

Table des matières

Introduction	11
Chapitre1 : Généralités	12
1-Présentation du projet	13
2-Caractéristiques géométriques de la structure	13
3-Règlement utilisés	14
4-Présentation des matériaux	14
5-Les assemblages	14
Chapitre2 : Charges et surcharges	16
1-Introduction	17
2-Charges d'exploitations et charges permanentes	17
2-1-Placher terrasse	17
2-2-Plancher courant	18
3-Charges climatiques	19
3-1-La neige	19
3-2-Le vent	19
4-Conclusion	28
Chapitre3 : Dimensionnement	29
1-Introduction	30
2-Classification des sections	30
3-Principes du règlement CCM97	30
4-Principes de calcul	31
5-Dimensionnement	32
5-1-Distance entre solives	32
5-2-Solive de plancher terrasse	32
5-3-Solive de plancher courant	33
5-4-Poutre de plancher terrasse	34
5-5-Poutre de plancher courant	35
5-6-Sablière de plancher terrasse	36
5-7-Sablière de plancher courant	37
5-8-Poteau RDC le plus sollicité	38
5-9-Escalier	39
5-10-Calcul du haut vent	43
5-11-Calcul de l'acrotère	45
6-Conclusion	47
Chapitre4 : Etude du plancher	48
1-Introduction	49
2-Notations et dimensions linéaires	49
3-Caractéristiques des éléments constructifs	50
4-Etude des planchers courants	51
5-Etude du plancher terrasse	55
6-Calculs des connecteurs	58
7-Conclusion	59

Chapitre5 : Etude sismique	61
1-Introduction	62
2-Règlement utilisée	62
3-Méthode utilisée	62
3-1-Principe de la méthode statique équivalente	62
3-2-Vérifications	66
4-Conclusion	68
Chapitre6 : Etude des assemblages	69
1-Introduction	70
2-Fonctionnement des assemblages	70
3-Rôle des assemblages	71
4-Calculs des assemblages	71
4-1-Assemblage poteau-poutre du plancher terrasse	71
4-2-Assemblage poteau-poutre du plancher courant	72
4-3-Assemblage poteau-sablière du plancher terrasse	74
4-4-Assemblage poteau-sablière du plancher courant	76
4-5-Assembles des contreventements	77
4-6-Assemblage poutre-solive terrasse	78
4-7-Assemblage poutre-solive étage courant	79
5-Conclusion	80
Chapitre7 : Etude des fondations	81
1-Introduction	82
2-Documents utilisés	82
3-Hypothèses de calcul	82
4-Characteristiques des matériaux	82
5-les charges à considérer	83
6-Calcul des fondations	83
6-1-les semelles isolées	83
6-2-Les semelles filantes	85
6-3-Calcul des ancrages	87
6-4-Etude des longrines	89
7-Conclusion	90
Chapitre8 : Protection de la structure	91
1-Introduction	92
2-La corrosion	92
3-Le feu	92
4-Conclusion	93
Conclusion	94
Annexes	95
Références bibliographiques	96

Liste des tableaux

Tableau (2.1) : Charges pour plancher terrasse	17
Tableau (2.2) : Charges pour plancher courant	18
Tableau (2.3) : Valeurs de la pression dynamique de référence	20
Tableau (2.4) : Définition des catégories de terrain	20
Tableau (2.5) : Coefficient de rugosité	22
Tableau (2.6) : Coefficient d'exposition au vent	22
Tableau (2.7) : La pression dynamique	22
Tableau (2.8) : C_{pe} pour les parois verticales des bâtiments à base rectangulaire	23
Tableau (2.9) : Coefficient de pression intérieur pour les toitures plates	23
Tableau (2.10) : Coefficient de pression pour la paroi vertical	24
Tableau (2.11) : Coefficient de pression pour la paroi vertical	25
Tableau (2.12) : Coefficient de pression pour la toiture	25
Tableau (2.14) : Pression due au vent, terrasse	26
Tableau (2.13) : Pression due au vent, paroi	26
Tableau (2.15) : Pression due au vent, paroi	27
Tableau (2.16) : Pression due au vent, terrasse	27
Tableau (3.1) : Valeurs limites des flèches	31
Tableau (3.2) : Evaluation de l'inertie	32
Tableau (3.3) : Evaluation de l'inertie	33
Tableau (3.4) : Evaluation de l'inertie	34
Tableau (3.5) : Evaluation de l'inertie	35
Tableau (3.6) : Evaluation de l'inertie	36
Tableau (3.7) : Evaluation de l'inertie	37
Tableau (3.8) : Charges reprise par le poteau	38
Tableau (3.9) : Evaluation des charges du palie	40
Tableau (3.10) : Evaluation des charges de la volée	40
Tableau (3.11) : Evaluation de l'inertie	41
Tableau (3.12) : Evaluation de l'inertie	42
Tableau (3.13) : Evaluation de l'inertie	43
Tableau (3.14) : Evaluation des charges du haut vent	43
Tableau (3.15) : Evaluation de l'inertie	44
Tableau (5.1) : Valeurs des pénalités P_q	64
Tableau (5.2) : Poids de la structure	65
Tableau (5.3) : Valeurs de la force sismique V	66
Tableau (5.4) : Comparaison V_t par rapport à V	66
Tableau (5.5) : Les déplacements dans le sens X	67
Tableau (5.6) : Les déplacements dans le sens Y	67
Tableau (5.7) : Vérification de l'effet $P-\Delta$ dans le sens X	67
Tableau (5.8) : Vérification de l'effet $P-\Delta$ dans le sens Y	68
Tableau (6.1) : Résistance des boulons	70
Tableau (7.1) : Efforts appliqués aux semelles isolées	83
Tableau (7.2) : Dimensions de la semelle isolée	84
Tableau (7.3) : Efforts appliqués aux semelles filantes	85

Liste des figures

Figure (1.1) : Présentation de la structure	13
Figure (2.1) : Composition du plancher terrasse	17
Figure (2.2) : Composition du plancher mixte	18
Figure (2.3) : Pression dynamique sur la paroi verticale	22
Figure (3.1) : Entre-axe des solives	32
Figure (3.2) : Surface reprise par le poteau le plus sollicité	38
Figure (3.3) : les escaliers	39
Figure (3.4) : Dimensions des escaliers	40
Figure (3.5) : Inclinaison de la volée	41
Figure (3.6) : Représentation du limon	42
Figure (3.7) : Conception du haut vent	44
Figure (3.8) : Schéma d'une poutre	44
Figure (3.9) : Dimensions de l'acrotère	45
Figure (3.10) : Ferrailage de l'acrotère	47
Figure (4.1) : Eléments constructifs du plancher mixte	49
Figure (4.2) : Dimensions de la poutre mixte	50
Figure (4.3) : Diagramme des contraintes de flexion	53
Figure (4.4) : Diagramme de cumul des contraintes	54
Figure (4.5) : Type de connecteur	58
Figure (6.1) : Assemblage poteau-poutre	71
Figure (6.2) : Assemblages des contreventements	77
Figure (6.3) : Assemblage poutre-solive	78
Figure (7.1) : Semelle isolée	84
Figure (7.2) : Semelle filante	86
Figure (8.2) : Couche de protection d'un profilé	93

Liste des notations

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Module d'élasticité longitudinal.

G : Module de cisaillement.

ν : Coefficient de Poisson.

ρ : Poids volumique.

M_{sd} : Moment sollicitant.

$M_{pl,Rd}$: Moment résistant plastique.

$M_{el,Rd}$: Moment résistant élastique.

V_{sd} : Effort tranchant sollicitant.

$V_{pl,Rd}$: Effort tranchant plastique.

$V_{el,Rd}$: Effort tranchant élastique.

I_y : Moment d'inertie selon l'axe y .

I_z : Moment d'inertie selon l'axe z .

W_{el} : Moment de résistance élastique.

W_{pl} : Moment de résistance plastique.

t : Epaisseur.

t_w : Epaisseur de l'âme.

t_f : Epaisseur de la semelle.

h : Hauteur du profilé.

b : Largeur du profilé.

A : Section du profilé.

d : Hauteur de la portion droite de l'âme.

G : Poids par mètre.

h_i : Hauteur intérieure entre ailes.

r : Rayon de congé.

A_v : Aire de cisaillement.

L : Longueur en générale.

l_f : Longueur de flambement.

N : Effort normal.

f_y : Limite d'élasticité de l'acier.

f : Flèche d'une poutre.

γ : Coefficient partiel de sécurité.

λ : Elancement.

$\bar{\lambda}$: Elancement réduit.

ε : Coefficient de réduction élastique de l'acier.

χ : Coefficient de réduction du flambement.

σ : Contrainte.

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

t : épaisseur de la dalle en béton.

b : Largeur de la dalle collaborante.

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

v_i : Distance de l'axe neutre à la fibre inférieure de la poutre.

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

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

B : Aire de la section du béton seul.

S : Aire de la section totale rendue homogène.

I_A : Moment d'inertie de la poutre en acier, par rapport à un axe perpendiculaire au plan de flexion, passant par son centre de gravité.

W_y : Module d'inertie de la poutre en acier, par rapport à l'axe y .

γ_{M0} : Coefficient de sécurité partiel (=1.1).

I_B : Moment d'inertie de la section du béton seul, par rapport à un axe perpendiculaire au plan de flexion, passant par son centre de gravité.

I : Moment d'inertie de la section totale rendue homogène.

Résumé :

Ce projet consiste à étudier un bâtiment à ossature métallique et à usage administratif (R+3), pour la société des ciments de ZAHANA(SCIZ), MASCARA. Après la présentation de l'ouvrage, les différentes charges et surcharges que la structure doit supporter ont été déterminées pour le dimensionnement de ses éléments porteurs. Le plancher mixte, composé d'une tôle nervurée (Hi-Bond 55-750), de goujons et d'une dalle en béton (12cm) a été ensuite étudiée. L'étude sismique, par la méthode statique équivalente, a été entamée afin de vérifier la stabilité de la structure. Vient enfin le calcul des différents assemblages nécessaires ainsi que le calcul des fondations. Le mémoire a été achevé par une conclusion.

Mot clés : Etude de bâtiment, construction métallique, neige et vent, étude parasismique.

Summary:

This project is to study a steel frame building used for administrative purposes (R+3) for the company cements ZAHANA (SCIZ), MASCARA. After the presentation of the project, the various charges and surcharges that must support structure were determined for the sizing of the bearing elements. The composite floor, composed of a sheet rib (Hi-Bond 55-750), studs and a concrete floor (12 cm) were then investigated. The seismic study, by equivalent static method, was initiated to verify the stability of the structure. Has finally calculate the various assemblies and the necessary foundation design. The thesis was completed with a conclusion.

Keywords: Study of building, metal construction, snow and wind, seismic study.

ملخص:

يحتوي هذا المشروع على دراسة بناء قائم على هيكل حديدي ذات استعمال إداري لصالح شركة الاسمنت الكائنة بزهانة تتضمن بعد تقديم عام للمبنى المقترح مشروعه , تم تشخيص الثقل و الثقل الزائد لتقيس و لتحجيم العناصر الحاملة التي يجب أن يعتمد عليها الهيكل الأرضية المركبة, المتكونة من لوحة مضلعة (هي-بوند 55-750), براغي و أرضية من الصلب (12سم) تم دراستها. دراسة المفترضات الزلزالية حسب الطريقة السكونية المناسبة تم استعمالها للتحقق من استقرارية الهيكل. يأتي في الآخر دراسة جميع أشكال الدمج و دراسة الأسس. ينتهي المشروع بخاتمة.

كلمات البحث: دراسة بناء, الإنشاءات المعدنية, الثلج والرياح, دراسة الزلازل

Introduction :

L'acier est l'un des principaux matériaux structurels au monde. Il est employé dans pratiquement tous les secteurs: le BTP, l'automobile, l'ingénierie mécanique, la construction navale...etc. tout projet seraient impensables sans acier. En d'autres termes, l'acier est la base-même du niveau de vie élevé dont bénéficie le monde aujourd'hui.

Arrivé au terme du master de génie civil, on se doit de présenter un mémoire de fin d'étude, qui est le reflet de tout le savoir acquis durant la formation de master. C'est aussi une idée générale sur le métier et la vie d'ingénieur, qui permet de prendre connaissance des difficultés et des défis rencontrés chaque jour.

Le projet à étudier est un bâtiment à usage d'administration en charpente métallique, pour le compte de la société des ciments de ZAHANA (SCIZ). Le but étant d'être confronté à un projet réel, l'application des informations acquises durant la formation, ainsi que l'utilisation des documents techniques et des lois régissant la conception et le calcul des structures métalliques.

Chapitre 1

Généralités

1-Présentation du projet :

- ❖ Le projet est un bâtiment à usage administratif en charpente métallique.
- ❖ Le bâtiment occupe une assiette de : **420 m²** avec une hauteur de **15.00 m**, il est composé d'un rez-de-chaussée et de trois niveaux recevant les espaces administratifs.
- ❖ Le remplissage des portiques extérieurs est en maçonnerie de brique et enduit ciment.
- ❖ Les dalles sont en plancher collaborant de 12cm.
- ❖ La terrasse inaccessible est constituée d'un plancher collaborant de 12cm d'épaisseur, et un système d'étanchéité.

2-Caractéristiques géométriques de la structure :

Les caractéristiques géométriques de la structure sont les suivantes :

- ❖ Largeur $L_y=14.29\text{m}$
- ❖ Longueur $L_x=30.3\text{m}$
- ❖ Hauteur $H=14.96\text{m}$
- ❖ Hauteur d'étage $H_n=3.60\text{m}$

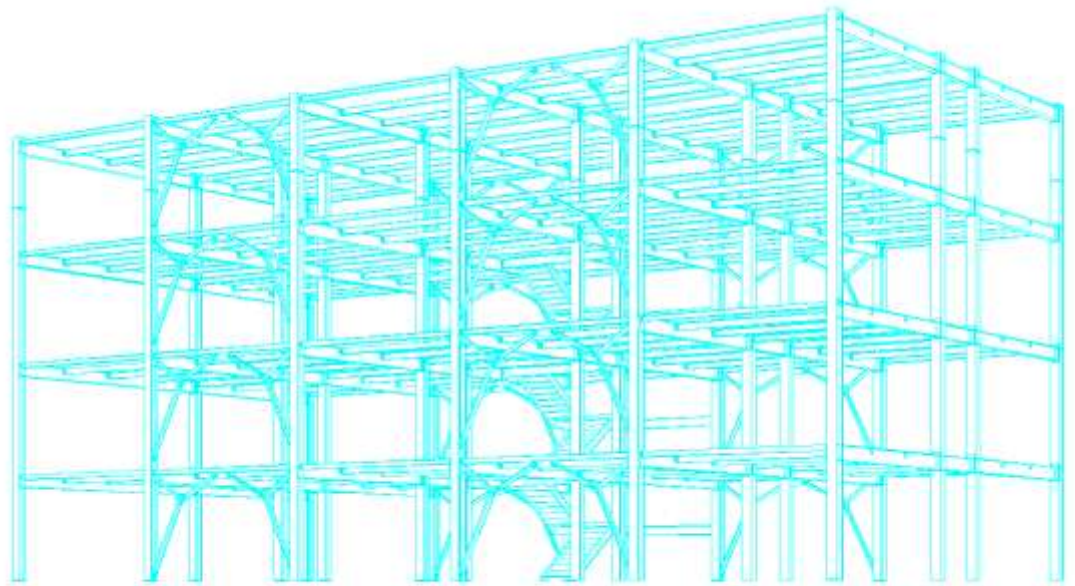


Figure (1.1) : Présentation de la structure.

3-Règlements utilisés :

- ❖ DTR.BC.2.2 « Charges permanentes et charges d'exploitations ».
- ❖ DTR.BC.2.44 Règles de conception des Structures en aciers « CCM97 ».
- ❖ DTR.BC.2.48 Règles Parasismiques ALGERIENNES « RPA99/ VERSION 2003 ».
- ❖ DTR.BC.2.47 Règlement Neige et Vent « RNV 99 ».
- ❖ BAEL91 : Calcul des Structures en béton.

4-Présentation des matériaux :

4-1-L'acier :

Pour la réalisation de notre structure on a utilisé des aciers de construction laminés à chaud. La nuance d'acier utilisée est le S235JR, il utilisée pour toute structure de bâtiment. Ces caractéristiques sont :

- ❖ Résistance limite d'élasticité $f_e = 235$ MPa.
- ❖ Module d'élasticité longitudinal $E = 210000$ MPa.
- ❖ Module de cisaillement $G = 8,1 \cdot 10^4$ MPa.
- ❖ Poids volumiques $\rho = 7850$ Kg/m³.
- ❖ Coefficient de Poisson : $\nu = 0,3$.

4-2-Béton armé:

Le béton est constitué de sable, ciment, gravier et d'eau. Sa composition diffère selon la résistance voulue

Ces caractéristiques sont :

- ❖ La résistance caractéristique à la compression : $f_{c28} = 25$ MPa
- ❖ La résistance caractéristique à la traction : $f_{t28} = 0,06 f_{c28} + 0,6 = 2,1$ MPa
- ❖ Poids volumique : $\rho = 2500$ Kg/ m³.
- ❖ Module d'élasticité : $E = 14000$ N/ mm².

4-3-Acier de ferrailage :

- ❖ Pour le ferrailage des planchers on a utilisé des treillis soudés.
- ❖ Pour le ferrailage des fondations on a utilisé des barres d'acier HA de nuance FeE400

5-Les assemblages:

Les principaux modes d'assemblages sont :

5-1-Le boulonnage :

Le boulonnage et le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur site, pour notre cas on a utilisé les boulons de haute résistance (HR) classe 10.9 pour les assemblages rigides des portiques auto stable Les boulons HR comprennent une tige filetée, une tête hexagonale et un écrou en acier à très haute résistance.

5-2- Le soudage :

Le soudage est une opération qui consiste à joindre deux parties d'un même matériau avec un cordon de soudure constitué d'un métal d'apport, ce dernier sert de liant entre les deux pièces à assembler.

Chapitre 2

Charges et

surcharges

1-Introduction :

Dans ce deuxième chapitre on déterminera les différentes charges que devra supporter la structure, ces charges varient selon l'utilisation de l'ouvrage, sa position géographique et les matériaux utilisés.

2-Charges d'exploitations et charges permanentes :

2-1-Plancher terrasse :

Composants	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	G (KN/m ²)
Gravillon	17	0.05	0.85
Isolation en polystyrène	0.4	0.04	0.016
Forme de pente	22	0.10	2.2
Dalle en béton	25	0.08	2
Tôle HI-bond 55-750	/	/	0.09
Faux plafond en plâtre	10	0.013	0.13
Etanchéité multicouche	/	/	0.12
TOTAL			5.40
Charges d'exploitations			1.5

Tableau (2.1) : Charges pour plancher terrasse.

En plus des charges citées ci-dessus nous avons le poids de l'acrotère qui est égale à :

$$S = 0.6 * 0.1 = 0.06 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{accro}} = 0.06 * 25 = 1.5 \text{ KN/m}$$

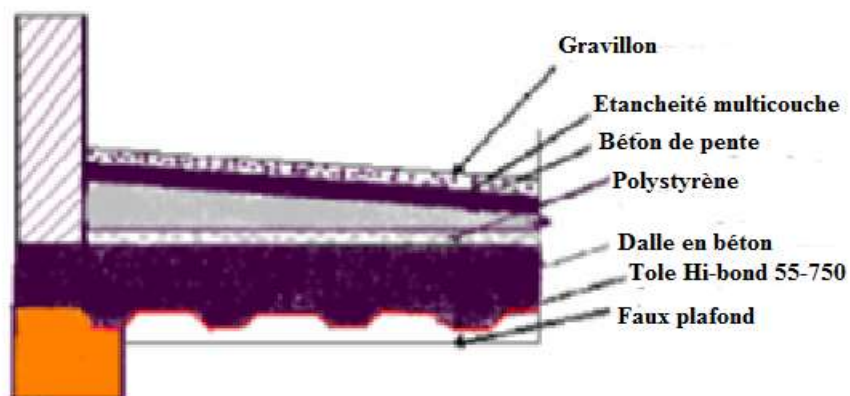
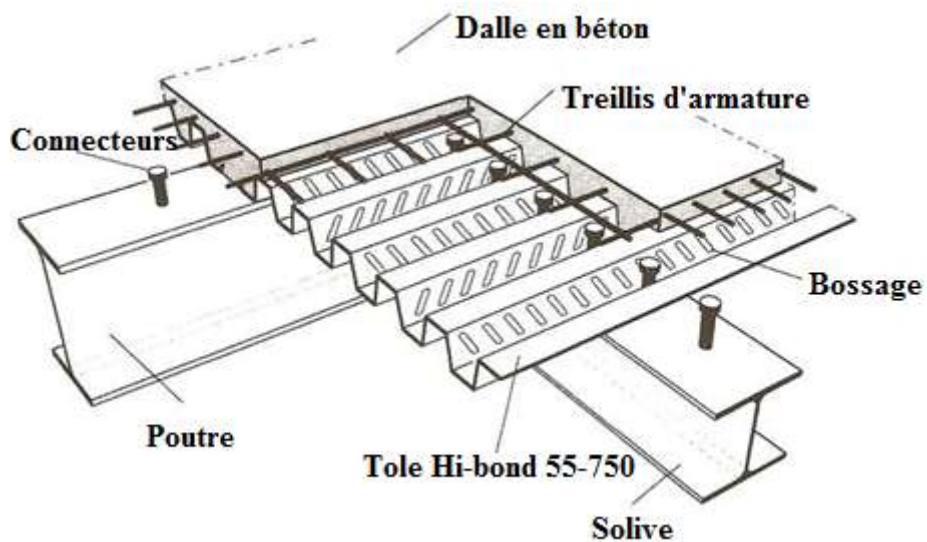


Figure (2.1) : Composition du plancher terrasse.

2-2-Plancher courant:

Composants	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	G (KN/m ²)
Revêtement de sol	/	/	0.2
Mortier de pose	22	0.02	0.44
Lit de sable	18	0.02	0.36
Dalle en béton	25	0.08	2
Faux plafond	10	0.013	0.13
Tôle HI-bond 55-750	/	/	0.09
Cloisons légères	/	/	1
Mur double paroi	/	/	1.98
Total			6.20
Charges d'exploitations			2.5

Tableau (2.2) : Charges pour plancher courant**Figure (2.2) :** Composition d'un plancher mixte.

3-Charges climatiques :

3-1-La neige :

Calcul de la charge de neige :

La charge caractéristique de neige :

$$S = \mu S_k \quad \text{KN/m}^2$$

Coefficient de forme de toiture :

$$\mu = 0.8$$

Le bâtiment se situe à la cimenterie de Zahana, wilaya de Mascara, zone B.

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

$$H = 300 \text{ m}$$

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

$$S_k = \frac{0.04(300)+10}{100} = 0.22 \text{ KN/m}^2$$

$$S = 0.8 * 0.22 = 0.176 \text{ KN/m}^2$$

$$S=0.176 \text{ KN/m}^2$$

3-2-Le vent :

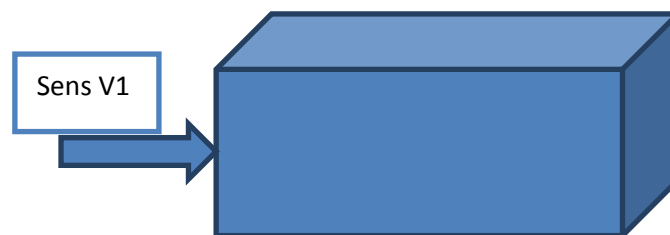
Le vent est par nature turbulent et ses effets le sont aussi, en termes de pressions ou de forces aérodynamiques et donc de sollicitations ou de réponses des structures.

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

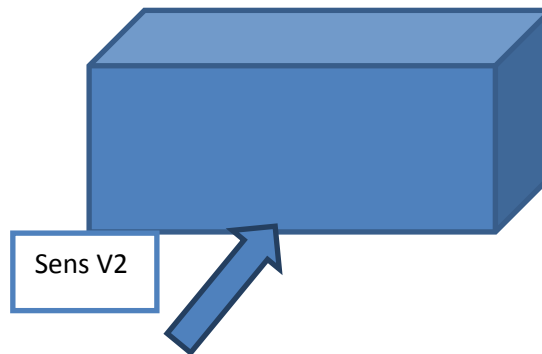
3-2-1-Principes du RNV99 :

- ❖ Le règlement impose d'étudier le vent dans toutes les parois de la structure.
- ❖ Le bâtiment à étudier est de forme rectangulaire donc l'étude se fera sur deux parois.

Sens V1 : Façade latérale.



Sens V2 : Façade principale.



❖ Notre bâtiment est classé en catégorie 1.

Données relatives au site :

Mascara se trouve en zone 1.

Zone	q_{ref} N/m ²	q_{temp} N/m ²
1	375	270

Tableau (2.3) : Valeurs de la pression dynamique de référence.

Avec :

$-q_{ref}$ (N/m²) : Pression dynamique de référence pour les constructions permanentes (durée d'utilisation supérieur à 5ans).

$-q_{temp}$ (N/m²) : pression de référence pour les constructions temporaires (durée d'utilisation inférieur à 5ans).

-Catégories de terrain :

Catégorie de terrain	K_t	Z_0 (m)	Z_{min} (m)	ϵ
3 Zones industrielles	0.22	0.3	0.8	0.37

Tableau (2.4) : Définition des catégories de terrain.

$-K_t$: Facteur de terrain.

$-Z_0$: paramètre de rugosité.

$-Z_{min}$: hauteur minimale.

$-\epsilon$: coefficient utilisé pour le calcul du coefficient C_d .

-Le coefficient dynamique C_d :

Il est déterminé à l'aide des abaques 3-1 à 3-7 du rnv99

Pour les bâtiments à structure métallique on utilise l'abaque 3-2.

C_d est donné en fonction de :

$-B$ (m) qui désigne la dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent prise à la base de la construction.

-H (m) qui désigne la hauteur totale de la construction.

-Coefficient de topographie :

Site plat $C_t=1$.

