



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET
POPULAIRE

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية



MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

UNIVERSITE -SAAD DAHLEB- BLIDA 1

جامعة البليدة -1-

Faculté de Technologie

كلية التكنولوجيا

Département de Génie Civil

قسم الهندسة المدنية

MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDES

مذكرة نهاية التدرج

Pour l'Obtention du diplôme

DE MASTER EN GENIE CIVIL

Option : construction métallique et mixte

Thème

ETUDE D'UN BATIMENT EN CHARPENTE METALLIQUE

R+9+1 sous-sol A USAGE D'HABITATION

Encadré par :

Mdm. K.BOULGHBAR

Co-promoteur :

Mr. I.DERBAL

Présenté par :

Melle. KAMEL Hadjer

Melle. LIKOU Sarah

PROMOTION : 2019-2020

Introduction générale

Pour n'importe quel projet de construction, il existe divers procédés de conception et de réalisation en génie civil selon les besoins : charpente en bois, charpente métallique, construction en béton armé ou construction en béton précontraint.

La charpente métallique est un domaine très ample dans le milieu de la construction métallique, elle permet de réaliser des ouvrages dans des temps record avec une meilleure sécurité.

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.

Dans notre projet nous allons étudier un bâtiment en charpente métallique à usage d'habitation R+9, ce dernier se situe dans la wilaya de BOUMERDAS.

On entame notre étude par des généralités sur le projet (présentation de la structure, description du projet, hypothèses et principes généraux, caractéristiques des matériaux,).

Ensuite on effectue les descentes de charges et le pré-dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux de la structure.

Puis on enchaîne avec l'étude sismique et l'analyse dynamique qui a été réalisée par un logiciel de calcul.

Après on fera l'étude des éléments structuraux, qui sera suivie par une étude des assemblages et une autre pour l'infrastructure du bâtiment.

Ce mémoire se termine par une conclusion qui résume l'essentiel du travail réalisé.

Dédicaces

*Pour commencer je prends le temps de remercier le bon DIEU de m'avoir
donné la force et le courage pour terminer mes études.*

*A mes chers parents, pour tous leurs sacrifices, leur amour, leur tendresse,
leur soutien et leurs prières tout au long de mes études,*

*A mon frère Mahmoud et ma sœur Ikhlassse pour leurs encouragements
permanents, et leur soutien moral,*

A tous ma famille paternelle Kamel et maternelle Bouhouche

A tous mes amis de la promo charpente métallique et mixte 2019 / 2020

Je remercie mon amie et chère binôme ainsi mes amies intimes : Yasmine,

Noor Sarah.

*A tous mes professeurs à qui je témoigne leur soutien, leur générosité à qui Je
dois un profond respect et ma loyale considération.*

K.Hadjer

Dédicaces

*Pour commencer je prends le temps de remercier le bon DIEU de m'avoir
donné la force et le courage pour terminer mes études.*

*A mes chers parents, pour tous leurs sacrifices, leur amour, leur tendresse,
leur soutien et leurs prières tout au long de mes études,*

*A mes sœurs Lynda, Manel, Ania pour leurs encouragements permanents, et
leur soutien moral,*

A tous ma famille paternelle LIKOU et maternelle MOKRANI

A tous mes amis de la promo charpente métallique et mixte 2019 / 2020

*Je remercie mon amie et chère binôme ainsi mes amies intimes : Nassima ,
Amina , Camilia , Yasmine .*

*A tous mes professeurs à qui je témoigne leur soutien, leur générosité à qui Je
dois un profond respect et ma loyale considération.*

L.Sarah

Tables des figures :

Figure I.1. Plan de façade principal	4
Figure I.2. Conception d'un plancher collaborant	5
Figure II.1. Schéma statique de la solive	9
Figure II.2. Schéma statique de la solive	15
Figure II.3. Schéma statique de la poutre principale	19
Figure II.4. Schéma statique de la poutre principale	25
Figure II.5. Schéma statique de poteau	30
Figure III.1. Direction principale de vent.....	37
Figure III.2. Hauteur de référence z_e et profil correspondant de la pression dynamique.....	39
Figure III.3. La légende relative aux murs verticaux.....	40
Figure III.4. Zone de pression pour les parois verticales	41
Figure III.5. Coefficient de pression intérieur C_{pi} des bâtiments sans face dominants.....	41
Figure III.6. Légende pour la toiture plate.....	43
Figure III.7. Hauteur de référence z_e et profil correspondant de la pression dynamique.....	47
Figure III.8. Zone de pression pour les parois verticales	47
Figure III.9. Légende pour la toiture plate.....	51
Figure III.10. Les surfaces principales.....	56
Figure IV.1. Spectre de réponse.....	60
Figure. IV.2. Structure sans contreventement	64
Figure IV.3 .1 ^{er} mode translation sens X-X.....	65
Figure IV.4 .2 ^{ème} mode Translation sens Y-Y.....	65
Figure IV.5. Structure avec contreventement.....	66
Figure IV.6 .1 ^{er} mode translation sens X-X.....	67
Figure IV.7.2 ^{ème} mode Translation sens Y-Y.....	67
Figure V.1 démentions de L'acrotère.....	70
Figure V.2schéma statique de l'escalier	72
Figure V.3 les composantes de l'escalier	73
Figure VI.1 stabilité en X.....	81
Figure VII. 1 .Phénomène du flambement	84
Figure VII .2. Phénomène du déversement	84
Figure VIII.1. Semelles filante.....	97

Table des matières :

Introduction générale

ChapitreI. Généralités

Introduction.....	1
I.1 Données géométriques du projet.....	1
I.2 Matériaux utilisées	1
I.2.1 Acier	1
I.2.2 Béton	2
I.3. Conception architecturale.....	4
I.4.Conception structurale.....	5
I.4.1. Structure horizontale.....	5
I.4.2. Structure verticale	5

ChapitreII: pré-dimensionnement

II.1 Les planches.....	7
Méthode de calcul	7
II.2 Estimation des charges des planchers	8
A. Plancher terrasse inaccessible.....	8
A.1. Actions permanentes.....	8
A.2. Charges d'exploitation	8
B. Plancher courant.....	8
B.1. Actions permanentes.....	8
B.2.Surcharges d'exploitation	8
II.3 pré - dimensionnement des éléments principaux	9
A. Les solives	9
Terrasse inaccessible	9
a. Phase de construction	10
b. phase finale	12
Etage courant	15
a. Phase de construction	16
b. phase finale	16
c. Calcule des connecteurs	18

B .Poutre principale	19
Terrasse inaccessible	19
a. Phase de construction	20
b. phase finale	22
Etage courant	25
a. Phase de construction	25
b. phase finale	25
C .Poteaux	29

Chapitre III. Charger climatiques

III.1 Effet du vent	37
Introduction	37
a. Action du vent	37
b. Coefficients de calcul	38
c. Paramètre de calcul	39
III.2 Effet du la neige	57
Introduction	57
Calcul des charges de la neige	57

Chapitre IV. Etude dynamique

Introduction	58
IV.1. Objectifs de l'étude dynamique	58
IV.2. Modélisation de rigidité.....	58
IV.3. Modélisation de masse.....	58
IV.4. Choix de la méthode de calcul.....	59
IV.4.1. La méthode statique équivalente	59
IV.4.2.La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme (temporelle).....	59
IV.4.3. La méthode modale spectrale.....	59
a. Analyse spectrale	60
b. Résultante des forces sismiques de calcul	61
IV.5. Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente	61
IV.5.1.Estimation de la période fondamentale de la structure (T)	62
IV.5.2. Vérification des déplacements latéraux inter étages	63

IV.6. Vérification de la structure selon le RPA99/v2003	64
IV.6.1 Modèle 1	64
IV.6.2 Modèle 2	66
IV.7. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ (les effets du second ordre)	68
Conclusion	69

Chapitre V. Eléments secondaires

V.1. L'acrotère.....	70
V.1.1.Détermination des charges	70
V.1.2 Les sollicitations	70
V.1.3. Dimensionnement de l'acrotère.....	71
V.2. Pré-dimensionnement des escaliers	72
V.2.1. Contre marche.....	73
V.2.2. Cornière.....	73
V.2.3. Limon.....	75

Chapitre VI. Vérification des éléments porteurs

Introduction	77
VI.1.Vérification des poteaux	77
VI.1.1.Vérification du poteau (HEB550) au flambement composé	77
VI.2. Vérification des poutres.....	79
VI.2.1Vérification de la poutre principale	79
a. Vérification de l'effort tranchant.....	79
b.Vérification de la résistance a la flexion	80
VI.3. Vérification des palées en 2UPN 300.....	80
VI.3.1. Vérification à la traction	80
Conclusion.....	82

Chapitre VII. Etude d'assemblages

Introduction	83
a. Le voilement	83
b. Le flambement.....	83
c. Le déversement	84
VIII.1. Modes d'assemblages.....	85

a. Le boulonnage.....	85
b. Le soudage.....	85
c. Le rivetage	86
VII.2. Fonctionnement des assemblages.....	86
VII.3. Rôle des assemblages	86
VII.4. Partie de calcul des assemblages à l'aide du logiciel ROBOT	87
VII.4.1. Calcul de l'assemblage poutre – poutre	87
VII.4.2. Calcul de l'assemblage pieds de poteau	89
VII.4.3. Calcul de l'assemblage poteau-poteau	91
Conclusion.....	95

Chapitre VIII. Etude des fondations

Introduction	96
VIII.1. Les types des fondations.....	96
VIII.2. Semelles filantes.....	97
VIII.3. Les charges qui reviennent pour fille.....	98
VIII.4. Pré dimensionnement de la semelle filante.....	98
VIII.4.1. Dalle	98
VIII.4.2. Nervure	99
VIII.5. Vérifications nécessaires	100
VIII.5.1. Vérification des contraintes dans le sol sous radier.....	100
VIII.6. Vérification au poinçonnement	100
VIII.7. Vérification au renversement	100
VIII.8. Ferrailage des semelles filantes	101
a. Ferrailage de la dalle	101
b. Ferrailage des nervures	102
c. Ferrailage transversal	103

Conclusion générale

Conclusion générale

Arrivant à la fin de ce modeste travail, qui nous a donné l'occasion pour mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant le cursus de formation.

Les différents éléments de la structure sont dimensionnés à l'ELS puis vérifiés sous les combinaisons les plus défavorables pour assurer la stabilité de la structure sous différentes charges (Neige et Vent, séisme, à L'ELU...) suivant les règles mises au point par les différents règlements de calcul. Et d'autre part d'acquérir des connaissances nouvelles sur les études des structures ; même sur la pratique des logiciels techniques tel que ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS ; AUTOCAD.

La réalisation d'une construction métallique exige la participation de plusieurs intervenants et dans différents niveaux.

La réalisation de ce document nous a permis de comprendre la vraie mission de l'ingénieur qui ne vise pas seulement à calculer et dimensionner les structures mais plutôt de garantir la sécurité structurale de la construction ainsi la sécurité de ses exploitants tout en prenant en compte l'aspect économique.

En fin, nous souhaitons que ce modeste travail apportera un plus à notre département et servira pour les promotions à venir.

Liste des tableaux :

Tableau I.1. Caractéristique des nuances d'acier	1
Tableau I.2. Caractéristique mécaniques	3
Tableau II.1. Caractéristiques du profilé IPE 180.....	9
Tableau II.2. Caractéristiques du profilé IPE 180.....	15
Tableau II.3. Caractéristiques du profilé IPE 360.....	20
Tableau II.4. Caractéristiques du profilé IPE 360.....	25
Tableau II.5. La descende de charge d'exploitation.....	30
Tableau II.6. La descende de charge permanente	31
Tableau II.7. La descende de charge a état ultime.....	32
Tableau II.8. Caractéristiques du profilé HEA 200.....	32
Tableau II.9. Caractéristiques du profilé HEB 220.....	34
Tableau II.10. Caractéristiques du profilé HEB 260.....	35
Tableau III.1. Définition des catégories de terrain.....	38
Tableau III.2. Hauteur de référence z_e	40
Tableau III.3. C_{pe} pour la paroi vertical de bâtiment.....	40
Tableau III.4. C_{p11} et C_{p12} pour la paroi verticale de bâtiment v_1	42
Tableau III.5. Les valeurs de pression q_w sens v_1 suivant (h).....	42
Tableau III.6. Les valeurs de pression q_w sens v_1 suivant (b).....	43
Tableau III.7. C_{pe} pour la paroi vertical de bâtiment.....	44
Tableau III.8. C_{pe10} pour la paroi vertical de bâtiment suivant (h).....	44
Tableau III.9. C_{pe10} pour la paroi vertical de bâtiment suivant (b).....	44
Tableau III.10. C_{p11} et C_{p12} pour la paroi verticale de bâtiment de la terrasse.....	45
Tableau III.11. Les valeurs de pression q_w sens v_1 suivant (h)	45
Tableau III.12. Les valeurs de pression q_w sens v_1 suivant (b)	46
Tableau III.13. z_e Pour les murs perpendiculaires au vent V_2	46
Tableau III.14. Hauteur de référence z_e	46
Tableau III.15. C_{pe} pour la paroi vertical de bâtiment.....	47
Tableau III.16. C_{p11} et C_{p12} pour la paroi verticale de bâtiment v_2	48
Tableau III.17. Les valeurs de pression q_w sens v_2 suivant (b)	48
Tableau III.18. Les valeurs de pression q_w sens v_2 suivant (Z_{strip1})	48
Tableau III.19. Les valeurs de pression q_w sens v_2 suivant (Z_{strip2})	49
Tableau III.20. Les valeurs de pression q_w sens v_2 suivant (Z_{strip3})	49
Tableau III.21. Les valeurs de pression q_w sens v_2 suivant (Z_{strip4}).....	50

Tableau III.22. Les valeurs de pression q_w sens v_2 suivant(h)	50
Tableau III.23. C_{pe} pour la paroi vertical de bâtiment	51
Tableau III.24. C_{pe10} pour la paroi vertical de bâtiment.....	51
Tableau III.25. C_{pe10} pour la paroi vertical de bâtiment.....	52
Tableau III.26. C_{pe10} pour la paroi vertical de bâtiment.....	52
Tableau III.27. C_{pe10} pour la paroi vertical de bâtiment.....	52
Tableau III.28. C_{pe10} pour la paroi vertical de bâtiment.....	52
Tableau III.29. C_{pe10} pour la paroi vertical de bâtiment.....	53
Tableau III.30. C_{pe11} et C_{pe12} pour la paroi verticale de bâtiment v_2	53
Tableau III.31. Les valeurs de pression q_w sens v_2 suivant (b)	53
Tableau III.32. Les valeurs de pression q_w sens v_2 suivant z_{strip1}	54
Tableau III.33. Les valeurs de pression q_w sens v_2 suivant z_{strip2}	54
Tableau III.34. Les valeurs de pression q_w sens v_2 suivant z_{strip3}	55
Tableau III.35. Les valeurs de pression q_w sens v_2 suivant z_{strip4}	55
Tableau III.36. Les valeurs de pression q_w sens v_2 suivant (h)	56
Tableau IV.1. Facteur de qualité.....	63
Tableau IV.2 .Participation massique du modèle initial.....	65
Tableau IV.3.Participation massique du modèle initial.....	67
Tableau IV.4. Déplacements inter étage	68
Tableau IV.5. Justification vis-à-vis de l'effet « P- Δ »	69
Tableau VII.1 .Caractéristiques mécanique correspondant à différentes classes	85
Tableau VII.2.Coefficient de frottement μ	86
Tableau. VIII.1. Les charges qui reviennent pour fille.....	98
Tableau. VIII.2. Les contraintes dans le sol sous radier.....	100
Tableau. VIII.3 .vérification pour les conditions pour l stable de bâtiment.....	101
Tableau. VIII.4. Ferrailage des semelles filantes	102
Tableau. VIII.5. Ferrailage en ELU	103
Tableau. VIII.6.Ferrailage en ELS.....	103

Chapitre I

Généralités



Introduction

Notre projet de fin d'étude consiste à étudier un bâtiment en charpente métallique R+9+ 1SS dans la wilaya de Boumerdas, qui est classée selon RPA 99 version 2003 comme zone de forte sismicité (ZONE III).

I.1 Données géométriques du projet

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

- Longueur totale23.77 m
- Largeur totale12.4 m

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

- Hauteur du rez-de-chaussée.....3.4 m
- Hauteur des étages3.4 m
- Hauteur total du bâtiment34.6 m
- Hauteur de sous- sol2.8 m

I.2 Matériaux utilisés

I.2.1 Acier

Caractéristiques mécaniques des différentes nuances d'acier sont les suivantes :

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

Nuance d'acier	Epaisseur (mm)			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 100$ mm	
	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)
Fe 360	235	360	215	340
Fe 430	275	430	255	410
Fe 510	355	510	355	490

Tableau I.1 : Caractéristique des nuances d'acier

- Le module de Young : $E = 210\,000 \text{ MPa}$
- Le coefficient de poisson : $\nu = 0,3$.
- Module de cisaillement : $G = E / (2(1+\nu)) = 81\,000 \text{ MPa}$

I.2.2 Béton

I.2.2.1 Caractéristiques du béton

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

- La résistance à la compression à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- La résistance à la traction à 28 jours est déduite de celle de compression par la relation :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$$

$$f_{t28} = 2,1$$

I.2.2.2 Contraintes limites

La contrainte admissible de compression à l'état limite ultime (ELU) est donnée

$$\begin{aligned} \text{Par : } f_{bu} &= \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} \\ &= 14,17 \end{aligned}$$

- **Etat limite de service**

La contrainte de compression limite de service est donnée par

$$\sigma_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = 15$$

- **Contraintes de cisaillement**

La contrainte limite de cisaillement prend les valeurs suivantes

Fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau} = \min (0,13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable

$$\bar{\tau} = \min (0,10 f_{c28}, 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

- **Coefficient de Poisson**

Selon le BAEL, les valeurs sont les suivantes:

$$\nu = \frac{\text{allongemen t.relatif .transversa l}}{\text{allongemen t.relatif .longtudina l}}$$

- $\nu = 0$ à l'ELU.
- $\nu = 0,2$ à l'ELS.

Deformaties longitudinale du beton

Ce module, connue sous le nom de module d'Young, est défini sous l'action des contraintes normales à courte et à longue durée.

Module d'élasticité instantanée

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

$$E_{iv} = 11000^3 \sqrt{f_{cj}}$$

Pour un $f_{c28}=25\text{MPa} \rightarrow E_{i28} = 32164.19 \text{ MPa}$

Module d'élasticité différée

Il est réservé pour les charges à application de longue durée (supérieur à 24h) ; ce module est défini par :

$$E_{iv} = 3700^3 \sqrt{f_{cj}}$$

Pour un $f_{c28}=25\text{MPa} \rightarrow E_{v28} = 10818.86 \text{ MPa}$

- **Caractéristiques mécaniques de l'acier**

Nuance		Fy (MPa)
Ronds lisses	Fe220	215
	Fe240	235
Barres HA	Fe400	400
	Fe 500	500

Tableau I.2 : Caractéristiques mécaniques

- **Contraintes limites**

a. Etat limite ultime

La contrainte admissible à l'ELU a pour valeur :

- ✓ En cas de situations accidentelles $\sigma_{st} = 400 \text{ Mpa}$
- ✓ En cas de situations normales $\sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$

b. Etat limite de service

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

- ✓ Fissuration peu nuisible : pas de limitation.
- ✓ Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \sigma_{st} = \min (2/3 f e , 110 f tj)$.
- ✓ Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \sigma_{bc} = \min (1/2 f e , 90 f tj)$.

- **Assemblages**

Les assemblages principaux des systèmes structuraux, assurant la stabilité sont:

- ✓ Boulons à haute résistance (assemblages encastrés) et boulons ordinaires (assemblages articulés).
- ✓ Soudage dont la caractéristique mécanique est au moins équivalente à celles des nuances d'acier utilisées.

- **Fondations**

Les fondations seront réalisées conformément à l'étude géotechnique. Elles seront de type isolée, filantes ou radier général (selon le rapport du sol).

I.3. Conception architecturale

Notre bâtiment est de forme rectangulaire composé d'un RDC et 09 étages courants.

RDC et du 01er au 09 ème étage seront destinés pour habitation

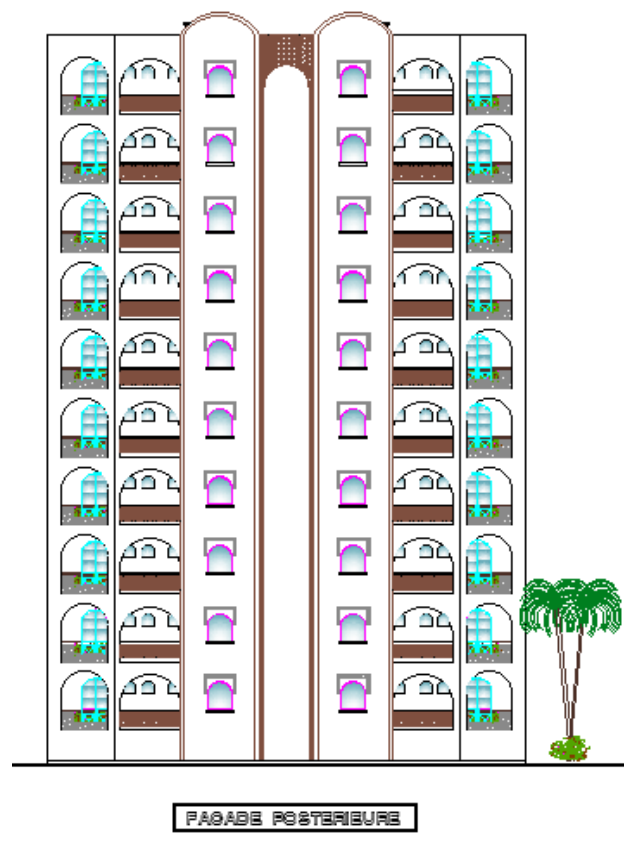


Figure I.1 : Plan de façade principal.

I. 4. Conception structurale

I.4.1. Structure horizontale

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

A. Plancher courant

Pour notre bâtiment, les planchers courants sont mixtes à dalle collaborant dont la Composition est illustrée sur la figure suivante:

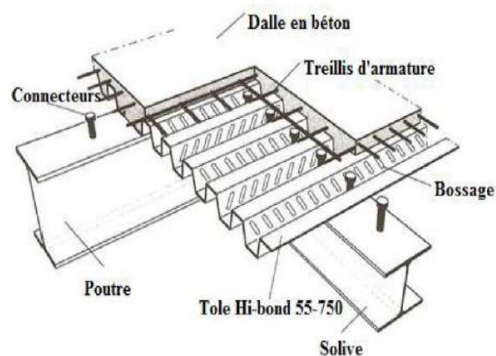


Figure I.2 : Conception d'un plancher collaborant

- Les bacs aciers sont de type Hi Bond 55.
- L'épaisseur totale de la dalle BA y compris l'onde est de 12 cm.
- Les planchers reposent sur un ensemble de poutres et solives métalliques.
- La liaison entre la dalle, le bac en acier collaborant et la structure porteuse est assurée par des connecteurs.
- Les planchers mixtes à dalle collaborant étant la solution la plus économique et la plus judicieuse techniquement.

B. Plancher terrasse

Il est identique aux planchers courants sauf pour la partie supérieure qui comprend des couches supplémentaires (étanchéité, gravillon,...).

I.4.2 Structure verticale

A. Systèmes de stabilité

La structure est une ossature, poteaux – poutres en charpente métallique avec des contreventements (des palées triangulées en X suivant le sens Y et X).

B. Escaliers

Un escalier est une succession de gradins, il sert à relier deux niveaux différents d'une construction, l'assemblage de ces gradins donne un ensemble appelé escalier.

L'escalier est calculé à la flexion simple.

C. Les murs

La superstructure est principalement composée des murs en maçonnerie non porteurs.

- Pour les murs extérieurs :

Les murs sont en forme de doubles parois en brique creuse de **10** cm, avec un vide d'air de **5** cm.

- Pour les murs intérieur :

Les murs sont simple parois en brique creuse de **10** cm.

D. Ascenseur

Appareil mécanique qui sert à monter ou descendre verticalement sans escalier.

Elle est constituée d'une cage verticale qui guide la cabine et son contrepoids. Un moteur électrique, généralement disposé au sommet de la cage, donne la puissance nécessaire et suspendu par des cordes qui le tirent soit vers le haut soit vers le bas.

