac{137,5 \cdot (8 + 4)}{15} \cdot 3,206^2 = 27841,230 \text{ cm}^4$$

$$f_{cal1} = \frac{5 \cdot P_s \cdot l^4}{384 \cdot E_a \cdot I_m} = \frac{5 \cdot 17,162 \cdot 5,5^4 \cdot 10^7}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 27841,230} = 0,349 \text{ cm}$$

$$f_{cal2} = \frac{P_{solive}}{24 \cdot E \cdot I_m} \cdot [[a \cdot (3 \cdot l^2 - 4 \cdot a^2)] + [b \cdot (3 \cdot l^2 - 4 \cdot b^2)]] = 0,000008 \text{ cm}$$

$$f_{cal} = f_{cal1} + f_{cal2} = 0,349 \text{ cm}$$

$f_{adm} > f_{cal} \Rightarrow$ La flèche est vérifiée.

a. Résistance de la section au cisaillement :

$$V_{sd} = \frac{P_u \cdot l}{2} + 2 \cdot P_{solive} = \frac{23,978 \cdot 5,5}{2} + 2 \cdot 0,374 = 66,687 \text{ KN}$$

$$V_{PL,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M_0}} = \frac{25,7 \cdot 235}{\sqrt{3} \cdot 1} \cdot 10^{-1} = 348,690 \text{ KN}$$

$V_{PL,Rd} > V_{sd} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

b. Calcul des contraintes :

b.1. Contraintes dues au moment fléchissant :

- Contrainte dans la poutre acier :

Traction dans la fibre inférieure :

$$\sigma_{ai} = \frac{M_{sd}}{I_m} \cdot v_i = \frac{44,326}{27841,230} \cdot 32,794 \cdot 10^3 = -52,211 \text{ MPa}$$

Compression dans la fibre supérieure :

$$\sigma_{as} = \frac{M_{sd}}{I_m} \cdot [v_s - (h_c + h_p)] = \frac{44,326}{27841,230} \cdot [9,206 - (8 + 4)] \cdot 10^3 = -4,448 MPa$$

- Contrainte dans la dalle béton :

Compression dans la fibre supérieure :

$$\sigma_{bs} = \frac{M_{sd}}{\eta \cdot I_m} \cdot v_s = \frac{44,326}{15} \cdot 9,206 \cdot 10^3 = 4,163 MPa$$

Compression dans la fibre inférieure :

$$\sigma_{bi} = \frac{M_{sd}}{\eta \cdot I_m} \cdot [v_s - (h_c + h_p)] = \frac{44,326}{15 \cdot 27841,230} \cdot [9,206 - (8 + 4)] \cdot 10^3 = 0,948 MPa$$

b.2. Contraintes dues au retrait :

β : Distance entre le CDG de l'acier et CDG du béton

$$\beta = \frac{h_a + h_c + h_p}{2} = \frac{30 + 8 + 4}{2} = 21 cm$$

α : Distance entre le CDG de l'acier et l'AN de la section homogène

$$\alpha = \frac{I_y}{A_a \cdot \beta} = \frac{8356,1}{53,8 \cdot 21} = 7,396 cm$$

$$K = \frac{B \cdot E_a \cdot \varepsilon \cdot \beta \cdot A_a}{(\eta \cdot I_y \cdot A_a) + (B \cdot I_y) + (B \cdot A_a \cdot \beta^2)}$$

$$B = b_{eff}^+ \cdot (h_c + h_p) = 137,5 \cdot (8 + 4) = 1650 cm^2$$

$$K = \frac{1650 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 10^{-1} \cdot 2 \cdot 10^{-4} \cdot 21 \cdot 53,8}{(15 \cdot 8356,1 \cdot 53,8) + (1650 \cdot 8356,1) + (1650 \cdot 53,8 \cdot 21^2)} = 0,131 KN/cm^3$$

Avec :

$$E_a = 2,1 \cdot 10^5 MPa$$

$$\varepsilon = 2 \cdot 10^{-4}$$

Y_1 : Distance entre l'interface et l'AN de la section homogène

$$Y_1 = \frac{h_a}{2} + \alpha = \frac{30}{2} + 7,396 = 22,396 cm$$

Y_2 : Distance entre la fibre supérieure du béton et l'AN de la section homogène

$$Y_2 = Y_1 + h_c + h_p = 22,396 + 8 + 4 = 34,396 cm$$

$$\sigma_{as} = K \cdot Y_1 = 0,131 \cdot 22,396 \cdot 10 = 29,338 \text{MPa}$$

$$\sigma_{ai} = K \cdot (h_a - Y_1) = 0,131 \cdot (30 - 22,396) = -0,991 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bi} = \frac{(E_a \cdot \varepsilon - K \cdot Y_1)}{\eta} = \frac{(2,1 \cdot 10^5 \cdot 2 \cdot 10^{-4} - 0,131 \cdot 22,396 \cdot 10)}{15} = -0,844 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bs} = \frac{(E_a \cdot \varepsilon - K \cdot Y_2)}{\eta} = \frac{(2,1 \cdot 10^5 \cdot 2 \cdot 10^{-4} - 0,131 \cdot 34,396 \cdot 10)}{15} = -0,204 \text{MPa}$$

b.3. Contraintes finales :

$$\sigma_{as} = -4,448 + 29,338 = 24,89 \text{MPa} < f_y = 235 \text{MPa} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$\sigma_{ai} = -52,211 - 0,991 = -53,202 \text{MPa} < f_y = 235 \text{MPa} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$\sigma_{bs} = 4,163 - 0,204 = -3,959 \text{MPa} < f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 14,2 \text{MPa} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$\sigma_{bi} = 0,948 - 0,844 = 0,104 \text{MPa} < f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 14,2 \text{MPa} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

2.3. Ferrailage de la dalle du plancher :

Dans notre cas, on a une dalle sur quatre appuis de 1,2x 3,6 :

➤ Plancher terrasse :

$$\begin{cases} G = 6,14 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1 \text{ KN/m}^2 \\ S = 0,288 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$P_{u1} = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot \max[Q; S] = 9,789 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{u2} = 1,35 \cdot G + 1,35 \cdot [Q + S] = 10,027 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = \max(P_{u1}; P_{u2}) = 10,027 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{s1} = [G + \max(Q; S)] = 7,14 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{s2} = [G + 0,9 \cdot (Q + S)] = 7,299 \text{ KN/m}^2$$

$$P_s = \max(P_{s1}; P_{s2}) = 7,299 \text{ KN/m}$$

➤ **Plancher courant :**

$$\begin{cases} G = 5,56 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 \\ S = 0 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$P_{u1} = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot \max[Q; S] = 9,756 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{u2} = 1,35 \cdot G + 1,35 \cdot [Q + S] = 9,531 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = \max(P_{u1}; P_{u2}) = 9,531 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{s1} = [G + \max(Q; S)] = 7,06 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{s2} = [G + 0,9 \cdot (Q + S)] = 6,91 \text{ KN/m}^2$$

$$P_s = \max(P_{s1}; P_{s2}) = 7,06 \text{ KN/m}$$

Nous constatons que le plancher terrasse est le plus sollicitant, donc on ferraille les dalles de ce dernier et on adopte le même ferrailage pour les dalles du plancher courant.

À L'ELU :

$$q_u = 10,027 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,2}{3,6} = 0,33 < 0,4 \rightarrow \text{La dalle travaille selon la petite portée.}$$

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l_x^2}{8} = \frac{10,027 \cdot 1,2^2}{8} = 1,804 \text{ KN.m}$$

$$\text{Le moment en travée est : } M_t = 0,75 \cdot M_0 = 1,353 \text{ KN.m}$$

$$\text{Le moment en appuis est : } M_a = 0,5 \cdot M_0 = 0,902 \text{ KN.m}$$

• **Calcul des armatures en travée :**

$$M_t = 1,353 \text{ KN.m}$$

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

$$h = 8 \text{ cm}$$

$$c = 2 \text{ cm}$$

$$d = 0,9 \cdot h = 7,2 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0,018 < 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) = 0,022$$

$$z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 7,13 \text{ cm}$$

$$A = \frac{M_t}{z \cdot f_{st}} = 0,545 \text{ cm}^2$$

Donc on ferraille avec : 5HA8 = 2,51 cm²

• **Espacement des barres :**

$$St_{\parallel x} = \min[(3 \cdot h), 33] \Rightarrow St_{\parallel x} = 24cm$$

On a :

$$St_{\parallel x} = \frac{100}{5} = 20cm < 24cm \rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$St_{\parallel y} = \min[(4 \cdot h_c), 45] \Rightarrow St_{\parallel x} = 32cm$$

On a :

$$St_{\parallel y} = \frac{100}{4} = 25cm < 32cm \rightarrow \text{Vérifiée}$$

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

$$V_x = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{10,027 \cdot 1,2}{2} = 6,016KN$$

$$\tau = \frac{V_x}{b \cdot d} = \frac{6,016}{1 \cdot 0,072} \cdot 10^{-3} = 0,083MPa$$

$$\bar{\tau} = 0,05 \cdot f_{c28} = 1,25MPa > \tau \rightarrow \text{Vérifiée}$$

À L'ELS :

$$q_s = 7,06KN/m^2$$

$$M_0 = \frac{q_s \cdot l_x^2}{8} = \frac{7,06 \cdot 1,2^2}{8} = 1,270KN.m$$

Le moment en travée est : $M_t = 0,75 \cdot M_0 = 0,952KN.m$

Le moment en appuis est : $M_a = 0,5 \cdot M_0 = 0,635KN.m$

- **Vérification des contraintes :**

En travée

$$M_t = 0,952KN.m$$

$$A = 2,51cm^2$$

$$b = 100cm$$

$$d = 6cm$$

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot (A + A') \cdot y - 15 \cdot (A \cdot d - A' \cdot d') \Rightarrow y = 1,782cm$$

$$I = \frac{b}{3} \cdot y^3 + 15 \cdot A' \cdot (y - d')^2 + 15 \cdot A \cdot (d - y)^2 \Rightarrow I = 858,477cm^4$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = 2,404MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15MPa \rightarrow \text{vérifié}$$

En appui

$$M_a = 0,635KN.m$$

$$A = 2,51cm^2$$

$$b = 100cm$$

$$d = 6cm$$

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot (A + A') \cdot y - 15 \cdot (A \cdot d - A' \cdot d') \Rightarrow y = 1,782cm$$

$$I = \frac{b}{3} \cdot y^3 + 15 \cdot A' \cdot (y - d')^2 + 15 \cdot A \cdot (d - y)^2 \Rightarrow I = 858,477cm^4$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = 1,602MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15MPa \rightarrow \text{vérifié}$$

- **Etat limite de déformation :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{20 \cdot M_0} \\ 2) \frac{h}{l} \geq \frac{3}{80} \\ 3) \frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$1) \frac{8}{120} \geq \frac{0,952}{20 \cdot 1,804} \Rightarrow 0,066 \geq 0,0263 \rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$2) \frac{8}{120} \geq \frac{3}{80} \Rightarrow 0,066 \geq 0,0375 \rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$3) \frac{2,51}{100 \cdot 6} \leq \frac{2}{400} \Rightarrow 0,0041 \leq 0,005 \rightarrow \text{Vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

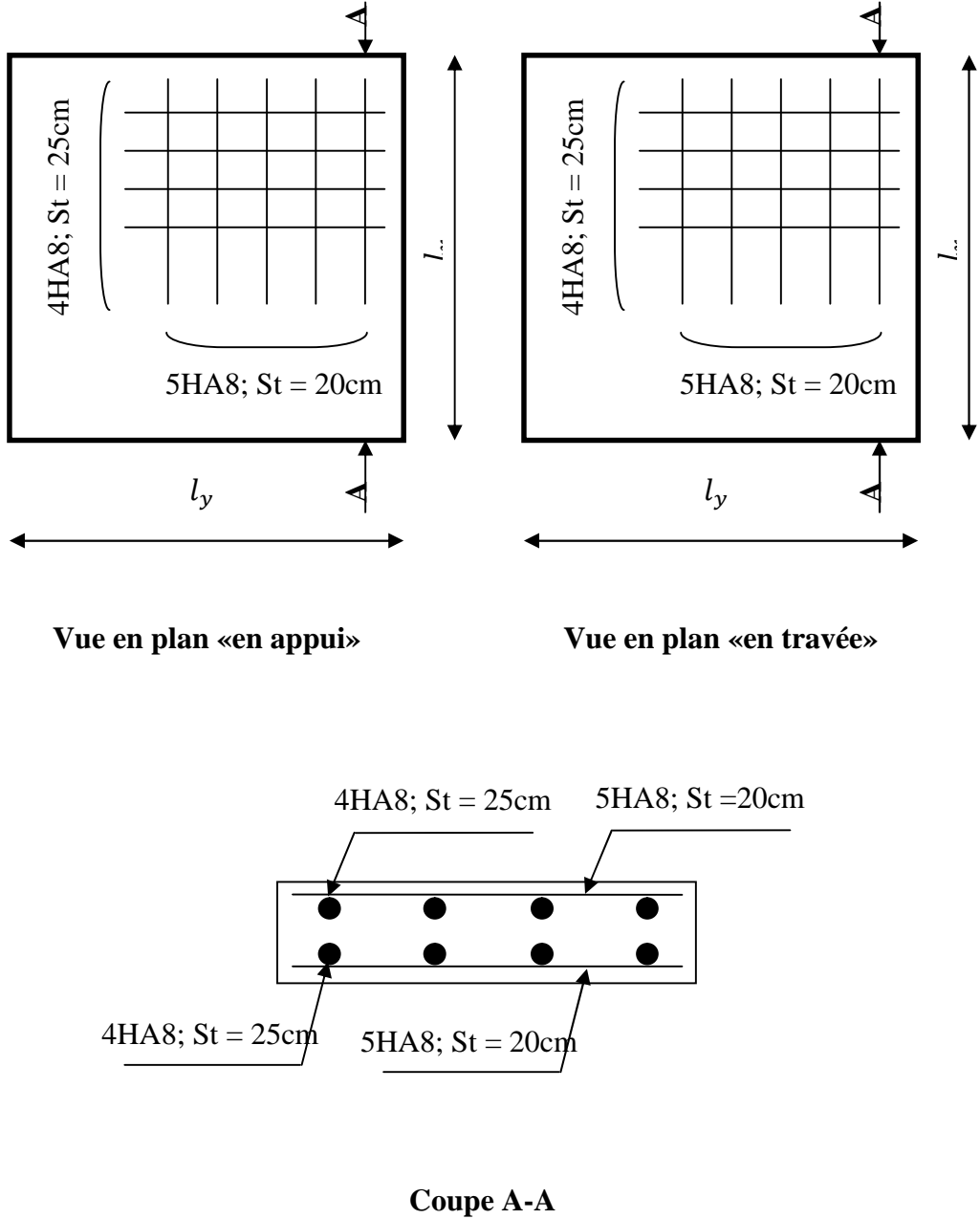


Figure V.4: Schémas de Ferrailage de la dalle

1.Introduction

Le séisme est un phénomène naturel qui affecte la surface terrestre, il est provoqué par le processus de déformation et de rupture à l'intérieure de la croute terrestre, l'énergie cumulée est libérée se forme de vibrations qui se propagent dans toutes les directions, appelées Ondes sismique, celles-ci engendrent d'importantes secousses.

L'intensité de ces secousses peut réduire un ouvrage en ruine, et générer par conséquent des pertes sur les vies humaines qu'il abrite, et pour cela, le but de l'étude est de remédier à pce phénomène par une conception adéquate de l'ouvrage de façon à ce qu'il résiste et présente un degré de sécurité acceptable aux vies humaines et aux biens matériels.

Parmi les actions qui peuvent agir sur une structure, le séisme reste de loin le plus dangereux. Notre site est classé en zone IIa, cela nous conduit à respecter certaines dispositions constructives et à faire une estimation de l'action sismique en se basant sur recommandations du nouveau règlement Algérien parasismique RPA 99 version 2003.

2. Présentation du logiciel ROBOT :

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

3. Modélisation :

Le logiciel permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargements des structures, etc.) de façon totalement graphique, numérique ou combinée, en utilisant les innombrables outils disponibles.

4. Analyse de la structure :

4.1. Type d'analyse :

L'analyse élastique globale, peut être statique ou dynamique, selon la satisfaction des conditions posées par les règlements en vigueur, sur les cas de chargement.

- Les chargements statiques :

- Poids propre de la structure.
- Les effets dus aux actions climatiques.
- Les chargements dynamiques :
 - Les effets sismiques.

4.2. Méthodes de calcul :

La détermination de la réponse de la structure et son dimensionnement peuvent se faire par trois méthodes de calcul, dont le choix est fonction à la fois du type de structure et de la nature de l'excitation dynamique. Il s'agit donc de s'orienter vers l'une ou l'autre des méthodes suivantes :

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

4.2.1. La méthode statique équivalente :

La méthode de calcul la plus employée pour le calcul dynamique des structures, est celle basé sur l'utilisation des spectres de repense. Mais comme le " RPA 99 V 2003 " préconise que le l'effort tranchant dynamique soit supérieur à 80% de l'effort tranchant statique, donc on calcule l'effort tranchant statique par la méthode statique équivalente.

a) Principe de la méthode :

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

b) Calcul de la force sismique totale :

D'après l'art 4.2.3 de RPA 99/version 2003, la force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales

orthogonales selon la formule :
$$V = \frac{A \cdot Q \cdot D}{R} W$$

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le **tableau (4.1) de RPA 99/version 2003** en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment Dans notre cas, on est dans la Zone II_a et un Groupe d'usage 2

Nous trouverons : $A = 0.15$

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

D : est un facteur d’amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie de site du facteur de d’amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

Avec :

T₂ : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau **4.7** du [RPA99/ version 2003], site (**S3**) :

$$\begin{cases} T1(sec) = 0.15s \\ T2(sec) = 0.5s \end{cases}$$

(η) : Facteur de correction d’amortissement donnée par la formule :

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

Où $\xi(\%)$ est le pourcentage d’amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l’importance des remplissages.

ξ : est donnée par le tableau **4.2 du RPA99 V 2003**

Nous avons une structure en portiques, Donc $\xi = 5 \%$

D’où : $\eta = 1 > 0.7$

$$\eta = 1$$

Estimation de la période fondamentale :

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

La formule empirique à utiliser est donnée par le **RPA 99/ version 2003 par la formule (4.6)** :

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

Avec :

h_N: hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu’au dernier niveau :

$$h_N = 21.93m$$

C_T: est un coefficient qui est fonction du système de contreventement, du type de remplissage et est donné par le **tableau 4.6 du RPA 99/version 2003**.

« Contreventement assuré par portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie »

D'où : $C_T = 0.05$

Donc : $T = C_T h_N^{3/4} = 0.05 \times 21.93^{(3/4)} = 0.65 \text{ s}$

$$T_2 = 0.5s < T = 0.65s < 3.0 \text{ s}$$

Donc la valeur du facteur d'amplification dynamique moyen est égale :

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

R : coefficient de comportement global de la structure, Sa valeur est donnée par le **tableau 4.3 de RPA 99/ version 2003**, en fonction du système de contreventement.

Sens longitudinal: $R_y = 4$ (Mixte portiques/palées triangulées en X).

Sens transversal : $R_x = 4$ (Mixte portiques/palées triangulées en X).

Donc : $R_y = 4$

$$R_x = 4$$

Q : facteur de qualité de la structure, fonction de la redondance, géométrie, régularité en plan et en élévation et la qualité de contrôle de la constriction.

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

Critère de qualité « q »	$P_q(x)$
1. conditions minimales sur les files porteuses	0.05
2. Redondance en plan	0.05
3. régularité en plan	0
4. régularité en élévation	0
5. Contrôle de qualité des matériaux	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0
$\sum P_q$	0.1

Tableau VI. 1: Pénalités de vérification.

$$Q = 1 + 0.1 = 1.1$$

W : poids total de la structure, **W** est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i).

$$W = \sum W_i$$

Avec :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi}: Charges permanentes et à celles des équipements fixes solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charge d'exploitation.

β: Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le **tableau 4.5 du RPA 99 version 2003**.

Dans notre cas : **β = 0.2**

★ **Masse totale sur un niveau :**

Elément	nombre	Masse	quantités	Poids(kg)
Dalle de plancher	1	6,08 KN/m ²	248.34 m²	1509.90
Solives(IPE180)	60	0.188 KN/m	216m	40.608
Sommiers(IPE360)	14	0.571 KN/m	77m	43.96
Poutres secondaires(IPE200)	16	0.224 KN/m	57.6m	12.90
Poteaux(HEA320)	22	0.976 KN/m	74.8m	73
Murs extérieurs	/	1.32 KN/m	140m	184.8
Contreventement	20	0.486 KN/m	78m	37.90
Total W_{G1}				1903.068KN

Tableau VI.2 :valeurs du poids totale de la structure

$$W_G = \sum_{i=1}^n W_{Gi} = 1903.068 \times 6 = 11418.408KN$$

$$W_Q = \sum_{i=1}^n W_{Qi}$$

$$W_Q = (1 \times 248.34) + 5[(1,5 \times 232.89) + 11.66] + [(5 \times 232.89) + 11.66]$$

$$\Rightarrow W_Q = 3229.42 KN$$

$$\Rightarrow W_i = 11418,408 + 0.2 \times 3229.42 = 12064.292kn$$

$$V_y = \frac{0,15 \times 2,5 \times 1,1}{4} 12064.292 \Rightarrow V_y = 1244,130Kn$$

$$V_x = \frac{0,15 \times 2,5 \times 1,1}{4} 12064.292 \Rightarrow V_x = 1244,130Kn$$

5. La méthode modale spectrale :

5.1 Principe de la méthode spectrale :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

5.2 Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul **RPA 99 V2003** :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25 A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta(1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 0.3s \\ 2.5\eta(1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 0.3s \end{cases}$$

Avec :

Les coefficients A, η, R, T_1, T_2, Q (déjà déterminés plus haut) .

Schématisation du spectre de réponse suivant X et Y :

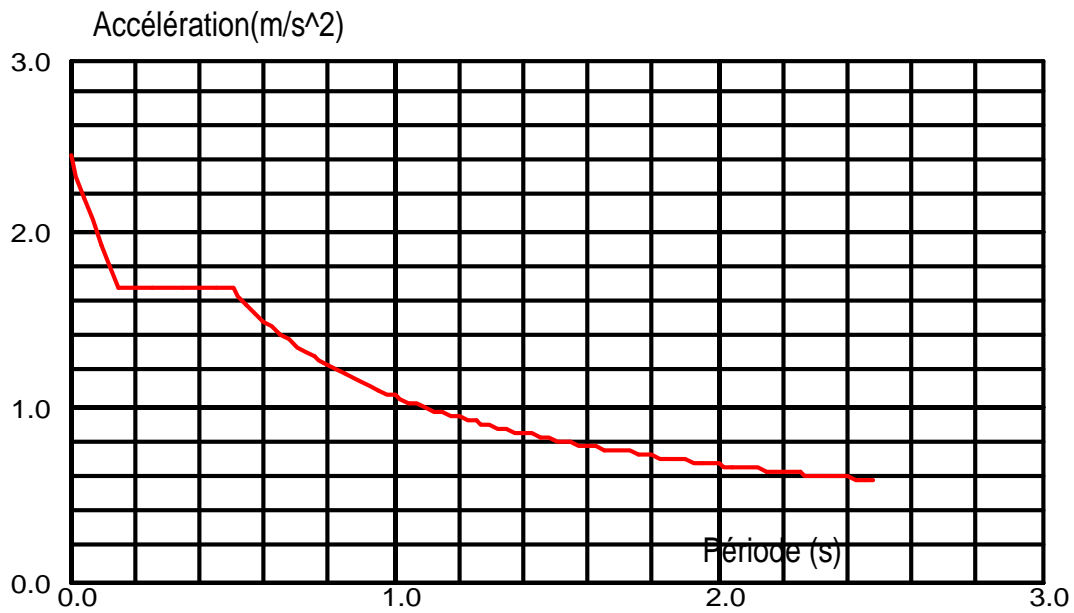


Figure VI.1 : Schéma du spectre de réponse suivant X.