-La pression du vent est donnée par la formule suivante :

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

-Pression dynamique $q_{dyn}(Z_j)$:

$$q_{dyn}(Z_j) = q_{ref} \cdot C_e(Z_j)$$

C_e : coefficient d'exposition au vent

-Coefficient d'exposition au vent :

Notre structure est considéré peu sensible aux vibrations

$$C_e(Z) = C_t(Z)^2 \cdot C_r(Z)^2 \cdot \left[1 + \left(7 \cdot \frac{K_t}{(C_r(Z) \cdot C_t(Z))} \right) \right]$$

-Coefficient de rugosité $C_r(z)$:

$$C_r(Z) = K_t \cdot \ln\left(\frac{Z_{min}}{Z_0}\right) \quad Z < Z_{min}$$

$$C_r(Z) = K_t \cdot \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \quad Z_{min} \leq Z \leq 200m$$

3-2-2-Calculs :

3-2-2-1-Déterminations du C_d :

Sens V1 : $h=14.96m$ $b=14.29m \rightarrow C_d=0.95$

Sens V2 : $h=14.96m$ $b=30.3m \rightarrow C_d=0.93$

3-2-2-2-Coefficient de rugosité $C_r(Z)$:

$$C_r(Z) = 0,22 \cdot \ln\left(\frac{8}{0,3}\right) = 0,72 \quad Z < Z_{min}$$

$$C_r(Z) = 0,22 \cdot \ln\left(\frac{Z}{0,3}\right) \quad Z_{min} \leq Z \leq 200m$$

/	Z _j (m)	Cr(Z _j)
RDC	1,8	0,72
1	5,4	0,72
2	9	0,74
3	12,6	0,82

Tableau (2.5) : Coefficient de rugosité.

3-2-2-3-Coefficient d'exposition au vent Ce(Z) :

$$Ce(Z) = Ct(Z)^2 \cdot Cr(Z)^2 \cdot \left[1 + \left(7 \cdot \frac{Kt}{Cr(Z) \cdot Ct(Z)} \right) \right]$$

/	Z _j (m)	Cr(Z _j)	Ce(Z)
RDC	1,8	0,72	1,627
1	5,4	0,72	1,627
2	9	0,74	1,687
3	12,6	0,82	1,935

Tableau (2.6) : Coefficient d'exposition au vent.

3-2-2-4-La pression dynamique q_{dyn} :

/	Z _j (m)	Cr(Z _j)	Ce(Z)	q _{dyn} (Z _j) N/m ²
RDC	1,8	0,72	1,627	610,125
1	5,4	0,72	1,627	610,125
2	9	0,74	1,687	632,625
3	12,6	0,82	1,935	725,625

Tableau (2.7) : La pression dynamique.

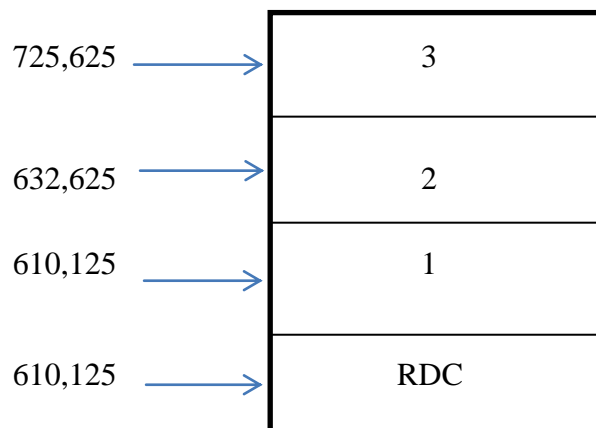


Figure (2.3) : Pression dynamique sur la paroi verticale.

3-2-2-5-Coefficient de pression intérieure :

Dans notre cas, structure avec cloison intérieure on a deux valeurs :

$$C_{pi} = +0.8 \text{ et } C_{pi} = -0.5$$

3-2-2-6-Coefficients de pression extérieure :

Notre structure à une hauteur supérieure à 10 m donc :

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

S (m²) désigne la surface chargée de la paroi considéré.

A		B, B'		C		D		E	
C _{pe,10}	C _{pe,1}	C _{pe,10}	C _{pe,1}	C _{pe,10}	C _{pe,1}	C _{pe,10}	C _{pe,1}	C _{pe,10}	C _{pe,1}
-1.0	-1.3	-0.8	-1.0	-0.5		+0.8	1.0	-0.3	

Tableau (2.8) : C_{pe} pour les parois verticales des bâtiments à base rectangulaire.

		Zones							
		F		G		H		I	
		C _{pe,10}	C _{pe,1}	C _{pe,10}	C _{pe,1}	C _{pe,10}	C _{pe,1}	C _{pe,10}	C _{pe,1}
Arêtes vives		-1.8	-2.5	-1.2	-2.0	-0.7	-1.2	±0.2	
Avec acrotères	h_p/h=0.025	-1.6	-2.2	-1.1	-1.8	-0.7	-1.2	± 0.2	
	h_p/h=0.05	-1.4	-2.0	-0.9	-1.6	-0.7	-1.2	± 0.2	
	h_p/h=0.10	-1.2	-1.8	-0.8	-1.4	-0.7	-1.2	± 0.2	

Tableau (2.9) : Coefficient de pression intérieure pour les toitures plates.

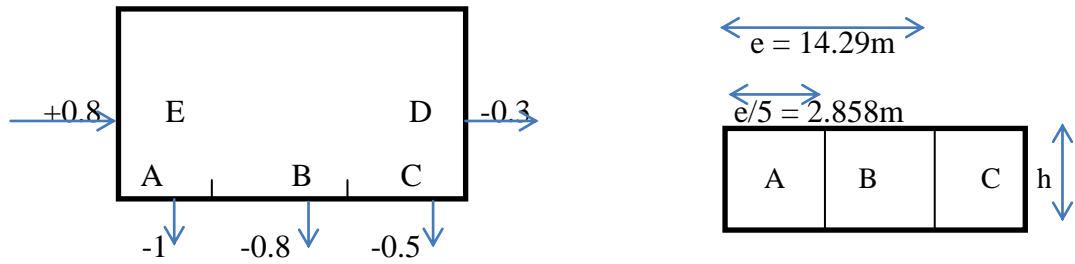
Sens V1 :

$$b = 14.29\text{m} \quad h = 14.36\text{m} \quad d = 30.3\text{m}$$

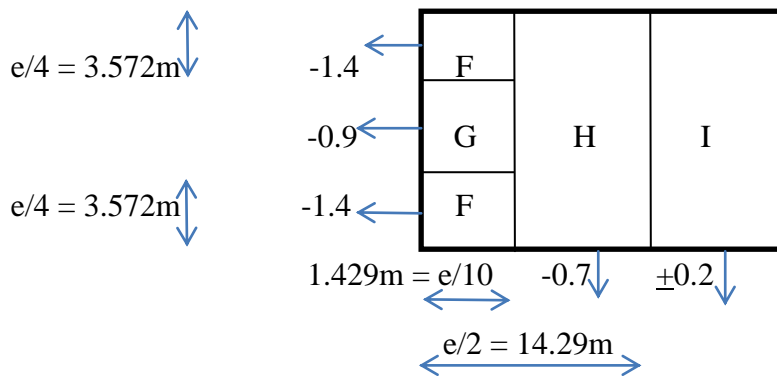
$$e = \min(b, 2h) = (14.29, 2(14.36)) = 14.29\text{m}$$

$$e < d$$

La paroi est divisée comme indiquée:



La toiture est divisée comme indiquée : $hp/h = 0.6/14.36 = 0.041$



	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$C_{pe-Cpi1}$	$C_{pe-Cpi2}$
A	-1	0.8	-0.5	-1.8	-0.5
B	-0.8	0.8	-0.5	-1.6	-0.3
C	-0.5	0.8	-0.5	-1.3	0
D	0.8	0.8	-0.5	0	1.3
E	-0.3	0.8	-0.5	-1.1	0.2

Tableau (2.10) : Coefficient de pression pour la paroi vertical.

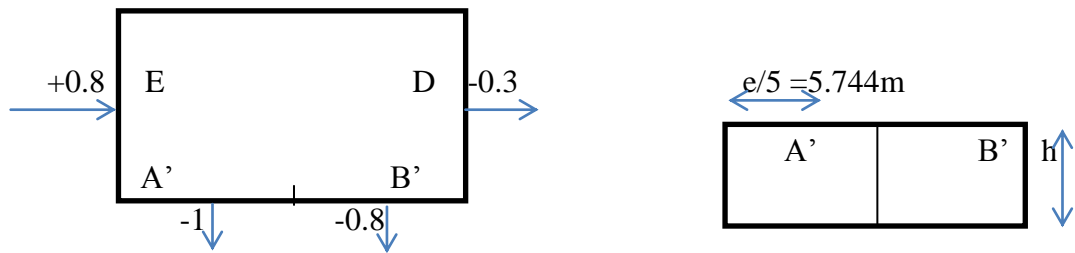
Sens V2:

$b = 30.3m \quad h = 14.36m \quad d = 14.29m$

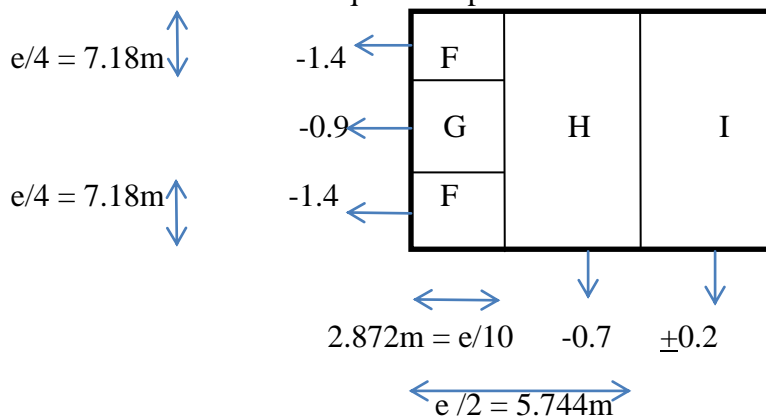
$e = \min (b, 2h) = \min (30.3, 2(14.36)) = 28.72m$

$d < e$

La paroi est divisée comme indiquée:



La toiture est divisée comme indiquée : $h_p/h = 0.6/14.36 = 0.041$



	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$C_{pe-Cpi1}$	$C_{pe-Cpi2}$
A'	-1	0.8	-0.5	-1.8	-0.5
B'	-0.8	0.8	-0.5	-1.6	-0.3
D	0.8	0.8	-0.5	0	1.3
E	-0.3	0.8	-0.5	-1.1	0.2

Tableau (2.11) : Coefficient de pression pour la paroi vertical.

	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$C_{pe-Cpi1}$	$C_{pe-Cpi2}$
F	-1.4	0.8	-0.5	-2.2	-0.9
G	-0.9	0.8	-0.5	-1.7	-0.4
H	-0.7	0.8	-0.5	-1.5	-0.2
I	±0.2	0.8	-0.5	-0.6	0.7

Tableau (2.12) : Coefficient de pression pour la toiture.

3-2-2-7-Déterminations de la pression due au vent q_j :

-Sens V1 (paroi) :

		Cd	q_{dyn} (N/m ²)	C_{p1}	C_{p2}	q_{j1} (N/m ²)	q_{j2} (N/m ²)
R	A	0.95	610.125	-1.8	-0.5	-1043.31	-289.80
	B	0.95	610.125	-1.6	-0.3	-927.39	-173.88
D	C	0.95	610.125	-1.3	0	-753.50	0
C	D	0.95	610.125	0	1.3	0	753.50
	E	0.95	610.125	-1.1	0.2	-637.58	115.92
1	A	0.95	610.125	-1.8	-0.5	-1043.31	-289.80
	B	0.95	610.125	-1.6	-0.3	-927.39	-173.88
	C	0.95	610.125	-1.3	0	-753.50	0
	D	0.95	610.125	0	1.3	0	753.50
	E	0.95	610.125	-1.1	0.2	-637.58	115.92
2	A	0.95	632.625	-1.8	-0.5	-1081.78	-300.49
	B	0.95	632.625	-1.6	-0.3	-961.59	-180.29
	C	0.95	632.625	-1.3	0	-781.29	0
	D	0.95	632.625	0	1.3	0	781.29
	E	0.95	632.625	-1.1	0.2	-661.09	120.19
3	A	0.95	725.625	-1.8	-0.5	-1240.81	-344.67
	B	0.95	725.625	-1.6	-0.3	-1102.95	-206.80
	C	0.95	725.625	-1.3	0	-896.40	0
	D	0.95	725.625	0	1.3	0	896.14
	E	0.95	725.625	-1.1	0.2	-758.27	137.86

Tableau (2.13) : Pression due au vent, paroi.

-Sens (V1 toiture) :

		Cd	q_{dyn} (N/m ²)	C_{p1}	C_{p2}	q_{j1} (N/m ²)	q_{j2} (N/m ²)
	F	0.95	725.625	-2.2	-0.9	-1516.55	-620.40
	G	0.95	725.625	-1.7	-0.4	-1171.88	-275.73
	H	0.95	725.625	-1.5	-0.2	-1034.01	-137.86
	I	0.95	725.625	-0.6	0.7	-413.60	482.54

Tableau (2.14) : Pression due au vent, terrasse.**-Sens V2 (paroi) :**

		Cd	q_{dyn} (N/m²)	C_{p1}	C_{p2}	q_{j1} (N/m²)	q_{j2} (N/m²)
R	A'	0.93	610.125	-1.8	-0.5	-1021.34	-283.70
	B'	0.93	610.125	-1.6	-0.3	-907.86	-170.22
	D	0.93	610.125	0	1.3	0	737.64
	E	0.93	610.125	-1.1	0.2	-624.15	113.48
1	A'	0.93	610.125	-1.8	-0.5	-1021.34	-283.70
	B'	0.93	610.125	-1.6	-0.3	-907.86	-170.22
	D	0.93	610.125	0	1.3	0	737.64
	E	0.93	610.125	-1.1	0.2	-624.15	113.48
2	A'	0.93	632.625	-1.8	-0.5	-1059.01	-294.17
	B'	0.93	632.625	-1.6	-0.3	-941.34	-176.50
	D	0.93	632.625	0	1.3	0	647.17
	E	0.93	632.625	-1.1	0.2	-647.17	117.66
3	A'	0.93	725.625	-1.8	-0.5	-1214.69	-337.41
	B'	0.93	725.625	-1.6	-0.3	-1079.73	-202.44
	D	0.93	725.625	0	1.3	0	742.31
	E	0.93	725.625	-1.1	0.2	-742.31	134.96

Tableau (2.15) : Pression due au vent, paroi.**-Sens (V2 toiture) :**

	Cd	q_{dyn} (N/m²)	C_{p1}	C_{p2}	q_{j1} (N/m²)	q_{j2} (N/m²)
F	0.93	725.625	-2.2	-0.9	-1484.62	-607.34
G	0.93	725.625	-1.7	-0.4	-1147.21	-269.93
H	0.93	725.625	-1.5	-0.2	-1012.24	-134.96
I	0.93	725.625	-0.6	0.7	-404.89	472.38

Tableau (2.16) : pression due au vent terrasse.

3-2-2-8-Vérification aux frottements :

Sens V1 :

$$d/b = 30.3/14.29 = 2.12 < 3$$

$$d/h = 30.3/14.36 = 2.11 < 3$$

Sens V2 :

$$d/b = 14.29/30.3 = 0.47 < 3$$

$$d/h = 14.29/14.36 = 0.99 < 3$$

Il n'y a pas de force de frottement sur les parois.

4-Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons déterminé les différentes charges qui seront appliquées à la structure qu'on appliquera dans le chapitre suivant qui est le dimensionnement des éléments de la structure.

Chapitre 3

Dimensionnement des

éléments de la

structure

Rapport Gratuit.com

1-Introduction :

Dans ce chapitre on va faire un dimensionnement des éléments de façon à avoir une approximation des éléments composants la structure, qui seront vérifiés lors des chapitres suivants et verront leurs dimensions augmentés ou diminués.

2-Classification des sections :

Quatre classes de sections transversales sont définies :

Classe 1 :

Sections transversales pouvant former une rotule plastique avec la capacité de rotation requise pour une analyse plastique.

Classe 2 :

Sections transversales pouvant développer un moment de résistance plastique, mais avec une capacité de rotation limitée.

Classe 3 :

Sections transversales dont la contrainte calculée dans la fibre extrême comprimée de l'élément en acier peut atteindre la limite d'élasticité, mais dont le voilement local est susceptible d'empêcher le développement du moment de résistance plastique.

Classe 4 :

Sections transversales dont la résistance au moment fléchissant ou à la compression doit être déterminée avec prise en compte explicite des effets de voilement local.

3-Principes du règlement CCM97 :

Les calculs se font sur la base du règlement DTR.BC.2.44 (CCM97).

- ❖ Il a pour objet de la codification du dimensionnement par le calcul et les vérifications des structures de bâtiments à ossature en acier.
- ❖ Il ne traite pas directement de l'exécution des travaux de construction en acier.
- ❖ Le règlement ne définit que les exigences relatives à la résistance mécanique, à l'aptitude au service et à la durabilité des structures.
- ❖ Il ne traite pas des exigences relatives à la sécurité parasismique.
- ❖ Les exigences relatives à la protection contre le feu sont en dehors de cet objet.
- ❖ D'autres exigences telles l'isolation phonique et thermique ne font pas l'objet de ce règlement.
- ❖ Le règlement présent fait référence à d'autres normes et règlements techniques, il s'agit de leurs versions approuvées et mises en vigueur officiellement.

4-Principes de calcul :**4-1-Vérification de la condition de flèche :**

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

4-2-Vérification de la condition de résistance :

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd}$$

4-3-Vérification au cisaillement :

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd}$$

4-4-Valeurs limites des flèches :

Conditions	δv_{max} (flèche dans l'état final)
Toiture en générale	L/200
Toiture supportant des personnels Autres que les personnels d'entretien	L/250
Planchers en général	L/250
Planchers et toitures supportant des cloisons en plâtre ou en 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 δV_{\max} peut nuire à l'aspect du bâtiment	L/250

Tableau (3.1): Valeurs limites des flèches.**4-5-Coefficient partiels de sécurité :**

Le coefficient partiel de sécurité doit être pris égal aux valeurs suivantes : (chap5-5.0.1)

- ❖ Section de classe (1, 2, 3) $\rightarrow \gamma_{M0} = 1,1$
- ❖ Section de classe 4 $\rightarrow \gamma_{M1} = 1,1$
- ❖ Section nette au droit des trous $\rightarrow \gamma_{M2} = 1,25$
- ❖ Cas des états limites ultimes des éléments $\rightarrow \gamma_{M1} = 1,1$

4-6-Sollicitation de calcul :

Etat limite ultime : $1,35G + 1,5Q$

Etat limite de service : $G + Q$

5-Dimensionnement :**5-1-Distance entre solives :**

La longueur de la poutre est de 5.9m

$$L_{\text{solive}} = 5.9/3 = 1.96\text{m}$$

La longueur de la solive est L=6m

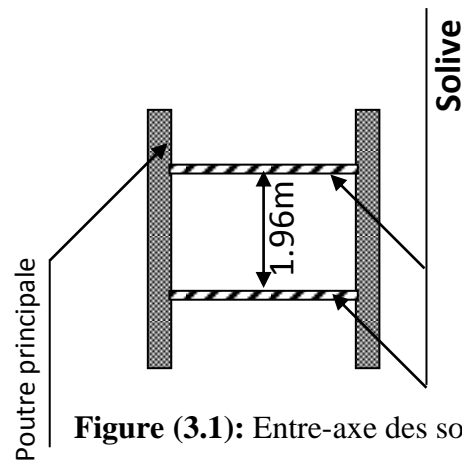


Figure (3.1): Entre-axe des solives.

5-2-Solive de plancher terrasse :**5-2-1-Condition de flèche :**

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

G (KN/m)	Q (KN/m)	ELS (KN/m)	ELU (KN/m)	I _y (cm ⁴)
10,58	2,94	13,52	18,69	4526.10 ⁴

Tableau (3.2): Evaluation de l'inertie.

On prend IPE270 → I_y = 5790.10⁴ cm⁴

5-2-2-Vérification de la résistance :

On ajoute le poids propre du profilé choisit

$$P_p = 36,1 \text{ Kg/m} = 0,361 \text{ KN/m}$$

La charge sera : $q = q_u + 1,33P_p \rightarrow q = 19,17 \text{ KN/m}$

$$q \frac{L^2}{8} \leq W_{pl} \frac{F_y}{\gamma M_o}$$

$$86,26 \leq 103,4 \rightarrow \text{CV}$$

5-2-3-Vérification au cisaillement :

$$q_u \frac{L}{2} \leq 0,58 f_y \frac{A_v}{\gamma M_o}$$

$$A_v = A - 2b t_f + (t_w + 2r) t_f$$

$$A_v = 1.462 \text{ m}^2$$

$$57,51 \leq 180,32 \rightarrow CV$$

Le moment résistant dépend aussi des efforts appliqués :

$$V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,rd}$$

$$57,51 \leq 90,16 \rightarrow CV$$

5-2-4-Vérification de la condition de flèche:

$$q = q_{ser} + P_p = 13,88 \text{ KN/m}$$

$$0,019 \leq 0,024 \rightarrow CV$$

5-2-5-Vérification du déversement pour : IPE270

$$M_{b,rd} = 617,6 \text{ KN.m}$$

$$M_{y,sd} = 86,26 \text{ KN.m}$$

$$M_{b,rd} > M_{y,sd} \rightarrow CV.$$

Solive plancher terrasse IPE270

5-3-Solive de plancher courant :

5-3-1-Condition de flèche :

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

G (KN/m)	Q (KN/m)	ELS (KN/m)	ELU (KN/m)	I _y (cm ⁴)
12,15	4,9	17,05	23,75	5708.10 ⁴

Tableau (3.3): Evaluation de l'inertie.

On prend IPE300 $\rightarrow I_y = 8356.10^4 \text{ cm}^4$

5-3-2-Vérification de la résistance :

On ajoute le poids propre du profilé choisit

$$P_p = 42,2 \text{ Kg/m} = 0,422 \text{ KN/m}$$

La charge sera : $q = q_u + 1,33P_p \rightarrow q = 24,24 \text{ KN/m}$

$$q \frac{L^2}{8} \leq W_{pl} \frac{F_y}{\gamma M_o}$$

$$109,08 \leq 134,24 \rightarrow CV$$

5-3-3-Vérification au cisaillement :

$$qu \frac{L}{2} \leq 0,58 f_y \frac{A_v}{\gamma M_o}$$

$$A_v = A - 2b t_f + (t_w + 2r) t_f$$

$$A_v = 1.737 \text{ m}^2$$

$$72,72 \leq 218,68 \rightarrow \text{CV}$$

Le moment résistant dépend aussi des efforts appliqués :

$$V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,rd}$$

$$72,72 \leq 109,34 \rightarrow \text{CV}$$

5-3-4-Vérification de la condition de flèche:

$$q = q_{ser} + P_p = 13,88 \text{ KN/m}$$

$$0.016 \leq 0.024 \rightarrow \text{CV}$$

5-3-5-Vérification du déversement pour : IPE300

$$M_{b,rd} = 584,79 \text{ KN.m}$$

$$M_{y,sd} = 109,08 \text{ KN.m}$$

$$M_{b,rd} > M_{y,sd} \rightarrow \text{CV.}$$

Solive plancher courant IPE300

5-4-Poutre de plancher terrasse :

La longueur de la poutre est de 5,9m

Charges des solives : $G_{sol} = (P_p / \text{entre axe}) * \text{nb de solives}$

$$G_{sol} = 0.36 \text{ KN/m}^2$$

5-4-1-Condition de flèche :

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

G (KN/m)	Q (KN/m)	ELS (KN/m)	ELU (KN/m)	I _y (cm ⁴)
34,56	9	43,56	60,15	13860.10 ⁴

Tableau (3.4): Evaluation de l'inertie.

On prend IPE400 $\rightarrow I_y = 23130.10^4 \text{ cm}^4$

5-4-2-Vérification de la résistance :

On ajoute le poids propre du profilé choisit

$$P_p = 66,3 \text{ Kg/m} = 0,663 \text{ KN/m}$$

La charge sera : $q = q_u + 1,33P_p \rightarrow q = 61,04 \text{ KN/m}$

$$q \frac{L^2}{8} \leq Wpl \frac{Fy}{\gamma Mo}$$

$$265,62 \leq 279,22 \rightarrow CV$$

5-4-3-Vérification au cisaillement :

$$qu \frac{L}{2} \leq 0,58fy \frac{Av}{\gamma Mo}$$

$$Av = A - 2b t_f + (tw + 2r) t_f$$

$$Av = 2.906 \text{ m}^2$$

$$180,06 \leq 368,43 \rightarrow CV$$

Le moment résistant dépend aussi des efforts appliqués :

$$V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,rd}$$

$$180,06 \leq 184,21 \rightarrow CV$$

5-4-4-Vérification de la condition de flèche:

$$q = q_{ser} + Pp = 13,88 \text{ KN/m}$$

$$0.019 \leq 0.0236 \rightarrow CV$$

5-4-5-Vérification du déversement pour : IPE400

$$M_{b,rd} = 545,92 \text{ KN.m}$$

$$M_{y,sd} = 265,62 \text{ KN.m}$$

$$M_{b,rd} > M_{y,sd} \rightarrow CV.$$

Poutre terrasse IPE400

5-5-Poutre de plancher courant :

5-5-1-Condition de flèche :

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

G (KN/m)	Q (KN/m)	ELS (KN/m)	ELU (KN/m)	I _y (cm ⁴)
37,2	15	52,2	72,72	16618.10 ⁴

Tableau (3.5): Evaluation de l'inertie.

On prend IPE450 $\rightarrow I_y = 33740.10^4 \text{ cm}^4$

5-5-2-Vérification de la résistance :

On ajoute le poids propre du profilé choisit

$$P_p = 77,6 \text{ Kg/m} = 0,776 \text{ KN/m}$$

La charge sera : $q = q_u + 1,33P_p \rightarrow q = 73,76 \text{ KN/m}$

$$q \frac{L^2}{8} \leq W_{pl} \frac{F_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$320,98 \leq 363,60 \rightarrow \text{CV}$$

5-5-3-Vérification au cisaillement :

$$q_u \frac{L}{2} \leq 0,58 f_y \frac{A_v}{\gamma_{M_0}}$$

$$A_v = A - 2b t_f + (t_w + 2r) t_f$$

$$A_v = 3,581 \text{ m}^2$$

$$217,59 \leq 441,69 \rightarrow \text{CV}$$

Le moment résistant dépend aussi des efforts appliqués :

$$V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,rd}$$

$$217,59 \leq 220,84 \rightarrow \text{CV}$$

5-5-4-Vérification de la condition de flèche:

$$q = q_{ser} + P_p = 52,97 \text{ KN/m}$$

$$0,011 \leq 0,0236 \rightarrow \text{CV}$$

5-5-5-Vérification du déversement pour : IPE450

$$M_{b,rd} = \chi_{lt} \cdot \beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M_1}}$$

Avec :

$$\beta_w = 1 \text{ section de classe 1}$$

χ_{lt} Est le facteur de réduction pour le déversement.

$$\bar{\lambda} = \bar{\lambda}_{lt}$$

$$\chi = \chi_{lt}$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = [\lambda_{lt} / \lambda_1] \sqrt{\beta_w}$$

$$\lambda_{lt} = L \cdot \left[\frac{W_{pl,y}^2}{I_z I_w} \right]^{0,25} / C_1^{0,5} \left[\frac{L^2 G I_t}{\pi^2 E I_w} \right]$$

C_1 : facteur dépendant des conditions de charges et d'encastrement.

$$G = E/2(1+\nu) = 8,08 \cdot 10^4 \text{ N/cm}^2$$

I_t : Moment d'inertie de torsion.