Chapitre II

Pré-dimensionnement

Introduction

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

II.1 Les planches

Les planchers collaborant associent une dalle de compression en béton armé à des bacs nervurés en acier galvanisé pour qu'ils participent ensemble, par leur "collaboration" à la résistance à la flexion, pour éviter le glissement entre les nervures du profil en acier et le béton, les parois latérales des bacs sont embouties ou crantées. Les solives peuvent être rendues solidaires de la dalle par l'intermédiaire des connecteurs soudés ou cloués pour constituer une poutre mixte.

Méthode de calcul 5] §(5.1.2 (2)

Le calcul de plancher collaborant se fait en deux phases :

- Phase de construction
- Phase finale

a. Phase de construction

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

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

b. Phase finale

Le béton ayant durci, donc la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble.

On doit tenir compte des charges suivantes :

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

II.2 Estimation des charges des planchers

A. Plancher terrasse inaccessible

A.1. Actions permanentes

Protection en gravillon (e = 5 cm)	1 KN/m ²
Etanchéité multicouches	0.12 KN/m ²
Forme de pente (e=5cm)	1.1 KN/m ²
Isolation thermique	0.16 KN/m ²
Dalle en béton armé (e=12cm).....	3KN/m ²
Bac d'acier (HB 55 e =1 cm)	0,13KN/m ²
Enduit en platre(e = 1.5 cm).....	0,15KN/m ²

Total : G = 5.66 KN/m²

A.2. Charges d'exploitation

Terrasse inaccessible ⇒ Q = 1 KN/m²

B. Plancher courant

B.1. Actions permanentes

Carrelage.....	0,40 KN/m ²
Mortier de pose	0,40 KN/m ²
Lit de sable	0,18 KN/m ²
Dalle en béton armé (12cm).....	3 KN/m ²
Distribution Cloisons.....	1 KN/m ²
Bac d'acier (HB 55)	0,13 KN/m ²
Faux plafond.....	0,15 KN/m ²

Total: G = 5.62 KN/m²

B.2. Surcharges d'exploitation

Le bâtiment étudié a usage habitation, donc la surcharge d'exploitation égale a Q = 1.5 KN/m².

II.3 Pré-dimensionnement des éléments principaux

A. Les solives

Les solives sont généralement des profilés en IPE, IPN, dont leur espacement est compris entre 1,5 et 4m selon le type de plancher utilisé.

Il est d'usage que le pré dimensionnement se fait selon le critère de résistance ou le critère de flèche, mais dans notre cas, on utilise une formule approchée et simplifiée qui est en fonction de la hauteur du profilé et la portée de la solive

Terrasse inaccessible

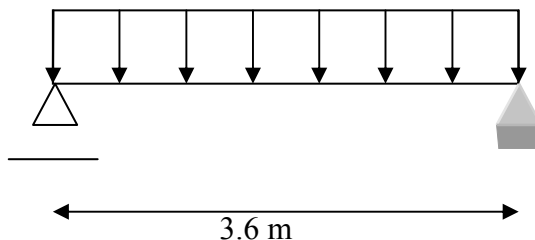


Figure II.1 : Schéma statique de la solive

Lors du bétonnage de la dalle on tiendra compte de la présence d'un étaieement placé à la mi-travée

$$\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{15} \text{ on a } \frac{3600}{25} \leq h \leq \frac{3600}{15} \Rightarrow 144 \text{ mm} \leq h \leq 240 \text{ mm}$$

On choisit un IPE 180 qui a les caractéristiques suivantes

DESIGNATION	Poids	Section	Dimensions				Caractéristiques				
	G Kg/m	A cm ²	H mm	b mm	t _f mm	t _w mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE 180	18.8	23.9	180	91	8	5.3	1317	100.9	166.4	7.42	2.05

Tableau II.1 : Caractéristiques du profilé IPE 180

a. Phase de construction

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

Poids propre du profilé..... g_p = 0.188 KN/ml

Poids propre du béton frais..... $G_b = 3.75 \text{ KN/m}^2$

Poids du bac d'acier..... $G_{bac} = 0,15 \text{ KN/m}^2$

Surcharge de construction (ouvrier)..... $Q_c = 0.75 \text{ KN/m}^2$

a.1. Combinaisons des charges

L'entraxe entre les solives est de 1,38 m.

- E.L U :

$$q_u = 1,35 \times g_p + [1,35 \times (G_b + G_{bac}) + 1,5 \times Q] \times 1,38$$

$$q_u = 1,35 \times 0,188 + [1,35(3,75 + 0,15) + 1,5 \times 0,75] \times 1,38 \Rightarrow q_u = 9,07 \text{ KN/ml}$$

- E.L S:

$$q_{ser} = g_p + (G_b + G_{bac} + Q) \times 1,38$$

$$q_{ser} = 0,188 + (3,75 + 0,15 + 0,75) \times 1,38 \Rightarrow q_{ser} = 6,605 \text{ KN/ml}$$

a.2. Vérification de l'effort tranchant

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

V_{plRd} : effort tranchant de plastification de la section.

A_v : aire de cisaillement.

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f \Rightarrow A_v = 1120,4 \text{ mm}^2$$

$$V_{plRd} = \frac{235 \cdot 1120,4 \cdot 10^{-3}}{\sqrt{3} \cdot 1} \Rightarrow V_{plRd} = 152,012 \text{ KN}$$

Calcul de l'effort tranchant V_{sd}

$$V_{sd}^{\max} = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{9,072 \times 1,8}{2} = 8,16 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 8,16 \text{ KN} < V_{plRd} = 152,012 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$r = \frac{8,16}{152,012} = 0,05 \rightarrow 1 \%$$

$V_{sd} < 0,5 V_{plRd} = 76,01 \text{ KN} \Rightarrow$ Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

a.3. Vérification de la flexion

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

$$M_{\max} = M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{9.072 \times 1.8^2}{8} = 3.67 \text{ KN.m}$$

$$M_{PLRd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M_o}} = \frac{166.4 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1} = 39.104 \text{ KN.m}$$

$$M_{PLRd} = 39.104 \text{ KN.m} > M_{sd} = 3.67 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$r = \frac{3.67}{39.104} = 0,09 \rightarrow 9 \%$$

a.4. Vérification de la rigidité

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

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{1800}{250} = 7.2 \text{ mm}$$

$$f^{\max} = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot L^4}{E I_c} = \frac{5}{384} \frac{6.605 \cdot (1800)^4}{2,1 \cdot 10^5 \cdot 13170000} = 0.33 \text{ mm}$$

$$f^{\max} \leq \bar{f} \quad \text{Condition vérifiée}$$

a.5. Vérification du déversement

On doit vérifier que

$$M_{sd} \leq M_{brd} = \chi_{LT} \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M_1}} \beta_w$$

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

$$\Phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT-0,2}) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{93.9 \varepsilon} \cdot \sqrt{\beta_w}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L / iz}{\sqrt{C_1 \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L / iz}{h / tf} \right)^2 \right]^{0,25}}}$$

$$C_1 = 1,132 \text{ (ccm 97 – tab B .1.2)}$$

$$W_{ply} = 166.4 \text{ cm}^3 \quad \beta_w = 1$$

Ld : longueur de déversement = 3.6 m

$$\lambda_{LT} = \frac{1800 / 20.5}{\left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{1800 / 20.5}{180 / 8_f} \right)^2 \right]^{0.25}} \sqrt{1.132}$$

$$\lambda_{LT} = 71.64$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{93,9\varepsilon}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 1.24 > 0,4 \Rightarrow \text{il y a un risque de déversement}$$

$$\phi_{LT} = 1.44$$

$$\chi_{LT} = 0,46$$

$$M_{b,Rd} = \frac{0,46 \cdot 166.4 \cdot 10^{-3} \cdot 235}{1,1} = 16.35 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 14.69 \text{ KNm} < M_{brd} = 16.35 \text{ KNm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b. Phase finale

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

$$b_{eff} = \inf \begin{cases} \frac{l_0}{4} = 0.9m & \text{avec } l_0 : \text{Langueur libre de solive simplement appuie} \\ b = 1.38m & b : \text{Entraxe entre les poutres} \end{cases}$$

Le béton ayant durci, la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble

Les charges de la phase finale sont :

- . Poids propre du profilé $g_p = 0,188 \text{ KN/m}$.
- . Charge permanente $G_t = 4.65 \text{ KN/m}^2$
- . Surcharge d'exploitation $Q = 1 \text{ KN/m}^2$.

b.1. Combinaisons des charges

L'entraxe entre les solives est de 0.9 m.

- E.L U

$$q_u = 1,35 \times g_p + [1,35 \times G_t + 1,5 \times Q] \times 1,38$$

$$q_u = 1,35 \times 0.188 + [1,35 \times 4.65 + 1,5 \times 1] \times 1.38 \Rightarrow q_u = 10.986 \text{ KN/ml.}$$

- E.L S

$$q_{ser} = g_p + (G_t + Q) \times 1.38$$

$$q_{ser} = 0,188 + (4.65 + 1) \times 1,38 \quad \Rightarrow \quad q_{ser} = 7.605 \text{ KN/ml.}$$

b.2.Vérification de l'effort tranchant

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

$$V_{plRd} = 138.76 \text{ KN}$$

Calcul de l'effort tranchant V_{sd}

$$V_{sd}^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{10.416 \times 3.6}{2} = 18.74 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 18.74 \text{ KN} < V_{plRd} = 138.76 \text{ KN} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$r = \frac{18.74}{138.76} = 0.135 \rightarrow \mathbf{13.503 \%}$$

$$V_{sd} < 0,5V_{plRd} = 69.375 \text{ KN} \Rightarrow \text{Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.}$$

Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

b.3.Position de l'axe neutre plastique

$$R_{\text{Béton}} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{\text{eff}} \times h_c \quad \text{avec} \quad f_{ck} = 25 \text{ MPa (Béton de classe 25/30)}$$

$$R_{\text{Béton}} = (0,57 \times 25 \times 900 \times 65) \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow R_{\text{Béton}} = 833.625 \text{ KN.}$$

$$R_{\text{Acier}} = 0,95 \times f_y \cdot A_a$$

$$R_{\text{Acier}} = (0,95 \times 235 \times 2390) \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow R_{\text{Acier}} = 533.567 \text{ KN.}$$

$$\mathbf{R_{\text{Béton}} > R_{\text{Acier}}}$$

Axe neutre se trouve dans la dalle de béton, donc le moment résistant plastique développé par la

$$\text{section mixte est : } M_{pl.Rd} = R_{\text{acier}} \left[\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \left(\frac{R_{\text{acier}}}{R_{\text{béton}}} \cdot \frac{h_c}{2} \right) \right]$$

b.4.Vérification de la flexion :

$$\text{Il faut que : } M_{sd} \leq M_{pl.Rd}$$

Le moment appliqué :

$$M^{\max} = M_{sd} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{10.416 \cdot 3,6^2}{8} = 16.87 \text{ KN.m}$$

Moment résistant plastique développé par la section mixte :

$$M_{pl.Rd} = 533.56 \left[\frac{180}{2} + 65 + 55 - \left(\frac{533.56}{833.625} \cdot \frac{65}{2} \right) \right] \cdot 10^{-3} = 100.948 \text{KN.m}$$

$$M_{PLRd} = 100.948 \text{KNm} > M_{sd} = 16.87 \text{KN.m} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$r = \frac{16.87}{100.948} = 0.167 \rightarrow 16.71 \%$$

b.5.Vérification de la rigidité

$$\text{Il faut vérifiée que : } f^{\max} = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot L^4}{E I_c} \leq \bar{f}$$

$$q_{ser} = 7.605 \text{ KN/ml.}$$

$$L = 3.6 \text{ m}$$

$$E = 2,1 \times 10^5 \text{ N/mm}^2.$$

$$n = E_a/E_b = 15$$

$$V = \frac{23.9 \times 10^2}{900 \times 65} = 0.0408$$

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

$$I_c = \frac{23.9 \times 10^2 \times (65 + 2 \times 55 + 180)^2}{4 \times (1 + 15 \times 0.0408)} + \frac{900 \times 65^3}{12 \times 15} + 1317 \times 10^4$$

$$I_c = 6125.52 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

La valeur de la flèche maximale est :

$$f^{\max} = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot L^4}{E I_c} = \frac{5}{384} \frac{7.605 \cdot (3600)^4}{2,1 \cdot 10^5 \cdot 6125.52 \cdot 10^4} = 1.29 \text{ mm}$$

La valeur de la flèche admissible est :

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{3600}{250} = 14.4 \text{ mm}$$

$$f^{\max} = 1.29 \text{ mm} \leq \bar{f} = 14.4 \text{ mm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$f^{\max} = f^i + f^f = 5.22 + 1.29 = 6.51 \text{ mm} < \bar{f} = 14.4 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Etage courant

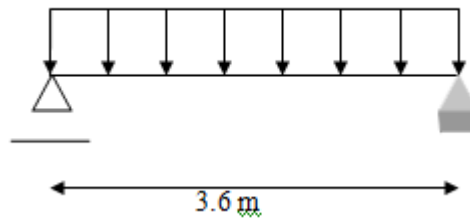


Figure II.2 : Schéma statique de la solive

On choisit un **IPE 180** qui a les caractéristiques suivantes

DESIGNATION	Poids	Section	Dimensions				Caractéristiques				
	G Kg/m	A cm ²	H mm	b mm	t _f mm	t _w mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE 180	18.8	23.9	180	91	8	5.3	1317	100.9	166.4	7.42	2.05

Tableau II.2 Caractéristiques du profilé IPE 180

a. Phase de construction

La même que celle du plancher terrasse, donc on passe directement la phase finale.

b. Phase finale

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

$$b_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} \frac{l_0}{4} = 0.9m \quad \text{avec } l_0 : \text{Langueur libre de solive simplement appuie} \\ b = 1.36m \quad \quad \quad b : \text{Entraxe entre les poutres} \end{array} \right.$$

Le béton ayant durci, la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble.

Les charges de la phase finale sont :

- . Poids propre du profilég_p = 0,188 KN/m
- . Charge permanenteG_t = 4.65 KN/m²
- . Surcharge d'exploitationQ = 1.5 KN/m²

b.1. Combinaisons des charges

L'entraxe entre les solives est de 0.9m.

- E.L U

$$q_u = 1,35 \times g_p + [1,35 \times G_t + 1,5 \times Q] \times 1,38$$

$$q_u = 1,35 \times 0,188 + [1,35 \times 4,65 + 1,5 \times 1,5] \times 1,38 \Rightarrow q_u = 12,02 \text{ KN/ml.}$$

- E.L S

$$q_{ser} = g_p + (G_t + Q) \times 1,38$$

$$q_{ser} = 0,188 + (4,65 + 1,5) \times 1,38 \Rightarrow q_{ser} = 8,67 \text{ KN/ml.}$$

b.2. Vérification de l'effort tranchant

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

$$V_{plRd} = 152,012 \text{ KN}$$

Calcul de l'effort tranchant V_{sd}

$$V_{sd}^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{12,02 \times 3,6}{2} = 21,63 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 21,63 \text{ KN} < V_{plRd} = 152,012 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$r = \frac{21,63}{152,012} = 0,142 \rightarrow 14,22 \%$$

$$V_{sd} < 0,5 V_{plRd} = 76,006 \text{ KN} \Rightarrow \text{Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.}$$

Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

b.3. Position de l'axe neutre plastique

$$R_{\text{Béton}} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{\text{eff}} \times h_c \quad \text{avec} \quad f_{ck} = 25 \text{ MPa (Béton de classe 25/30)}$$

$$R_{\text{Béton}} = (0,57 \times 25 \times 900 \times 65) \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow R_{\text{Béton}} = 833,625 \text{ KN.}$$

$$R_{\text{Acier}} = 0,95 \times f_y \times A_a$$

$$R_{\text{Acier}} = (0,95 \times 235 \times 2390) \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow R_{\text{Acier}} = 533,567 \text{ KN.}$$

$$R_{\text{Béton}} > R_{\text{Acier}}$$

Axe neutre se trouve dans la dalle de béton, donc le moment résistant plastique développé par la

$$\text{section mixte est : } M_{pl.Rd} = R_{acier} \left[\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \left(\frac{R_{acier}}{R_{béton}} \cdot \frac{h_c}{2} \right) \right]$$

b.4.Vérification de la flexion

Il faut que : $M_{sd} \leq M_{pl.Rd}$

Le moment appliqué :

$$M^{\max} = M_{sd} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{12.02 \cdot 3,6^2}{8} = 19.47 \text{ KN.m}$$

Moment résistant plastique développé par la section mixte :

$$M_{pl.Rd} = 533.56 \left[\frac{180}{2} + 65 + 55 - \left(\frac{533.56}{833.625} \cdot \frac{65}{2} \right) \right] \cdot 10^{-3} = 100.948 \text{ KN.m}$$

$$M_{PLRd} = 100.948 \text{ KNm} > M_{sd} = 19.47 \text{ kN.m} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$r = \frac{19.47}{100.948} \rightarrow \mathbf{19.28 \%}$$

b.5.Vérification de la rigidité

$$\text{Il faut vérifiée que : } f^{\max} = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot L^4}{E I_c} \leq \bar{f}$$

$$L = 3.6 \text{ m}$$

$$E = 2,1 \times 10^5 \text{ N/mm}^2.$$

$$n = E_a/E_b = 15$$

$$V = \frac{23.9 \times 10^2}{900 \times 65} = 0.0408$$

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

$$I_c = \frac{23.9 \times 10^2 \times (65 + 2 \times 55 + 180)^2}{4 \times (1 + 15 \times 0.0408)} + \frac{900 \times 65^3}{12 \times 15} + 1317 \times 10^4$$

$$I_c = 6125.52 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

La valeur de la flèche maximale est :

$$f^{\max} = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot L^4}{E I_c} = \frac{5}{384} \frac{8.67 \cdot (3600)^4}{2,1 \cdot 10^5 \cdot 6125.52 \cdot 10^4} = 1.47 \text{ mm}$$

La valeur de la flèche admissible est :

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{3600}{250} = 14.4 \text{ mm}$$

$$f^{\max} = 1.47 \text{ mm} \leq \bar{f} = 14.4 \text{ mm} \quad \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$f^{\max} = f^i + f^f = 5.22 + 1.47 = 6.69 \text{ mm} < \bar{f} = 14.4 \text{ mm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

c. Calcul des connecteurs

$$\text{Type goujon : } \begin{cases} \text{hauteur : } h = 95 \text{ mm;} \\ \text{Diamètre : } d = 19 \text{ mm.} \end{cases}$$

c.1.Détermination de P_{rd} :

$$P_{rd} = k_t \cdot \text{Inf} \begin{cases} 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \frac{\sqrt{F_{CK} E_C}}{\gamma_v} & \text{.Résistance dans le béton} \\ & \text{qui entour le goujon [6](6.14).} \\ 0,8 \cdot f_u \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4 \cdot \gamma_v} & \text{.La force dans le goujon [6](6.13)} \end{cases}$$

f_{ck} : résistance caractéristique de béton.....20 N/mm²

E_c : module de Young de béton.....32,16KN/mm²

f_u : résistance caractéristique des connecteurs.....450 N/mm²

$\gamma_v = 1,25$.

Coefficient de réduction fonction du sens des nervures du bac pour un bac acier dont les nervures sont parallèles à la poutre. Le coefficient de réduction pour la résistance au cisaillement est calculé par :

$$k_t = 0,6 \cdot \frac{b_0}{h_p} \cdot \left[\frac{h_c}{h_p} - 1 \right] \quad \text{[6] (6.16)}$$

$H_p = 95 \text{ mm}$ $h_c = 65 \text{ mm}$

$b_0 = 88,5 \text{ mm}$

$K_t = 0,82$

$$P_{rd} = 0,82 \cdot \text{Inf} \begin{cases} 0,29 \cdot 1 \cdot 19^2 \cdot \frac{\sqrt{20 \cdot 32 \cdot 16 \cdot 10^3}}{1,25} = 67.17 \text{ KN} \\ 0,8 \cdot 450 \cdot \frac{\pi \cdot 19^2}{4 \cdot 1,25} = 81.66 \text{ KN} \end{cases} \Rightarrow P_{rd} = 55.08 \text{ KN}$$

c.2.Détermination de RL

$$R_L = \text{Inf} (R_{\text{Béton}} ; R_{\text{Acier}}) = \text{Inf} (833.625\text{KN} ; 533.567 \text{ KN}) \Rightarrow R_L = 533.567 \text{ KN}$$

c.3.Nombre des connecteurs :

$$N^{bre} = \frac{R_L}{P_{rd}} = \frac{533.567}{55.08} = 9.68 \text{ Donc en a 10 goujons}$$

On prend **20 connecteurs** sur toute la longueur de la poutre

$$e_{\min} = 5 \times d = 5 \times 19 = 95 \text{ mm}$$

$$e_{\max} = 6 \times h = 6 \times 90 = 570 \text{ mm}$$

$$esp = \frac{L}{N_{bre} - 1} = \frac{3600}{20 - 1} = 189.47 \text{ mm}$$

$95 < esp = 189.47 \text{ mm} < 570 \text{ mm} \Rightarrow$ Condition vérifiée

Donc on prend **16 connecteurs** pour toute la portée de la solive. On obtient un espacement de 190 mm.

B. Poutre principale

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux, qui doivent reprendre essentiellement des efforts de flexion et qui servent à transmettre les charges appliquées sur la structure vers les poteaux qui a leurs tour les transmettent aux fondations.

La poutre la plus sollicitée a une longueur **L= 5.5 m**.

Terrasse inaccessible

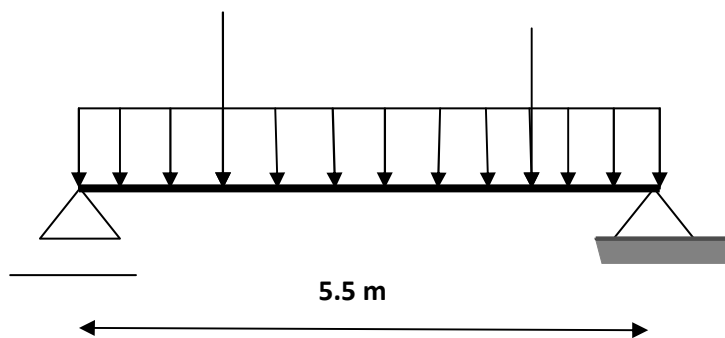


Figure II.3 : Schéma statique de la poutre principale

Lors du bétonnage de la dalle on tiendra compte de la présence d'un étaieement placé à la mi-travée

$$\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{15} \text{ on a } \frac{5500}{25} \leq h \leq \frac{5500}{15} \Rightarrow 220 \text{ mm} \leq h \leq 366.66 \text{ mm}$$

On choisit un **IPE 360** qui a les caractéristiques suivantes

DESIGNATION	Poids	Section	Dimensions				Caractéristiques				
	G Kg/m	A cm ²	H mm	b mm	t _f mm	t _w m m	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE 360	57.1	72.70	360	170	12.7	8	16270	1043	1019	14.95	3.79

Tableau II.3 : Caractéristiques du profilé IPE 360

a. Phase de construction

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

Poids propre du profilé.....g_p = 0.571KN/ml.