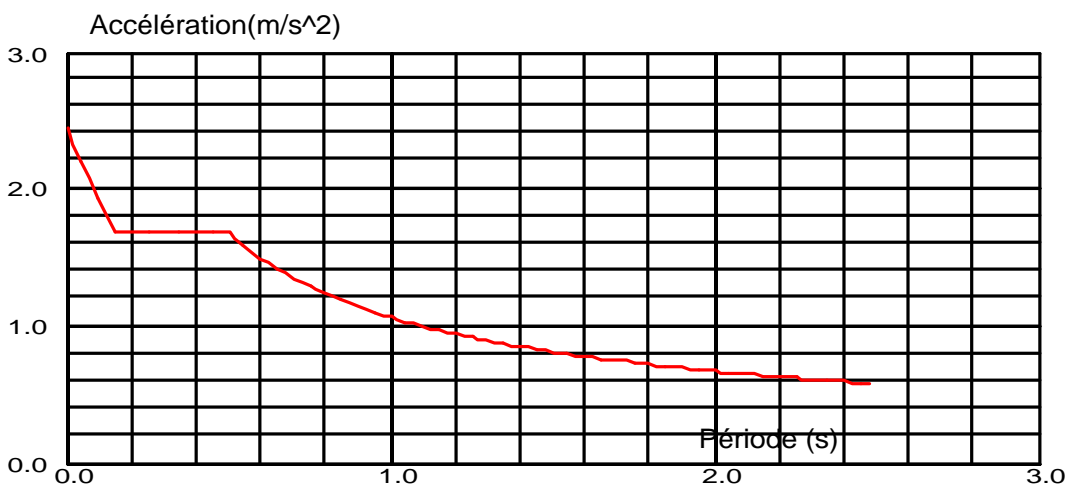


Figure VI.2: Schéma du spectre de réponse suivant Y.

5.3 Nombre de modes de vibrations à considérer :

Le nombre de modes de vibration à retenir doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

5.4 Résultat de calcul :

a. Pourcentage de participation de masse :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
7/ 1	1,91	0,52	79,78	0,01	0,0	79,78	0,01
7/ 2	2,00	0,50	79,79	77,43	0,0	0,01	77,42
7/ 3	3,00	0,33	80,34	77,43	0,0	0,55	0,00
7/ 4	5,96	0,17	94,16	77,43	0,0	13,82	0,00
7/ 5	7,36	0,14	94,16	95,33	0,0	0,00	17,90
7/ 6	10,87	0,09	94,85	95,33	0,0	0,69	0,00
7/ 7	11,00	0,09	97,19	95,33	0,0	2,34	0,00
7/ 8	14,65	0,07	97,19	98,11	0,0	0,00	2,78
7/ 9	15,48	0,06	98,11	98,11	0,0	0,92	0,00
7/ 10	19,24	0,05	98,37	98,11	0,0	0,26	0,00

Figure VI.3: Pourcentage de participation de masse.

Le pourcentage de participation de masse est supérieure à 90% suivant les deux directions, donc les 10 modes de vibrations sont suffisants, pour mieux représenter le comportement de la structure.

Dans les trois premiers modes on a :

- Translation suivant (Y) pour le premier mode.
- Translation suivant (X) pour le deuxième mode.
- Rotation pour le troisième mode.

b. Les réponses modales de la structure :

La déformation de la structure suivant les modes de vibration les plus prépondérants est illustrés par les figures suivantes :

Mode 1 : Translation suivant X-X, période T = 0.52 s, taux de participation de la masse 79,78%

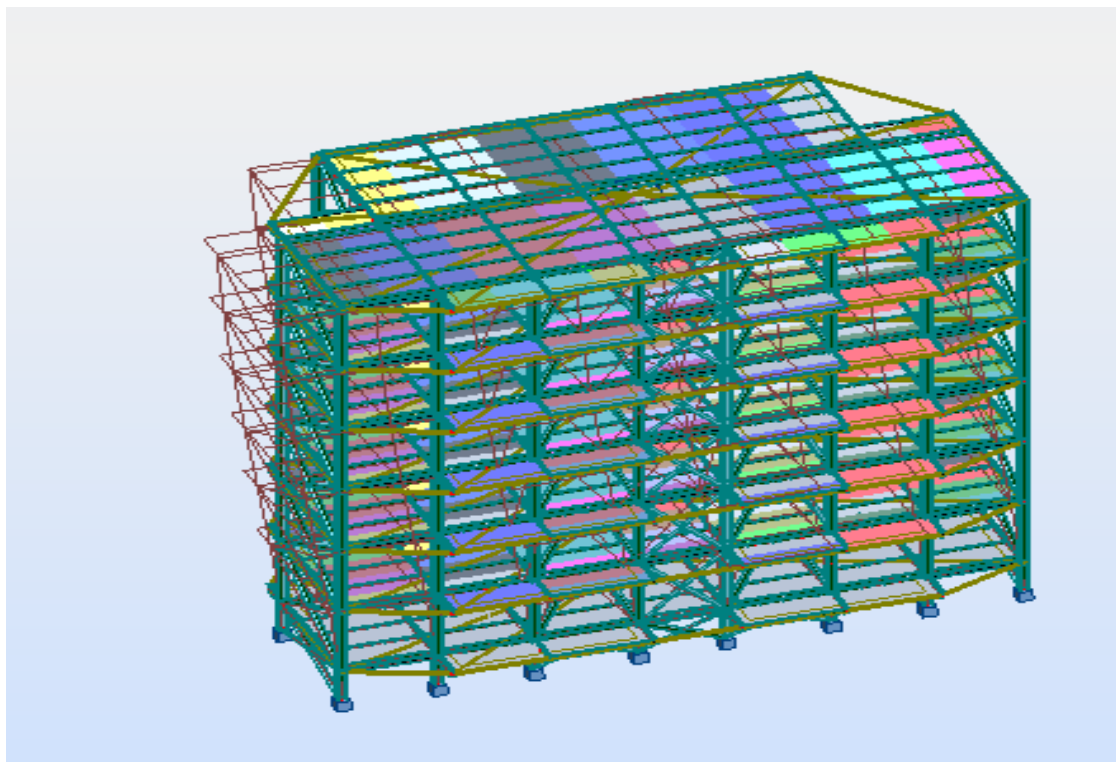


Figure VI.4 : Mode de déformation (01).

Mode 2 : Translation suivant Y-Y, période $T = 0.50s$, taux de participation de la masse 79,79%

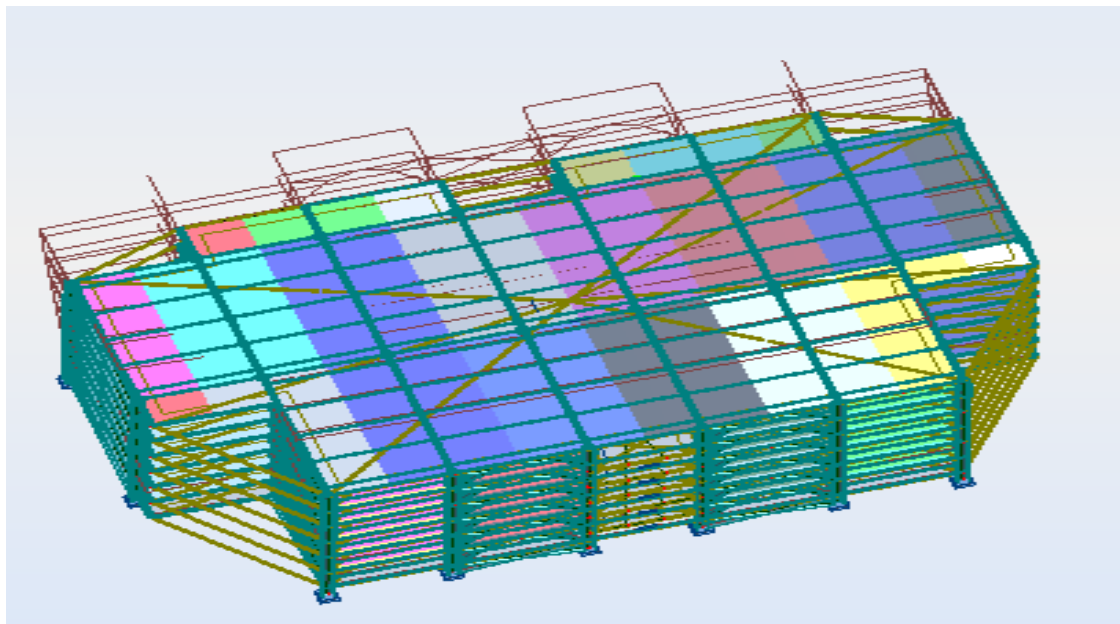


Figure VI.5: Mode de déformation (2).

Mode 3 : Rotation autour de Z-Z, période $T = 0.33s$, taux de participation de la masse 80,34%

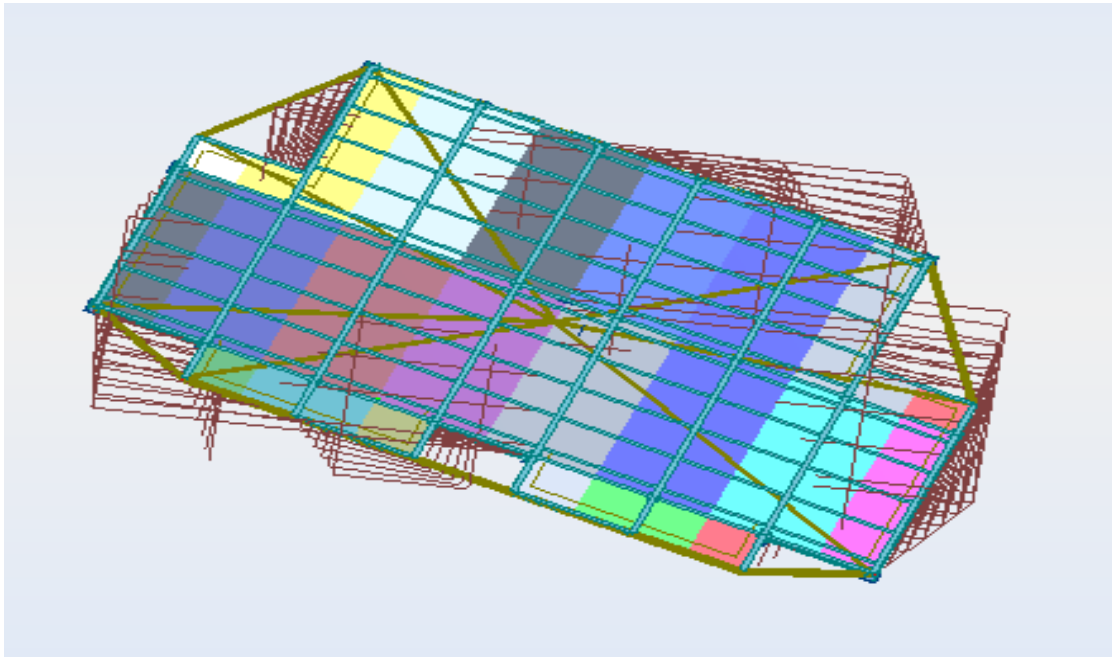


Figure VI.6: Mode de déformation (3).

5.5 Analyse des résultats :

Il y a lieu de constater que la structure présente des translations suivant les deux directions horizontales et une rotation autour de l'axe verticale.

a) Les combinaisons de calcul :

Notation :

G : Poids propre.

Q : Charge d'exploitation.

S : Action de la neige.

E : Action sismique.

Les combinaisons de calcul adoptées selon les règlements en vigueur sont données dans le tableau suivant :

Combinaisons à l'Etat limite ultime	Combinaisons à l'Etat limite de service	Combinaisons Accidentelles
1.35G + 1.5Q	G + Q	G + Q + E _x
1.35(G + Q + S)	G + S	G + Q - E _x
	G+0,9(Q+S)	G + Q - E _y
		G + Q + E _y
		0.8G+ E _x
		0.8G-E _y
		0.8G+E _y
		0.8G-E _x

Tableau VI.3: Combinaisons de calcul.

a) Résultantes des forces sismiques de calcul :

Selon l'article 4.3.6 du RPA99 V2003, la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales doit être supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente

Forces sismiques	V statique (KN)	0.8Vstatique (KN)	V dynamique (KN)	Observation
Sens xx	1244, 130	995.304	1463.88	Vérifiée
Sens yy	1244, 130	995.304	1475.41	Vérifiée

Tableau VI.4 : Vérification de l'effort tranchant à la base.

L'effort tranchant dynamique est supérieur à 80% de l'effort tranchant statique dans les deux sens. Il n'y a pas lieu d'augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacement, moments,...)

6. Vérification des déplacements :

- **situation accidentelle :**

Le **D.T.R RPA99 V2003** précise que le déplacement horizontal est calculé sous les forces sismique seul (**art 4.4.3**) et préconise de limiter les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacent à **1%** de la hauteur d'étage (**art 5.10**).

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

$$\delta_k = R \delta_{eK}$$

δ : Déplacement dû aux forces sismiques, à partir du fichier ROBOT on aura le tableau suivant :

Niveau	$\delta_{eK(U1)(cm)}$	$\delta_{eK(U2)}$
0	0	0
4.93	0.12	0.1
8.33	0.24	0.12
11.73	0.37	0.20
15.13	0.48	0.20
18.53	0.58	0.40
21.93	0.65	0.50

Tableau VI.5: valeurs des déplacements dues aux forces sismique.

R : coefficient de comportement R=3.

Le déplacement relatif au niveau « K » par rapport au niveau « k-1 »est égale à :

$$\Delta_k = \delta_{ek} - \delta_{k-1}$$

La valeur du déplacement limite est donné par :

$$H_i/100=340/100=3,4cm.$$

Les déplacements horizontaux et relatifs sont donnés dans le tableau suivant :

niveau(m)	Déplacements horizontaux (cm)		Déplacements verticaux (cm)	
	$\delta_k (u1)$	$\delta_k (u1)$	$\Delta_k (u1)$	$\Delta_k (U2)$
0	0	0	0	0
4.93	0.12	0.1	1.1	1.3
8.33	0.24	0.18	1	1.2
11.73	0.37	0.20	0.82	1.02
15.13	0.48	0.20	0.62	1
18.53	0.58	0.412	0.42	0.588
21.93	0.65	0.503	0.08	0.085

Tableau VI.6 : déplacements horizontaux et relatifs sous séisme.

$$\Delta_k (\max) = 13\text{mm} < 34\text{mm}$$

Donc les déplacements relatifs latéraux sont vérifiés.

1. Introduction :

Après avoir modéliser l'ensemble des portiques en y appliquant les différents cas de chargement du vent et de la neige, des charges permanentes et surcharges d'exploitation ainsi que l'introduction de l'effort sismique. Sous différents combinaisons ; et à l'aide du logiciel **ROBOT** qui détermine la réaction d'appuis pour chaque cas de charge ; on passe à la vérification des cas les plus défavorables.

2.Vérification des poteaux :

Les éléments poteaux de la structure sont soumis a une compression et une flexion suivant les deux axes(y-y)et(z-z),il s'agit alors de vérifier le poteau les plus sollicité sous les combinaisons les plus défavorables.

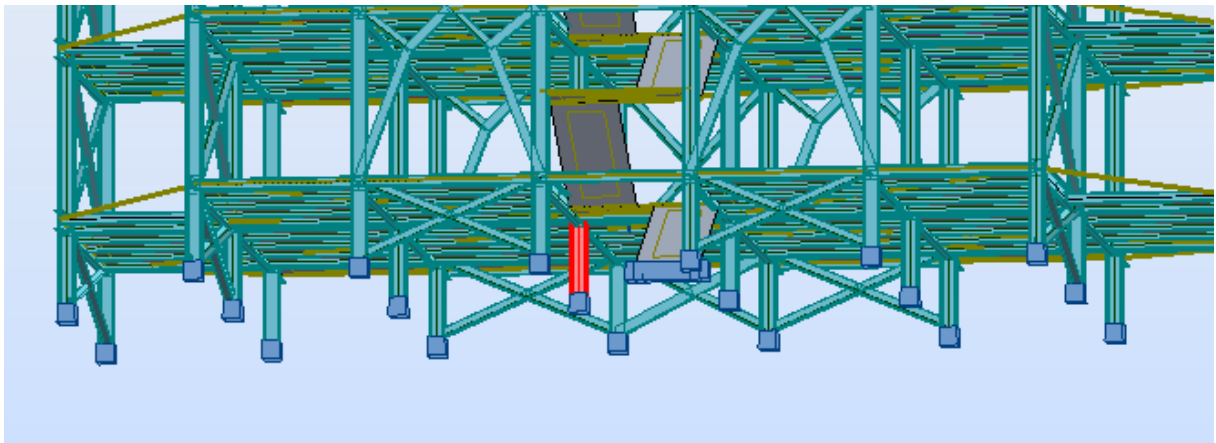


Figure VII .1: poteau le plus sollicité

Les efforts interne de poteau le plus sollicité son retiré par logicielle ROBOT, donnée dans le tableau ci-dessus :

<i>Combinaison</i>	N_{sd} (KN)	M_y (KN.m)	M_z (KN.m)	V_y (KN)	V_z (KN)
$G + Q + Ex$	2489	49.14	68.17	-18,82	-1,01

Tableau VII.1 : sollicitation dans le poteau du RDC

2.1.vérification a la résistance :

- Classe de la section

$$\text{On a : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

➤ Vérification de la semelle

$$\frac{b_f}{2 \times t_f} \leq 10 \times \varepsilon \Rightarrow \frac{300}{2 \times 15.5} \leq 10 \times 1 \Rightarrow 9.67 < 10$$

→ Semelle de classe 1

➤ Vérification de l'âme

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \times \varepsilon \Rightarrow \frac{225}{9} \leq 72 \times 1 \Rightarrow 25 \leq 72 \rightarrow \text{âme de classe 1}$$

Donc la section est de classe 1

- Vérification à l'effort tranchant

Il faut vérifier que : $V_{sd} \leq V_{plRd}$

$V_{sd} = -1.01 \text{Kn}$ (Note de calcul sur la pièce **12** du Robot sous la combinaison $1,35G+1,5Q$)

↳ Suivant y-y

$$V_{ply} = \frac{A_{vy} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} = \frac{96.2 \times 10^{-1} \times (235 / \sqrt{3})}{1} = 1306,763 \text{KN}$$

$$V_{ply} = 1306,763 \text{KN} > V_y = -18,82 \text{KN} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

$$0,5V_{ply} = 653,381 \text{KN} > V_y = -18,82 \text{KN} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

Pas de réduction du moment plastique.

↳ Suivant z-z

$$V_{plz} = \frac{A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} = \frac{41.1 \times 10^{-1} \times (235 / \sqrt{3})}{1} = 557,633 \text{ KN}$$

$$V_{plz} = 557,633 \text{ KN} > V_z = -1,01 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

$$0,5V_{plz} = 278,816 > V_z = -1,01 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

Pas de réduction du moment plastique.

- **Vérification à l'effort normal**

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N_{sd} = 2079,01 \text{ KN}$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{124,4 \times 23,5}{1} = 2923,4 \text{ Kn}$$

$$N_{sd} < N_{plRd} \rightarrow \text{ok}$$

2.2. Vérification aux instabilités :

2.2.1. Vérification au flambement :

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

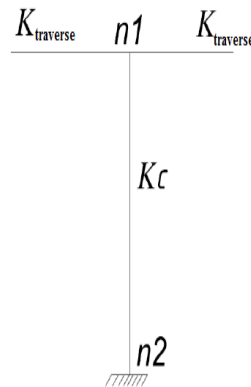
- **Flexion composée avec risque de flambement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot N_{plRd}} + \frac{k_y \cdot M_{ysd}}{M_{plyRd}} + \frac{k_z \cdot M_{zsd}}{M_{plzRd}} \leq 1$$

a) Calcul de χ_{\min} :

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z)$$

Flambement par rapport à l'axe fort y-y (dans le plan du portique) :



$\eta_2 = 0$ (Encastrement a la base)

$$\eta_1 = \frac{K_c}{K_c + K_{Traverse}}$$

$$K_c = \frac{I_y}{L} = \frac{22928.6}{153} = 149,86 \text{ cm}^3$$

$$K_{Traverse} = \frac{I_y}{L} = \frac{22928.6}{550} = 41,688 \text{ cm}^3$$

$$\eta_1 = \frac{149,86}{149,86 + 41,668}$$

$$\eta_1 = 0.78$$

- Suivant l'axe y-y :

$$\lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{107.1}{13,58} = 7.88$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_k} = \frac{7.88}{93,9} = 0,083 < 0,2$$

(il y a pas risque de flambement)

Suivant l'axe z-z

$$\lambda_z = \frac{l_{kz}}{i_z} = \frac{107,1}{7,49} = 31.77$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_k} = \frac{31.77}{93,9} = 0,338 > 0,2$$

\Rightarrow il ya risque de flambement suivant l'axe Z - Z .

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{310}{300} = 1.033 \leq 1,2 \\ t_f = 15.5 \text{ mm} \leq 100 \text{ mm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Y - Y \Rightarrow \text{Courbe } b \Rightarrow \chi_y = 1 \\ Z - Z \Rightarrow \text{Courbe } c \Rightarrow \chi_z = 0,95 \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_{brd,y} = \frac{\chi_y \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{1 \times 1 \times 124.4 \times 235}{10 \times 1} = 2923,4 \text{ KN} \\ N_{brd,z} = \frac{\chi_z \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{0,95 \times 1 \times 124.4 \times 235}{10 \times 1} = 2777,23 \text{ KN} \end{cases} \quad [\text{EC3 Art 5.5.1.1}]$$

$$\Rightarrow \begin{cases} N_{sd} = 2079,01 \text{ KN} < N_{brd,y} = 2923,4 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \\ N_{sd} = 2079,01 \text{ KN} < N_{brd,z} = 2777,23 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \end{cases}$$

b) Calcul du moment critique :

$$M_{cr} = \frac{C_1 \pi^2 E I_z}{(KL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 \cdot G I_t}{\pi^2 E I_z} + (C_2 \cdot Z_g)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C_2 \cdot Z_g) \right\} = 44983.089 \text{ Kn.m}$$

Avec :

$$B_w = 1 \quad K = 1 \quad C_1 = 3.348 \quad C_2 = 0 \quad Z_g = 0 \text{ cm} \quad I_w = 1512 \text{ cm}^6 \quad I_t = 107.97 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 6985.8 \text{ cm}^4$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{ply} \times f_y}{M_{cr}}} = 0.22 < 0.4 \rightarrow \text{Pas de risque de déversement}$$

c) Calcul des coefficients K_y et K_z :

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}}$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2 \beta_{Mz} - 4) + \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}}$$

❖ **Calcul des coefficients réducteurs :**

Suivant l'axe (Y-Y) :

$$\mu_y = 0.207 (2.2,374 - 4) + 0.126 = 0,152$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N}{\chi_y \cdot A f_y} = 0,892$$

Suivant l'axe (Z-Z) :

$$\mu_z = 0.73 (2.1,485 - 4) + 0.542 = -0,032$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N}{\chi_z \cdot A f_y} = 1,023$$

$$N_{sd} = 2079.01 \text{Kn}$$

$$M_{y,Sd} = -0.87 \text{Kn.m}$$

$$M_{z,Sd} = 17.73 \text{Kn.m}$$

$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{m0} = 2079.01 \cdot 23.5 / 1 = 6345 \text{Kn}$$

$$M_{ply,Rd} = 382.60 \cdot 23.5 \cdot 10^{-2} / 1 = 89.91 \text{Kn.m}$$

$$M_{plz,Rd} = 166.79 \text{Kn.m}$$

➤ **Vérification au flambement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot N_{plRd}} + \frac{k_y \cdot M_{ysd}}{M_{plyRd}} + \frac{k_z \cdot M_{zsd}}{M_{plzRd}} \leq 1$$

$$\frac{2079.01}{0.766 \cdot 6345} + \frac{0.92 \cdot 803.14}{89.91} + \frac{0.69 \cdot 17.73}{166.7} = 0.80 < 1$$

Conclusion:

Dans le calcul et dans le modèle robot on a opté pour un **HEA320** qui vérifie les calculs, le Robot à son tour nous propose un **HEA320**

Le profilé choisi **HEA320** est adéquat comme poteau.

3. Vérification de la résistance des poutres

3.1. Poutre principale « sommier » IPE360

La longueur de la poutre $L=5.5\text{m}$

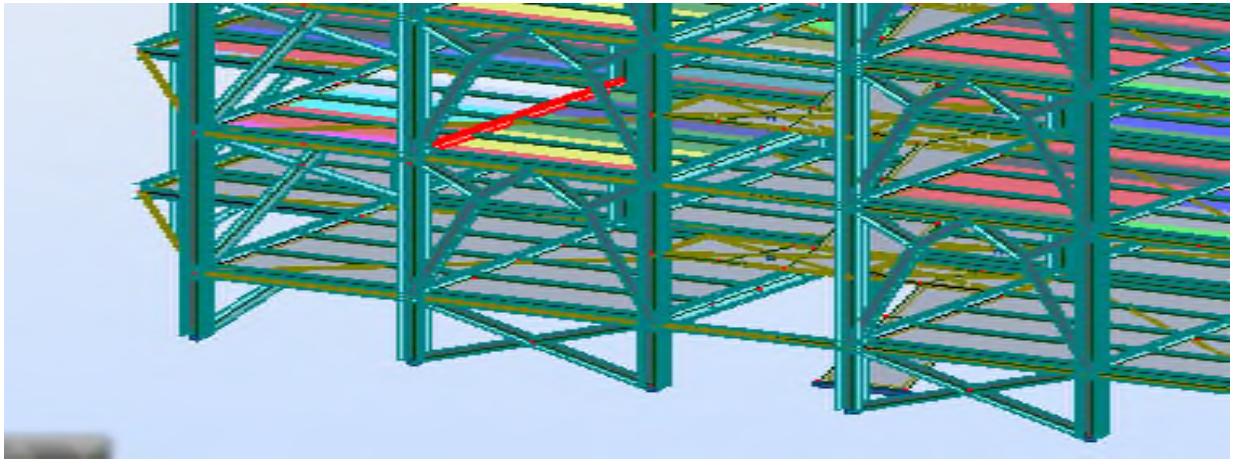


Figure VII.2: la poutre principale la plus sollicitée.

