

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE



جامعة بجاية
Tasdawit n'Bgayet
Université de Béjaïa

Université Abderrahmane MIRA-BEJAIA
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

MEMOIRE

DE FIN D'ETUDE

En vue de l'obtention du diplôme

MASTER en Génie Civil
Option : matériaux et structures

THEME

Etude d'un bâtiment R+6 en charpente métallique à usage d'habitation

Présenté par :

MEHLOUL Salim

SALHI Nabil

Promoteur : M^r LARABAT ZIANE. A

Devant le jury : M^r SADAOUI. O

M^r ATTAL. R

PROMOTION JUIN 2012

REMERCIEMENTS

Nous remercions avant tout le Dieu de nous avoir gardé en bonne santé afin de mener à bien ce projet de fin d'études. Nous remercions également nos familles pour les sacrifices qu'elles ont faits pour que nous terminions nos études.

Nous souhaitons exprimer, tout particulièrement, nos vifs remerciements et notre profonde reconnaissance à notre encadreur M^r LARABAT ZIANE. A de nous avoir guidé pendant toute la durée du travail.

Nous tenons également à remercier les membres du jury, pour l'honneur qu'ils nous ont accordé en acceptant d'évaluer notre travail.

Nous tenons aussi à remercier tous les enseignants de l'université de BEJAJA qui ont contribué de près ou de loin à notre formation.

*Merci à tous
Nabil & Salim*

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

- ✓ *A mes très chers parents ;*
- ✓ *A mes chers frères et ma sœur ;*
- ✓ *A toute ma famille ;*
- ✓ *A tous mes amis ;*
- ✓ *A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail, en particulier Mr AMOUR.F et le groupe pacifique(...).*

Salim

Je dédie ce modeste travail :

- ✓ *A mes très chers parents ;*
- ✓ *A mon frère et mes sœurs ;*
- ✓ *A toute ma famille sans exception ;*
- ✓ *A tous mes amis ;*
- ✓ *A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.*

Nabil

Notations générales

Actions

- G : charge permanente uniformément répartie (kN/ml).
 Q : charge d'exploitation uniformément répartie (kN/ml).
 E : action sismique.
 S : charge de neige (kN/m²).
 S_k : charge de neige sur le sol (kN/m²).
 W : charge de vent (kN/m²).
 q_j : pression statique du vent (N/m²).
 q_{dyn} : pression dynamique du vent (N/m²).
 $q_{u,s}$: charge pondérée à ELU, ELS (kN/ml).
ELU : Etat limite ultime.
ELS : Etat limite de service.

Sollicitations-Contraintes-Déformations

- E_a : module d'élasticité longitudinale de l'acier (MPa).
 ν : coefficient de poisson pour l'acier.
 G : module d'élasticité transversale de l'acier (MPa).
 F_p : effort de précontrainte dans un boulon (kN).
 M_{sd} : moment sollicitant maximum (kN.m).
 M_{Rd} : moment résistant (kN.m).
 M_{st} : moment stabilisateur
 M_{cr} : moment critique élastique de déversement.
 N_{sd} : effort normal due aux charges verticales (kN).
 N_u : effort normal pondéré (kN).
 N_{Rd} : effort normal résistant (kN).
 N_{pl} : effort normal de plastification (kN).
 V_{sd} : effort tranchant sollicitant (kN).
 V_{pl} : effort tranchant de plastification (kN).
 f : flèche d'une poutre (mm).
 f_{adm} : flèche admissible (mm).
 f_y : Contrainte limite d'élasticité d'un acier (MPa).
 f_u : Contrainte de rupture d'une pièce (MPa).
 f_{ub} : Contrainte de rupture d'un boulon (MPa).
 ε : allongement relatif (déformation %).
 ε_y : déformation correspondant à la contrainte limite d'élasticité (%).
 f_{yb} : résistance limite d'élasticité d'un boulon (MPa).
 σ : contrainte normale (MPa).
 τ : contrainte tangentielle ou de cisaillement (MPa).

Notations générales

Caractéristiques géométriques

- A : section brute d'une pièce (cm^2).
 A_{net} : section nette d'une pièce (cm^2).
 A_v : aire de cisaillement (cm^2).
 I_y : moment d'inertie de flexion maximal (cm^4).
a : épaisseur utile (ou gorge) d'un cordon de soudure (mm).
b : largeur d'une semelle d'une poutre (mm).
 b_{eff} = largeur de la dalle participante en travée de la poutre (m).
h : hauteur d'une pièce en générale (mm).
 h_p = hauteur de la tole profilée (mm).
 h_c = épaisseur de la dalle en béton armé (cm).
 A_s = section d'armature de béton (cm^2).
L : longueur, ou portée d'une poutre (m).
 L_{cr} : longueur critique (m).
t : épaisseur d'une pièce ou d'une tôle (mm).
 t_f : épaisseur d'une semelle de poutre (mm).
 t_w : épaisseur d'une âme de poutre (mm).
i : rayon de giration d'une section (mm).
 L_f : longueur de flambement (mm).
 v_s : distance de la fibre extrême supérieur à l'axe neutre d'une section (mm).
 v_i : distance de la fibre inférieure à l'axe neutre d'une section (mm).

Coefficients et grandeurs sans dimensions

- n : nombre de connecteur répartie sur une longueur critique.
P : nombre de plans de cisaillement ou de frottement.
n : coefficient d'équivalence acier-béton.
 C_{pi} : coefficient de pression intérieur.
 C_{pe} : coefficient de pression extérieur.
K : coefficient de flambement.
 K_y, K_z : coefficient de flambement-flexion.
 β_M : facteur de moment uniforme équivalent (flambement).
 ε : coefficient de réduction élastique de l'acier ($\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$).
 λ : élancement de l'élément.
 λ_K : élancement eulérien.
 $\bar{\lambda}$: élancement réduit.
 $\bar{\lambda}_{LT}$: élancement de déversement.
 μ : coefficient de frottement entre deux pièces en contact.
 χ : coefficient de réduction de flambement.
 χ_{LT} : coefficient de réduction de déversement.
 γ : coefficient partiel de sécurité.
Indice (sd) : sollicitation de calcul.
Indice (Rd) : résistance de calcul.

Liste des figures

Figure 1.1 : Vue en 3D de la structure	6
Figure 2.1: Action de la neige	7
Figure 2.2: Les deux directions principales du vent	8
Figure 2.3: Vent perpendiculaire à la façade principale.....	9
Figure 2.4: Vent parallèle à la façade principale	10
Figure 2.5 : Répartition des pressions dynamique	13
Figure 2.6 : Zone de pression pour les parois verticales.....	13
Figure 2.7 : Répartition de $C_{pe,10}$ sur façade principale.....	13
Figure 2.8 : Vent sur la terrasse avec acrotère	14
Figure 2.9 : Répartition de $C_{pe,10}$ sur la terrasse avec acrotère	14
Figure 2.10. : Force résultante R.....	18
Figure 2.11 : Diagramme des Forces résultantes sur chaque niveau.....	19
Figure 2.12 : Excentricité de la force globale	19
Figure 2.13 : Zone de pression pour les parois verticales (sens V_2).....	20
Figure 2.14 : Répartition de $C_{pe,10}$ sur la direction V_2	20
Figure 2.15 : Vent sur la terrasse	21
Figure 2.16 : Répartition de $C_{pe,10}$ sur la terrasse C.....	21
Figure 2.17 : Diagramme des Forces résultantes sur chaque niveau (sens V_2).....	26
Figure 2.18 : Excentricité de la force globale (sens V_2).....	26
Figure 3.1 : Dimension de l'acrotère	27
Figure 3.2 : Sollicitation exercé sur l'acrotère.....	28
Figure 3.3 : Dimension de la section à ferrailer	28
Figure 3.4 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	32
Figure 3.5 : Vue en plan de l'escalier.....	32
Figure 3.6 : Elément de la marche	33
Figure 3.7 : Schéma statique d'une cornière	34
Figure 3.8 : Chargement sur le limon.....	35
Figure 3.9: Schéma statique de la poutre palière.....	38
Figure 3.10 : Schéma statique d'une console.....	39
Figure 3.11 : Balcon sur trois appuis.....	41
Figure 4.1 : Schéma d'une trame la plus sollicitée; détail d'assemblage solive-poutre principale.....	50
Figure 4.2 : Schéma statique de la solive.....	50
Figure 4.3 : Schéma statique de la poutre secondaire.....	53
Figure 4.4 : Schéma statique de la poutre principale.....	59
Figure 5.1 : Elément constructifs d'un plancher collaborant	67
Figure 5.3 : Largeur de la dalle participante	69
Figure 5.4 : Section mixte acier-béton.....	70
Figure 5.5 : Diagramme de répartition des contraintes	72
Figure 5.6 : Diagramme des contraintes dues au retrait	72
Figure 5.7 : axe neutre plastique de la poutre mixte dans la dalle.....	74
Figure 5.8 : connexion acier-béton.....	75

<i>Figure 5.9 : goujon à tête soudée</i>	75
<i>Figure 6.1 : Diagramme de spectre de réponse</i>	86
<i>Figure 6.2 : translation suivant l'axe X-X</i>	89
<i>Figure 6.3 : translation suivant l'axe Y-Y</i>	91
<i>Figure 6.4 : rotation suivant l'axe Z-Z</i>	90
<i>Figure 7.1 : Propriété de la section 2L200/16</i>	106
<i>Figure 7.2 : contreventement en V inversé</i>	108
<i>Figure 8.1 : assemblage solive-poutre principale</i>	110
<i>Figure 8.2 : disposition des boulons</i>	111
<i>Figure 8.3 : schéma de cisaillement du bloc</i>	112
<i>Figure 8.4 : assemblage poutre-poteau par double cornière</i>	113
<i>Figure 8.6 : assemblage poteau poutre par une platine</i>	114
<i>Figure 8.7 : assemblage platine poutre par cordon de soudure</i>	116
<i>Figure 8.10 : assemblage poteau-poteau par couvre joint</i>	120
<i>Figure 8.11 : assemblage gousset nœud du portique par cordon de soudure</i>	123
<i>Figure 8.12 : assemblage des diagonales sur gousset</i>	124
<i>Figure 8.14 : Assemblage de contreventement en V inversé</i>	126
<i>Figure 8.17 : dimension de la platine</i>	128
<i>Figure 8.18: dimension de la tige d'ancrage</i>	129
<i>Figure 8.19 : dispositions des tiges d'ancrage</i>	130
<i>Figure 8.20 : Excentricité de l'effort normal</i>	130
<i>Figure 8.21 : Contrainte sous la platine</i>	131
<i>Figure 9.1 : schéma d'une semelle isolé</i>	134
<i>Figure 9.2 : schéma d'une semelle filante</i>	134
<i>Figure 9.3 : Présentation de zone d'impact de la charge concentrée</i>	136
<i>Figure 9.4 : panneau de dalle le plus sollicité</i>	139
<i>Figure 9.5 : section de la nervure à ferrailer</i>	142
<i>Figure 9.6 : Répartition de charges sur la nervure (sens X-X)</i>	143
<i>Figure 9.7 : chargement à l'ELU dans le sens X-X (tiré du SAP)</i>	143
<i>Figure 9.8 : diagramme des moments à l'ELU dans le sens X-X (tiré du SAP)</i>	143
<i>Figure 9.9 : diagramme des efforts tranchants à l'ELU dans le sens X-X (tiré du SAP)</i>	144
<i>Figure 9.10 : chargement à l'ELS dans le sens X-X (tiré du SAP)</i>	145
<i>Figure 9.11: diagramme des moments à l'ELS dans le sens X-X (tiré du SAP)</i>	145
<i>Figure 9.12 : Schéma de ferrailage de la nervure (sens X-X)</i>	146
<i>Figure 9.13 : Répartition des charges sur la nervure (sens Y-Y)</i>	146
<i>Figure 9.14 : chargement à l'ELU dans le sens Y-Y (tiré du SAP)</i>	146
<i>Figure 9.15 : diagramme des moments à l'ELU dans le sens Y-Y (tiré du SAP)</i>	146
<i>Figure 9.16 : diagramme des efforts tranchant à l'ELU dans le sens Y-Y (tiré du SAP)</i>	147
<i>Figure 9.17 : chargement à l'ELS dans le sens Y-Y (tiré du SAP)</i>	147
<i>Figure 9.18 : diagramme des moments à l'ELS dans le sens Y-Y (tiré du SAP)</i>	147
<i>Figure 9.19 : schéma de ferrailage de la nervure (sens Y-Y)</i>	149

Figure 9.21 : <i>schéma de ferrailage du débord</i>	149
Figure 9.22 : <i>section du fut à ferrailer</i>	150
Figure 9.23 : <i>schéma de ferrailage de futs</i>	152

Sommaire

Introduction générale	1
------------------------------------	---

Chapitre 01: Présentation de l'ouvrage

1. Introduction.....	2
2. Présentation de l'ouvrage.....	2
2.1. Dimension de l'ouvrage.....	2
2.2. Elément de l'ouvrage.....	2
2.3. Assemblage.....	2
3. Matériaux utilisés	3
4. Règlement utilisés	4
5. Définition d'état limite de calcul	4
6. Actions et combinaison d'actions.....	5
7. Présentation des systèmes de contreventement.....	6

Chapitre 02: Etude climatique

1. Introduction.....	7
2. Action de la neige	7
3. Action du vent.....	8
3.1. Introduction.....	8
3.2. Principes généraux	8
3.3. Coefficient de calcul.....	9
3.3.1. Calcul du coefficient dynamique C_d	9
3.3.2. Effet de la région.....	10
3.3.3. Effet de site.....	10
3.4. Calcul de la pression dynamique	11
3.5. Vent perpendiculaire à la façade principale (sens V_1).....	12
3.5.1. Coefficient de pression extérieur (C_{pe})	12
3.5.2. Coefficient de pression intérieur (C_{pi}).....	14
3.5.3. Calcul de la pression statique	15
3.5.4. Force de frottement.....	17
3.5.5. Force résultante	17
3.5.6. Excentricité de la force globale horizontale.....	19
3.6. Vent parallèle à la façade principale (sens V_2).....	20
3.6.1. Coefficient de pression extérieur (C_{pe}).....	20
3.6.2. Coefficient de pression intérieur (C_{pi}).....	21
3.6.3. Calcul de la pression statique	21
3.6.4. Force de frottement	24
3.6.5. Force résultante	24
3.6.6. Excentricité de la force globale horizontale.....	26

Sommaire

Chapitre 03 : Etude des éléments secondaires

1. Etude de l'acrotère.....	27
2. Etude des escaliers.....	32
3. Etude des balcons.....	41

Chapitre 04 : Pré dimensionnement des éléments

1. Charges et surcharges d'exploitations.....	49
1.1. Plancher terrasse inaccessible.....	49
1.2. Etage courant.....	49
1.3. Cloisons extérieurs.....	49
2. Pré dimensionnement des solives	49
3. Pré dimensionnement des poutres secondaires.....	53
4. Pré dimensionnement des poutres principales (sans connexion).....	59

Chapitre 05 : Etude d'un plancher mixte acier-béton

1. Introduction.....	67
2. Description d'un plancher mixte.....	67
3. Disposition constructive selon l'EC0 4.....	67
4. Vérification des solives « IPE 180 » au stade définitif.....	68
4.1. Hypothèse de calcul	68
4.2. Evaluation des charges sur la solive	68
4.2.1. Largeur de la dalle participante (b_{eff})	69
4.2.2. Calcul de la section mixte	69
4.2.3. Contraintes additionnelle dues au retrait du béton.....	72
4.2.4. Position de l'axe neutre plastique	73
4.2.5. Vérification de la résistance.....	74
4.2.6. Vérification au cisaillement.....	74
4.2.7. Vérification au déversement.....	74
5. Dimensionnement de la connexion	74
Etude de la poutre principale (cas mixte).....	74(1-5)
5.1. Choix des connecteurs	75
5.2. Résistance des connecteurs au cisaillement.....	75
5.3. Dimensionnement de la connexion de la poutre.....	76
6. Ferrailage de la dalle du plancher.....	77
6.1. Combinaison d'action	77
6.2. Calcul des sollicitations	77
6.3. Calcul des armatures	78
6.4. Vérification de la dalle	79