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

Poids du bac d'acier.....G_{bac} =0,15 KN/m²

Surcharge de construction (ouvrier).....Q_c = 0.75 KN/m²

a.1.Calcul des réactions des solives

On calcule les réactions des solives pour chaque phase (phase de construction, finale) car le coulage du plancher (solives, poutres) se fait en même temps. On utilise pour les calculées, la formule suivante :

$$R_{solive} = \frac{q_{solive} \times L_{solive}}{2}$$

a.2.Combinaisons des charges

Les réactions des solives

$$R_1 = R_2$$

ELU

$$q_u = 9.07 \text{ Kn/ ml}$$

$$R_u = 16.32 \text{ Kn}$$

ELS

$$q_s = 6.605 \text{ Kn / ml}$$

$$R_s = 11.88 \text{ Kn}$$

a.3.La charge répartie

E L U

$$q_u = 1,35 \times g_p + [1,35 \times (G_b + G_{bac}) + 1,5 \times Q] \times 0,17$$

$$q_u = 1,35 \times 0,571 + [1,35 (3.75 + 0,15) + 1,5 \times 0,75] \times 0,17 \Rightarrow q_u = 1.85 \text{ KN/ml.}$$

E L S

$$q_{ser} = g_p + (G_b + G_{bac} + Q) \times 0.17$$

$$q_{ser} = 0,571 + (3.75 + 0.15 + 0,75) \times 0.17 \Rightarrow q_{ser} = 1.36 \text{ KN/ml.}$$

a.4. Vérification de l'effort tranchant

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

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

$$A_v = 72.7 \times 10^{-2} \times 170 \times 17.7 + (8 + 2 \times 18) \times 12.7 = 3510.8 \text{ mm}^2.$$

$$V_{plRd} = \frac{235 \cdot 10^{-3} \cdot 3510.8}{\sqrt{3} \times 1} \Rightarrow V_{plRd} = 476.33 \text{ KN}$$

$$V_{sd} \text{ (poutre)} = \frac{1.85 \cdot 2.75}{2} = 2.54 \text{ KN}$$

$$V_{sd} \text{ (solive)} = 8.16 \text{ kn}$$

$$V_{sd} = 10.70 \text{ KN} < V_{plRd} = 476.33 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$r = \frac{10.70}{476.33} = 0.022 \rightarrow 2 \%$$

$$V_{sd} < 0,5 V_{plRd} = 238.165 \text{ KN} \Rightarrow \text{Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.}$$

Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

a.5. Vérification à la flexion

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

$$M_{sd} \leq M_{brd}$$

La valeur maximale du moment est :

$$M_{PLRd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{1019 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1} = 239.46 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} \text{ (poutre)} = \frac{1.85 \cdot 2.75^2}{8} = 1.74 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} \text{ (solive)} = \frac{32.65 \cdot 5.5}{3} = 3.76 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max} = 5.50 \text{ KN.m}$$

$$M_{PLRd} = 239.46 \text{ KNm} > M_{sd} = 5.50 \text{ KNm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$r = \frac{66.84}{239.46} = 0.28 \rightarrow 28 \%$$

a.6. Vérification de la rigidité

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

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{5500}{250} = 22 \text{ mm}$$

$$f^{\max} (\text{poutre}) = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot L^4}{E I_c} = \frac{5}{384} \frac{1.36 \cdot (2750)^4}{2,1 \cdot 10^5 \cdot 1.62700000} = 0.029 \text{ mm}$$

$$f^{\max} (\text{solive}) = \frac{23 \cdot 23.76 \cdot (5500)^3}{648 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 1.62700000} = 0.33 \text{ mm}$$

$$f^{\max} \leq \bar{f} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b. Phase finale

Dans les calculs des poutres mixtes, on prendra en compte de chaque côté de l'axe de la largeur de la dalle égale à la plus faible des valeurs suivantes :

$$b_{\text{eff}} = \inf \left\{ \begin{array}{l} \frac{2 \cdot l_0}{8} = 1.38 \text{ m} \quad \text{avec } l_0 : \text{Langueur libre d'une poutre} \\ \text{simplement appuie} \\ b = 3.6 \text{ m} \quad b : \text{Entraxe entre les poutres} \end{array} \right.$$

Le béton ayant durci, la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble

Les charges de la phase finale sont

- . Poids propre du profilé $g_p = 0,571 \text{ KN/m}$
- . Charge permanente $G = 4.65 \text{ KN/m}^2$
- . Surcharge d'exploitation $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

b.1. Combinaisons des charges

Les réactions des solives (charge concentrée)

$$R_1 = R_2$$

ELU :

$$q_u = 10.98 \text{ Kn / ml}$$

$$R_u = 39.52 \text{ Kn}$$

ELS :

$$q_s = 7.605 \text{ Kn / ml}$$

$$R_s = 27.37 \text{ Kn}$$

b.2.La charge répartie

E L U

$$q_u = 1,35 \times g_p + [1,35 \times (G_b + G_{bac}) + 1,5 \times Q] \times 0,17$$

$$q_u = 1,35 \times 0,571 + [1,35 (4.65) + 1,5 \times 1] \times 0,17 \Rightarrow q_u = 2.09 \text{ KN/ml.}$$

E L S

$$q_{ser} = g_p + (G_b + G_{bac} + Q) \times 0.17$$

$$q_{ser} = 0,571 + (4.65 + 1) \times 0.17 \Rightarrow q_{ser} = 1.53 \text{ KN/ml.}$$

b.3.Vérification de l'effort tranchant

$$\text{On doit vérifier que : } V_{Sd} \leq V_{plRd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma_{M_0}}$$

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

$$A_v = 72.7 \cdot 10^{-2} \cdot 170 \cdot 17.7 + (8 + 2 \cdot 18) \cdot 12.7 = 3510.8 \text{ mm}^2.$$

$$V_{plRd} = \frac{235 \cdot 10^{-3} \cdot 3510.8}{\sqrt{3} \cdot 1} \Rightarrow V_{plRd} = 476.33 \text{ KN}$$

$$V_{sd} (\text{poutre}) = \frac{2.09 \cdot 5.5}{2} = 5.74 \text{ KN}$$

$$V_{sd} (\text{solive}) = 39.54 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 45.28 \text{ KN} < V_{plRd} = 476.33 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$r = \frac{45.28}{476.33} = 0.09 \rightarrow 9.5 \%$$

$$V_{sd} < 0,5 V_{plRd} = 238.165 \text{ KN} \Rightarrow \text{Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.}$$

Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion

b.4.Position de l'axe neutre plastique

$$R_{\text{Béton}} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{\text{eff}} \times h_c \quad \text{avec } f_{ck} = 25 \text{ MPa (Béton de classe 25/30)}$$

$$R_{\text{Béton}} = (0,95 \times 25 \times 1380 \times 65) \times 10^{-3} \Rightarrow R_{\text{Béton}} = 1278.22 \text{ KN.}$$

$$R_{\text{Acier}} = 0,95 \times f_y \cdot A_a$$

$$R_{\text{Acier}} = (0,95 \times 235 \times 7270) \times 10^{-3} \Rightarrow R_{\text{Acier}} = 1623,02 \text{ nKN.}$$

$$\text{Donc : } R_{\text{Béton}} < R_{\text{Acier}}$$

Axe neutre se trouve dans la semelle ou l'âme

$$R_w = 0.95 \cdot f_y \cdot A_w$$

$$R_w = 0.95 \cdot 235 \cdot (354.6 \cdot 8) \Rightarrow R_w = 597.59 \text{ KN}$$

Donc : $R_{\text{Béton}} > R_w$

L'axe neutre se trouve dans la semelle supérieure :

$$M_{plrd} = R_a \cdot \frac{h}{2} + R_b \left(\frac{h_c}{2} + h_p \right)$$

b.5. Vérification de la flexion

Il faut que : $M_{sd} \leq M_{pl,Rd}$

Le moment appliqué :

$$M_{sd}(\text{poutre}) = \frac{2.09 \cdot 5.5^2}{8} = 7.9 \text{ kn.m}$$

$$M_{sd}(\text{solive}) = \frac{39.54 \cdot 5.5}{3} = 72.49 \text{ kn.m}$$

$$M^{\max} = M_{sd} = 80.39 \text{ KN.m}$$

Moment résistant plastique développé par la section mixte :

$$M_{plrd} = 1623.02 \cdot \frac{360}{2} + 1278.22 \left(\frac{65}{2} + 55 \right)$$

$$M_{PLRd} = 403.98 \text{ KNm} > M_{sd} = 80.39 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$r = \frac{80.39}{403.98} = 0.2 \rightarrow 20 \%$$

b.6. Vérification de la rigidité

Il faut vérifiée que : $f^{\max} \leq \bar{f} = \frac{L}{250}$

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

$$n = E_a / E_b = 15$$

$$I_c = \frac{72.7 \cdot 10^2 \cdot (65 + 2 \cdot 55 + 360)^2}{4 \cdot (1 + 0.081 \cdot 15)} + \frac{1380 \cdot 65^3}{12 \cdot 15} + 16270 \cdot 10^4$$

$$I_c = 399.66 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

La valeur de la flèche maximale est :

$$f^{\max}(\text{poutre}) = \frac{5 q_s L^4}{384 E I_c} = \frac{5}{384} \frac{7.605 \cdot (5500)^4}{2.1 \cdot 10^5 \cdot 399.66 \cdot 10^6} = 1.079 \text{ mm}$$

$$f^{\max}(\text{solive}) = \frac{23 q_s L^3}{648 E I_c} = \frac{23}{648} \frac{27.37 \cdot (5500)^3}{2.1 \cdot 10^5 \cdot 399.66 \cdot 10^6} = 0.018 \text{ mm}$$

La valeur de la flèche admissible est :

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{5500}{250} = 22 \text{ mm}$$

$$f^{\max} = 1.09 \text{ mm} \leq \bar{f} = 22 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

b.7.Vérification du déversement

Dans cette phase il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement, car la solive est maintenue par le béton dur.

Etage courant

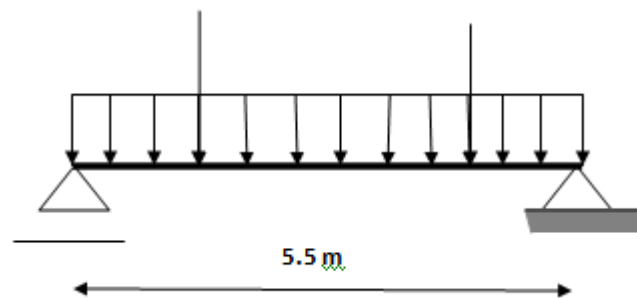


Figure II.4 : Schéma statique de la poutre principale

On choisit un **IPE 360** qui a les caractéristiques suivantes

DESIGNATION	Poids	Section	Dimensions				Caractéristiques				
	G Kg/m	A cm ²	H mm	b mm	t _f mm	t _w m m	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE 360	57.1	72.70	360	170	12.7	8	16270	1043	1019	14.95	3.79

Tableau II.4 : Caractéristiques du profilé IPE 360

a. Phase de construction

La même que celle du plancher terrasse, donc on passe directement la phase finale.

b. Phase finale

Dans les calculs des poutres mixtes, on prendra en compte de chaque côté de l'axe de la e largeur de la dalle égale à la plus faible des valeurs suivantes :

$$b_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} \frac{2.l_0}{8} = 1.38m \quad \text{avec } l_0 : \text{Langueur libre d'une poutre} \\ \text{simplement appuie} \\ b = 3.6m \quad b : \text{Entraxe entre les poutres} \end{array} \right.$$

Le béton ayant durci, la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble.

Les charges de la phase finale sont

- . Poids propre du profilé $g_p = 0,571 \text{ KN/m}$
- . Charge permanente $G = 4.65 \text{ KN/m}^2$
- . Surcharge d'exploitation $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

b.1.Combinaisons des charges

Les réactions des solives (charge concentrée)

$R_1 = R_2$

ELU :

$q_u = 12.02 \text{ Kn/ ml}$

$R_u = 43.27 \text{ Kn}$

ELS :

$q_s = 8.67 \text{ Kn / ml}$

$R_s = 31.21 \text{ Kn}$

b.2.La charge répartie

E L U :

$q_u = 1,35 \times g_p + [1,35 \times (G_b + G_{bac}) + 1,5 \times Q] \times 0,17$

$q_u = 1,35 \times 0,571 + [1,35 (4.65) + 1,5 \times 1.5] \times 0,17 \Rightarrow q_u = 2.22 \text{ KN/ml.}$

E L S :

$q_{ser} = g_p + (G_b + G_{bac} + Q) \times 0.17$

$q_{ser} = 0,571 + (4.65 + 1.5) \times 0.17 \Rightarrow q_{ser} = 1.61 \text{ KN/ml.}$

b.3.Vérification de l'effort tranchant

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

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

$A_v = 72.7 \cdot 10^{-2} \cdot 170 \cdot 17.7 + (8 + 2 \cdot 18) \cdot 12.7 = 3510.8 \text{ mm}^2.$

$V_{plRd} = \frac{235 \cdot 10^{-3} \cdot 3510.8}{\sqrt{3} \cdot 1} \Rightarrow V_{plRd} = 476.33 \text{ KN}$

$V_{sd} \text{ (poutre)} = \frac{2.22 \cdot 5.5}{2} = 6.105 \text{ KN}$

$V_{sd} \text{ (solive)} = 43.27 \text{ KN}$

$$V_{sd} = 49.37 \text{ KN} < V_{plRd} = 476.33 \text{ KN} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$r = \frac{49.37}{476.33} = 0.1 \rightarrow \mathbf{10.36 \%}$$

$$V_{sd} < 0,5V_{plRd} = 238.165 \text{ KN} \Rightarrow \text{Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.}$$

Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion

b.4. Position de l'axe neutre plastique

$$R_{\text{Béton}} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{\text{eff}} \times h_c \quad \text{avec} \quad f_{ck} = 25 \text{ MPa (Béton de classe 25/30)}$$

$$R_{\text{Béton}} = (0,95 \times 25 \times 1380 \times 65) \times 10^{-3} \Rightarrow R_{\text{Béton}} = 1278.22 \text{ KN.}$$

$$R_{\text{Acier}} = 0,95 \times f_y \cdot A_a$$

$$R_{\text{Acier}} = (0,95 \times 235 \times 7270) \times 10^{-3} \Rightarrow R_{\text{Acier}} = 1623,02 \text{ nKN.}$$

$$\text{Donc : } \mathbf{R_{\text{Béton}} < R_{\text{Acier}}}$$

Axe neutre se trouve dans la semelle ou l'âme.

$$R_w = 0.95 \cdot f_y \cdot A_w$$

$$R_w = 0.95 \cdot 235 \cdot (354.6 \cdot 8) \Rightarrow R_w = 597.59 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } \mathbf{R_{\text{Béton}} > R_w}$$

L'axe neutre dans la semelle supérieure

$$M_{plrd} = R_a \cdot \frac{h}{2} + R_b \left(\frac{h_c}{2} + h_p \right)$$

b.5. Vérification de la flexion

$$\text{Il faut que : } M_{sd} \leq M_{pl.Rd}$$

Le moment appliqué :

$$M_{sd}(\text{poutre}) = \frac{2.22 \cdot 5.5^2}{8} = 8.39 \text{ kn.m}$$

$$M_{sd}(\text{solive}) = \frac{43.27 \cdot 5.5}{3} = 79.33 \text{ kn.m}$$

$$M^{\text{max}} = M_{sd} = 87.72 \text{ KN.m}$$

Moment résistant plastique développé par la section mixte :

$$M_{plrd} = 1623.02 \cdot \frac{360}{2} + 1278.22 \left(\frac{65}{2} + 55 \right)$$

$$M_{PLRd} = 403.98 \text{KNm} > M_{sd} = 87.72 \text{KN.m} \Rightarrow$$

$$r = \frac{87.75}{403.98} = 0.22 \rightarrow 22 \%$$

b.6. Vérification de la rigidité

Il faut vérifiée que : $f^{\max} \leq \bar{f} = \frac{L}{250}$

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

$$n = E_a / E_b = 15$$

$$I_c = \frac{72.7 \cdot 10^2 \cdot (65 + 2 \cdot 55 + 360)^2}{4 \cdot (1 + 0.081 \cdot 15)} + \frac{1380 \cdot 65^3}{12 \cdot 15} + 16270 \cdot 10^4$$

$$I_c = 399.66 \cdot 10^6 \text{mm}^4$$

La valeur de la flèche maximale est :

$$f^{\max}(\text{poutre}) = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot L^4}{E I_c} = \frac{5}{384} \frac{1.61 \cdot (5500)^4}{2.1 \cdot 10^5 \cdot 399.66 \cdot 10^6} = 0.56 \text{mm}$$

$$f^{\max}(\text{solive}) = \frac{23}{648} \frac{q_s \cdot L^3}{E I_c} = \frac{23}{648} \frac{31.21 \cdot (5500)^3}{2.1 \cdot 10^5 \cdot 399.66 \cdot 10^6} = 0.005 \text{mm}$$

La valeur de la flèche admissible est :

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{5500}{250} = 22 \text{mm}$$

$$f^{\max} = 0.566 \text{mm} \leq \bar{f} = 22 \text{mm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b.7. Vérification de déversement

On doit vérifier que

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

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

$$\Phi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT-0.2}) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{93.9 \varepsilon} \cdot \sqrt{\beta_w}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L / i_z}{\sqrt{C_1 \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L / i_z}{h / t_f} \right)^2 \right]^{0.25}}}$$

$$C_1 = 1 \text{ (ccm 97 – tab B .1.2)}$$

$$W_{ply} = 1019 \text{ cm}^3; \beta_w = 1$$

Ld : longueur de déversement = 3.6 m.

$$\lambda_{LT} = \frac{5500 / 37.9}{\left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{5500 / 37.9}{360 / 12.7 f} \right)^2 \right]^{0.25}} \sqrt{I}$$

$$\lambda_{LT} = 117.706$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{93,9 \varepsilon}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 1.25 > 0,4 \Rightarrow \text{Il y a un risque de déversement}$$

$$\phi_{LT} = 0.5[1 + 0.1(1.25 - 0.2) + 1.25]$$

$$\phi_{LT} = 1.33$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1.33 + \sqrt{(1.33^2 - 1.25^2)}}$$

$$\chi_{LT} = 0.56$$

$$M_{b.Rd} = \frac{0,56 \cdot 1019 \cdot 10^{-3} \cdot 235}{1} = 134.1 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 87.72 \text{ KNm} < M_{brd} = 134.1 \text{ KNm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

C. Poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux qui doivent reprendre des efforts de compression, de flexion et résister au flambement. Ils permettent aussi de transmettre les actions gravitaires (poids propre, charges permanentes, charges de neige et les charges d'exploitations) jusqu'aux fondations.

La structure étudiée possède des poteaux en profilé **HEA** ou **HEB**.

$$S = 19.8 \text{ m}^2; G_{terrace} = 5.66 \text{ KN/m}^2; G_{courante} = 5,62 \text{ KN/m}^2$$

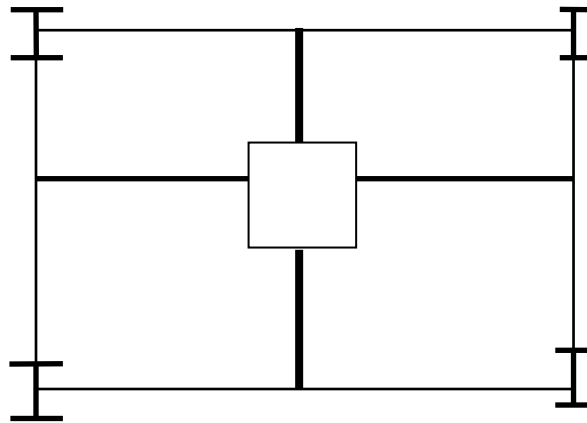


Figure II.5 : Schéma statique de poteau

La descente des charges

C.1.Charge d'exploitation

D'après la loi de dégression (DTR).

$$\Sigma 0 = Q_0$$

$$\Sigma 1 = Q_0 + Q_1$$

$$\Sigma 2 = Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$$

$$\Sigma 3 = Q_0 + 0,9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$\Sigma 4 = Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$$

$$\Sigma 5 = Q_0 + 0,8(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$$

$$\Sigma 6 = Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$$

$$\Sigma n = Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + \dots + Q_n)$$

Niveaux	Q (KN/m ²)	ΣQ (KN /m ²)	Q (KN)
Terrasse	1	1	19.8
9	1.5	2.5	49.5
8	1.5	3.85	76.26
7	1.5	5.05	99.99
6	1.5	6.1	120.78
5	1.5	7	138.6
4	1.5	7.75	153.45
3	1.5	8.5	168.3
2	1.5	9.25	183.15
1	1.5	10	198
RDC	1.5	10.75	212.85

Tableau II.5 : La descente de charge d'exploitation

C.2.Charge permanente G 1 = 115.63 KN ; G 2 = 111.5 KN

Niveaux	G (KN/m ²)	∑G (KN /m ²)	G (KN)
Terrasse	5.66	5.66	112.06
9	5.62	11.28	223.34
8	5.62	16.9	334.62
7	5.62	22.52	445.89
6	5.62	28.14	557.17
5	5.62	33.76	668.44
4	5.62	39.38	779.72
3	5.62	45	891
2	5.62	50.62	1002.27
1	5.62	56.24	1113.55
RDC	5.62	61.86	1224.82

Tableau II.6 : La descende de charge permanente

C.3.Charge cumulée

$$G_r = G_{(terr,co)} \times L_1 + g_{pp} \times L_2 + g_{ps} \times L_3$$

Avec :

$G_{(terr,co)}$: charge de plancher terrasse ou courant.

$g_{(ppt, c)}$: poids propre de la poutre principale Terrasse et courant

g_{ps} : poids propre de la poutre secondaire.

L_1 : surface reprise par le plancher

L_2 : surface reprise par la poutre principale

L_3 : surface reprise par la poutre secondaire

Niveaux	G (KN)	Q (KN)	G+Q	1.35G+1.5Q
Terrasse	112.06	19.8	131.86	180.98
9	223.34	49.5	272.84	375.76
8	334.62	76.26	410.88	566.13
7	445.89	99.99	545.88	751.93
6	557.17	120.78	677.95	933.34
5	668.44	138.6	807.04	1110.29
4	779.72	153.45	933.17	1282.79
3	891	168.3	1054.15	1447.57
2	1002.27	183.15	11185.42	1627.78
1	1113.55	198	1311.44	1800.29
RDC	1224.82	212.85	1437.67	1972.78

Tableau II.7 : La descende de charge a état ultime

1. Poteau de (terrasse,9, 8,7 niveau) $N_{sd}=751.95$ KN

$$A \geq \frac{N \times \gamma_{m0}}{f_y} \Leftrightarrow A \geq \frac{1, \times 751.93 \times 10^3}{235} \Rightarrow A \geq 3199 \text{ mm}^2$$

On choisit un **HEB 200** avec les caractéristiques suivantes :

DESIGNATION	Poids	Section	Dimensions				Caractéristiques				
	G Kg/m	A cm ²	H mm	b mm	t _f mm	t _w mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	i _y cm	i _z cm
HEB200	61.3	78.1	200	200	15	9	5695	2003	569.6	8.54	4.96

Tableau II.8 : Caractéristiques du profilé HEA 200

Vérification du flambement

Il faut vérifier que : $N \leq \chi \frac{\beta A \times A \times f_y}{\gamma_{m1}}$

Avec : $\beta A = 1$ Classe 1,2 ou 3

$$\beta A = \frac{A_{eff}}{A} \text{Classe 4}$$

$$\chi = \frac{1}{\varphi + [\varphi^2 - \lambda^2]^{0,5}} \text{ mais } \chi \leq 1$$

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

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1} \right) \times [\beta A]^{0,5}$$

$$\lambda_1 = 93,9\epsilon$$

HEB 200 $A=78.1\text{cm}^2 l_f = l_0 = 2.38\text{m}$

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{2380}{85.4} = 27.86$$

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{2380}{50.7} = 46.94$$

$\lambda_z > \lambda_y \Rightarrow$. Plan de flambement y-y

Axe de flambement z-z

Choix de la courbe de flambement

$$\frac{h}{b} = \frac{200}{200} = 1 < 1,2 \Rightarrow \text{Courbe de flambement C} \Rightarrow \alpha = 0,49 ;$$

$$t_f = 10 < 100$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{46.94}{93.91} = 0,50$$

$$\varphi = 0,5 [1 + 0,49(0,5 - 0,2) + 0,5^2] = 0.7$$

$$\chi = \frac{1}{0,7 + (0,7^2 - 0,5^2)^{0,5}} = 0.84$$

$$N_{brd} = 0,84 \frac{10^2 \times 235 \times 53.8 \times 10^{-3}}{1,1} = 965.46\text{KN}$$

$$N = 751.93\text{KN} < N_{brd} = 965.46\text{KN}$$

Condition vérifiée \Rightarrow On adopte le profilé **HEB 200**

2. Poteau de (6 ,5 ,4 ,3 niveau) $N_{sd}=1447.57\text{ KN}$

$$A \geq \frac{N \times \gamma_{m0}}{f_y} \Leftrightarrow A \geq \frac{1, \times 1447.57 \times 10^3}{235} \Rightarrow A \geq 61.59\text{mm}^2$$

On choisit un **HEB 220** avec les caractéristiques suivantes :

DESIGNATION	Poids	Section	Dimensions				Caractéristiques				
	G Kg/m	A cm ²	H mm	b mm	t _f mm	t _w mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	i _y cm	i _z cm
HEB220	71.5	91	220	220	16	9.5	8091	2843	429.5	9.43	5.59