Les efforts interne de poutre la plus sollicitée son retiré par logicielle ROBOT, donnée dans le tableau ci-dessus :

<i>Combinaison</i>	M_y (KN.m)	V_z (KN)
1,35G + 1,5Q	-86.07	-174.27

Tableau VII.2: sollicitation dans la poutre principale

1) Classe de la section

$$\text{On a : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

➤ Vérification de la semelle (comprimée)

$$\frac{b_f}{2 \times t_f} \leq 10 \times \varepsilon \Rightarrow \frac{170}{2 \times 12,7} \leq 10 \times 1 \Rightarrow 6,692 < 10$$

→ Semelle de classe 1

➤ Vérification de l'âme

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \times \varepsilon \Rightarrow \frac{298,6}{8} \leq 72 \times 1 \Rightarrow 37,325 \leq 72 \rightarrow \text{âme de classe 1}$$

Donc la section est de classe 1

2) Vérification a l'effort tranchant

$$V_{plz} = \frac{A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} = \frac{35,1 \times 10^{-1} \times (235 / \sqrt{3})}{1} = 476,227 \text{ KN}$$

$$V_{plz} = 476,227 \text{ KN} > V_z = -174,27 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$0,5V_{plz} = 238,113 \text{ KN} > V_z = -174,27 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

3) Vérification du moment fléchissant

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{1019,1 \times 235 \times 10^{-3}}{1} = 239,488 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply} = 239,488 \text{ KN.m} > M_y = -86,07 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

4) Vérification au déversement

$$M_{cr} = \frac{C_1 \pi^2 E_a I_z}{(KL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 G I_t}{\pi^2 E I_z} + (C_2 Z_g - C_3 Z_j)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C_2 Z_g - C_3 Z_j) \right\}$$

$$G = 80769,231 \text{ Mpa}$$

$$Z_g = 18 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow M_{cr} = 54,596 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_W W_{pl.y} f_y}{M_{cr}}} = 0.915 > 0,4$$


Il ya risque du déversement.

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 2.891$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + (\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2)^{0,5}} = 0.205$$

$$M_{b.Rd} = \frac{\chi_{LT} \beta_W W_{pl.y} f_y}{\gamma_{M_1}} = 89,78 \text{KN.m}$$

$M_{b.Rd} = 89,78. \text{m} > M_y = -86.07 \text{KN.m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
222 Poutre_222	 IPE 360	ACIER E24	36.78	145.21	0.87	3 1.35G+1.5Q

Conclusion :

Dans le calcul et dans le modèle robot on a opté pour un **IPE360** qui vérifie les calculs, le Robot à son tour nous propose un **IPE360**.

Le profilé choisi **IPE360** est adéquat comme poteau.

3.2.Poutre secondaires IPE200 :

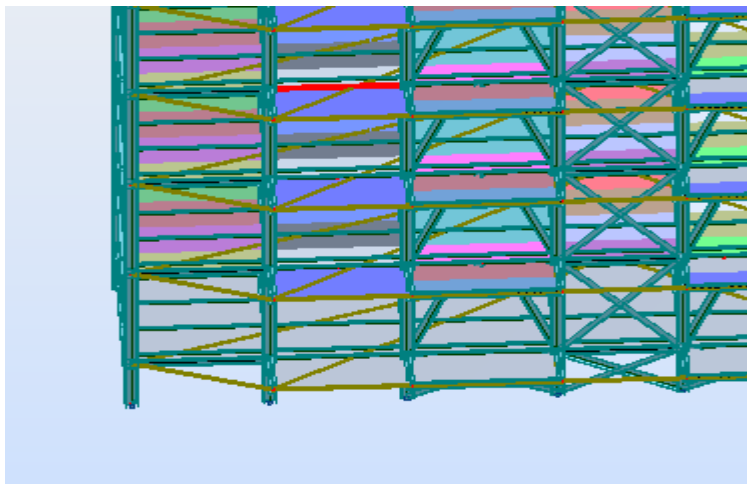


Figure VII.3 :la poutre principale la plus sollicitée

Les efforts interne de poutre la plus sollicité son retiré par logicielle ROBOT, donnée dans le tableau ci-dessus :

<i>Combinaison</i>	M_y (KN.m)	V_z (KN)
1,35G + 1,5Q	-37.87	37.52

TableauVII.3:sollicitation dans la poutre principale.

1)Classe de la section

$$\text{On a : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

➤ Vérification de la semelle (comprimée)

$$\frac{b_f}{2 \times t_f} \leq 10 \times \varepsilon \Rightarrow \frac{100}{2 \times 8,5} \leq 10 \times 1 \Rightarrow 5,88 < 10$$

→ Semelle de classe 1

➤ Vérification de l'âme

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \times \varepsilon \Rightarrow \frac{177.6}{5,6} \leq 72 \times 1 \Rightarrow 31,71 \leq 72 \rightarrow \text{âme de classe 1}$$

Donc la section est de classe 1

2) Vérification a l'effort tranchant

$$V_{plz} = \frac{A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} = \frac{14 \times 10^{-1} \times (235 / \sqrt{3})}{1} = 189.94 \text{ KN}$$

$$V_{plz} = 189.94 \text{ KN} > V_z = 20.37 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$0,5V_{plz} = 89,545 \text{ KN} > V_z = 37.52 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

3) Vérification du moment fléchissant

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{220.6 \times 235 \times 10^{-3}}{1} = 51.841 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply} = 51.841 \text{ KN.m} > M_y = -37.87 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

4) Vérification au déversement

$$M_{cr} = \frac{C_1 \pi^2 E_a I_z}{(KL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 G I_t}{\pi^2 E I_z} + (C_2 Z_g - C_3 Z_j)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C_2 Z_g - C_3 Z_j) \right\}$$

$$G = 80769.231 \text{ Mpa}$$

$$Z_g = 5 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow M_{cr} = 54,08 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w W_{pl,y} f_y}{M_{cr}}} = 1.262 > 0,4$$


Il ya risque du déversement.

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 1.408$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \left(\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2 \right)^{0,5}} = 0.492$$

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \beta_W W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M_1}} = 42.392 \text{ KN.m}$$

$$M_{b,Rd} = 42,392 \text{ KN.m} > M_y = 18.14 \text{ KN.m} \dots \dots \dots$$

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
486 Poutre_486	 IPE 200	ACIER E24	39.95	147.60	0.70	10 G+Q+Ex

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE : Vérification des familles

FAMILLE : 3 poutres

PIECE : 486 Poutre_486 **POINT :** 7

COORDONNEE : x =

1.00 L = 3.30 m

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif : 10 G+Q+Ex (1+2+4+8)*1.00

MATERIAU :

ACIER E24 $f_y = 235.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION : IPE 200

h=20.0 cm

gM0=1.00

gM1=1.00

b=10.0 cm

Ay=19.58 cm²

Az=14.00 cm²

Ax=28.48 cm²

tw=0.6 cm

Iy=1943.17 cm⁴

Iz=142.37 cm⁴

Ix=7.02 cm⁴

tf=0.9 cm

Wply=220.64 cm³

Wplz=44.61 cm³

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

N,Ed = 48.70 kN

My,Ed = -29.58 kN*m

Mz,Ed = 0.01

kN*m

Vy,Ed = 0.00 kN

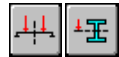
Nc,Rd = 669.28 kN

My,pl,Rd = 51.85 kN*m

Mz,pl,Rd = 10.48

kN*m	$V_{y,T,Rd} = 265.59 \text{ kN}$	
Nb,Rd = 669.28 kN	$M_{y,c,Rd} = 51.85 \text{ kN*m}$	$M_{z,c,Rd} = 10.48$
kN*m	$V_{z,Ed} = -22.09 \text{ kN}$	
	$M_{N,y,Rd} = 51.85 \text{ kN*m}$	$M_{N,z,Rd} = 10.48$
kN*m	$V_{z,T,Rd} = 189.89 \text{ kN}$	
	$M_{b,Rd} = 47.10 \text{ kN*m}$	$T_{t,Ed} = 0.00$
kN*m		

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT :

$z = 0.00$	$M_{cr} = 170.53 \text{ kN*m}$	Courbe,LT -
$L_{cr,low} = 3.30 \text{ m}$	$\lambda_{m_LT} = 0.55$	$\phi_{i,LT} = 0.71$
		$X_{LT,mod} = 0.91$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :



en y :



en z :

$$k_{yy} = 1.00$$

$$k_{zz} = 1.00$$

FORMULES DE VERIFICATION :

Contrôle de la résistance de la section :

$$N_{,Ed}/N_{c,Rd} = 0.07 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.33 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.12 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{y,Ed}/(\sigma_y/(\sqrt{3} \cdot \sigma_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{z,Ed}/(\sigma_z/(\sqrt{3} \cdot \sigma_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.63 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{,Ed}/(X_y \cdot N_{,Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.70 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{,Ed}/(X_z \cdot N_{,Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.70 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

3.3.vérification des solives IPE180 :

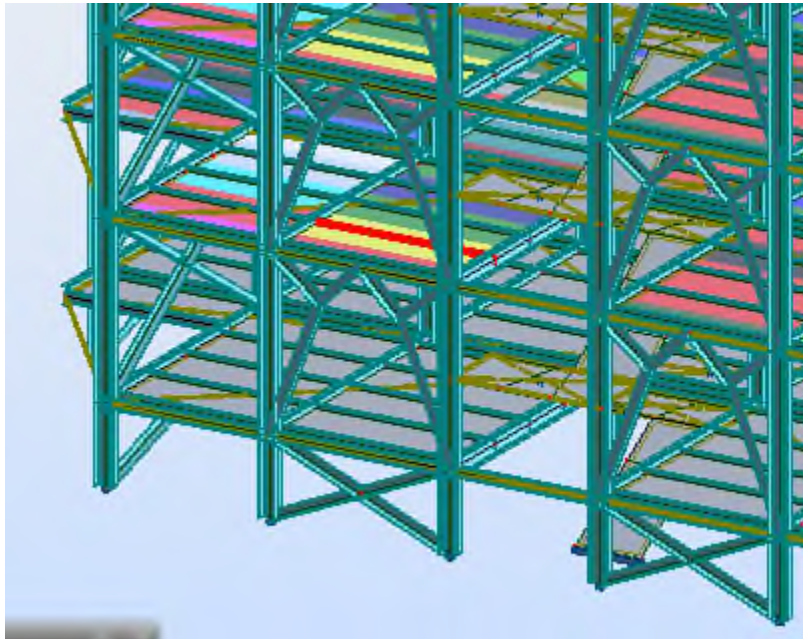


Figure VII.4 :la solive la plus sollicitée

Les efforts interne de poutre la plus sollicité son retiré par logicielle ROBOT, donnée dans le tableau ci-dessus :

<i>Combinaison</i>	M_y (KN.m)	V_z (KN)
1,35G + 1,5Q	-26.08	40.83

TableauVII.4. :solicitation dans la poutre principale

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
267 Poutre_267	OK IPE 180	ACIER E24	48.55	175.44	0.86	3 1.35G+1.5Q

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE : Dimensionnement des familles

FAMILLE : 1 soliveee

PIECE : 267 Poutre_267 **POINT :** 1
0.00 L = 0.00 m

COORDONNEE : x =

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif : 3 1.35G+1.5Q (1+2)*1.35+4*1.50

MATERIAU :

ACIER E24 $f_y = 235.00$ MPa

**PARAMETRES DE LA SECTION : IPE 180**

h=18.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=9.1 cm	Ay=16.21 cm ²	Az=11.25 cm ²	Ax=23.95 cm ²
tw=0.5 cm	Iy=1316.96 cm ⁴	Iz=100.85 cm ⁴	Ix=4.90 cm ⁴
tf=0.8 cm	Wply=166.42 cm ³	Wplz=34.60 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

N,Ed = -70.00 kN	My,Ed = -26.08 kN*m	Mz,Ed = 0.00
kN*m	Vy,Ed = 0.00 kN	
Nt,Rd = 562.76 kN	My,pl,Rd = 39.11 kN*m	Mz,pl,Rd = 8.13
kN*m	Vy,T,Rd = 219.92 kN	
	My,c,Rd = 39.11 kN*m	Mz,c,Rd = 8.13
kN*m	Vz,Ed = 40.83 kN	
	MN,y,Rd = 39.11 kN*m	MN,z,Rd = 8.13
kN*m	Vz,T,Rd = 152.65 kN	
	Mb,Rd = 30.38 kN*m	Tt,Ed = 0.00
kN*m		

Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT :**

z = 0.00	Mcr = 60.36 kN*m	Courbe,LT -	XLT = 0.74
Lcr,low=3.60 m	Lam_LT = 0.80	fi,LT = 0.92	XLT,mod = 0.78

PARAMETRES DE FLAMBEMENT : en y : en z :**FORMULES DE VERIFICATION :****Contrôle de la résistance de la section :**

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.12 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.44 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.27 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{y,tz,Ed}/(\sigma_{y,tz}/(\sqrt{3} \cdot \sigma_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{z,tz,Ed}/(\sigma_{z,tz}/(\sqrt{3} \cdot \sigma_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.86 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

Profilcorrect !!!**Conclusion :**

Dans le calcul et dans le modèle robot on a opté pour un **IPE180** qui vérifie les calculs, le Robot à son tour nous propose un **IPE180**

Le profilé choisi **IPE180** est adéquat comme solive.

4. Vérification du système de contreventement**4.1 Introduction**

Les stabilités ont pour fonctions principales de reprendre et transmettre aux fondations les efforts dus aux forces horizontales sollicitant un ouvrage.

L'importance des stabilités est très grande, elles représentent le facteur principal de la sécurité d'un ouvrage dans le sens longitudinale et le sens transversal.

4.2. Les palées de stabilités

Les type des palées utilisées dans cette étude sont triangulées en X, sont autorisés par le règlement parasismique algérien RPA99/version2003. dans ce type de palées, il est admis de considérer que seules les barres tendues, pour un sens donné de l'action sismique, interviennent avec efficacité dans la résistance dissipative de l'ossature.

Ainsi elles peuvent être conçues pour agir seulement en traction.

a. Palées triangulées en croix de Saint-André :

Les palées triangulées en croix de Sains- André sont des profilés 2CAE 200.20

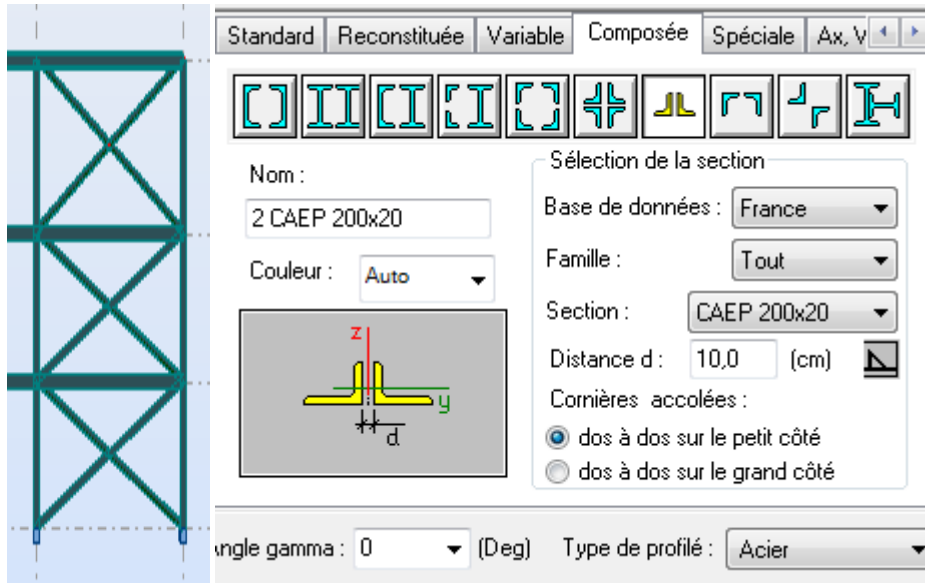


Figure VII.5: propriétés de la section (2CAE200.20)

• **Vérification sous l'effort de traction :**

Ils sont sollicités en traction avec un effort $N_{sd} = 187.11 \text{ KN}$, obtenue sous la combinaison 11G+Q-Ex.

$$N_{sd} \leq N_{trd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m_0}} \quad [\text{EC3 Art 5.4.3.1}]$$

On a :

$$N_{sd} = 187.11 \text{ KN}$$

$$A = 76.35 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{m_0}}{f_y} \Rightarrow A \geq \frac{187.11 \times 1}{23,5} = 7.96 \text{ cm}^2$$

$$7.96 \text{ cm}^2 < 40 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

a) Vérification au flambement :

$$L_{ky}=l_0=3.23\text{m}$$

$$\Lambda = 323 / 6.11 = 52.86$$

$$\bar{\lambda} = \lambda / \lambda_1 = 52.86 / 93.9 = 0.60$$

$$\bar{\lambda} = 0.56 \rightarrow \text{Courbe c} \rightarrow \chi = 0.809$$

$$N_{c,Rd} = \chi \cdot A \cdot \beta_w \cdot f_y / \gamma_{m0} = 0.809 \times 76.35 \times 1 \times 23.5 / 1 = 1451.52 \text{Kn}$$

$$N_{sd} = 187.11 \text{ KN} < N_{c,Rd} = 1451.52 \text{ KN} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

Conclusion :

2CAE200.20 est idéale pour les palées de stabilité donc on adopte **2CAE**

200.20

1. Introduction :

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 des sollicitations parasites notamment de torsions.

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. Les ossatures ne présentent généralement pas de redondances importantes et les assemblages constituent donc le point de passage obligé pour les sollicitations régnant dans les différents composants structurels ; En cas de défaillance d'un assemblage, c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est en cause.

2. Fonctionnement des assemblages :

Les principaux modes d'assemblages sont :

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 offre sur site. Dans notre cas, le choix a été porté sur le boulon de haute résistance (HR) il comprend une vis à tige filetée, une tête hexagonale ou carrée et un écrou en acier à très haute résistance :

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.9
$f_{yb} (N / mm^2)$	240	320	300	400	360	480	640	900
$f_{ub} (N / mm^2)$	400	400	500	500	600	600	800	1000

Tableau VIII.1: Caractéristique mécanique des boulons selon leur classe d'acier.

b) Le soudage :

En charpente soudée les assemblages sont plus rigides, cela a pour effet un encastrement partiel des éléments constructifs. Les soudages à la flamme oxyacétylénique et le soudage à l'arc électrique sont des moyens de chauffages qui

permettent d'élever à la température de fusion brilles des pièce de métal à assembler .

c) Fonctionnement par adhérence

Dans ce cas, la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact. Cela concerne le soudage , le collage , le boulonnage par boulons HR .

d) Coefficients partiels de sécurité_(chap.6.1.2 –eurocode3)

- Résistance des boulons au cisaillement : $\gamma_{MB} = 1,25$

- Résistance des boulons à traction : $\gamma_{MB} = 1,50$

e) Coefficient de frottement (art.6.5.8.3 (1))

Un bon assemblage par boulons HR exige que des précautions élémentaires soient prises, notamment :

- Le coefficient de frottement μ doit correspondre à sa valeur de calcul. Cela nécessite une préparation des surfaces , par brossage ou grenailage , pour éliminer toute trace de rouille ou de calamine ; de graissage , etc.

Surface de classe A	$\mu=0,5$	Pour surfaces grenillées ou sablées
Surface de classe B	$\mu=0,4$	Pour surfaces grenillées, sablées et peintes.
Surface de classe C	$\mu=0,3$	Pour surfaces brossées
Surface de classe D	$\mu=0,2$	Pour surfaces non traitées

Tableau VIII.2: Valeur du coefficient de frottement μ selon la surface.

3. Rôle des assemblages :

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles , en assurant la transmission et la réparation des diverses sollicitations entre les pièces , sans générer des sollicitations parasites notamment de torsion .

Pour réaliser une structure métallique ; on dispose de pièces individuelles, qu'il convient d'assembler :

-Soit bout à bout (éclissage, rabotages).

-Soit concourantes (attaches poutre/poteau, treillis et systèmes réticulés).

Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il y a lieu de distinguer, parmi les assemblages :

- **Les assemblages articulés** : qui transmettront uniquement les efforts normaux et tranchants.

- **Les assemblages rigides** : qui transmettront en outre les divers moments.

Désignation	M8	M10	M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24	M27	M30
d (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
d₀ (mm)	9	11	13	15	18	20	22	24	26	30	33
A (mm²)	50,3	78,5	113	154	201	254	314	380	452	573	707
A_s (mm²)	36,6	58	84,3	115	157	192	245	303	353	459	561
φ rondelle (mm)	16	20	24	27	30	34	36	40	44	50	52
φ clé (mm)	21	27	31	51	51	51	58	58	58	58	58
Tôle usuelle (mm)	2	3	4	5	6	7	8	10,14	>14	-	-
Cornière usuelle (mm)	30	35	40	50	60	70	80	120	>120	-	-

Tableau VIII.3: Principales caractéristiques géométrique.

d : diamètre de la partie non filetée de la vis.

d₀ : diamètre nominal du trou.

A : section nominale du boulon.

A_s : section résistante de la partie filetée.

4. Calcul d'assemblages :

4.1. Assemblage poutre principales - solive :

Les solives sont articulées aux sommiers par des cornières d'attache

L'effort tranchant V repris par l'assemblage est celui que transmet la solive à la poutre.

$$V = 35.95$$

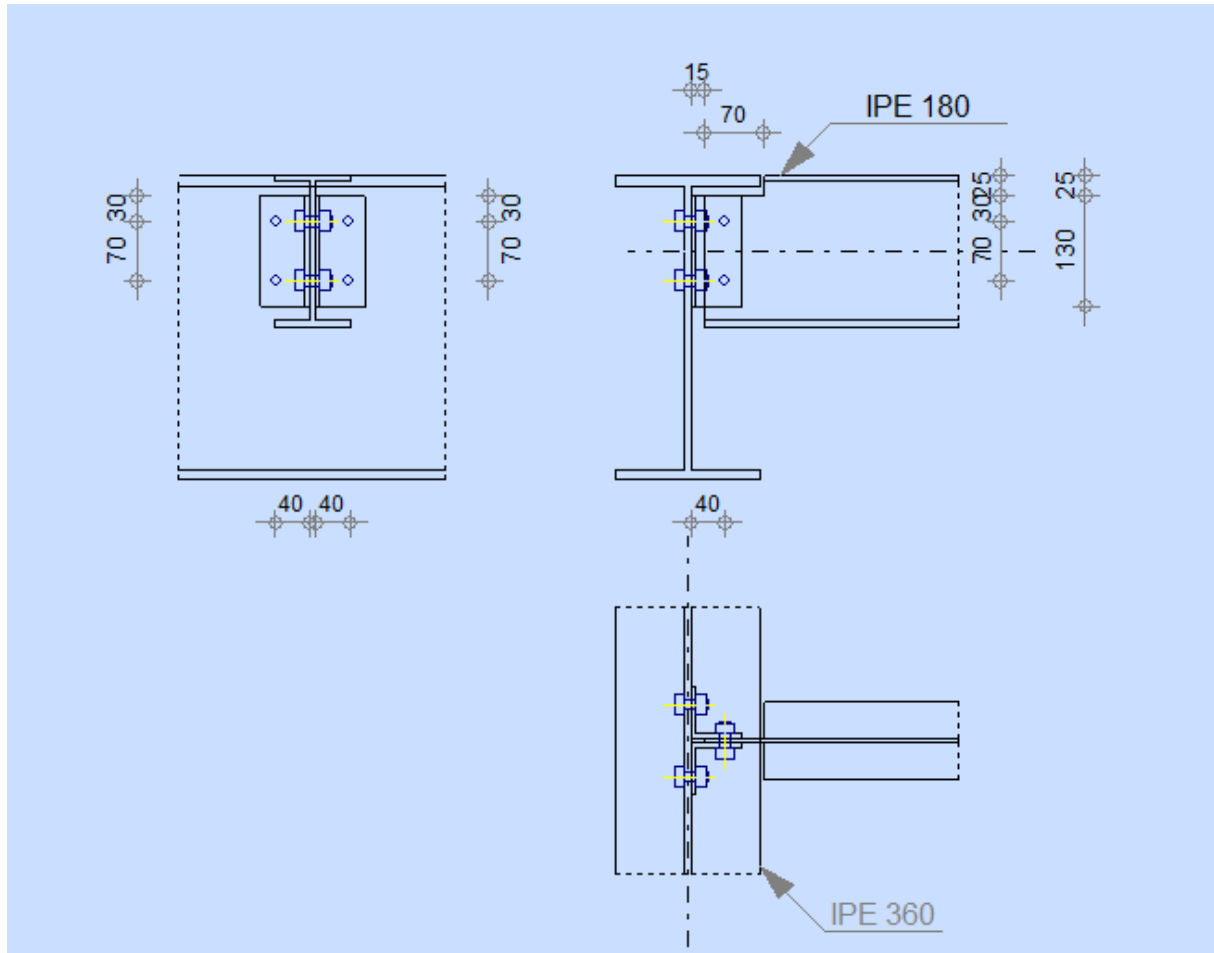


Figure VIII.1: Représentation de l'assemblage poutre maitresse - solive.