I_w : Moment d'inertie de gauchissement.

I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie.

$$\lambda_1 = 93,9\varepsilon$$

$$\phi_{lt} = 0,5[1 + \alpha_{lt}(\overline{\lambda}_{lt} - 0,2)\overline{\lambda}_{lt}^2]$$

$$\alpha_{lt} = 0,21$$

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\phi_{lt} + [\phi_{lt}^2 - \overline{\lambda}_{lt}^2]^{0,5}}$$

Donc :

$$M_{b,rd} = 543,78 \text{ KN.m}$$

Avec :

$$M_{y,sd} = 320,98 \text{ KN.m}$$

$$M_{b,rd} > M_{y,sd} \rightarrow \text{CV.}$$

Poutre étage courant IPE450

5-6-Sablière de plancher terrasse :

5-6-1-Condition de flèche :

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

G (KN/m)	Q (KN/m)	ELS (KN/m)	ELU (KN/m)	I _y (cm ⁴)
15,93	4,425	20,35	28,14	6813.10 ⁴

Tableau (3.6): Evaluation de l'inertie.

On prend HEA240 $\rightarrow I_y = 7763.10^4 \text{ cm}^4$

5-6-2-Vérification de la résistance :

On ajoute le poids propre du profilé choisit

$$P_p = 60,3 \text{ Kg/m} = 0,603 \text{ KN/m}$$

La charge sera : $q = q_u + 1,33P_p \rightarrow q = 28,95 \text{ KN/m}$

$$q \frac{L^2}{8} \leq W_{pl} \frac{F_y}{\gamma_{Mo}}$$

$$130,27 \leq 159,07 \rightarrow \text{CV}$$

5-6-3-Vérification au cisaillement :

$$qu \frac{L}{2} \leq 0,58fy \frac{Av}{\gamma Mo}$$

$$Av = A - 2b \text{ tf} + (tw + 2r) \text{ tf}$$

$$Av = 1,326 \text{ m}^2$$

$$86,85 \leq 178,55 \rightarrow \text{CV}$$

Le moment résistant dépend aussi des efforts appliqués :

$$V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,rd}$$

$$86,85 \leq 89,27 \rightarrow \text{CV}$$

5-6-4-Vérification de la condition de flèche:

$$q = q_{ser} + Pp = 20,953 \text{ KN/m}$$

$$0,021 \leq 0,024 \rightarrow \text{CV}$$

5-6-5-Vérification du déversement pour : HEA240

$$M_{b,rd} = 248,45 \text{ KN.m}$$

$$M_{y,sd} = 130,27 \text{ KN.m}$$

$$M_{b,rd} > M_{y,sd} \rightarrow \text{CV.}$$

Sablère plancher terrasse HEA240

5-7-Sablère de plancher courant :

5-7-1-Condition de flèche :

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

G (KN/m)	Q (KN/m)	ELS (KN/m)	ELU (KN/m)	Iy (cm ⁴)
18,29	7,375	25,66	35,75	8591.10 ⁴

Tableau (3.7): Evaluation de l'inertie.

On prend HEA260 $\rightarrow Iy = 10450.10^4 \text{ cm}^4$

5-7-2-Vérification de la résistance :

On ajoute le poids propre du profilé choisit

$$Pp = 68,2 \text{ Kg/m} = 0,682 \text{ KN/m}$$

La charge sera : $q = q_u + 1,33Pp \rightarrow q = 36,67 \text{ KN/m}$

$$q \frac{L^2}{8} \leq Wpl \frac{Fy}{\gamma Mo}$$

$$165,94 \leq 196,50 \rightarrow \text{CV}$$

5-7-3-Vérification au cisaillement :

$$qu \frac{L}{2} \leq 0,58fy \frac{Av}{\gamma Mo}$$

$$Av = A - 2b tf + (tw + 2r) tf$$

$$Av = 1,486m^2$$

$$110,01 \leq 242,12 \rightarrow CV$$

Le moment résistant dépend aussi des efforts appliqués :

$$V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,rd}$$

$$110,01 \leq 121,06 \rightarrow CV$$

5-7-4-Vérification de la condition de flèche:

$$q = q_{ser} + Pp = 26,34 KN/m$$

$$0,020 \leq 0,024 \rightarrow CV$$

5-7-5-Vérification du déversement pour : HEA260

$$M_{b,rd} = 218,64 KN.m$$

$$M_{y,sd} = 165,94 KN.m$$

$$M_{b,rd} > M_{y,sd} \rightarrow CV.$$

Sablère plancher courant HEA260**5-8-Poteau RDC le plus sollicité :**

Les poteaux sont des éléments verticaux qui supportent les charges et les transmettent aux fondations.

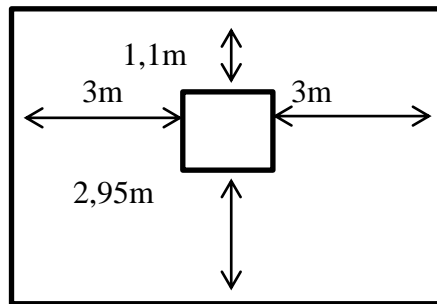
Les poteaux sont soumis à la compression.

On propose le HEA300.

5-8-1-Les charges reprises par le poteau :

G (KN)		Q (KN)		Gpoutre (KN)		Gpoteau(KN)
terrass e	courant	Terras se	couran t	Terras se	couran t	/
5,42	18,66	1,5	7,5	6,66	23,39	12,679

Tableau (3.8): Charges reprise par le poteau.

5-8-2-La surface reprise par le poteau :**Figure (3.2):** Surface reprise par le poteau le plus sollicité.

$$S=24,3\text{m}^2$$

5-8-3-Calcul du moment sollicitant :

$$N_{\text{sd}y} = 1,35G + 1,5Q$$

$$G = (G_{\text{ter}} + G_{\text{cour}} * 3) * S + G_{\text{poteau}} + G_{\text{poutre}}$$

$$G = 626,86 \text{ KN}$$

$$Q = (Q_{\text{ter}} + Q_{\text{cour}} * 3) * S$$

$$Q = 218,7 \text{ KN}$$

$$N_{\text{sd}y} = 1174,31 \text{ KN}$$

5-8-4-Condition de résistance:

$$N_{\text{sd}y} \leq N_{\text{crdy}}$$

$$N_{\text{crdy}} = \chi \cdot \beta \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}$$

$$\beta = 1 \text{ Pour les classes 1, 2, 3}$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}}$$

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

$$\lambda_k = 93,9 \varepsilon \rightarrow \lambda_k = 93,9$$

$$\bar{\lambda} = \lambda / \lambda_k$$

$$\lambda = Lf/i \text{ avec } Lf = L/2 \text{ (encasté-encasté)}$$

$$Lf = 3,6/2 = 1,8\text{m}$$

$$\lambda = 1,8/0,1274 = 14,12$$

$$\bar{\lambda} = \frac{14,12}{93,9} = 0,15$$

$$H/B = 290/300 = 0,96 \leq 1,2$$

$$t_f = 12,5 \leq 100 \text{ mm} \rightarrow \text{axe de flambement } y-y, \text{ courbe de flambement } b \rightarrow \chi = 0,85.$$

$$N_{crdy} = 0,85 \cdot 1,112,5 \cdot 10^{-1} \cdot \frac{235}{1,1}$$

$$N_{crdy} = 2042,89 \text{ KN}$$

$$N_{sd} \leq N_{crdy} \rightarrow \text{Vérifier.}$$

Le Poteau HEA300 est retenu

5-9-Escalier :

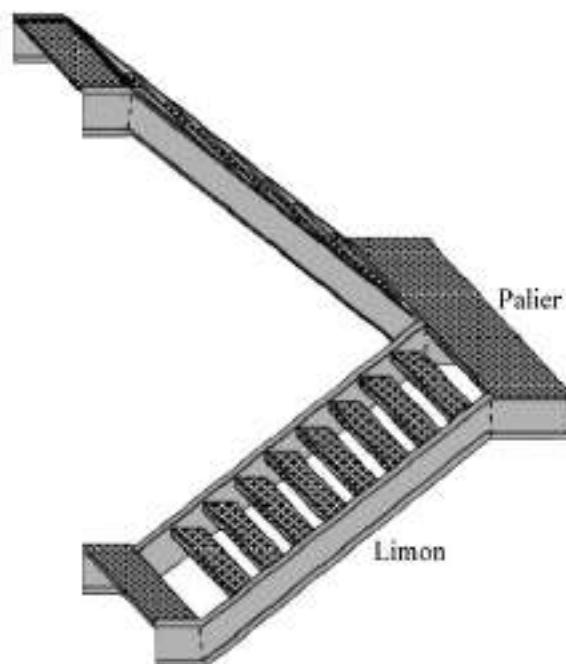


Figure (3.3) : les escaliers

5-9-1-Evaluation des charges :

Composants du palier	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Tôle Hi-bond 55-750	/	0,09
Dalle en béton	0,08	2
Mortier de pose	0,02	0,44
Revêtement en granite	/	0,7
	TOTAL	3,23
Charges d'exploitations		2,5

Tableau (3.9): Evaluation des charges du palier.

Composants de la volée	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Garde-corps métallique	/	0,6
Tôle striée	/	0,45
Mortier de pose	0,02	0,44
Revêtement en granite	/	0,7
	TOTAL	2,19
Charges d'exploitations		2,5

Tableau (3.10): Evaluation des charges de la volée.

5-9-2-Dimensions des escaliers :

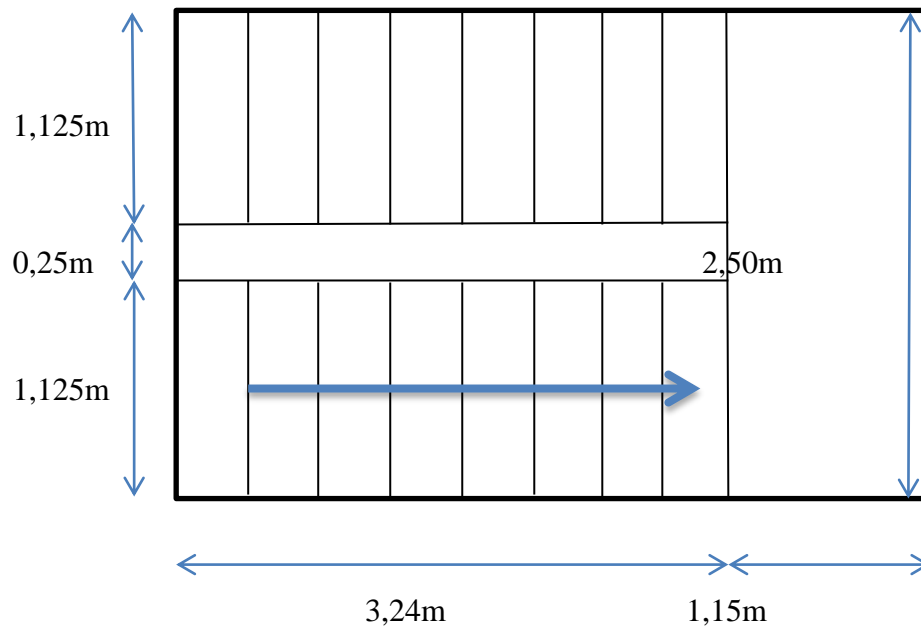


Figure (3.4): Dimensions des escaliers.

5-9-2-1-Nombre de marches :

D'après la formule de BLONDEL on obtient :

Formule de Blondel

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

$$h= 14 \text{ à } 20\text{cm}$$

$$g= 30\text{cm}$$

$$h_e= 3,60\text{m}$$

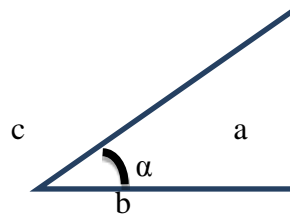
$$14,5 \leq h \leq 18\text{cm} \rightarrow \text{pour } h= 17\text{cm} \text{ on a } 10\text{marches par volée.}$$

$$n=H/2h \rightarrow n=360/2(17) = 10,58 \rightarrow n=10 \text{ contre marches.}$$

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

5-9-2-2-Inclinaison du limon :

$$\tan \alpha = \frac{a}{b}$$

**Figure (3.5):** Inclinaison de la volée.

$$\tan \alpha = 180/270 = 0.011 \rightarrow \alpha = 33,69^\circ$$

5-9-2-3-Longueur du limon :

$$L = 180/\sin \alpha \rightarrow L = 3,24\text{m}$$

5-9-3-Calculs des marches :

Les marches sont fabriquées par des tôles striées et des cornières.

5-9-3-1-Condition de flèche :

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

G(0,3) (KN/m)	Q(0,3) (KN/m)	ELS (KN/m)	ELU (KN/m)	Iy (cm ⁴)
0,657	0,75	1,40	2,01	3.10 ⁻⁷

Tableau (3.11): Evaluation de l'inertie.

On prend L*40*40*4 Iy=5,43.10⁴ mm⁴

Vérification de la flèche :

$$q_{\text{ser}} = 1,4 + Pp = 1,4 + 0,0242 = 1,42 \text{ KN/m}$$

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

$$0,0025 \leq 0,045 \rightarrow \text{CV}$$

5-9-3-2-Vérification de la résistance :

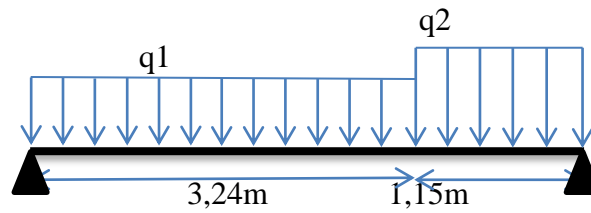
$$M_{\text{sd}} \leq M_{\text{rd}}$$

Notre profilé est de classe 3

$$q \frac{L^2}{8} \leq W_{\text{el}} \frac{F_y}{\gamma M_0}$$

$$0,32 \leq 0,33 \rightarrow \text{CV}$$

Cornières L*40*40*4 pour les marches.

5-9-4-Calcul du limon :**Figure (3.6):** représentation du limon.**5-9-4-1-Condition de flèche :**

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

G(1,125/2) (KN/m)	Q(1,125/2) (KN/m)	ELS (KN/m)	ELU (KN/m)	I _y (cm ⁴)
1,81	1,40	3,21	4,55	42,22.10 ⁻⁷

Tableau (3.12): Evaluation de l'inertie.

On prend UPN140 I_y=605.10⁴ mm⁴

5-9-4-2-Vérification de la flèche :

$$q_{ser} = 3,21 + P_p = 3,21 + 0,16 = 3,38 \text{ KN/m}$$

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

$$0,012 \leq 0,017 \rightarrow \text{CV}$$

5-9-4-3-Vérification de la résistance :

$$q_u = 4,55 + 1,35P_p = 4,55 + (1,35 * 0,16) = 4,76 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} \leq M_{rd}$$

Notre profilé est de classe 1

$$q \frac{L^2}{8} \leq W_{pl} \frac{F_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$11,48 \leq 18,45 \rightarrow \text{CV}$$

UPN140 pour le limon :

5-9-5-Calcul de la poutre palière :**5-9-5-1-Condition de flèche :**

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

G(4,39/2) (KN/m)	Q(4,39/2) (KN/m)	ELS (KN/m)	ELU (KN/m)	I_y (cm⁴)
7,08	5,48	12,56	17,77	420.10 ⁻⁷

Tableau (3.13): Evaluation de l'inertie.

On prend HEA220 I_y=5410.10⁴ mm⁴

5-9-5-2-Vérification de la flèche :

$$q_{ser} = 12,56 + P_p = 12,56 + 0,495 = 13,05 \text{ KN/m}$$

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

$$0,019 \leq 0,024 \rightarrow \text{CV}$$

5-9-5-3-Vérification de la résistance :

$$q_u = 17,77 + 1,35P_p = 17,77 + (1,35 * 0,495) = 18,43 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} \leq M_{rd}$$

Notre profilé est de classe 1

$$q \frac{L^2}{8} \leq W_{pl} \frac{F_y}{\gamma_{Mo}}$$

$$82,93 \leq 121,45 \rightarrow \text{CV}$$

HEA220 pour la poutre palière**5-10-Calcul du haut vent :**

Composants	Poids KN/m²
Tôle de coffrage	0,09
Dalle en béton	2
Revêtement en panneaux composites	0,055
Total	2,145
Charges d'exploitations (neige)	0,176

Tableau (3.14): Evaluation des charges du haut vent.

5-10-1-Composition du haut vent :

Le haut vent est composé de trois poutres en porte-à-faux, sur lesquelles repose une dalle en béton.

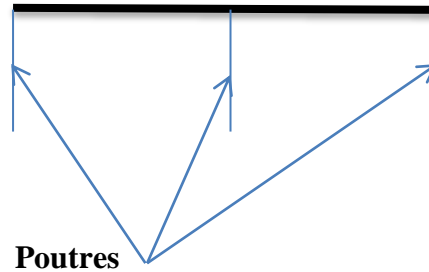


Figure (3.7): Conception du haut vent.

5-10-2-Calculs des poutres :

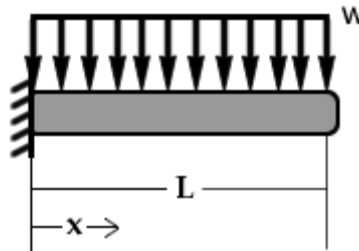


Figure (3.8): Schéma d'une poutre.

$$M = -\frac{ql^2}{2}$$

$$f = \frac{ql^4}{8EI}$$

5-10-2-1-Condition de flèche :

$$\frac{qL^4}{8EI_y} \leq \frac{L}{250}$$

G (KN/m)	Q (KN/m)	ELS (KN/m)	ELU (KN/m)	I _y (cm ⁴)
5,07	0,416	5,48	7,46	65,23.10 ⁻⁷

Tableau (3.15): Evaluation de l'inertie.

On prend IPE160 I_y=869,3.10⁴ mm⁴

5-10-2-2-Vérification de la flèche :

$$q_{ser} = 5,48 + P_p = 5,48 + 0,158 = 5,63 \text{ KN/m}$$

$$\frac{qL^4}{8EI_y} \leq \frac{L}{250}$$

$$0,0006 \leq 0,008 \rightarrow \text{CV}$$

5-10-2-3-Vérification de la résistance :

$$q_u = 7,76 + 1,35P_p = 19,65 + (1,35 * 0,158) = 7,97 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} \leq M_{rd}$$

Notre profilé est de classe 1

$$q \frac{L^2}{8} \leq W_{pl} \frac{F_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$3,98 \leq 26,46 \rightarrow \text{CV}$$

5-10-2-4-Vérification au cisaillement :

$$q_u \frac{L}{2} \leq 0,58 f_y \frac{A_v}{\gamma_{M_0}}$$

$$A_v = A - 2b t_f + (t_w + 2r) t_f$$

$$A_v = 0,966 \text{ m}^2$$

$$9,97 \leq 119,69 \rightarrow \text{CV}$$

Le moment résistant dépend aussi des efforts appliqués :

$$V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,rd}$$

$$9,97 \leq 59,84 \rightarrow \text{CV}$$

5-11-Calcul de l'acrotère :

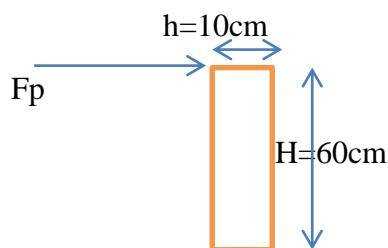


Figure (3.9): Dimensions de l'acrotère.

5-11-1-Charges permanentes :

$$G = 0,6 * 0,1 * 25 = 1,5 \text{ KN/ml}$$

5-11-2-Charges d'exploitations :

$$P = 1 \text{ KN/ml}$$

5-11-3-La force \$F_p\$:

On détermine la force \$F_p\$ agissant sur les éléments non structuraux :

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

A : Coefficient d'accélération de zone.

C_p : Facteur de forces horizontal.

W_p : Poids de l'élément.

$$A = 0,25$$

$$C_p = 0,8$$

$$\rightarrow F_p = 1,2 \text{ KN}$$

$$W_p = 1,5 \text{ KN/ml}$$

5-11-4-Calculs des sollicitations:

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

$$M_p = H \cdot P = 0,6 \cdot 1 = 0,6 \text{ KN.m}$$

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

Effort N:

$$\text{ELU: } N = 1,35 \cdot 1,5 = 2,03 \text{ KN}$$

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

Moment M :

$$\text{ELU : } M = 1,5 \cdot 0,72 = 1,08 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS : } M = 0,72 \text{ KN.m}$$

5-11-5-Calculs de l'acrotère :

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

$$F_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$F_e = 400 \text{ MPa}$$

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

$$H = 0,6 \text{ m}$$

$$\text{Position du centre de pression : } e_o = M_u / N_u = 1,08 / 2,03 = 0,53 \text{ m}$$

$$h/6 = 0,016 \text{ m}$$

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

Le calcul se fera en flexion simple puis en flexion composée.

5-11-6-Calcul en flexion simple :

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

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

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

$$\text{Moment réduit : } \mu_{bu}=M_u/bd^2f_{bu} = 0,012$$

$$\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,015$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 79,521 \text{ mm}$$

$$A_s = M_u/\sigma_s.Z = 39,047 \text{ mm}^2$$

$$\mu_{bu} = 0,018 < 0,392 \rightarrow A' = 0$$

5-11-7-Calcul en flexion compose:

$$A_u = A_s - N_u/\sigma_s = 39,05 - (2,03/347,82) = 33,21\text{mm}^2$$

5-11-8-Condition de non fragilité :

$$A_{min} \geq 0,23 (b.d.f_{t28}/f_{ed})$$

$$A_{min} \geq 0,23(100.8.2,1/347,82) = 111\text{mm}^2$$

$$\text{Soit } A_{min} = 1,13\text{cm}^2$$

On prend 4T6 par mètre linéaire de l'acrotère.

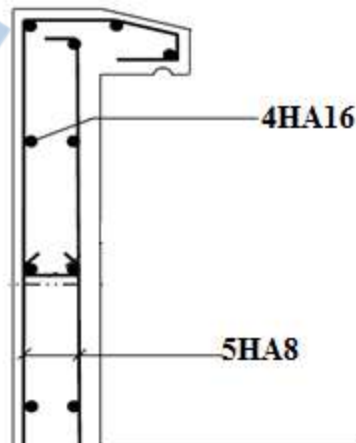


Figure (3.10) : Ferrailage de l'acrotère

6-Conclusion :

A la fin de ce chapitre nous sommes arrivé à déterminer les différents profilés constituant la structure et nous passons au chapitre suivant qui consiste à l'étude des planchers.

Chapitre 3

Dimensionnement des éléments de la structure

1-Introduction :

Dans ce chapitre on va faire un dimensionnement des éléments de façon à avoir une approximation des éléments composants la structure, qui seront vérifiés lors des chapitres suivants et verront leurs dimensions augmentés ou diminués.

2-Classification des sections :

Quatre classes de sections transversales sont définies :

Classe 1 :

Sections transversales pouvant former une rotule plastique avec la capacité de rotation requise pour une analyse plastique.

Classe 2 :

Sections transversales pouvant développer un moment de résistance plastique, mais avec une capacité de rotation limitée.

Classe 3 :

Sections transversales dont la contrainte calculée dans la fibre extrême comprimée de l'élément en acier peut atteindre la limite d'élasticité, mais dont le voilement local est susceptible d'empêcher le développement du moment de résistance plastique.

Classe 4 :

Sections transversales dont la résistance au moment fléchissant ou à la compression doit être déterminée avec prise en compte explicite des effets de voilement local.

3-Principes du règlement CCM97 :

Les calculs se font sur la base du règlement DTR.BC.2.44 (CCM97).

- ❖ Il a pour objet de la codification du dimensionnement par le calcul et les vérifications des structures de bâtiments à ossature en acier.
- ❖ Il ne traite pas directement de l'exécution des travaux de construction en acier.
- ❖ Le règlement ne définit que les exigences relatives à la résistance mécanique, à l'aptitude au service et à la durabilité des structures.
- ❖ Il ne traite pas des exigences relatives à la sécurité parasismique.
- ❖ Les exigences relatives à la protection contre le feu sont en dehors de cet objet.
- ❖ D'autres exigences telles l'isolation phonique et thermique ne font pas l'objet de ce règlement.
- ❖ Le règlement présent fait référence à d'autres normes et règlements techniques, il s'agit de leurs versions approuvées et mises en vigueur officiellement.

4-Principes de calcul :**4-1-Vérification de la condition de flèche :**

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

4-2-Vérification de la condition de résistance :

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd}$$

4-3-Vérification au cisaillement :

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd}$$

4-4-Valeurs limites des flèches :

Conditions	δv_{max} (flèche dans l'état final)
Toiture en générale	L/200
Toiture supportant des personnels Autres que les personnels d'entretien	L/250
Planchers en général	L/250
Planchers et toitures supportant des cloisons en plâtre ou en 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 $\delta_{V_{\max}}$ peut nuire à l'aspect du bâtiment	L/250

Tableau (3.1): Valeurs limites des flèches.**4-5-Coefficient partiels de sécurité :**

Le coefficient partiel de sécurité doit être pris égal aux valeurs suivantes : (chap5-5.0.1)

- ❖ Section de classe (1, 2, 3) $\rightarrow \gamma_{M0} = 1,1$
- ❖ Section de classe 4 $\rightarrow \gamma_{M1} = 1,1$
- ❖ Section nette au droit des trous $\rightarrow \gamma_{M2} = 1,25$
- ❖ Cas des états limites ultimes des éléments $\rightarrow \gamma_{M1} = 1,1$

4-6-Sollicitation de calcul :

Etat limite ultime : $1,35G + 1,5Q$

Etat limite de service : $G + Q$

5-Dimensionnement :**5-1-Distance entre solives :**

La longueur de la poutre est de 5.9m

$$L_{\text{solive}} = 5.9/3 = 1.96\text{m}$$

La longueur de la solive est L=6m

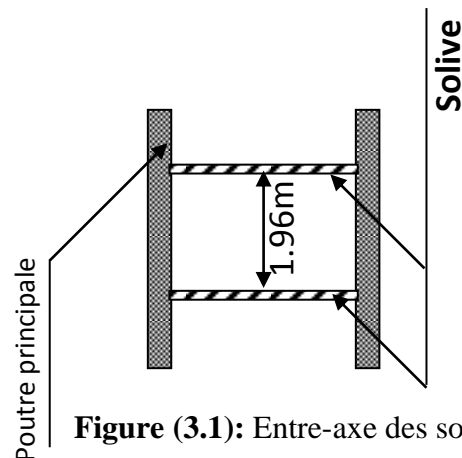


Figure (3.1): Entre-axe des solives.