Chapitre 06 : étude sismique

1. Introduction	81
-----------------------	----

Sommaire

2. Introduction au code de calcul SAP2000.....	81
2.1. Modélisation mathématique par MEF.....	81
2.2. Types d'analyse.....	81
3. Méthodes de calcul	82
3.1. Méthode statique équivalente	82
3.1.1. Principe.....	82
3.1.2. Conditions d'application.....	82
3.1.3. Calcul de la force sismique totale	82
3.2. Méthode modale spectrale	85
3.2.1. Spectre de réponse de calcul.....	86
3.2.2. Caractéristique dynamique de la structure	86
3.2.3. Résultante des forces sismique	87
3.2.4. Nombre de modes de vibration à considérer.....	88
3.2.4.1. Pourcentage de participation de masse	88
3.2.4.2. Les réponses modales de la structure.....	88
4. Vérification des déplacements	90
4.1. Situation accidentelle	90
4.2. Situation durable.....	91
5. Vérification des effets du second ordre.....	92

Chapitre 07 : vérification de l'ossature

1. Introduction.....	94
2. Vérification de la poutre principale IPE 360.....	94
2.1 vérification à la résistance.....	94
2.2 vérification à la stabilité.....	94
3. Vérification de la poutre secondaire IPE 200.....	95
3.1. Vérification à la résistance.....	95
3.2. Vérification à la stabilité	96
4. Vérification des poteaux	97
5. Vérification des systèmes de contreventement.....	105
5.1. Palée triangulée en croix de Saint-André.....	105
5.2. Palée triangulée en V inversé.....	108

Chapitre 08 : calcul des assemblages

1. Introduction.....	110
2. Assemblage solive-poutre principale.....	110
3. Assemblage poteau-poutre principale (HEB500-IPE360)	113
4. Assemblage poteau-poutre secondaire (HEB500-IPE200).....	114
5. Assemblage poteau-console.....	117
6. Assemblage poteau-poteau (HEB500-HEB450).....	120
7. Assemblage des éléments de contreventements.....	123
7.1. Assemblage du contreventement en croix de Saint-André-portique.....	123
7.2. Assemblage de contreventement en V inversé.....	126
8. Calcul des pieds de poteau.....	128

Sommaire

8.1. Introduction.....	128
8.2. Dimensionnement de la platine.....	128
8.3. Dimensionnement des tiges d'ancrages.....	129
8.4. Vérifications des contraintes.....	130
8.5. Dimensionnement de l'épaisseur de la platine.....	131
8.6. Vérification de la bêche	132

Chapitre 09 : étude de l'infrastructure

1. Introduction	133
2. Détermination des sollicitations.....	133
3. Choix du type de fondation.....	133
3.1. Vérification des semelles isolées.....	133
3.2. Vérification des semelles filantes	134
3.3. Radier général.....	135
4. Pré dimensionnement du radier.....	135
5. Vérifications nécessaires.....	136
6. Ferrailage du radier	138
6.1. Ferrailage de la dalle.....	139
6.2. Ferrailage des nervures.....	142
6.3. Ferrailage du débord.....	149
7. Ferrailage des futs.....	150

Chapitre 10 : vérification de la stabilité d'ensemble

1. Vérification de la stabilité d'ensemble.....	153
2. Vérification des forces renversantes.....	153
2.1. Cas du vent.....	153
2.2. Cas du séisme.....	154
3. Détermination des forces stabilisatrices.....	154
4. Comparaison entre les moments renversants et les moments stabilisateurs.....	155

Conclusion générale.....	156
---------------------------------	------------

Références bibliographiques

Annexes

Introduction générale

Introduction générale

Le but des études en génie civil est de concevoir et construire des ouvrages capables de résister aux multiples phénomènes naturels (tremblement de terre, vent extrême, neige...). Concevoir et construire se font avec des matériaux et chacun d'entre eux à ses spécificités tant sur le plan conceptuel que technique, mécanique et formel.

Les constructions métalliques constituent un domaine important d'utilisation des produits laminés. Elles emploient en particulier, les tôles et les profils. Le coût élevé des matériaux de base conduit à rechercher le poids minimal et à développer l'emploi de l'acier pour des domaines très spécifiques permettant de mettre en valeur les qualités suivantes : la légèreté, la rapidité de mise en œuvre, l'adaptation aux transformations ultérieures et les propriétés mécaniques élevées (limite élastique, ductilité, résistance à la fatigue).

Les domaines d'application des constructions métalliques sont très nombreux. Ils concernent d'abord les bâtiments et les ouvrages d'art. Dans le cas des bâtiments, les halls industriels lourds (aciéries) ou légers (usine de transformation ou de stockage) constituent un secteur où l'emploi de l'acier est fréquent pour la réalisation des ossatures et des bardages recouvrant celles-ci.

L'acier est livré au constructeur sous forme de profilés. Ceux-ci comportent des profils normalisés, IPE (profil européen en forme de I), utilisés pour les éléments sollicités en flexion, HE utilisés pour ceux qui sont sollicités en compression, U (en forme de U), permettant de reconstituer des profils.

Chapitre 01

Présentation de l'ouvrage

1. Introduction

Dans le cadre de notre formation, nous sommes amenés, à l'issue de notre cursus, à réaliser un projet de fin d'études. Le but de ce projet est d'être confronté à une situation professionnelle concrète et réelle.

Notre mission était de dimensionner les éléments d'une structure en charpente métallique avec les règles actuellement en vigueur. Dans ce chapitre nous ferons une présentation de toutes les données relatives au projet.

2. Présentation de l'ouvrage

Ce projet consiste à une étude d'un bâtiment à usage d'habitation, implantée à BOUMERDES. La structure se compose d'un rez-de-chaussée et 6 étages.

- Hypothèses climatique : zone B pour la neige, zone I pour le vent (selon le RNV99).
- Zone sismique : zone III (forte sismicité selon le RPA99V2003).
- Catégorie I : bâtiment à usage d'habitation (selon le RNV99).

2.1. Dimension de l'ouvrage

- Longueur total du bâtiment: 24,80 m.
- Largeur total du bâtiment : 11,60 m.
- Hauteur total du bâtiment seul : 23,80 m.
- Hauteur de chaque niveau : 3,40 m.

2.2. Elément de l'ouvrage

- **Ossature** : partie d'une structure, comprenant un ensemble d'élément structuraux directement assemblés et dimensionnés pour agir ensemble à fin de résister aux charges. La structure est constituée des poteaux en HE, poutres en IPE et contreventé par des palées triangulées.
- **Plancher** : Plancher mixte avec dalle collaborante d'épaisseur 8 cm coulée sur un bac d'acier TN40. Et une pente faible 3% pour l'écoulement des eaux pluviales pour le plancher terrasse.
- **Escalier** : le bloc contient deux cages d'escalier, il est en structure métallique.
- **Acrotère** : la terrasse est entourée par un acrotère en béton armé d'une hauteur de 60,00 cm et une épaisseur de 10,00 cm.

2.3. Assemblages

- **Assemblage boulonné**

Le boulonnage est une méthode d'assemblage mécanique démontable. Les boulons servant à créer une liaison de continuité entre élément ou à assurer la transmission intégrale des efforts d'une partie à l'autre d'une construction.

Les valeurs nominales de la résistance limite d'élasticité « f_{yb} » ainsi que celle de la résistance à la traction « f_{ub} » des différentes classes de boulons sont indiquées dans le tableau suivant :

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (MPa)	240	302	300	400	360	480	640	900
f_{ub} (MPa)	400	400	500	500	600	600	800	1000

Tableau 1.1 : valeurs nominales des résistances.

- **Assemblage soudé**

Le soudage est une technique d'assemblage permettant d'assurer la continuité métallique entre les pièces soudées.

3. Matériaux utilisés

3.1. L'acier

C'est un matériau constitué essentiellement de fer et d'un peu de carbone, qui sont extraits de matières premières, naturelles tirées du sous-sol (mine de fer et de carbone).

L'acier de construction doit satisfaire les conditions suivantes :

- Le rapport $\frac{f_u}{f_y} > 1.2$

- La déformation ultime doit être supérieure à 20 fois la déformation élastique

$$(\varepsilon_u \geq 20 * \varepsilon_y)$$

- Critère de l'allongement à la rupture $A_r \geq 15\%$.

Avec A_r : allongement à la rupture d'une éprouvette normalisée, mesurée sur une longueur entre repère 5,65 \bar{A} ou A est l'aire de la section de l'éprouvette.

- Avoir une bonne soudabilité.

Les valeurs de calculs normalisées des principales caractéristiques des aciers de construction sont les suivantes :

- Module d'élasticité longitudinal : $E = 210000 \text{ N/mm}^2$
- Module de glissement : $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = 80770 \text{ N/mm}^2$
- Coefficient de contraction latéral (poisson) : $\nu = 0,3$
- Coefficient de dilatation thermique : $\alpha = 12.10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}$.
- Masse volumique : $\rho = 7850 \text{ Kg/m}^3$

La nuance choisie pour la réalisation de cet ouvrage est l'acier S235 caractérisé par :

- Limite d'élasticité : $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$
- Limite ultime : $f_u = 360 \text{ N/mm}^2$

3.2. Béton

C'est un matériau économique qui résiste bien à la compression. On utilise un béton dosé à 350 Kg/m^3 de ciment CPJ32,5 pour les éléments de planchers et fondations.

Les hypothèses de calcul sont :

- Les sections droites restent planes.
- Il n'y a aucun glissement entre l'acier et le béton.
- La résistance à la traction du béton est négligée.

Les caractéristiques physiques et mécaniques sont :

- Pour les planchers, la classe du béton est C25/30
- Masse volumique : $\rho = 2500 \text{ Kg/m}^3$
- La résistance à la compression à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ N/mm}^2$
- La résistance à la traction à 28 jours : $f_{t28} = 0,06f_{c28} + 0,6 = 2,1 \text{ N/mm}^2$
- Coefficient de dilatation thermique : $\alpha = 10^{-3} \text{ }^\circ\text{C}$.
- Coefficient de retrait : $\varepsilon = 4 \cdot 10^{-6}$

4. Règlements utilisés

- **RPA99/2003** (règles parasismique Algériennes).
- **D.T.R.B.C.2.44, Eurocode 3** (règles de conception et de calcul des structures en acier « CCM 97 »).
- **Eurocode 4** (conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton).
- **D.T.R.B.C.2.2** (charges permanentes et charges d'exploitations).
- **D.T.R.C 2-4.7** (règlement neige et vent « RNV99 »).
- **BAEL 91-CBA93** (béton armé aux états limites).

5. Définition d'états limite de calcul

C'est un état dont lequel une condition de sécurité pour l'ouvrage ou l'un des ses éléments est strictement vérifiée au delà de cet état, on distingue deux états limites :

5.1. Etats limites ultimes

Les états limites ultimes concernent la sécurité, telle la résistance aux charges et l'équilibre, lorsque la structure atteint le point où elle devient dangereuse pour l'usage auquel destinée. Cela étant dit, il convient que l'ingénieur s'assure par des vérifications que la résistance maximum d'une structure (ou élément d'une structure) excède les actions maximum (charges ou déformations) qu'elle subira avec une marge de sécurité raisonnable. Pour le calcul des structures en acier, les principaux aspects qui doivent être vérifiés sont la résistance (y compris la plastification, le flambement, et la transformation au mécanisme) et l'équilibre statique d'ensemble.

5.2. Etats limites de service

Les états limites de service concernent les états où la structure, bien que « fonctionnelle » commence à se comporter de façon non satisfaisante en raison, par exemple, de vibration ou de déformations excessives. Il convient donc que l'ingénieur s'assure par des vérifications que la structure remplira sa fonction de façon satisfaisante lorsqu' 'elle sera soumise à ses charges de service ou d'exploitation.

A cet effet, l'état limite de service consiste à vérifier que les flèches ne sont pas excessives dans les conditions d'utilisation normale.

6. Actions et combinaisons d'actions

6.1. Les actions

- **Actions permanent G_i**

Poids propre des éléments de la construction

Poids propre des équipements fixes

- **Actions variables Q_i**

Charges d'exploitation

Charges appliquées en cours d'exécutions

- **Actions climatiques**

Vent (W)

Neige (S)

- **Actions accidentelles E_i**

Séisme

6.2. Combinaisons d'actions (CCM97-art 2.3.2.2)

6.2.1. Situations durable

- **ELU**

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

Avec prise en compte uniquement de l'action variable la plus défavorable :

$$\sum_j \gamma_{Gi} \times G_{kj} + 1,5 \times Q_{k,\max}$$

Avec prise en compte de tous les actions variables défavorables :

$$\sum_j \gamma_{Gi} \times G_{kj} + 1,35 \times \sum_{i>1} Q_{ki}$$

Avec :

G_{kj} : valeur caractéristique des actions permanentes.

Q_{ki} : valeur caractéristique des actions variables.

$\gamma_{Gi} = 1,35$: Si l'action agit défavorablement

- **ELS**

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

Avec prise en compte uniquement de l'action variable la plus défavorable :

$$\sum_j G_{kj} + Q_{k,\max}$$

Avec prise en compte de tous les actions variables défavorables :

$$\sum_j G_{kj} + 0,9 \times \sum_{i>1} Q_{ki}$$

6.2.2. Situation accidentelles (RPA 99 version 2003-art 5.2)

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et de déformation de calcul :

$$G + Q \pm E$$

$$0,8G \pm E$$

7. Présentation des systèmes du contreventement

Les contreventements sont des dispositifs conçus pour reprendre les efforts du vent et du séisme dans la structure et les transmettre au sol.

La structure est contreventée par des palées de stabilité verticale dans chaque direction, transversale en croix de Saint-André et longitudinale en V inversé. Elles sont posées entre deux files de poteaux et poutre et liées à ceux-ci par des liaisons articulées.