Cette assemblage est réalisé avec des boulons ordinaire de **classe 8.8** caractérisé par :

$f_{ub} = 800 \text{ MPa}$. (Limite de la résistance ultime à la traction).

$f_{yb} = 640 \text{ MPa}$. (Limite d'élasticité).

On choisit une double cornière de (L60×40×6)

a) Dimensionnement des boulons

Choix des boulons:

➤ **Coté solive :**

$$F_p = 0.7 \times n \times f_{ub} \times A_s$$

$$\frac{F}{n_b} \leq K_s \times n \times \mu \times \frac{F_p}{\gamma_{ms}} \Rightarrow A_s \geq \frac{F \times \gamma_{ms}}{n_b \times K_s \times n \times \mu \times 0.7 \times f_{ub}}$$

$$A_s \geq \frac{35.95 \times 1.25 \times 10^3}{2 \times 1 \times 2 \times 0.3 \times 0.7 \times 800} = 66.87 \text{ mm}^2$$

On choisit des boulons **M12** de **classe 8.8** avec $A_s = 84,3 \text{ mm}^2$

➤ **Coté poutre principale :**

On choisit le même type des boulons M12 avec : $A_s = 84,3 \text{ mm}^2$

Disposition constructive

Distance entre axes des boulons:

$$\begin{cases} 3d_0 \leq P_2 \leq \min(14t ; 200\text{mm}) \\ 2,2d_0 \leq P_1 \leq \min(14t ; 200\text{mm}) \\ 1,5d_0 \leq e_2 \leq \min(12t ; 150\text{mm}) \\ 1,2d_0 \leq e_1 \leq \min(12t ; 150\text{mm}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} P_2 = 65 \text{ mm} \\ P_1 = 60 \text{ mm} \\ e_2 = 25 \text{ mm} \\ e_1 = 35 \text{ mm} \end{cases}$$

b) Vérifications nécessaires :**Assemblage long :**

Assemblage long $\Rightarrow L > 15 \times d$

Assemblage long $\Rightarrow L > 15 \times d$

$$L = (n - 1)P_1 = (2 - 1) \times 60 = 60 \text{ mm}$$

$15d = 180 \text{ mm} > L = 120 \text{ mm} \Rightarrow$ assemblage n'est pas long.

→ L'assemblage n'est pas trop long.

La pression diamétrale

On doit vérifier que : $F_{v.s.d} \leq F_{b.r.d}$

$$F_{V.s.d} \leq F_{b.R.d} = 2,5 \times \alpha \frac{F_u \times d \times t_p}{\gamma_{mb}} \quad \text{avec ; } \gamma_{mb} = 1,25$$

$$\alpha = \min \left\langle \frac{e_1}{3d_0}; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{F_{ub}}{F_u}; 1 \right\rangle \Rightarrow \alpha = \min \langle 0,83; 1,17; 1,11; 1 \rangle \Rightarrow \alpha = 0,83$$

$$F_{b,Rd} = 2,5 \times 0,83 \times \frac{365 \times 12 \times 6}{1,25} \times 10^{-3} = 43.62 \text{ KN}$$

$$F_{V,sd} = \frac{V_{sd}}{n_p} = \frac{35.95}{4} = 8.987 \text{ KN}$$

$$F_{V,sd} = 8.987 \text{ KN} < F_{b,Rd} = 43.62 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

c) Cisaillement du bloc

La rupture par cisaillement de bloc résulte d'une rupture de traction le long de la ligne de trou de fixation délimitant le bloc en zone tendue accompagnée d'un écoulement plastique le long de la rangée de trou délimitant ce bloc en zone cisailée. Elle se traduit par l'enlèvement de la zone hachurée.

Il faut vérifier : $V_{sd} \leq V_{eff,Rd}$

$$V_{eff,rd} = \frac{A_{veff} \times f_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}}$$

Avec :

A_{veff} : Aire efficace de cisaillement = $tL_{V,eff}$

$L_{V,eff} = L_V + L_1 + L_2$ mais $L_{V,eff} < L_3$

$L_1 = a_1 = e_2 = 35 \text{ mm}$

$$L_2 = \frac{f_u(a_2 - Kd_{0,t})}{f_y}$$

Avec

$d_{0,t}$: Taille des trous le long de la ligne tendue

t : Épaisseur de l'âme ($t = 6 \text{ mm}$)

$K = 0,5$: Pour une seule rangée de boulons

Donc : $L_2 = 39.08 \text{ mm}$

$$L_V = p_1 = 60 \text{ mm}$$

$$L_{V,eff} = 134.08 \text{ mm}$$

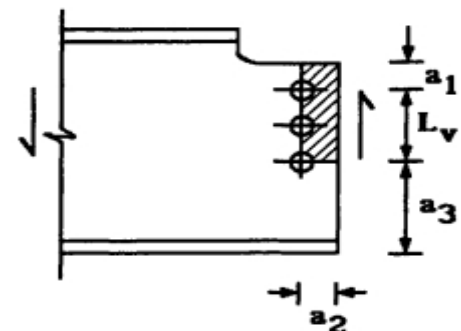
$$L_{veff} = 6 \times 134.08$$

$$A_{veff} = 804.48 \text{ mm}^2$$

$$V_{eff,rd} = \frac{804.48 \times 235}{1.25 \sqrt{3}}$$

$$V_{eff,rd} = 87.319 \text{ KN} > V_{sd}$$

\Rightarrow Pas de risque de cisaillement du bloc



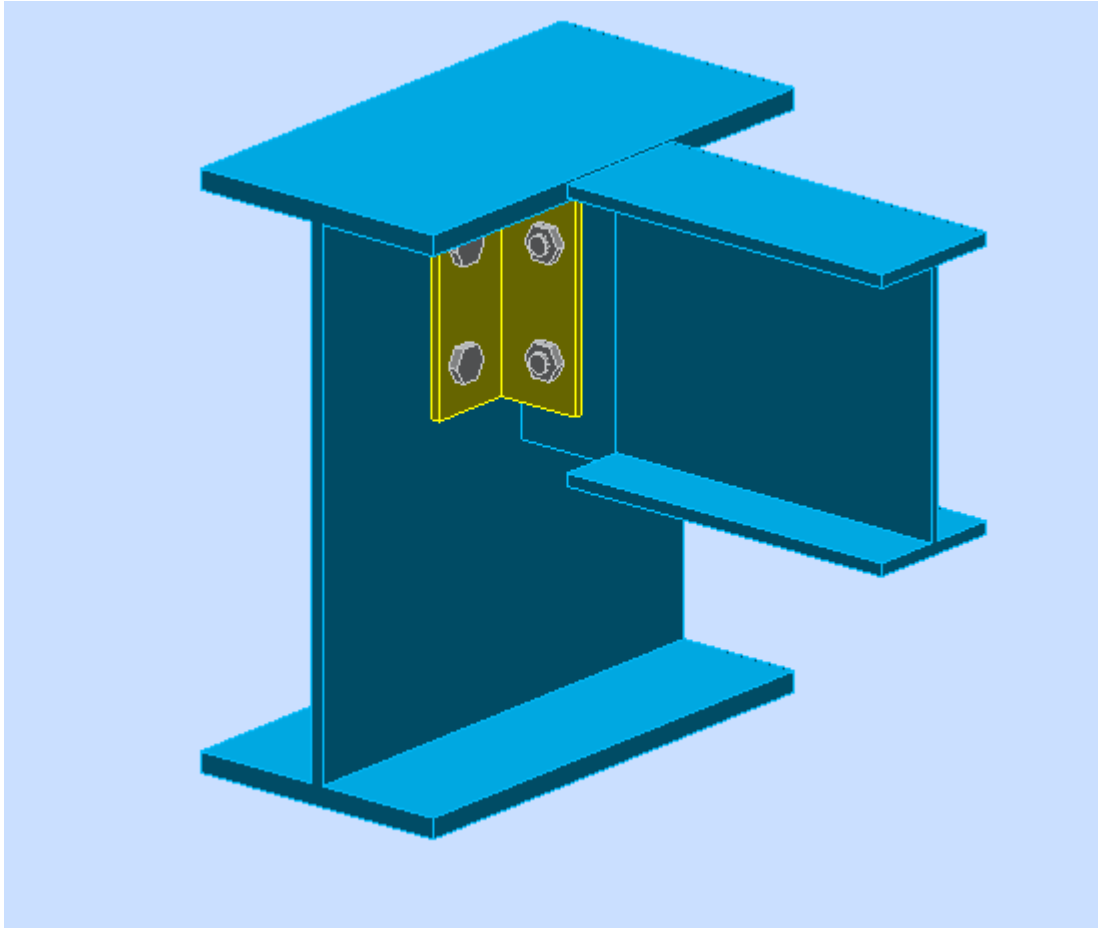


Figure VIII.2: Vue de l'assemblage poutre maitresse - solive.

4.2. Assemblage poteau-poutre principale (HEA320-IPE360)

Cet assemblage sera réalisé avec des boulons ordinaires sous l'effort tranchant $V_{sd}=84.34\text{KN}$ obtenue à l'ELU.

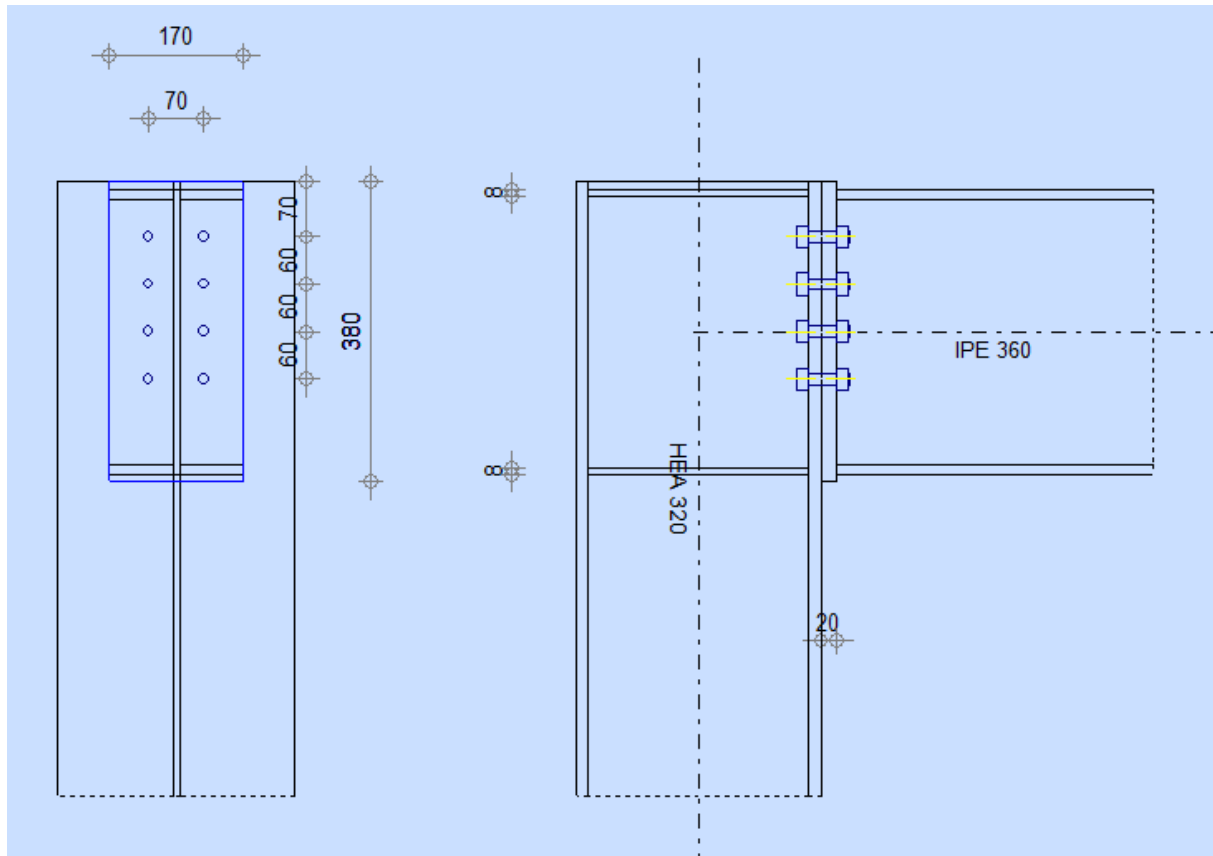


Figure VIII.3 : assemblage par platine.

Calculs des boulons :

a. Distribution des efforts sur les boulons :

Effort du au cisaillement :

$$F_{vsd} = \frac{V}{n.p} = \frac{84.34}{4.1} = 21.085 \text{ KN}$$

b. Dimensionnement des boulons :

Vérification des boulons à la traction

On doit vérifier que :

$$F_{tsd} \leq F_{tRd} = 0,7 A_S \frac{f_{ub}}{\gamma_{ms}}$$

$$A_S = \frac{21.085 \cdot 1,5}{0,7 \cdot 800} = 0.056 \text{ mm}^2$$

On choisit des boulons de M14 $\rightarrow A_S = 115 \text{ mm}^2$

Disposition géométrique

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq \min(12t ; 150\text{mm}) \Rightarrow 18\text{mm} \leq e_1 \leq 150\text{mm} \Rightarrow e_1 = 30\text{mm}$$

$$2,2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t ; 200\text{mm}) \Rightarrow 33\text{mm} \leq p_1 \leq 200\text{mm} \Rightarrow p_1 = 100\text{mm}$$

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq \min(12t ; 150\text{mm}) \Rightarrow 22.5\text{mm} \leq e_2 \leq 150\text{mm} \Rightarrow e_2 = 60\text{mm}$$

c. Vérification de la pression diamétrale :↳ **Assemblage trop long**

Assemblage long $\Rightarrow L > 15 \times d$

$$L = (n - 1)P_1 = (4 - 1) \times 100 = 300\text{mm}$$

$$15d = 210\text{mm} > L = 300\text{mm} \Rightarrow \text{assemblage long.}$$

↳ **La pression diamétrale**

On doit vérifier que :

$$F_{V.Sd} \leq F_{b.Rd} = 2,5 \times \alpha \frac{F_u \times d \times t_p}{\gamma_{mb}} \quad \text{avec ; } \gamma_{mb} = 1,25$$

$$\alpha = \min \left\langle \frac{e_1}{3d_0} ; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{F_{ub}}{F_u} ; 1 \right\rangle \Rightarrow \alpha = \min \langle 0,66 ; 1,97 ; 1,1 ; 1 \rangle \Rightarrow \alpha = 0,66$$

$$F_{b.Rd} = 2,5 \times 0,66 \times \frac{365 \times 14 \times 20}{1,25} \times 10^{-3} = 134,904\text{KN}$$

$$F_{V.Sd} = 21,085\text{KN} < F_{b.Rd} = 134,904\text{KN} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

d. Cisaillement du bloc :

la rupture par cisaillement de bloc résulte d'une rupture de traction le long de la ligne de trou de fixation délimitant le bloc en zone tendue accompagnée d'un écoulement plastique le long de la rangée de trou délimitant ce bloc en zone cisailée. Elle se traduit par l'enlèvement de la zone hachurée.

$$\text{Il faut vérifier : } V_{sd} \leq V_{eff,Rd} \quad (\text{art5.5.2.2; EC3})$$

$$V_{eff,Rd} = \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right) \frac{A_{veff}}{\gamma_{m0}}$$

Avec : A_{veff} : aire efficace de cisaillement = $t L_{v,eff}$

$$L_{v,eff} = L_v + L_1 + L_2 \text{ mais } L_{v,eff} < L_3$$

$$L_1 = a_1 = e_2 = 60\text{mm}$$

$$L_2 = \frac{f_u(a_2 - Kd_{0,t})}{f_y}$$

$d_{0,t}$: taille des trous le long de la ligne tendue

t : épaisseur de l'âme

$k = 0,5$ pour une seule rangée de boulons

Donc : $L_2 = 53.29\text{mm}$

$L_v = P_2 = 100\text{mm}$.

$L_{v,\text{eff}} = 213.29\text{mm}$

$A_{v,\text{eff}} = 213.29 \times 20 = 4265.8\text{mm}$

$$V_{\text{eff},rd} = \frac{426.5 \times 235}{1.25 \times \sqrt{3}}$$

$$V_{\text{eff},rd} = 4629.3\text{KN} > V_{sd} = 84.34\text{KN} \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement du bloc}$$

4.3. Assemblage poteau-poteau (HEA320-HEA320) :

Ce sont des assemblages rigides qui transmettent tous les efforts d'un composant à l'autre. Les boulons à utiliser peuvent être des boulons ordinaires ou des boulons HR précontraint.

Boulon de **classe 8.8** (haute résistance) $f_{ub} = 800\text{MPa}$

A partir du tableau des caractéristiques géométriques on choisit des boulons de diamètre **M12**.

$$\text{avec : } \begin{cases} d_0 = 13\text{ mm.} \\ d = 12\text{ mm.} \end{cases}$$

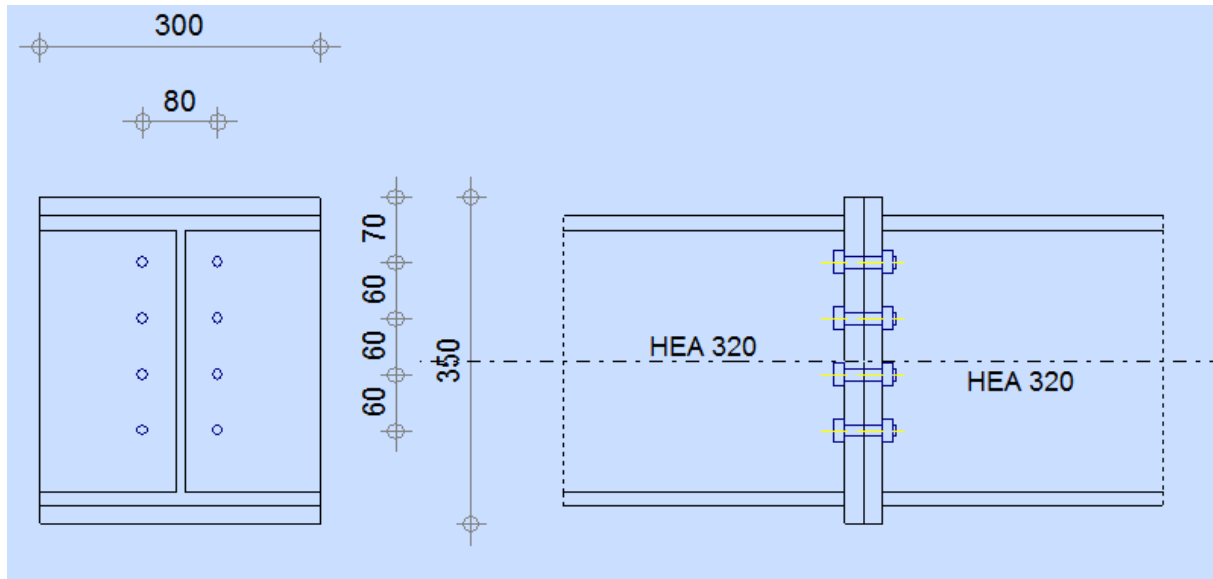


Figure VIII.4: Représentation de l'assemblage Poteau-Poteau.

↳ Disposition géométrique

$$\begin{cases} 3d_0 \leq P_2 \leq \min(14t ; 200\text{mm}) \\ 2,2d_0 \leq P_1 \leq \min(14t ; 200\text{mm}) \\ 1,5d_0 \leq e_2 \leq \min(12t ; 150\text{mm}) \\ 1,2d_0 \leq e_1 \leq \min(12t ; 150\text{mm}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} P_2 = 120 \text{ mm} \\ P_1 = 120 \text{ mm} \\ e_2 = 50 \text{ mm} \\ e_1 = 50 \text{ mm} \end{cases}$$

On vérifiera en premier lieu l'assemblage des semelles (couvre joint et boulon) et en second lieu l'âme (couvre joint et boulon).

a. Assemblage des semelles par couvre joint

↳ Résistance de la semelle du profilé

$$A_{brut} = b \times t_f = 300 \times 20 = 6000 \text{ mm}^2$$

$$A_{net} = A_{brut} - 2d_0t_f = 6000 - 2 \times 13 \times 15.5 = 5597 \text{ mm}^2$$

Dans le cas des structures pouvant être soumise au séisme, un comportement ductile des éléments peut être requis, ce qui exclut toute rupture d'assemblage avant plastification de la section courante de l'élément. Il convient alors de s'assurer que :

$$N_u \geq N_{pl} \Leftrightarrow 0,9 \frac{A_{net} \times F_u}{\gamma_{M2}} \geq \frac{A \times F_y}{\gamma_{M0}} \Leftrightarrow 0,9 \frac{A_{net}}{A} \geq \frac{\gamma_{M2} \times F_y}{\gamma_{M0} \times F_u}$$

$$0,9 \frac{A_{net}}{A} = 0,9 \times \frac{5597}{6000} = 0,839$$

$$\frac{\gamma_{M2} \times F_y}{\gamma_{M0} \times F_u} = \frac{1,25 \times 235}{1,1 \times 360} = 0,74$$

Il n'est pas nécessaire de faire une vérification en section nette de la semelle en traction.

↳ Résistance des couvre joint de la semelle

Calcul des sections brutes et nettes des couvre joint :

$$A = 300 \times 20 = 6000 \text{ mm}^2 ; (\text{section brute})$$

$$A_{net} = 6000 - 2 \times 13 \times 20 = 5480 \text{ mm}^2 ; (\text{section nette})$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{6000 \times 235}{1,1} \times 10^{-3} = 1281,81 \text{ KN}$$

$$\frac{N_{sd}}{2} = \frac{1617,56}{2} = 808,78 \text{ KN} < N_{pl.Rd} = 1281,81 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

↳ Résistance des boulons des semelles

La résistance au cisaillement d'un boulon HR donnée par :

$$F_{V.Rd} = \frac{0,6 \times f_{ub} \times A}{\gamma_{MB}} = \frac{0,6 \times 800 \times 113}{1,25} \times 10^{-3} = 43,39 \text{ KN}$$

La résistance de 4 boulons sollicités en double cisaillement est :

$$F_{V.Rd} = 4 \times 2 \times 43,39 = 347,12 \text{ KN} > N_{sd} = 161,7 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

La condition est vérifiée, donc il n'est pas nécessaire d'augmenter la section des boulons.

↳ Boulons de la semelle tendue en pression diamétrale

La résistance de calcul à la pression diamétrale est donnée par

$$F_{b.Rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times F_u \times d_0 \times t}{\gamma_{MB}}$$

$$\alpha = \min \left\langle \frac{e_1}{3d_0} ; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{F_{ub}}{F_u} ; 1 \right\rangle \Rightarrow \alpha = \min \langle 1,28 ; 2,82 ; 2,22 ; 1 \rangle \Rightarrow \alpha = 1$$

$$F_{b.Rd} = 2,5 \times 1 \times \frac{360 \times 13 \times 20}{1,25} \times 10^{-3} = 187,2 \text{ KN}$$

La résistance totale des 4 boulons vaut donc :

$$F_{b.Rd} = 4 \times 2 \times 187,2 = 1497,6 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 161,7 \text{ KN} < F_{b.Rd} = 1497,6 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

b. Assemblage des âmes par couvre joint

La largeur de la couvre joint :

$$b = b(\text{HEA320}) - 20 = 300 - 20 = 280\text{mm}$$

$$A_V = 280 \times 20 = 5600 \text{ mm}^2 (\text{Section brute})$$

$$A_{net} = A_V - 2 \times d_0 \times e = 5600 - 2 \times 20 \times 20 = 4800 \text{ mm}^2 (\text{Section nette})$$

$$(1) \Rightarrow 0,9 \times \frac{A_{net}}{A_V} = 0,9 \times \frac{4800}{5600} = 0,771 > \frac{\gamma_{M2} \times F_y}{\gamma_{M0} \times F_u} = \frac{1,25 \times 235}{1,1 \times 360} = 0,74 \dots \text{Vérifiée}$$

Donc il n'y a pas lieu de tenir des trous de fixation.