5-2-Solive de plancher terrasse :**5-2-1-Condition de flèche :**

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

G (KN/m)	Q (KN/m)	ELS (KN/m)	ELU (KN/m)	I _y (cm ⁴)
10,58	2,94	13,52	18,69	4526.10 ⁴

Tableau (3.2): Evaluation de l'inertie.

On prend IPE270 → I_y = 5790.10⁴ cm⁴

5-2-2-Vérification de la résistance :

On ajoute le poids propre du profilé choisit

$$P_p = 36,1 \text{ Kg/m} = 0,361 \text{ KN/m}$$

La charge sera : q = q_u + 1,33P_p → q = 19,17 KN/m

$$q \frac{L^2}{8} \leq W_{pl} \frac{F_y}{\gamma M_o}$$

$$86,26 \leq 103,4 \rightarrow \text{CV}$$

5-2-3-Vérification au cisaillement :

$$q_u \frac{L}{2} \leq 0,58 f_y \frac{A_v}{\gamma M_o}$$

$$A_v = A - 2b t_f + (t_w + 2r) t_f$$

$$A_v = 1.462 \text{ m}^2$$

$$57,51 \leq 180,32 \rightarrow CV$$

Le moment résistant dépend aussi des efforts appliqués :

$$V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,rd}$$

$$57,51 \leq 90,16 \rightarrow CV$$

5-2-4-Vérification de la condition de flèche:

$$q = q_{ser} + P_p = 13,88 \text{ KN/m}$$

$$0,019 \leq 0,024 \rightarrow CV$$

Solive plancher terrasse IPE270

5-3-Solive de plancher courant :

5-3-1-Condition de flèche :

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

G (KN/m)	Q (KN/m)	ELS (KN/m)	ELU (KN/m)	I _y (cm ⁴)
12,15	4,9	17,05	23,75	5708.10 ⁴

Tableau (3.3): Evaluation de l'inertie.

On prend IPE300 $\rightarrow I_y = 8356.10^4 \text{ cm}^4$

5-3-2-Vérification de la résistance :

On ajoute le poids propre du profilé choisit

$$P_p = 42,2 \text{ Kg/m} = 0,422 \text{ KN/m}$$

La charge sera : $q = q_u + 1,33P_p \rightarrow q = 24,24 \text{ KN/m}$

$$q \frac{L^2}{8} \leq W_{pl} \frac{F_y}{\gamma M_0}$$

$$109,08 \leq 134,24 \rightarrow CV$$

5-3-3-Vérification au cisaillement :

$$q_u \frac{L}{2} \leq 0,58 f_y \frac{A_v}{\gamma M_0}$$

$$A_v = A - 2b t_f + (t_w + 2r) t_f$$

$$A_v = 1.737 \text{ m}^2$$

$$72,72 \leq 218,68 \rightarrow CV$$

Le moment résistant dépend aussi des efforts appliqués :

$$V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,rd}$$

$$72,72 \leq 109,34 \rightarrow CV$$

5-3-4-Vérification de la condition de flèche:

$$q = q_{ser} + Pp = 13,88 \text{ KN/m}$$

$$0,016 \leq 0,024 \rightarrow CV$$

Solive plancher courant IPE300

5-4-Poutre de plancher terrasse :

La longueur de la poutre est de 5,9m

Charges des solives : $G_{sol} = (Pp / \text{entre axe}) * \text{nb de solives}$

$$G_{sol} = 0,36 \text{ KN/m}^2$$

5-4-1-Condition de flèche :

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

G (KN/m)	Q (KN/m)	ELS (KN/m)	ELU (KN/m)	Iy (cm ⁴)
34,56	9	43,56	60,15	13860.10 ⁴

Tableau (3.4): Evaluation de l'inertie.

On prend IPE400 $\rightarrow Iy = 23130.10^4 \text{ cm}^4$

5-4-2-Vérification de la résistance :

On ajoute le poids propre du profilé choisit

$$Pp = 66,3 \text{ Kg/m} = 0,663 \text{ KN/m}$$

La charge sera : $q = qu + 1,33Pp \rightarrow q = 61,04 \text{ KN/m}$

$$q \frac{L^2}{8} \leq Wpl \frac{Fy}{\gamma Mo}$$

$$265,62 \leq 279,22 \rightarrow CV$$

5-4-3-Vérification au cisaillement :

$$qu \frac{L}{2} \leq 0,58fy \frac{Av}{\gamma Mo}$$

$$Av = A - 2b t_f + (tw + 2r) t_f$$

$$Av = 2.906 \text{ m}^2$$

$$180,06 \leq 368,43 \rightarrow CV$$

Le moment résistant dépend aussi des efforts appliqués :

$$V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,rd}$$

$$180,06 \leq 184,21 \rightarrow CV$$

5-4-4-Vérification de la condition de flèche:

$$q = q_{ser} + P_p = 13,88 \text{ KN/m}$$

$$0,019 \leq 0,0236 \rightarrow CV$$

Poutre terrasse IPE400 :

5-5-Poutre de plancher courant :

5-5-1-Condition de flèche :

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

G (KN/m)	Q (KN/m)	ELS (KN/m)	ELU (KN/m)	I _y (cm ⁴)
37,2	15	52,2	72,72	16618.10 ⁴

Tableau (3.5): Evaluation de l'inertie.

On prend IPE450 $\rightarrow I_y = 33740.10^4 \text{ cm}^4$

5-5-2-Vérification de la résistance :

On ajoute le poids propre du profilé choisit

$$P_p = 77,6 \text{ Kg/m} = 0,776 \text{ KN/m}$$

La charge sera : $q = q_u + 1,33P_p \rightarrow q = 73,76 \text{ KN/m}$

$$q \frac{L^2}{8} \leq W_{pl} \frac{F_y}{\gamma M_0}$$

$$320,98 \leq 363,60 \rightarrow CV$$

5-5-3-Vérification au cisaillement :

$$q_u \frac{L}{2} \leq 0,58 f_y \frac{A_v}{\gamma M_0}$$

$$A_v = A - 2b t_f + (t_w + 2r) t_f$$

$$A_v = 3,581 \text{ m}^2$$

$$217,59 \leq 441,69 \rightarrow CV$$

Le moment résistant dépend aussi des efforts appliqués :

$$V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,rd}$$

$$217,59 \leq 220,84 \rightarrow CV$$

5-5-4-Vérification de la condition de flèche:

$$q=q_{\text{ser}} + P_p=52,97\text{KN/m}$$

$$0.011 \leq 0.0236 \rightarrow \text{CV}$$

Poutre étage courant IPE450**5-6-Sablière de plancher terrasse :****5-6-1-Condition de flèche :**

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

G (KN/m)	Q (KN/m)	ELS (KN/m)	ELU (KN/m)	I _y (cm ⁴)
15,93	4,425	20,35	28,14	6813.10 ⁴

Tableau (3.6): Evaluation de l'inertie.

On prend HEA240 $\rightarrow I_y=7763.10^4 \text{ cm}^4$

5-6-2-Vérification de la résistance :

On ajoute le poids propre du profilé choisit

$$P_p=60,3 \text{ Kg/m} = 0,603 \text{ KN/m}$$

La charge sera : $q=q_u+1,33P_p \rightarrow q=28,95 \text{ KN/m}$

$$q \frac{L^2}{8} \leq W_{pl} \frac{F_y}{\gamma M_0}$$

$$130,27 \leq 159,07 \rightarrow \text{CV}$$

5-6-3-Vérification au cisaillement :

$$qu \frac{L}{2} \leq 0,58fy \frac{A_v}{\gamma M_0}$$

$$A_v= A-2b t_f + (t_w+2r) t_f$$

$$A_v=1,326\text{m}^2$$

$$86,85 \leq 178,55 \rightarrow \text{CV}$$

Le moment résistant dépend aussi des efforts appliqués :

$$V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,rd}$$

$$86,85 \leq 89,27 \rightarrow \text{CV}$$

5-6-4-Vérification de la condition de flèche:

$$q=q_{\text{ser}} + P_p=20,953\text{KN/m}$$

$$0.021 \leq 0.024 \rightarrow \text{CV}$$

Sablère plancher terrasse HEA240**5-7-Sablère de plancher courant :****5-7-1-Condition de flèche :**

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

G (KN/m)	Q (KN/m)	ELS (KN/m)	ELU (KN/m)	I _y (cm ⁴)
18,29	7,375	25,66	35,75	8591.10 ⁴

Tableau (3.7): Evaluation de l'inertie.

On prend HEA260 → I_y=10450.10⁴ cm⁴

5-7-2-Vérification de la résistance :

On ajoute le poids propre du profilé choisit

$$P_p = 68,2 \text{ Kg/m} = 0,682 \text{ KN/m}$$

La charge sera : $q = q_u + 1,33P_p \rightarrow q = 36,67 \text{ KN/m}$

$$q \frac{L^2}{8} \leq W_{pl} \frac{F_y}{\gamma_{Mo}}$$

$$165,94 \leq 196,50 \rightarrow \text{CV}$$

5-7-3-Vérification au cisaillement :

$$qu \frac{L}{2} \leq 0,58fy \frac{A_v}{\gamma_{Mo}}$$

$$A_v = A - 2b t_f + (t_w + 2r) t_f$$

$$A_v = 1,486 \text{ m}^2$$

$$110,01 \leq 242,12 \rightarrow \text{CV}$$

Le moment résistant dépend aussi des efforts appliqués :

$$V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,rd}$$

$$110,01 \leq 121,06 \rightarrow \text{CV}$$

5-7-4-Vérification de la condition de flèche:

$$q = q_{ser} + P_p = 26,34 \text{ KN/m}$$

$$0,020 \leq 0,024 \rightarrow \text{CV}$$

Sablère plancher courant HEA260**5-8-Poteau RDC le plus sollicité :**

Les poteaux sont des éléments verticaux qui supportent les charges et les transmettent aux fondations.

Les poteaux sont soumis à la compression.

On propose le HEA300.

5-8-1-Les charges reprises par le poteau :

G (KN)		Q (KN)		Gpoutre (KN)		Gpoteau(KN)
terrass e	courant	Terras se	couran t	Terras se	couran t	/
5,42	18,66	1,5	7,5	6,66	23,39	12,679

Tableau (3.8): Charges reprise par le poteau.

5-8-2-La surface reprise par le poteau :

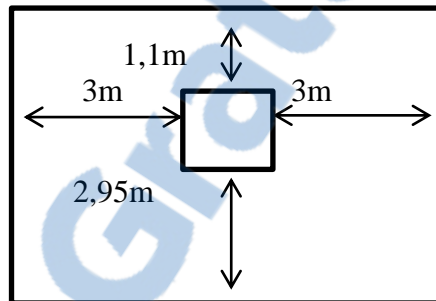


Figure (3.2): Surface reprise par le poteau le plus sollicité.

$$S=24,3\text{m}^2$$

5-8-3-Calcul du moment sollicitant :

$$N_{sdy}= 1,35G + 1,5Q$$

$$G= (G_{ter} + G_{cour} * 3) * S + G_{poteau} + G_{poutre}$$

$$G= 626,86 \text{ KN}$$

$$Q= (Q_{ter} + Q_{cour} * 3) * S$$

$$Q= 218,7 \text{ KN}$$

$$N_{sdy}= 1174,31 \text{ KN}$$

5-8-4-Condition de résistance:

$$N_{sdy} \leq N_{crdy}$$

$$N_{crdy} = \chi \cdot \beta \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}$$

$$\beta = 1 \text{ Pour les classes 1, 2, 3}$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}}$$

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

$$\lambda_k = 93,9\varepsilon \rightarrow \lambda_k = 93,9$$

$$\bar{\lambda} = \lambda/\lambda_k$$

$$\lambda = Lf/i \text{ avec } Lf= L/2 \text{ (encasté-encasté)}$$

$$Lf= 3,6/2 = 1,8\text{m}$$

$$\lambda = 1,8/0,1274 = 14,12$$

$$\bar{\lambda} = \frac{14,12}{93,9} = 0,15$$

$$H/B= 290/300 = 0,96 \leq 1,2$$

$$t_f= 12,5 \leq 100\text{mm} \rightarrow \text{axe de flambement } y-y, \text{ courbe de flambement } b \rightarrow \chi= 0,85.$$

$$N_{crdy} = 0,85 \cdot 1 \cdot 112,5 \cdot 10^{-1} \cdot \frac{235}{1,1}$$

$$N_{crdy} = 2042,89 \text{ KN}$$

$$N_{sd} \leq N_{crdy} \rightarrow \text{Vérifier.}$$

Le Poteau HEA300 est retenu

5-9-Escalier :

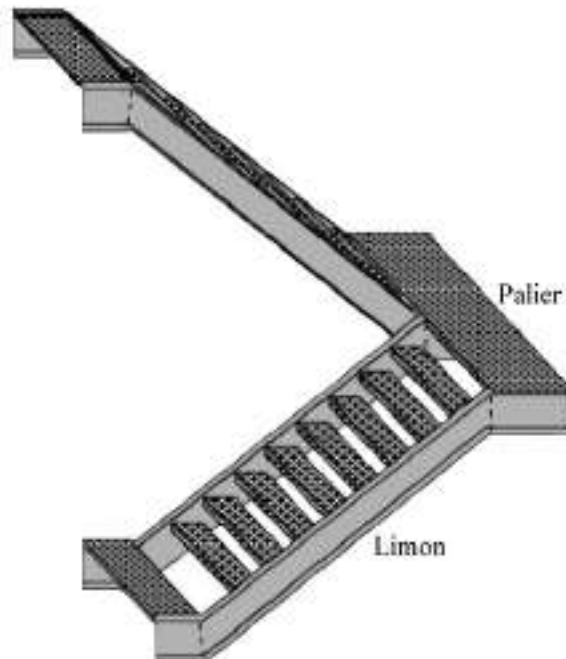


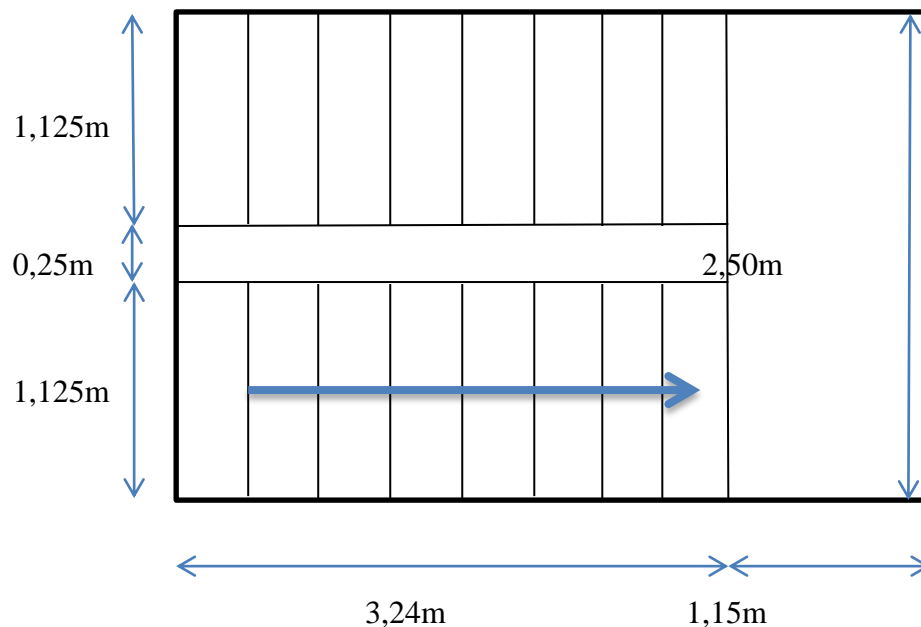
Figure (3.3) : les escaliers

5-9-1-Evaluation des charges :

Composants du palier	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Tôle Hi-bond 55-750	/	0,09
Dalle en béton	0,08	2
Mortier de pose	0,02	0,44
Revêtement en granite	/	0,7
	TOTAL	3,23
Charges d'exploitations		2,5

Tableau (3.9): Evaluation des charges du palier.

Composants de la volée	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Garde-corps métallique	/	0,6
Tôle striée	/	0,45
Mortier de pose	0,02	0,44
Revêtement en granite	/	0,7
	TOTAL	2,19
Charges d'exploitations		2,5

Tableau (3.10): Evaluation des charges de la volée.**5-9-2-Dimensions des escaliers :****Figure (3.4):** Dimensions des escaliers.**5-9-2-1-Nombre de marches :**

D'après la formule de BLONDEL on obtient :

Formule de Blondel



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

$$h= 14 \text{ à } 20\text{cm}$$

$$g= 30\text{cm}$$

$$h_e= 3,60\text{m}$$

$$14,5 \leq h \leq 18\text{cm} \rightarrow \text{pour } h= 17\text{cm} \text{ on a } 10\text{marches par volée.}$$

$$n=H/2h \rightarrow n=360/2(17) = 10,58 \rightarrow n=10 \text{ contre marches.}$$

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

5-9-2-2-Inclinaison du limon :

$$\tan \alpha = \frac{a}{b}$$

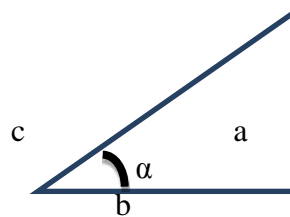


Figure (3.5): Inclinaison de la volée.

$$\tan \alpha = 180/270 = 0.011 \rightarrow \alpha = 33,69^\circ$$

5-9-2-3-Longueur du limon :

$$L=180/\sin \alpha \rightarrow L= 3,24\text{m}$$

5-9-3-Calculs des marches :

Les marches sont fabriquées par des tôles striées et des cornières.

5-9-3-1-Condition de flèche :

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

G(0,3) (KN/m)	Q(0,3) (KN/m)	ELS (KN/m)	ELU (KN/m)	I _y (cm ⁴)
0,657	0,75	1,40	2,01	3.10 ⁻⁷

Tableau (3.11): Evaluation de l'inertie.

On prend L*40*40*4 I_y=5,43.10⁴ mm⁴

Vérification de la flèche :

$$q_{\text{ser}} = 1,4 + P_p = 1,4+0,0242= 1,42 \text{ KN/m}$$

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

$$0,0025 \leq 0,045 \rightarrow \text{CV}$$

5-9-3-2-Vérification de la résistance :

$$M_{sd} \leq M_{rd}$$

Notre profilé est de classe 3

$$q \frac{L^2}{8} \leq W_{el} \frac{F_y}{\gamma_{Mo}}$$

$$0,32 \leq 0,33 \rightarrow CV$$

Cornières L*40*40*4 pour les marches.

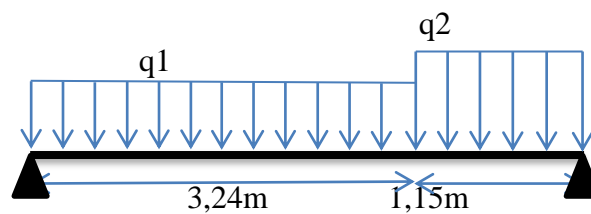
5-9-4-Calcul du limon :

Figure (3.6): représentation du limon.

5-9-4-1-Condition de flèche :

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

G(1,125/2) (KN/m)	Q(1,125/2) (KN/m)	ELS (KN/m)	ELU (KN/m)	I _y (cm ⁴)
1,81	1,40	3,21	4,55	42,22.10 ⁻⁷

Tableau (3.12): Evaluation de l'inertie.

On prend UPN140 I_y=605.10⁴ mm⁴

5-9-4-2-Vérification de la flèche :

$$q_{ser} = 3,21 + P_p = 3,21 + 0,16 = 3,38 \text{ KN/m}$$

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

$$0,012 \leq 0,017 \rightarrow CV$$

5-9-4-3-Vérification de la résistance :

$$q_u = 4,55 + 1,35P_p = 4,55 + (1,35 * 0,16) = 4,76 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} \leq M_{rd}$$

Notre profilé est de classe 1

$$q \frac{L^2}{8} \leq W_{pl} \frac{F_y}{\gamma_{Mo}}$$

$$11,48 \leq 18,45 \rightarrow \text{CV}$$

UPN140 pour le limon :

5-9-5-Calcul de la poutre palière :

5-9-5-1-Condition de flèche :

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

G(4,39/2) (KN/m)	Q(4,39/2) (KN/m)	ELS (KN/m)	ELU (KN/m)	I_y (cm⁴)
7,08	5,48	12,56	17,77	420.10 ⁻⁷

Tableau (3.13): Evaluation de l'inertie.

On prend HEA220 I_y=5410.10⁴ mm⁴

5-9-5-2-Vérification de la flèche :

$$q_{\text{ser}} = 12,56 + P_p = 12,56 + 0,495 = 13,05 \text{ KN/m}$$

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

$$0,019 \leq 0,024 \rightarrow \text{CV}$$

5-9-5-3-Vérification de la résistance :

$$q_u = 17,77 + 1,35P_p = 17,77 + (1,35 * 0,495) = 18,43 \text{ KN/m}$$

$$M_{\text{sd}} \leq M_{\text{rd}}$$

Notre profilé est de classe 1

$$q \frac{L^2}{8} \leq W_{\text{pl}} \frac{F_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$82,93 \leq 121,45 \rightarrow \text{CV}$$

HEA220 pour la poutre palière

5-10-Calcul du haut vent :

Composants	Poids KN/m²
Tôle de coffrage	0,09
Dalle en béton	2
Revêtement en panneaux composites	0,055
Total	2,145
Charges d'exploitations (neige)	0,176

Tableau (3.14): Evaluation des charges du haut vent.

5-10-1-Composition du haut vent :

Le haut vent est composé de trois poutres en porte-à-faux, sur lesquelles repose une dalle en béton.

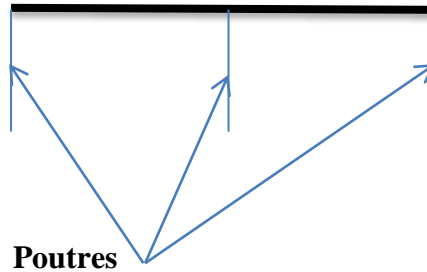


Figure (3.7): Conception du haut vent.

5-10-2-Calculs des poutres :

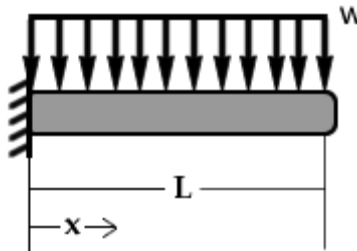


Figure (3.8): Schéma d'une poutre.

$$M = -\frac{ql^2}{2}$$

$$f = \frac{ql^4}{8EI}$$

5-10-2-1-Condition de flèche :

$$\frac{qL^4}{8EI_y} \leq \frac{L}{250}$$

G (KN/m)	Q (KN/m)	ELS (KN/m)	ELU (KN/m)	I _y (cm ⁴)
5,07	0,416	5,48	7,46	65,23.10 ⁻⁷

Tableau (3.15): Evaluation de l'inertie.

On prend IPE160 I_y=869,3.10⁴ mm⁴

5-10-2-2-Vérification de la flèche :

$$q_{ser} = 5,48 + P_p = 5,48 + 0,158 = 5,63 \text{ KN/m}$$

$$\frac{qL^4}{8EI_y} \leq \frac{L}{250}$$

$$0,0006 \leq 0,008 \rightarrow CV$$

5-10-2-3-Vérification de la résistance :

$$q_u = 7,76 + 1,35P_p = 19,65 + (1,35 * 0,158) = 7,97 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} \leq M_{rd}$$

Notre profilé est de classe 1

$$q \frac{L^2}{8} \leq W_{pl} \frac{F_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$3,98 \leq 26,46 \rightarrow CV$$

5-10-2-4-Vérification au cisaillement :

$$q_u \frac{L}{2} \leq 0,58 f_y \frac{A_v}{\gamma_{M_0}}$$

$$A_v = A - 2b t_f + (t_w + 2r) t_f$$

$$A_v = 0,966 \text{ m}^2$$

$$9,97 \leq 119,69 \rightarrow CV$$

Le moment résistant dépend aussi des efforts appliqués :

$$V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,rd}$$

$$9,97 \leq 59,84 \rightarrow CV$$

5-11-Calcul de l'acrotère :

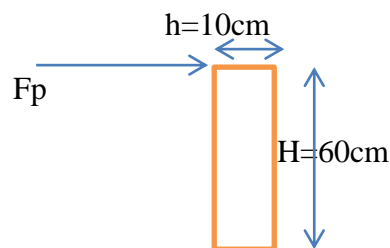


Figure (3.9): Dimensions de l'acrotère.

5-11-1-Charges permanentes :

$$G = 0,6 * 0,1 * 25 = 1,5 \text{ KN/ml}$$

5-11-2-Charges d'exploitations :

$$P = 1 \text{ KN/ml}$$

5-11-3-La force \$F_p\$:

On détermine la force \$F_p\$ agissant sur les éléments non structuraux :

$$F_p = 4 * A * C_p * W_p$$

A : Coefficient d'accélération de zone.

C_p : Facteur de forces horizontal.

W_p : Poids de l'élément.

$$A = 0,25$$

$$C_p = 0,8$$

$$\rightarrow F_p = 1,2 \text{ KN}$$

$$W_p = 1,5 \text{ KN/ml}$$

5-11-4-Calculs des sollicitations:

$$M_{Fp} = H * F = 0,6 * 1,2 = 0,72 \text{ KN.m}$$

$$M_p = H * P = 0,6 * 1 = 0,6 \text{ KN.m}$$

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

Effort N:

$$\text{ELU: } N = 1,35 * 1,5 = 2,03 \text{ KN}$$

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

Moment M :

$$\text{ELU : } M = 1,5 * 0,72 = 1,08 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS : } M = 0,72 \text{ KN.m}$$

5-11-5-Calculs de l'acrotère :

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

$$F_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$F_e = 400 \text{ MPa}$$

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

$$H = 0,6 \text{ m}$$

$$\text{Position du centre de pression : } e_o = M_u / N_u = 1,08 / 2,03 = 0,53 \text{ m}$$

$$h/6 = 0,016 \text{ m}$$

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

Le calcul se fera en flexion simple puis en flexion composée.