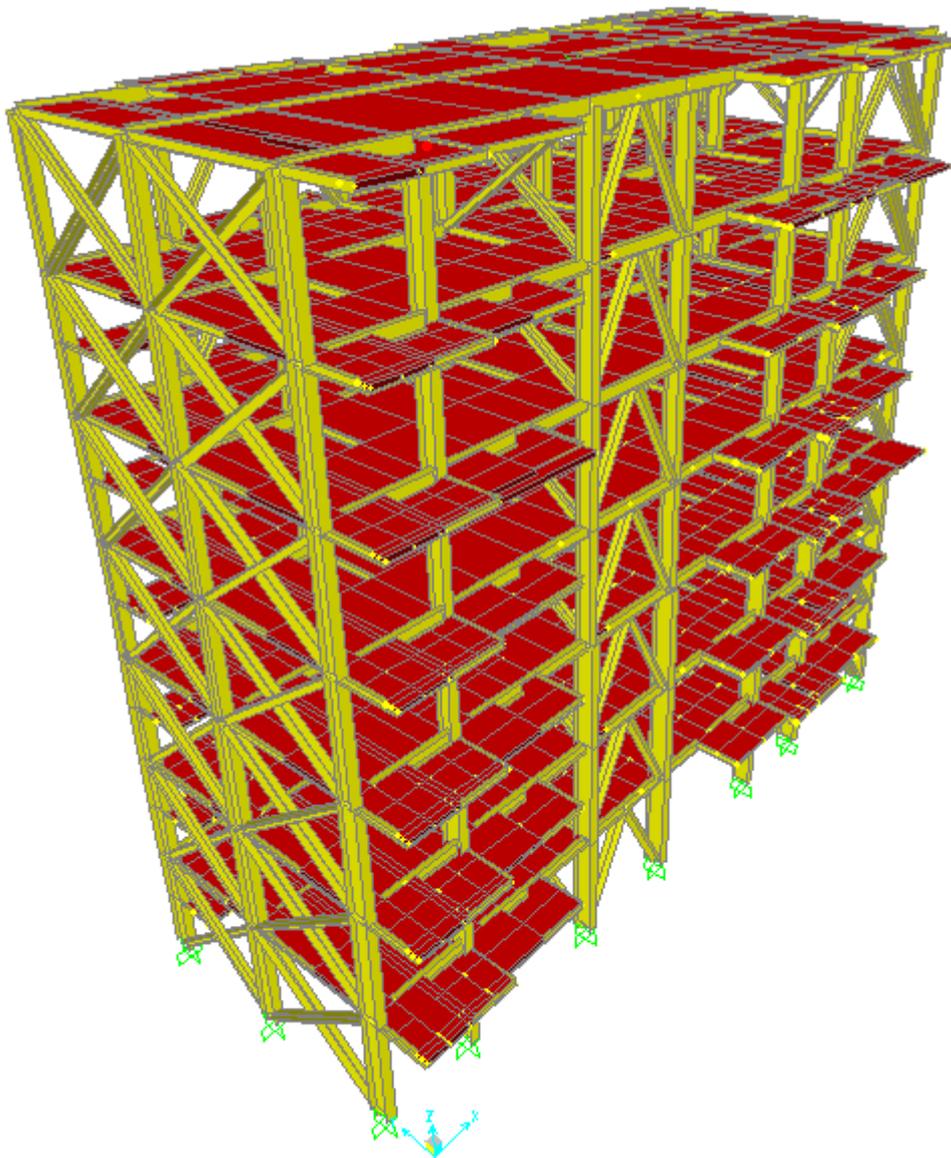


Figure1.1 : *vue en 3D de la structure*

Chapitre 02
Etude climatique

1. Introduction

Les structures sont soumises d'une façon directe à des charges d'origine variée. Ces charges sont considérées comme des actions directes et incluent les effets de pesanteur et environnementaux, tel que le vent et la neige. De plus des déformations peuvent être imposées à la structure, par exemple dues au tassement ou à la dilatation thermique. Ces charges sont des actions « indirectes ». Si on applique une approche quantitative à l'analyse des structures, il est nécessaire de pouvoir identifier l'intensité de ces actions. De plus, si la structure doit se comporter de façon satisfaisante pendant sa durée de vie, il est nécessaire de bien comprendre la nature de ces charges et de prendre des mesures appropriées afin d'éviter les problèmes, par exemple de fatigue ou de vibration.

2. Action de la neige

La charge caractéristique de neige S par unité de surface en projection horizontale de toitures ou de toute autre surface soumise à l'accumulation de la neige s'obtient par la formule suivante :

$$S = \mu \times S_k \quad [\text{kN/m}^2] \quad (\text{RNV99})$$

Où :

- S_k (en kN/m^2) est la charge de neige sur le sol, 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 projet est implanté à BOUMERDES qui appartient à la zone B (zone de neige) au niveau de la mer $H=0$ donc :

$$S_k = \frac{0,04 \times H + 10}{100} \Rightarrow S_k = 0,1 \text{ kN/m}^2$$

Le projet ne présente pas des discontinuités de niveaux, et on a une pente de 3% comprise entre 0° et 30° donc : $\mu = 0,8$; ce qui donne $S = 0,08 \text{ kN/m}^2$

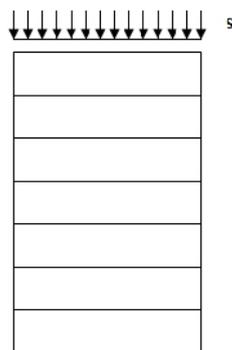


Figure 2.1 : action de la neige.

3. Action du vent

3.1. Introduction

L'effet du vent sur une construction métallique est généralement prépondérant. Une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes les directions possibles.

Le calcul sera mené conformément au règlement neige et vent RNV99.

Le calcul doit être effectué séparément pour les deux directions principales du vent, qui sont perpendiculaires aux parois de la construction (figure 2).

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

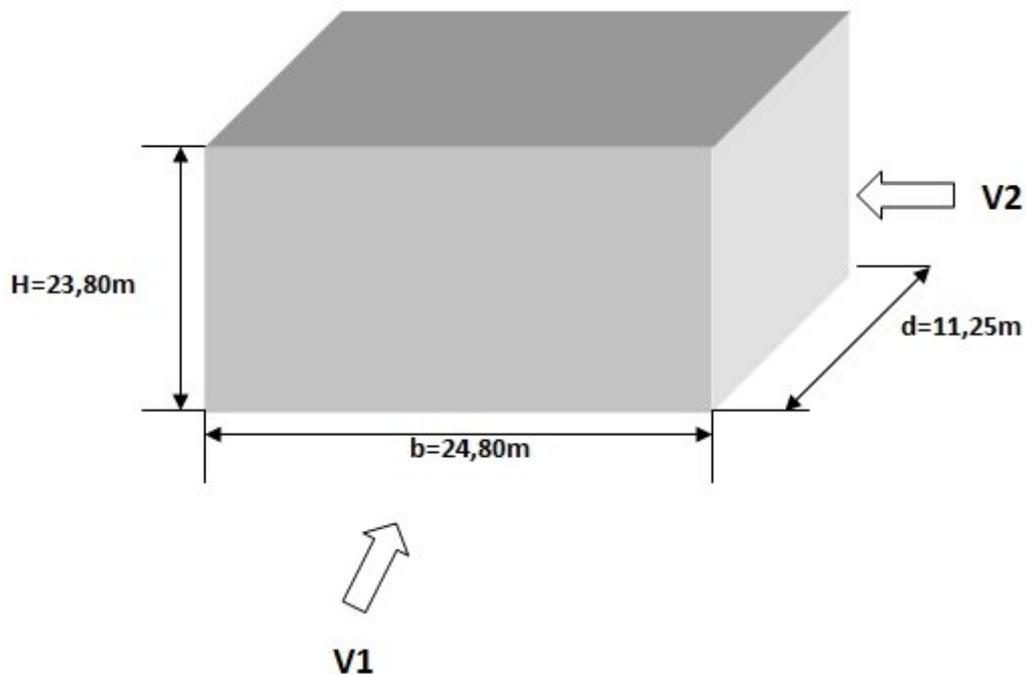


Figure 2.2 : les deux directions principales du vent.

3.2. Principes généraux

3.2.1. Modélisation de l'action du vent

- Les actions exercées par le vent sont classées comme des actions libres variables.
- On admet que le vent peut souffler dans toutes les directions horizontales sous un angle vertical pouvant varier de plus ou moins 10° par rapport au plan horizontal
- On admet qu'à un instant donné, la direction du vent ne varient pas avec la hauteur.
- L'action du vent est supposée perpendiculaire aux surfaces exposées (parois verticales, toiture). Pour les surfaces allongées, l'action du vent peut aussi être tangentielle (force de frottement).

L'action du vent sur un ouvrage et sur chacun de ses éléments dépend des caractéristiques suivantes :

- Vitesse du vent.
- Catégorie de la construction et de ses proportions d'ensemble.
- Configuration locale du terrain (nature du site).
- Perméabilité de ses parois (pourcentage de surface des ouvertures par rapport à la surface totale de la paroi).

3.3. Coefficient de calcul

3.3.1. Calcul du coefficient dynamique C_d

Deux cas se présentent :

1^{er} cas : vent perpendiculaire à la façade principale

$$b = 24,80 \text{ m}$$

$$h = 23,80 \text{ m}$$

$C_d = 0.94$ (reporter à la figure 3.2 ; RNV99).

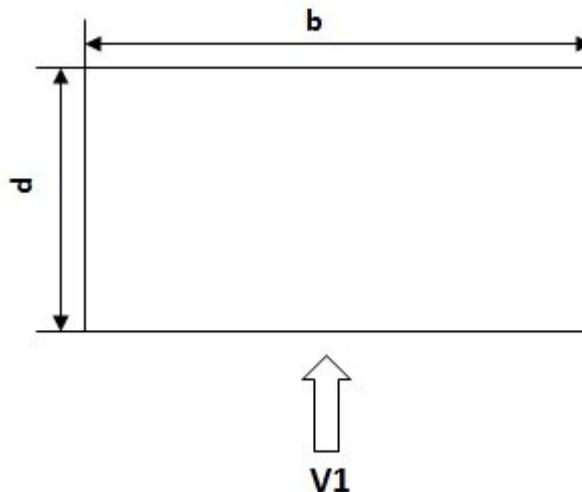


Figure 2.3 : vent perpendiculaire à la façade principale.

2^{ème} cas : vent parallèle à la façade principale

$$b = 11,25 \text{ m}$$

$$h = 23,80 \text{ m}$$

$$C_d = 0.96$$

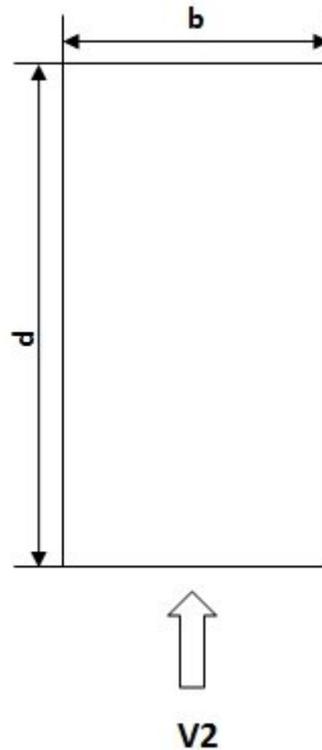


Figure 2.4 : vent parallèle à la façade principale.

Et comme $C_d < 1,2$; la structure est sensible aux excitations dynamiques dans les deux directions du vent (chap I, §3.2 du RNV99).

3.3.2. Effet de la région

Notre structure est située dans la zone I, dont la pression de référence est donnée par le tableau 2.3 du RNV99 (chap II) : $q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$.

3.3.3. Effet de site

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

La catégorie de terrain est I, les valeurs des paramètres suivants sont données dans le tableau 2.1.

- K_T : facteur de terrain,
- $Z_0(\text{m})$: paramètre de rugosité,
- $Z_{min}(\text{m})$: hauteur minimale,

Catégorie de terrain	K_T	$Z_0(\text{m})$	$Z_{min}(\text{m})$
I	0,17	0,01	2

Tableau 2.1 : définition des catégories de terrain (tableau 2.4, chap II RNV99).

3.4. Calcul de la pression dynamique

La construction à une hauteur supérieure à 10 m, doit être considérée comme étant constituée de n éléments de surface ; (n est le nombre de niveaux de la construction), de hauteur égale à la hauteur d'étage pour les parois verticales et la hauteur totale pour la toiture.

La pression dynamique $q_{dyn}(Z_j)$ qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par la formule (2.12, chap II RNV99) :

$$q_{dyn}(Z_j) = q_{ref} \times C_e(Z_j) \quad (N/m^2)$$

Avec :

$q_{ref}(N/m^2)$: pression dynamique de référence.

$C_e(Z_j)$: est le coefficient d'exposition au vent (§ 3.3 chap II RNV99), donné par la formule suivante :

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

C_r : est le coefficient de rugosité donné par la formule (2.15 chap II RNVA99).

$$C_r(Z) = K_T \times \ln (-) \quad \text{pour } Z_{min} \leq Z \leq 200 \text{ m}$$

Z : est la hauteur considérée.

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau suivant :

	Z(m)	C_r	C_e	$q_{dyn} (N/m^2)$
Parois verticales	3,40	0,99	2,15	806,25
	6,80	1,10	2,51	941,25
	10,20	1,17	2,76	1035
	13,60	1,22	2,94	1102,5
	17,00	1,26	3,08	1155
	20,40	1,29	3,19	1196,25
	23,80	1,32	3,31	1241,25
Terrasse	23,80	1,32	3,31	1241,25

Tableau 2.2 : valeurs de la pression dynamique pour les différents niveaux et toiture.

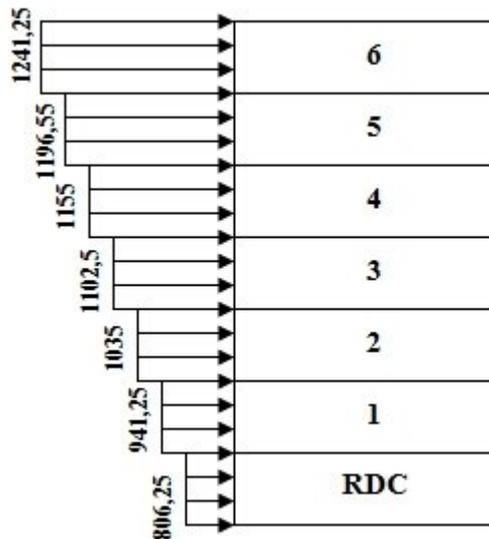


Figure 2.5 : répartition des pressions dynamique (N/m^2).

3.5. Vent perpendiculaire à la façade principale (sens V_1)

Les coefficients de pression externe C_{pe} des constructions à base rectangulaire et de leurs éléments constitutifs individuels dépendent de la dimension de la surface chargée. Ils sont définis pour des surfaces chargées de 1 m^2 et 10 m^2 , auxquelles correspondent les coefficients de pression notés respectivement C_{pe1} et $C_{pe,10}$, pour notre cas on a :

$$S_1 = (23,80 \times 11,25)\text{ m}^2 \text{ (surface parallèle à la direction du vent } V_1\text{).}$$

$$S_2 = (23,80 \times 24,80)\text{ m}^2 \text{ (surface parallèle à la direction du vent } V_2\text{).}$$

$$S_1 > S_2 > S = 10\text{ m}^2 \text{ pour les deux surfaces.}$$

Dans ce cas, $C_{pe} = C_{pe,10}$

Où S désigne la surface chargée de la paroi considérée.

3.5.1. Coefficient de pression extérieur (C_{pe})

Les différentes zones de pressions et les valeurs des coefficients C_{pe} pour chaque direction du vent considéré à partir du paragraphe 1.1.2, figure 5.1 et le tableau 5.1, chapitre 5 du RNV99.

- **Parois verticales**

Pour cette direction du vent :

$$e = \min [b, 2h],$$

$$b = 24,80\text{ m.}$$

$$h = 23,80\text{ m.}$$

$$e = \mathbf{24.80\text{ m.}}$$

On a : $e > d = 11,25\text{ m}$ (largeur du bâtiment).

$$\frac{e}{5} = \frac{24,80}{5} = 4,96\text{ m}$$

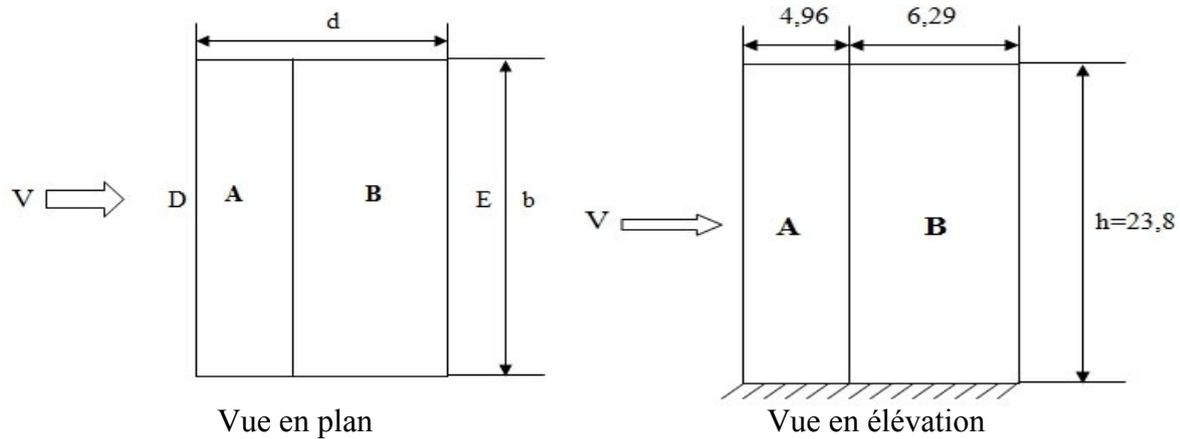


Figure 2.6 : Zone de pression pour les parois verticales.