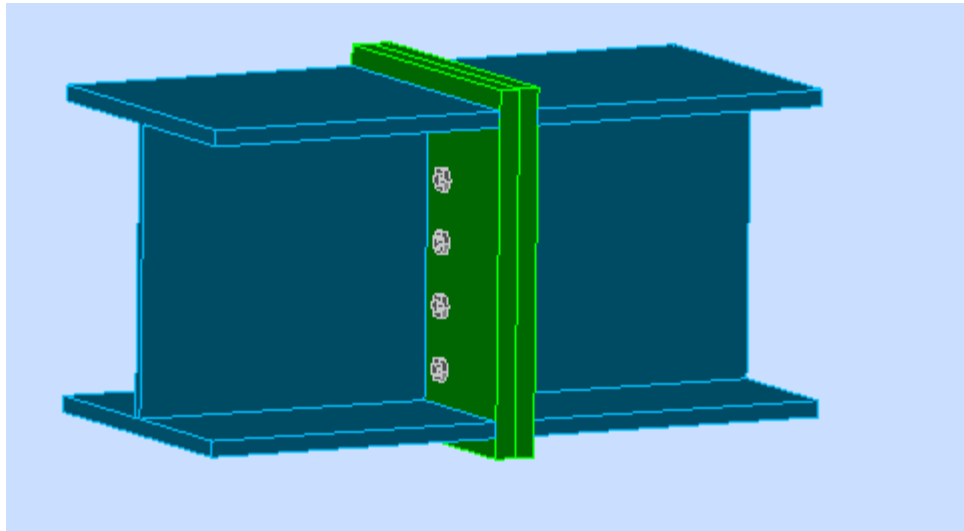


Figure VIII.5: Vue de l'assemblage poteau - poteau.

4.4. Assemblage poteau-poutre secondaire (HEA320-IPE200)

Cet assemblage sera réalisé avec des boulons ordinaires sous l'effort tranchant $V_{sd} = -0.82 \text{ kN}$ obtenue à l'ELU.

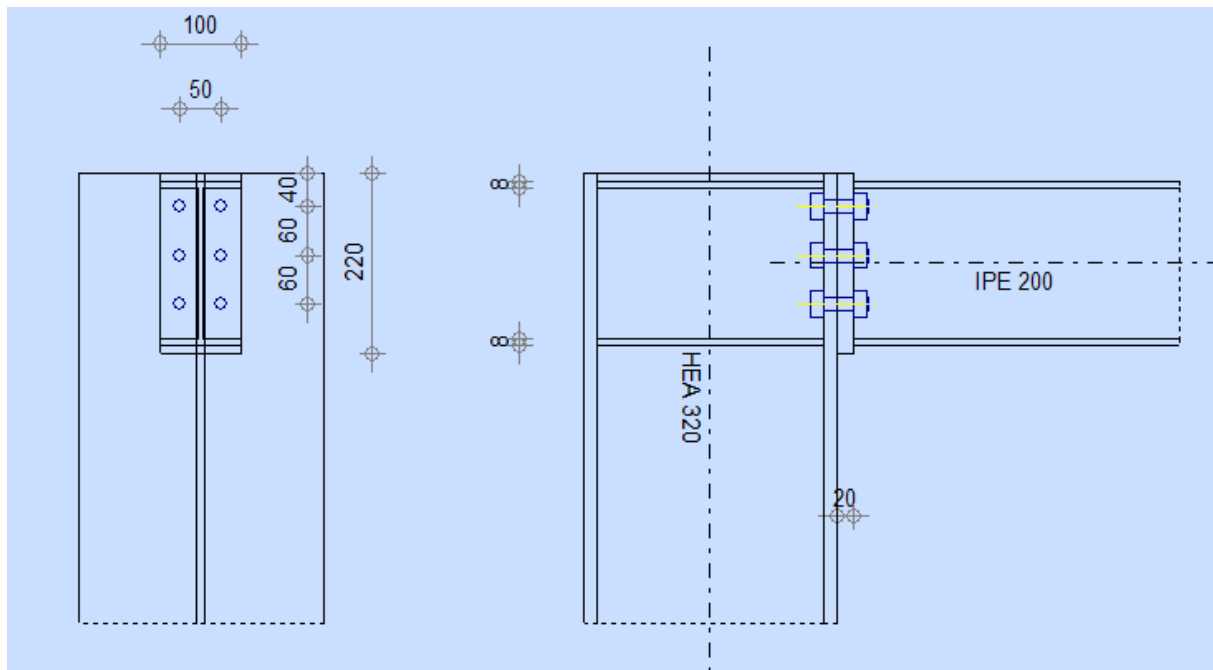


Figure VIII.6: Représentation de l'assemblage Poteau-Poutre secondaire.

Calculs des boulons :

a. Distribution des efforts sur les boulons :

Effort due au cisaillement :

$$F_{vsd} = \frac{V}{n.p} = \frac{0.82}{3.1} = 0.273 \text{ KN}$$

b. Dimensionnement des boulons :

Vérification des boulons à la traction

On doit vérifier que :

$$F_{tsd} \leq F_{tRd} = 0,7 A_S \frac{f_{ub}}{\gamma_{ms}}$$

$$A_S = \frac{0.273 \cdot 1,5}{0,7 \cdot 800} = 7.31 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 7.31 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

On choisit des boulons de M14 $\rightarrow A_S = 115 \text{ mm}^2$

Disposition géométrique

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq \min(12t ; 150\text{mm}) \Rightarrow 21.6\text{mm} \leq e_1 \leq 150 \text{ mm} \Rightarrow e_1 = 30\text{mm}$$

$$2,2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t ; 200\text{mm}) \Rightarrow 39.6\text{mm} \leq p_1 \leq 200 \text{ mm} \Rightarrow p_1 = 100\text{mm}$$

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq \min(12t ; 150\text{mm}) \Rightarrow 27\text{mm} \leq e_2 \leq 150 \text{ mm} \Rightarrow e_2 = 60\text{mm}$$

c. Vérification de la pression diamétrale :↳ **Assemblage trop long**

Assemblage long $\Rightarrow L > 15 \times d$

$$L = (n - 1)P_1 = (3 - 1) \times 100 = 200 \text{ mm}$$

$15d = 270 \text{ mm} > L = 200 \text{ mm} \Rightarrow$ assemblage n'est pas long.

↳ **La pression diamétrale**

On doit vérifier que :

$$F_{V.Sd} \leq F_{b.Rd} = 2,5 \times \alpha \frac{F_u \times d \times t_p}{\gamma_{mb}} \quad \text{avec ; } \gamma_{mb} = 1,25$$

$$\alpha = \min \left\langle \frac{e_1}{3d_0} ; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{F_{ub}}{F_u} ; 1 \right\rangle \Rightarrow \alpha = \min \langle 0,55 ; 1,80 ; 1,1 ; 1 \rangle \Rightarrow \alpha = 0,55$$

$$F_{b.Rd} = 2,5 \times 0,55 \times \frac{365 \times 16 \times 20}{1,25} \times 10^{-3} = 128,48 \text{ KN}$$

$$F_{V.Sd} = 0,273 \text{ KN} < F_{b.Rd} = 128,48 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

e. Cisaillement du bloc :

la rupture par cisaillement de bloc résulte d'une rupture de traction le long de la ligne de trou de fixation délimitant le bloc en zone tendue accompagnée d'un écoulement plastique le long de la rangée de trou délimitant ce bloc en zone cisailée. Elle se traduit par l'enlèvement de la zone hachurée.

$$\text{Il faut vérifier : } V_{sd} \leq V_{eff,Rd} \quad (\text{art5.5.2.2; EC3})$$

$$V_{eff,Rd} = \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right) \frac{A_{veff}}{\gamma_{m0}}$$

Avec : A_{veff} : aire efficace de cisaillement = $t L_{v,eff}$

$$L_{v,eff} = L_v + L_1 + L_2 \text{ mais } L_{v,eff} < L_3$$

$$L_1 = a_1 = e_2 = 60 \text{ mm}$$

$$L_2 = \frac{f_u(a_2 - kd_{0,t})}{f_y}$$

$d_{0,t}$: taille des trous le long de la ligne tendue

t : épaisseur de l'âme

$k = 0,5$ pour une seule rangée de boulons

$$\text{Donc : } L_2 = 53,29 \text{ mm}$$

$$L_v = P_2 = 100 \text{ mm.}$$

$$L_{v,eff} = 213.29 \text{ mm}$$

$$A_{v,eff} = 213.29 \times 20 = 4265.8 \text{ mm}$$

$$V_{eff,rd} = \frac{426.5 \times 235}{1.25 \times \sqrt{3}}$$

$$V_{eff,rd} = 4629.3 \text{ KN} > V_{sd} = 0.82 \text{ KN} \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement du bloc}$$

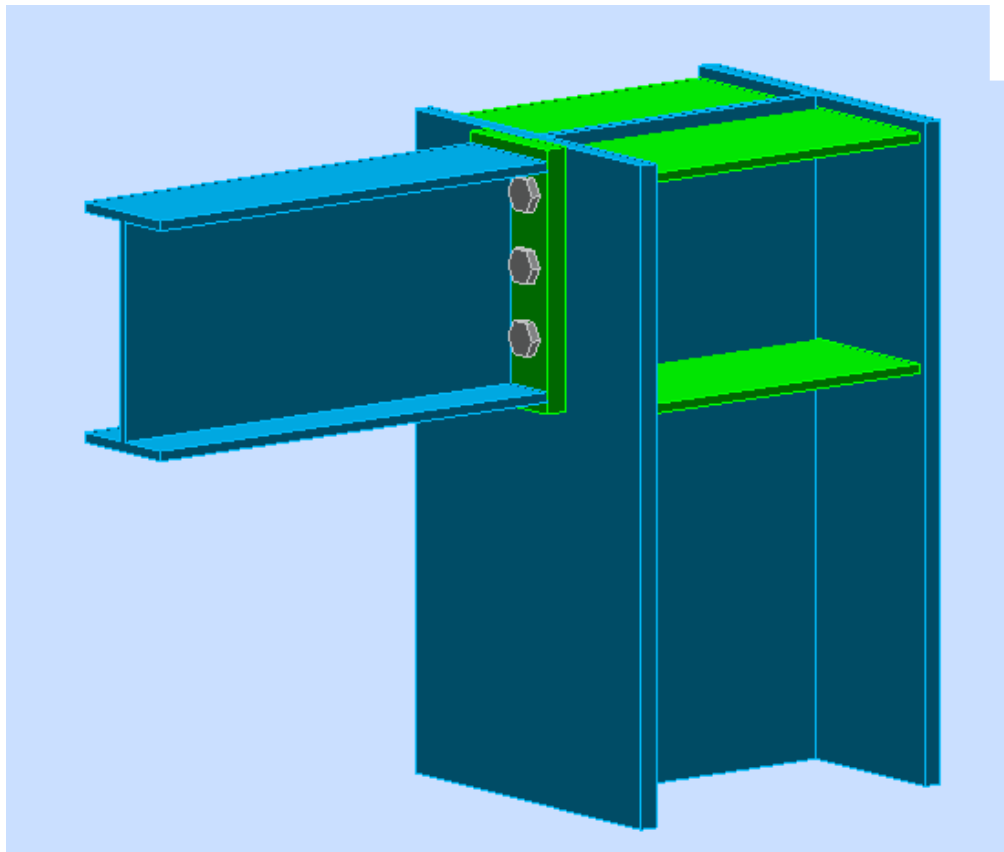


Figure VIII.7: Vue de l'assemblage poteau - poutre secondaire.

4.5. Assemblage du contreventement (Palées de stabilités)

L'assemblage se fait par la détermination de l'élément le plus sollicité avec un effort de traction $N_{t,sd} = -356.68 \text{ KN}$.

a. Assemblage gousset-nœud du portique

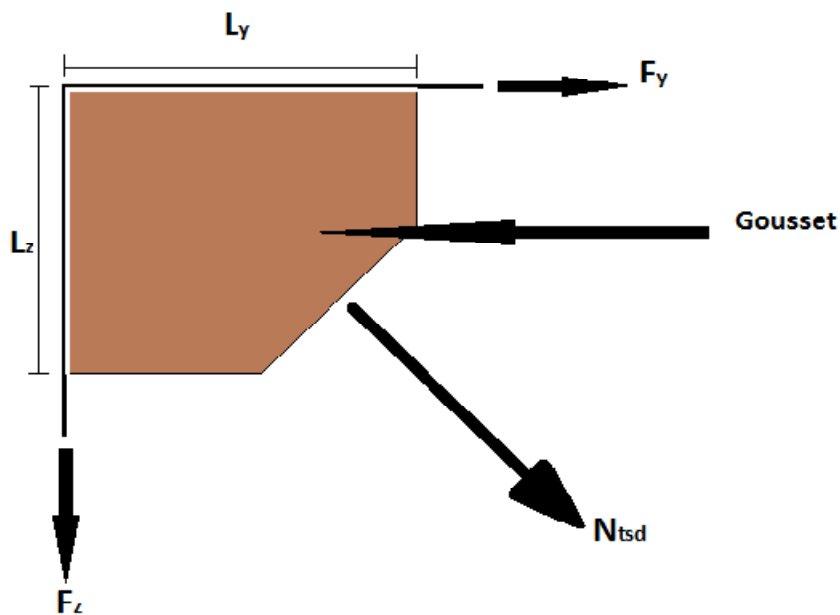


Figure VIII.8: Assemblage gousset nœud du portique par cordon de soudure.

↳ Pré dimensionnement du gousset

L'épaisseur du gousset dépend de l'effort appliqué, elle est donnée par le tableau suivant :

F (KN)	200	200-450	450-750	750-1150	1150-1650
t (mm)	8	10	12	14	16

Tableau VIII.4 : Epaisseur du gousset en fonction de l'effort appliqué.

On a :

$$N_{t,sd} = -356.68 \text{ KN} ; \text{Donc on prend : } t = 10 \text{ mm}$$

↳ Pré dimensionnement de la gorge de soudure

Elle est donnée par la formule ci-après :

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0,5 t_{\max} \Rightarrow 3 \text{ mm} \leq a \leq 5 \text{ mm}$$

Avec :

t_{\max} : épaisseur maximal des pièces assemblées.

$t_{\max} = 10 \text{ mm}$ (épaisseur du gousset)

donc : $a = 5 \text{ mm}$

la longueur du cordon de soudure est donnée par:

$$L \geq \frac{N}{2} \times \gamma_{Mw} \times \beta_w \times \sqrt{3} \quad \text{avec : } \begin{cases} F_u = 360 \text{ MPa} \\ \beta_w = 0,6 \\ \gamma_{Mw} = 1,25 \end{cases}$$

Il faut décomposer l'effort en deux composantes (figure VIII.10).

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{3,4}{5} \Rightarrow \alpha = 34,21^\circ$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} F_y = N_{sd} \times \cos \alpha = 294,968 \text{ KN} \\ F_z = N_{sd} \times \sin \alpha = 200,53 \text{ KN} \end{cases}$$

A partir de l'équation (I), on aura :

$$\begin{cases} L_y \geq 10,64 \text{ cm} \\ L_z \geq 7,23 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} L_y = 12 \text{ cm} \\ L_z = 12 \text{ cm} \end{cases}$$

b. Assemblage des diagonales sur le gousset au niveau du nœud de portique

Pour ce type d'assemblage, on choisit des boulons ordinaires de classe 8.8 et on dispose quatre boulons dans chaque rangée.

↪ Distribution de l'effort normale sur les boulons

$$F_{V,sd} = \frac{V_{sd}}{n.p} \quad \text{avec : } p : \text{ nombre de plan de cisaillement.}$$

$$F_{V,sd} = \frac{356,68}{4 \times 2} = 44,585 \text{ KN}$$

↪ Dimensionnement des boulons

$$F_{V,sd} \leq F_{V,Rd} = \frac{0,6 A_s f_{ub}}{\gamma_{Mb}} \Rightarrow A_s \geq \frac{F_{V,sd} \times \gamma_{Mb}}{0,6 \times f_{ub}} \quad ; \gamma_{Mb} = 1,25$$

$$A_s \geq \frac{44,585 \times 1,25}{0,6 \times 800} \Rightarrow A_s \geq 116,106 \text{ mm}^2$$

On choisit des boulons de type **M(18)** avec $A_s = 192 \text{ mm}^2$

↳ Disposition géométrique

Profilé CAE200×20 , t=10mm

$$\begin{cases} 1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t \\ 2,2d_0 \leq p_1 \leq 14t \text{ d'ou} \\ 1,5d_0 \leq e_2 \end{cases} \begin{cases} 24 \text{ mm} \leq e_1 \leq 120 \text{ mm} \\ 66 \text{ mm} \leq p_1 \leq 140 \text{ mm} \\ 45 \text{ mm} \leq e_2 \end{cases}$$

$$\text{Soit ; } \begin{cases} e_1 = 40 \text{ mm} \\ p_1 = 60 \text{ mm} \\ e_2 = 90 \text{ mm} \end{cases}$$

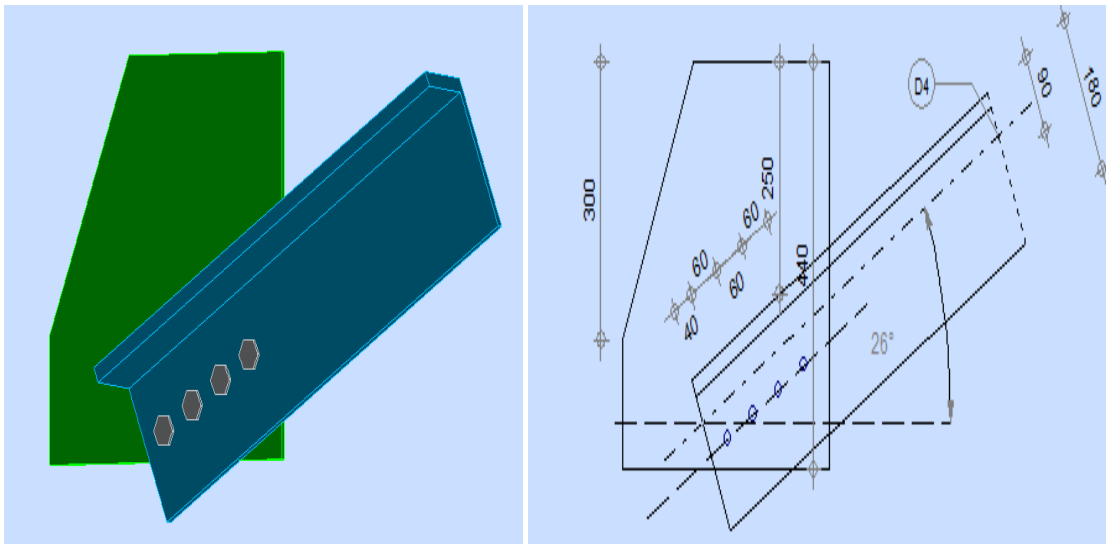


Figure VIII.9 : Schéma d'assemblage des diagonales.

c. Vérification vis-à-vis d'assemblage long

$$L = (n-1) \times P_1 = (4-1) \times 6 = 18 \text{ cm}$$

$$L < 15d = 15 \times 18 = 27 \text{ cm ; Donc l'assemblage n'est pas long.}$$

d. Vérification de la Pression diamétrale

$$F_{p,rd} = 2,5 \times \alpha \times d \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0} ; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1\right) = (0,66 ; 1 ; 2,77 ; 1) \Rightarrow \alpha = 0,66$$

$$F_{p,rd} = 2,5 \times 0,66 \times 18 \times 12 \times \frac{800}{1,25} \times 10^{-3} = 228,096 \text{ KN}$$

$$F_{p,rd} = 228,096 \text{ KN} > F_{V,sd} = 44.58 \text{ KN}$$

Il n'y a pas risque de la pression diamétrale

e. Rupture de la section nette

$$N_{u,Rd} = 0,9 A_{net} \frac{f_u}{\gamma_{mb}}$$

$$A_{net} = 2(A_1 + \xi A_2) \text{ avec ; } \begin{cases} A_1 = (l - d_0) \times e \\ A_2 = A_{tot} - (d_0 \times e) - A_1 \end{cases}$$

$$A_1 = (180 - 20) \times 10 = 1600 \text{ mm}^2$$

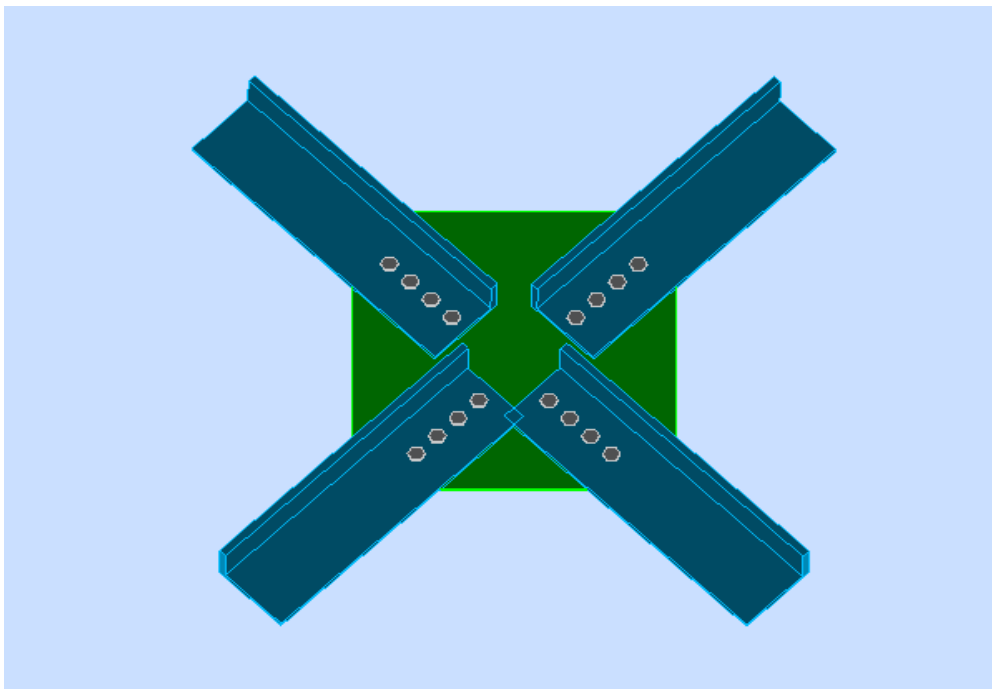
$$A_2 = 6190 - (20 \times 10) - 1600 = 4390 \text{ mm}^2$$

$$\xi = \frac{3 \times 1600}{3 \times 1600 + 4390} = 0,52$$

$$A_{net} = 2(1600 + 0,52 \times 4390) = 7765,6 \text{ mm}^2$$

$$N_{u,Rd} = 0,9 \times 7765,6 \times \frac{360}{1,25} 10^{-3} = 2012,84 \text{ KN} > F_{V,sd} = 44.585 \text{ KN}$$

4.6. Assemblage palée en croix



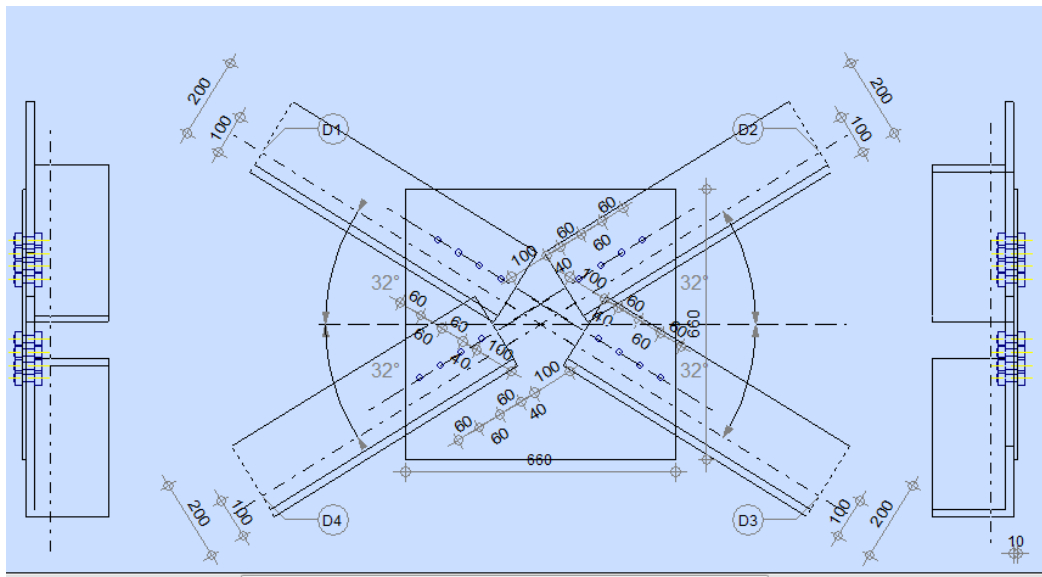


Figure VIII.10 : Schéma d'assemblage en croix.