5-11-6-Calcul en flexion simple :

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

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

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

$$\text{Moment réduit : } \mu_{bu}=M_u/bd^2f_{bu} = 0,012$$

$$\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,015$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 79,521 \text{ mm}$$

$$A_s = M_u/\sigma_s.Z = 39,047 \text{ mm}^2$$

$$\mu_{bu} = 0,018 < 0,392 \rightarrow A' = 0$$

5-11-7-Calcul en flexion compose:

$$A_u = A_s - N_u/\sigma_s = 39,05 - (2,03/347,82) = 33,21\text{mm}^2$$

5-11-8-Condition de non fragilité :

$$A_{min} \geq 0,23 (b.d.f_{t28}/f_{ed})$$

$$A_{min} \geq 0,23(100.8.2,1/347,82) = 111\text{mm}^2$$

$$\text{Soit } A_{min} = 1,13\text{cm}^2$$

On prend 4T6 par mètre linéaire de l'acrotère.

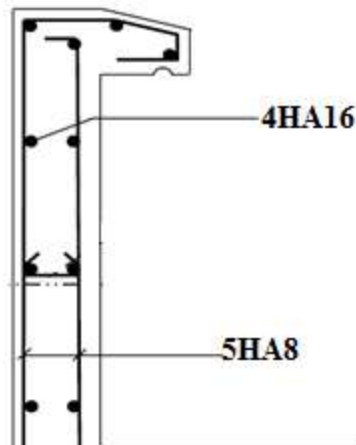


Figure (3.10) : Ferrailage de l'acrotère

6-Conclusion :

A la fin de ce chapitre nous sommes arrivé à déterminer les différents profilés constituant la structure et nous passons au chapitre suivant qui consiste à l'étude des planchers.

Chapitre 4

Etude de plancher

Rapport-Gratuit.com

1-Introduction :

Les planchers doivent être étudiés en vue des charges qu'ils auront à supporter et en vue de l'agencement de tous les éléments constructifs des planchers.

Notre construction est un bâtiment à usage administratif (bureaux), ou la charge d'exploitation est importante (2.5 KN/ m^2), notre dalle est de type mixte (acier-béton), ou la dalle est en béton posée sur des solives à l'aide d'un intermédiaire en tôle nervurée (Hi-bond.750). La dalle est dite collaborante, car elle participe à l'inertie globale du plancher et à la stabilité de la structure, ce qui impose qu'elle soit liaisonnée avec la structure porteuse. La liaison est faite par la connexion entre la dalle en béton et la tôle nervurée par des connecteurs, qui solidarissent la dalle et les poutres entre elles et s'opposent à leur glissement.

2- Notations et dimensions linéaires :

Les planchers de notre bâtiment ont une portée de 6m.

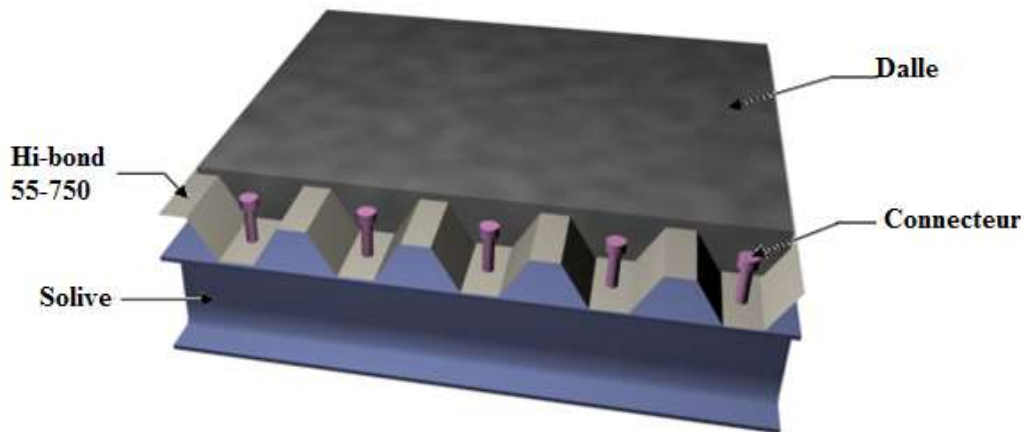


Figure (4.1) : Eléments constructifs du plancher mixte.

Pour faire une étude technique sur un plancher mixte, on fait une section transversale dans le plancher, et nous obtenons la figure 4-, et on suppose que :

-La liaison entre l'acier et le béton est rigide. Les deux matériaux ne peuvent glisser l'un sur l'autre, ils en sont empêchés par les connecteurs.

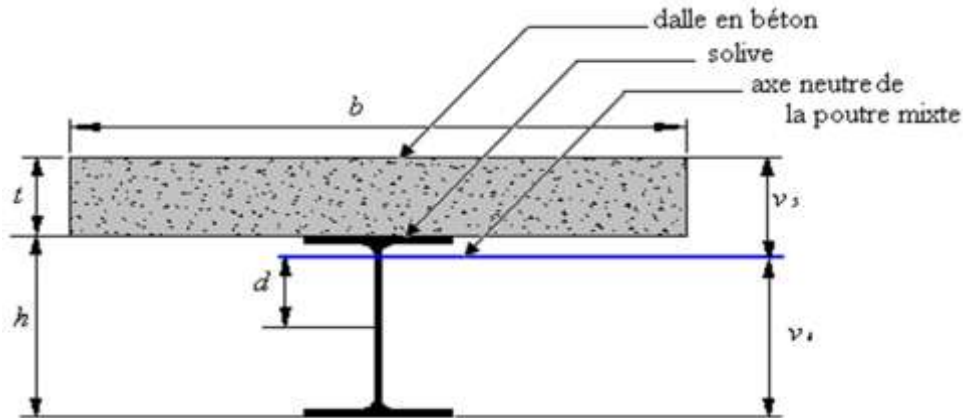


Figure (4.2) : Dimensions de la poutre mixte.

- On note par :

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

t : épaisseur de la dalle en béton.

b : Largeur de la dalle collaborante.

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

v_i : Distance de l'axe neutre à la fibre inférieure de la poutre.

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

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

B : Aire de la section du béton seul.

S : Aire de la section totale rendue homogène.

I_A : Moment d'inertie de la poutre en acier, par rapport à un axe perpendiculaire au plan de flexion, passant par son centre de gravité.

W_y : Module d'inertie de la poutre en acier, par rapport à l'axe y .

γ_0 : Coefficient de sécurité partiel (=1.1).

I_B : Moment d'inertie de la section du béton seul, par rapport à un axe perpendiculaire au plan de flexion, passant par son centre de gravité.

I : Moment d'inertie de la section totale rendue homogène.

3- Caractéristique des éléments constructifs :

➤ L'acier :

On utilise des solives **IPE300**, qui ont les caractéristiques suivantes :

Module de YOUNG (module d'élasticité longitudinal) $E_a = 210000 \text{ MPa}$;

La limite élastique de traction, $f_y = 235 \text{ MPa}$;

La limite élastique de cisaillement, $\tau = 0.58 f_y = 136.3 \text{ MPa}$;

$I_a = 8356 \text{ cm}^4$

$A = 53.8 \text{ cm}^2$

➤ Le béton :

Pour les planchers, on utilise un béton C25/30 dont les caractéristiques sont :

La résistance caractéristique à la compression : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$;

La résistance caractéristique à la traction : $f_{t28} = 0,06 * f_{c28} + 0,6 = 2,1 \text{ MPa}$;

La masse volumique : $\rho = 2500 \text{ Kg/m}^3$;

Le Coefficient de retrait $\varepsilon = 2 \times 10^{-4}$.

4- Etude des planchers courants : (Avec Solive IPE300)**4-1- Vérification au stade de montage :****4-1-1- détermination des sollicitations :**

Le plancher est soumis à la charge permanente due au poids propre de la poutre et du béton (avant durcissement) et à la charge d'exploitation des ouvriers.

- Charges permanentes :

Solive : $G_1 = 0,422 \text{ KN/ml}$

Dalle en béton : $G_2 = 2,50 * 1,96 = 4,90 \text{ KN/ml}$

Tôle (HI-bond): $G_3 = 9,56 * 1,96 = 0,18 \text{ KN/ml}$

Total: $G = 5,5 \text{ KN/ml}$

- Surcharge d'exploitation:

$Q = 2,5 * 1,96 = 4,90 \text{ KN/ml}$

- charge non pondérée :

$q_s = G + Q = 10,40 \text{ KN/ml}$

- charge pondérée :

$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 14,77 \text{ KN/ml}$

4-1-2-Vérification de la flèche:

$$f = \frac{5q_s L^4}{384EI_y} \leq \frac{L}{250}$$

$f = 0,010 \rightarrow 0,0081 \text{ m} \leq 0,024 \text{ m} \rightarrow \text{CV}$

4-1-3-Vérification de la résistance :

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd}$$

$$q_u \frac{L^2}{8} \leq W_{pl} \frac{F_y}{\gamma_{Mo}}$$

$66,46 \leq 134,42 \text{ KN.m} \rightarrow \text{CV}$

4-1-4-Vérification au cisaillement :

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd}$$

$$q_u \frac{L}{2} \leq 0,58 f_y \frac{A_v}{\gamma_{Mo}}$$

$44,31 \leq 219,69 \text{ KN} \rightarrow \text{CV}$

4-2-Vérification après exécution :**4-2-1-Détermination des sollicitations :**

Après durcissement de la dalle en béton la section devient homogène (acier-béton), donc elle travaille en même temps.

-Charges permanentes :

$$G=6,20*1,96=12,15 \text{ KN/m}$$

$$Q=2,5*1,96=4,9 \text{ KN/m}$$

- Charge non pondérée :

$$q_s = G + Q = \mathbf{17,05 \text{ KN/ml}}$$

-Charge pondérée :

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = \mathbf{23,75 \text{ KN/ml}}$$

4-2-3-Calcul de la largeur participante du béton :

on note par b_{eff} , la largeur de la dalle en béton participante a l'inertie global de la section mixte.

$$b_{\text{eff}} = \min\left(\frac{2L_0}{8}, b\right) \rightarrow b_{\text{eff}} = 1,475\text{m.}$$

4-2-4-Détermination de la position de l'axe neutre:

$$d = \frac{b * t}{n} * \frac{t + h}{2S}$$

Avec:

n : Coefficient d'équivalence acier/béton donné, par $n=E_a/E_c'$.

E_a : Module d'élasticité de l'acier.

E_c' : Module équivalent du béton, donné par $E_c' = E_{cm}/2$.

E_{cm} : valeur de module sécant d'élasticité $E_{cm}=3050\text{daN/mm}^2$ (pour béton C25/30).

Donc : $n=13,77$

La section mixte :

$$A=53,8 \text{ cm}^2 \text{ pour IPE300.}$$

La section du béton :

$$B = t*b$$

$$B = 0,08*1,475 = 1180\text{cm}^2$$

$$S = A+B/n \rightarrow S = 139,49\text{cm}^2$$

$$d = 11,67\text{cm}$$

$$d < h/2 \rightarrow 11,67\text{cm} < 15\text{cm} \rightarrow \text{l'axe neutre se trouve dans la solive.}$$

4-2-5-Le moment d'inertie :

$$I = I_a + Ad^2 + \frac{b_{\text{eff}} * t^3}{12n} + \frac{b_{\text{eff}} * t}{n} * \left(\frac{t + h}{2} - d\right)^2$$

$$I = 20744,20 \text{ cm}^4$$

$$v_i = h/2 + d \rightarrow v_i = 26,67\text{cm}$$

$$v_s = h/2 + t - d \rightarrow v_s = 11,33\text{cm}$$

4-2-6-Le moment fléchissant maximum:

$$M_{\text{max}} = q_u \frac{L^2}{8}$$

$$M_{\text{max}} = 106,87 \text{ KN.m}$$

4-2-7-Les contraintes de flexion:

4-2-7-1-Dans l'acier:

-Contrainte de traction (semelle inférieure de la poutre) :

$$\sigma_{ainf} = \frac{M_{max}}{I} v_i \rightarrow \sigma_{ainf} = -137,39 \text{ MPa}$$

-Contrainte de compression (semelle supérieure de la poutre) :

$$\sigma_{asup} = \frac{M_{max}}{I} (v_s - t) \rightarrow \sigma_{asup} = +18,90 \text{ MPa}$$

4-2-7-2-Dans le béton :

-Contrainte de compression (fibre inférieure de la dalle) :

$$\sigma_{binf} = \frac{M_{max}}{n.I} (v_s - t) \rightarrow \sigma_{binf} = +6,68 \text{ MPa}$$

-Contrainte de compression (fibre supérieure de la dalle) :

$$\sigma_{bsup} = \frac{M_{max}}{n.I} v_s \rightarrow \sigma_{bsup} = +8,9 \text{ MPa}$$

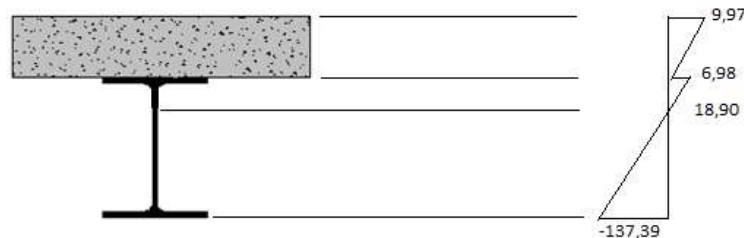


Figure (4.3): Diagramme des contraintes de flexion.

4-2-8-Contraintes additionnelles de retrait :

Le béton, en durcissant, devrait s'accompagner d'un retrait. Mais la dalle étant solidaire avec les poutres en acier, ce retrait est contrarié par l'acier, qui s'oppose au raccourcissement de la dalle, à l'interface acier/béton.

Ces effets provoquent :

-un raccourcissement ε_a de la poutre acier,

-un allongement ε_b de la dalle béton (par rapport à sa position d'équilibre, car ne pouvant librement se rétracter, le béton se tend, ce qui équivaut à un allongement).

4-2-8-1Calculs :

$$\beta = \frac{h+t}{2} \rightarrow \beta = 19 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{I_a}{Aa*\beta} \rightarrow \alpha = 8,17 \text{ cm}$$

$$Ea*\varepsilon = 210000*2.10^{-4} = 42 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{B*Ea*\varepsilon*\beta*A}{(n*Ia*A)+(B*Ia)+(B*A*\beta^2)} \rightarrow K = 0,13 \text{ KN/cm}^3$$

$$Z1 = \frac{h}{2} + \alpha \rightarrow Z1 = 23,17 \text{ cm}$$

$$Z2 = Z1 + t \rightarrow Z2 = 31,17 \text{ cm}$$

❖ **Les contraintes de retrait sont :**

Dans l'acier :

Contrainte de compression de la semelle inférieure de la poutre :

$$\sigma_{ai} = K * (h - Z1) \rightarrow \sigma_{ai} = -8,84 \text{ MPa}$$

Contrainte de compression de la semelle supérieure de la poutre :

$$\sigma_{as} = K * Z1 \rightarrow \sigma_{as} = 30,12 \text{ MPa}$$

Dans le béton :

Contrainte de compression de la fibre inférieure de la dalle :

$$\sigma_{bi} = \frac{1}{n} (Ea * \varepsilon - K * Z2) \rightarrow \sigma_{bi} = -0,10 \text{ MPa}$$

Contrainte de compression de la fibre supérieure de la dalle :

$$\sigma_{bs} = \frac{1}{n} (Ea * \varepsilon - K * Z1) \rightarrow \sigma_{bs} = -0,86 \text{ MPa}$$

4-2-9-Cumul des contraintes :

4-2-9-1-l'acier :

$$\sigma_{ai} = -137,39 - 8,84 = -146,23 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{as} = 18,90 + 30,12 = 49,02 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \leq f_y = 235 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

-Le béton :

$$\sigma_{bi} = 6,68 - 0,10 = 6,58 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bs} = 8,9 - 0,86 = 8,04 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \leq 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

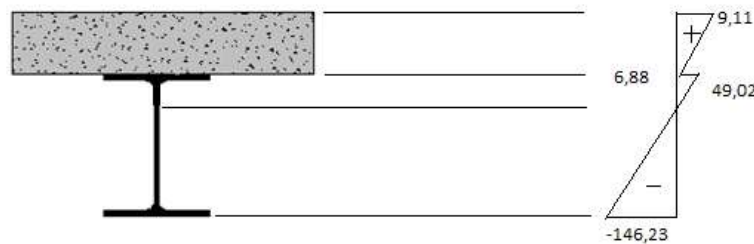


Figure (4.4): Diagramme de cumul des contraintes.

4-2-10-Vérifications :

4-2-10-1-Vérification au cisaillement :

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

$$\frac{q_u l}{2} \leq (0,58 A_v * f_y) / \gamma_{M0} \rightarrow 71,25 \leq 219,69 \text{ KN} \rightarrow \text{CV}$$

4-2-10-2-Vérification de la flèche :

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

$$\frac{5qL^4}{384EI_y} \leq \frac{L}{250} \rightarrow 6,60 \text{ mm} \leq 24 \text{ mm} \rightarrow \text{CV}$$

5- Etude du plancher terrasse : (Avec Solive IPE270)

A partir de la même méthode nous obtenons les résultats suivants :

- Charges permanentes :

Solive : $G_1 = 0,361 \text{ KN/ml}$

Dalle en béton : $G_2 = 2,50 * 1,96 = 4,90 \text{ KN/ml}$

Tôle (HI-bond): $G_3 = 9,56 * 1,96 = 0,18 \text{ KN/ml}$

Total: $G = 5,44 \text{ KN/ml}$

- Surcharge d'exploitation:

$Q = 1,5 * 1,96 = 2,94 \text{ KN/ml}$

- charge non pondérée :

$q_s = G + Q = 8,38 \text{ KN/ml}$

- charge pondérée :

$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 11,75 \text{ KN/ml}$

5-1-2-Vérification de la flèche:

$$f = \frac{5q_s L^4}{384EI_y} \leq \frac{L}{250}$$

$f = 0,011 \rightarrow 0,011 \text{ m} \leq 0,024 \text{ m} \rightarrow \text{CV}$

5-1-3-Vérification de la résistance :

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd}$$

$$q_u \frac{L^2}{8} \leq W_{pl} \frac{F_y}{\gamma M_0}$$

$52,87 \leq 103,4 \text{ KN.m} \rightarrow \text{CV}$

5-1-4-Vérification au cisaillement :

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd}$$

$$q_u \frac{L}{2} \leq 0,58 f_y \frac{A_v}{\gamma M_0}$$

$35,25 \leq 181,15 \text{ KN} \rightarrow \text{CV}$

5-2-Vérification après exécution :

5-2-1-Détermination des sollicitations :

Après durcissement de la dalle en béton la section devient homogène (acier-béton), donc elle travaille en même temps.

-Charges permanentes :

$G = 5,40 * 1,96 = 10,58 \text{ KN/m}$

$Q = 1,5 * 1,96 = 2,94 \text{ KN/m}$

- Charge non pondérée :

$$q_s = G + Q = \mathbf{13,52 \text{ KN/ml}}$$

-Charge pondérée :

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = \mathbf{18,69 \text{ KN/ml}}$$

5-2-3-Calcul de la largeur participante du béton :

On note par b_{eff} , la largeur de la dalle en béton participante à l'inertie global de la section mixte.

$$b_{\text{eff}} = \min\left(\frac{2L_0}{8}, b\right) \rightarrow b_{\text{eff}} = 1,475\text{m.}$$

5-2-4-Détermination de la position de l'axe neutre:

$$d = \frac{b * t}{n} * \frac{t + h}{2S}$$

Avec:

n : Coefficient d'équivalence acier/béton donné, par $n = E_a / E_c'$.

E_a : Module d'élasticité de l'acier.

E_c' : Module équivalent du béton, donné par $E_c' = E_{cm} / 2$.

E_{cm} : valeur de module sécant d'élasticité $E_{cm} = 3050 \text{ daN/mm}^2$ (pour béton C25/30).

Donc : $n = 13,77$

La section mixte :

$$A = 45,9 \text{ cm}^2 \text{ pour IPE270.}$$

La section du béton :

$$B = t * b$$

$$B = 0,08 * 1,475 = 1180 \text{ cm}^2$$

$$S = A + B/n \rightarrow S = 131,59 \text{ cm}^2$$

$$d = 11,39 \text{ cm}$$

$d < h/2 \rightarrow 11,39 \text{ cm} < 13,5 \text{ cm} \rightarrow$ l'axe neutre se trouve dans la solive.

5-2-5-Le moment d'inertie :

$$I = I_a + A d^2 + \frac{b_{\text{eff}} * t^3}{12n} + \frac{b_{\text{eff}} * t}{n} * \left(\frac{t + h}{2} - d\right)^2$$

$$I = 12233,72 \text{ cm}^4$$

$$v_i = h/2 + d \rightarrow v_i = 24,89 \text{ cm}$$

$$v_s = h/2 + t - d \rightarrow v_s = 10,11 \text{ cm}$$

5-2-6-Le moment fléchissant maximum:

$$M_{\text{max}} = q_u \frac{L^2}{8}$$

$$M_{\text{max}} = 84,10 \text{ KN.m}$$

5-2-7-Les contraintes de flexion:**5-2-7-1-Dans l'acier:**

-Contrainte de traction (semelle inférieure de la poutre) :

$$\sigma_{ainf} = \frac{M_{max}}{I} v_i \rightarrow \sigma_{ainf} = -171,10 \text{ MPa}$$

-Contrainte de compression (semelle supérieure de la poutre) :

$$\sigma_{asup} = \frac{M_{max}}{I} (v_s - t) \rightarrow \sigma_{asup} = +14,50 \text{ MPa}$$

5-2-7-2-Dans le béton :

-Contrainte de compression (fibre inférieure de la dalle) :

$$\sigma_{binf} = \frac{M_{max}}{n.I} (v_s - t) \rightarrow \sigma_{binf} = +8,43 \text{ MPa}$$

-Contrainte de compression (fibre supérieure de la dalle) :

$$\sigma_{bsup} = \frac{M_{max}}{n.I} v_s \rightarrow \sigma_{bsup} = +5,04 \text{ MPa}$$

5-2-8-Contraintes additionnelles de retrait :

Le béton, en durcissant, devrait s'accompagner d'un retrait. Mais la dalle étant solidaire avec les poutres en acier, ce retrait est contrarié par l'acier, qui s'oppose au raccourcissement de la dalle, à l'interface acier/béton.

Ces effets provoquent :

-un raccourcissement ε_a de la poutre acier,

-un allongement ε_b de la dalle béton (par rapport à sa position d'équilibre, car ne pouvant librement se rétracter, le béton se tend, ce qui équivaut à un allongement).

-Calculs :

$$\beta = \frac{h+t}{2} \rightarrow \beta = 17,5 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{I_a}{Aa*\beta} \rightarrow \alpha = 7,20 \text{ cm}$$

$$Ea*\varepsilon = 210000 * 2.10^{-4} = 42 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{B*Ea*\varepsilon*\beta*A}{(n*I_a*A)+(B*I_a)+(B*A*\beta^2)} \rightarrow K = 0,14 \text{ KN/cm}^3$$

$$Z1 = \frac{h}{2} + \alpha \rightarrow Z1 = 20,7 \text{ cm}$$

$$Z2 = Z1 + t \rightarrow Z2 = 28,7 \text{ cm}$$

❖ Les contraintes de retrait sont :**Dans l'acier :**

Contrainte de compression de la semelle inférieure de la poutre :

$$\sigma_{ai} = K * (h - Z1) \rightarrow \sigma_{ai} = -8,82 \text{ MPa}$$

Contrainte de compression de la semelle supérieure de la poutre :

$$\sigma_{as} = K * Z1 \rightarrow \sigma_{as} = 28,98 \text{ MPa}$$

Dans le béton :

Contrainte de compression de la fibre inférieure de la dalle :

$$\sigma_{bi} = \frac{1}{n} (Ea * \varepsilon - K * Z2) \rightarrow \sigma_{bi} = -0,13 \text{ MPa}$$

Contrainte de compression de la fibre supérieure de la dalle :

$$\sigma_{bs} = \frac{1}{n} (Ea * \varepsilon - K * Z1) \rightarrow \sigma_{bs} = -0,94 \text{ MPa}$$

5-2-9-Cumul des contraintes :

5-2-9-1-l'acier :

$$\sigma_{ai} = -171,10 - 8,82 = -162,28 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{as} = 14,50 + 28,98 = 43,48 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow 205,76 \leq f_y = 235 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

5-2-9-2-Le béton :

$$\sigma_{bi} = 8,43 - 0,13 = 8,3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bs} = 5,04 - 0,94 = 4,1 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow 12,4 \leq 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

5-2-10-Vérfications :**5-2-10-1-Vérfication au cisaillement :**

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

$$\frac{q_u l}{2} \leq (0,58 A_v * f_y) / \gamma_{M0} \rightarrow 56,07 \leq 182,02 \text{ KN} \rightarrow \text{CV}$$

5-2-10-2-Vérfication de la flèche :

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

$$\frac{5q_s L^4}{384EI_y} \leq \frac{L}{250} \rightarrow 8,88 \text{ mm} \leq 24 \text{ mm} \rightarrow \text{CV}$$

6-Calculs des connecteurs :

Pour que la dalle mixte joue son rôle, il faut qu'il n'y ait pas de glissement entre la dalle en béton et les solives, on doit ajouter des connecteurs en acier pour remédier au problème.