Les valeurs des coefficients de pression extérieure sont données dans le tableau suivant :

	A	B	D	E
$C_{pe,10}$	-1,0	- 0,8	+ 0,8	- 0,3

Tableau 2.3 : $C_{pe,10}$ pour les parois verticales de bâtiment à base rectangulaire.

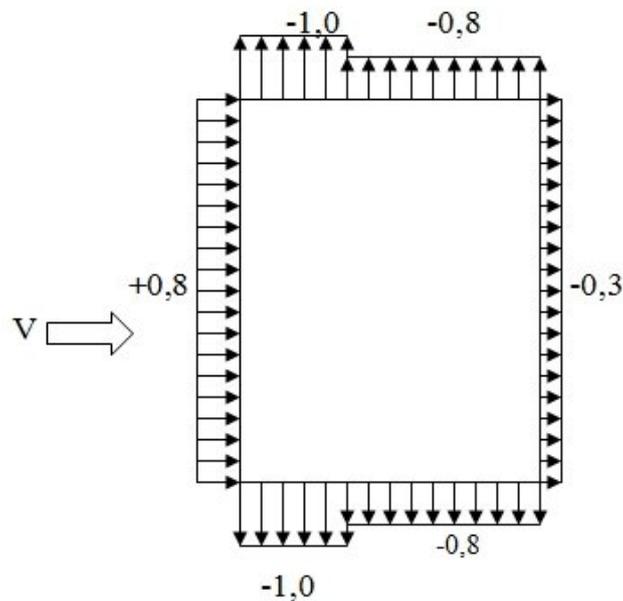


Figure 2.7: répartition de C_{pe10} sur façade principale.

- Terrasse avec acrotère

- $h_p = 0,6$ m (hauteur de l'acrotère)
- $h = 23,80$ m (hauteur du bâtiment seul)
- $b = 24,80$ m (longueur total du bâtiment)
- $d = 11,25$ m (largeur du bâtiment)
- $e = \min [b ; 2h] ; e = 24,80$ m.

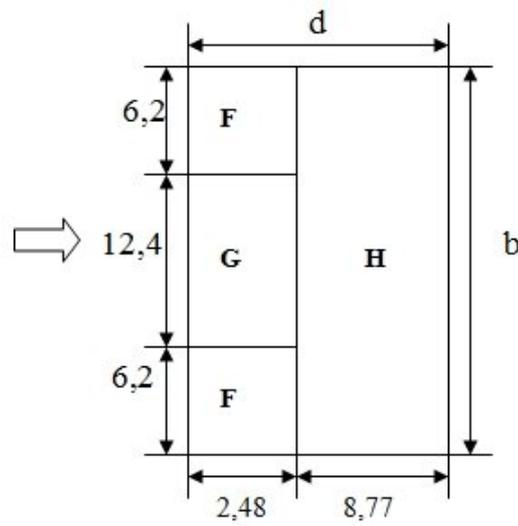


Figure 2.8 : vent sur la terrasse avec acrotère.

Les valeurs des coefficients de pression extérieure C_{pe10} , sont données dans le tableau suivant :

	F	G	H
	C_{pe10}	C_{pe10}	C_{pe10}
Terrasse avec acrotère	- 1.6	- 1.1	- 0.7

Tableau 2.4 : C_{pe10} pour la terrasse avec acrotère.

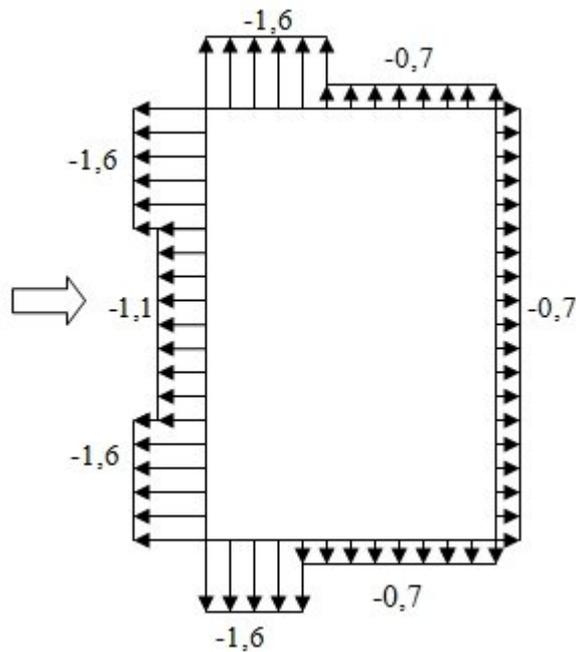


Figure 2.9 : répartition de C_{pe10} sur la terrasse avec acrotère.

3.5.2. Coefficient de pression intérieure (C_{pi})

Chapitre 02: Etude climatique

D'après le paragraphe (§ 2.2.2 ; chap5 ; RNV99), les valeurs suivantes doivent être utilisées :
(bâtiment avec cloisons intérieures)

$C_{pi} = 0,8$ et $C_{pe} = -0,5$.

3.5.3. Calcul de la pression statique

Puisque notre structure est à usage d'habitation on va la considérer comme structure fermée.

Les valeurs des pressions sont données par la formule suivante :

$$q_j = C_d \times q_{dyn}(Z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}] \quad [N / m^2] \text{ (Formule 2.1 RNV99)}$$

- **Parois verticales**

✚ Pour $C_{pi} = 0,8$

Zone	C_d	$q_{dyn}(N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$q_j(N/m^2)$	niveau
A	0,94	806,25	-1	+0,8	-1364,17	1
		941,25			-1592,59	2
		1035			-1751,22	3
		1102,5			-1865,43	4
		1155			-1954,26	5
		1196,25			-2024,05	6
		1241,25			-2100,19	7
B	0,94	806,25	-0,8	+0,8	-1212,60	1
		941,25			-1415,64	2
		1035			-1556,64	3
		1102,5			-1658,16	4
		1155			-1737,12	5
		1196,25			-1799,16	6
		1241,25			-1866,84	7
D	0,94	806,25	+0,8	+0,8	0	1
		941,25			0	2
		1035			0	3
		1102,5			0	4
		1155			0	5
		1196,25			0	6
		1241,25			0	7
E	0,94	806,25	-0,3	+0,8	-833,66	1
		941,25			-973,25	2
		1035			-1070,19	3
		1102,5			-1139,98	4
		1155			-1194,27	5
		1196,25			-1236,92	6
		1241,25			-1283,45	7

Tableau 2.5 : pression sur les parois verticales ($C_{pi} = 0,8$).

✚ Pour $C_{pi} = -0,5$

Zone	C_d	$q_{dyn}(N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$q_j(N/m^2)$	niveau
A	0,94	806,25	-1	-0,5	-378,93	1
		941,25			-442,38	2
		1035			-486,45	3
		1102,5			-518,17	4
		1155			-542,85	5
		1196,25			-562,23	6
		1241,25			-583,38	7
B	0,94	806,25	-0,8	-0,5	-227,36	1
		941,25			-265,43	2
		1035			-291,87	3
		1102,5			-310,90	4
		1155			-325,71	5
		1196,25			-337,34	6
		1241,25			-350,03	7
D	0,94	806,25	+0,8	-0,5	985,23	1
		941,25			1150,20	2
		1035			1264,77	3
		1102,5			1347,25	4
		1155			1411,41	5
		1196,25			1461,81	6
		1241,25			1516,80	7
E	0,94	806,25	-0,3	-0,5	151,57	1
		941,25			176,95	2
		1035			194,58	3
		1102,5			207,27	4
		1155			217,14	5
		1196,25			224,89	6
		1241,25			233,35	7

Tableau 2.6 : pression sur les parois verticales ($C_{pi} = -0,5$).

- Terrasse avec acrotère

✚ Pour $C_{pi} = 0,8$

zone	C_d	$q_{dyn}(N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$q_j(N/m^2)$
F	0,94	1241,25	-1,6	+0,8	-2800,26
G	0,94	1241,25	-1,1	+0,8	-2216,87
H	0,94	1241,25	-0,7	+0,8	-1750,16

Tableau 2.7 : pression sur la terrasse ($C_{pi} = 0,8$).

✚ Pour $C_{pi} = -0,5$

zone	C_d	$q_{dyn}(N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$q_j(N/m^2)$
F	0,94	1241,25	-1,6	-0,5	-1283,45
G	0,94	1241,25	-1,1	-0,5	-700,06
H	0,94	1241,25	-0,7	-0,5	-233,35

Tableau 2.8 : pression sur la terrasse ($C_{pi} = -0,5$).

3.5.4. Force de frottement

Selon le paragraphe 1.4.2 du chapitre 2 du RNV99, les constructions pour lesquelles les forces de frottements doivent être calculées sont celles pour lesquelles soit :

Le rapport $d/b \geq 3$;

Le rapport $d/h \geq 3$;

Avec : b est la dimension perpendiculaire au vent.

d est la dimension parallèle au vent.

h est la hauteur du bâtiment.

Pour cette direction du vent (V_1) : $b = 24,80$ m ; $d = 11,25$; $h = 23,80$.

$$\left. \begin{array}{l} \frac{d}{b} = \frac{11,25}{24,80} = 0,45 < 3 \\ \frac{d}{h} = \frac{11,25}{23,80} = 0,47 < 3 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{A partir de ses conditions, on peut négliger la force de frottement}$$

3.5.5. Force résultante

Selon le paragraphe 2.1.1 du chapitre 2 du RNV99, la force résultante R se décompose en deux forces :

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

La force résultante R est donnée par :

$$R = \sum (q_j \times S_j) + \sum F_{fj} \quad [N] \quad (\text{formule 2.9; RNV99}).$$

Avec :

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

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

F_{fj} : la force de frottement éventuelle.

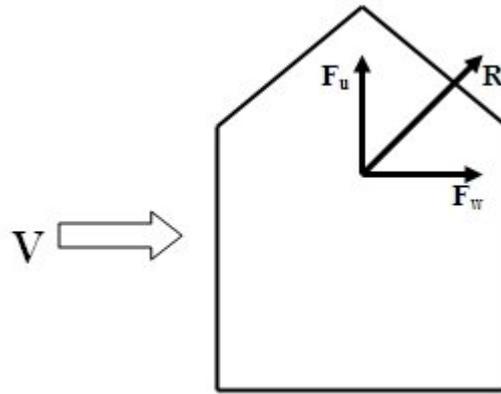


Figure 2.10 : force résultante R.

Zone	niveau	S_i (m ²)	q_i (N/m ²)	$q_i \cdot S_i$ (kN)
D ($C_{pi}=-0,5$)	1	84,32	985,23	83,07
	2	84,32	1150,2	96,98
	3	84,32	1264,77	106,64
	4	84,32	1347,25	113,6
	5	84,32	1411,41	119,01
	6	84,32	1461,81	123,25
	7	84,32	1516,80	127,89
E ($C_{pi}=+0,8$)	1	84,32	-833,66	-70,29
	2	84,32	-973,25	-82,06
	3	84,32	-1070,19	-90,23
	4	84,32	-1139,98	-96,12
	5	84,32	-1194,27	-100,7
	6	84,32	-1236,92	-104,29
	7	84,32	-1283,45	-108,22
F	Toiture	30,75	-2800,26	-86,10
G	Toiture	30,75	-2216,87	68,16
H	Toiture	217,49	-1750,16	-380,64

Tableau 2.9 : valeurs de la force résultante R.

niveau	1	2	3	4	5	6	7	Toiture
$\sum(q_j \times S_j)$ (kN)	12,78	14,92	16,41	17,48	18,31	18,96	19,67	-534,9
$\sum F_{fij}$ (kN)	0	0	0	0	0	0	0	0
F_w (kN)	12,78	14,92	16,41	17,48	18,31	18,96	19,67	0
F_u (kN)	0	0	0	0	0	0	0	-534,9

Tableau 2.10 : composantes de la force résultante.

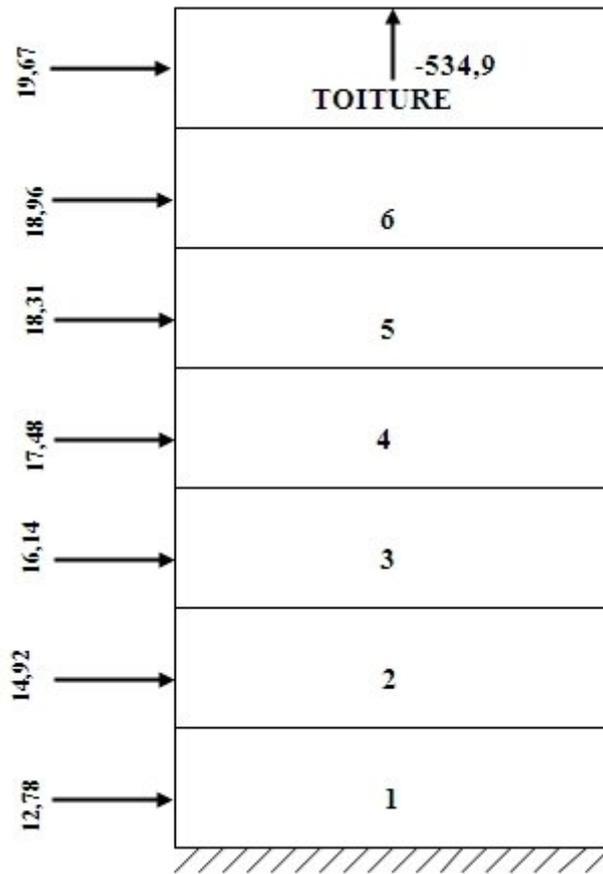


Figure 2.11 : Force résultante.

3.5.6. Excentricité de la force globale horizontale

Selon le paragraphe 2.2.1 du chapitre 2 du RNV99, une excentricité e de la force globale F_w doit être introduite pour tenir compte de la torsion. L'excentricité de la force globale doit être prise égale à $e = \pm b/10$.

Donc : $e = \pm \frac{24,8}{10} = \pm 2,48\text{m}$

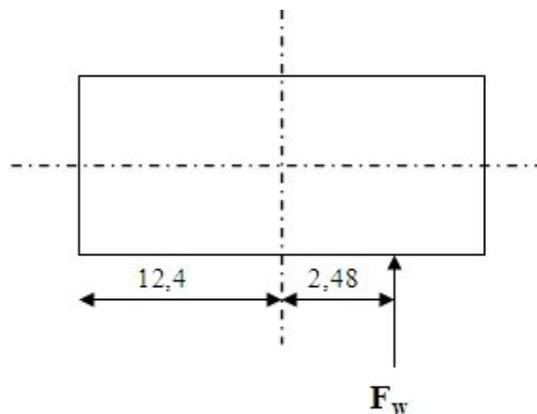


Figure 2.12 : excentricité de la force globale.

3.6. Vent parallèle à la façade principale (sens V₂)

3.6.1. Coefficient de pression extérieure (C_{pe})

- **Parois verticales**

Pour cette direction on a :

b= 11,25m

d= 24,80m

h=23,80m

e = min [b ; 2h]

e = min [11,25 ; 47,6] ; e = 11,25 m < d = 24,80 m.