Détermination du nombre de boulons :

$$F_{V,sd} = \frac{V_{sd}}{n \times p} \quad \text{Avec : } p : \text{nombre de plan de cisaillement.}$$

$$F_{V,sd} = \frac{356.68}{4 \times 2} = 44.585 \text{ KN}$$

Dimensionnement des boulons

$$F_{V,sd} \leq F_{V,Rd} = \frac{0,6 A_s f_{ub}}{\gamma_{Mb}} \Rightarrow A_s \geq \frac{F_{V,sd} \times \gamma_{Mb}}{0,6 \times f_{ub}} \quad ; \gamma_{Mb} = 1,25$$

$$A_s \geq \frac{44.585 \times 1,25 \times 10^2}{0,6 \times 80}$$

$$\Rightarrow A_s \geq 116.106 \text{ mm}^2$$

On choisit des boulons de type M(18) avec $A_s = 192 \text{ mm}^2$

- **Vérification :**

↪ Rupture de la section nette

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 A_{net} f_u}{\gamma_{Mb}}$$

$$N_{u,Rd} = 0,9 A_{net} \frac{f_u}{\gamma_{mb}}$$

$$A_{net} = 2(A_1 + \xi A_2) \text{ avec ; } \begin{cases} A_1 = (l - d_0) \times e \\ A_2 = A_{tot} - (d_0 \times e) - A_1 \end{cases}$$

$$A_1 = (180 - 20) \times 10 = 1600 \text{ mm}^2$$

$$A_2 = 6190 - (20 \times 10) - 1600 = 4390 \text{ mm}^2$$

$$\xi = \frac{3 \times 1600}{3 \times 1600 + 4390} = 0,52$$

$$A_{net} = 2(1600 + 0,52 \times 4390) = 7765,6 \text{ mm}^2$$

$$N_{u,Rd} = 0,9 \times 7765,6 \times \frac{360}{1,25} 10^{-3} = 2012,84 \text{ KN} > F_{V,sd} = 44.585 \text{ KN}$$

↳ Résistance des boulons au cisaillement

$$F_{V,Rd} = \frac{0,6 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{Mb}} = \frac{0,6 \times 192 \times 800 \times 10^{-3}}{1,25} = 73,728 \text{ KN}$$

$$F_{V,Rd} = 73,728 \text{ KN} > F_{V,sd} = 44.585 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

↳ Vérification à la traction

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{Mb}} = \frac{0,9 \times 192 \times 800}{1,25} \times 10^{-3} = 110,592 \text{ KN}$$

$$F_{t,sd} = \frac{N_{sd}}{n.p} = \frac{474,24}{4 \times 2} = 59,28 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 59,28 \text{ KN} < F_{t,Rd} = 110,592 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

1.Introduction

La base des poteaux sert à transmettre les charges au sol à l'aide d'assises en acier, ces assises sont des plaques métalliques appelées : « platines », fixées aux pieds des poteaux par des tiges d'ancrage sur le béton d'appui, dans notre cas les poteaux sont encastrent à leur base. Les tiges d'ancrages ont pour but de résister aux effets des charges de calcul, elles doivent assurer la résistance en traction nécessaire vis-à-vis des effets de soulèvement et des moments de flexions.

2.Dimensionnement de la platine

La platine sera dimensionnée par la relation suivante :

$$\sigma \leq \bar{\sigma} \Rightarrow \frac{N}{b \times h} + \frac{6 \times M}{b \times h^2} \leq \bar{\sigma}$$

Avec :

$$\bar{\sigma} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\bar{\sigma} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,167 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} M = 11,06 \text{ KN.m} \\ N = 2079,01 \text{ KN} \end{cases}$$

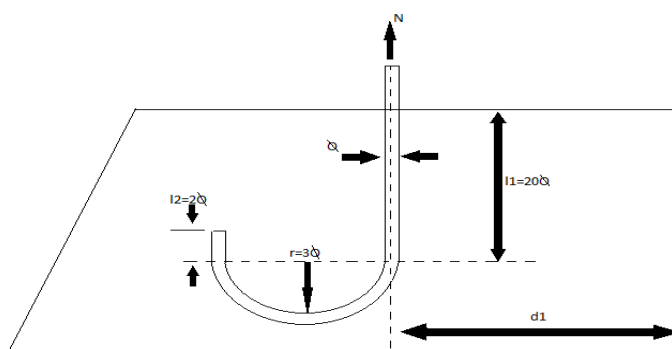


Figure IX. 1: Tige d'ancrage du pied du poteau.

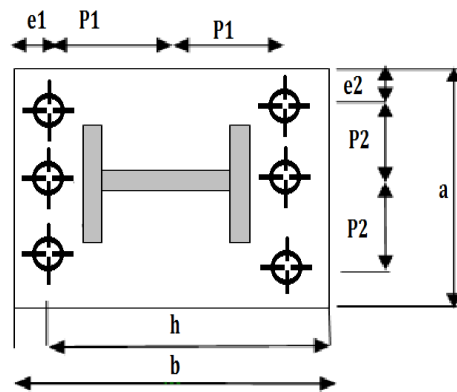


Figure IX.1 : Dimension de la platine.

$$b = h + 2c$$

h : la hauteur de la section HEA320 $\Rightarrow h = 310$ mm

c : le débord, donné par : $c = (100 \div 150)$ mm

on prend : $c = 100$ mm

d'où : $a = h + 2c = 310 + 2 \times 100 = 510$ mm

$$b = h + 2c = 310 + 2 \times 100 = 500$$
 mm

3. Dimensionnement de la tige d'ancrage des poteaux :

La tige d'ancrage sera dimensionnée avec l'effort de traction le plus défavorable

$N_t = 2079,01$ KN Obtenue sous la combinaison $1,35G + 1,5Q$.

$$\frac{N_t}{6} \leq \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} f_y \Rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{2 \cdot N_t}{3 \cdot \pi \cdot f_y}}$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{2 \cdot 2079,01}{3,14 \cdot 3 \cdot 23,5}} = 4,33 \text{ cm}$$

Donc on prend : $\phi = 5$ cm

Soit des tiges d'ancrages de **50 mm** de diamètre.

❖ Vérification de la tige d'ancrage :

L'effort admissible par scellement, dans le cas des goujons avec crose, fixé par les règles :

$$N_a = 0,1 \times \left(1 + \frac{7 \times g_c}{1000}\right) \times \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1}\right)^2} \times (l_1 + 6,4 \times r + 3,5 \times l_2) \geq \frac{N_t}{n_b}$$

[CM66 ; Article 5.123]

Avec :

N_a : effort normal résistant d'une tige.

g_c : Dosage en ciment du béton (350 Kg/m^3)

d_1 : Enrobage (300 mm)

ϕ : Diamètre du goujon.

n_b : Nombre des goujons.

$$r = 3 \times \phi = 15 \text{ cm}$$

$$l_1 = 20 \times \phi = 100 \text{ cm}$$

$$l_2 = 2 \times \phi = 10 \text{ cm}$$

$$d_1 = 30 \text{ cm}$$

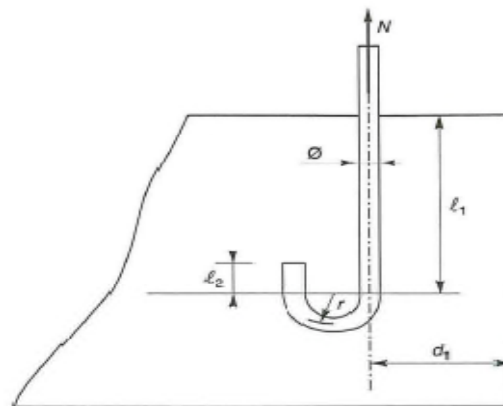


Figure IX.2: Dimension de la tige d'ancrage.

On choisit 8 boulons, le diamètre des goujons est donné par l'équation suivante :

$$N_a = 0,1 \times \left(1 + \frac{7 \times 350}{1000}\right) \times \frac{5}{\left(1 + \frac{5}{30}\right)^2} \times (100 + 6,4 \times 15 + 3,5 \times 10) \geq \frac{2079,01}{8}$$

$$N_a = 292,757 \text{ KN} > \frac{N_t}{8} = 259,876 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Donc la disposition des goudons sera comme suit :

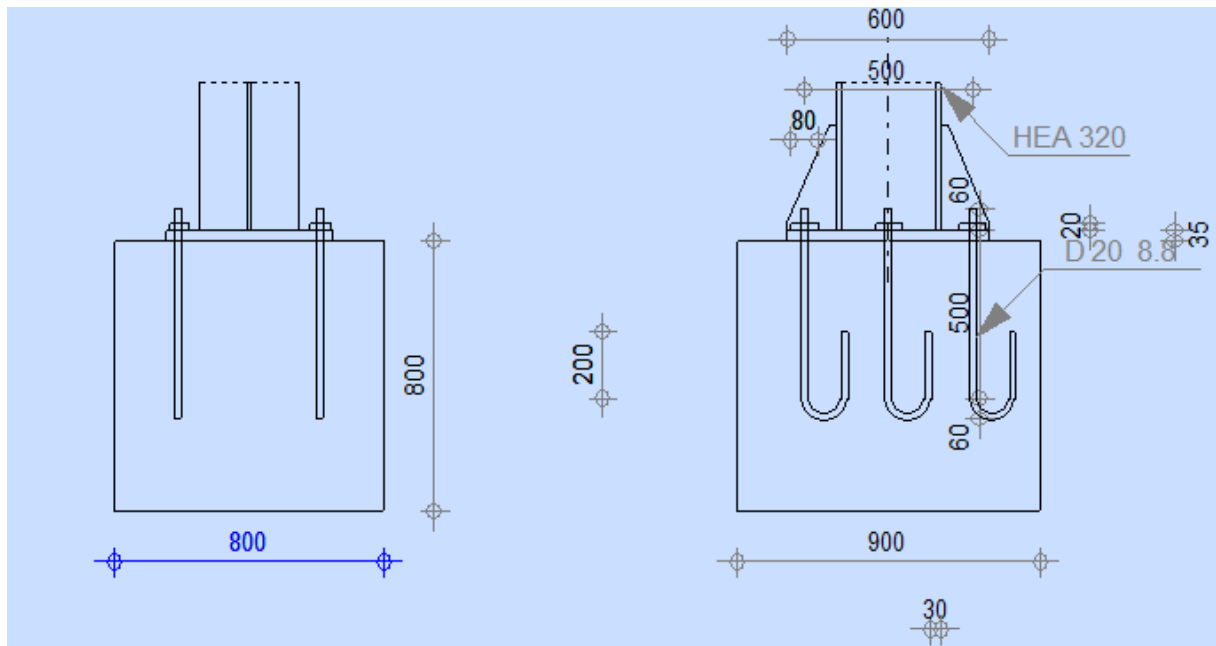


Figure IX.3: Dispositions des tiges d'ancrage.

4. Vérification des contraintes :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{11,06}{2079,01} = 0,0053m = 0,53 \text{ cm}$$

$$\frac{D}{6} = \frac{510}{6} = 85mm = 8,5cm$$

$$e < \frac{D}{6} \rightarrow \text{La section est entièrement comprimée}$$

Dans ce cas-là, on vérifie uniquement la contrainte dans le béton.

$$A = 3\pi R^2 = 78,5 \text{ cm}^2 \quad (A : \text{aire de la section de 4 tiges à gauche du poteau})$$

$$l = e + h/2 + c/2 = 21,03 \text{ cm}$$

$$h = h_p + d_1 + d_1/2 = 76 \text{ cm}$$

$$b = 2d_1 + h_p = 91 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \times N \times l}{b \times h' \times \left(h - \frac{h'}{3}\right)} \leq f_{ub}$$

Avec :

$$h = 76 \text{ cm} \quad ; \quad l = 21,03 \text{ cm}$$

$$N = 2079,01 \text{ KN.}$$

$$h' = h = 76 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \times 2079,01 \times 21,03}{50 \times 76 \times \left(76 - \frac{76}{3}\right)} \times 10 = 4,54 \text{ MPa} < 14,167 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ V\u00e9rifi\u00e9e}$$

Les contraintes sous la platine sont donn\u00e9es par les deux expressions suivantes :

$$\sigma_M = \frac{N}{b \times h} \times \left(1 + \frac{6 \times e}{h}\right) = \frac{2079,01}{0,5 \times 0,76} \times \left(1 + \frac{6 \times 0,053}{0,76}\right) \times 10^{-3} = 7,76 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m = \frac{N}{b \times h} \times \left(1 - \frac{6 \times e}{h}\right) = \frac{2079,01}{0,5 \times 0,76} \times \left(1 - \frac{6 \times 0,053}{0,76}\right) \times 10^{-3} = 3,49 \text{ MPa}$$

5. Dimensionnement de l'\u00e9paisseur de la platine :

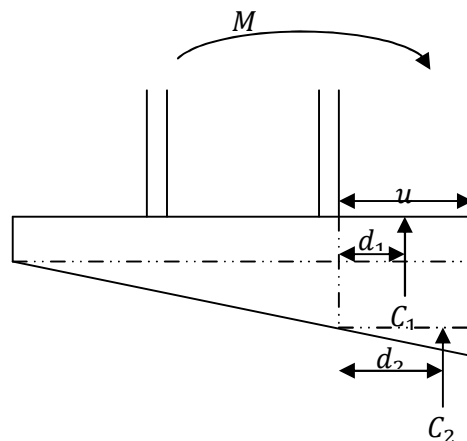


Figure IX.4: Contrainte sous la platine.

$$M = C_1 \times d_1 + C_2 \times d_2$$

$$d_1 = \frac{u}{2} = \frac{10}{2} = 5 \text{ cm}$$

$$d_2 = 2 \times \frac{u}{3} = 2 \times \frac{10}{3} = 6,66 \text{ cm}$$

$$C_1 = (3,49 + 3,62) \times u \times b = 7,11 \times 10 \times 51 \times 10^{-1} = 362,61KN$$

$$C_2 = 0,65 \times \frac{u \times b}{2} = 0,65 \times \frac{10 \times 51}{2} \times 10^{-1} = 16,57KN$$

$$M = (362,61 \times 5 + 16,57 \times 6,66) \times 10^{-2} = 19,23KN.m$$

$$M_{ely} = \frac{b \times t^2}{6} \times \frac{f_y}{\gamma_{M_0}}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$M \leq M_{ely} \Rightarrow t \geq \sqrt{\frac{6 \times M \times \gamma_{M_0}}{b \times f_y}} = \sqrt{\frac{6 \times 19,23 \times 1,1}{51 \times 235}} \times 10^5 = 12,54mm$$

Donc, on adopte une platine d'épaisseur $t = 35mm$

➤ **Vérification de la bêche**

Si : $0,3 \times N < V \rightarrow$ La bêche est nécessaire

$$\text{On a : } \begin{cases} N = 2079,01KN \\ V = 1,01KN \end{cases}$$

$$0,3 \times N = 0,3 \times 2079,01 = 623,703 \text{ KN} > V = 1,01KN \text{ (La bêche est inutile)}$$

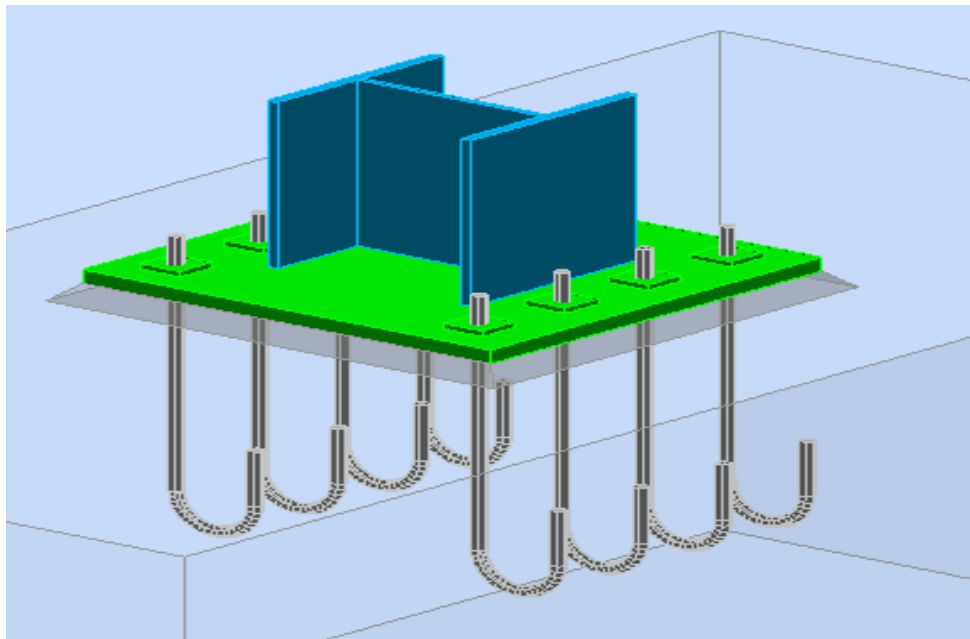


Figure IX.5:Schéma dispositions des tiges d'ancrages

1.Introduction :

Les fondations sont l'interface entre le sol avec lequel elles se déplacent et la superstructure qui subit les forces d'inertie. Outre les charges verticales qu'elles transmettent ordinairement s'ajoute l'action du séisme. Cette dernière engendre sur les fondations des efforts :

- horizontaux directs (effort tranchant, composante horizontale)
- verticaux directs (composante verticale)
- verticaux induits (moments de renversement)
- des déplacements imposés (tassement différentiel, mouvements de sol)

Le sol lui même est susceptible de se déformer, voire de perdre sa cohésion. La fondation aussi comme rôles :

- Limiter les tassements différentiels éventuels ;
- Assurer l'encastrement de la structure dans le terrain
- L'exploitation des sous-sols.

2.Choix du type de fondation

- Il existe plusieurs types de fondations On distingue :
 - superficielles ;
 - semi- profondes ;
 - profondes.

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- Capacité portante du sol d'assise.
- Charges transmises de la superstructure au sol.
- Distances entre les différents points d'appuis.
- Système structural adopté.
- le coût du projet.
- La résistance du sol.
- Le type de la structure.
- Le mode constructif de la structure.

Le choix porté sur le type de fondation, doit aussi satisfaire certains critères qui sont :

- ★ La stabilité de l'ouvrage (rigidité).
- ★ La facilité d'exécution (coffrage).
- ★ L'économie.
- ★ Les délits.

3. Calcul des fondations

Les fondations seront calculées suivant les deux sens, longitudinal et transversal,

Sous les combinaisons suivantes :

$$\begin{cases} G + Q + E \\ 0,8G \pm E \end{cases} \quad (\text{art 10.1.4.1. RPA99/2003})$$

Ainsi que les combinaisons citées par le BAEL91 :

$$\text{ELS} : G + Q$$

$$\text{ELU} : 1,35 \times G + 1,5 \times Q$$

3.1. Dimensionnement de la semelle

Les semelles sont soumises à :

- Un effort normal centré N
- Un moment de flexion M rapporté au centre de gravité de la section de béton seul à la base du poteau. **[DTR-BC 2.3.3.1]**

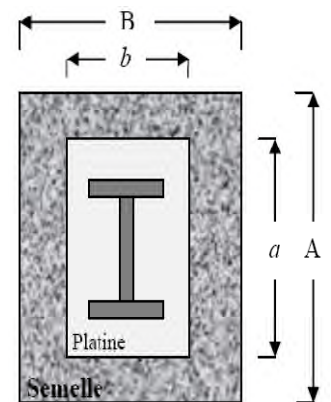
Les dimensions de la semelle doivent être homothétiques avec celles de la plaque d'assise (platine), soit : **Figure X.1 : Dimension de la semelle**

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \Rightarrow B = \frac{b}{a} \times A$$

Le pré dimensionnement de la semelle se fait avec la relation suivante :

$$\sigma \leq \bar{\sigma} \Rightarrow \frac{N}{A \times B} \times \left(1 + \frac{6 \times e}{A} \right) \leq \bar{\sigma}$$

Les sollicitations suivantes :



$$\begin{cases} M = 7.67 \text{KN} \cdot \text{m} \\ N = 2079,01 \text{KN} \rightarrow (\text{ELU}) \\ V = 18,82 \text{KN} \end{cases}$$

3.2. Pré dimensionnement de la semelle de poteau :

Les dimensions de la semelle sont choisies de manière qu'elles soient homothétiques avec celle du pied de poteau, les poteaux de notre structure sont rectangulaires à la base ($h*b$), donc les semelles sont rectangulaire ($H*B$).

h et b : dimension du poteau considéré. (HEA320)

H et B : dimension de la semelle.

h_1 : $d + c$; avec $c = 5$ cm. (Béton de propreté)

d : hauteur utile de la semelle est donnée par :

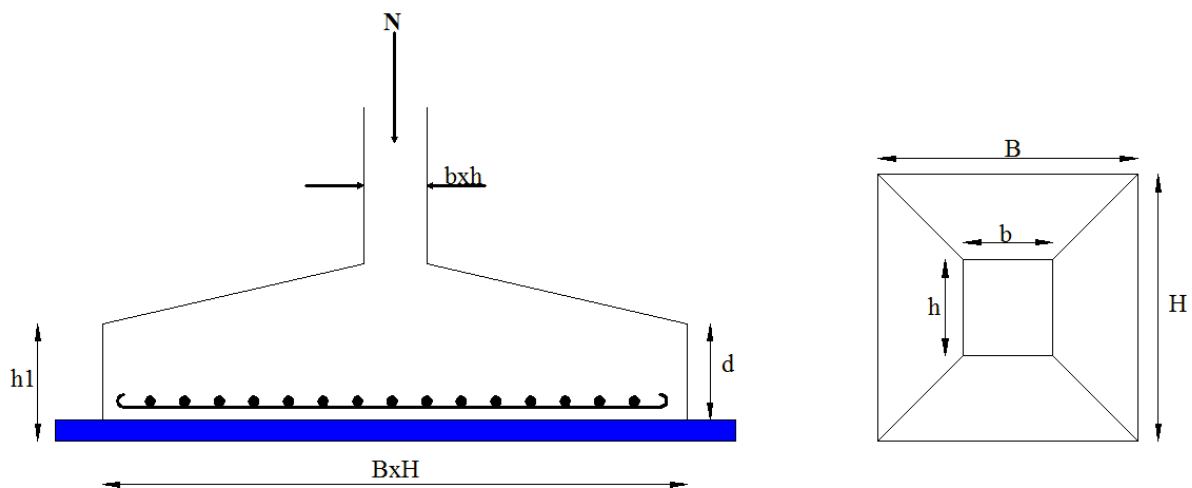


Figure X. 2: Dimension de la semelle.

$$d = \max \begin{cases} \frac{B-b}{4} \\ \frac{H-h}{4} \end{cases} \quad (\text{BAEL 91 - Ch 15.III - Art 1.2})$$

❖ Critère de non poinçonnement:

- $\sigma_M < 2\sigma_{sol}$: Situation accidentelle
- $\sigma_M < 1,33\sigma_{sol}$: Situation durable

σ_M : Contrainte maximale dans la semelle donnée par la formule suivante:

$$\sigma_M = \frac{N}{H \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right)$$

$$\sigma_M = \frac{N}{H \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{H} \right)$$

On a:

$$\begin{cases} a = 50 \text{ cm} \\ b = 51 \text{ cm} \\ \bar{\sigma} = 0,25 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \Rightarrow B = \frac{b}{a} \cdot A$$

$$\Rightarrow B = 1,02A$$

Le pré dimensionnement de la semelle se fait avec la relation suivante :

$$\sigma \leq \bar{\sigma} \Rightarrow \frac{N}{A \cdot B} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e}{A} \right) \leq \bar{\sigma}$$

L'équation à résoudre est la suivante :

$$A^3 - 8,67A - 0,132 \geq 0 \Rightarrow A \geq 2,3 \text{ m}$$

On choisit $A = 2,2 \text{ m}$ et $B = 2,2 \text{ m}$

La hauteur est donnée par la condition de rigidité

$$h \geq \max \left(\frac{A - a}{4}, \frac{B - b}{4} \right) + c$$

$$h \geq \max \left(\frac{220 - 50}{4}, \frac{220 - 50}{4} \right) + 5 = \max(42,5; 42,5) + 5 = 47,5 \text{ cm}$$

On prend :

$$h = d = 50 \text{ cm}$$

$$h_1 \geq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times \varnothing + 6; 20\text{cm}\right) = \min(12,5\text{cm}; 48\text{m}; 20\text{cm}) = 12,5\text{cm}$$