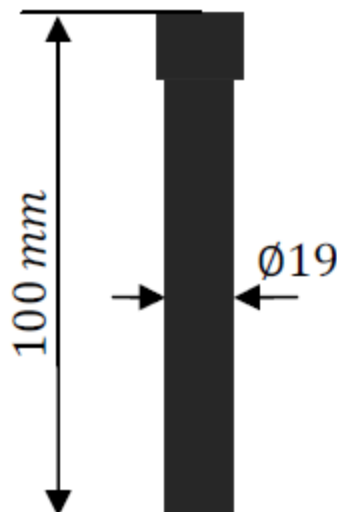
6-1-Caractéristique du connecteur :

Figure (4.5): Type de connecteur.

$$d=19 \text{ mm} \quad h=100 \text{ mm} \quad f_y=275 \text{ MPa} \quad f_u=430 \text{ MPa}$$

6-2-Calcul de la résistance au cisaillement d'un connecteur :

$$P_{Rd} = \min\left(\frac{0,8f_u}{\gamma_v}, \pi \frac{d^2}{4}, 0,29 * \alpha * d^2 * \frac{\sqrt{(f_{ck} * E_{cm})}}{\gamma_v}\right)$$

Avec :

P_{Rd} : Résistance au cisaillement

d : Diamètre du connecteur $d = 19\text{mm}$

E_{cm} : Module sécant moyen du béton $E_{cm}=30500\text{ MPa}$

γ_v : Facteur de sécurité associé au connecteur $\gamma_v= 1,25$

f_u : Contrainte ultime nominale

f_{ck} : Résistance caractéristique du béton 25MPa

$\alpha=1$ si $h/d>4 \rightarrow h/d=100/19=5,26>4$

$$P_{Rd} = 73,13\text{ KN}$$

6-3-Calcul de l'effort de cisaillement longitudinal :

$$f_{cf} = A_a * \frac{f_y}{\gamma_a}$$

A_a : Section du profilé

$$\gamma_a=1,1$$

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

$$f_{cf} = 1149,36\text{ KN}$$

6-4-Nombre des connecteurs:

$$N \geq N_f$$

$$N_f = \frac{f_{cf}}{P_{Rd}}$$

$$N_f = \frac{1149,36}{73,13} = 15,71$$

$$N \geq 15,71\text{ goujons.}$$

$$N \approx 16\text{ goujons.}$$

Donc on a 16 goujons sur la demi-portée de la solive.

6-5-Espacement des goujons :

Le nombre de connecteur N est uniformément reparti sur une longueur critique L_{cr} . Cette dernière est la longueur entre deux sections transversales critiques.

Selon l'EC4.4.1.2, une section transversale critique comprend :

-Une section de moment fléchissant maximum.

-Une section sur appui.

(EC4 6.3.2, 6.3.3)

$$S=L_{cr} / N$$

$$L_{cr}= L/2= 6000/2 = 3000\text{mm}$$

$$S=3000/16=187,5\text{ mm}$$

L'espacement entre les goujons : $S= 187,5\text{mm.}$

7-Conclusion :

Ce chapitre a permis de vérifier la résistance du plancher mixte, et nous passons maintenant à l'étude sismique.

Chapitre 5

Etude sismique

1-Introduction :

Un séisme ou tremblement de terre est le résultat de la libération brusque d'énergie accumulée par les contraintes exercées sur les roches. Le résultat de la rupture des roches en surface s'appelle une faille. Le lieu de la rupture des roches en profondeurs se nomme le foyer. Plus rares sont les séismes dus à l'activité volcanique ou d'origine artificielle (explosions par exemple). Il se produit de très nombreux séismes tous les jours, mais la plupart ne sont pas ressentis par les humains. Environ cent mille séismes sont enregistrés chaque année sur la planète. Les plus puissants d'entre eux comptent parmi les catastrophes naturelles les plus destructrices.

2-Règlement utilisée :

Toutes les constructions doivent être soumises aux règlements parasismiques Algérien RPA99/2003.

3-Méthode utilisée :

Pour notre structure nous utiliserons la méthode statique équivalente étant donné que le bâtiment a une hauteur inférieure à 65m.

3-1-Principe de la méthode statique équivalente:

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

3-1-2-Calcul de la force sismique totale :

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

$$V = (A \cdot D \cdot Q / R) \times W$$

3-1-3coefficient d'accélération de zone (A) :

Notre structure se trouve à ZAHANA, classée selon le RPA99/2003 dans la Zone II A
Il s'agit d'un bâtiment à usage administratif : groupe 1b $A=0.20$

3-1-4 Facteur d'amplification dynamique moyen D :

Fonction de la catégorie de site du facteur d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \end{cases}$$

$$2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} \quad T \geq 3s.$$

- η : facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0.7$$

ξ (%) : est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Nous avons un portique en acier avec remplissage dense

D'après le tableau (4.2) $\Rightarrow \xi = 5\%$

D'où : $\eta = 1 > 0.7 \Rightarrow \eta = 1$

3-1-5 Calcul de la période :

-Par la formule empirique :

$$T = C_t \cdot h_n^{3/4}$$

h_n : La hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N). $h_n = 14.36m$.

C_t : coefficient fonction de système de contreventement, et du type de remplissage donné par le tableau (4.6).

On a : contreventement assuré par palées triangulées et des murs en maçonnerie : $C_t = 0.05$

$$\text{Donc : } T = 0,05 \cdot (14,36)^{3/4} \quad T = 0,368 \text{ s}$$

- Par la formule :

$$T = \frac{0,09 h_N}{\sqrt{D}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T_y = 0,341s \\ T_x = 0,234s \end{array} \right.$$

3-1-6-Calcul de T_2 :

T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site.

Site meuble S3 $\longrightarrow T_2=0,5$ s

Sens longitudinal : $0 < T = 0,234$ s $< T_2$ donc : $D_x = 2,5$ $\eta = 2,5$.

Sens transversal : $0 < T = 0,341$ s $< T_2$ donc : $D_y = 2,5$ $\eta = 2,5$.

$D_x = D_y$ donc on va faire un seul calcul pour V, mais dans les deux directions (sens longitudinal et sens transversal).

3-1-7-Coefficient de comportement global de la structure (R) :

Pour le sens longitudinal (sens X) la structure est contreventée par palées triangulées en V inversé **R = 3**

Pour le sens transversal (sens Y) la structure est contreventée par palées triangulées en V inversé **R = 3**

3-1-8-facteur de qualité Q :

$$Q = 1 + \sum P_q$$

Le tableau suivant donne les valeurs de pénalité P_q

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

Tableau (5.1): (Tableau 4.4-RNV99/2003) valeurs des pénalités P_q

Donc : **Q=1.15**

3-1-9-Calcul de poids de la structure W :

W est égal à la somme des poids W_i des quatre niveaux.

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

G: Poids du aux charges permanentes est à celles des équipements fixes solidaires de la structure.

Q : charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation. Dans notre cas : $\beta = 0.20$

Donc à chaque niveau : $W_i = W_{Gi} + 0.2 W_{Qi}$.

-Calcul des surfaces de la structure :

S est les surfaces correspondantes à chaque niveau

$$S = 30,3 * 14,29 = 432,987 \text{m}^2$$

Le poids de chaque niveau est donné par le tableau suivant :

Niveau	W_{Gi} (KN)	W_{Qi} (KN)	$0.2 \times W_{Qi}$ (KN)	W_i (KN)
Etage 1	2963,55	1082,46	216,49	3180,04
Etage 2	2963,55	1082,46	216,49	3180,04
Etage 3	2963,55	1082,46	216,49	3180,04
Terrasse	2596,75	649,48	129,89	2726,64
			Total	12266,76

Tableau (5.2): Poids de la structure.

3-1-10-Calcul de la force sismique V :

-Sens x :

$$V = 2453,35 \text{ KN}$$

-Sens-y :

$$V = 2453,35 \text{ KN}$$

3-1-11-Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

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

$$V = F_t + \Sigma F_i$$

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

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

$$F_i = (V - F_t) W h_i / \sum W_j h_j$$

Niveau		Wi (KN)	hi (m)	Wih _i	V _k (KN)	Wjh _j	Fi (KN)
1	X	3180,04	3,6	11448,14	2453,35	107952,98	258,11
	Y	3180,04	3,6	11448,14	2453,35	107952,98	258,11
2	X	3180,04	7,2	22896,26	2453,35	107952,98	516,22
	Y	3180,04	7,2	22869,26	2453,35	107952,98	516,22
3	X	3180,04	10,8	34344,58	2453,35	107952,98	774,34
	Y	3180,04	10,8	34344,58	2453,35	107952,98	774,34
Terrasse	X	2726,64	14,4	39263,6	2453,35	107952,98	904,66
	Y	2726,64	14,4	39263,6	2453,35	107952,98	904,66

Tableau (5.3): Valeurs de la force sismique V.

3-2-Vérifications :

3-2-1- Résultante des forces sismiques de calcul :

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

	V _t (KN)	V (KN)	80% V	Etat
V _x	2944	2453,35	1962,68	Vérifié
V _y	2944	2453,35	1962,68	Vérifié

Tableau (5.4): Comparaison V_t par rapport à V .

3-2-2-Calculs des déplacements :

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

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques.

R : coefficient de comportement.

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

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage.

Etage	δ_{ek} (m)	R	δ_k (m)	Δ_k (m)	1% h_K	Etat
Terrasse	0,0359	3	0,1077	0,0165	0,036	Vérifié
Etage 3	0,0304	3	0,0912	0,0276	0,036	Vérifié
Etage2	0,0212	3	0,0636	0,0348	0,036	Vérifié
Etage1	0,0096	3	0,0288	0,0288	0,036	Vérifié

Tableau (5.5): Les déplacements dans le sens X.

Etage	δ_{ek} (m)	R	δ_k (m)	Δ_k (m)	1% h_K	Etat
Terrasse	0,0343	3	0,1029	0,0144	0,036	Vérifié
Etage 3	0,0295	3	0,0885	0,0252	0,036	Vérifié
Etage2	0,0211	3	0,0633	0,0321	0,036	Vérifié
Etage1	0,0104	3	0,0312	0,0312	0,036	Vérifié

Tableau (5.6): Les déplacements dans le sens Y.

3-2-3-Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :

Les effets du 2^o ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0.10$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ». $\Sigma(W_{Gi} + \beta W_{qi})$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau "k" : $V_k = \Sigma F_i$

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

h_k : Hauteur de l'étage « k »

Si $0,10 < \theta_k \leq 0,20$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur $1/(1 - \theta_k)$.

Etage	P_k	Δ_k	V_k	h_k	θ	Etat
Terrasse	2726,64	0,0165	904,66	3,6	0,013	Vérifié
3	5906,68	0,0276	1679	3,6	0,026	Vérifié
2	9086,72	0,0348	2195,22	3,6	0,040	Vérifié
1	12266,76	0,0288	2453,35	3,6	0,040	Vérifié

Tableau (5.7): Vérification dans le sens X de l'effet P- Δ .

Etage	P_k	Δ_k	V_k	h_k	θ	Etat
Terrasse	2726,64	0,0144	904,66	3,6	0,012	Vérifié
3	5906,68	0,0252	1679	3,6	0,024	Vérifié
2	9086,72	0,0321	2195,22	3,6	0,036	Vérifié
1	12266,76	0,0312	2453,35	3,6	0,043	Vérifié

Tableau (5.8): Vérification dans le sens Y de l'effet P- Δ .

3-2-3-Vérifications des contreventements :

On a supposé des doubles cornières de dimensions 2*120*15 qu'on va vérifier par la suite aux efforts de traction.

$$N_{sd} \leq N_{t,Rd}$$

$N_{t,Rd}$: Résistance de calcul de la section à la traction , prise comme la plus petite des valeurs suivantes :

3-2-3-1-Résistance plastique de la section brute :

$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0}$$

3-2-3-2-Résistance ultime de la section nette au droit des trous de fixation :

$$N_{u,Rd} = 0,9 \cdot A_{net} \cdot u / \gamma_{M2}$$

$$N_{sd} = 642,80 \text{ KN}$$

$$N_{pl,Rd} = 1448,45 \text{ KN}$$

$$N_{u,Rd} = 1625,18 \text{ KN}$$

$$N_{sd} \leq N_{pl,Rd} \quad , \quad N_{sd} \leq N_{u,Rd} \quad .$$

4-Conclusion:

L'étude sismique a permis de vérifier le comportement de la structure soumise à des charges sismique et qui ont vérifié toutes les conditions de résistance, nous passons au chapitre suivant qui consiste à l'étude des assemblages.

Chapitre 6

Etude des

assemblages

Rapport de stage
Rappor
tuit.com

1-Introduction :

Les assemblages ont pour fonction d'assurer la liaison ou la continuité des composants élémentaires entre eux, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations

2-Fonctionnement des assemblages :

Les principaux modes d'assemblages sont :

2-2-1-Le boulonnage :

Le boulonnage est le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur site, pour le cas, le choix a été porté sur le boulon de haute résistance (HR) il comprend une 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 (6.1): Résistance des boulons.

2-2-2-Le soudage :

Il existe plusieurs procédés dont le soudage à l'arc électrique ou **Le soudage à l'arc à l'électrode enrobée (SAEE)**, soudage manuel ou soudage à la baguette est le plus connu des procédés de soudure. Lorsque l'on approche l'électrode enrobée des pièces à assembler, il se crée un arc électrique qui dégage un fort pouvoir calorifique qui provoque la fusion de l'électrode.

En charpente soudée les assemblages sont plus rigides, cela a pour effet un encastrement partiel des éléments constructifs.

2-2-3-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.

2-2-4-Coefficients partiels de sécurité :

- ❖ Résistance des boulons au cisaillement : $\gamma_{MB} = 1,25$
- ❖ -Résistance des boulons à traction : $\gamma_{MB} = 1,50$

2-2-5-Coefficient de frottement :

Un bon assemblage par boulons HR exige que des précautions élémentaires soient prises, notamment dans :

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.

- ❖ $\mu = 0,50$ pour les surfaces de la classe A.
- ❖ $\mu = 0,40$ pour les surfaces de la classe B.

- ❖ $\mu = 0.30$ pour les surfaces de la classe C.
- ❖ $\mu = 0,20$ pour les surfaces de la classe D.

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 .

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 transmettent uniquement les efforts normaux et les tranchants.
- Les assemblages rigides qui transmettent en outre les divers moments

4-Calculs des assemblages :

4-1-Assemblage poteau-poutre du plancher terrasse :

L'assemblage est réalisé avec une platine d'extrémité entre un poteau HEA300 et une poutre IPE400.

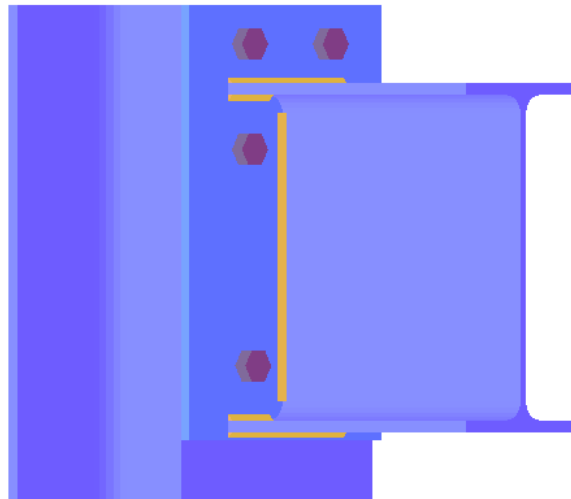


Figure (6.1): Assemblage poteau-poutre.

4-1-1-Détermination des efforts dans les boulons :

Les charges appliquées sur la poutre sont :

$$N_{sd}=295,82 \text{ KN}$$

$$M_{sd}=21,25 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd}=33,91 \text{ KN}$$

$$N_i = \frac{M \cdot d_i}{\sum d_i^2}$$

$$\sum d_i^2 = 2960 \text{ cm}^2$$

$$N_1 = 21,25 * \frac{0,440}{2960} = 31,58 \text{ KN}$$

$$N_2 = 21,25 * \frac{0,320}{2960} = 23,43 \text{ KN}$$

Il faut que N_1 soit inférieur à $n f_p$

$$\text{Avec } f_p = 0,7 f_{ub} \cdot A_s$$

$$\text{Donc : } A_s = N_1 / 0,7 f_{ub} \cdot n$$

$$A_s \geq 124,22 \text{ mm}^2 \text{ on prend un boulon de diamètre } d=24\text{mm} \text{ soit } A_s=353\text{mm}^2$$

$$N_1 \leq f_p \rightarrow 31,58 \leq 494,2 \text{ KN} \rightarrow \text{CV.}$$

4-1-2-cordon de soudure :

La poutre est assemblée à la platine par un cordon de soudure d'épaisseur de 8 mm

$$L_1 = b - 2a = 180 - 2 \times 8 = 164 \text{ mm}$$

$$L_2 = \frac{b - t_w}{2} - a = \frac{180 - 8,6}{2} - 8 = 77,7 \text{ mm}$$

$$L_3 = h - 2t_f - 2a = 400 - 2 \times 13,5 - 16 = 357 \text{ mm}$$

$$\sum L = 598,7 \text{ mm}$$

4-1-3-Cordon des semelles:

Il faut vérifier:

$$\sqrt{3} \left[\frac{Nsd}{\sum L x a} + \frac{Msdx h}{h^2 x L_1 x a + 2(h - 2t_f)^2 x L_2 x a} \right] \leq \frac{f_u}{b_w x \gamma_{Mw}}$$

$$\sqrt{3} \left[\frac{295,82}{598,7 \times 8} + \frac{21,25 \times 400}{400^2 \times 164 \times 8 + 2(400 - 2 \times 13,5)^2 \times 77,7 \times 8} \right] = 0,10 \text{ KN/mm}^2 = 1 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{f_u}{B_w x \gamma_{Mw}} \Rightarrow \frac{360}{0,8 \times 1,25} = 360 \text{ N/mm}^2$$

$$\sqrt{3} \left[\frac{Nsd}{\sum L x a} + \frac{Msdx h}{h^2 x L_1 x a + 2(h - 2t_f)^2 x L_2 x a} \right] \leq \frac{f_u}{b_w x \gamma_{Mw}} \Rightarrow \text{C.V}$$

4-1-4-Cordon de l'âme:

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3\tau_{//}^2} \leq \frac{f_u}{b_w x \gamma_{Mw}} \Rightarrow \sqrt{\frac{Nsd^2}{\sum L x a} + 3 \frac{Vsd^2}{2L_3 x a}}$$

$$\Rightarrow \sqrt{\frac{295,82^2}{598,7 \times 8} + 3 \frac{33,95^2}{2 \times 357 \times 8}} = 4,34 \text{ KN/mm}^2$$

$$\frac{f_u}{B_w x \gamma_{Mw}} \Rightarrow \frac{360}{0,8 \times 1,25} = 360 \text{ N/mm}^2$$

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3\tau_{//}^2} \leq \frac{f_u}{b_w x \gamma_{Mw}} \Rightarrow \text{C.N.V}$$

On augmente l'épaisseur de la soudure à 12mm, et on obtient $354 \text{ N/mm}^2 \leq 360 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{C.V.}$

4-1-5-Epaisseur de la platine :

L'épaisseur de la platine est déterminée par la formule suivant :

$$t \geq \frac{N}{375 \left(\frac{t_a}{c_a} + \frac{t_s}{2c_s} \right)} \text{ la platine est assemblée a la traverse par une soudure d'épaisseur de 8 mm}$$

$$t_a = (180 - 8,6)/2 = 85,7 \text{ mm}$$

$$c_a = t_a - a\sqrt{2} = 74,38 \text{ mm}$$

$$t_s = 80 \text{ mm} \Rightarrow c_s = t_s - a\sqrt{2} = 80 - 8\sqrt{2} = 68,69 \text{ mm}$$

$$t \geq \frac{295,82}{375 \left(\frac{85,7}{74,38} + \frac{80}{2 \times 68,69} \right)} = 20,75 \text{ mm}$$

On prend $t = 25 \text{ mm}$

4-1-6-Moment résistant effectif d'un assemblage :

$$M_R = \frac{N_1 \cdot \Sigma d_i^2}{d_1}$$

$$M_R = 328,72 \text{ KN.m}$$

4-1-7-Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :

$$V_t = V/n$$

$$V_t = 33,91/6 = 5,65 \text{ KN}$$

Il faut que : $V_t \leq F_s$

$$\text{Avec : } F_s = K_s \cdot m \cdot \mu \cdot F_p / \gamma_{Ms}$$

$$F_s = 59,28 \text{ KN}$$

$$V_t \leq F_s \rightarrow \text{CV.}$$

4-1-8-Résistance de l'âme du poteau a la traction :

Il faut que : $F_v \leq F_t$

Avec :

$$F_t = 0,9 f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{mb} = 211,8 \text{ KN}$$

$$F_v = M/h - t_f = 76,99 \text{ KN}$$

$$F_v \leq F_t \rightarrow \text{CV.}$$

4-1-9-Résistance de l'âme du Poteau au cisaillement:

Il faut que : $F_v < V_r$

Avec :

$$V_r = 0,58 \cdot f_y \cdot h \cdot t_w / \gamma_{m0} = 335,97 \text{ KN}$$

$$F_v = M/h - t_f = 76,99 \text{ KN}$$

$$F_v < V_r \rightarrow \text{CV.}$$

4-1-10-Résistance de l'âme du poteau en compression :

$$b_{\text{eff}} = t_f + 2t_p + 5(t_f + r) = 13,5 + 2(25) + 5(14 + 27) = 283,5 \text{ mm}$$

$$\sigma_n = V/A + M \cdot V/I = 5,65/112,5 \cdot 10^{-4} + 21,25/1826 \cdot 10^{-6} = 17,58 \text{ MPa}$$

$\sigma_n < f_y \rightarrow$ ne nécessite pas de raidissage.

4-1-11-Conclusion :

L'assemblage constitué de deux files de trois boulons M24 de classe 10.9, vérifient les conditions de résistance.

4-2-Assemblage poteau-poutre du plancher courant :

L'assemblage est réalisé avec une platine d'extrémité entre un poteau HEA300 et une poutre IPE450.

4-2-1-Détermination des efforts dans les boulons :

Les charges appliquées sur la poutre sont :

$$N_{sd} = 764,65 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 88,46 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd} = 63,32 \text{ KN}$$

$$N_i = \frac{M \cdot d_i}{\Sigma d_i^2}$$

$$\Sigma d_i^2 = 3656 \text{ cm}^2$$

$$N_1 = 88,46 * \frac{0,500}{3856} = 114,70 \text{ KN}$$

$$N_2 = 88,46 * \frac{0,340}{3856} = 77,99 \text{ KN}$$

Il faut que N_1 soit inférieur à $n f_p$

Avec $f_p = 0,7 f_{ub} \cdot A_s$

Donc : $A_s = N_1 / 0,7 f_{ub} \cdot n$

$A_s \geq 124,22 \text{ mm}^2$ on prend un boulon de diamètre $d=24\text{mm}$ soit $A_s=353\text{mm}^2$

$114,70 \leq 494,2 \text{ KN} \rightarrow \text{CV.}$

4-2-2-Moment résistant effectif d'un assemblage :

$$M_R = \frac{N_1 \cdot \sum d_i^2}{d_1}$$

$$M_R = 328,72 \text{ KN.m}$$

4-2-3-Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :

$$V_t = V/n$$

$$V_t = 63,32/6 = 10,55 \text{ KN}$$

Il faut que : $V_t \leq F_s$

Avec: $F_s = K_s \cdot m \cdot \mu \cdot F_p / \gamma_{Ms}$

$$F_s = 59,28 \text{ KN}$$

$V_t \leq F_s \rightarrow \text{CV.}$

4-2-4-Résistance de l'âme du poteau a la traction :

Il faut que : $F_v \leq F_t$

Avec :

$$F_t = 0,9 f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{mb} = 211,8 \text{ KN}$$

$$F_v = M/h - t_f = 203,16 \text{ KN}$$

$F_v \leq F_t \rightarrow \text{CV.}$

4-2-5-Résistance de l'âme du Poteau au cisaillement:

Il faut que : $F_v < V_r$

Avec :

$$V_r = 0,58 \cdot f_y \cdot h \cdot t_w / \gamma_{m0} = 461,23 \text{ KN}$$

$$F_v = M/h - t_f = 203,16 \text{ KN}$$

$F_v < V_r \rightarrow \text{CV.}$

4-2-6-Résistance de l'âme du poteau en compression :

$$b_{\text{eff}} = t_{fp} + 2t_p + 5(t_f + r) = 14,6 + 2(25) + 5(14 + 27) = 269,6 \text{ mm}$$

$$\sigma_n = V/A + M \cdot V/I = 10,55/112,5 \cdot 10^{-4} + 88,46/1826 \cdot 10^{-6} = 49,38 \text{ MPa}$$

$\sigma_n < f_y \rightarrow$ ne nécessite pas de raidissage.

4-2-7-Conclusion :

L'assemblage constitué de deux files de trois boulons M24 de classe 10.9, vérifient les conditions de résistance.

4-3-Assemblage poteau-sablière du plancher terrasse :

L'assemblage se fait de la même manière que pour les poutres et nous obtenons les résultats suivant :

4-3-1-Détermination des efforts dans les boulons :

Les charges appliquées sur la poutre sont :

$$N_{sd} = 359,76 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 18,80 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd} = 7,90 \text{ KN}$$

$$N_i = \frac{M \cdot d_i}{\sum d_i^2}$$

$$\sum d_i^2 = 376,36 \text{ cm}^2$$

$$N_1 = 18,80 * \frac{0,194}{376,36} = 96,48 \text{ KN}$$

Il faut que N_1 soit inférieur à $n f_p$

$$\text{Avec } f_p = 0,7 f_{ub} \cdot A_s$$

$$\text{Donc : } A_s = N_1 / 0,7 f_{ub} \cdot n$$

$$A_s \geq 68,9 \text{ mm}^2 \text{ on prend un boulon de diamètre } d=16\text{mm soit } A_s=157\text{mm}^2$$

$$96,48 \leq 219,8 \text{ KN} \rightarrow \text{CV.}$$

4-3-2-Moment résistant effectif d'un assemblage :

$$M_R = \frac{N_1 \cdot \sum d_i^2}{d_1}$$

$$M_R = 42,82 \text{ KN.m}$$

4-3-3-Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :

$$V_t = V/n$$

$$V_t = 7,90/4 = 1,97 \text{ KN}$$

Il faut que : $V_t \leq F_s$

$$\text{Avec : } F_s = K_s \cdot m \cdot \mu \cdot F_p / \gamma_{Ms}$$

$$F_s = 52,75 \text{ KN}$$

$$V_t \leq F_s \rightarrow \text{CV.}$$

4-3-4-Résistance de l'âme du poteau a la traction :

Il faut que : $F_v \leq F_t$

Avec :

$$F_t = 0,9 f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{mb} = 113,04 \text{ KN}$$

$$F_v = M/h \cdot t_f = 86,23 \text{ KN}$$

$$F_v \leq F_t \rightarrow \text{CV.}$$

4-3-5-Résistance de l'âme du Poteau au cisaillement:

Il faut que : $F_v < V_r$

Avec :

$$V_r = 0,58 \cdot f_y \cdot h \cdot t_w / \gamma_{m0} = 204,45 \text{ KN}$$

$$F_v = M/h \cdot t_f = 86,23 \text{ KN}$$

$$F_v < V_r \rightarrow \text{CV.}$$

4-3-6-Résistance de l'âme du poteau en compression :

$$b_{\text{eff}} = t_{fp} + 2t_p + 5(t_r + r) = 14,6 + 2(25) + 5(12 + 27) = 259,6 \text{ mm}$$

$$\sigma_n = V/A + M \cdot V/I = 1,97/112,5 \cdot 10^{-4} + 18,80/1826 \cdot 10^{-6} = 10,47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_n < f_y \rightarrow \text{ne nécessite pas de raidissage.}$$

4-3-7-Conclusion :

L'assemblage constitué de deux files de deux boulons M16 de classe 10.9, vérifient les conditions de résistance.