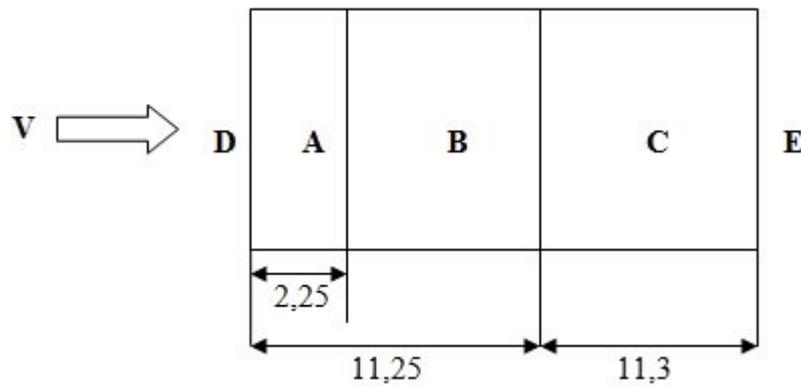


Figure 2.13 : Zone de pression pour les parois verticales.

Les valeurs des coefficients de pression extérieure sont données dans le tableau suivant :

	A	B	C	D	E
C _{pe10}	- 1	- 0.8	- 0.5	+ 0.8	- 0.3

Tableau 2.11 : C_{pe10} pour les parois verticales.

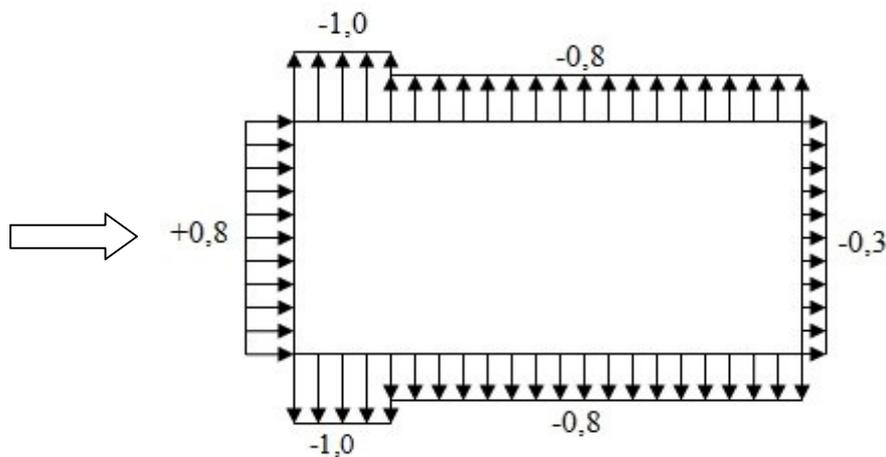


Figure 2.14 : répartition des C_{pe10} sur la direction V2.

• **Terrasse avec acrotère**

$h_p = 0,60 \text{ m}$; $h = 23,80 \text{ m}$;
 $b = 11,25 \text{ m}$; $d = 24,80 \text{ m}$;
 $e = 11,25 \text{ m}$.

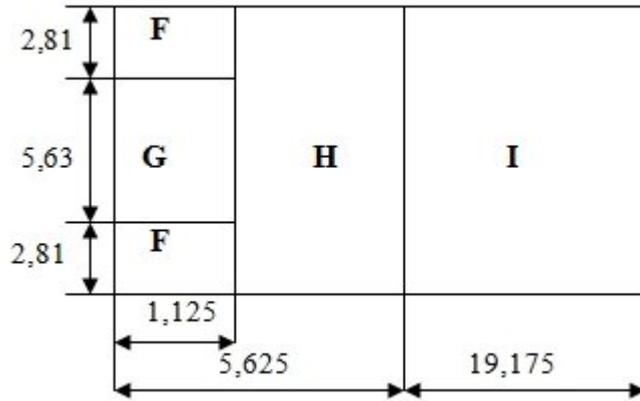


Figure 2.15 : vent sur la terrasse

Les valeurs des coefficients de pression extérieure sont données dans le tableau suivant :

	F	G	H	I
Terrasse avec acrotère	C_{pe10}	C_{pe10}	C_{pe10}	C_{pe10}
	-1,6	-1,1	-0,7	$\pm 0,2$

Tableau 2.12 : C_{pe10} pour la terrasse.

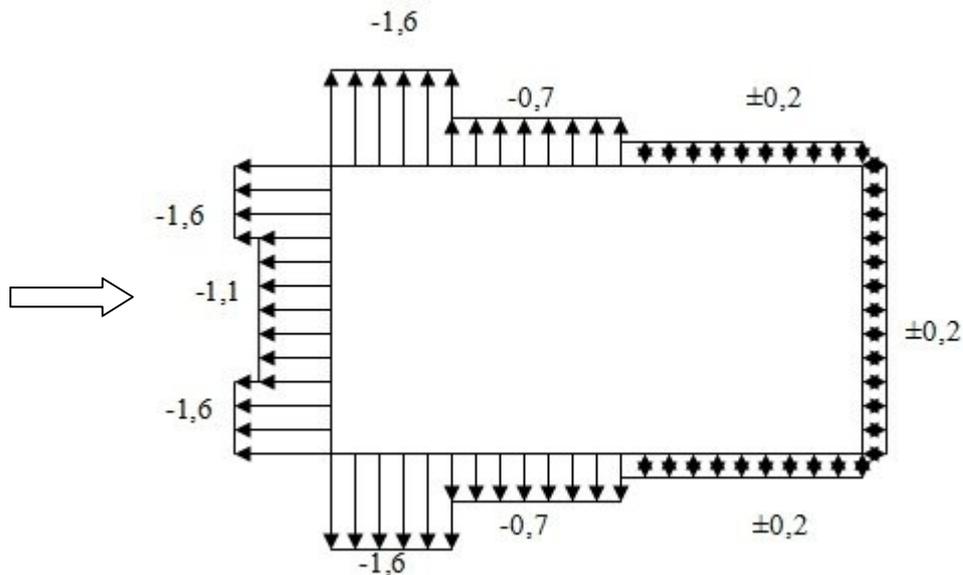


Figure 2.16 : répartition de C_{pe10} sur la terrasse.

3.6.2. Coefficient de pression intérieure (C_{pi})

D'après le paragraphe (§ 2.2.2 ; chap5 ; RNV99), les valeurs suivantes doivent être utilisées : (bâtiment avec cloisons intérieures). $C_{pi} = 0,8$ et $C_{pi} = -0,5$

3.6.3. Calcul de la pression statique

$$q_j = C_d \times q_{dyn}(Z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}] \quad [N / m^2] \text{ (Formule 2.1 RNV99)}$$

• **Parois verticales**

✚ **Pour $C_{pi} = 0,8$**

Zone	C_d	$q_{dyn}(N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$q_j(N/m^2)$	niveau
A	0,96	806,25	-1	+0,8	-1393,20	1
		941,25			-1626,48	2
		1035			-1788,48	3
		1102,5			-1905,12	4
		1155			-1995,84	5
		1196,25			-2067,12	6
		1241,25			-2144,88	7
B	0,96	806,25	-0,8	+0,8	1238,40	1
		941,25			-1445,76	2
		1035			-1589,76	3
		1102,5			-1693,44	4
		1155			-1774,08	5
		1196,25			-1837,44	6
		1241,25			-1906,56	7
C	0,96	806,25	-0,5	+0,8	-1006,20	1
		941,25			-1174,68	2
		1035			-1291,68	3
		1102,5			-1375,92	4
		1155			-1441,44	5
		1196,25			-1492,92	6
		1241,25			-1549,08	7
D	0,96	806,25	+0,8	+0,8	0	1
		941,25			0	2
		1035			0	3
		1102,5			0	4
		1155			0	5
		1196,25			0	6
		1241,25			0	7
E	0,96	806,25	-0,3	+0,8	-851,40	1
		941,25			-993,96	2
		1035			-1092,96	3
		1102,5			-1164,24	4
		1155			-1219,68	5
		1196,25			-1263,24	6
		1241,25			-1310,76	7

Tableau 2.13 : pression sur les parois verticale ($C_{pi} = 0,8$).

✚ Pour $C_{pi} = -0,5$

Zone	C_d	$q_{dyn}(N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$q_j(N/m^2)$	niveau
A	0,96	806,25	-1	-0,5	-387,00	1
		941,25			-451,80	2
		1035			-496,80	3
		1102,5			-529,20	4
		1155			-554,40	5
		1196,25			-574,20	6
		1241,25			-595,80	7
B	0,96	806,25	-0,8	-0,5	-232,20	1
		941,25			-271,08	2
		1035			-298,08	3
		1102,5			-317,52	4
		1155			-332,64	5
		1196,25			-344,52	6
		1241,25			-357,48	7
C	0,96	806,25	-0,5	-0,5	0	1
		941,25			0	2
		1035			0	3
		1102,5			0	4
		1155			0	5
		1196,25			0	6
		1241,25			0	7
D	0,96	806,25	+0,8	-0,5	1006,20	1
		941,25			1174,68	2
		1035			1291,68	3
		1102,5			1375,92	4
		1155			1441,44	5
		1196,25			1492,92	6
		1241,25			1549,08	7
E	0,96	806,25	-0,3	-0,5	154,80	1
		941,25			180,72	2
		1035			198,72	3
		1102,5			211,68	4
		1155			221,76	5
		1196,25			229,68	6
		1241,25			238,32	7

Tableau 2.14 : pression sur les parois verticales ($C_{pi} = -0,5$).

- Terrasse avec acrotère

✚ Pour $C_{pi} = 0,8$

Zone	C _d	q _{dyn} (N/m ²)	C _{pe}	C _{pi}	q _j (N/m ²)
F	0,96	1241,25	-1,6	+0,8	-2859,84
G	0,96	1241,25	-1,1	+0,8	-2264,04
H	0,96	1241,25	-0,7	+0,8	-1787,40
I	0,96	1241,25	-0,2	+0,8	-1191,60
J	0,96	1241,25	0,2	+0,8	-714,96

✚ Pour C_{pi} = -0,5

Zone	C _d	q _{dyn} (N/m ²)	C _{pe}	C _{pi}	q _j (N/m ²)
F	0,96	1241,25	-1,6	-0,5	-1310,76
G	0,96	1241,25	-1,1	-0,5	-714,96
H	0,96	1241,25	-0,7	-0,5	-238,32
I	0,96	1241,25	-0,2	-0,5	357,48
J	0,96	1241,25	0,2	-0,5	834,12

Tableau 2.15 : pression sur La terrasse.

3.6.4. Force de frottement

Pour cette direction (V₂) : b = 11,25m, d = 24,80m, h = 23,80m

$$\left. \begin{array}{l} \frac{d}{b} = \frac{24,80}{11,25} = 2,20 < 3 \\ \frac{d}{h} = \frac{24,80}{23,80} = 1,04 < 3 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{A partire de ses conditions, on peut negliger la force de frottement}$$

3.6.5. Force résultante

$$R = \sum (q_j \times S_j) + \sum F_{fij} \quad [N] \quad (\text{formule 2.9; RNV99}).$$

Chapitre 02: Etude climatique

Zone	niveau	S_i (m ²)	q_i (N/m ²)	$q_i.S_i$ (kN)
D ($C_{pi}=-0,5$)	1	38,25	1006,20	38,48
	2	38,25	1174,68	44,93
	3	38,25	1291,68	49,4
	4	38,25	1375,92	52,62
	5	38,25	1441,44	55,13
	6	38,25	1492,92	57,1
	7	38,25	1549,08	59,25
E ($C_{pi}=+0,8$)	1	38,25	-851,40	-32,56
	2	38,25	-993,96	-38,01
	3	38,25	-1092,96	- 41,8
	4	38,25	-1164,24	- 44,63
	5	38,25	-1219,68	- 46,65
	6	38,25	-1263,24	-48,31
	7	38,25	-1310,76	-50,13
F	Toiture	6,32	-2859,84	-18,07
G	Toiture	6,33	-2264,04	-14,33
H	Toiture	50,62	-1787,40	-90,47
I	Toiture	215,71	-1191,60	-257,04
J	Toiture	215,71	834,12	179,92

Tableau 2.16 : valeurs de la force résultante R

niveau	1	2	3	4	5	6	7	Toiture
$\sum(q_j \times S_j)$ (kN)	5,92	6,92	7,6	7,99	8,48	8,79	9,12	-199,99
$\sum F_{fij}$ (kN)	0	0	0	0	0	0	0	0
F_w (kN)	5,92	6,92	7,6	7,99	8,48	8,79	9,12	0
F_u (kN)	0	0	0	0	0	0	0	-199,99

Tableau 2.17 : composantes de la force résultante.

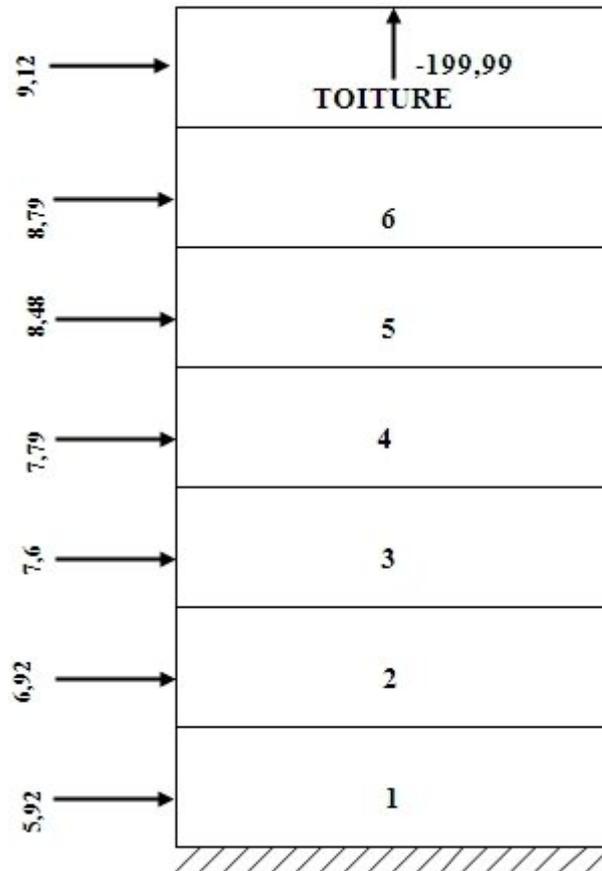


Figure 2.17 : Force résultante.

3.6.6. Excentricité de la force globale horizontale

Selon le paragraphe 2.2.1 du chapitre 2 du RNV99, une excentricité e de la force globale F_w doit être introduite pour tenir compte de la torsion. L'excentricité de la force globale doit être prise égale à $e = \pm b/10$.

$$\text{Donc : } e = \pm \frac{11,25}{10} = \pm 1,125 \text{ m.}$$

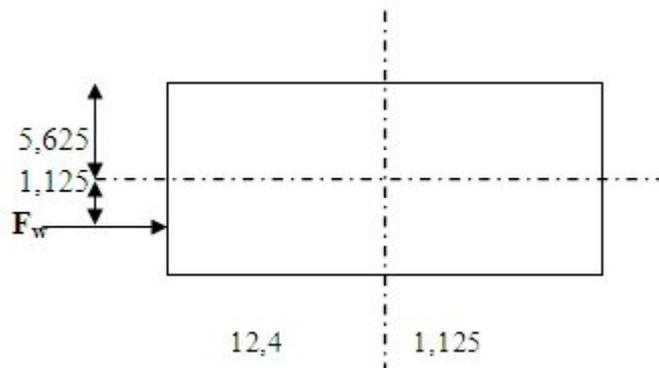


Figure 2.18 : excentricité de la force globale.

Chapitre 03

Etude des éléments secondaires

1. Etude de l'acrotère

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi extérieure contre toute chute, il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et aux charges exploitation, et à une surcharge horizontale.