Tableau II.9 : Caractéristiques du profilé HEB 220

Vérification du flambement

Il faut vérifier que : $N \leq \chi \frac{\beta A \times A \times f_y}{\gamma m l}$

Avec : $\beta A = 1$ Classe 1,2 ou 3

$\beta A = \frac{A_{eff}}{A}$ Classe 4

$$\chi = \frac{1}{\varphi + [\varphi^2 - \lambda^2]^{0.5}} \text{ mais } \chi \leq 1$$

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

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1} \right) \times [\beta A]^{0.5}$$

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

HEB220 A=91cm² l_f = l₀ = 2.38m

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{2380}{94.3} = 25.23$$

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{2380}{55.9} = 42.58$$

$\lambda_z > \lambda_y \Rightarrow$. Plan de flambement y-y

Axe de flambement z-z

Choix de la courbe de flambement

$$\frac{h}{b} = \frac{220}{220} = 1 < 1,2 \Rightarrow \text{ Courbe de flambement C } \Rightarrow \alpha = 0,49 ;$$

$$t_f = 16 < 100$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{42.58}{93.91} = 0,45$$

$$\varphi = 0,5 \left[1 + 0,49(0,45 - 0,2) + 0,45^2 \right] = 0,66$$

$$\chi = \frac{1}{0,66 + (0,66^2 - 0,45^2)^{0,5}} = 0,87$$

$$N_{brd} = 0,87 \frac{10^2 \times 235 \times 91.00 \times 10^{-3}}{1,1} = 1691.361 KN$$

$$N = 1447.57 KN < N_{brd} = 1691.36 KN$$

Condition vérifiée \Rightarrow On adopte le profilé **HEB 220**

3. Poteau de (2.1.RDC niveau) $N_{sd}=1972.78 KN$

$$A \geq \frac{N \times \gamma_{m0}}{f_y} \Leftrightarrow A \geq \frac{1, \times 1972.78 \times 10^3}{235} \Rightarrow A \geq 83.94 mm^2$$

On choisit un **HEB 260** avec les caractéristiques suivantes :

DESIGNATION	Poids	Section	Dimensions				Caractéristiques				
	G Kg/m	A cm ²	H mm	b mm	t _f mm	t _w mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	i _y cm	i _z cm
HEB260	93	118.4	260	260	17.5	10	1492	5135	1283	11.22	8.58

Tableau II.10 : Caractéristiques du profilé HEB 260

Vérification du flambement

Il faut vérifier que : $N \leq \chi \frac{\beta A \times A \times f_y}{\gamma_{m1}}$

Avec : $\beta A = 1$ Classe 1,2 ou 3

$$\beta A = \frac{A_{eff}}{A} \dots\dots \text{Classe 4}$$

$$\chi = \frac{1}{\varphi + [\varphi^2 - \lambda^2]^{0,5}} \text{ mais } \chi \leq 1$$

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

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1} \right) \times [\beta A]^{0,5}$$

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

HEB260 $A=118.4\text{cm}^2$ $l_f = l_0 = 2.38\text{m}$

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{2380}{112.2} = 21.21$$

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{2380}{65.8} = 36.17$$

$\lambda_z > \lambda_y \Rightarrow$ Plan de flambement y-y

Axe de flambement z-z

Choix de la courbe de flambement

$$\frac{h}{b} = \frac{260}{260} = 1 < 1,2$$

\Rightarrow Courbe de flambement C $\Rightarrow \alpha = 0,49$;

$$t_f = 17.5 < 100$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{36.17}{93.91} = 0.38$$

$$\varphi = 0,5 \left[1 + 0,49(0.38 - 0,2) + 0,38^2 \right] = 0.62$$

$$\chi = \frac{1}{0,62 + (0,62^2 - 0,35^2)^{0,5}} = 0,88$$

$$N_{brd} = 0,88 \frac{10^2 \times 235 \times 118.4 \times 10^{-3}}{1,1} = 2225.92\text{KN}$$

$$N = 1972.78\text{KN} < N_{brd} = 2225.92\text{KN}$$

Condition vérifiée \Rightarrow On adopte le profilé **HEB 260**

Introduction générale

Pour n'importe quel projet de construction, il existe divers procédés de conception et de réalisation en génie civil selon les besoins : charpente en bois, charpente métallique, construction en béton armé ou construction en béton précontraint.

La charpente métallique est un domaine très ample dans le milieu de la construction métallique, elle permet de réaliser des ouvrages dans des temps record avec une meilleure sécurité.

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.

Dans notre projet nous allons étudier un bâtiment en charpente métallique à usage d'habitation R+9, ce dernier se situe dans la wilaya de BOUMERDAS.

On entame notre étude par des généralités sur le projet (présentation de la structure, description du projet, hypothèses et principes généraux, caractéristiques des matériaux,).

Ensuite on effectue les descentes de charges et le pré-dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux de la structure.

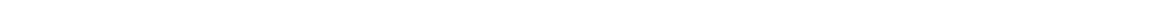
Puis on enchaîne avec l'étude sismique et l'analyse dynamique qui a été réalisée par un logiciel de calcul.

Après on fera l'étude des éléments structuraux, qui sera suivie par une étude des assemblages et une autre pour l'infrastructure du bâtiment.

Ce mémoire se termine par une conclusion qui résume l'essentiel du travail réalisé.

Chapitre III

Charger climatique



III.1. Effet du vent

Introduction

Le vent est un phénomène vibratoire mettant la structure en mouvement. L'effet du vent sur une construction est assez prépondérant et a une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage.

Le calcul se fera à la base du règlement Algérien RNV2013 pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble d'une construction et sur ses différentes parties et s'applique aux constructions dont la hauteur est inférieure à 200m.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

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

a. Action du vent

Il s'agit de déterminer les actions du vent s'exerçant sur les parois et la toiture pour un vent perpendiculaire :

- Paroi vertical V1, V3
- Paroi vertical V2, V4

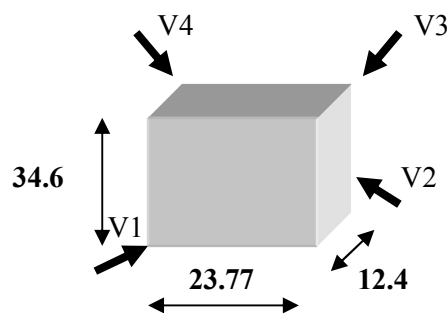


Figure III.1 : Direction principale de vent

b. Coefficients de calcul

- Effet de la région

Notre structure est située dans la wilaya de BOUMERDES communes BOUMRDES dans la **zone III** dont la pression de référence est $q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$. [3]

• **Catégorie de terrain**

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

Tableau III.1 : Définition des catégories de terrain.

- K_t : Facteur de terrain

- Z_0 : paramètre de rugosité

- Z_{min} : hauteur minimale

- ϵ : coefficient utilisé pour le calcul du coefficient C_d

• **Détermination du coefficient d'exposition $C_e(z)$**

C_e : coefficient d'exposition au vent

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

D'où :

- $C_t(z)$: le coefficient de topographie.
- $C_r(z)$: le coefficient de rugosité.
- $I_v(z)$: l'intensité de la turbulence.
- $Z(m)$: la hauteur considérée.

• **Détermination du coefficient de la rugosité C_r**

Le coefficient de rugosité $C_r(z)$ traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. il définit par la loi logarithmique (logarithme népérien).

$$\left\{ \begin{array}{l} C_r(z) = k_t * \text{Ln} \frac{z}{Z_0} \text{ pour } z_{min} \leq z \leq 200\text{m} \\ C_r(z) = k_t * \text{Ln} \frac{z_{min}}{Z_0} \text{ pour } z \leq z_{min} \end{array} \right.$$

• **Coefficient de topographie [3]**

Le site est plat, le coefficient de topographie $C_t = 1$

• **Intensité de turbulence**

L'intensité de la turbulence est définie comme étant l'écart de type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du vent et donnée par l'équation

$$I_v(z) = \begin{cases} \frac{1}{c_t(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} & \text{pour } z \geq z_{\min} \\ \frac{1}{c_t(z) \cdot \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right)} & \text{pour } z \leq z_{\min} \end{cases}$$

c. Paramètre de calcul

❖ **Direction du vent V1 (0°)**

Pour les murs au vent

On a : $b = 23.77 \text{ m}$, $h = 34.6 \text{ m}$, $d = 12.4 \text{ m}$

$$23.77 \leq h \leq 47.57 \quad \text{donc } \mathbf{b \leq h \leq 2b}$$

Pour les murs perpendiculaires au vent

$$\left. \begin{array}{l} z_e = b = 23.77 \text{ m} \\ z_e = h = 34.6 \text{ m} \end{array} \right\}$$

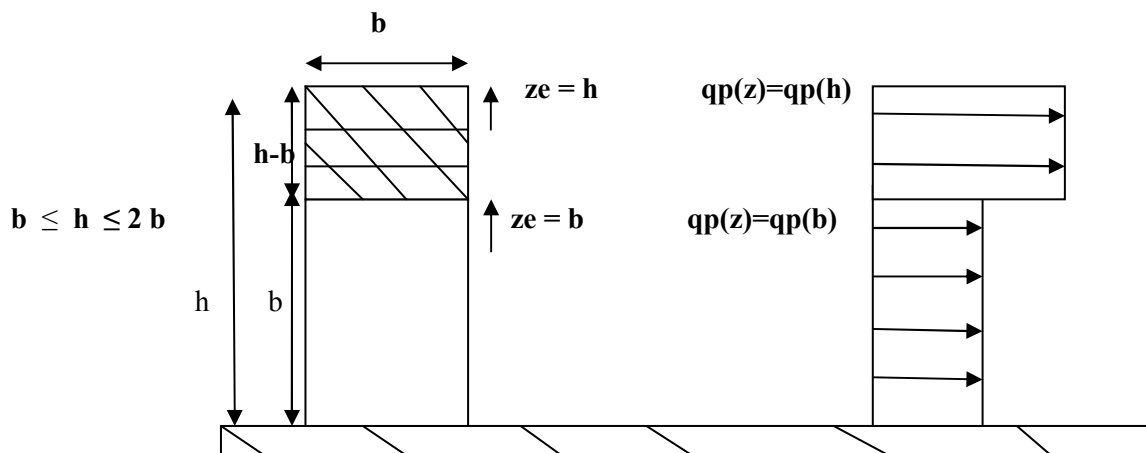


Figure III.2 : Hauteur de référence z_e et profil correspondant de la pression dynamique

• **Calcul de la pression**

Détermination de la pression dynamique de pointe $q_p(z_e)$:

La pression dynamique de pointe $q_p(z_e)$ à la hauteur de référence z_e est donnée par :

$$q_p(z_e) = q_{ref} \cdot c_e(z_e) \text{ (N/m}^2\text{)}$$

Tel que : $q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$

Z_e	Z_e	C_r	I_v	C_e	$qp(N/m^2)$
$Z_e=h$	34.6	0.83	0.28	2.04	765
$Z_e=b$	23.77	0.74	0.32	1.77	663.75

Tableau III.2 : hauteur de référence z_e

• Détermination de coefficient de pression extérieure C_{pe} :

- $C_{pe} = C_{pe1}$ pour $S < 1m^2$.
- $C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \log_{10}(s)$ pour $1m^2 < S < 10m^2$
- $C_{pe} = C_{pe10}$ Pour $S \geq 10m^2$

Avec :

S : est la surface chargée de la paroi considérée en m^2

et $e = \min [b, 2h] = [23.77 ; 69.2] \rightarrow e = 23.77 \text{ m}$.

Et on a : $d = 12.4 \text{ m} \leq e = 23.77 \text{ m}$.

Donc on utilise la légende suivante :

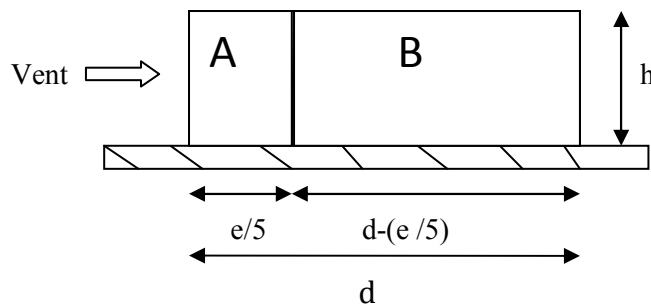


Figure III. 3 : La légende relative aux murs verticaux

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones portées sur le tableau suivant sont :

Zone	A	B	D	E
Surface (m^2) (h)	164.48	264.55	822.44	822.44
Surface (m^2) (b)	113	181.75	822.44	822.44
C_{pe}	C_{pe10}	C_{pe10}	C_{pe10}	C_{pe10}
Valeur C_{pe}	-1	-0.8	+0.8	-0.3

Tableau III.3: C_{pe} pour la paroi vertical de bâtiment

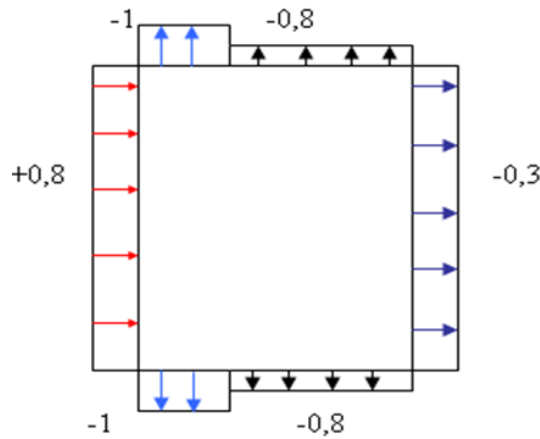


Figure III.4: Zone de pression pour les parois verticales

- **Détermination de coefficient de pression intérieure C_{pi}**

La combinaison la plus défavorable de la pression extérieure et intérieure considérées comme agissant simultanément doit être envisagée simultanément pour chaque combinaison potentielle d'ouvertures et autres sources de fuite d'aire [3](5.14)

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures où } C_{pe} \leq 0}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

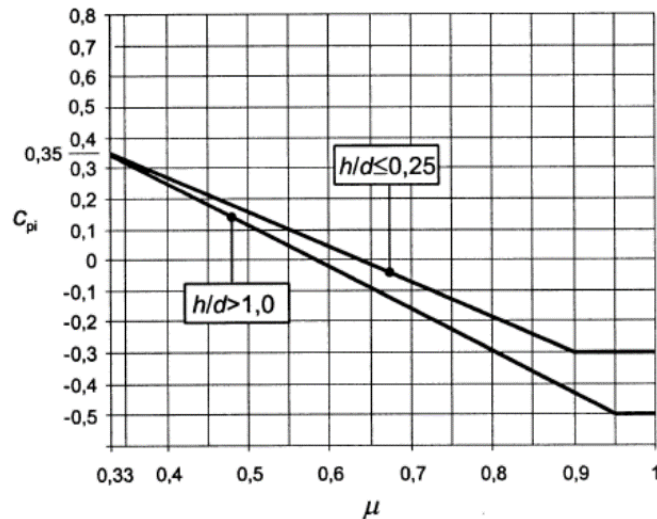


Figure III.5 : Coefficient de pression intérieure C_{pi} des bâtiments sans face dominants

Pour notre bâtiment la somme des ouvertures total 0 donc à partir l'EUROCODE 1 PARTIE 4 :

Zone	A	B	D	E
C_{pe10}	-1.00	-0.80	+0.80	-0.30
C_{pi1}	+0.80	+0.80	+0.80	+0.80
C_{pi2}	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50

Tableau III.4 : C_{pi1} et C_{pi2} pour la paroi verticale de bâtiment v_1

Détermination de la pression aérodynamique

La pression aérodynamique $W(z_j)$ agissant sur une paroi est obtenue a l'aide des formules suivants :

Si les deux faces de la paroi sont intérieures

- $W(z_j) = q_p(z_e) * [C_{pe} - C_{pi}]$ [N/m²]
- $W(z_j) = q_p(z_e) * [C_{pe} - C_{pi2}]$ [N/m²]

Avec :

$$Q_p(z_e) = 765 [N/m^2] \quad \text{suivent } h$$

Zone	A	B	D	E
$Q_p(z_e)[N/m^2]h$	765	765	765	765
C_{pe10}	-1.00	-0.80	+0.80	-0.30
C_{pi1}	+0.80	+0.80	+0.80	+0.80
$W(z_j) [N/m^2]$	-1377	-1224	0	-841.5
C_{pi2}	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50
$W(z_j)[N/m^2]$	-382.5	-229.5	994.5	153

Tableau III.5 : Les valeurs de pression q_w sens v_1 suivant (h)

$$Q_p(z_e) = 663.75 [N/m^2] \text{ suivent b}$$

Zone	A	B	D	E
$Q_p(z_e)[N/m^2]h$	663.75	663.75	663.75	663.75
C_{pe10}	-1.00	-0.80	+0.80	-0.30
C_{pi1}	+0.80	+0.80	+0.80	+0.80
$W(z_j) [N/m^2]$	1194.75	-1062	0	730.12
C_{pi2}	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50
$W(z_j)[N/m^2]$	-331.87	-199.12	862.87	132.75

Tableau III.6: Les valeurs de pression q_w sens v_1 suivant (b)

- La terrasse

Les toitures plates sont celles dont l'angle de la pente inférieur ou égal a 5° il convient de diviser la toiture.

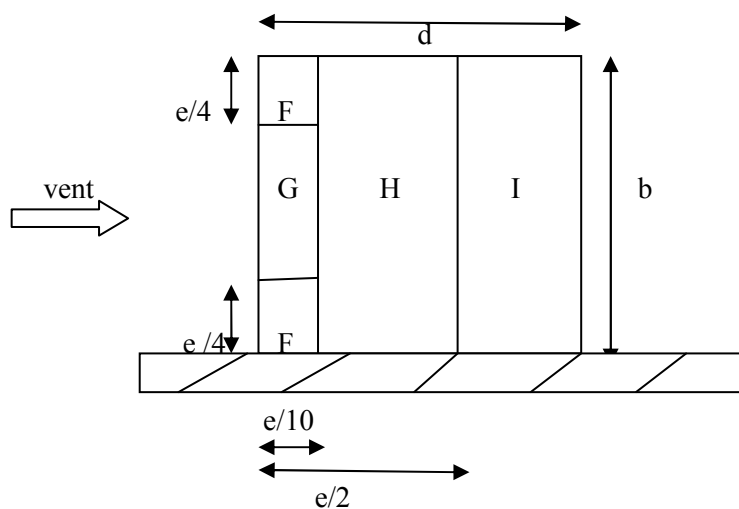


Figure III. 6 : Légende pour la toiture plate
D'après le tableau[3](5.2.5)

$$b = 23.66m, d = 12.4m, h = 34.6 m$$

$$e = \min [b, 2h] = [23.77 ; 69.2] \rightarrow e = 23.77 m.$$

Zone	F	G	H	I
Surface m ² (h)	14.13	28.25	226	24.68
Surface m ² (b)	14.13	28.25	328.97	69.2
C _{pe}	C _{pe10}	C _{pe10}	C _{pe10}	C _{pe10}

Tableau III.7: C_{pe} pour la paroi vertical de bâtiment

- Détermination de coefficient de pression extérieure C_{pe}

Les valeurs de C_{pe10} dépendent par le rapport $\frac{hp}{h}$

Avec :

Hp : la longueur de l'acrotère

H : la longueur de Z_e

- Pour Z_e= h

$$\frac{hp}{h} = \frac{0.6}{34.6} = 0.017$$

Donc par interpolation on trouve les résultats suivants :

$$C_{pe10}(F) = \frac{0.025-0}{-1.6+1.8} = \frac{0.017-0}{-x+1.8} \text{ donc } x = -1.66$$

Zone	F	G	H	I
C _{pe}	C _{pe10}	C _{pe10}	C _{pe10}	C _{pe10}
Valeur C _{pe10}	-1.66	-1.13	-0.7	+0.2

Tableau III.8: C_{pe10} pour la paroi vertical de bâtiment suivant (h)

- Pour Z_e= b

$$\frac{hp}{h} = \frac{0.6}{23.77} = 0.025$$

Zone	F	G	H	I
C _{pe}	C _{pe10}	C _{pe10}	C _{pe10}	C _{pe10}
Valeur C _{pe10}	-1.6	-1.1	-0.7	+0.2

Tableau III.9: C_{pe10} pour la paroi vertical de bâtiment suivant (b)

Calcul coefficient de pression intérieure Cpi

Zone	F	G	H	I
$C_{pe10}(h)$	-1.66	-1.13	-0.7	+0.2
$C_{pe10}(b)$	-1.6	-1.1	-0.7	+0.2
C_{pi1}	+0.8	+0.8	+0.8	+0.8
C_{pi2}	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5

Tableau III.10: C_{pi1} et C_{pi2} pour la paroi verticale de bâtiment de la terrasse

Détermination de la pression aérodynamique

Pour $z_e = h = m$

On a : $W(z_j) = q_p(z_e) * [C_{pe} - C_{pi}]$ [N/m²]

$$W(z_j) = q_p(z_e) * [C_{pe} - C_{pi2}] \quad [N/m^2]$$

Avec :

$q_p(z_e) = 765$ [N/m²] suivant h

Zone	A	B	D	E
$Q_p(z_e)[N/m^2]h$	765	765	765	765
C_{pe10}	-1.66	-1.13	-0.7	+0.2
C_{pi1}	+0.8	+0.80	+0.80	+0.80
$W(z_j) [N/m^2]$	-1881.9	-1476.45	-1147.5	-765
C_{pi2}	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50
$W(z_j)[N/m^2]$	-887.4	-481.95	-153	229.5

Tableau III.11 : Les valeurs de pression q_w sens v1 suivant (h)

$Q_p(z_e) = 663.75 [N/m^2]$ suivent b

Zone	A	B	D	E
$Q_p(z_e)[N/m^2]h$	663.75	663.75	663.75	663.75
C_{pe10}	-1.6	-1.1	-0.7	+0.2
C_{pi1}	+0.80	+0.80	+0.80	+0.80
$W(z_j) [N/m^2]$	-1593	-1261.125	-995.62	-663.75
C_{pi2}	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50
$W(z_j)[N/m^2]$	-730.12	-398.25	-132.75	199.12

Tableau III.12 : Les valeurs de pression q_w sens v_1 suivant (b)

❖ Direction du vent V2 (90°)

La hauteur de référence z_e

Pour les murs au vent

On a : $b = 12.4m$, $h = 34.6m$, $d = 23.77 m \longrightarrow 34.6 > 24.8 \longrightarrow h > 2b$

Pour les murs parallèles au vent :

	b	Z_{strip1}	Z_{strip2}	Z_{strip3}	Z_{strip4}	h
Z_e	12.4	14.85	17.39	19.98	22.47	34.6

Tableau III.13: Z_e Pour les murs perpendiculaires au vent V2

Z_e	Z_e	c_r	I_v	c_e	$q_p(N/m^2)$
b	12.4	0.58	0.39	1.25	468.75
Z_{strip1}	14.85	0.63	0.37	1.42	532.5
Z_{strip2}	17.39	0.66	0.35	1.5	562.5
Z_{strip3}	19.98	0.7	0.33	1.62	607.5
Z_{strip4}	22.47	0.72	0.32	1.68	630
h	34.6	0.83	0.28	2.04	765

Tableau III.14 : Hauteur de référence z_e

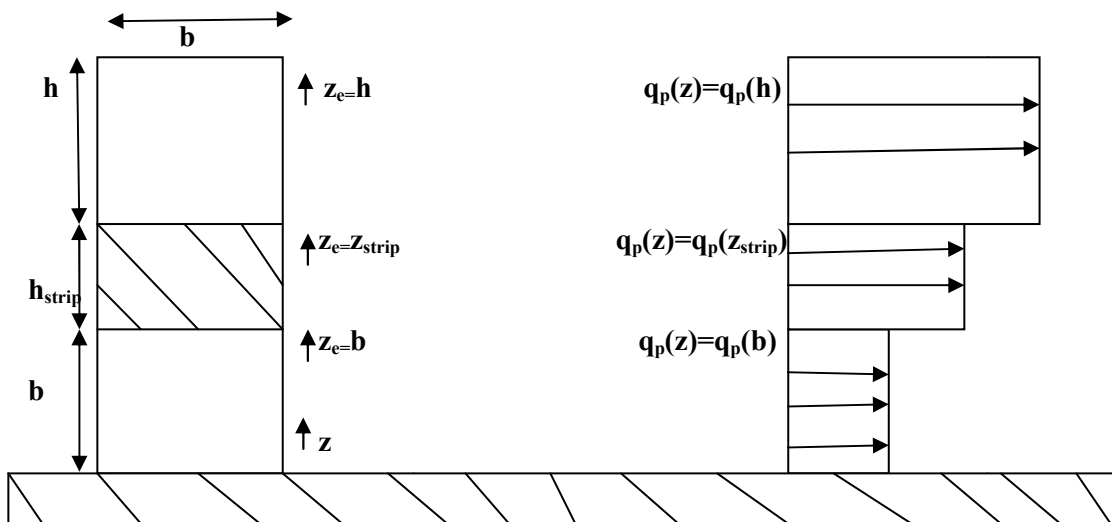


Figure III. 7 : Hauteur de référence z_e et profil correspondant de la pression dynamique

Pour cette direction du vent on a : $b=12.4$ $d = 23.77$ m, $H=34.6$ m

$e = \min [b, 2h] = [12.4; 69.2] \rightarrow e_6 = 12.4$ m.