4-4-Assemblage poteau-sablère du plancher courant :

L'assemblage se fait de la même manière que pour les poutres et nous obtenons les résultats suivant :

4-4-1-Détermination des efforts dans les boulons :

Les charges appliquées sur la poutre sont :

$$N_{sd} = 788,14 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 77,78 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd} = 32,54 \text{ KN}$$

$$N_i = \frac{M \cdot d_i}{\sum d_i^2}$$

$$\sum d_i^2 = 1107,81 \text{ cm}^2$$

$$N_1 = 77,78 * \frac{0,275}{1107,81} = 193,27 \text{ KN}$$

Il faut que N_1 soit inférieur à $n f_p$

$$\text{Avec } f_p = 0,7 f_{ub} \cdot A_s$$

$$\text{Donc : } A_s = N_1 / 0,7 f_{ub} \cdot n$$

$$A_s \geq 138,05 \text{ mm}^2 \text{ on prend un boulon de diamètre } d=16\text{mm soit } A_s = 157\text{mm}^2$$

$$193,27 \leq 219,8 \text{ KN} \rightarrow \text{CV.}$$

4-4-2-Moment résistant effectif d'un assemblage :

$$M_R = \frac{N_1 \cdot \sum d_i^2}{d_1}$$

$$M_R = 88,54 \text{ KN.m}$$

4-4-3-Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :

$$V_t = V/n$$

$$V_t = 32,54/4 = 8,13 \text{ KN}$$

Il faut que : $V_t \leq F_s$

$$\text{Avec : } F_s = K_s \cdot m \cdot \mu \cdot F_p / \gamma_{Ms}$$

$$F_s = 26,37 \text{ KN}$$

$$V_t \leq F_s \rightarrow \text{CV.}$$

4-4-4-Résistance de l'âme du poteau a la traction :

Il faut que : $F_v \leq F_t$

Avec :

$$F_t = 0,9 f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{mb} = 113,4 \text{ KN}$$

$$F_v = M/h - t_f = 32,79 \text{ KN}$$

$$F_v \leq F_t \rightarrow \text{CV.}$$

4-4-5-Résistance de l'âme du Poteau au cisaillement:

Il faut que : $F_v < V_r$

Avec :

$$V_r = 0,58 \cdot f_y \cdot h \cdot t_w / \gamma_{m0} = 370,38 \text{ KN}$$

$$F_v = M/h - t_f = 327,49 \text{ KN}$$

$$F_v < V_r \rightarrow \text{CV.}$$

4-4-6-Résistance de l'âme du poteau en compression :

$$b_{eff} = t_{fp} + 2t_p + 5(t_f + r) = 14,6 + 2(25) + 5(12,5 + 27) = 262,1 \text{ mm}$$

$$\sigma_n = V/A + M \cdot V/I = 1,97/112,5 \cdot 10^{-4} + 18,80/1826 \cdot 10^{-6} = 43,50 \text{ MPa}$$

$\sigma_n < f_y \rightarrow$ ne nécessite pas de raidissage.

4-4-7-Conclusion :

L'assemblage constitué de deux files de trois boulons M16 de classe 10.9, vérifient les conditions de résistance.

4-5-Assembles des contreventements :

L'assemblage se fait au moyen de gousset de 10mm d'épaisseur et de boulons M20 de classe 10.9.

Les charges appliquées sont :

$$N_{sd} = 305,77 \text{ KN}$$

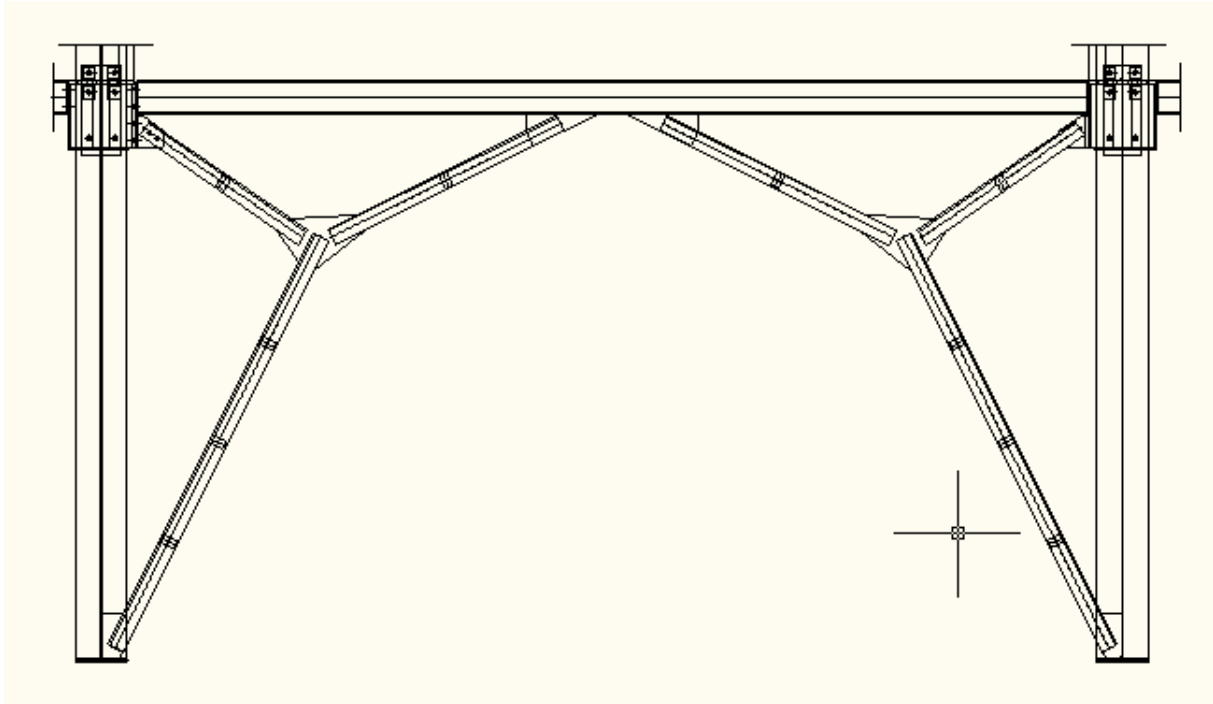


Figure (6.2): Assemblages des contreventements.

4-5-1-Effort de Résistance de la barre 2*L100*10 au droit des trous Ø 22 :

$$N_u = 0,9 \frac{A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = 0,9 \frac{34.23,5}{1,25} = 575,3 \text{ kN} > 305,77 \text{ kN}$$

4-5-2-Résistance de l'assemblage par 3 Boulons H.R Ø 20 classe 10.9 :

$$F_v = 0,5 \frac{f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{MB}} = 122,5 \text{ KN}$$

$$n=3 \text{ boulons} \rightarrow F=367,5 > 305,77 \text{ kN}$$

4-5-3-Vérification de la pression diamétrale :

$$F_B = 2,5 \cdot \frac{\alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{MB}} = 2,5 \cdot \frac{360 \cdot 10^{-3} \cdot 22 \cdot 10}{1,25} = 158,4 \text{ kN}$$

$$\text{Pour un boulon : } F_1 = \frac{305,77}{3} = 101,9 < F_B$$

4-6-Assemblage poutre-solive du plancher terrasse :

Les solives IPE270 sont assemblées aux poutres IPE400 par double cornières L80*80*8 et quatre boulons M16 de classe 10.9.

Les efforts sont :

$$N_{sd} = 28,6 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 49,68 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd} = 33,24 \text{ KN}$$

4-6-1-Disposition des boulons :

$$p_1 = 2,2d_0 = 2,2(18) = 39,6\text{mm on prend } p_1 = 140\text{mm}$$

$$e_1 = 1,2 d_0 = 21,6\text{mm on prend } e_1 = 30\text{mm}$$

$$e_2 = 1,5d_0 = 27\text{mm on prend } e_1 = 40\text{mm}$$

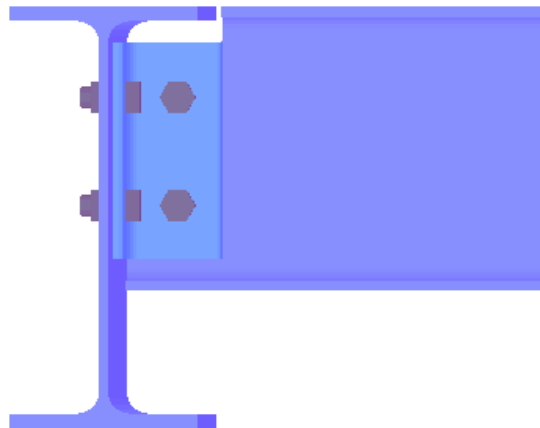


Figure (6.3): Assemblage poutre-solive.

4-6-2-Vérification des boulons au cisaillement :

Ces boulons doivent reprendre l'effort tranchant V_{sd} ainsi que le moment local d'excentrement : $M_e = V_{sd} \times e$. L'effort maximal résultant $F_{r,sd}$ repris par chaque boulon est donné par la relation :

$$F_{r,sd} = \sqrt{F_{v,sd}^2 + F_{h,sd}^2}$$

$$\text{Avec: } F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} ; F_{h,sd} = \frac{V_{sd} \times e}{d_e} \text{ (pour } n = 2\text{).}$$

V_{sd} : effort tranchant vertical ;

$F_{r,sd}$: effort de cisaillement résultant de calcul par boulon ;

$F_{h,sd}$: effort de cisaillement horizontal par boulon dû au moment local d'excentrement ;

$F_{v,sd}$: effort de cisaillement vertical par boulon ;

d_e : distance séparant les rangées extrêmes des boulons ;

n : nombre des boulons ;

e : distance entre l'axe d'un trou et l'âme de la solive.

$$F_{v,sd} = V_{sd}/n = 33,24/2 = 16,62 \text{ KN}$$

$$F_{h,sd} = V_{sd} \cdot e/d_e = 33,24 \cdot 40/50 = 26,59 \text{ KN}$$

$$F_{r,sd} = 31,35 \text{ KN}$$

Comme les boulons travaillent au cisaillement, l'effort maximal résultant doit vérifier :

$$F_{r,sd} \leq 2F_{v,Rd}$$

$F_{v,Rd}$: résistance de calcul de cisaillement par boulon :

$$F_{v,Rd} = 0,5 \cdot f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{Mb} = 0,5 \cdot 1000 \cdot 157 / 1,25 = 62,8 \text{ KN}$$

Donc : $31,35 < 125,6 \rightarrow \text{CV}$.

4-6-3-Vérification des cornières à la pression diamétrale :

$$\frac{F_{v,sd}}{2} < F_{Rd}$$

$F_{b,Rd}$: résistance de calcul à la pression diamétrale par boulon ;

$F_{v,sd}$: effort de cisaillement de calcul par boulon ;

f_u : La résistance à la traction des cornières.

$$f_u = 36 \text{ daN/mm}^2, \gamma_{Mb} = 1.25, d = 16 \text{ mm}, d_0 = 18 \text{ mm},$$

L'épaisseur de l'âme de la poutre est $t = 8,6 \text{ mm}$.

$$\alpha = \text{Min}\left(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right) \rightarrow \alpha = 0,55$$

$$F_{b,Rd} = 2,5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{Mb} = 2,5 \cdot 0,55 \cdot 360 \cdot 10^{-3} \cdot 16 \cdot 8,6 / 1,25 = 50,68 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd}/2 = 33,24/2 = 16,62 \text{ KN} < F_{b,Rd} = 50,68 \text{ KN} \rightarrow \text{CV}$$

4-6-4-Vérification de la solive (IPE270) à la pression diamétrale :

On doit vérifier que :

$$F_{Vsd} < F_{b,Rd}$$

$F_{b,Rd}$: résistance de calcul à la pression diamétrale par boulon ;

F_{Vsd} : effort de cisaillement vertical par boulon ;

f_u : La résistance à la traction de la poutre.

$$f_u = 36 \text{ daN/mm}^2, \gamma_{Mb} = 1.25, d = 16 \text{ mm}, d_0 = 18 \text{ mm},$$

L'épaisseur de l'âme de la poutre est $t = 6,6 \text{ mm}$.

$$\alpha = \text{Min}\left(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right) \rightarrow \alpha = 0,55$$

$$F_{b,Rd} = 2,5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{Mb} = 2,5 \cdot 0,55 \cdot 360 \cdot 10^{-3} \cdot 16 \cdot 6,6 / 1,25 = 41,81 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd}/2 = 33,24/2 = 16,62 \text{ KN} < F_{b,Rd} = 41,81 \text{ KN} \rightarrow \text{CV}$$

4-7-Assemblage poutre-solive du plancher courant :

Les solives IPE300 sont assemblées aux poutres IPE450 par double cornières L80*80*8 et quatre boulons M16 de classe 10.9.

Les efforts sont :

$$N_{sd} = 30,45 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 54,54 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd} = 36,36 \text{ KN}$$

4-7-1-Disposition des boulons :

$$p_1 = 2,2d_0 = 2,2(18) = 39,6 \text{ mm on prend } p_1 = 170 \text{ mm}$$

$$e_1 = 1,2 d_0 = 21,6 \text{ mm on prend } e_1 = 30 \text{ mm}$$

$$e_2 = 1,5d_0 = 27 \text{ mm on prend } e_1 = 40 \text{ mm}$$

4-7-2-Vérification des boulons au cisaillement :

$$F_{v,sd} = V_{sd}/n = 36,36/2 = 18,18 \text{ KN}$$

$$F_{h,sd} = V_{sd}.e/d_e = 36,36.40/50 = 29,08 \text{ KN}$$

$$F_{r,sd} = 34,29 \text{ KN}$$

Comme les boulons travaillent au cisaillement, l'effort maximal résultant doit vérifier :

$$F_{r,sd} \leq 2F_{v,Rd}$$

$F_{v,Rd}$: résistance de calcul de cisaillement par boulon :

$$F_{v,Rd} = 0,5.f_{ub}.A_s/\gamma_{Mb} = 0,5.1000.157/1,25 = 62,8 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } 34,29 < 125,6 \rightarrow \text{CV.}$$

4-7-3-Vérification des cornières à la pression diamétrale :

$$\frac{F_{v,sd}}{2} < F_{Rd}$$

L'épaisseur de l'âme de la poutre est $t = 8 \text{ mm}$.

$$F_{b,Rd} = 2,5. \alpha.f_u.d.t/\gamma_{Mb} = 2,5.0,55.360.10^{-3}.16.9,4/1,25 = 59,55 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd}/2 = 18,18 \text{ KN} < F_{b,Rd} = 59,55 \text{ KN} \rightarrow \text{CV.}$$

4-7-4-Vérification de la solive (IPE300) à la pression diamétrale :

L'épaisseur de l'âme de la poutre est $t = 7,1 \text{ mm}$.

$$F_{b,Rd} = 2,5. \alpha.f_u.d.t/\gamma_{Mb} = 2,5.0,55.360.10^{-3}.16.7,1/1,25 = 44,98 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd}/2 = 18,18 \text{ KN} < F_{b,Rd} = 44,98 \text{ KN} \rightarrow \text{CV.}$$

5-Conclusion :

Après conception et vérification des assemblages nous passons à un autre assemblage qui est la liaison de la structure avec le sol, que nous allons étudier dans le chapitre suivant.

Chapitre 7

Etude des fondations

1-Introduction :

Une fondation se définit comme un élément architectural d'un bâtiment qui assure la transmission et la répartition des charges de cet ouvrage dans le sol (poids propre du bâtiment, forces climatiques et surcharges liées à son utilisation), le constructeur choisira une solution du type fondation superficielle, semi-profonde ou profonde, qui diffèrent par leur géométrie et leur fonctionnement.

2-Documents utilisés :

Les documents utilisés pour le calcul et le dimensionnement de cette structure sont :

- ❖ Calcul des ouvrages en béton armé (Règles C.B.A.93 R.P.A 2003)
- ❖ Cours de béton armé BEAL 91.

3-Hypothèses de calcul :

D'après le rapport géotechnique effectué par le laboratoire des travaux publics de l'Ouest (L.T.P.O) ; σ_{sol} est estimée à 1.50 bars.

4-Characteristiques des matériaux :

4-1-Béton :

Résistance caractéristique de calcul $f_{c28} = 25\text{MPa}$.

a)- Sollicitations sous actions normales :

$$\sigma_b = 0.85 \times f_{c28} / \gamma_b = 0.85 \times 25 / 1.5 = 14.16 \text{ Mpa.}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ Mpa.}$$

b)- Etat limite de service :

$$\sigma_b = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

c)- Sollicitations sous actions accidentelles :

$$\sigma_b = 0.85 \times f_{c28} / \gamma_b = 0.85 \times 25 / 1.15 = 18.48 \text{ MPa.}$$

4-2-Acier :

-Acier H.A.:

Sollicitations sous actions normales :

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ MPa.}$$

Etat limite de service :

$$\sigma_s = 2/3 f_e = 2/3 \times 400 = 267 \text{ MPa.}$$

Sollicitations sous actions accidentelles :

$$\sigma_s = 400 \text{ MPa.}$$

-Acier doux:

Sollicitations sous actions normales :

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s = 235 / 1.15 = 204 \text{ MPa.}$$

Etat limite de service :

$$\sigma_s = 2/3 f_e = 2/3 \times 235 = 154 \text{ MPa.}$$

Sollicitations sous actions accidentelles :

$$\sigma_s = 235 \text{ MPa.}$$

5-les charges à considérer :

La majoration des charges n'intervient pas dans le calcul des dimensions de la fondation qui sont déterminées à l'état limite de service. Le dimensionnement vis-à-vis de leur comportement mécanique (ferraillage) s'effectue à l'état limite de service.

5-1-Combinaisons à considérer sont :

ELS, G+Q+E, 0,8G±E .

L'étude de la structure a été établie avec le logiciel SAP V14.2 selon la note de calcul de charpente métallique.

5-2-Choix du type de fondation :

Le sol ayant une contrainte moyenne admissible =1.5bars et les charges appliquées sur le sol n'étant pas très importantes ; il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Des semelles isolées
- Des semelles filantes

6-Calcul des fondations :**6-1-les semelles isolées :****6-1-1-Pré dimensionnement :**

	Fx max(KN)	Fy max(KN)	Fz max(KN)
ELS	8,5	477,73	5,9
ELU	346,46	1547,59	6,1

Tableau (7.1): Efforts appliqués aux semelles isolées.

D'après le principe d'homothétique : $a/b = A/B$ avec $a = 60\text{cm}$ et $b = 60\text{ cm}$

$$A.B \geq \frac{P_{ser}}{\sigma_{sol}} = \frac{477730}{0.15} = 3184866,67\text{mm}^2 = 31848,66\text{ cm}^2 \Rightarrow A \geq 178,40\text{cm}$$

On prend : $A = B = 200\text{ cm} = 2\text{ m}$

On utilise des semelles rigides évidées.

$$d \geq \frac{B-b}{4} \rightarrow d \geq \frac{200-60}{4} = 35\text{ cm} . \text{ Avec : } h_t = d + 5 = 35 + 5 = 40\text{ cm}.$$

Avec h_t : hauteur de la semelle.

D'après l'étude de la superstructure ; on prévoit un fût de : $60 \times 60\text{ cm}$.

Largeurs de la semelle	A	200	Cm
	B	200	cm
Hauteur de la semelle	h	40	cm
Largeurs du fût	a	60	cm
	b	60	cm
Hauteur du fût	H	130	cm
Largeur du poteau	l	60	cm

Tableau (7.2): Dimensions de la semelle isolée.

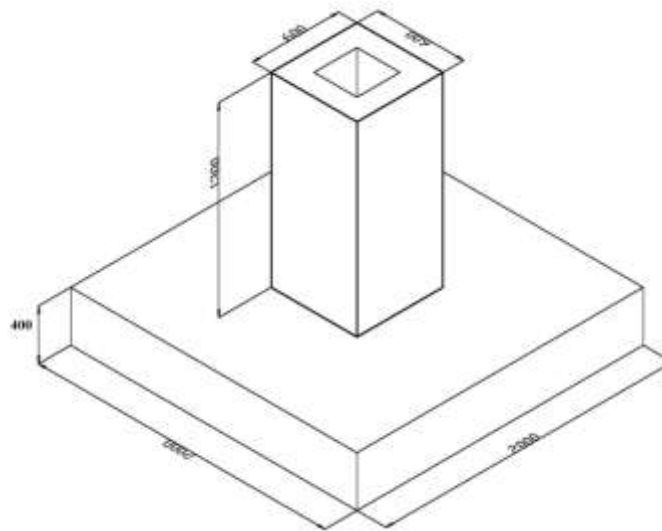


Figure (7.1) : Semelle isolée

6-1-2-Vérification des contraintes :

6-1-3-Descente des charges:

Poids de la semelle : $N_s = 2.00 \times 2.00 \times 0.40 \times 2.5 = 4 \text{ T.}$

Poids du remblai : $N_r = (1.40 \times 1.40 \times 0.90) \times 1.8 = 3,175 \text{ T.}$

Poids du fût : $N_f = 0.60 \times 0.60 \times 1.30 \times 2.5 = 1,17 \text{ T.}$

Poids total: $N_T = 7.845 \text{ T} = 8,345 \text{ T}$

N : effort normal total = $N_T + F_y$

ELS : $N = 83,45 + 477,73 = 486.07 \text{ KN}$

ELU : $N = (1.35 \times 83,45) + 1517,59 = 1630,24 \text{ KN}$

6-1-4-Transmission des efforts horizontaux F_x ; F_z aux moments flechissants :

$M = F \times H$

ELS : $M_x = 8,5 \times 1.30 = 11,05 \text{ KN.m}$

ELS : $M_z = 5,9 \times 1.30 = 7,67 \text{ KN.m}$

ELU : $M_x = 346,79 \times 1.30 = 451,61 \text{ KN.m}$

ELU : $M_z = 6,2 \times 1.30 = 8,06 \text{ KN.m}$

On va calculé l'excentricité 'e' dans les deux sens X et Z :

Sens X :

$$e = \frac{M_x}{N} = \frac{11,05}{486,07} = 0,022\text{m} < B/6 \Rightarrow \frac{1 + (3xe/B)}{AB} \times N \leq \sigma_{sol}$$

$$\Rightarrow 0,125 \leq 0,15 \text{ Mpa} \quad \text{C.V}$$

Sens Z :

$$e = \frac{M_z}{N} = \frac{7,67}{486,07} = 0,015\text{m} < A/6 \Rightarrow \frac{1 + (3xe/A)}{AB} \times N \leq \sigma_{sol}$$

$$\Rightarrow 0,123 \leq 0,15 \text{ Mpa.} \quad \text{C.V}$$

6-1-5-Ferraillage de la semelle isolée :

Sens X :

$$e = 0,022 \text{ m} < \frac{B}{6}$$

$$A_x = P.(1 + 3e/B) \times \left(\frac{B-b}{8,0,9h.fe/\gamma_s} \right) = 2,33 \text{ cm}^2$$

Sens Z :

$$e = 0,015 \text{ m} < \frac{A}{6}$$

$$A_z = P.(1 + 3e/B) \times \left(\frac{A-a}{8,0,9h.fe/\gamma_s} \right) = 2,31 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_x = 10T12 = 11,31 \text{ cm}^2$

$$A_z = 10T12 = 11,31 \text{ cm}^2$$

6-2-Les semelles filantes :

6-2-1-Pré dimensionnement :

	Fx max(KN)	Fy max(KN)	Fz max(KN)
ELS	0,13	683,29	2,89
ELUA	0,17	922,44	3,91

Tableau (7.3): Efforts appliqués aux semelles filantes.

D'après le règlement **BAEL99** la largeur B de la semelle est comme suit :

$$B \geq \frac{N_T}{L \cdot \sigma_{sol}}$$

B : largeur de la semelle.

L : longueur de la semelle ; elle est égale à 4,2m

N_T : effort normal total = $\sum N_i$

S : surface de la semelle $S = \frac{N_T}{\sigma_{sol}} = 9,11 \text{ m}^2$

Donc : $B = 2,2 \text{ m}$.

6-2-2-La hauteur h_t :

La hauteur de la semelle est :

$$h_t = d + 5$$

Pour satisfaire la condition de l'inclinaison de 45° de la bielle moyenne, la hauteur utile vaut :

$$d \geq \frac{B - b}{4} = 40 \text{ cm} \text{ on prend : } d = 30 \text{ cm}$$

$$h_t = d + 5 = 45 \text{ cm}$$

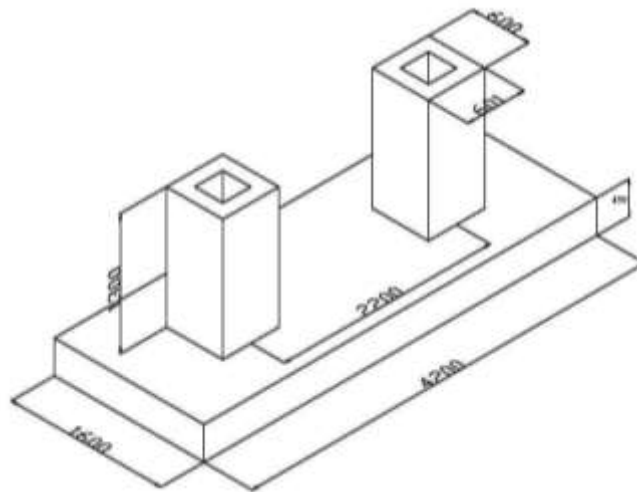


Figure (7.2) : Semelle filante

6-2-3-La hauteur totale h_t doit vérifier les conditions suivantes :

-Condition de rigidité des semelles :

Les semelles filantes ou continues sous poteaux sont soumises à des contraintes linéaires réparties, pour cela elles doivent être suffisamment rigides pour ne pas se comporter comme une poutre sur un sol élastique, on doit alors vérifier la condition suivante vis à vis de la longueur élastique :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \quad \text{Où : } L_e = \left(\frac{4EI}{K_s B} \right)^{1/4}$$

L_{\max} : Longueur max entre les poteaux est égale à 2,2m.

E : Module d'élasticité du béton = $3,21 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$.

K_s : Coefficient de raideur de sol = 400 KN/m^2 .