1.1. Hypothèse de calcul

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fera pour une bonde de un mètre.

1.2. Evaluation des actions

- **Action permanent**

La surface de l'acrotère :

$$S = (0,6 \times 0,1) + (0,1 \times 0,07) + \left(\frac{0,1 \times 0,03}{2} \right) = 0,0685 \text{ m}^2$$

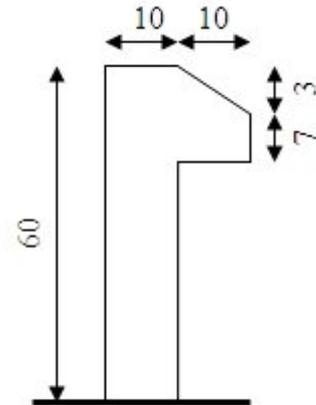


Figure 3.1 : dimensions de l'acrotère

Poids propre de l'acrotère.....	$G_0 = 0,0685 \times 25 = 1,71 \text{ kN/m}$
Enduit extérieure (e=2cm)	$G_1 = 20 \times 0,02 \times 0,6 = 0,24 \text{ kN/m}$
Enduit intérieure (e=2cm).....	$G_2 = 20 \times 0,02 \times 0,6 = 0,24 \text{ kN/m}$

$$\mathbf{G = 2,19 \text{ kN/m}}$$

- **Action d'exploitation**..... $\mathbf{Q = 1 \text{ kN/m}}$

- **Action sismique**

$$\mathbf{F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p} \quad \text{RPA99 /v2003 (art 6.3)}$$

Ou : A: Le coefficient d'accélération de la zone.

C_p : Facture de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8.

W_p : Poids de l'élément considère ; $W_p = 2,19 \text{ kN}$

$$\text{Pour notre cas Zone III ; Groupe d'usage 2} \quad \begin{cases} A = 0,25 \\ C_p = 0,8 \end{cases}$$

On trouve : $\mathbf{F_p = 1,75 \text{ kN}}$

1.3. Calcul des sollicitations

Calcul du centre de gravite

$$\begin{cases} X_g = \frac{\sum A_i \times X_{gi}}{\sum A_i} = 6,2 \text{ cm} \\ Y_g = \frac{\sum A_i \times Y_{gi}}{\sum A_i} = 33,1 \text{ cm} \end{cases}$$

L'acrotère est soumis à :

$$\begin{cases} N_G = 2,19 \text{ kN} \\ M_Q = Q \times h \Rightarrow M_Q = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ kN.m} \\ M_{F_p} = F_p \times Y_g \Rightarrow M_{F_p} = 1,75 \times 0,33 = 0,75 \text{ kN.m} \end{cases}$$

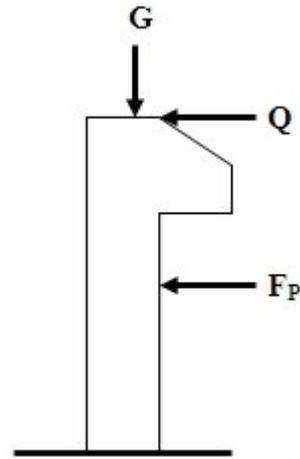


Figure 3.2 : sollicitations exercées sur l'acrotère

Combinaisons d'actions

sollicitations	Combinaisons d'actions		
	RPA 99	ELU	ELS
	G+Q+E	1,35G+1,5Q	G+Q
N (kN)	2,19	2,95	2,19
M (kN.m)	1,17	0,9	0,6

Tableau 3.1 : sollicitations et combinaisons d'action.

1.4. Ferrailage de l'acrotère (selon le BAEL 91)

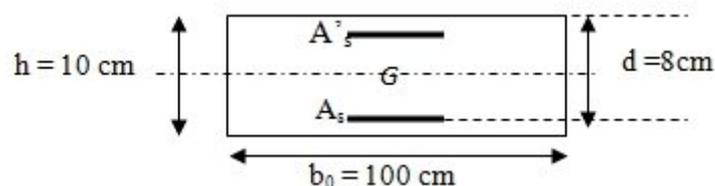


Figure 3.3 : dimensions de la section à ferrailer.

1.4.1. Calcul de l'excentricité à l'ELU

On a : $e_1 = \frac{M_u}{N_u} + e_a$ (CBA Art4.3.5)

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

Avec : $e_a = \max\left(2\text{cm}; \frac{h}{250}\right) = 2\text{cm}$

Donc : $e_1 = \frac{0,9}{2,25} + 0,02 = 0,32 \text{ m}$

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

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central donc la section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4}; \quad \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$$

e_2 : excentricité du second ordre due à la déformation.

$$M_G = 0 \Rightarrow \alpha = 0$$

ϕ : Rapport de déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, il est généralement pris égal à 2.

α : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre, le coefficient α est compris entre 0 et 1.

l_f : Longueur de flambement ; $l_f = 2 \times 0,6 = 1,2 \text{ m}$

h_0 : Hauteur de la section, qui égale à 10cm

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 1,2^2 \times 2}{0,1 \times 10^4} = 8,64 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

$$\text{Donc : } e = e_1 + e_2 = 0,382 \text{ m}$$

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont :

$$\begin{cases} N_u = 2,95 \text{ kN} \\ M_{uG} = N_u \times e = 0,97 \text{ kN.m} \end{cases}$$

1.4.2. Calcul à l'ELU

$$M_{uA} = M_{uG} + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

Tel que :

M_{uG}, N_u : Les sollicitations au centre de gravité de la section du béton seul.

M_{uA} : Moment de flexion évalué au niveau de l'armature.

$$M_{uA} = 0,97 + 2,95 \left(0,08 - \frac{0,1}{2} \right) = 1,05 \text{ kN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1,05}{1 \times 0,08^2 \times 14200} = 0,0115$$

$$\mu_{bu} < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0,014$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0,079 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} \Rightarrow A = 0,34 \text{ cm}^2$$

La section de ferrailage à la flexion composée est : $A_s = A - \frac{N_u}{f_{st}} = 0,26 \text{ cm}^2$

• **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0,23 \times 1 \times 0,08 \times \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 0,966 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} > A_s \Rightarrow \text{on ferraille avec } A_{\min}$$

On adopte : 4T8 = 2,01 cm²

• **Armature de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 0,5 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On adopte } 4T6 = 1,13 \text{ cm}^2$$

• **Espacement**

Armature principale : $S_t \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{on adopte } : S_t = 25 \text{ cm}$

Armature de répartition : $S_t \leq \frac{60}{4} = 15 \text{ cm} \Rightarrow \text{on adopte } : S_t = 15 \text{ cm}$

1.4.3. Vérification au cisaillement

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable)

$$\bar{\tau} \leq \min(0,1 \times f_{c28}; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} \leq \min(0,1 \times 25; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$V_u = 1,5 \times (F_p + Q) \Rightarrow V_u = 1,5 \times (F_p + Q) \Rightarrow V_u = 4,12 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{4,12 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08} \Rightarrow \tau_u = 0,051 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \quad (\text{condition vérifiée})$$

1.4.4. Vérification de l'adhérence

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum \mu_i} \quad \text{RPA99/2003(Art A.6.1.3)}$$

$\sum \mu_i$: La somme des périmètres des barres.

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \phi \Rightarrow \sum \mu_i = 4 \times 3,14 \times 0,8 \Rightarrow \sum \mu_i = 10,048 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{4120}{0,9 \times 80 \times 100,48} \Rightarrow \tau_{ser} = 0,57 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28}$$

ψ_s : est le coefficient de scellement = 1,5

$$\bar{\tau}_{se} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 \Rightarrow \bar{\tau}_{se} = 2,83 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{condition vérifiée}$$

1.4.5. Vérification des contraintes à l'ELS

$d = 0,08\text{m}$; $N_{\text{ser}} = 2,19\text{kN}$; $M_{\text{ser}} = 0,6\text{kN.m}$; $\eta = 1,6$ pour les aciers HA

• **Position de l'axe neutre**

$$c = d - e_1$$

e_1 : Distance du centre de pression c , à la fibre la plus comprimée de la section.

$$\left. \begin{aligned} e_1 &= \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} = \frac{0,6}{2,19} \Rightarrow e_1 = 0,27\text{m} \\ \frac{h}{6} &= \frac{0,1}{6} = 0,016\text{m} \end{aligned} \right\} \Rightarrow e_1 > \frac{h}{6} \rightarrow \text{la section est partiellement comprimée.}$$

$$c = 0,08 - 0,27 = -0,19\text{ m}$$

$$y_{\text{ser}} = y_c + c$$

$$y_c^3 + py_c + q = 0$$

Tel que :

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

$$p = -3 \times (-0,19)^2 + \frac{90 \times 2,01 \times 10^{-4} \times (0,08 + 0,19)}{1} = -0,103\text{m}^2$$

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

$$q = -2 \times (-0,19)^3 - \frac{90 \times 2,01 \times 10^{-4} \times (0,08 - 0,19)^2}{1} = 0,013\text{m}^2$$

La résolution de l'équation : $y_c^3 - 0,103y_c + 0,013 = 0$

Donne : $y_c = 0,21\text{m} \Rightarrow y_{\text{ser}} = 0,02\text{m}$

• **Calcul des contraintes**

Calcul le moment statique de la section homogène réduite :

$$\mu_t = \frac{b \times y_{\text{ser}}^2}{2} - 15 \times A \times (d - y_{\text{ser}}) = 9,82 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$\sigma_{\text{bc}} = \frac{N_{\text{ser}} \times y_{\text{ser}}}{\mu_t} \Rightarrow \sigma_{\text{bc}} = \frac{2,19 \times 10^{-3} \times 0,02}{9,82 \times 10^{-3}} = 4,46 \times 10^{-3} \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{\text{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$\sigma_{\text{bc}} < \overline{\sigma}_{\text{bc}} \Rightarrow$ La contrainte dans le béton est vérifiée.

$$\sigma_s = \frac{15 \times N_{\text{ser}} \times (d - y_{\text{ser}})}{\mu_t} \Rightarrow \sigma_s = \frac{15 \times 2,19 \times 10^{-3} \times (0,08 - 0,02)}{9,82 \times 10^{-3}} = 0,2 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\left(\frac{2}{3} \times f_e \right); 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}} \right] = 202 \text{ MPa} \rightarrow \text{Fissuration nuisible.}$$

$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \Rightarrow$ La contrainte dans l'acier est vérifiée.

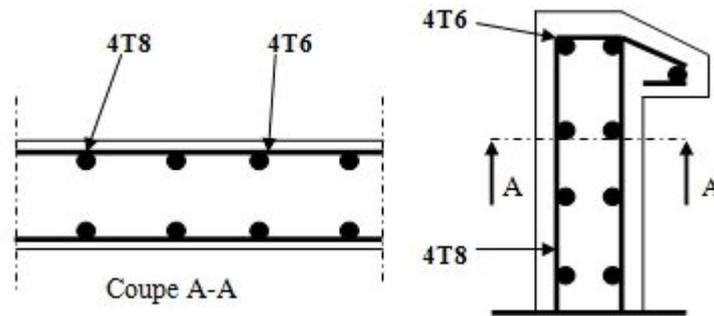


Figure 3.4 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

2. Etude des escaliers

2.1. Définitions

Un escalier : est une suite de marches qui permettent de passer d'un niveau à un autre.

Un palier : espace plat et spatiaux qui marque un étage après une série de marche, dont la fonction est de permettre un repos pendant la montée.

Un limon : élément incliné supportant les marches. Pour les limons, on emploie des profilés ou de la tôle, le dispositif le plus simple consiste à utiliser un profilé en U sur l'âme verticale.

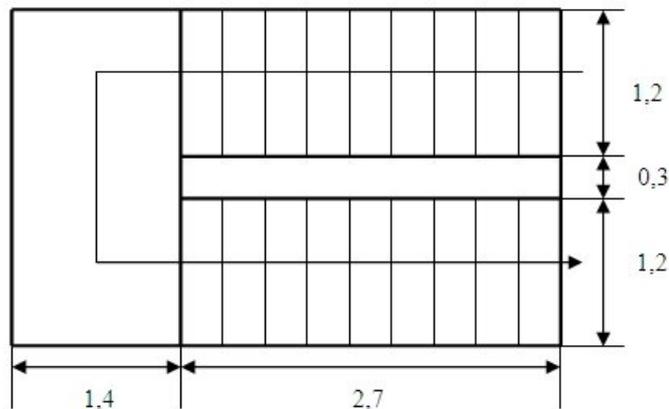


Figure 3.5 : vue en plan de l'escalier.

2.2. Choix des dimensions

Les hauteurs des étages du bâtiment sont identiques, pour cela l'étude se fera pour un seul étage.

- la hauteur de l'étage : $h = 3.4\text{m}$;
- les dimensions en plan de la cage d'escalier : $3 \times 4 \text{ m}^2$
- les conditions que doit satisfaire les marches et les contres marches sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} H : \text{hauteur de la marche, } 16.5 \leq H \leq 18 \end{array} \right.$$

G : largeur de la marche (giron), $27 \leq G \leq 30$ cm ;

$2H+G \approx 64$ cm. (Formule de BLONDEL).

On prend $H= 17$ cm

A partir de la formule de BLONDEL on aura $G= 30$ cm

On dispose de 02 volées dans le 1^{er} étage, la hauteur de chacune est :

$$h' = \frac{h}{2} = 1,7\text{m}$$

La largeur du volée est : $L' = 1,20$ m

2.3. Calcul du nombre de marche et de contre marche

$$n = \frac{340}{17} = 20 \text{ contre marches}$$

Le nombre de marche = $n-1 = 19$ marches.

2.4. Etude des marches

Les marches sont construites par des tôles striées, d'épaisseur 5 mm rigidifiées par des cornières. Ces derniers sont soudées au limon, Comme l'indique la figure 3.6 ci-dessous ;

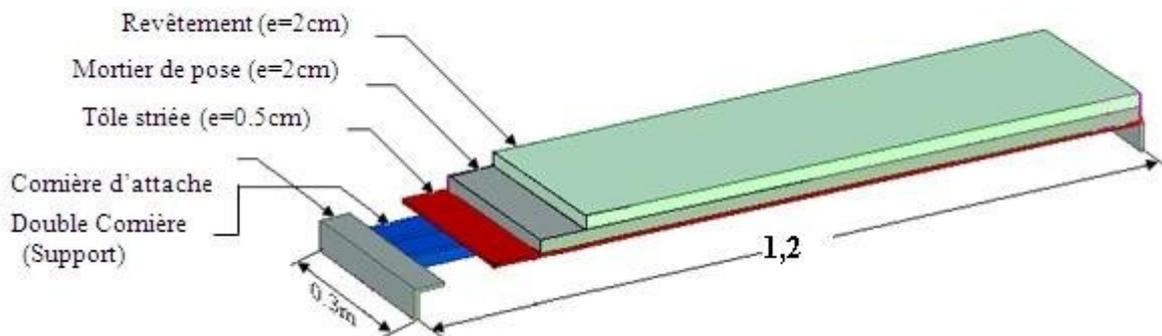


Figure 3.6 : éléments de la marche.