Et on a : $d = 23.77$ m $>$ $e = 12.4$ m.

Donc on utilise la légende suivante :

Zone	A	B	C	D	E
Surface(m ²)	85.8	9.92	381.98	294.75	294.75
C_{pec}	C_{pe10}	C_{pe10}	C_{pe10}	C_{pe10}	C_{pe10}
Valeur C_{pe}	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Tableau III.15 : C_{pe} pour la paroi verticale de bâtiment

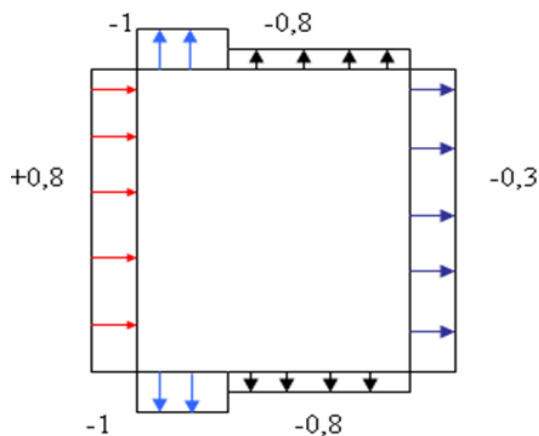


Figure III.8: Zone de pression pour les parois verticales

- Calcul coefficient de pression intérieure C_{pi}

Zone	A	B	C	D	E
C_{pe10}	-1.00	-0.80	-0.50	+0.80	-0.3
C_{pi1}	+0.80	+0.80	+0.80	+0.80	+0.80
C_{pi2}	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50

Tableau III.16 : C_{pi1} et C_{pi2} pour la paroi verticale de bâtiment v₂

- Détermination de la pression aérodynamique

On a : $W(z_j) = q_p(z_e) * [C_{pe} - C_{pi}]$ [N/m²]

➤ Pour $z_e = b = 12.4$ m

$Q_p(z_e) = 468.75$ [N/m²]

Zone	A	B	C	D	E
$Q_p(z_e)$ [N/m ²]h	468.75	468.75	468.75	468.75	468.75
C_{pe10}	-1.00	-0.80	-0.50	+0.80	-0.3
C_{pi1}	+0.80	+0.80	+0.80	+0.80	+0.80
$W(z_j)$ [N/m ²]	-843.75	-750	-609.37	0	-515.62
C_{pi2}	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50
$W(z_j)$ [N/m ²]	-234.37	-140.62	0	609.37	93.75

Tableau III.17: Les valeurs de pression q_w sens v₂ suivant (b)

➤ Pour $z_e = 14.85$ m

$Q_p(z_e) = 532.5$ [N/m²]

Zone	A	B	C	D	E
$Q_p(z_e)$ [N/m ²]h	532.5	532.5	532.5	532.5	532.5
C_{pe10}	-1.00	-0.80	-0.50	+0.80	-0.3
C_{pi1}	+0.80	+0.80	+0.80	+0.80	+0.80
$W(z_j)$ [N/m ²]	-958.5	-852.00	-692.25	0	-585.75
C_{pi2}	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50
$W(z_j)$ [N/m ²]	-266.25	-159.75	0	692.25	106.5

Tableau III.18: Les valeurs de pression q_w sens v₂ suivant (Z_{strip1})

➤ Pour $z_e = 17.39\text{m}$

$$Q_p(z_e) = 562.5 \text{ [N/m}^2\text{]}$$

Zone	A	B	C	D	E
$Q_p(z_e) \text{ [N/m}^2\text{]h}$	562.5	562.5	562.5	562.5	562.5
C_{pe10}	-1.00	-0.80	-0.50	+0.80	-0.3
C_{pi1}	+0.80	+0.80	+0.80	+0.80	+0.80
$W(z_j) \text{ [N/m}^2\text{]}$	-1012.5	-900	-761.25	0	-618.75
C_{pi2}	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50
$W(z_j) \text{ [N/m}^2\text{]}$	-281.25	-168.75	0	732.25	112.5

Tableau III.19: Les valeurs de pression q_w sens v2 suivant ($Z_{\text{strip}2}$)

➤ Pour $z_e = 19.98 \text{ m}$

$$Q_p(z_e) = 607.5 \text{ [N/m}^2\text{]}$$

Zone	A	B	C	D	E
$Q_p(z_e) \text{ [N/m}^2\text{]h}$	607.5	607.5	607.5	607.5	607.5
C_{pe10}	-1.00	-0.80	-0.50	+0.80	-0.3
C_{pi1}	+0.80	+0.80	+0.80	+0.80	+0.80
$W(z_j) \text{ [N/m}^2\text{]}$	-1093.5	-972	-789.75	0	-668.25
C_{pi2}	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50
$W(z_j) \text{ [N/m}^2\text{]}$	-303.75	-182.25	0	789.75	121.5

Tableau III.20: Les valeurs de pression q_w sens v2 suivant ($Z_{\text{strip}3}$)

➤ Pour $z_e = 22.47\text{m}$

$$Q_p(z_e) = 630 \text{ N/m}^2$$

Zone	A	B	C	D	E
$Q_p(z_e)[\text{N/m}^2]\text{h}$	630	630	630	630	630
C_{pe10}	-1.00	-0.80	-0.50	+0.80	-0.3
C_{pi1}	+0.80	+0.80	+0.80	+0.80	+0.80
$W(z_j) [\text{N/m}^2]$	-1134	-1008	-815	0	-690
C_{pi2}	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50
$W(z_j)[\text{N/m}^2]$	-315	-1889	0	819	126

Tableau III.21: Les valeurs de pression qw sens v2 suivant (Z_{stri4})

➤ Pour $z_e = 34.66\text{m}$

$$Q_p(z_e) = 765 \text{ N/m}^2$$

Zone	A	B	C	D	E
$Q_p(z_e)[\text{N/m}^2]\text{h}$	765	765	765	765	765
C_{pe10}	-1.00	-0.80	-0.50	+0.80	-0.3
C_{pi1}	+0.80	+0.80	+0.80	+0.80	+0.80
$W(z_j) [\text{N/m}^2]$	-1377	-1224	-994.5	0	-841.5
C_{pi2}	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50
$W(z_j)[\text{N/m}^2]$	-382.5	-229.5	0	994.5	153

Tableau III.22: Les valeurs de pression qw sens v2 suivant(h)

- **La terrasse**

Les toitures plates sont celles dont l'angle de la pente inférieur ou égal à 5° il convient de diviser la toiture

D'après le tableau [3] (5.2.5)

$$b = 12.4 \text{ m}, d = 23.66 \text{ m}, h = 34.6 \text{ m}$$

$$e = \min [b, 2h] = [12.4 ; 69.2] \rightarrow e = 12.4 \text{ m.}$$

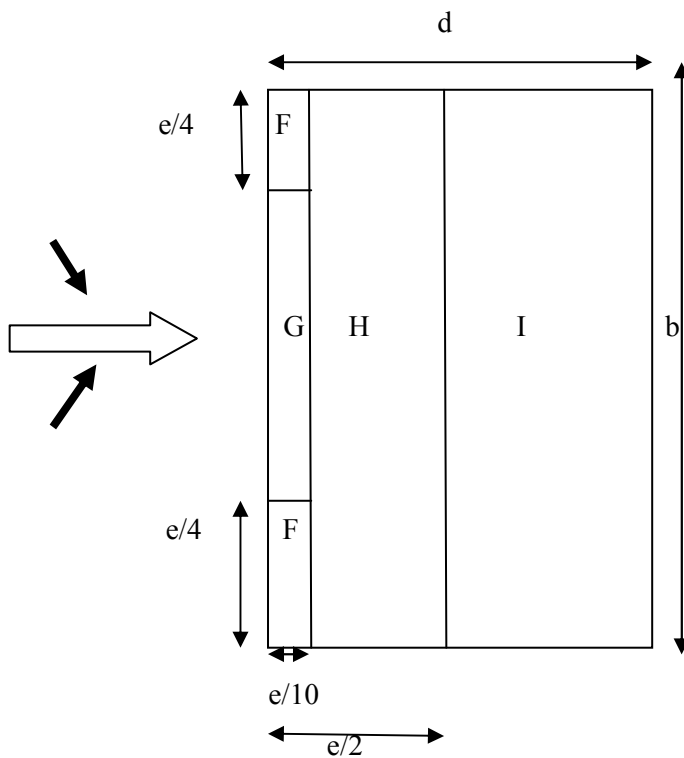


Figure III.9 : Légende pour la toiture plate

Zone	F	G	H	I
Surface m ² (h)	3.84	17.57	117.89	147.37
C _{pe}	C _{pe10}	C _{pe10}	C _{pe10}	C _{pe10}

Tableau III.23: C_{pe} pour la paroi vertical de bâtiment

Détermination de coefficient de pression extérieure C_{pe}

Les valeurs de C_{pe10} dépendent par le rapport $\frac{hp}{h}$

Avec

Hp : la longueur de l'acrotère

H : la longueur de Ze

$$\frac{hp}{h} = \frac{0.6}{12.4} = 0.048$$

Donc par interpolation on trouve les résultats suivants :

$$C_{pe10}(F) = \frac{0.025-0}{-1.6+1.8} = \frac{0.048-0}{-x+1.8} \quad \text{donc } x=-1.4$$

Zone	F	G	H	I
C _{pe}	C _{pe10}	C _{pe10}	C _{pe10}	C _{pe10}
Valeur C _{pe10}	-1.4	-1.09	-0.7	+0.2

Tableau III.24: C_{pe10} pour la paroi vertical de bâtiment

$$\frac{hp}{h} = \frac{0.6}{14.85} = 0.04$$

Donc par interpolation on trouve les résultats suivants :

$$C_{pe10}(F) = \frac{0.025-0}{-1.6+1.8} = \frac{0.04-0}{-x+1.8} \quad \text{donc } x=-1.48$$

Zone	F	G	H	I
C_{pe}	C _{pe10}	C _{pe10}	C _{pe10}	C _{pe10}
Valeur C_{pe10}	-1.48	-0.98	-0.7	+0.2

Tableau III.25: C_{pe10} pour la paroi vertical de bâtiment

$$\frac{hp}{h} = \frac{0.6}{17.39} = 0.034$$

Donc par interpolation on trouve les résultats suivants :

$$C_{pe10}(F) = \frac{0.025-0}{-1.6+1.8} = \frac{0.034-0}{-x+1.8} \quad \text{donc } x=-1.52$$

Zone	F	G	H	I
C_{pe}	C _{pe10}	C _{pe10}	C _{pe10}	C _{pe10}
Valeur C_{pe10}	-1.52	-1.02	-0.7	+0.2

Tableau III.26: C_{pe10} pour la paroi vertical de bâtiment

$$\frac{hp}{h} = \frac{0.6}{19.98} = 0.03$$

Donc par interpolation on trouve les résultats suivants :

$$C_{pe10}(F) = \frac{0.025-0}{-1.6+1.8} = \frac{0.03-0}{-x+1.8} \quad \text{donc } x=-1.55$$

Zone	F	G	H	I
C_{pe}	C _{pe10}	C _{pe10}	C _{pe10}	C _{pe10}
Valeur C_{pe10}	-1.56	-1.06	-0.7	+0.2

Tableau III.27: C_{pe10} pour la paroi vertical de bâtiment

$$\frac{hp}{h} = \frac{0.6}{22.47} = 0.026$$

Donc par interpolation on trouve les résultats suivants :

$$C_{pe10}(F) = \frac{0.025-0}{-1.6+1.8} = \frac{0.026-0}{-x+1.8} \quad \text{donc } x=-1.59$$

Zone	F	G	H	I
C_{pe}	C _{pe10}	C _{pe10}	C _{pe10}	C _{pe10}
Valeur C_{pe10}	-1.59	-1.09	-0.7	+0.2

Tableau III.28: C_{pe10} pour la paroi vertical de bâtiment

$$\frac{hp}{h} = \frac{0.6}{34.6} = 0.017$$

Donc par interpolation on trouve les résultats suivants :

$$C_{pe10}(F) = \frac{0.025-0}{-1.6+1.8} = \frac{0.017-0}{-x+1.8} \text{ donc } x = -1.66$$

Zone	F	G	H	I
C_{pe}	C_{pe10}	C_{pe10}	C_{pe10}	C_{pe10}
Valeur C_{pe10}	-1.66	-1.13	-0.7	+0.2

Tableau III.29: C_{pe10} pour la paroi vertical de bâtiment

- Calcul coefficient de pression intérieure C_{pi}

Zone	A	B	C	D	E
C_{pi1}	+0.80	+0.80	+0.80	+0.80	+0.80
C_{pi2}	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50

Tableau III.30 : C_{pi1} et C_{pi2} pour la paroi vertical de bâtiment v_2

- Détermination de la pression aérodynamique

Pour $z_e = b = m$

$$\text{On a : } W(z_j) = q_p(z_e) * [C_{pe} - C_{pi}] \quad [N/m^2]$$

$$W(z_j) = q_p(z_e) * [C_{pe} - C_{pi2}] \quad [N/m^2]$$

Avec :

$$q_p(z_e) = 468.75 \quad [N/m^2] \text{ suivant } h$$

Zone	A	B	D	E
$Q_p(z_e)[N/m^2]h$	468.75	468.75	468.75	468.75
C_{pe10}	-1.4	-1.09	-0.7	+0.2
C_{pi1}	+0.8	+0.80	+0.80	+0.80
$W(z_j) [N/m^2]$	-1031.25	-885.93	-703.12	-281.25
C_{pi2}	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50
$W(z_j)[N/m^2]$	-421.87	-276.56	-93.75	328.12

Tableau III.31 : Les valeurs de pression q_w sens v_2 suivant (b)

Pour $z_e = z_{strip} = 14.85 \text{ m}$

$$\text{On a : } W(z_j) = q_p(z_e) * [C_{pe} - C_{pi}] \quad [N/m^2]$$

$$W(z_j) = q_p(z_e) * [C_{pe} - C_{pi2}] \quad [N/m^2]$$

Avec :

$q_p(z_e) = 532.5$ [N/m²] suivent h

Zone	A	B	D	E
$Q_p(z_e)$ [N/m ²]h	532.5	532.5	532.5	532.5
C_{pe10}	-1.48	-0.98	-0.7	+0.2
C_{pi1}	+0.8	+0.80	+0.80	+0.80
$W(z_j)$ [N/m ²]	-1214.1	-947.85	-798.75	-319.5
C_{pi2}	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50
$W(z_j)$ [N/m ²]	-521.25	-255.6	-106.5	372.75

Tableau III.32 : Les valeurs de pression q_w sens v_2 suivant z_{strip1}

Pour $z_e = z_{strip2} = 17.39$ m

On a : $W(z_j) = q_p(z_e) * [C_{pe} - C_{pi}]$ [N/m²]

$$W(z_j) = q_p(z_e) * [C_{pe} - C_{pi2}] \quad [N/m^2]$$

Avec :

$q_p(z_e) = 562.5$ [N/m²] suivent h

Zone	A	B	D	E
$Q_p(z_e)$ [N/m ²]h	562.5	562.5	562.5	562.5
C_{pe10}	-1.52	-1.02	-0.7	+0.2
C_{pi1}	+0.8	+0.80	+0.80	+0.80
$W(z_j)$ [N/m ²]	-1305	-1023.75	-843.75	-337.5
C_{pi2}	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50
$W(z_j)$ [N/m ²]	-573.75	-292.5	-112.5	393.75

Tableau III.33: Les valeurs de pression q_w sens v_2 suivant z_{strip2}

Pour $z_e = z_{strip3} = 19.98$ m

On a : $W(z_j) = q_p(z_e) * [C_{pe} - C_{pi}]$ [N/m²]

$$W(z_j) = q_p(z_e) * [C_{pe} - C_{pi2}] \quad [N/m^2]$$

Avec :

$$q_p(z_e) = 607.5 \text{ [N/m}^2\text{]} \text{ suivent h}$$

Zone	A	B	D	E
$Q_p(z_e)[\text{N/m}^2]\text{h}$	607.5	607.5	607.5	607.5
C_{pe10}	-1.56	-1.06	-0.7	+0.2
C_{pi1}	+0.8	+0.80	+0.80	+0.80
$W(z_j) [\text{N/m}^2]$	-1433.7	-1129.98	-911.29	-364.5
C_{pi2}	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50
$W(z_j)[\text{N/m}^2]$	-643.98	-340.2	-121.5	425.2

Tableau III.34: Les valeurs de pression q_w sens v_2 suivant z_{strip3}

Pour $z_e = z_{strip4} = 22.47 \text{ m}$

$$\text{On a : } W(z_j) = q_p(z_e) * [C_{pe} - C_{pi}] \quad [\text{N/m}^2]$$

$$W(z_j) = q_p(z_e) * [C_{pe} - C_{pi2}] \quad [\text{N/m}^2]$$

Avec :

$$q_p(z_e) = 630 \text{ [N/m}^2\text{]} \text{ suivent h}$$

Zone	A	B	D	E
$Q_p(z_e)[\text{N/m}^2]\text{h}$	630	630	630	630
C_{pe10}	-1.59	-1.09	-0.7	+0.2
C_{pi1}	+0.8	+0.80	+0.80	+0.80
$W(z_j) [\text{N/m}^2]$	-1505.7	-1190.7	-945	-378
C_{pi2}	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50
$W(z_j)[\text{N/m}^2]$	-696.7	-371.7	-126	441

Tableau III.35: Les valeurs de pression q_w sens v_2 suivant z_{strip4}

Pour $z_e = h = 34.6 \text{ m}$

$$\text{On a : } W(z_j) = q_p(z_e) * [C_{pe} - C_{pi}] \quad [\text{N/m}^2]$$

$$W(z_j) = q_p(z_e) * [C_{pe} - C_{pi2}] \quad [\text{N/m}^2]$$

Avec :

$$q_p(z_e) = 765 \text{ [N/m}^2\text{]} \text{ suivant } h$$

Zone	A	B	D	E
$Q_p(z_e)[\text{N/m}^2]h$	765	765	765	765
C_{pe10}	-1.66	-1.13	-0.7	+0.2
C_{pi1}	+0.8	+0.80	+0.80	+0.80
$W(z_j) [\text{N/m}^2]$	-1881.9	-1476.45	-1147.5	-765
C_{pi2}	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50
$W(z_j)[\text{N/m}^2]$	-887.4	-481.95	-153	229.5

Tableau III.36 : Les valeurs de pression q_w sens v_2 suivant (h)

- La force de frottement

Dans le cas de structures allongées ou élancées on tient compte d'une force complémentaire due aux frottements qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent au-delà d'une distance des bords au vent égales à la plus petit des valeurs (2b) et (4h)

Avec :

D : dimension en m de la construction parallèle au vent

B : dimension en m de la construction perpendiculaire au vent

H : hauteur en m de la construction

Remarque

La force de frottement est négligeable si : $s_1 + s_2 \leq 4 s_3$

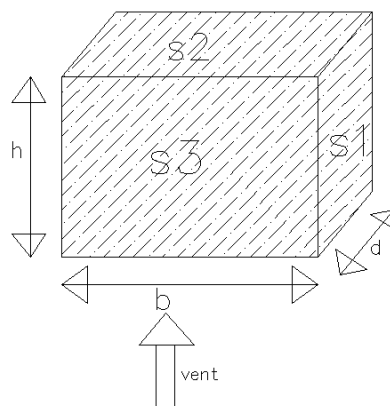


Figure III.10: Les surfaces principales

$$S1 = d * h = 12.4 * 34.6 = 429.04 \text{ m}^2$$

$$S2 = b * d = 23.77 * 12.4 = 294.75 \text{ m}^2$$

$$S3 = b * h = 23.77 * 34.6 = 824.44 \text{ m}^2$$

$$S1 + S2 = 429.04 + 294.75 = 729.79 \quad S1 + S2 \leq 4 S3$$

$$4 S3 = 3285.76 \text{ m}^2$$

Donc $S1 + S2 \leq 4 S3$ Condition vérifiée

La force de frottement est négligeable

III.2. Effet de la neige

Introduction :

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

Notre projet se trouve à une altitude de 500 m.

Calcul des charges de la neige :

$$S = \mu \cdot S_k [\text{kN/m}^2] \quad [3] (\text{\S}3.1.1)$$

- S_k (en kN/m^2) est la charge de neige sur le sol, en fonction de l'altitude et de la zone de neige.
- μ est un coefficient d'ajustement des charges, fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme.

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

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

$$S_k = \frac{0.04 * H + 10}{100} [3] (\text{\S}4.2)$$

$$S_k = 0,3 \text{ N/m}^2$$

Coefficient de forme de la terrasse :

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

$$S = \mu \cdot S_k = 0.8 \times 0.3$$

$$S = 0.23 \text{ KN/m}^2$$

CONCLUSION

Ces résultats vont être comparés avec la résultante des forces sismiques, pour prendre le cas le plus défavorable en vue.

Chapitre IV

Etude dynamique

Introduction

Ce chapitre est consacré à l'étude sismique de la structure conformément aux règles parasismiques algériennes RPA 99 v2003. Il s'agit de déterminer la charge sismique et de la distribuer sur l'ensemble des tôles de contreventement de la structure. Les sollicitations qui en résultent seront combinées avec les autres cas de charge afin de dimensionner ou de vérifier les éléments structuraux.

La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019** qui est un logiciel de calcul automatique des structures.

IV.1. Objectifs de l'étude dynamique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres, ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non-amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

IV.2. Modélisation de rigidité

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

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

IV.3. Modélisation de masse

- La masse des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher.
- La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par le **RPA99 version 2003** avec $(\beta=0,2)$ pour un bâtiment à usage bureau.
- La masse de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie aux niveaux des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).

- La masse des escaliers a été répartie au niveau des poutres palières et les poutres des planchers délimitant la cage d'escalier (par plancher).

IV.4. Choix de la méthode de calcul

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

Les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version2003**) propose trois méthodes de calcul des sollicitations : [2]

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

IV.4.1. La méthode statique équivalente [2]

Principe

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

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

IV.4.2. La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme (temporelle) [2]

Principe

L'analyse temporelle est une analyse qui permet d'obtenir la réponse de la structure à une excitation imposée dans un intervalle de temps déterminé, contrairement aux autres types d'analyses disponibles qui affichent la réaction de la structure sous forme d'amplitudes obtenues à un moment unique.

L'analyse temporelle consiste à trouver la solution de l'équation de la variable de temps "t" suivante :

IV.4.3. La méthode modale spectrale [2]

Principe

Il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de calcul, ces effets sont par suite combinés pour obtenir la réponse de la structure. Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de ces modes soit aux moins égales 90%.

Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure

Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0.20\text{sec}$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus de sol et T_K la période du mode K

a. Analyse spectrale

- Utilisation des spectres de réponse

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse

Toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement (ζ) et de la pulsation naturelle (ω).

Donc pour des accélérogrammes donnés si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure.