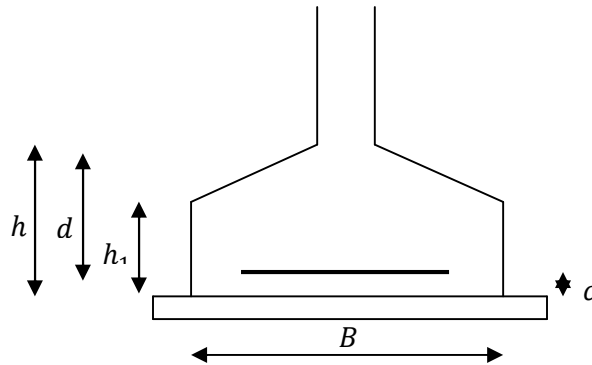


Figure X.3 : Schéma de la semelle isolée.

a) Vérification en tenant compte du poids de la semelle

On a : $N_t = N + P_s$

Avec :

P_s : Poids de la semelle.

$$P_s = \gamma_b \times V_{\text{semelle}} = 25 \times (2,2 \times 2,2 \times 0,50) = 60,5\text{KN}$$

$$N_t = N + P_s = 1503,66 + 60,5 = 1564,16\text{KN}$$

Il faut vérifier la condition suivante : $\sigma \leq \bar{\sigma}_h$

Avec :

$$\sigma = \frac{N_t}{A \times B} \times \left(1 + \frac{6 \times e_0}{A}\right)$$

$$e_0 = \frac{M}{N_t} = \frac{7,83}{1564,16} = 0,0050 \text{ m}$$

$$\sigma = \frac{N_t}{A \times B} \times \left(1 + \frac{6 \times e_0}{A}\right) = \frac{1564,16}{2,2 \times 2,2} \times \left(1 + \frac{6 \times 0,0050}{2,2}\right) \times 10^{-3} = 0,327\text{MPa}$$

$$\sigma = 0,3MPa \leq \bar{\sigma} = 1,33 \times 0,25 = 0,332MPa \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

⇒ Les dimensions choisies sont bonnes.

b) Vérification de la stabilité au renversement

↳ Selon BAEL

$$e_0 \leq \frac{A}{6} \Rightarrow \frac{M}{N_t} \leq \frac{A}{6}$$

$$\frac{M}{N_t} = \frac{7,83}{1564,16} = 0,0050m = 0,50cm$$

$$\frac{A}{6} = \frac{220}{6} = 36,66m > 0,5 cm \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

↳ Selon RPA 99

$$e \leq \frac{B}{4} \Rightarrow \frac{M_{0,8G+E}}{N_{0,8G+E}} \leq \frac{B}{4}$$

$$\frac{M_{0,8G+E}}{N_{0,8G+E}} = \frac{24,36}{1492,05} = 0,015m = 1,5cm$$

$$\frac{B}{4} = \frac{220}{4} = 55 cm > 1,5cm \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

[RPA99/version2003 ; Article 10.1.5]

4.Ferraillage de la semelle : (BAEL 91)

↳ Sens « A »

a) ELU

$$e = \frac{11,06 \times 10^2}{2079,01} = 0,53 \text{ cm} \leq \frac{A}{6} = 36,66 \text{ cm} \Rightarrow \text{Diagramme trapézoïdale}$$

$$\sigma_{Max} = \frac{N_t}{A \times B} \times \left(1 + \frac{6 \times e}{A}\right) = \frac{2079,01}{2,2 \times 2,2} \times \left(1 + \frac{6 \times 0,0053}{2}\right) \times 10^{-3} = 0,43 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{Min} = \frac{N_t}{A \times B} \times \left(1 - \frac{6 \times e}{A}\right) = \frac{2079,01}{2,2 \times 2,2} \times \left(1 - \frac{6 \times 0,0053}{2}\right) \times 10^{-3} = 0,42 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{Max} + \sigma_{Min}}{4} = \frac{3 \times 0,43 + 0,42}{4} = 0,42 \text{ MPa}$$

$$N' = \sigma_{moy} \times A \times B = 0,42 \times 2,2 \times 2,2 \times 10^3 = 2032,8 \text{ KN}$$

$$A_{u//A} = \frac{N' \times (A - a)}{8 \times d \times \sigma_{St}} = \frac{2032,8 \times (2,2 - 0,5)}{8 \times 0,5 \times 348} \times 10 = 24,82 \text{ cm}^2$$

b) ELS

$$N_t = 1503,01 + 50 = 1553,01 \text{ KN}$$

$$e = \frac{7,83}{1553,01} \times 10^2 = 0,50 \text{ cm} \leq \frac{A}{6} = 36,66 \text{ cm} \Rightarrow \text{Diagramme trapézoïdale}$$

$$\sigma_{Max} = \frac{N_t}{A \times B} \times \left(1 + \frac{6 \times e}{A}\right) = \frac{1553,01}{2,2 \times 2,2} \times \left(1 + \frac{6 \times 0,50}{2,2}\right) \times 10^{-3} = 0,75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{Min} = \frac{N_t}{A \times B} \times \left(1 - \frac{6 \times e}{A}\right) = \frac{1553,01}{2,2 \times 2,2} \times \left(1 - \frac{6 \times 0,50}{2,2}\right) \times 10^{-3} = -0,11 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{Max} + \sigma_{Min}}{4} = \frac{3 \times 0,75 - 0,11}{4} = 0,53 \text{ MPa}$$

$$N' = \sigma_{moy} \times A \times B = 0,53 \times 2,2 \times 2,2 \times 10^3 = 2589,4 \text{ KN}$$

$$A_{s//A} = \frac{N' \times (A - a)}{8 \times d \times \sigma_{St}}$$

Avec :

$$FN \Rightarrow \sigma_{St} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = \min(266,66 ; 201,63) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$A_S''^A = \frac{N' \times (A - a)}{8 \times d \times \sigma_{St}} = 0,43 \times 10 = 5,45 \text{ cm}^2$$

Alors on choisit :

$$A^{//A} = 8HA20 = 25,13 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,23 \times B \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 220 \times 50 \times \frac{2,1}{400} = 13,28 \text{ cm}^2$$

$$St = \frac{100}{7} = 15 \text{ cm}$$

5. Ancrage des barres

La longueur d'ancrage est donnée par la formule suivante :

$$l_s = \frac{f_e \cdot \emptyset}{4 \cdot \tau_s}$$

$$\tau_s = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \cdot 1,5^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{f_e \cdot \emptyset}{4 \cdot \tau_s} = \frac{400 \cdot 0,8}{4 \cdot 2,835} = 28,21 \text{ cm}$$

On a :

$$0,25 \cdot A = 0,25 \cdot 220 = 55 \text{ cm}$$

$$0,125 \cdot A = 0,125 \cdot 220 = 27,5 \text{ cm}$$

$$0,125 \cdot A \leq l_s \leq 0,25 \cdot A$$

Donc, toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle mais peuvent ne pas comporter des crochets.

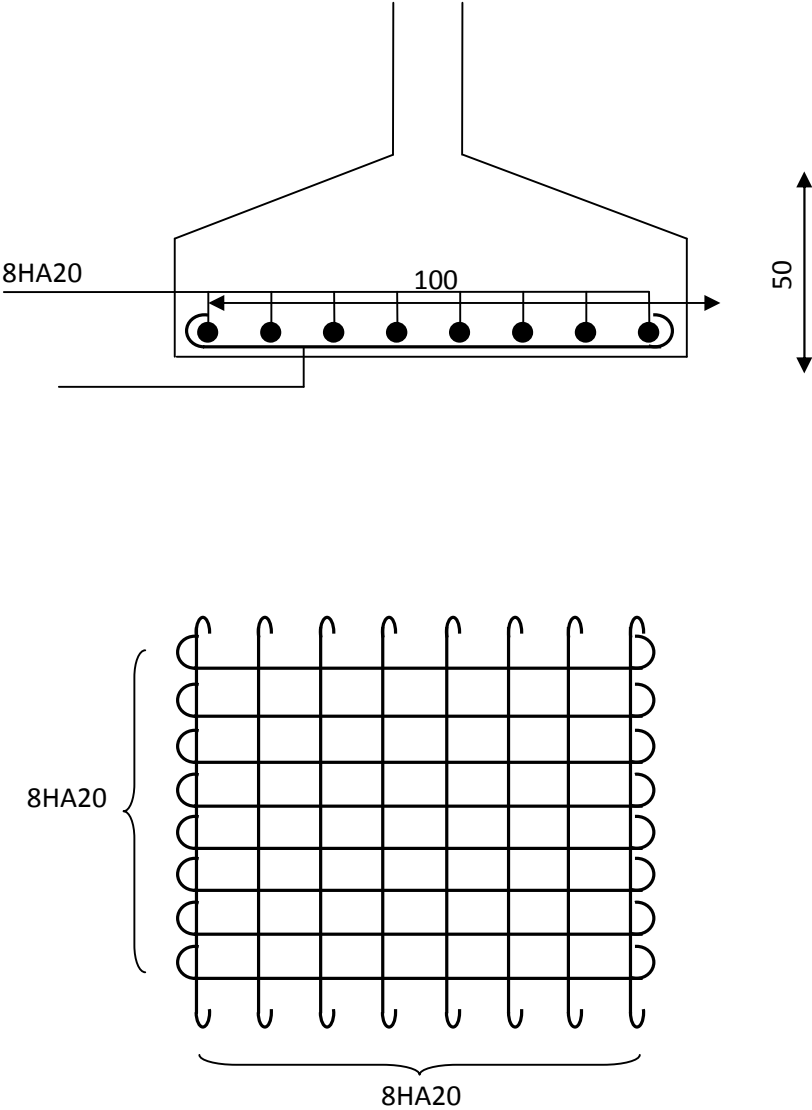


Figure X.4: Ferrailage des semelles

6. Calcul des longrines

Les longrines sont des éléments appartenant à l'infrastructure et qui servent à rigidifier l'ensemble des semelles. Et elles sont soumises à des forces axiales de traction.

6.1. Pré dimensionnement

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

$$S_3 \Rightarrow 25cm \times 30cm \text{ RPA99/V2003 ; Article 10.1.1.b]}$$

Pour notre cas on optera pour des longrines de section $30cm \times 30cm$.

6.2. Ferrailage

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20KN$$

[RPA99/V2003 ; Article 10.1.1.b]

Avec :

N : Effort normale ultime du poteau le plus sollicité.

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considéré »

Dans notre cas, on a un site meuble (S_3) et une zone II $\Rightarrow \alpha = 12$

a) A ELU

$$N_t = \frac{2079,01}{12} = 173,25 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{N_t}{\sigma_{St}} = \frac{173,25}{348} \times 10 = 4,97 \text{ cm}^2$$

b) A ELS

$$N_t = \frac{1503,01}{12} = 125,25 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{N_t}{\sigma_{St}} = \frac{125,25}{201,63} \times 10 = 6,211 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,6\% \times b \times h = 0,6\% \times 30 \times 30 = 5,4 \text{ cm}^2$$

Donc, on ferraille avec A_{min} , soit 4HA14 = 6,16 cm²

- **Armatures transversales**

Soit des cadres de diamètre $\emptyset 8$ dont l'espacement maximal est donné par le RPA.

$$St \leq \min\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 15\phi_l\right) = \min(15 \text{ cm}; 21 \text{ cm}) = 15 \text{ cm} \rightarrow \text{Zone courante.}$$

$$St \leq 10 \text{ cm} \rightarrow \text{Zone nodale}$$

Les cadres sont espacés de 15cm en travée et de 10cm en zone nodale.

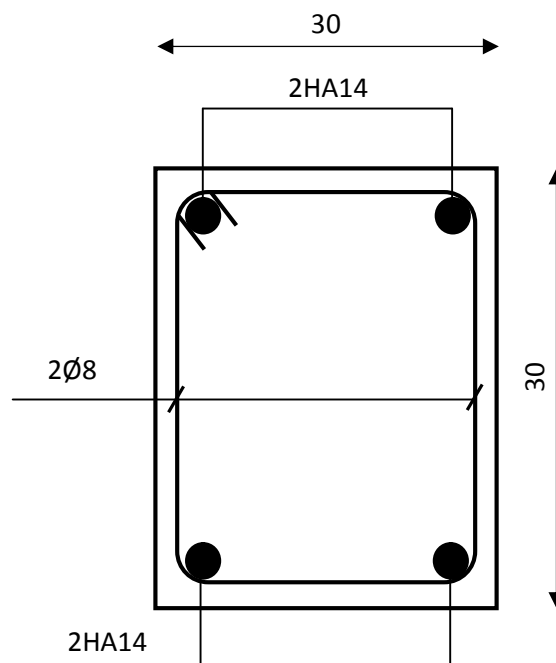


Figure X.5: Ferrailage des longrines

7. Ferrailage du fût

Les fondations sont ancrées à $D = 1,5 \text{ m}$; l'assemblage platine massif doit être au-dessus du sol, donc on prévoit un poteau en B.A (fût) de dimension $01\text{m} \times 01\text{m}$.

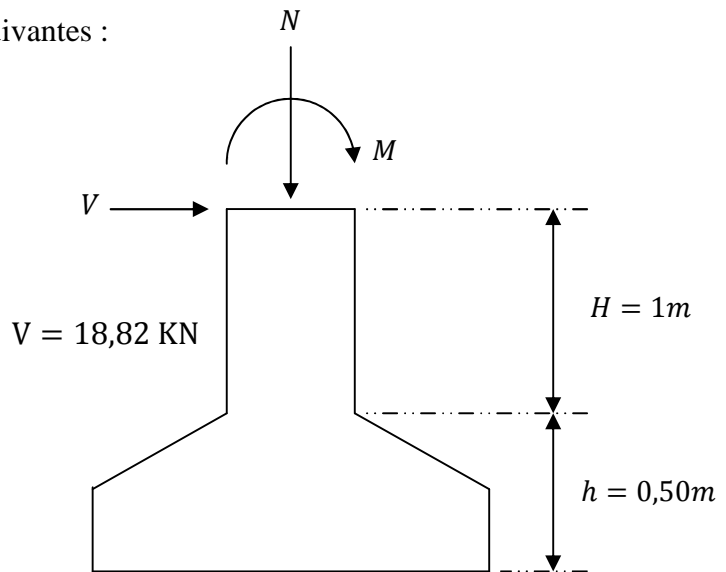
Le fût est soumis à un effort normal et un effort tranchant plus un moment .il est sollicité en flexion composée.

Le fût est soumis à des sollicitations suivantes :

↳ **ELU :**

$$\begin{cases} M = 2079,01 \text{ KN.m} \\ N = 11,06 \text{ KN} \end{cases}$$

↳ **G + Q + E**



Les sollicitations de calculs sont :

$$N' = N + 1,35 \cdot P$$

P : Poids propre du fût.

$$N' = 2079,01 + 1,35 \cdot (25 \times 1^2 \times 1) = 2112,76 \text{ KN}$$

$$M' = 1,24 + V \cdot H \Rightarrow M' = 1,24 + 18,82 \cdot 1 = 20,06 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

7.1. Ferrailage:

$$\begin{cases} M = M' = 20,06 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ N = N' = 2112,76 \text{ KN} \\ V = 18,82 \text{ KN} \end{cases}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{20,06}{2112,76} \cdot 100 = 0,94 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{100}{6} = 16,67 \text{ cm}$$

$$e < \frac{h}{6} \rightarrow \text{Section entièrement comprimée}$$

$$M_{ua} = M + N \cdot \left(d - \frac{h}{2}\right) = 20,06 + 2112,76 \cdot \left(1 - \frac{1}{2}\right) = 1076,44 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$N \cdot (d - c') - M_{ua} = 2112,76 \times (1 - 0,05) - 1076,44 = 930,682 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$(0,5 \cdot h - c') \cdot f_{bu} \cdot b \cdot h = (0,5 \cdot 1 - 0,05) \cdot 14,167 \cdot 10^3 \cdot 1 \cdot 1 = 6375,15 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$6375,15 > 930,682 \Rightarrow \begin{cases} A' = \frac{N - \psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bu}}{f_{st}} \\ A = 0 \end{cases}$$

Avec:

$$\psi = \frac{0,357 + \frac{N \cdot (d - c') - M_{ua}}{b \cdot h^2 \cdot f_{bu}}}{0,857 - \frac{c'}{h}} = \frac{0,357 + \frac{930,682 \cdot (1 - 0,05) - 1076,44}{1 \cdot 1^2 \cdot 14,167 \cdot 10^3}}{0,857 - \frac{0,05}{1}} = 0,425$$

$$A' = \frac{930,682 - 0,425 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 14,167 \cdot 10^3}{348 \cdot 10^3} \cdot 10^4 = -132,559 \text{ cm}^2 < 0$$

$$A_s^{min} = 0,8\% \cdot b \cdot h \rightarrow \text{RPA art 7.4.2.1}$$

$$A_s^{min} = 0,8\% \cdot 100 \cdot 100 = 80\text{cm}^2$$

Donc, on ferraille avec A_{min} , soit $40\text{HA16} = 80,42\text{cm}^2$

- **Armatures transversales**

Soit des cadres de diamètre $\emptyset 8$ dont l'espace maximal est donné par le RPA,

$$St \leq 15 \cdot \emptyset_l = 30\text{cm}$$

On prend $St = 20\text{cm}$

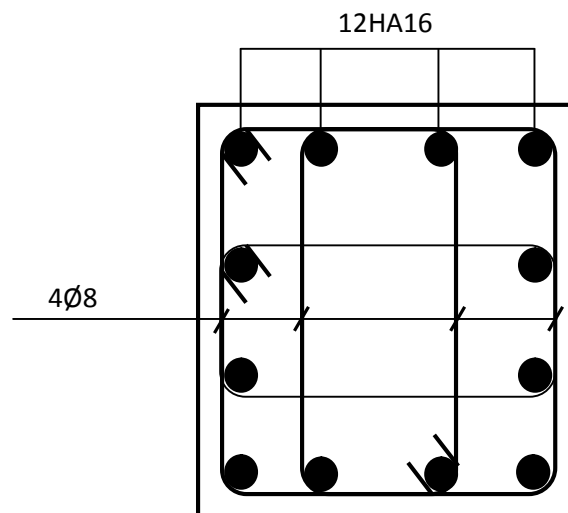


Figure X.6: Ferrailage du fût

Conclusion générale

L'ingénieur en génie civil est censé concevoir des édifices et garantir leur bon fonctionnement, tout en respectant les règles parasismiques en vigueur, il doit en outre tenir compte de plusieurs critères dont la sécurité, l'économie et l'aspect architectural.

Dans ce contexte ; Notre projet de fin d'études nous a permis d'avoir un aperçu sur la construction métallique et surtout d'appliquer les connaissances acquises durant notre cursus sur un projet réel ;

Par cette démarche, certains points importants sont à soulever à savoir :

- l'acier permet de construire des ouvrages très importants du point de vue capacité portante, légèreté, rapidité d'exécution ce qui permet de construire sur des sols ayant une faible capacité portante.
- les actions du vent sont les plus défavorables dans les structures métalliques mais la présence du plancher mixte rend la structure sensible aux actions sismiques.
- L'agression sismique constitue un vrai test qui met le bâtiment à l'épreuve ; pour cela, tout ouvrage doit être réalisé conformément aux normes et règles parasismiques en vigueur
- L'utilisation du **logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSES** dans notre étude nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique, dans le but de faciliter les calculs, d'avoir une meilleure approche de la réalité ainsi qu'un gain de temps très important dans l'analyse de la structure, de tirer les efforts et enfin de vérifier les éléments aux différents phénomènes d'instabilité conformément aux règlements en vigueur.
- La disposition des contreventements joue un rôle très important dans le comportement global de la structure.
- La bonne conception des assemblages est essentielle pour la stabilité des structures métalliques. néanmoins, un assemblage bien conçu est mieux qu'une structure bien dimensionnée.

Enfin, notre objectif final lors de cette étude est l'obtention d'un ouvrage résistant et garantissant la sécurité des vies humaines et de leurs biens, nous souhaitons que ce travail serve comme support pour nos futurs étudiants qui seront intéressés par cette voie.

Annexe

Φ (mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,7
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,72	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,38	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

Tableau des armatures (1)

Section en cm^2 de N armatures de diamètre Φ (mm)

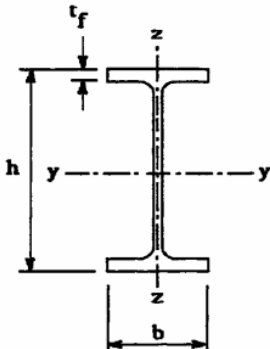
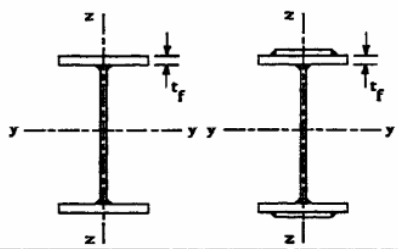
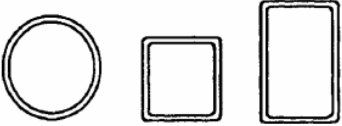
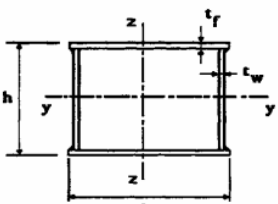
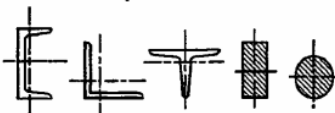
Valeur de χ en fonction de $\bar{\lambda}$

Coefficients de réduction				
$\bar{\lambda}$	Valeurs de χ pour la courbe de flambement			
	a	b	c	d
0,2	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9775	0,9641	0,9491	0,9235
0,4	0,9528	0,9261	0,8973	0,8504
0,5	0,9243	0,8842	0,8430	0,7793
0,6	0,8900	0,8371	0,7854	0,7100
0,7	0,8477	0,7837	0,7247	0,6431
0,8	0,7957	0,7245	0,6622	0,5797
0,9	0,7339	0,6612	0,5998	0,5208
1,0	0,6656	0,5970	0,5399	0,4671
1,1	0,5960	0,5352	0,4842	0,4189
1,2	0,5300	0,4781	0,4338	0,3762
1,3	0,4703	0,4269	0,3888	0,3385
1,4	0,4179	0,3817	0,3492	0,3055
1,5	0,3724	0,3422	0,3145	0,2766
1,6	0,3332	0,3079	0,2842	0,2512
1,7	0,2994	0,2781	0,2577	0,2289
1,8	0,2702	0,2521	0,2345	0,2093
1,9	0,2449	0,2294	0,2141	0,1920
2,0	0,2229	0,2095	0,1962	0,1766
2,1	0,2036	0,1920	0,1803	0,1630
2,2	0,1867	0,1765	0,1662	0,1508
2,3	0,1717	0,1628	0,1537	0,1399
2,4	0,1585	0,1506	0,1425	0,1302
2,5	0,1467	0,1397	0,1325	0,1214
2,6	0,1362	0,1299	0,1234	0,1134
2,7	0,1267	0,1211	0,1153	0,1062
2,8	0,1182	0,1132	0,1079	0,0997
2,9	0,1105	0,1060	0,1012	0,0937
3,0	0,1036	0,0994	0,0951	0,0882

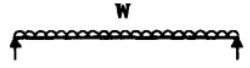

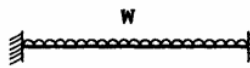

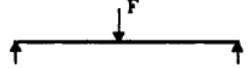
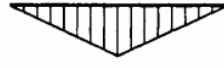
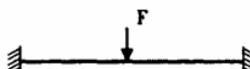

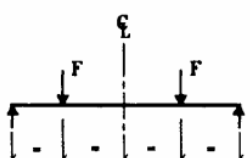
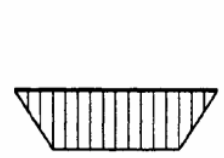
**DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES
ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR**

$\alpha - \frac{l_x}{l_y}$	ELU v - 0		ELS v - 0.2		$\alpha - \frac{l_x}{l_y}$	ELU v - 0		ELS v - 0.2	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

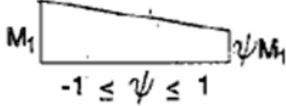
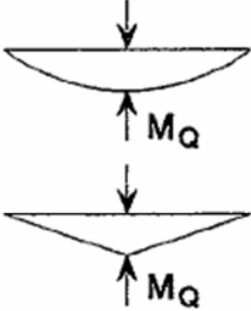
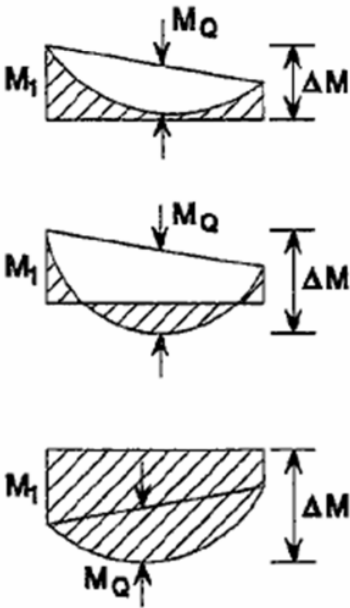
Tableau 5.5.3 Choix de la courbe de flambement correspondant à une section

Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
Sections en I laminées 	$h / b > 1,2 :$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$h / b \leq 1,2 :$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$ $t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z y - y z - z	b c d d
Sections en I soudées 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$t_f > 40 \text{ mm}$	y - y z - z	c d
Sections creuses 	laminées à chaud	quel qu'il soit	a
	formées à froid - en utilisant f_{yb} *)	quel qu'il soit	b
	formées à froid - en utilisant f_{ya} *)	quel qu'il soit	c
Caissons soudés 	d'une manière générale (sauf ci-dessous)	quel qu'il soit	b
	Soudures épaisses et $b / t_f < 30$ $h / t_w < 30$	y - y z - z	c c
Sections en U, L, T et sections pleines 		quel qu'il soit	c

*) Voir 5.5.1.4 (4) et figure 5.5.2

Tableau F.1.2 Coefficients C_1 , C_2 et C_3 , pour différentes valeurs de k , dans le cas de charges transversales					
Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	Valeur de k	Coefficients		
			C_1	C_2	C_3
		1,0	1,132	0,459	0,525
		0,5	0,972	0,304	0,980
		1,0	1,285	1,562	0,753
		0,5	0,712	0,652	1,070
		1,0	1,365	0,553	1,730
		0,5	1,070	0,432	3,050
		1,0	1,565	1,267	2,640
		0,5	0,938	0,715	4,800
		1,0	1,046	0,430	1,120
		0,5	1,010	0,410	1,890

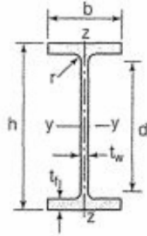
Facteurs de moment uniforme équivalent β_M

Diagramme des moments	Facteur de moment uniforme équivalent β_M
<p>Moments d'extrémité</p>  <p>$-1 \leq \psi \leq 1$</p>	$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7\psi$
<p>Moment créé par des forces latérales dans le plan</p> 	$\beta_{M,Q} = 1,3$ $\beta_{M,Q} = 1,4$
<p>Moment créé par des forces latérales dans le plan et des moments d'extrémité</p> 	$\beta_M = \beta_{m,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ $M_Q = \text{Max}M \quad \text{dû aux charges transversales seulement}$ $\Delta M = \begin{cases} \max M & \text{pour diagrammes de moment sans changement de signe} \\ \max M + \min M & \text{pour diagrammes de moment avec changement de signe} \end{cases}$

Poutrelles

MATIÈRE

Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.