2.4.1. Evaluation des charges

Revêtement (e= 2cm).....	$20 \times 0,02 = 0,4 \text{ kN/m}^2$
Mortier de pose (e= 2cm).....	$18 \times 0,02 = 0,36 \text{ kN/m}^2$
Tôle striée (e= 0,5cm).....	$78,50 \times 0,005 = 0,39 \text{ kN/m}^2$

$$G = 1,15 \text{ kN/m}^2$$

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

2.4.2. Pré dimensionnement des cornières

Chaque cornière reprend la moitié de la charge de la marche plus la charge de la contre marche.

$$q_s = (G+Q) \times 0,15 + (G+Q) \times 0,17$$

$$q_s = (1,15+2,5) \times 0,15 + (1,15+2,5) \times 0,17 \implies q_s = 1,17 \text{ kN/m}$$

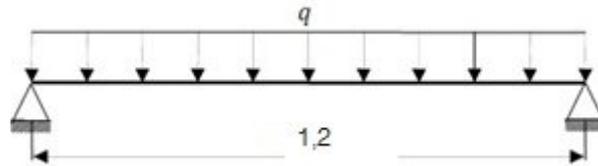


Figure 3.7: schéma statique d'une cornière

$$f = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{300} \Rightarrow I_y \geq \frac{1500 \times q_s \times L^3}{384 \times E}$$

$$I_y \geq \frac{1500 \times 1,17 \times 1200^3}{384 \times 210000} = 3,76 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

Soit une cornière de (40×40×4)

2.4.3. Vérification en tenant compte du poids propre de la cornière

$$q_u = 1,35 (1,15 \times 0,15 + 1,15 \times 0,17 + 0,0242) + 1,5 (2,5 \times (0,15 + 0,17)) = 1,73 \text{ kN/m}$$

$$q_s = (1,15 \times 0,15 + 1,15 \times 0,17 + 0,0242) + 2,5 \times (0,15 + 0,17) = 1,2 \text{ kN/m}$$

- Critère de flèche

$$f = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{300}$$

$$f = \frac{5 \times 1,2 \times 1200^4}{384 \times 210000 \times 4,47 \times 10^4} = 3,45 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{1200}{300} = 4 \text{ mm}$$

$$f < f_{adm} \quad (\text{condition vérifiée})$$

- Critère de résistance

$$M_{Sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{1,73 \times 1,2^2}{8} = 0,31 \text{ kN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_{M0}} = \frac{235 \times 1,55 \times 10^3}{1,1} \times 10^{-6} = 0,33 \text{ kN.m} > M_{Sd} \quad (\text{condition vérifiée})$$

- Vérification au cisaillement

$$V_{Sd} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{1,73 \times 1,2}{2} = 1,04 \text{ kN}$$

$$\tau = \frac{V_{sd} \times S}{e \times I_y} \leq \bar{\tau} = \frac{f_y}{\sqrt{3}}$$

Avec : S est le moment statique

$$S = \sum A_i \times z_i = (40 \times 4) \times \frac{4}{2} + (40 - 4) \times \frac{40}{2} = 1040 \text{ mm}^3$$

$$\tau = 6,05 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 135,67 \text{ MPa} \quad (\text{condition vérifiée})$$

2.5. Etude des limons

Une volée contient deux limons, et chaque limon doit supporter la moitié des charges et des surcharges exercées sur la volée. La figure suivante représente la distribution des charges sur un limon.

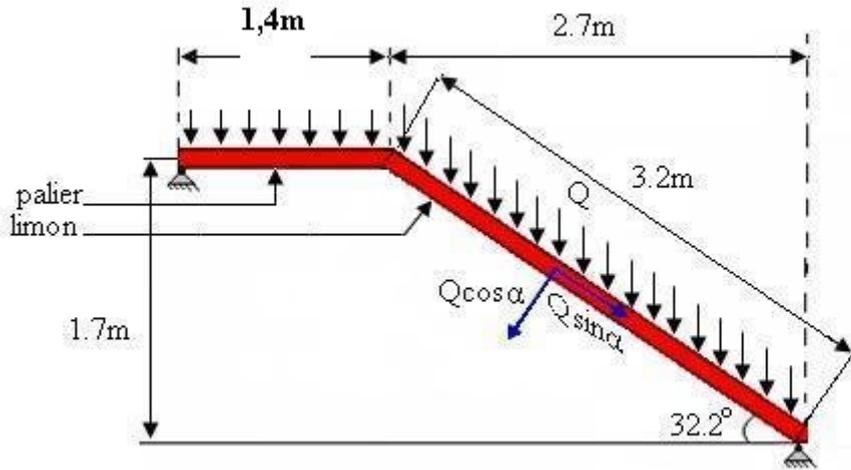


Figure 3.8 : chargement sur le limon

2.5.1. Evaluation des charges

G_{marche}	= 1,15 kN/m ²
$G_{\text{c.marche}}$	= 1,15 kN/m ²
$G_{\text{cornier}} \times 2$	= 0,0484 kN/m
Poids du garde corps	= 0,3 kN/m
Q (charge d'exploitation).....	= 2,5 kN/m ²

2.5.2. Pré dimensionnement de limon

$$q_s = [(1,15 + 1,15) \times \frac{1,2}{2} + 0,0484 + 0,3] + 2,5 \times \frac{1,2}{2} = 3,23 \text{ kN/m}$$

$$f = \frac{5 \times q_s \times \cos \alpha \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{300} \Rightarrow I_y \geq \frac{1500 \times q_s \times \cos \alpha \times L^3}{384 \times E}$$

α : Angle d'inclinaison de limon (32,2°)

$$I_y \geq \frac{1500 \times 3,23 \times 0,84 \times 3200^3}{384 \times 210000} = 165,37 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

Soit un UPN 120

caractérise par :

A (cm ²)	I _y (cm ⁴)	W _{ely} (cm ³)	W _{ply} (cm ³)	i _y (mm)	i _z (mm)	h (mm)	b (mm)	A _{vz} (cm ²)	P (kg/m)
17	364	60,7	72,6	46,2	15,9	120	55	8,8	13,4

Tableau 3.2 : caractéristiques du profilé.

2.5.3. Vérification en tenant compte du poids propre du profilé

$$q_u = 1,35 (2,3 \times 0,6 + 0,134 + 0,0484 + 0,3) + 1,5 (2,5 \times 0,6) = 4,76 \text{ kN/m}$$

$$q_s = (2,3 \times 0,6 + 0,0484 + 0,3 + 0,134) + (2,5 \times 0,6) = 3,36 \text{ kN/m}$$

• **Critère de flèche**

$$f = \frac{5 \times q_s \times \cos \alpha \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{300}$$

$$f = \frac{5 \times 3,36 \times \cos 32,2 \times 3200^4}{384 \times 210000 \times 364 \times 10^4} = 5,07 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{3200}{300} = 10,66 \text{ mm}$$

$$f < f_{adm} \quad (\text{condition vérifiée})$$

• **Critère de résistance**

$$M_{Sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{4,76 \times 3,2^2}{8} = 6,09 \text{ kN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_{M0}} = \frac{235 \times 72,6 \times 10^3}{1,1} \times 10^{-6} = 15,51 \text{ kN.m} > M_{Sd} \quad (\text{condition vérifiée})$$

$$N_{sd} = q_u \times \sin \alpha \times L = 4,76 \times (\sin 32,2) \times 3,2 = 8,11 \text{ kN.}$$

$$N_{Rd} = \frac{f_y \times A}{\gamma_{M0}} = \frac{235 \times 17 \times 10^2}{1,1} \times 10^{-3} = 363,18 \text{ kN.} > N_{sd} \quad (\text{condition vérifiée})$$

• **Vérification au cisaillement**

$$V_{Sd} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{4,76 \times 3,2}{2} = 7,61 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \frac{f_y \times A_{vz}}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{235 \times 8,8 \times 10^2}{\sqrt{3} \times 1,1} = 108,54 \text{ kN} > V_{Sd} \quad (\text{condition vérifiée})$$

On a : $V_{Sd} < 0,5 V_{Rd} \Rightarrow$ pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

• **Vérification au flambement flexion**

Calcul de l'élanement réduit :

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1} \right) \times \sqrt{\beta_A}$$

$$\beta_A = 1 \text{ (UPN section de classe 1)}$$

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

$$\lambda = \max(\lambda_y, \lambda_z)$$

$$\begin{cases} \lambda_y = \left(\frac{L_f}{i_y} \right) = 69,26 \\ \lambda_z = \left(\frac{L_f}{i_z} \right) = 201,25 \end{cases} \Rightarrow \lambda = 201,25$$

D'ou $\bar{\lambda} = 2,14 > 0,2$ (ya un risque de flambement)

Le limon est sollicités simultanément en flexion et en compression axial, donc on doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{N}{\chi_{\min} A} + \frac{k_y \times M_y}{W_{ply} \times f_y} + \frac{k_z \times M_z}{W_{plz} \times f_y} \leq 1 \dots \dots \dots (II)$$

On considère le flambement flexion suivant l'axe fort (y-y) est on calcul les paramètres suivants :

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N}{\chi_y \times A \times f_y} \quad \text{Avec } k_y \leq 1,5$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \left(\frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{elz}} \right) \quad \text{Avec } \mu_y \leq 0,9$$

$$\begin{cases} \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_L} \sqrt{\beta_A} = 0,73 \Rightarrow \chi_y = 0,7 \\ \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_L} \sqrt{\beta_A} = 2,14 \end{cases} \Rightarrow \chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,17$$

Courbe de flambement C (profile en U)

$$\beta_{My} = 1,3$$

β_{My} Facteur de moment uniforme équivalent (moment dus à des charges latérales).

$$D'ou: \begin{cases} \mu_y = -0,82 < 0,9 \\ K_y = 1,02 < 1,5 \end{cases} \Rightarrow (II) = 0,52 < 1 \quad (\text{condition vérifiée})$$

2.6. Etude du palier de repos

2.6.1. Evaluation des charges

Revêtement (e=2 cm).....	= 0,4 kN/m ²
Mortier de pose (e=2cm).....	= 0,36 kN/m ²
Dalle en béton (e=8cm).....	= 2 KN/m ²

Tôle striée (e= 0,5cm).....= 0,39 kN/m²

G= 3,15 kN/m²

Q= 2,5 kN/m²

2.6.2. Pré dimensionnement de la poutre palière

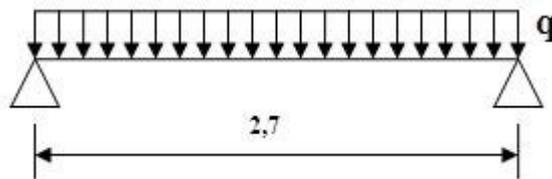


Figure 3.9 : Schéma statique de la poutre palière.

Les charges revenant sur la poutre palière sont :

Charge des cloisons.....= 3,32×1,7 = 5,64 kN/m

Charge revenant du palierG= 3,15×0,7= 2,2 kN/m

Q=2,5×0,7= 1,75 kN/m

q_s= 5,64+2,2+1,75 = 9,6 kN/m

$$f = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{300} \Rightarrow I_y \geq \frac{1500 \times q_s \times L^3}{384 \times E}$$

$$I_y \geq \frac{1500 \times 9,6 \times 2700^3}{384 \times 210000} = 351,48 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

Soit un IPE140 caractérisé par :

A (cm ²)	I _y (cm ⁴)	W _{ely} (cm ³)	W _{ply} (cm ³)	t _f (mm)	t _w (mm)	h (mm)	b (mm)	A _{vz} (cm ²)	P (kg/m)
16,4	541,2	77,32	88,34	6,9	7,4	140	73	7,64	12,9

Tableau 3.3 : caractéristiques du profilé.

2.6.3. Vérification en tenant compte le poids du profilé

q_u= 1,35(2,2+5,64 + 0,129) + 1,5×1,75 = 13,38 kN/m

q_s= 2,2+5,64 + 0,129 +1,75 = 9,72 kN/m

- Critère de flèche

$$f = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} = 5,91 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{300} = 9 \text{ mm}$$

f < f_{adm} (condition vérifiée)

• Critère de résistance

$$M_{Sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = 12,2 \text{ kN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_{M0}} = 18,87 \text{ kN.m} > M_{Sd} \quad (\text{condition vérifiée})$$

• Vérification au cisaillement

$$V_{sd} = \frac{13,38 \times 2,7}{2} = 18,06 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \frac{f_y \times A_{vz}}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{235 \times 7,64 \times 10^2}{\sqrt{3} \times 1,1} \times 10^{-3} = 94,23 \text{ kN} > V_{sd} \quad (\text{condition vérifiée})$$

2.6.4. Pré dimensionnement de la console

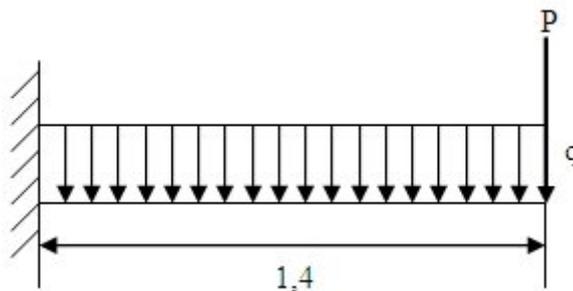


Figure 3.10 : schéma statique

Les charges revenant sur la console sont :

Charge des cloisons..... = $3,32 \times 1,7 = 5,64 \text{ kN/m}$

Charge revenant du palier $G = 3,15 \times 1,35 = 4,25 \text{ kN/m}$

$Q = 2,5 \times 1,35 = 3,37 \text{ kN/m}$

$q_s = 5,64 + 4,25 + 3,37 = 13,26 \text{ kN/m}$

P : réaction de la poutre palière

$$P = \frac{G_p \times L}{2} = \frac{0,129 \times 2,7}{2} = 0,17 \text{ kN}$$

$$f = \frac{q_s \times L^4}{8 \times E \times I_y} + \frac{P \times L^3}{3 \times E \times I_y} \leq \frac{L}{300} \Rightarrow I_y \geq \left(\frac{q_s \times L^3}{8 \times E} + \frac{P \times L^2}{3 \times E} \right) \times 300$$

$$I_y \geq \left(\frac{13,26 \times 1400^3}{8 \times 210000} + \frac{0,17 \times 10^3 \times 1400^2}{3 \times 210000} \right) \times 300 \Rightarrow I_y \geq 665,6 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

Soit un IPE160 caractérisé par

A (cm ²)	I _y (cm ⁴)	W _{ply} (cm ³)	t _f (mm)	t _w (mm)	h (mm)	b (mm)	A _{vz} (cm ²)	P (kg/m)
20,1	869,3	123,9	7,4	5	160	82	9,66	15,8

Tableau 3.4 : caractéristiques du profilé.

2.6.5. Vérification en tenant compte du poids du profilé

$$q_u = 1,35 \times (0,158 + 5,64 + 4,25) + 1,5 \times 3,37 = 18,62 \text{ kN/m}$$

$$P_u = 1,35 \times 0,17 = 0,23 \text{ kN}$$

$$q_s = (0,158 + 5,64 + 4,25) + 3,37 = 13,42 \text{ kN/m}$$

$$P_s = 0,17 \text{ Kn}$$

- Critère de flèche

$$f = \frac{q_s \times L^4}{8 \times E \times I_y} + \frac{P_s \times L^3}{3 \times E \times I_y}$$

$$f = \frac{13,42 \times 1400^4}{8 \times 210000 \times 869,3 \times 10^4} + \frac{0,17 \times 1400^3}{3 \times 210000 \times 869,3 \times 10^4} = 3,53 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{1400}{250} = 5,6 \text{ mm}$$

$$f < f_{adm} \text{ (condition vérifiée)}$$

$$I_y \geq \frac{1500 \times q_s \times 1300^3}{384 \times 210000} = 87,13 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

- Critère de résistance

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} + P_u \times L = \frac{18,62 \times 1,4^2}{8} + 0,23 \times 1,4 = 4,88 \text{ kN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_{M0}} = \frac{235 \times 123,9 \times 10^3}{1,1} \times 10^{-6} = 26,46 \text{ kN.m} > M_{sd} \text{ (condition vérifiée)}$$

- Vérification au cisaillement

$$V_{sd} = q_u \times L + P_u = 18,62 \times 1,4 + 0,23 = 26,3 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \frac{f_y \times A_{vz}}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{235 \times 9,66 \times 10^2}{\sqrt{3} \times 1,1} \times 10^{-3} = 119,15 \text{ kN} > V_{sd}$$

$$V_{sd} < 0,5 V_{Rd} \text{ (condition vérifiée)}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

3. Etude des balcons

On a des balcons sur trois appuis.