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

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

Représentation graphique du spectre de réponse :

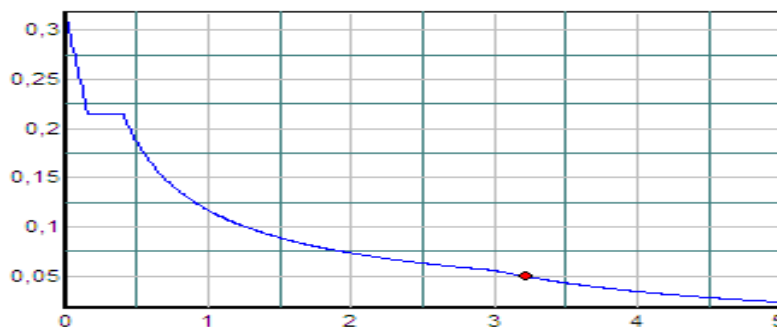


Figure IV.1 : Spectre de réponse

Avec :

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

A : coefficient d'accélération de zone, ($A=0,25$).

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

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

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

Q : Facteur de qualité.

b. 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.

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

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

IV.5. Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente

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

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

Avec

A : coefficient d'accélération de zone. **[2](tab.4.1)**

- Groupe d'usage : **2**
 - Zone sismique : **III**
- } $\longrightarrow A = 0.25$

D : facteur d'amplification dynamique moyen

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

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

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site est donnée dans. [2](tab.4.1)

$$\text{Catégorie } S_4 \implies \text{site très meuble} \left\{ \begin{array}{l} T_1 = 0.15 \text{ sec.} \\ T_2 = 0.50 \text{ sec.} \end{array} \right.$$

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$$

Avec $\zeta=5\%$ (Portique en acier dense) $\implies \eta=1$

IV.5.1. Estimation de la période fondamentale de la structure (T)

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

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

$$T = \min \left(C_T \times h_N^{3/4}, 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right)$$

$C_T = 0,05$ (Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie)

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

$$H_N = 34.6 \text{ m}$$

$$T = C_T \times h_N^{3/4} = 0.05(34.6)^{3/4} = 0.71 \text{ dans les deux directions.}$$

- Suivant la direction (x - x) $T_x = \frac{34.6}{\sqrt{23.77}} * 0.09 = \mathbf{0.63s}$
- Suivant la direction (y - y) $T_y = \frac{34.6}{\sqrt{12.4}} * 0.09 = \mathbf{0.88s}$

$$\text{Sens (x-x)} : T_x = \min(0.71, 0.63) = 0.63 \text{sec} ; T_x = \mathbf{0.63 s}$$

$$\text{Sens (y-y)} : T_y = \min(0.71, 0.63) = 0.63 \text{sec} ; T_y = \mathbf{0.81 s}$$

Le choix de la période de calcul de l'effort tranchant à la base est choisi comme suit :

$$T = \begin{cases} T \text{ analytique} & \text{si } T \text{ analytique} < 1.3 T \text{ empirique} \\ 1,3 T_{\text{empirique}} & \text{si } T \text{ analytique} \geq 1.3 T \text{ empirique} \end{cases}$$

R : Coefficient de comportement.

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et les méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'un coefficient de comportement **R** qui est un paramètre qui reflète la ductilité de la structure ; il dépend du système de contreventement. Sa valeur unique est donnée par le [2](tableau (4.3)).

On a choisi un **R = 4**

Q : facteur de qualité

La valeur de **Q** déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

P_q : est la pénalité à retenir selon le critère de qualité **q** "si ce dernier est satisfait ou non ".

Sa valeur est donnée par le[2] (4.4)

Critère q	Observée (o/n)	Pq // xx	Observée (o/n)	Pq // yy
Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
Redondance en plan	Oui	0	Oui	0.05
Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0

Tableau IV.1 : Facteur de qualité

$$Q//xx = 1 + (0.05+0+0.05+0.05+0+0) = 1.15$$

$$Q//yy = 1 + (0.05+0+0.05+0.05+0+0) = 1.2$$

V.5.2. Vérification des déplacements latéraux inter étages [2]

L'une des vérifications préconisées par les **RPA99 version 2003**, concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon **RPA99 version 2003** l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_K^x \leq \bar{\Delta}_{adm} \quad \text{et} \quad \Delta_K^y \leq \Delta_{adm}^-$$

Avec : $\bar{\Delta}_{adm} = 1\% He$

Où : **he** représente la hauteur de l'étage.

Avec

$$\delta_K^x = R * r_x * \delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = R * r_y * \delta_{eK}^y$$

V.6. Vérification de la structure selon le RPA99/v2003

Au cours d'étude de notre structure, on a passé par deux étapes (première étape qui est le modèle initial et une deuxième étape c'est le modèle final), telle que la différence entre les modèles étudiés est le système de contreventement utilisé.

V.6.1 Modèle 1

Pour cette étape, on a vérifié la structure autant qu'une structure auto stable comme il est indiqué dans la figure ci-dessous :

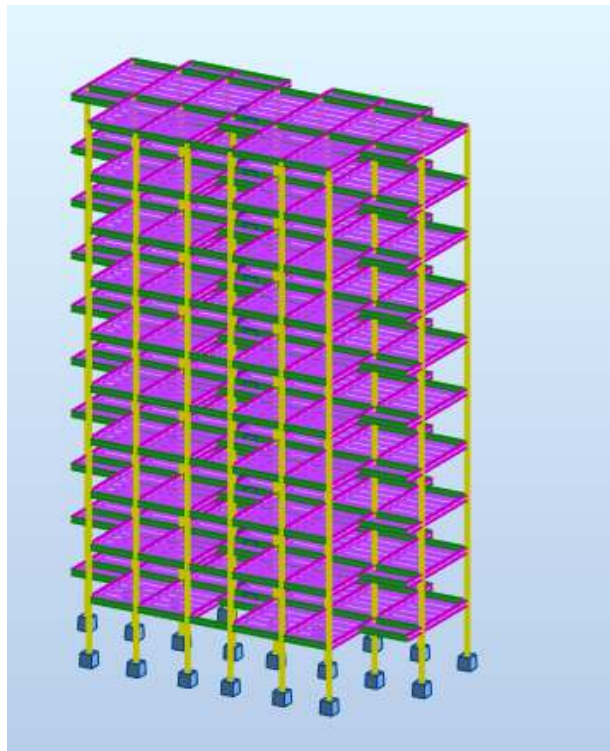


Figure. IV.2 : Structure sans contreventement

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

Une période fondamentale **T=2.23 s**

La participation massique ne atteind pas **90%**

Modes	Période [sec]	SUM UX [%]	SUM UY [%]	UX [%]	UY [%]
1	2.23	33.38	0.53	33.38	0.53
2	1.21	40.37	42.47	6.99	41.94
3	0.96	54.64	56.01	14.26	13.54
4	0.76	63.67	56.33	9.04	0.32
5	0.41	65.42	74.37	1.74	1.43
6	0.28	69.73	78.83	4.31	16.61
7	0.26	82.47	79.66	3.07	4.47
8	0.25	83.22	80.13	9.67	0.83
9	0.20	84.69	86.27	0.70	0.28
10	0.15	86.90	80.13	0.06	0.19

Tableau IV.2 : Participation massique du modèle initial

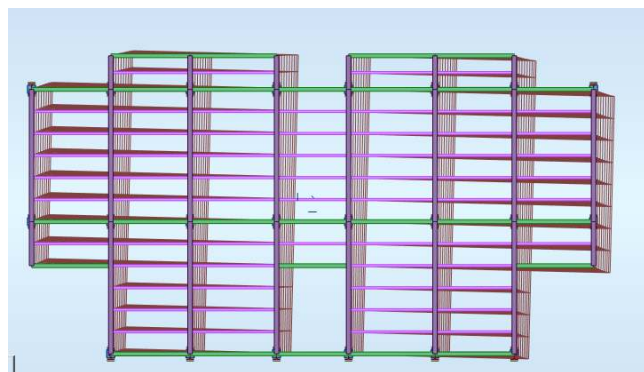


Figure IV.3 : 1^{er} mode translation sens X-X

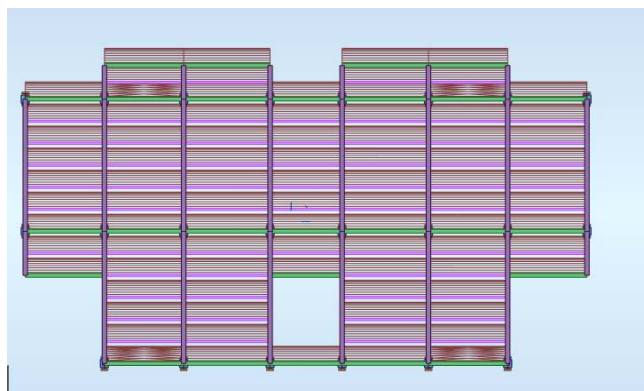


Figure IV.4 : 2^{ème} mode Translation sens Y-Y

- Résultats des forces sismiques

$$W = 14975 \text{ kN} \quad \left\{ \begin{array}{l} V^x = \frac{0.25 \times 1.79 \times 1.15}{4} \times 14975 = 1926.62 \text{ kN} \\ V^y = \frac{0.25 \times 1.45 \times 1.2}{4} \times 14975 = 1628.53 \text{ kN} \end{array} \right.$$

Effort tranchant à la base depuis le logiciel donne :

$$F_1 = V_t^x = 1678 \text{ kN}$$

$$F_2 = V_t^y = 1577 \text{ kN}$$

$$r_x = \frac{0.8 V}{V_t} = \frac{0.8 \times 1926.62}{1678} = 0.92 < 1$$

$$r_y = \frac{0.8 V}{V_t} = \frac{0.8 \times 1628.53}{1628.53} = 0.82 < 1$$

V.6.2. Model 2

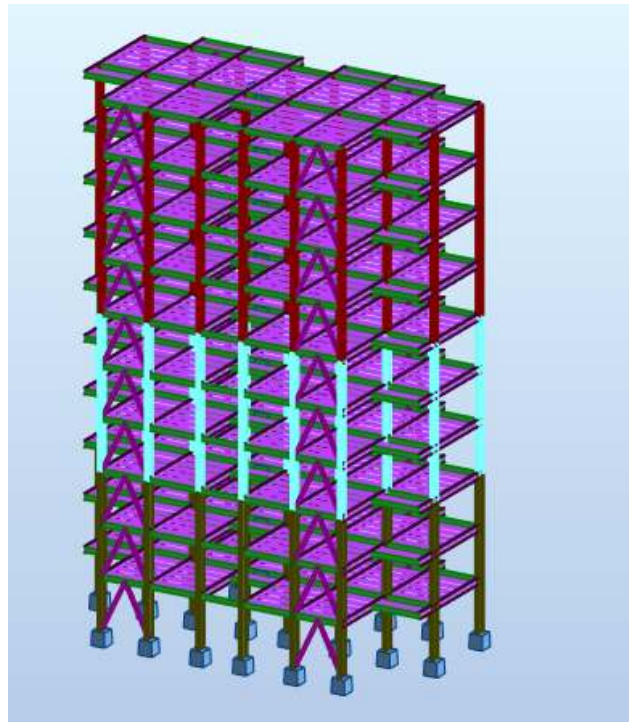


Figure IV.5 Structure avec contreventement

○ Résultat de l'analyse dynamique :

Une période fondamentale $T=1.08$ sec

Modes	Période [sec]	SUM UX [%]	SUM UY [%]	UX [%]	UY [%]
1	1.08	69.23	0.00	69.23	0.00
2	0.66	69.23	69.49	0.00	69.49
3	0.48	69.30	69.49	0.07	0.00
4	0.26	87.95	69.49	18.66	0.00
5	0.16	87.95	89.57	0.00	20.08
6	0.12	88.08	89.57	0.12	0.00
7	0.12	94.31	89.57	6.23	0.00
8	0.08	94.31	95.17	0.00	5.60
9	0.07	97.18	95.17	2.87	0.00
10	0.06	97.19	95.17	0.00	0.00

Tableau IV.3 : Participation massique du modèle initial

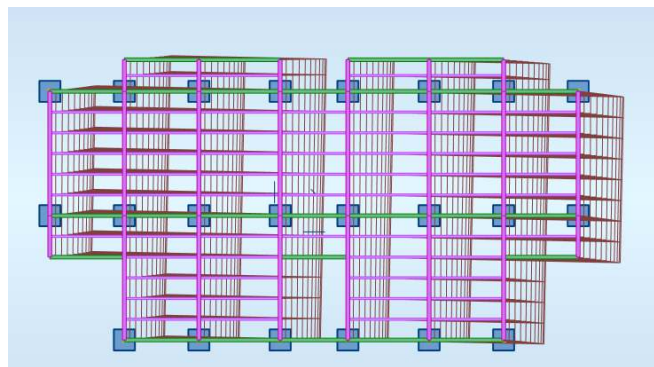


Figure IV.6 : 1^{er} mode translation sens X-X

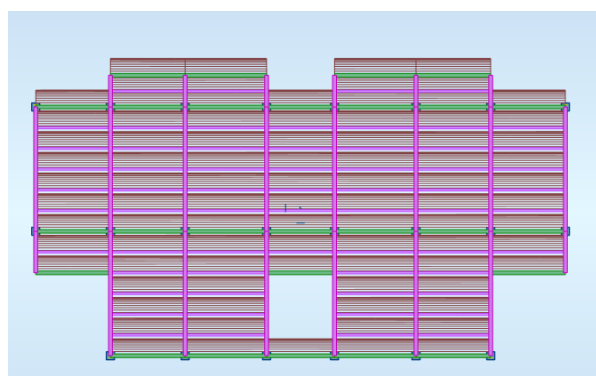


Figure IV.7 : 2^{ème} mode translation sens Y-Y

• Résultats des forces sismiques

$$W = 17261.59 \text{ kN} \left\{ \begin{array}{l} V^x = \frac{0.25 \times 1.79 \times 1.15}{4} \times 17261.59 = 2220.81 \text{ kN} \\ V^y = \frac{0.25 \times 1.45 \times 1.2}{4} \times 17261.59 = 1877.19 \text{ kN} \end{array} \right.$$

Effort tranchant à la base depuis le logiciel donne :

$$F_1 = V_t^x$$

$$F_2 = V_t^y$$

$$r_x = \frac{0.8 V}{Vt} = \frac{0.8 \times 2220.81}{1678} = 1.06$$

$$r_y = \frac{0.8 V}{Vt} = \frac{0.8 \times 1877.19}{1577} = 1.01$$

Etage	H [mm]	Δx	Δy	$\Delta x * R * r_x$ [mm]	$\Delta y * R * r_y$ [mm]
9 ème	3400	1	1.4	4.24	5.65
8 ème	3400	1.7	2.8	7.20	11.31
7 ème	3400	2.10	2.8	8.90	11.31
6 ème	3400	2.30	8.20	9.75	33.12
5 ème	3400	2.50	8.4	10.6	33.93
4 ème	3400	2.50	8.4	10.6	33.93
3 ème	3400	2.40	8	10.17	32.32
2 ème	3400	2.30	8.2	9.75	33.12
1 ^{er}	3400	2.10	8.40	8.90	33.93
RDC	3400	1.80	7.20	7.63	29.08

Tableau IV.4 : Déplacements inter étage

➔ Les déplacements inter étage sont vérifier à tous les niveaux.

IV.7. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (les effets du second ordre) [2]

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

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 :

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K H_K} \leq 0,10 \text{ "Article 5.9 RPA99 version 2003"}$$

Avec :

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

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

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

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

H_k : Hauteur d'étage 'k'

Etage	H_k [mm]	P_k [kN]	V_x [kN]	V_y [kN]	Δ_x [mm]	Δ_y [mm]	θ_x	θ_y	Observation x	Observation y
RDC	3400	11107.3	1781.46	2327.90	1	1.4	0.01	0.02	Vérifie	Vérifie
1 ^{er}	3400	9996.57	1735.47	2328.08	1.7	2.80	0.02	0.03	Vérifie	Vérifie
2 ^{eme}	3400	8885.84	1650.72	2235.74	2.10	2.80	0.02	0.03	Vérifie	Vérifie
3 ^{eme}	3400	7775.11	1543.30	2110.20	2.30	8.20	0.02	0.03	Vérifie	Vérifie
4 ^{eme}	3400	6664.38	1414.57	1956.27	2.50	8.40	0.02	0.03	Vérifie	Vérifie
5 ^{eme}	3400	5553.65	1281.29	1787.65	2.50	8.40	0.02	0.02	Vérifie	Vérifie
6 ^{eme}	3400	4442.92	1131.44	1542.22	2.40	8	0.02	0.02	Vérifie	Vérifie
7 ^{eme}	3400	3332.19	954.11	1275.97	2.30	8.20	0.01	0.01	Vérifie	Vérifie
8 ^{eme}	3400	2221.46	733.80	946.91	2.10	8.40	0.01	0.01	Vérifie	Vérifie
9 ^{eme}	3400	1110.73	425.92	519.93	1.80	7.20	0.01	0.00	Vérifie	Vérifie

Tableau IV.5 : Justification vis-à-vis de l'effet « P-Δ »

- La justification vis-à-vis de l'effet est vérifiée (RPA99 page 40)

Conclusion

Au vu des résultats obtenue pour ce model :

- Vérification des modes de translations.
- Vérification de la participation massique.
- Vérification de l'effort tranchant.
- Vérification des déplacements inter étage.
- Vérification de l'effet P-Δ.

On peut conclure que le model renforcé par les contreventements en X et en Y est satisfaisant pour les exigences de l'RPA99 version 2003.

Chapitre V

Eléments secondaires

V.1. L'acrotère

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher terrasse, soumise à son poids propre et à une surcharge concentrée à son extrémité libre estimée à 1 KN/ml due à la main courante. La fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est soumis aux intempéries.

V.1.1.Détermination des charges

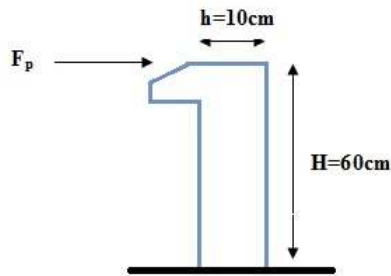


Figure V.1 : Dimensions de l'acrotère

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

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

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

Avec :

$A = 0,12$ (zone IIa, groupe d'usage 2) : Coefficient d'accélération de zone. (tab4-1/RPA99)

$C_p = 0,8$ Facteur de forces horizontal. (tab6-1/RPA99).

$W_p = 1,5 \text{ KN/ml}$ Poids de l'élément

$$F_p = 0,576 \text{ KN}$$

V.1.2 Les sollicitations

$$M_{FP} = H \cdot F_p = 0,6 \cdot 0,576 = 0,34 \text{ KN.m}$$

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

$$M = \max(M_{FP}, M_p) = 0,6 \text{ KN.m}$$

- **Effort N:**

ELU: $N=1,35*1,5=2,03$ KN

ELS: $N=1,5$ KN

- **Moment M :**

ELU : $M=1,5*0,6=0,9$ KN.m

ELS : $M=0,6$ KN.m

V.1.3. Dimensionnement de l'acrotère

$f_{c28}=25$ MPa

$f_{t28}=2,1$ MPa

$f_e=400$ MPa

$h=0,1$ m

$H=0,6$ m

Position du centre de pression :

$e_o = M_u/N_u = 0,9/2,03 = 0,44$ m

$h/6 = 0,016$ m

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

Le calcul se fera en flexion simple puis en flexion composée

a. Calcul en flexion simple

$d=0,08$ m, $b=1$ m

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

Moment réduit

$\mu_{bu} = M_u/bd^2.f_{bu} = 0,01$

$\sqrt{\mu} = 0,015$

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

$A_s = M_u/\sigma_s.Z = 45$ mm²

$\mu_{bu} = 0,018 < 0,45 \rightarrow A' = 0$

b. Calcul en flexion composée

$$A_u = A_s - N_u / \sigma_s = 45 - (2,03 / 347,82) = 45 \text{ mm}^2$$

c. Condition de non fragilité

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

$$A_{min} \geq 0,23 (100 \cdot 8.2,1 / 347,82) = 111 \text{ mm}^2$$

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

On prend **6T6** par mètre linéaire de l'acrotère.

V.2. Pré-dimensionnement des escaliers

L'escalier est la partie d'ouvrage qui sert à assurer la liaison entre les différents niveaux d'une construction. Longtemps réservé aux escaliers extérieurs et intérieurs pour sa durabilité et sa résistance aux intempéries, le métal s'invite aujourd'hui de plus en plus dans nos intérieurs.

Il est composé de plusieurs éléments :

- Palier : c'est une aire plane située à chaque étage au départ et à l'arrivée d'une volée d'escalier, sa fonction est de permettre un repos pendant la montée.
- Palier intermédiaire : c'est un palier placé entre deux niveaux.
- Volée : une partie droite (ou courbe) d'escalier comprise entre deux paliers successifs.
- Marches : elles peuvent être encastrées entre deux limons ou reposées sur un ou deux limons.

Les escaliers sont constitués en charpente métallique.

On utilise la formule de **BLONDEL**.

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

h : varie de 14 cm à 20 cm

$$h = 17 \text{ cm}$$

g : varie de 22 cm à 30 cm

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

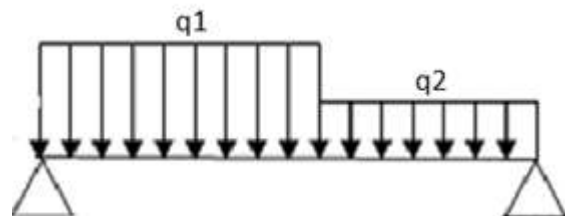


Figure V.2: Schéma statique de l'escalier.

V.2.1 . Contre marche

Largeur de la marche

Nombre de contre marche $n = \frac{224}{17} = 13$ contre marche.

Nombre de marches $m=n-1=13-1=12$ marche par volée.

- La longueur de la ligne de foulée sera

$$L = g * (n-1) = 30*(13-1)$$

$$L = 3.6 \text{ m}$$

- L'inclinaison de la paillasse

$$\text{Tg}\alpha = \frac{192.5}{360} = 0.53 \longrightarrow \alpha = 28.13^\circ$$

- La longueur de la paillasse

$$L = \frac{192.5}{\sin \alpha} = 3.56 \text{ m}$$

On doit vérifier que :

$59 \leq g + 2 \times h \leq 66 \text{ cm}$ $g + 2.h = 30 + (2 \times 17) = 64 \text{ cm} \longrightarrow$ C'est vérifié.

- Conception d'une marche

On modélise la marche comme une poutre simplement appuyé

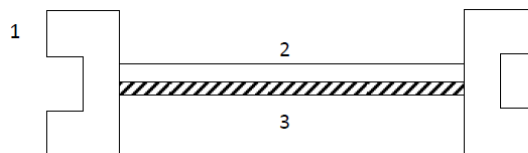


Figure V.3 : Les composantes de l'escalier.

1 : Limon UAP.

2 : La tôle.

3 : Cornière.

V.2.2. Cornière

a. Évaluation des charges

- Charges permanentes

Garde-corps $0,02 \times 78,5$

1,57 kN/m²

Tôle (4 mm)

0,36 kN/m²

$G = 1.93 \text{ kN / m}^2$

- Charges d'exploitation

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

Chaque cornière reprend la moitié de la charge.

b. Combinaison de charge

$$\text{ELU : } q_{\text{ult}} = [(1.35 * G) + (1.5 * Q)] * g$$

$$q_{\text{ult}} = [(1.35 * 1.93) + (1.5 * 1.5)] * 0.3$$

$$q_{\text{ult}} = 1.45 \text{ Kn/m}^2$$

$$\text{ELS : } q_{\text{ser}} = (G + Q) * g$$

$$q_{\text{ser}} = [(1.93) + (1.5)] * 0.3$$

$$q_{\text{ser}} = 1.02 \text{ Kn/m}^2$$

c. Condition de flèche

$$f^{\text{max}} \leq \bar{f} = \frac{L}{250}$$

$$f^{\text{max}} = \frac{5 * q * l}{384 * E * I} \leq \frac{l}{250} \implies I \geq \frac{5 * q * l * 250}{384 * E}$$

$$I \geq \frac{5 * 1.029 * (140) * 250}{384 * 2.1 * 10^4} = 4.73 \text{ cm}^3$$

On prend une cornière L 40×40×4

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

$$g = 0.0242 \text{ kN / m} \quad \text{Poids propre de la cornière}$$

d. Condition de la résistance

$$(q_{\text{ult}})^{\text{r}} = q_{\text{ult}} + (1.35 * g)$$

$$(q_{\text{ult}})^{\text{r}} = 1.48 + (1.35 * 0.0242)$$

$$(q_{\text{ult}})^{\text{r}} = 1.48 \text{ kN / m}$$

Le moment appliqué

$$M_{\text{max}} = M_{\text{sd}} = \frac{q * l^2}{8}$$

$$M_{\text{sd}} = \frac{1.48 * 14^2}{8} = 0.35 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{crd}} = \frac{W_{el} * F_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1.55 * 235}{1} = 0.36 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{crd}} > M_{\text{sd}}$$

Donc la condition de la résistance est vérifiée.