I : Moment d'inertie de la semelle $I = \frac{B \cdot h_t^3}{12}$.

$$D'où : \quad h_{t \min} \geq \sqrt[3]{\frac{48K.L_{\max}^4}{E.\pi^4}} \Rightarrow h_{t \min} = 5.2cm$$

$$L_e = \left(\frac{4EI}{K_s B} \right)^{1/4} \Rightarrow L_e = 4,96m$$

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \Rightarrow 2.2 \leq \frac{\pi}{2} 4,96 = 5,76m \quad \text{Vérfié.}$$

-Condition de non poinçonnement :

Pour satisfaire la condition de non poinçonnement, la hauteur total h_t doit elle-même satisfaire l'inéquation :

$$\tau = \frac{P}{2h_t} \left[1 - \left(b + \frac{5h_t}{3} \right) / B \right] \leq \tau_{\lim}$$

P : Représente l'effort normal au niveau de poteau le plus sollicité de chaque semelle

$\tau_{\lim} = 0.045 f_{c28} / \gamma_b$: représente la valeur limite de la contrainte de cisaillement.

$$\tau_{\lim} = 0.045 \times 25 / 1,5 = 0.75MPa = 750KN / m^2$$

$$\tau = 293,33 \leq \tau_{\lim} = 750 \quad \text{Vérfié.}$$

6-2-4-Ferraillage des semelles filantes :

Le ferraillage se calcule par la méthode des bielles à l'ELU, nous avons :

$$A_s = \frac{P_u (B - b)}{8d\sigma_{sol}}$$

$$P_u = P_{u1} + P_{u2}$$

P_{u1} l'effort normale au niveau de poteau le plus sollicité de chaque semelle.

$$P_{u1} = \frac{\sum N_u}{L}$$

P_{u2} : poids du remblai et semelle.

$$P_u = P_{u1} + P_{u2} = 439,25 + 159,1 = 598,35 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{P_u (B - b)}{8d\sigma_{sol}} = 19,94cm^2$$

On prend : $A_s = 10T16 = 20,11cm^2$

$$A_r = 6T12/ml = 6,78cm^2$$

$$A_{r,\min} = 2cm^2 \text{ avec un espacement } S_{tr} \geq \max(6\phi + 6; 15cm) \Rightarrow S_{tr} = 15cm$$

6-3-Calcul des ancrages :

6-3-1-Introduction :

L'assemblage d'un pied de poteau sur un massif en béton est réalisé au moyen d'une platine appuyée sur le massif ancré par des tiges d'ancrage.

6-3-2-La platine d'extrémité :

C'est un plat en acier rectangulaire soudé à la base du poteau par un cordon de soudure appliqué sur le pourtour de la section du profilé constituant le poteau. Elle est percée sur sa ligne médiane pour recevoir les extrémités filetées de deux tiges d'ancrages scellés dans la fondation. Sous l'action du serrage des écrous, la platine prend directement appui sur surface de béton de fondation, la platine peut être renforcée par un raidisseur.

6-3-3-les tiges d'ancrage :

Elles sont droites ou courbées à une extrémité, elles sont destinées à s'opposer à un effort très important. L'extrémité recourbée de certaines tiges s'accroche à une barre horizontale, appelée clé d'ancrage, encastrée dans le béton de fondation. L'autre extrémité, celle qui est filetée, traverse la platine sur laquelle elle est boulonnée.

6-3-4-Hypothèse :

La liaison des poteaux à leur extrémité est considérée comme encastré dans les deux sens longitudinal et transversal.

Le béton des poteaux est dosé à 350 kg/m^3 ; $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$

-Choix des cordons de soudures

Poteau HEA300 ($h=290 \text{ mm}$; $b=300 \text{ mm}$; $t_f=14 \text{ mm}$; $t_w=8,5 \text{ mm}$)

Cordon de semelle:

$a_s=0.7t_f=0.7 \times 14=9,8 \text{ mm}$ on prend $a_s=10 \text{ mm}$

- Cordon d'âme:

$a_d=0.7t_w=0.7 \times 8,5=5,95 \text{ mm}$ on prend $a_d=8 \text{ mm}$

-La largeur minimale de la platine h_{pmin} :

$h_{pmin}=2a_s+h_c=2 \times 10+290=310$ on prend $h=320 \text{ mm}$ et $b=330 \text{ mm}$

6-3-5-Calcul d'un Pied de poteau encastré :

On a un poteau HEA300, encastré en pied, soumis à un effort normal pondéré et centré de :

$N=928 \text{ KN}$

$M=109,42 \text{ KN.m}$

$T=247,54 \text{ KN}$

Béton dosé à 350 Kg/m^3 de ciment $\bar{\sigma} = 80 \text{ daN/cm}^2$

6-3-6-Caractéristique des tiges :

$$N_a = 0.1 \left(1 + \frac{7g_c}{1000} \right) \frac{\phi l}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1} \right)^2}$$

g_c : étant le dosage en ciment du béton $= 350 \text{ kg/m}^3$

Φ : diamètre de la tige lisse

L_1 : longueur de la tige lisse $= 20 \Phi$

N : l'effort de soulèvement dû aux efforts sismiques

(Sous $G+Q+1.2E$) $= 190,16 \text{ KN}$

d_1 : distance entre la tige et la paroi la plus proche

Effort admissible par lige $d_1=240 \text{ mm}$

$$N_a = 0.1 \left(1 + \frac{7g_c}{1000} \right) \frac{\phi l}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1} \right)^2} \geq \frac{N}{4}$$

D'où l'on tire $-1153,99\Phi^2 - 1592,52\Phi - 445,33 \geq 0$

Soit $\Phi \geq 19\text{mm}$

On prend des tiges qui ont un diamètre $\phi 20\text{mm}$.

6-3-7- Caractéristiques de la tige :

$$l_1 = 20\phi = 20 \times 20 = 400\text{mm}$$

$$l_2 = 2\phi = 40\text{mm}$$

$$r = 3\phi = 60\text{mm}$$

6-3-8- Vérification :

-Vérification de la contrainte de compression sur la semelle en béton :

Il faut que :

$$\sigma_{na} < f_{c28}$$

$$\sigma_{na} = N/a.b = 928/32 \times 33 = 8,97 \text{ MPa}$$

$$8,97 < 25 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifié.}$$

-Epaisseur de la platine :

$$t_p \geq t_{p,\min} = \frac{c}{\sqrt{f_y / (3f_{jd} \gamma_{M0})}}$$

$$t_{p,\min} = 16,4 \text{ mm}$$

Epaisseur adoptée $t = 20\text{mm}$

-Vérification des tiges d'ancrage :

$$N = 0,1 \left(1 + \frac{7g_c}{1000} \right) \frac{\Phi l}{\left(1 + \frac{\Phi}{d_1} \right)^2} (l + 6,4r + 3,5l_1)$$

$$N_a = 0,1 \left(1 + \frac{7.350}{1000} \right) \frac{20}{\left(1 + \frac{20}{240} \right)^2} (550 + 6,4.60 + 3,5.40)$$

$$T = (-)247,54 \text{ kN}$$

$$N = 63,15 \text{ kN}$$

$$\text{Soit } 4 \times 63,15 = 252,6 \text{ kN} > T = 190,16 \text{ kN.}$$

Donc les tiges d'ancrage résistent à la traction.

6-4- Etude des longrines :

6-4-1- Dimensions de la longrine :

La section est égale à : 30×30 ; on prend $S = 30 \times 40\text{cm}$

La longrine doit être calculée pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = N / \alpha \geq 20 \text{ KN avec :}$$

N : la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

$$\alpha = \text{coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée} = 15$$

$$\text{Donc : } N = 1547,59 \text{ KN} \Rightarrow N / \alpha = 103,17 \text{ KN}$$

$$N_u = \max (F ; F_x ; F_z) = \max (103,17 ; 34,64 ; 6,1) = 103,17 \text{ KN.}$$

$$A_{cal} = N_u / \sigma_s = 103170 / 348 = 219.6 \text{ mm}^2 = 2,96 \text{ cm}^2.$$

$$A_{min} = 30 \times 40 \times f_{t28} / 348 = 7.24 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : $A = 6T14 = 9.23 \text{ cm}^2$.

6-4-2-Les armatures transversales :

$4 \text{ } \varnothing 8$ (cadre + étrier) avec: $St \leq \text{Min} (20\text{cm}; 15 \times 1.2) = \text{min} (20\text{cm}; 18 \text{ cm}) \Rightarrow St = 15 \text{ cm}$

7-Conclusion :

A la fin de ce chapitre, les fondations ont été définies et nous passons à une étape importante dans la construction métallique qui est la protection de la structure contre le feu et la corrosion.

Chapitre 9

Protection de la structure

1-Introduction :

L'acier présente quelques inconvénients parmi lesquels on cite la corrosion et le feu, chaque élément doit subir un traitement spécifique contre ces deux facteurs. Les types de protections diffèrent selon l'usage et l'implantation de l'édifice.

2-La corrosion :

Comme tous les matériaux de construction, l'acier tend à se dégrader superficiellement lorsqu'il est soumis à des milieux corrosifs comme le sol, l'air et plus particulièrement le milieu marin. Les techniques de prévention de la corrosion sont diverses : la protection par peinture ou autre revêtement de surface ou la protection cathodique. Le choix de l'une ou de plusieurs de ces techniques dépend de divers paramètres comme l'agressivité du milieu ambiant, la durée de protection envisagée, les possibilités de mise en œuvre et d'entretien.

2-1-Protection par peinture :

Le traitement de surface par une peinture anticorrosive est une méthode très courante en termes de prévention des ouvrages métalliques (85 % des surfaces protégées), et plus particulièrement en milieu marin. Cette technique présente l'avantage de pouvoir traiter la plupart du temps les éléments en usine avant de les amener sur chantier. On a donc une facilité de mise en œuvre et de ce fait un avantage économique. C'est en grande majorité sur les pieux que ce type de protection est effectué.

2-2-Mise en œuvre :

Les surfaces à peindre doivent être propres, débarrassées de la rouille et de la calamine (ton bleu noir). Les éléments en acier arrivant à l'atelier ou sur site déjà oxydés, on a recours à différentes techniques de décapage : brossage, piquage, martelage ou projection d'abrasifs (grenailage). Le grenailage par sable est la technique la plus couramment utilisée. Les ateliers sont souvent équipés de cabines de grenailage, qui récupèrent le sable en circuit fermé. Sur chantier, cette récupération est une contrainte environnementale assez lourde.

Les travaux de peinture doivent se dérouler à l'abri des poussières et des intempéries, en dehors des périodes de gel et par un ensoleillement modéré en respectant la fiche technique du produit.

3-Le feu :

L'incendie étant très défavorable, car l'acier ne résiste pas aux températures élevées, qui causent la déformation de l'acier et ainsi la ruine de la structure, nous devons protéger la structure et le personnels.

Pour remédier aux problèmes, ils existent plusieurs techniques parmi lesquelles, la peinture intumescente, le flochage (fibreuse et pâteux)...etc.

Pour notre structure la protection choisit et la peinture intumescente plus un dispositif d'alerte anti incendie.

3-1-La peinture intumescente :

La peinture intumescente est une solution esthétique puisqu'elle propose une finition avec un vaste choix de couleurs et simple à mettre en œuvre. Elle permet d'améliorer la réaction au feu des matériaux employés dans des ouvrages neufs comme sur les chantiers de rénovation. C'est

une peinture qui gonfle sous l'action de la chaleur pour former une mousse microporeuse isolante appelée « meringue ». Elle protège les supports des flammes, limite la propagation de l'incendie et retarde l'élévation de la température des matériaux. Elle permet à la construction de supporter ses charges durant toute la période de résistance au feu exigée.

Les peintures intumescentes sont en phase aqueuse ou à base solvant et peuvent être appliquées par projection, à la brosse ou au rouleau. Les peintures intumescentes réagissent aux températures de 270 °C à 300 °C en gonflant d'environ 20 fois leur épaisseur appliquée. Elle peut se composer de trois couches : une couche anticorrosion, une couche de produit chimique intumescent et une couche de protection externe et de finition. La mise en œuvre d'un produit améliorant le comportement au feu d'un matériau constitue un acte de sécurité. L'application du complexe doit être réalisée avec le plus grand soin, soit au pistolet qui est préférable pour des questions esthétiques, soit au rouleau. La peinture intumescente garantit de 30 à 120 minutes de stabilité au feu.

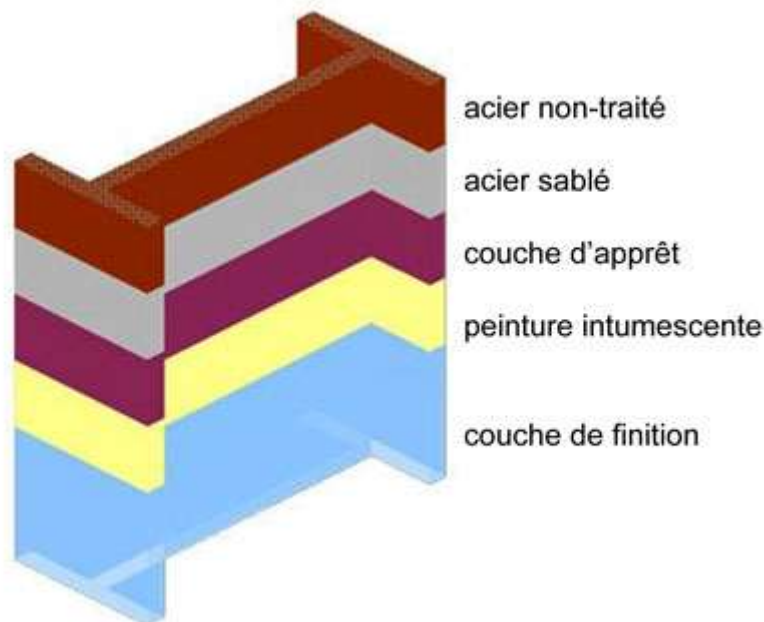


Figure (8.2) : Couche de protection d'un profilé

3-2-L'alarme anti-incendie :

Afin qu'un incendie ne puisse pas se propager rapidement et pour la sécurité des occupants, l'installation d'une alarme anti-incendie reliée à des détecteurs de fumée est très importante. Cette alarme permet d'évacuer rapidement et d'intervenir le plus tôt possible.

4-Conclusion :

A présent la structure est prête à entrer dans une nouvelle phase qui est l'exploitation.

Conclusion

Notre projet consiste à dimensionner un bâtiment en charpente métallique d'une forme rectangulaire simple constituée d'un rez-de-chaussée et trois niveaux supérieurs.

La structure a été dimensionnée selon le règlement CCM97, tout en essayant de choisir les profilés adéquats afin que la structure soit la plus légère et la plus stable possible vis-à-vis des sollicitations les plus extrêmes auxquelles elle sera soumise, citons le vent et le séisme dont les effets sont dévastateurs sur une structure.

De ce projet, je me suis familiarisé avec les différents règlements et lois en vigueur vis-à-vis de l'étude d'une structure métallique, le perfectionnement de mes connaissances en matière de conception, de dimensionnement, l'application des connaissances théoriques acquises lors de la formation ainsi que l'utilisation des logiciels de CAO et DAO.

Aucun ouvrage fait de main d'homme ne peut prétendre à la perfection. Nous avons donc conscience des imperfections de notre travail. Que nos lecteurs ne nous en tiennent pas rigueur mais qu'ils fassent preuve d'indulgence. Les recherches ultérieures et les contributions d'autres chercheurs veilleront à parfaire le contenu de ce modeste travail.

Annexes

❖ **Vérification du déversement pour : IPE450**

$$M_{b,rd} = \chi_{lt} \cdot \beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

$$\beta_w = 1 \text{ section de classe 1}$$

χ_{lt} Est le facteur de réduction pour le déversement.

$$\bar{\lambda} = \bar{\lambda}_{lt}$$

$$\chi = \chi_{lt}$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = [\lambda_{lt} / \lambda_1] \sqrt{\beta_w}$$

$$\lambda_{lt} = L \cdot \left[\frac{W_{pl,y}^2}{I_z I_w} \right]^{0,25} / C_1^{0,5} \left[\frac{L^2 G I_t}{\pi^2 E I_w} \right]$$

C_1 : facteur dépendant des conditions de charges et d'encastrement.

$$G = E/2(1+\nu) = 8,08 \cdot 10^4 \text{ N/cm}^2$$

I_t : Moment d'inertie de torsion.

I_w : Moment d'inertie de gauchissement.

I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie.

$$\lambda_1 = 93,9\varepsilon$$

$$\bar{\varphi} = 0,5[1 + \alpha_{lt}(\bar{\lambda}_{lt} - 0,2)\bar{\lambda}_{lt}^2]$$

$$\alpha_{lt} = 0,21$$

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\varphi_{lt} + [\varphi_{lt}^2 - \bar{\lambda}_{lt}^2]^{0,5}}$$

Donc :

$$M_{b,rd} = 543,78 \text{ KN.m}$$

Avec :

$$M_{y,sd} = 320,98 \text{ KN.m}$$

$$M_{b,rd} > M_{y,sd} \rightarrow \text{CV.}$$

❖ **Vérification du déversement pour : IPE400**

$$M_{b,rd} = 545,92 \text{ KN.m}$$

$$M_{y,sd} = 265,62 \text{ KN.m}$$

$$M_{b,rd} > M_{y,sd} \rightarrow \text{CV}$$

❖ **Vérification du déversement pour : IPE270**

$$M_{b,rd} = 617,6 \text{ KN.m}$$

$$M_{y,sd} = 86,26 \text{ KN.m}$$

$$M_{b,rd} > M_{y,sd} \rightarrow \text{CV.}$$

❖ **Vérification du déversement pour : IPE300**

$$M_{b,rd} = 584,79 \text{ KN.m}$$

$$M_{y,sd} = 109,08 \text{ KN.m}$$

$$M_{b,rd} > M_{y,sd} \rightarrow \text{CV.}$$

❖ **Vérification du déversement pour : HEA240**

$$M_{b,rd} = 248,45 \text{ KN.m}$$

$$M_{y,sd} = 130,27 \text{ KN.m}$$

$$M_{b,rd} > M_{y,sd} \rightarrow \text{CV.}$$

❖ **Vérification du déversement pour : HEA260**

$$M_{b,rd} = 218,64 \text{ KN.m}$$

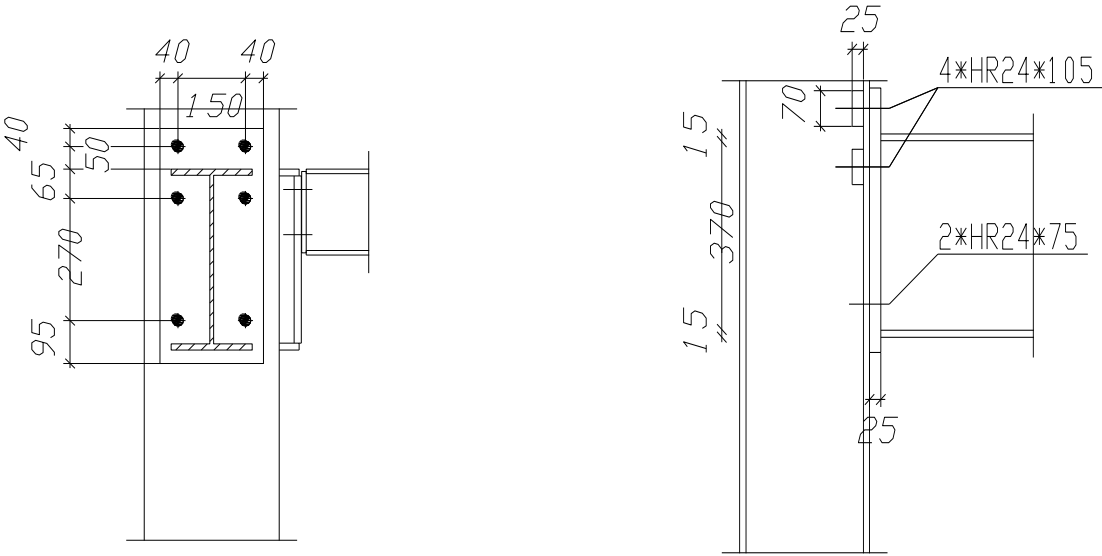
$$M_{y,sd} = 165,94 \text{ KN.m}$$

$$M_{b,rd} > M_{y,sd} \rightarrow \text{CV.}$$

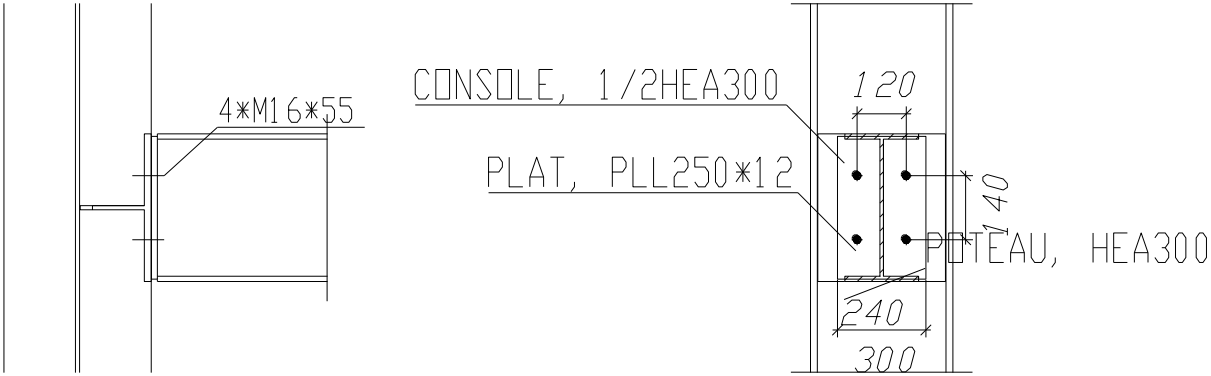
REMARQUE:

Le calcul de la stabilité au déversement fait partie du chapitre de dimensionnement des éléments de la structure (chapitre 3).

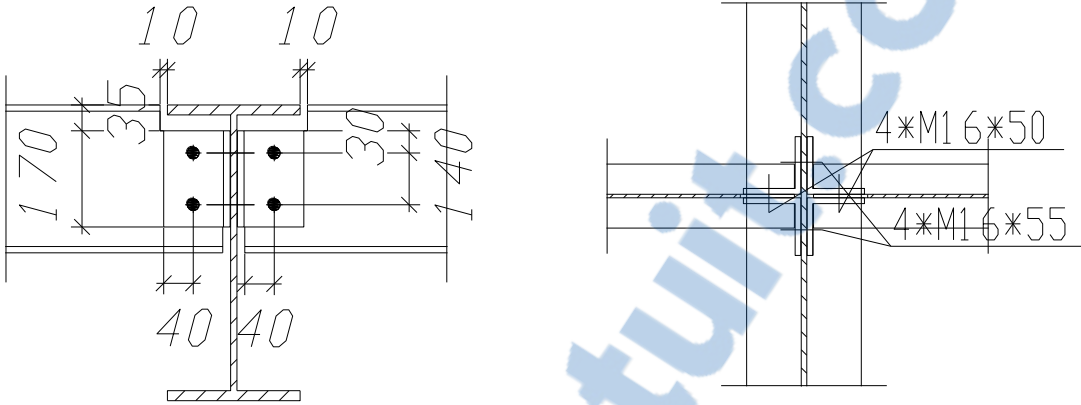
1-Assemblage poteau-poutre :



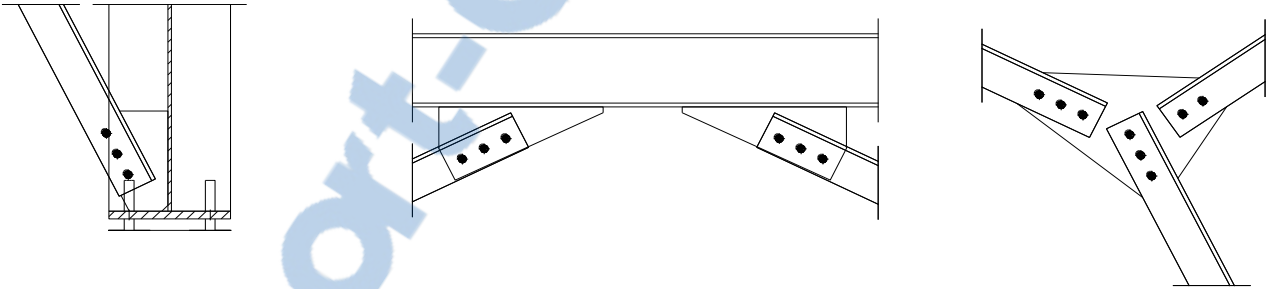
2-Assemblage poteau-sablière :



3-Assemblage poutre-solive :



4-Assemblage des contreventements :



Références bibliographiques

- Ministère de l'habitat, DTR.BC.2.2 Charges permanentes et charges d'exploitations. Centre national de recherche appliquée en génie parasismique.
- Ministère de l'habitat, DTR.BC.2.44 Règles de conception des Structures en aciers CCM97. Centre national de recherche appliquée en génie parasismique.
- Ministère de l'habitat, DTR.BC.2.48 Règles Parasismiques Algériennes RPA99/ VERSION 2003. Centre national de recherche appliquée en génie parasismique.
- Ministère de l'habitat, DTR.BC.2.47 Règlement Neige et Vent RNV99. Centre national de recherche appliquée en génie parasismique.
- Ministère de l'habitat, DTR.BC.2.331 Règles de calcul des fondations superficielles. Centre national de recherche appliquée en génie parasismique.
- BAEL91 Calcul des Structures en béton.
- MOREL, J. (2005). Calcul des structures métalliques selon l'Eurocode 3.Edition EYROLLES. Paris.

Mémoire

- Etude d'un bâtiment administratif en charpente métallique, (M. DAHMAN Chérif) ,2011. Université ABOU BEKR BELKAID.
- Etude d'un bâtiment (R+3) en charpente métallique à usage d'habitation, (M. Siad Nacir) ,2006. Ecole national des travaux publics (ENTP).
- Etude et conception d'un bloc pédagogique (R+3) en charpente métallique, (M. Oussalem Belkacem et M. Helal Sofiane) ,2008. Université de Boumerdes.
- Etude d'un bâtiment administratif en charpente métallique (M. AHMED BEY Abdelheq et M. YAHIAOUI Yahia) ,2006. Ecole national des travaux publics (ENTP).
- Etude et conception d'un bâtiment (r+4) à usage bureaux (M. Merchichi Salem et M. Doua Abdessamed), 2010. Université de Boumerdes.