Dimensions

Masse par mètre

Aire de la section

h	b	a	e	r	h ₁	P	A
h	b	t _w	t _f	r	d	P	A
mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²

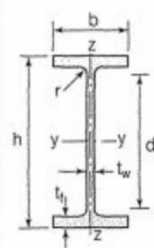
IPE

IPE 80	80,0	46	3,8	5,2	5	59,6	6,0	7,6
IPE 100	100,0	55	4,1	5,7	7	74,6	8,1	10,3
IPE 120	120,0	64	4,4	6,3	7	93,4	10,4	13,2
IPE 140	140,0	73	4,7	6,9	7	112,2	12,9	16,4
IPE 160	160,0	82	5,0	7,4	9	127,2	15,8	20,1
IPE 180	180,0	91	5,3	8,0	9	146,0	18,8	23,9
IPE 200	200,0	100	5,6	8,5	12	159,0	22,4	28,5
IPE 220	220,0	110	5,9	9,2	12	177,6	26,2	33,4
IPE 240	240,0	120	6,2	9,8	15	190,4	30,7	39,1
IPE 270	270,0	135	6,6	10,2	15	219,6	36,1	45,9
IPE 300	300,0	150	7,1	10,7	15	248,6	42,2	53,8
IPE 330	330,0	160	7,5	11,5	18	271,0	49,1	62,6
IPE 360	360,0	170	8,0	12,7	18	298,6	57,1	72,7
IPE 400	400	180	8,6	13,5	21	331,0	66,3	84,5
IPE 450	450,0	190	9,4	14,6	21	378,8	77,6	98,8
IPE 500	500,0	200	10,2	16,0	21	426,0	90,7	115,5
IPE 550	550,0	210	11,1	17,2	24	467,6	105,5	134,4
IPE 600	600,0	220	12,0	19,0	24	514,0	122,4	156,0

Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques

NORMES DE RÉFÉRENCE

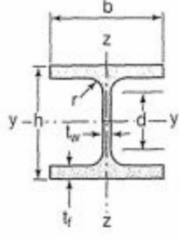
Dimensions : NF A 45-205
Tolérances : NF EN 10034



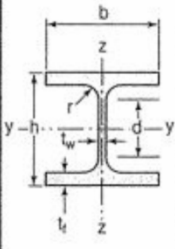
Caractéristiques de calcul

Moment d'inertie de torsion

IPE (suite)	I_x	I_x/V_x	i_x	-	-	I_y	I_y/V_y	i_y	-	-	J
	I_y	$W_{el,y}$	i_y	$W_{pl,y}$	A_{vz}	I_z	$W_{el,z}$	i_z	$W_{pl,z}$	A_{vy}	I_t
	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴
IPE 80	80,1	20,0	3,24	23,2	3,6	8,48	3,69	1,05	5,8	5,1	0,70
IPE 100	171,0	34,2	4,07	39,4	5,1	15,91	5,78	1,24	9,1	6,7	1,20
IPE 120	317,8	53,0	4,90	60,7	6,3	27,65	8,64	1,45	13,6	8,6	1,74
IPE 140	541,2	77,3	5,74	88,3	7,6	44,90	12,30	1,65	19,2	10,6	2,45
IPE 160	869,3	108,7	6,58	123,9	9,7	68,28	16,65	1,84	26,1	12,8	3,60
IPE 180	1317,0	146,3	7,42	166,4	11,3	100,81	22,16	2,05	34,6	15,3	4,79
IPE 200	1943,2	194,3	8,26	220,6	14,0	142,31	28,46	2,24	44,6	18,0	6,98
IPE 220	2771,8	252,0	9,11	285,4	15,9	204,81	37,24	2,48	58,1	21,3	9,07
IPE 240	3891,6	324,3	9,97	366,6	19,1	283,58	47,26	2,69	73,9	24,8	12,88
IPE 270	5789,8	428,9	11,23	484,0	22,1	419,77	62,19	3,02	97,0	29,0	15,94
IPE 300	8356,1	557,1	12,46	628,4	25,7	603,62	80,48	3,35	125,2	33,7	20,12
IPE 330	11766,9	713,1	13,71	804,3	30,8	788,00	98,50	3,55	153,7	38,7	28,15
IPE 360	16265,6	903,6	14,95	1019,1	35,1	1043,20	122,73	3,79	191,1	45,3	37,32
IPE 400	23128,4	1156,4	16,55	1307,1	42,7	1317,58	146,40	3,95	229,0	51,1	51,08
IPE 450	33742,9	1499,7	18,48	1701,8	50,8	1675,35	176,35	4,12	276,4	58,3	66,87
IPE 500	48198,5	1927,9	20,43	2194,1	59,9	2140,90	214,09	4,30	335,9	67,2	89,29
IPE 550	67116,5	2440,6	22,35	2787,0	72,3	2666,49	253,95	4,45	400,5	76,1	123,24
IPE 600	92083,5	3069,4	24,30	3512,4	83,8	3385,78	307,80	4,66	485,6	87,9	165,42

Poutrelles									
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.								
HEA		Dimensions						Masse par mètre	Aire de la section
		h	b	a	e	r	h ₁	P	A
		h	b	t _w	t _f	r	d	P	A
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²
	HEA 100	96	100	5,0	8	12	56	16,7	21,2
	HEA 120	114	120	5,0	8	12	74	19,9	25,3
	HEA 140	133	140	5,5	8,5	12	92	24,7	31,4
	HEA 160	152	160	6,0	9	15	104	30,4	38,8
	HEA 180	171	180	6,0	9,5	15	122	35,5	45,3
	HEA 200	190	200	6,5	10	18	134	42,3	53,8
	HEA 220	210	220	7,0	11	18	152	50,5	64,3
	HEA 240	230	240	7,5	12	21	164	60,3	76,8
	HEA 260	250	260	7,5	12,5	24	177	68,2	86,8
	HEA 280	270	280	8,0	13	24	196	76,4	97,3
	HEA 300	290	300	8,5	14	27	208	88,3	112,5
	HEA 320	310	300	9,0	15,5	27	225	97,6	124,4
	HEA 340	330	300	9,5	16,5	27	243	104,8	133,5
	HEA 360	350	300	10,0	17,5	27	261	112,1	142,8
	HEA 400	390	300	11,0	19	27	298	124,8	159,0
	HEA 450	440	300	11,5	21	27	344	139,8	178,0
	HEA 500	490	300	12,0	23	27	390	155,1	197,5
	HEA 550	540	300	12,5	24	27	438	166,2	211,8
HEA 600	590	300	13,0	25	27	486	177,8	226,5	
HEA 650	640	300	13,5	26	27	534	189,7	241,6	
HEA 700	690	300	14,5	27	27	582	204,5	260,5	
HEA 800	790	300	15,0	28	30	674	224,4	285,8	
HEA 900	890	300	16	30	30	770	251,6	320,5	
HEA 1000	990	300	16,5	31	30	868	272,3	346,8	

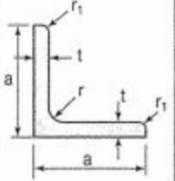
Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques

NORMES DE RÉFÉRENCE	Dimensions : NF A 45-201 Tolérances : NF EN 10034										
		Caractéristiques de calcul									
I_x		I_x/V_x	i_x	-	-	I_y	I_y/V_y	i_y	-	-	J
I_y		$W_{el,y}$	i_y	$W_{pl,y}$	A_{vz}	I_z	$W_{el,z}$	i_z	$W_{pl,z}$	A_{vy}	I_t
	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴
HEA 100	349,2	72,8	4,06	83,0	7,6	133,8	26,8	2,51	41,1	16,9	5,24
HEA 120	606,2	106,3	4,89	119,5	8,5	230,9	38,5	3,02	58,9	20,1	5,99
HEA 140	1033,1	155,4	5,73	173,5	10,1	389,3	55,6	3,52	84,8	24,8	8,13
HEA 160	1673,0	220,1	6,57	245,1	13,2	615,5	76,9	3,98	117,6	30,1	12,19
HEA 180	2510,3	293,6	7,45	324,9	14,5	924,6	102,7	4,52	156,5	35,5	14,80
HEA 200	3692,2	388,6	8,28	429,5	18,1	1335,6	133,6	4,98	203,8	41,6	20,98
HEA 220	5409,7	515,2	9,17	568,5	20,7	1954,5	177,7	5,51	270,6	50,2	28,46
HEA 240	7763,2	675,1	10,05	744,6	25,2	2768,9	230,7	6,00	351,7	59,7	41,55
HEA 260	10455,0	836,4	10,97	919,8	28,8	3668,2	282,2	6,50	430,2	67,4	52,37
HEA 280	13673,3	1012,8	11,86	1112,2	31,7	4763,0	340,2	7,00	518,1	75,4	62,10
HEA 300	18263,5	1259,63	12,74	1383,3	37,3	6310,5	420,7	7,49	641,2	87,0	85,17
HEA 320	22928,6	1479,3	13,58	1628,1	41,1	6985,8	465,7	7,49	709,7	96,2	107,97
HEA 340	27693,1	1678,4	14,40	1850,5	45,0	7436,3	495,8	7,46	755,9	102,5	127,20
HEA 360	33089,8	1890,8	15,22	2088,5	49,0	7886,8	525,8	7,43	802,3	108,7	148,82
HEA 400	45069,4	2311,3	16,84	2561,8	57,3	8563,1	570,9	7,34	872,9	118,2	189,04
HEA 450	63721,6	2896,4	18,92	3215,9	65,8	9464,2	630,9	7,29	965,5	130,4	243,76
HEA 500	86974,8	3550,0	20,98	3948,9	74,7	10365,6	691,0	7,24	1058,5	142,7	309,27
HEA 550	111932,2	4145,6	22,99	4621,8	83,7	10817,2	721,1	7,15	1106,9	148,9	351,54
HEA 600	141208,1	4786,7	24,97	5350,4	93,2	11269,1	751,3	7,05	1155,7	155,2	397,81
HEA 650	175178,2	5474,3	26,93	6136,3	103,2	11721,3	781,4	6,96	1204,8	161,5	448,30
HEA 700	215301,4	6240,6	28,75	7031,8	117,0	12175,5	811,7	6,84	1256,7	168,0	513,89
HEA 800	303442,6	7682,1	32,58	8699,5	138,8	12634,7	842,3	6,65	1312,3	174,8	596,87
HEA 900	422075,0	9484,8	36,29	10811,0	163,3	13542,4	902,8	6,50	1414,5	187,4	736,77
HEA 1000	553846,2	11188,8	39,96	12824,4	184,6	13998,9	933,3	6,35	1469,7	193,7	822,41

HEA
(suite)

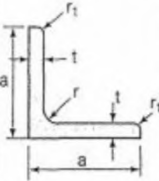
7.4 LAMINÉES MARCHANDS USUELS

d'après doc. OTUA

MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275, et S 355 d'après la norme NF EN 10025.											
	Dimensions					Masse par mètre	Aire de la section	Caractéristiques de calcul				
CORNIÈRES À AILES ÉGALES								Axe yy = Axe zz				
	a	a	e	r	r ₁	P	A	d	I _x = I _y	I _x /d _x = I _y /d _y	i _x = i _y	
	a	a	t	r	r ₁	P	A	d	I _y = I _z	W _{el,y} = W _{el,z}	i _y = i _z	
	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	cm	cm ⁴	cm ³	cm	
L 20 x 20 x 3	20	20	3	4	2	0,88	1,13	0,60	0,39	0,28	0,59	
L 25 x 25 x 3	25	25	3	4	2	1,12	1,43	0,72	0,80	0,45	0,75	
L 25 x 25 x 4	25	25	4	4	2	1,46	1,86	0,76	1,01	0,58	0,74	
L 25 x 25 x 5	25	25	5	5	2,5	1,79	2,28	0,79	1,19	0,70	0,72	
L 30 x 30 x 3	30	30	3	5	2,5	1,36	1,74	0,84	1,40	0,65	0,90	
L 30 x 30 x 3,5	30	30	3,5	5	2,5	1,57	2,00	0,86	1,61	0,75	0,90	
L 30 x 30 x 4	30	30	4	5	2,5	1,78	2,27	0,88	1,80	0,85	0,89	
L 30 x 30 x 5	30	30	5	5	2,5	2,18	2,78	0,92	2,16	1,04	0,88	
L 35 x 35 x 3,5	35	35	3,5	4	2	1,84	2,34	0,99	2,66	1,06	1,06	
L 35 x 35 x 4	35	35	4	5	2,5	2,09	2,67	1,00	2,95	1,18	1,05	
L 35 x 35 x 5	35	35	5	5	2,5	2,57	3,28	1,04	3,56	1,45	1,04	
L 40 x 40 x 3	40	40	3	5	2,5	1,83	2,34	1,08	3,49	1,20	1,22	
L 40 x 40 x 4	40	40	4	6	3	2,42	3,08	1,12	4,47	1,55	1,21	
L 40 x 40 x 5	40	40	5	6	3	2,97	3,79	1,16	5,43	1,91	1,20	
L 40 x 40 x 6	40	40	6	6	3	3,52	4,48	1,20	6,31	2,26	1,19	
L 45 x 45 x 3	45	45	3	5	2,5	2,07	2,64	1,21	5,05	1,53	1,38	
L 45 x 45 x 4	45	45	4	5	2,5	2,72	3,47	1,25	6,55	2,02	1,37	
L 45 x 45 x 4,5	45	45	4,5	7	3,5	3,06	3,90	1,26	7,15	2,20	1,35	
L 45 x 45 x 5	45	45	5	7	3,5	3,38	4,30	1,28	7,84	2,43	1,35	
L 45 x 45 x 6	45	45	6	7	3,5	4,00	5,09	1,32	9,16	2,88	1,34	
L 50 x 50 x 3	50	50	3	5	2,5	2,31	2,94	1,33	7,01	1,91	1,54	
L 50 x 50 x 4	50	50	4	5	2,5	3,04	3,87	1,38	9,12	2,52	1,54	
L 50 x 50 x 5	50	50	5	7	3,5	3,77	4,80	1,40	10,96	3,05	1,51	
L 50 x 50 x 6	50	50	6	7	3,5	4,47	5,69	1,45	12,84	3,61	1,50	
L 50 x 50 x 7	50	50	7	7	3,5	5,15	6,56	1,49	14,61	4,16	1,49	
L 50 x 50 x 8	50	50	8	7	3,5	5,82	7,41	1,52	16,28	4,68	1,48	
L 55 x 55 x 6	55	55	6	7	3,5	4,94	6,29	1,57	17,40	4,43	1,66	

Laminées marchands usuels

MATIÈRE Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275, et S 355 d'après la norme NF EN 10025.

CORNIERES À AILES ÉGALES (suite)		Dimensions					Masse par mètre P	Aire de la section A	Caractéristiques de calcul			
									Axe yy = Axe zz			
		a	a	e	r	r ₁			P	A	d	I _x = I _y
a	a	t	r	r ₁	P	A	d	I _y = I _z	W _{el,y} = W _{el,z}	i _y = i _z		
		mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	cm	cm ⁴	cm ³	cm
L 60 x 60 x 4	60	60	4	5	2,5	3,66	4,67	1,63	16,11	3,68	1,86	
L 60 x 60 x 5	60	60	5	6	3	4,54	5,79	1,66	19,61	4,52	1,84	
L 60 x 60 x 6	60	60	6	8	4	5,42	6,91	1,69	22,79	5,29	1,82	
L 60 x 60 x 7	60	60	7	8	4	6,26	7,98	1,73	26,05	6,10	1,81	
L 60 x 60 x 8	60	60	8	8	4	7,09	9,03	1,77	29,15	6,89	1,80	
L x 60 x 10	60	60	10	12	6	8,76	11,15	1,83	34,26	8,21	1,75	
L 65 x 65 x 5	65	65	5	7	3,5	4,95	6,30	1,78	25,07	5,31	1,99	
L 65 x 65 x 6	65	65	6	8	4	5,89	7,51	1,81	29,36	6,26	1,98	
L 65 x 65 x 7	65	65	7	8	4	6,81	8,68	1,85	33,60	7,23	1,97	
L 65 x 65 x 8	65	65	8	8	4	7,72	9,83	1,89	37,66	8,18	1,96	
L 65 x 65 x 9	65	65	9	9	4,5	8,62	10,98	1,93	41,37	9,05	1,94	
L 70 x 70 x 5	70	70	5	6	3	5,33	6,79	1,91	31,76	6,24	2,16	
L 70 x 70 x 6	70	70	6	9	4,5	6,38	8,13	1,93	36,88	7,27	2,13	
L 70 x 70 x 7	70	70	7	9	4,5	7,38	9,40	1,97	42,30	8,41	2,12	
L 70 x 70 x 9	70	70	9	9	4,5	9,32	11,88	2,05	52,47	10,60	2,10	
L 75 x 75 x 5	75	75	5	6	3	5,72	7,29	2,04	39,37	7,20	2,32	
L 75 x 75 x 6	75	75	6	9	4,5	6,85	8,73	2,05	45,83	8,41	2,29	
L 75 x 75 x 7	75	75	7	9	4,5	7,93	10,10	2,10	52,61	9,74	2,28	
L 75 x 75 x 8	75	75	8	9	4,5	8,99	11,45	2,14	59,13	11,03	2,27	
L 75 x 75 x 10	75	75	10	10	5	11,07	14,11	2,21	71,17	13,46	2,25	
L 80 x 80 x 5	80	80	5	6	3	6,11	7,79	2,16	48,11	8,24	2,49	
L 80 x 80 x 5,5	80	80	5,5	10	5	6,75	8,60	2,14	51,52	8,80	2,45	
L 80 x 80 x 6	80	80	6	10	5	7,34	9,35	2,17	55,82	9,57	2,44	
L 80 x 80 x 6,5	80	80	6,5	10	5	7,92	10,08	2,19	60,04	10,34	2,44	
L 80 x 80 x 8	80	80	8	10	5	9,63	12,27	2,26	72,25	12,58	2,43	
L 80 x 80 x 10	80	80	10	10	5	11,86	15,11	2,34	87,50	15,45	2,41	
L 90 x 90 x 6	90	90	6	11	5,5	8,30	10,57	2,41	80,31	12,18	2,76	
L 90 x 90 x 7	90	90	7	11	5,5	9,61	12,24	2,45	92,55	14,13	2,75	
L 90 x 90 x 8	90	90	8	11	5,5	10,90	13,89	2,50	104,38	16,05	2,74	
L 90 x 90 x 9	90	90	9	11	5,5	12,18	15,52	2,54	115,83	17,93	2,73	
L 90 x 90 x 10	90	90	10	11	5,5	13,45	17,13	2,58	126,91	19,77	2,72	
L 90 x 90 x 11	90	90	11	11	5,5	14,70	18,72	2,62	137,64	21,57	2,71	
L 90 x 90 x 12	90	90	12	11	5,5	15,93	20,29	2,66	148,03	23,34	2,70	

Notations Générales

Les principales notations utilisées sont les suivants :

A	Aire de la section brute.
A_{net}	Aire de la section nette.
A_{eff}	Aire de la section efficace.
A_v	Aire de cisaillement.
H	Hauteur de la section transversale.
b	Largueur des semelles.
r	Rayon du congé de raccordement.
t_f	Epaisseur des semelles.
t_w	Epaisseur de l'âme.
$I_{y,z}$	Moment d'inertie.
$i_{y,z}$	Rayon de giration de la section.
I_w	Facteur de gauchissement.
I_t	Moment d'inertie de torsion.
$W_{ply,z}$	Module plastique de la section.
$W_{ely,z}$	Module élastique de la section.
W_{eff}	Module élastique efficace de la section.
N_{pl}	Effort normal résistant plastique.
N_u	Effort normal ultime de la section nette.
N_{net}	Effort normal résistant de la section nette.
$M_{ply,z}$	Moment résistant plastique de la section.
$M_{ely,z}$	Moment résistant élastique de la section.
$M_{eff,z}$	Moment résistant de la section efficace.
M_{cr}	Moment critique de déversement.
$\lambda_{y,z}$	Elancement géométrique pour le mode de flambement.
$\lambda_{y,z}$	Elancement réduit pour le mode de flambement.
λ_{cr}	Elancement critique d'Euler.
$\chi_{y,z}$	Coefficient de réduction pour le mode de flambement considéré.
ψ_s	
τ	Coefficient de scellement relatif a une armature (psi).
τ_u	Contrainte tangente (tau).
τ_s	Contrainte tangente conventionnelle.
ϕ	Contrainte d'adhérence.
N	Diamètre d'une armature transversale.
μ_{ser}	Coefficient de poissant (nu).
μ_{bu}	Moment ultime à L'ELS (mu).
α	Moment réduit à L'ELU.
λ_{LT}	Facteur d'imperfection pour le flambement.

χ_{LT}	Elancement réduit pour le déversement.
α_{LT}	Coefficient de réduction pour le déversement.
$\beta_{My,z}$	Facteur d'imperfection pour le déversement.
β_{MLT}	Facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement.
f_y	Facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.
f_u	Résistance limite d'élasticité.
V_u	Résistance limite de rupture.
a et b	Effort tranchant de calcul ultime.
A et B	Largeur de poteaux.
G	Largeur des semelles.
Q	Action permanente.
e	Action d'exploitation.
h	L'excentricité de l'effort normal.
S_t	Hauteur de la poutre et la semelle.
l_f	Espacement des armatures transversales.
	Longueur de flambement

Références bibliographiques

- DTR. C- 2-4.7 ; Règlement neige et vent « RNV99 ».
- DTR B C 2 48; Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003,*Centre de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger*
- DTR.B. C- 2.2 ; Charge permanentes et charges d'exploitation, *Centre de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger*
- EUROCODE 3 ; Calcul des éléments résistants d'une construction métallique. Office des publications universitaires, 2009.
- Lahlou Dehmani ; calcul des structures métalliques selon l'EC3/ *Edition Eyrolles Paris 2005*
- Cours de 1^{er} année master
- B.A.E.L 91 : Béton Armé aux Etats Limites, troisième tirage, Eyrolles, 1997.
- Projets de fin d'étude (Université de BEJAIA).