V.2.3. Limon

a. Évaluation des charges :

- Charges permanentes :

Garde-corps	$(0.02 \times 78.5) / \cos \alpha = 1.86 \text{ kN} / \text{m}^2$
Tôle (4 mm)	$0.36 / \cos \alpha = 0,42 \text{ kN} / \text{m}^2$
Poids de la cornière	$2 \times (0.024 \times 1.4) / \cos \alpha = 0,078 \text{ kN} / \text{m}^2$
	$G = 2,35 \text{ kN} / \text{m}^2$

- Charges d'exploitation : $Q = 1.50 \text{ KN/m}^2$

b. Combinaison de charge :

ELU : $q_{ult} = [(1.35 * G) + (1.5 * Q)]$

$$q_{ult} = [(1.35 * 1.93) + (1.5 * 1.5)]$$

$$q_{ult} = 5.42 \text{ Kn/m}^2$$

ELS : $q_{ser} = (G + Q)$

$$q_{ser} = [(1.93) + (1.5)]$$

$$q_{ser} = 3.85 \text{ Kn/m}^2$$

c. Condition de la flèche

$$f^{max} \leq \bar{f} = \frac{L}{250}$$

$$f^{max} = \frac{5 * q * l}{384 * E * I} \leq \frac{l}{250} \implies I \geq \frac{5 * q * l * 250}{384 * E}$$

$$I \geq \frac{5 * 1.385 * (411) * 250}{384 * 2.1 * 10^4} = 414.32 \text{ cm}^3$$

On prend un UPN 140 :

$$I_y = 599.5 \text{ cm}^4; W_{pl} = 98.84 \text{ cm}^3; g_p = 0.145 \text{ kN/m.}$$

d. Condition de la résistance :

$$(q_{ult})' = q_{ult} + (1.35 * g)$$

$$(q_{ult})' = 5.42 + (1.35 * 0.145)$$

$$(q_{ult})' = 5.61 \text{ kN / m}$$

Le moment appliqué

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

$$M_{sd} = \frac{5.62 \cdot 1.4^2}{8} = 1.37 \text{ kN.m}$$

$$M_{crd} = \frac{W_{el} \cdot F_y}{\gamma_{m0}} = \frac{98.84 \cdot 235}{1} = 23.24 \text{ kN.m}$$

$$M_{crd} > M_{sd}$$

Donc la condition de la résistance est vérifiée.

Chapitre VI

Vérification des éléments

Porteurs

Introduction

Tous les éléments de la structure doivent être déterminés et vérifiés de manière à ce qu'ils résistent, tant à l'état limite de service qu'à l'état limite ultime, et aux charges appliquées.

Pour ce faire, nous devons limiter les contraintes et les déformations, d'où l'apparition de notion de contraintes et déformations admissibles, pour le choix final des éléments de l'ossature métallique une vérification est nécessaire pour les profilés trouvés lors du pré-dimensionnement.

Pour cette étude nous prendrons les combinaisons d'actions qui donnent les efforts les plus défavorables, les sollicitations obtenues servent à la vérification des éléments (poteaux, poutres).

VI.1.Vérification des poteaux

VI.1.1.Vérification du poteau (HEA500) au flambement composé [5]

Hauteur d'étage 3.4m

$$\text{Plan y-y : } \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,9 \times \varepsilon} = \frac{L_{fy}/i_y}{93,9 \times \varepsilon} ; \left(\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1 \right)$$

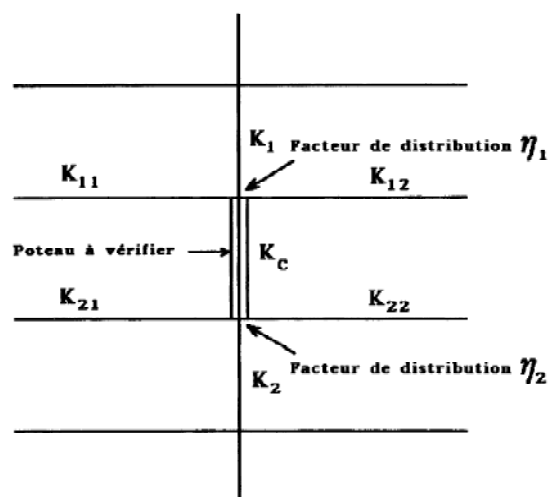
$$\text{Plan z-z : } \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93,9 \times \varepsilon} = \frac{L_{fz}/i_z}{93,9 \times \varepsilon}$$

Alors ;

$$\frac{L_f}{L_0} = \left(\frac{1 + 0,145 \times (\eta_1 + \eta_2) - 0,265 \times \eta_1 \times \eta_2}{2 - 0,364 \times (\eta_1 + \eta_2) - 0,247 \times \eta_1 \times \eta_2} \right)$$

Avec ;

- $\eta_1 = \frac{K_C + K_{C1}}{K_C + K_{C1} + K_{P11} + K_{P12}}$
- $\eta_2 = \frac{K_C + K_{C2}}{K_C + K_{C2} + K_{P21} + K_{P22}}$
- K_C c'est la rigidité (ou la raideur) de poteau concerné
- K_{C1} et K_{C2} la rigidité des poteaux adjacents
- K_{Pij} la rigidité des poutres associées au nœud considérés



Plan y-y ;

$$K_C = K_{C1} = \frac{I_y}{h} = \frac{136700 \times 10^4}{3.4 \times 10^3} = 402058.82$$

$$K_{C1} = K_{C2} = 402058.82$$

$$K_{b11} = K_{b21} = \frac{I_{y(IPE360)}}{L_{(IPE450)}} = \frac{16270 \times 10^4}{3.4 \times 10^3} = 47852.94$$

$$K_{b22} = K_{b12} = K_{b11} = K_{b21}$$

$$\begin{cases} \eta_1 = 0,89 \\ \eta_2 = 0,89 \end{cases} ; \frac{L_{fy}}{L_0} = 0,91 \rightarrow L_{fy} = 3060 \text{ mm}$$

Plan z-z ;

$$K_C = K_{C1} = \frac{I_z}{h} = \frac{13080 \times 10^4}{3.4 \times 10^3} = 38470.58$$

$$K_{C1} = K_{C2} = 38470.58$$

$$K_{P11} = K_{P21} = K_{P22} = K_{P12} = \frac{I_{y(IPE360)}}{L_{(IP360)}} = \frac{1043 \times 10^4}{10 \times 10^3} = 3067.64$$

$$\begin{cases} \eta_1 = 0,92 \\ \eta_2 = 0,92 \end{cases} ; \frac{L_{fz}}{L_0} = 0,93 \rightarrow L_{fz} = 3161.41 \text{ mm}$$

$$\begin{cases} \bar{\lambda}_y = \frac{3060/231.94}{93,91} = 0,21 \\ \bar{\lambda}_z = \frac{3161.41/71.74}{93,9} = 0,47 \end{cases} \quad \text{Risque de flambement en plan z-z et y-y } (\bar{\lambda}_z > 0,2)$$

Le choix de la courbe de flambement :

$$\frac{h_{(HE550B)}}{b_{(HE550B)}} = \frac{550}{300} = 1.83 > 1,2 \quad \text{Et} \quad t_f = 29 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

$$\alpha_y = 0.21 \quad \text{Et} \quad \alpha_z = 0,34$$

$$\begin{cases} \text{Plan y - y ; } \phi_y = 0,5 \times \left(1 + \alpha_y \times (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right) = 0.53 \\ \text{Plan z - z ; } \phi_z = 0,5 \times \left(1 + \alpha_z \times (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right) = 0.65 \end{cases}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Plan } y - y ; \chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \lambda_y^2}} = \frac{1}{0,53 + \sqrt{0,53^2 - 0,21^2}} = 0,96 \\ \text{Plan } z - z ; \chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \lambda_z^2}} = \frac{1}{0,65 + \sqrt{0,65^2 - 0,47^2}} = 0,92 \end{array} \right. \quad \chi_{min} = 0,92$$

$$N_{sd} = 3146.14 < N_{plr} = 0.92 * 1 * 2541 - 10^2 * 235 / 1.1 = 4994.23 \text{ KN}$$

VI.2. Vérification des poutres [5]

Les éléments poutres sont bi encastré dans le sens (X-X) sens porteur, supportant la charge du plancher et travaillant principalement à la flexion sous ces charges.

Donc la vérification de ces éléments se fait par les formules suivantes :

$$M_{sd} \leq M_{c,Rd} = W_{pl} \times f_y / \gamma_{mo}$$

- Dans le cas où l'effort tranchant calculé serait inférieur de 50% de $V_{pl,Rd}$ il faut vérifier que :

$$\text{Avec: } V_{plRd} = A_v \cdot (f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{mo} \dots \dots \dots \text{CCM97}$$

$$A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r) t_f \dots \dots \dots \text{CCM97}$$

VI.2.1 Vérification de la poutre principale

Poutre IPE 360

$$\text{On à : } \left\{ \begin{array}{l} M_{sd} = 173.45 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ V_{sd} = 662.66 \text{ KN} \end{array} \right.$$

a. Vérification de l'effort tranchant

$$V_{sd} \leq V_{pl,Rd} = A_v \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{Mo}}$$

Avec :

A_v : l'aire de cisaillement.

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

$$A_V = 72700 - 2 \times 170 \times 12.7 + (8 + 2 \times 18) \times 12.7$$

$$A_V = 68940.8 \text{ mm}^2.$$

$$V_{pl.Rd} = 68940.8 \times \frac{235 \times 10^{-3}}{1 \times \sqrt{3}} = 9353.7 \text{ KN}$$

$$V_{sd}^{\max} = 662.66 \text{ KN} < V_{pl.Rd} = 9353.7 \text{ KN} \Rightarrow \text{La condition du cisaillement est vérifiée.}$$

Il faut vérifier l'interaction aussi : $V_{sd} \leq 0,5 \cdot V_{pl.Rd}$

$$V_{sd}^{\max} = 662.66 \text{ KN} < 0,5 \times V_{pl.Rd} = 4676.85 \text{ KN} \Rightarrow \text{Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.}$$

b. Vérification de la résistance a la flexion

Il faut vérifier que : $M_{sd} < M_{cRd}$

$$M_{sd} = 173.45 \text{ KN/m}$$

$$M_{c.Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M_o}} = \frac{1019 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1} = 239.47 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 173.45 \text{ KN / m} < M_{pl.Rd} = 239.465 \text{ KN / m} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

VI.3.Vérification des palées en 2UPN 200

VI.3.1. Vérification à la traction

Les contreventements par palées de stabilité sont tendus ou comprimés, il faut donc faire les vérifications à la compression simple et à la traction.

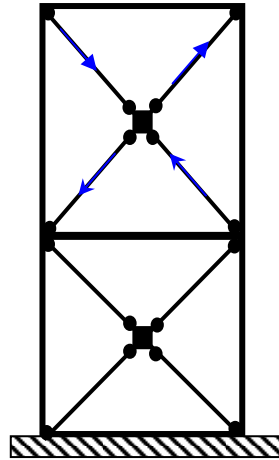


Figure VI.2: Stabilité en X

a. Compression simple

$$N_{sd} \leq N_R = \chi \times \beta_A \times A \times f_y / \gamma_{m1}$$

Vérifications à la compression simple

$$N_{sd} = 470.36 \text{ KN}$$

$$N_R = \chi \times \beta_A \times A \times f_y / \gamma_{m1}$$

$$N_{rd} = \frac{5850 \times 2 \times 235}{1} = 2749.5 \text{ KN}$$

$$\lambda_y = 4740 / 117.36 = 40.38$$

$$\overline{\lambda}_y = 40.38 / 93.91 = 0.4 < 0.2$$

$$\lambda_z = 4740 / 29.01 = 163.39$$

$$\overline{\lambda}_z = 163.39 / 93.91 = 1.74 < 0.2$$

On a $\overline{\lambda}_z > \overline{\lambda}_y \Rightarrow$ le flambement se produit autour de l'axe (Y-Y)

$$\frac{h}{b} = \frac{300}{100} = 3 > 1,2 \quad \text{Et} \quad t_f = 16 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

$$\alpha_z = 0,34$$

$$\text{Plan z-z } \phi_z = 0.5 (1 + \alpha_z (\overline{\lambda}_z^2 - 0.2)) + \overline{\lambda}_z^{-2} = 2.27$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{0,65 + \sqrt{0,65^2 - 0,47^2}} = 0,26$$

$$N_{sd} = 470.36 \text{ KN} < N_R = 0.26 * 1 * 11760 * 235 / 1.1 = 653.21 \text{ KN}$$

Conclusion

Les profilés choisis résistent aux différents phénomènes d'instabilité et sont donc validés pour constituer les éléments porteurs de notre structure et d'accomplir leur fonctions de résistance et de stabilité structurelles.

Chapitre VII

Etude d'assemblages

Introduction

La conception et le calcul des assemblages revêtent en construction métallique une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces pour la sécurité finale de la construction. Les ossatures ne présentent généralement pas de redondances importantes et les assemblages constituent donc un point de passage obligé pour les sollicitations régnantes dans les différents composants structurels, en cas de défaillance d'un assemblage, c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est en cause.

- Les assemblages sont des ensembles constitués de plusieurs composants.
- Les pièces accessoires de la liaison entre les éléments.
- Les organes de fixation proprement dit assurant la solidarisation effective entre les composants en présence.

a. Le voilement

Dans une plaque soumise à une compression uniforme sur deux cotés opposée, parallèlement à son plan moyen, on observe que la plaque, au-delà d'une certaine charge, se déforme transversalement.

Il s'agit du phénomène de voilement, qui se manifeste par des ondulations, qui ne sont pas sont rappeler le phénomène de flambement pour des pièces à une dimension, à la différence près que le voilement se développe plus progressivement, les grandes déformations n'apparaissant pas brutalement et ne conduisant généralement pas à la ruine de la pièce

Le phénomène de voilement peut également apparaître sous un effort de cisaillement simple. il est dans ce cas, attaché à la diagonale comprimée

Les âmes des poutres utilisées en construction métallique sont généralement minces et donc susceptibles de se voiler sous des efforts de compression ou de cisaillement excessifs.

Pour éviter le voilement des âmes des poutres, deux moyens sont possibles :

- soit augmenter l'épaisseur de l'âme
- soit disposer des raidisseurs d'âme, judicieusement positionnés.

b. Le flambement

Lors d'un chargement en compression simple d'une barre élancée, initialement rectiligne, en position verticale et bi articulée aux extrémités, soumise à un effort N que l'on augmente progressivement, on observe que quand N atteint une certaine valeur, la barre se dérobe latéralement, et apparaît alors une grande déformation, cette déformation a les traits

caractéristiques de toutes les instabilités de forme, dans le cas des barres comprimées, cette instabilité prend le nom de flambement.

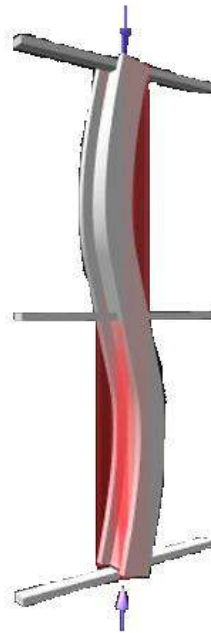


Figure VII. 1: Phénomène du flambement

c. Le déversement

Ce phénomène d'instabilité élastique se produit, d'une façon générale, lorsqu' une poutre fléchie présente une faible inertie transversale et à la torsion. La partie supérieure de la poutre, comprimée, flambe latéralement et il existe une valeur critique du moment de flexion (selon le plan le plus grande raideur) comme il existe un effort normal critique provoquant le flambement pour une barre comprimée, pour lequel la poutre fléchit dans le plan de sa plus faible raideur et entre en torsion.

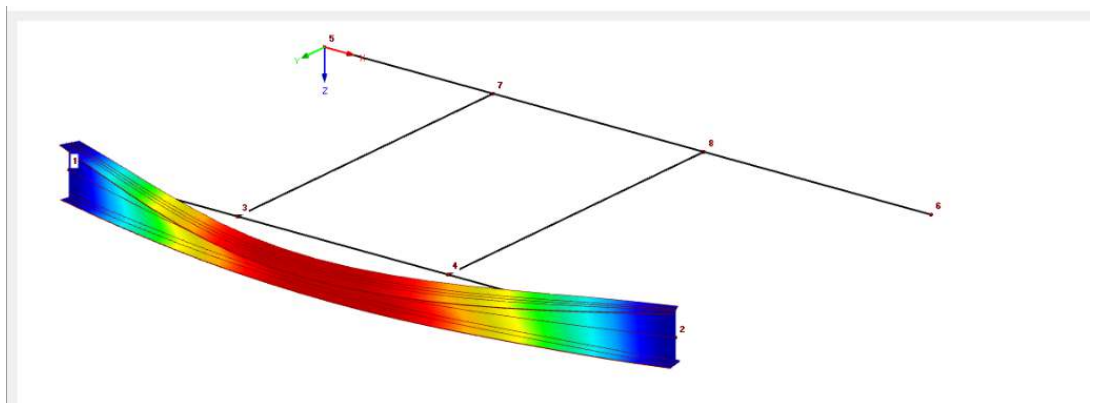


Figure VII 2: Phénomène du déversement

VII.1. Modes d'assemblages

Les principaux modes d'assemblages sont :

a) Le boulonnage

Le boulonnage est le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur sites.

Pour notre cas le choix a été porté sur le boulon de haute résistance (HR) pour les encastremets et le boulon ordinaire pour les assemblages articulés. Le boulon HR comprend une vis à tige filetée, une tête hexagonale 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} (MPa)	240	320	300	400	360	480	640	900
f_{ub} (MPa)	400	400	500	500	600	600	800	1000

Tableau VII.1 : Caractéristiques mécanique correspondant à différentes classes

b) Le soudage

En charpente soudée les assemblages sont plus rigides, cela a pour effet un encastrement partiel des éléments constructifs. Les soudages à la flamme oxyacétylénique et le soudage à l'arc électrique sont des moyens de chauffages qui permettent d'élèvera température de fusion des pièces de métal à assembler.

- **Coefficients partiels de sécurité :**

- Résistance des boulons au cisaillement : $\gamma_{Mb} = 1,25$

- Résistance des boulons à traction : $\gamma_{Mb} = 1,50$

- **Coefficient de frottement :**

Un bon assemblage par boulons HR exige que des précautions élémentaires soient prises, notamment :

Le coefficient de frottement μ doit correspondre à sa valeur de calcul. Cela nécessite une préparation des surfaces, par brossage ou grenailage, pour éliminer toute trace de rouille, de calamine ou de graissage, etc.

Classe A	$\mu = 0,50$	pour les surfaces grenillées ou sablées
Classe B	$\mu = 0,40$	pour les surfaces grenillées, sablées et peintes
Classe C	$\mu = 0,30$	Pour les surfaces brossées
Classe D	$\mu = 0,20$	pour les surfaces non traitées

Tableau VII.2 : Coefficient de frottement μ

c) Le rivetage

Les rivets ont été le premier moyen d'assemblage utilisé en construction métallique. Actuellement, l'emploi des rivets est limité et on leur préfère, dans la plupart des pays industrialisés, les boulons et la soudure. On les rencontre donc essentiellement dans des structures anciennes, datant du début de ce siècle, leur diamètre varie généralement de 10 à 28mm.

VII.2. Fonctionnement des assemblages

Qui correspondent à trois types de fonctionnement distincts :

- a. Obstacle : c'est le cas des boulons ordinaires, non précontraints, dont les tiges reprennent les efforts et fonctionnent en cisaillement.
- b. 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.
- c. Mixte : c'est le cas de rivetage, à savoir que les rivets assurent la transmission des efforts par adhérence des pièces jusqu'à une certaine limite, qui lorsqu'elle est dépassée fait intervenir les rivets par obstacle au cisaillement.

VII.3. Rôle des assemblages

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la réparation des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment des sollicitations detorsion.

Pour réaliser une structure métallique, on dispose de pièces individuelles, qu'il convient d'assembler :

- Soit bout à bout (éclissage, rabotages).
- Soit concourantes (attaches poutre/poteau, treillis et systèmes réticulés)

Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il y a lieu de distinguer, parmi les assemblages :

- Les assemblages articulés, qui transmettent uniquement les efforts normaux et tranchants.
- Les assemblages rigides, qui transmettent en outre les divers moments.

Dans ce chapitre, cinq (03) types d'assemblages seront traités et qui sont :

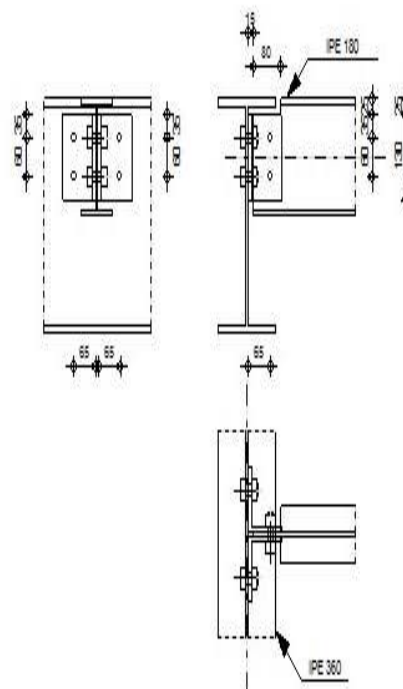
- Assemblage poutre - poutre.
- Assemblage Poteau - Poteau.
- Assemblage pieds de Poteau.

Il existe plusieurs méthodes de calcul des assemblages et pour notre cas, en utilise le logiciel ROBOT

VII.4. Partie de calcul des assemblages à l'aide du logiciel ROBOT

VII.4.1. Calcul de l'assemblage poutre – poutre

	<p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018</p> <p>Calculs de l'assemblage poutre-poutre (âme)</p> <p>EN 1993-1-8:2005/AC:2009</p>	 <p>Ratio 0,79</p>
--	---	--



RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION $M_{j,Rd}$

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 190,17 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,26 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,26)$$

RÉSISTANCE DES SOUDURES

$$A_w = 156,96 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de toutes les soudures} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wy} = 88,16 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire des soudures horizontales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wz} = 68,80 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire des soudures verticales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$I_{wy} = 38469,60 \quad [\text{cm}^4] \quad \text{Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} = 17,42 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \quad [4.5.3.2(6)]$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = 15,81 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contraintes dans la soudure verticale} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\tau_{\parallel} = 0,00 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte tangentielle} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\beta_w = 0,80 \quad \text{Coefficient de corrélation} \quad [4.5.3.2(7)]$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3^*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 34,83 < 365,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,10)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3^*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 31,62 < 365,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,09)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0,9 * f_u / \gamma_{M2} \quad 17,42 < 262,80 \quad \text{vérifié} \quad (0,07)$$

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

PLATINE D'ABOUT EN TRACTION

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,26



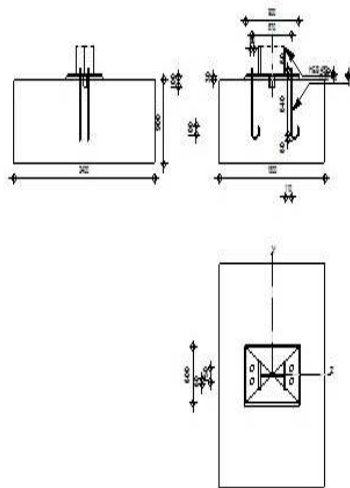
VII.4.2. Calcul de l'assemblage pieds de poteau



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018

Calcul du Pied de Poteau encastré

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete



GÉNÉRAL

CONTRÔLE DE LA RÉSISTANCE DE L'ASSEMBLAGE

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	0,00 < 1,00	vérifié	(0,00)
$e_y =$ 500 [mm]	Excentricité de l'effort axial	[6.2.8.3]	
$z_{c,y} =$ 212 [mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,y}$	[6.2.8.1.(2)]	
$z_{t,y} =$ 335 [mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,y}$	[6.2.8.1.(3)]	
$M_{j,Rd,y} =$ 93,07 [kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion	[6.2.8.3]	
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)	0,05 < 1,00	vérifié	(0,05)
$e_z =$ 500 [mm]	Excentricité de l'effort axial	[6.2.8.3]	
$z_{c,z} =$ 100 [mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,z}$	[6.2.8.1.(2)]	
$z_{t,z} =$ 75 [mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,z}$	[6.2.8.1.(3)]	
$M_{j,Rd,z} =$ 21,40 [kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion	[6.2.8.3]	
$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23)	0,23 < 1,00	vérifié	(0,23)
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,29 < 1,00	vérifié	(0,29)

SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

σ_{\perp}	7,77	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
τ_{\perp}	7,77	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{y }$	0,85	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\tau_{z }$	1,26	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
β_W	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\sigma_{\perp} / (0,9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1,0$ (4.1)			0,03 < 1,00	vérifié (0,03)
$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3,0 (\tau_{y }^2 + \tau_{\perp}^2)} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1,0$ (4.1)			0,05 < 1,00	vérifié (0,05)
$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3,0 (\tau_{z }^2 + \tau_{\perp}^2)} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1,0$ (4.1)			0,01 < 1,00	vérifié (0,01)
$V_{j,Rd,y}$	217,09	[kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$			0,05 < 1,00	vérifié (0,05)
$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd,z}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,cz}) + F_{v,Rd,wg,z} + F_{t,Rd}$				
$V_{j,Rd,z}$	133,09	[kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$			0,08 < 1,00	vérifié (0,08)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$			0,12 < 1,00	vérifié (0,12)

SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

σ_{\perp}	7,77	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
τ_{\perp}	7,77	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{y }$	0,85	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\tau_{z }$	1,26	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
β_W	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\sigma_{\perp} / (0,9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1,0$ (4.1)			0,03 < 1,00	vérifié (0,03)
$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3,0 (\tau_{y }^2 + \tau_{\perp}^2)} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1,0$ (4.1)			0,05 < 1,00	vérifié (0,05)
$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3,0 (\tau_{z }^2 + \tau_{\perp}^2)} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1,0$ (4.1)			0,01 < 1,00	vérifié (0,01)

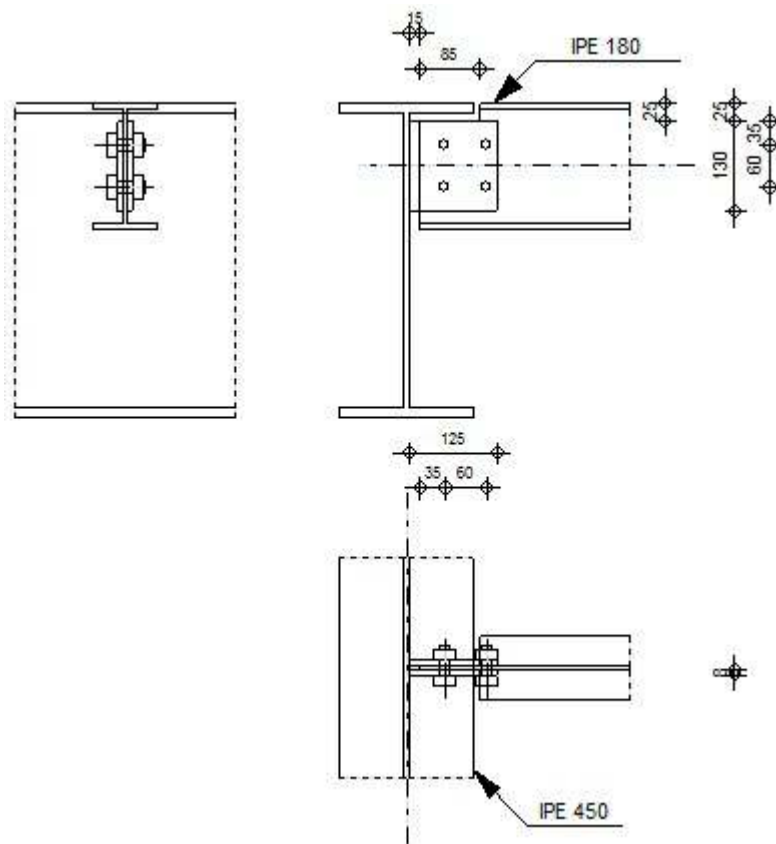
COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

BOULON D'ANCRAGE A LA RUPTURE

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,29

VII.4.3. Calcul de l'assemblage poteau-poteau



GENERAL

Assemblage N°: 1

Nom de l'assemblage : Poutre-poutre (âme)

Noeud de la structure: 47

Barres de la structure: 23, 76

GEOMETRIE

POUTRE PRINCIPALE

Profilé: IPE 450

Barre N°: 23

Matériau: ACIER E28

$f_{yg} = 275,00$ [MPa] Résistance de calcul

POUTRE

Profilé: IPE 180

Barre N°: 76

Matériau: ACIER E28

$f_{db} = 275,00$ [MPa] Résistance de calcul

PLATINE

$l_p = 125$ [mm] Longueur de la platine

$h_p = 130$ [mm] Hauteur de la platine

$t_p = 8$ [mm] Épaisseur de la platine

Matériau: ACIER E28

$f_{dp} = 275,00$ [MPa] Résistance de calcul

BOULONS

Boulons assemblant la poutre à la platine

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 8.8 Classe du boulon

$d = 16$ [mm] Diamètre du boulon

$k = 2$ Nombre de colonnes des boulons

$w = 2$ Nombre de rangées des boulons

SOUDURES

$a_{gp} = 5$ [mm] Soudures assemblant la plaque à la poutre principale

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Cas: 4: ELU $(1+2) * 1.35 + 3 * 1.50$

$N_{b,Ed} = 0,00$ [kN] Effort axial
 $V_{b,Ed} = 9,05$ [kN] Effort tranchant
 $M_{b,Ed} = 0,01$ [kN*m] Moment fléchissant

RESULTATS

BOULONS ASSEMBLANT LA POUTRE A LA PLATINE

Forces agissant sur les boulons dans l'assemblage platine - poutre

$F_{x,Ed} = 3,22$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x

$F_{z,Ed} = 5,49$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z

$F_{Ed} = 6,36$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon

$F_{Rdx} = 44,52$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon [Tableau 3.4]

$F_{Rdz} = 34,05$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon [Tableau 3.4]

$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$3,22 < 44,52$	vérifié	(0,07)
$F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$5,49 < 34,05$	vérifié	(0,16)
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$	$6,36 < 154,42$	vérifié	(0,04)

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC (EFFORT TRANSVERSAL)

Platine

$V_{effRd} = 148,58$ [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous [3.10.2 (3)]

$ 0.5 \cdot V_{b,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 4,52 < 148,58$	vérifié	(0,03)
---------------------------------------	-------------------	---------	--------

Poutre

$V_{effRd} = 115,61$ [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous [3.10.2 (3)]

$ V_{b,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 9,05 < 115,61$	vérifié	(0,08)
-----------------------------	-------------------	---------	--------

VERIFICATION DE LA PLATINE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$0.9 \cdot (A_t/A_{t,net}) \leq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0})$	$0,01 > 0,01$	vérifié	
$(f_y/f_u) \cdot A_v \leq A_{v,net}$	$10,40 > 7,52$	non vérifié	
$V_{pl,Rd} = 165,12$ [kN] Résistance plastique de calcul pour le cisaillement			[6.2.6 (2)]

$$|0,5 \cdot V_{b,Ed}| \leq V_{pl,Rd} \quad |4,52| < 165,12 \quad \text{vérifié} \quad (0,03)$$

VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$$A_t = 410,75 \text{ [mm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la zone tendue de la section brute}$$

$$A_{t,net} = 315,35 \text{ [mm}^2\text{]} \quad \text{Aire nette de la zone de la section en traction}$$

$$0,9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0}) \quad 0,69 < 0,85$$

$$W_{net} = 20123,17 \text{ [mm}^3\text{]} \quad \text{Facteur élastique de la section}$$

$$M_{c,Rdnet} = 5,53 \text{ [kN}\cdot\text{m]} \quad \text{Résistance de calcul de la section à la flexion} \quad M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$$

$$|M_0| \leq M_{c,Rdnet} \quad |0,77| < 5,53 \quad \text{vérifié} \quad (0,14)$$

$$A_v = 821,50 \text{ [mm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section efficace en cisaillement}$$

$$A_{v,net} = 630,70 \text{ [mm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section efficace nette en cisaillement} \quad A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0$$

$$V_{pl,Rd} = 130,43 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance plastique de calcul pour le cisaillement} \quad V_{pl,Rd} = (A_{v,net} \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$$

$$V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd} \quad |9,05| < 130,43 \quad \text{vérifié} \quad (0,07)$$

RESISTANCE DES SOUDURES

Soudures d'angle entre la platine et la poutre principale

$$\sigma = 25,96 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte normale dans la soudure}$$

$$\sigma_{\perp} = 18,36 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte normale perpendiculaire dans la soudure}$$

$$|\sigma_{\perp}| \leq 0,9 \cdot f_u / \gamma_{M2} \quad |18,36| < 291,60 \quad \text{vérifié} \quad (0,06)$$

$$\tau_{\perp} = 18,36 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte tangentielle perpendiculaire}$$

$$\tau_{\parallel} = 6,96 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte tangentielle parallèle}$$

$$\beta_w = 0,85 \quad \text{Coefficient de corrélation} \quad [\text{Tableau 4.1}]$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\parallel}^2 + \tau_{\perp}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2}) \quad 38,65 < 381,18 \quad \text{vérifié} \quad (0,10)$$

REMARQUES

$$\text{Pince boulon-extrémité grugeage vertical de la plaque trop faible} \quad 15 \text{ [mm]} < 22 \text{ [mm]}$$

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,16

Constatation

D'après les notes de calculs faites grâce au logiciel ROBOT sur les assemblages suivants :

- Assemblage poteau-poteau.
- Assemblage poutre –poutre.
- Assemblage pieds de poteau.

On a constaté que les assemblages sont admis.

Chapitre VIII

Etude des fondations

Introduction

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

VIII.1. Les types des fondations

- **Fondation superficielle**
 - Semelle isolée sous Poteau
 - Semelle filante continue sous mur
 - Semelle filante sous plusieurs poteaux
 - Radiers généraux ou nervurés
- **Fondation profonde (semelle sous pieux)**

Fonctions assurées par les fondations

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la structure.

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultante, par exemple, de l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

Choix des fondations

Un certain nombre des problèmes se pose lorsqu'il s'agit de choisir un type de fondation, qui dépend essentiellement de la contrainte du sol.

Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction
- La qualité du sol de fondation.

- L'ossature a une trame serrée (chevauchement des semelles isolées, filantes).
- La profondeur à atteindre pour fonder sur un sol résistant est important.
- Il est difficile de réaliser des pieux (cout, vibration nuisibles).
- Il existe des charges excentrées en rive de bâtiment.

Donc son calcul ne peut être effectuée que lorsqu'on connaît :

- La superstructure et ces charges.
- Les caractéristiques du sol (concernant le projet la contrainte admissible du sol=2 bars
À 5,1m de profondeur).

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage nous devons prendre en considération :

- la charge que comporte l'ouvrage.
- la portance du sol.
- l'ancrage et les différentes données du rapport du sol. On commence le choix de fondation par les semelles isolées, filantes et radier, chaque étape fera l'objet d'une vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

VIII.2. Semelles filantes

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

On doit vérifier que : $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Tel que :

$N = \sum N_i$ de chaque file de poteaux.

$S = B \times L$

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la file considérée

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L \sigma_{sol}}$$

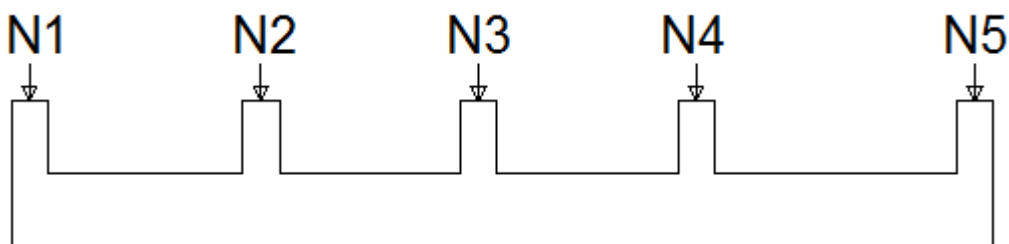


Figure VIII.1. Semelles filante

NB : Mais tout d'abord il faut calculer les coefficients de répartition des charges pour retrouver la charge revenant à chaque semelle filante.

VIII.3. Les charges qui reviennent pour fille

Fille	P (kN)	σ (KN/m ²)	L (m)	B calcul (m)	B choisis (m)	S _f (m ²)
SFA	7439,8	200	23,4	1,58	1,8	42,12
SFB	8155,84	200	23,4	1,74	1,8	42,12
SFC	4634	200	16,8	1,37	1,8	30,24
						114,48

S _f (m ²)	S _{total} (m ²)	%
114,48	257,4	0,44

Tableau. VIII.1 : Les charges qui reviennent pour fille

VIII.4. Pré dimensionnement de la semelle filante

VIII.4.1. Dalle

- Condition de l'épaisseur minimale

La hauteur de la semelle doit avoir au minimum 25 cm ($h_{min} \geq 25 \text{ cm}$)

On prend $h = 30 \text{ cm}$

$$h_t = \left(\frac{B - b}{4} \right) + 5 \text{ cm}$$

$$h_t = \left(\frac{180 - 45}{4} \right) + 5 \text{ cm}$$

$$h_t = 38,75 \text{ cm} \rightarrow h_t = 40 \text{ cm}$$

VIII.4.2. Nervure

Pour étudier d'une nervure nous utilisons la théorie de la poutre sur sol élastique

La nervure est rigide : $L_{max} \leq \left(\frac{\pi}{2} \times l_e\right) + a$

$$\left(\frac{\pi}{2} \times l_e\right) \geq (\text{entre axe poteaux}) \text{ c\`a d } \frac{\pi}{2} \times l_e \geq \text{longueur trav\`ee}$$

Avec :

E: Module de Young

K: Coefficient de raideur du sol (selon le rapport du sol)

I: Inertie de la section transversale du semelle filante.

b_n : largeur de la nervure

b_{sf} : largeur utile

a : largeur de poteau

- $l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b_{sf}}}$
- $I = \frac{b_n \times h_n^3}{12}$; $b_n = 100 \text{ cm}$
- $b_{sf} = 1,8 \text{ m}$
- $E = 11000 \times 25^{1/3} = 32164.195 \text{ Mpa}$
- $K = 40 \text{ MN/m}^3$

Alors la relation devient :

$l = 3.6 \text{ m}$ entre nus d'appuis

$$h_n \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times K \times b_{sf} \times l^4}{E \times b_n \times \pi^4}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 0,040 \times 1800 \times 3600^4}{32164.195 \times 1 \times \pi^4}} = 0,57 \text{ m}$$

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

Le choix final

- Les dimensions de la nervure : $\begin{cases} h_n = 100 \text{ cm} \\ b_n = 100 \text{ cm} \end{cases}$

VIII.5. Vérifications nécessaires

VIII.5.1. Vérification des contraintes dans le sol sous radier

ELS

Sens x-x					
Fille	P (kN)	S _f (m ²)	σ (KN/m ²)	σ (KN/m ²)	observation
SFA	10244,32	42,12	176,63	200	ok
SFB	11240,54	42,12	193,63	200	ok
SFC	6381,72	30,24	153,24	200	ok

Tableau. VIII.2 : Les contraintes dans le sol sous radier

Conclusion

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

VIII.6. Vérification au poinçonnement

$$N_u \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

μ_c : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier.

N_u : La charge revenant au poteau ou au voile le plus chargé à l'ELU (1351,51KN).

h : Epaisseur totale du radier.

$$\mu_c = (2a + 2h) \times 2 = (2 \times 1 + 2 \times 1) \times 2 = 8 \text{ m}$$

$$N_u = 135.151 \leq \frac{0,045 \times 8 \times 100 \times 25}{1,5} = 600 \text{ T} \quad \text{C'est vérifier.}$$

VIII.7. Vérification au renversement

Le logiciel donne les efforts aux points d'ancrage c'est-à-dire 0-0, le moment de renversement se mesure à la base de la fondation (assise des semelles ou radier) donc les résultats seront erronés de la faite que le logiciel ne tient pas compte de l'ancrage donc comme cas défavorable en calcul avec le moment de renversement a la base et avec le poids sismique W de la superstructure

Condition :

Selon **RPA99/version 2003(Art.10.1.5)**, quel que soit le type de fondation (superficielle ou profonde) nous devons vérifier que l'excentrement des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié de la centrale de la base des éléments de fondation résistant au reversement.

$$e_0 = \frac{Mr}{Nr} \leq \frac{B}{4}$$

Avec :

e_0 : La plus grande valeur de l'excentricité due aux charges sismiques.

M_r : Moment de renversement dû aux forces sismique.

N_r : effort normal de la structure ($W=G+\beta Q$)

B : la largeur de semelle filante

	Nr (kN)	Mr (kN.m)	e (m)	B (m)	B/4 (m)	Observation
Sens x-x	17261,59	37452,11	2,16	11	2.75	Vérifier

Tableau. VIII.3 : vérification pour les conditions pour l stable de bâtiment

Conclusion

Les conditions sont vérifiées donc le bâtiment est stable.

VIII.8.Ferraillage des semelles filantes

a)Ferraillage de la dalle

Armatures principales et Armatures de répartitions

Le ferraillage se calcule par la méthode des bielles à l'ELU pour 1 m linéaire, nous avons :

$$A_s = \frac{P_u(B - b)}{8 \times d \times \sigma_s}$$

P_u : L'effort normal reparti à l'ELU

Exemple de calcul

$$A_s = \frac{11240,54 \times 1000 \times (1800 - 450)}{8 \times 350 \times \frac{500}{1.15}} = 5,32 \text{ cm}^2$$

$$A_r = \frac{A_s \times B}{4} = \frac{5,32 \times 1,8}{4} = 2,54 \text{ cm}^2 \text{ on prend 4HA10 (cm}^2\text{)}$$

$$CNF: \quad 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 35 \times \frac{2.1}{500} = 3,38 \text{ cm}^2$$

Sens x-x								
Fille	P (kN)	L (m)	Qu kN/m	As mm ²	As cm ²	choix	Ar cm ²	choix
SFA	10244,32	23,4	437,79	485,47	4,85	5HA12 e=25cm Par 1m	2,54	4HA10
SFB	11240,54	23,4	480,36	532,69	5,32			
SFC	6381,72	16,8	379,86	421,24	4,21			

Tableau. VIII.4: Ferrailage des semelles filantes

a) Ferrailage des nervures

Les charges revenant pour chaque fille a L'ELU

$$q_{ELU} = N/L$$

Moment en travée et sur appuis à l'ELU

$$M_0 = qL^2/8$$

- Moments en travées

$$M_t = 0,85 \times M_0$$

- Moments sur appuis

$$M_a = 0,5 \times M_0$$

Condition de non fragilité :

$$A_s^{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s^{min} = 0,23 \times 100 \times (100 - 5) \times \frac{2,1}{500} = 9,17 \text{ cm}^2$$

La condition est vérifiée.

Condition A_S^{min} de RPA99 :

$$A_S^{min} : A_S^{min} = 0,5\% \times (h \times b)$$

$$A_S^{min} = 0,005 \times 100 \times 100 = 50 \text{ cm}^2$$

A_S^{max} :

$$A_S^{max} = 0,06 \times 100 \times 100 = 600 \text{ cm}^2 \text{ Zone recouvrement.}$$

$$A_S^{max} = 0,04 \times 100 \times 100 = 400 \text{ cm}^2 \text{ Zone courante.}$$

La condition est vérifiée.

$$\Rightarrow \text{Max} (A_S^{cal}, A_S^{min RPA}, A_S^{CNF})$$

$$\Rightarrow A_S = 50 \text{ cm}^2$$

ELU

Position	Q_u kN/ml	M_0 kNm	M_u kNm	A_S^{cal} cm ²	A_S^{min} RPA	A_S^{max} RPA Z.C	A_S^{max} RPA Z.N	CNF	choix	A_S adopté
Travée	480,36	778,19	661,46	16,5	50	400	600	9,17	9HA20	28,3
Appuis			389,09	9,6	50	400	600	9,17	9HA20	28,3

Tableau. VIII.5: Ferrailage en ELU

ELS

Position	choix	A_S adopté	Q_s kN/ml	M_0 kNm	M_s kNm	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)
Travée	9HA20	28,3	348,54	564,63	451,70	3,6	15	181,1	200
Appuis	9HA20	28,3			282,31	1,4		19	

Tableau. VIII.6 : Ferrailage en ELS

b) Ferrailage transversal

$$T^{ELU} = \frac{q \times l}{2} = \frac{480,36 \times 3,6}{2} = 864,65 \text{ kN}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{T^{ELU}}{0,9 \times d \times \sigma_s} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm} \rightarrow$$

$$A_t = \left(\frac{864,65 \times 10^3}{0,9 \times 950 \times \left(\frac{500}{1,15}\right)} \right) \times 150 = 3,48 \text{ cm}^2 \rightarrow 8T8 (4,02 \text{ cm}^2)$$

Armature de peau

$$A_p = \frac{5 \text{ cm}^2}{m} \times 1 = 5 \text{ cm}^2$$

Par paroi on prend **5HA12 (5.65cm²)**.

Conclusion générale

Arrivant à la fin de ce modeste travail, qui nous a donné l'occasion pour mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant le cursus de formation.

Les différents éléments de la structure sont dimensionnés à l'ELS puis vérifiés sous les combinaisons les plus défavorables pour assurer la stabilité de la structure sous différentes charges (Neige et Vent, séisme, à L'ELU...) suivant les règles mises au point par les différents règlements de calcul. Et d'autre part d'acquérir des connaissances nouvelles sur les études des structures ; même sur la pratique des logiciels techniques tel que ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS ; AUTOCAD.

La réalisation d'une construction métallique exige la participation de plusieurs intervenants et dans différents niveaux.

La réalisation de ce document nous a permis de comprendre la vraie mission de l'ingénieur qui ne vise pas seulement à calculer et dimensionner les structures mais plutôt de garantir la sécurité structurale de la construction ainsi la sécurité de ses exploitants tout en prenant en compte l'aspect économique.

En fin, nous souhaitons que ce modeste travail apportera un plus à notre département et servira pour les promotions à venir.

Références bibliographiques :

- **Documents techniques et règlements :**

-Titre : **D.T.R.-B.C.-2.2** « Charges permanentes et sur charges d'exploitations »[1]

Éditions : CGS, Alger, 1989

-Titre : **D.T.R.-B.C.-2.48** « Règle parasismiques algériennes R.P.A.99 version 2003 »[2]

Éditions : CGS, Alger, 2004

-Titre : **D.T.R. C 2-47** « Règlement Neige et vent R.N.V99 » [3]

Éditions : CNERIB, Alger, 1999

-Titre : **D.T.R.-B.C.-2.44** : Règles de conception et de calcul des structures en acier « CCM97 »[4]

Éditions : CGS, Alger, 1997

-Titre : **EUROCODE 3**: « Calcul des structures en acier»[5]

Éditions : EYROLLES, Paris, Juillet 1996

-Titre : **EUROCODE 4**: « Calcul des structures mixtes acier-béton »[6]

Éditions : EYROLLES, Paris, Juillet 1996

-Titre : **BAEL91** : «Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites»[7]

Éditions : EYROLLES, Paris, 2000

- **Livre :**

Auteur :Jean Morel.[8]

- Titre : calcul des structures métalliques selon l'EUROCODE 3.

Éditions : EYROLLES, Paris, Sixième tirage 2005

- **Cours :**

- Cours charpente métallique pré-dimensionnement et vérification. **Mr. A.SETHI**

- cours charpente métallique flambement des éléments **Mdm. BOULKHIOUT**

- **Mémoires :**

-ALILI Y, BENSALAH B Etude de deux blocs en charpente métallique a usage multiple (R+6 et R+3) composes de deux systèmes structurel en profilés laminés à chaud et formé à froid à Université de SAADDAHLEB BLIDA 1 (ALGERIE).

- ADJAS M, AICHOUCHE H ETUDE D'UN BATIMENT METALLIQUE A USAGE MULTIPLER+10+1ss à Université de SAADDAHLEB BLIDA 1 (ALGERIE).