Le type de balcon le plus défavorable :

$$L_x = 1,1 \text{ m}$$

$$L_y = 5 \text{ m}$$

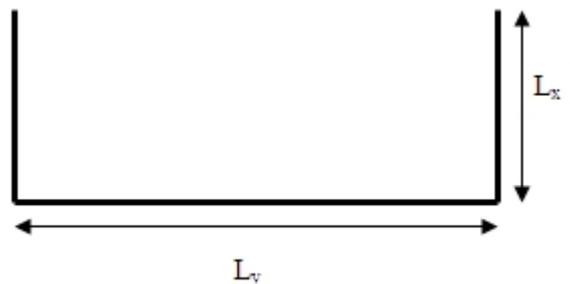


Figure 3.11 : balcon sur trois appuis

3.1. Dimensionnement de la dalle

- Condition de résistance

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow 2,44 \leq e \leq 2,75 \text{ cm}$$

- Condition de coup feu

$$e \geq 11 \text{ cm (Pour 2 heures de coup feu)}$$

On prend une épaisseur de 12 cm

3.2. Evaluation des charges

Revêtement en carrelage (e=2 cm).....	= 0,4 kN/m ²
Mortier de pose (e=2cm).....	= 0,36 kN/m ²
Lit de sable (e=2cm).....	= 0,32 kN/m ²
Dalle en béton (e=12cm).....	= 3 kN/m ²
Enduit plâtre (e=1cm).....	= 0,1 kN/m ²

$$G = 4,18 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 3,5 \text{ kN/m}^2$$

- Combinaison d'actions

$$q_u = 1,35G + 1,5 Q = 10,89 \text{ kN/m}^2$$

$$q_s = G + Q = 7,69 \text{ kN/m}^2$$

3.3. Calcul à l'ELU

3.3.1. Calcul des sollicitations

- Moment isostatique

$$\text{On a } \begin{cases} L_x = 1,1 \text{ m} \\ L_y = 5 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow 1,1 < \frac{5}{2} = 2,5$$

$$M_0^x = \frac{q_u \times L_x^2 \times L_y}{2} - \frac{2 \times q_u \times L_x^3}{3} = 23,28 \text{ kN.m}$$

$$M_0^y = \frac{q_u \times L_x^3}{6} = 2,41 \text{ kN.m}$$

- **Moment en travée**

$$M_t^x = 0,85 M_0^x = 19,78 \text{ kN.m}$$

$$M_t^y = 0,85 M_0^y = 2,04 \text{ kN.m}$$

- **Moment en appuis**

$$M_a^x = 0,4 M_0^x = 9,31 \text{ kN.m}$$

$$M_a^y = 0,4 M_0^y = 0,96 \text{ kN.m}$$

3.3.2. Calcul des armatures

- **En travée**

Sens X

M_t^x (kN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A(cm ²)
19,78	0,139	0,18	0,09	6,31

Donc : on choisit 6HA12= 6,79 cm², avec S_t = 16,66 cm

Sens Y

M_t^y (kN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A(cm ²)
2,04	0,014	0,017	0,1	0,58

Donc : on choisit 4HA8= 2,01 cm², avec S_t = 25 cm

- **En appuis**

Sens X

M_a^x (kN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A(cm ²)
9,31	0,065	0,084	0,096	2,76

Donc : on choisit 4HA10= 3,14 cm², avec S_t = 25 cm

Sens Y

M_a^y (kN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A(cm ²)
0,96	0,006	0,007	0,09	0,27

Donc : on choisit 4HA8= 2,01 cm², avec S_t = 25 cm

- **Condition de non fragilité**

Sens X

En travée

$$A_x^{\min} = \rho_o \times b \times e = 0,0008 \times 100 \times 12 = 0,96 \text{ cm}^2 < 6,79 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{vérifiée}$$

En appuis

$$A_x^{\min} = 0,96 \text{ cm}^2 < 3,14 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{vérifiée}$$

Sens Y

En travée

$$A_x^{\min} = 0,96\text{cm}^2 < 2,01\text{cm}^2 \rightarrow \text{vérifiée}$$

En appuis

$$A_x^{\min} = 0,96\text{cm}^2 < 2,01\text{cm}^2 \rightarrow \text{vérifiée}$$

- **Espacement des barres**

$$S_t \leq \min((3 \times e); 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm}$$

Tout les espacements précédents sont vérifiés.

3.3.3. Calcul de l'effort tranchant

$$V_x = \frac{q_u \times L}{2} = 5,98\text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_x}{b \times d} = \frac{5,16 \times 10^{-3}}{1 \times 0,06} = 0,059\text{MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0,05 \times f_{c28} = 1,25\text{MPa} > \tau_u \Rightarrow \text{pas d'armature transversal}$$

3.4. Vérification à L'ELS

$$q_s = 7,68\text{kN/m}^2$$

$$M_0^x = \frac{q_s \times L_x^2 \times L_y}{2} - \frac{2 \times q_s \times L_x^3}{3} = 16,41\text{kN.m}$$

$$M_0^y = \frac{q_s \times L_x^3}{6} = 1,7\text{kN.m}$$

- **Moment en travées**

$$M_t^x = 0,85M_0^x = 13,94\text{kN.m}$$

$$M_t^y = 0,85M_0^y = 1,44\text{kN.m}$$

- **Moment en appuis**

$$M_a^x = 0,4M_0^x = 6,45\text{kN.m}$$

$$M_a^y = 0,4M_0^y = 0,68\text{kN.m}$$

3.4.1. Vérification de la contrainte du béton

$$V_u \leq 0,36 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} b \times d = 600\text{kN}$$

$$V_u = 5,98\text{kN} < 600\text{kN} \text{ (vérifiée)}$$

3.4.2. Etat limite de compression du béton (BAEL 91 ; Article : B.6.5.1)

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$$

Avec : σ_{bc} : contrainte de calcul du béton à l'ELS.

$\overline{\sigma_{bc}}$: contrainte admissible du béton.

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A'(y - d')^2 + 15A(d - y)^2$$

y : position de l'axe neutre donnée par la formule suivante :

$$\frac{b}{2} y^2 + 15(A' + A)y - 15(Ad - A'd) = 0$$

- **Sens X**

$$A=6,79 \text{ cm}^2 ; d= 10 \text{ cm} ; b=100\text{cm} ; M_{ser}=13,94\text{kN.m}$$

$$y = 0,0036\text{m}$$

$$I=0,57.10^{-4}\text{m}^4$$

$$\text{Donc: } \sigma_{bc} = 8,80\text{MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15\text{MPa}$$

- **Sens Y**

$$A=2,01 \text{ cm}^2 ; d= 10 \text{ cm} ; b=100\text{cm} ; M_{ser}=1,44\text{kN.m}$$

$$y = 0,021\text{m}$$

$$I=0,22.10^{-4}\text{m}^4$$

$$\text{Donc: } \sigma_{bc} = 1,37\text{MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15\text{MPa}$$

3.4.3. Etat limite de déformation

Si les conditions suivantes sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{20 \times M_0} \\ 2) \frac{h}{L} \geq \frac{3}{80} \\ 3) \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right.$$

Selon L_x

$$1) \frac{12}{100} = 0,12 \geq \frac{13,94}{20 \times 16,41} = 0,042 \text{ (vérifiée)}$$

$$2) \frac{12}{110} = 0,1 \geq \frac{3}{80} = 0,037 \text{ (vérifiée)}$$

$$3) \frac{6,79}{100 \times 10} = 0,0067 \leq \frac{2}{400} = 0,005 \text{ (non vérifiée)}$$

La troisième condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche selon L_x est nécessaire.

Selon L_y

$$1) \frac{12}{500} = 0,024 \geq \frac{1,44}{20 \times 1,7} = 0,042 \text{ (non vérifiée)}$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche selon L_y est nécessaire.

- **Calcul la flèche selon L_x**

Pour la vérification de la flèche on utilise la formule suivante :

$$f = \frac{M_{\text{tser}} \times L^2}{10 \times E \times I_f} \leq \frac{L}{500}$$

$$f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

j: charges permanente avant mise en place des cloisons.

g: charges permanente après mise en place des cloisons.

p: charge totale (j+g).

Avec :

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

$$g = 4,18 \text{ kN/m}^2$$

$$p = 7,18 \text{ kN/m}^2$$

- **Calcul des moments**

$$M_j = 0,85 \times j \times \left(\frac{L_x^2 \times L_y}{2} - \frac{2L_x^3}{3} \right) = 5,45 \text{ kN.m}$$

$$M_g = 0,85 \times g \times \left(\frac{L_x^2 \times L_y}{2} - \frac{2L_x^3}{3} \right) = 7,59 \text{ kN.m}$$

$$M_p = 0,85 \times p \times \left(\frac{L_x^2 \times L_y}{2} - \frac{2L_x^3}{3} \right) = 13,04 \text{ kN.m}$$

- **Calcul de λ et ρ**

$$\rho = \frac{A}{b \times d} = 0,0068$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{5\rho} = 3,088$$

$$\lambda_v = \frac{2 \times \lambda_i}{5} = 1,23$$

- Calcul de y et I

$$\frac{b}{2}y^2 + 15(A' + A)y - 15(Ad - A'd) = 0 \Rightarrow y = 0,036\text{m}$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A'(y - d')^2 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow 0,57 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

- Calcul σ_{st}

$$\sigma_{stj} = \frac{15M_j}{I}(d - y) = 91,78\text{MPa}$$

$$\sigma_{stg} = \frac{15M_g}{I}(d - y) = 127,83\text{MPa}$$

$$\sigma_{stp} = \frac{15M_p}{I}(d - y) = 219,62\text{MPa}$$

- Calcul μ

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{stj} + f_{t28}} = 0,2$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{stg} + f_{t28}} = 0,34$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{stp} + f_{t28}} = 0,54$$

- Calcul I_0

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + bh + 15A \left(\frac{h}{2} - C \right)^2 = 16029,6 \text{ cm}^4$$

- Calcul de I_f

$$I_f = \frac{1,1 \times I_0}{1 + (\mu \times \lambda)}$$

$$\text{Sous j} \Rightarrow I_{fj} = 10900,44 \text{ cm}^4$$

$$\text{Sous } g \Rightarrow \begin{cases} I_{fi} = 8601,58 \text{ cm}^4 \\ I_{fv} = 12433,05 \text{ cm}^4 \end{cases}$$

$$\text{Sous } p \Rightarrow I_{fi} = 6610,09 \text{ cm}^4$$

• **Calcul de E**

$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa}$$

$$E_i = 3E_v = 32456,59 \text{ MPa}$$

• **Calcul de f**

$$\begin{cases} f_{gv} = 0,56 \text{ mm} \\ f_{gi} = 0,27 \text{ mm} \\ f_{ji} = 0,18 \text{ mm} \\ f_{pi} = 0,607 \end{cases} \Rightarrow f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0,72 \text{ mm}$$

$$\text{On a : } f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{1100}{500} = 2,2 \text{ mm} > f = 0,72 \text{ mm} \text{ (condition vérifiée)}$$

4. Dimensionnement de la console du balcon

Les charges revenant sur la console :

- $G_{\text{balcon}} = 4,18 \text{ kN/m}^2$
- $G_{\text{mur}} = 1,18 \text{ kN/m}^2$
- $Q = 3,5 \text{ kN/m}^2$

$$G = 4,18 \times 2,5 + 1,18 \times 1,4 = 12,10 \text{ kN/m}$$

$$Q = 3,5 \times 2,5 = 8,75 \text{ kN/m}$$

$$P = 1,18 \times 2,5 \times 1,4 = 4,13 \text{ kN}$$

$$q_s = G + Q = 20,85 \text{ kN/m}$$

$$P_s = 4,13 \text{ kN}$$

Pour pré dimensionner la console, il faut vérifiée que : $f \leq f_{adm}$

$$f = \frac{q_s \times L^4}{8 \times E \times I_y} + \frac{P \times L^3}{3 \times E \times I_y} \leq \frac{L}{300} \Rightarrow I_y \geq \left(\frac{q_s \times L^3}{8 \times E} + \frac{P \times L^2}{3 \times E} \right) \times 300$$

$$I_y \geq \left(\frac{20,85 \times 1100^3}{8 \times 210000} + \frac{4,13 \times 10^3 \times 1100^2}{3 \times 210000} \right) \times 300 \Rightarrow I_y \geq 733,52 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

Soit un IPE 180 caractérisé par :

A (cm ²)	I _y (cm ⁴)	W _{ely} (cm ³)	W _{ply} (cm ³)	t _r (mm)	t _w (mm)	h (mm)	b (mm)	A _{vz} (cm ²)	P (kg/m)
23,9	1317	146,3	166,4	8	5,3	180	91	11,25	18,8

Tableau 3.5 : caractéristiques du profilé

4.1. Vérification en tenant compte du poids du profilé

$$q_u = 1,35(G + G_p) + 1,5Q = 29,72 \text{ kN/m}$$

$$P_u = 1,35P = 5,57 \text{ kN}$$

$$q_s = (G + G_p) + Q = 21,03 \text{ kN/m}$$

$$P_s = P = 4,13 \text{ kN}$$

- Critère de flèche

$$f = \frac{q_s \times L^4}{8 \times E \times I_y} + \frac{P_s \times L^3}{3 \times E \times I_y}$$

$$f = \frac{21,03 \times 1100^4}{8 \times 210000 \times 1317 \times 10^4} + \frac{4,13 \times 10^3 \times 1100^3}{3 \times 210000 \times 1317 \times 10^4} = 2,05 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{1100}{250} = 4,4 \text{ mm}$$

$$f < f_{adm} \text{ (condition vérifiée)}$$

- Vérification à la résistance

$$M_{Sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} + P_u \times L = \frac{29,72 \times 1,1^2}{8} + 5,57 \times 1,1 = 10,62 \text{ kN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_{M0}} = \frac{235 \times 166,4 \times 10^3}{1,1} \times 10^{-6} = 35,54 \text{ kN.m} > M_{Sd} \text{ (condition vérifiée)}$$

- Vérification au cisaillement

$$V_{Sd} = q_u \times L + P_u = 29,72 \times 1,1 + 5,57 = 38,26 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \frac{f_y \times A_{vz}}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{235 \times 11,25 \times 10^2}{\sqrt{3} \times 1,1} \times 10^{-3} = 138,76 \text{ kN} > V_{Sd}$$

$$V_{Sd} < 0,5 V_{Rd} \text{ (condition vérifiée)}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

Chapitre 04

Pré-dimensionnement des éléments

1. Charges et surcharges d'exploitations

1.1. Plancher terrasse inaccessible

Protection en gravillon roulés (e=5cm).....	= 0,85 kN/m ²
Etanchéité multicouches (e=2cm).....	= 0,12 kN/m ²
Forme de pente (e=10cm)	= 2,2 kN/m ²
Isolation thermique au liège(e=4cm).....	= 0,16 kN/m ²
Dalle en béton (e=12cm).....	= 25×0,12 = 3 kN/m ²
Tôle profile (TN40).....	= 0,11 kN/m ²
Faux plafond.....	= 0,1 kN/m ²

$$G = 6,54 \text{ kN/m}^2$$

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

1.2. Etage courant

Revêtement en carrelage (e=2 cm).....	= 0,4 kN/m ²
Mortier de pose (e=2cm).....	= 0,36 kN/m ²
Lit de sable (e=2cm).....	= 0,32 kN/m ²
Dalle en béton (e=12cm).....	= 3 kN/m ²
Tôle profile (TN40).....	= 0,11 kN/m ²
Enduit plâtre (e=1cm).....	= 0,1 kN/m ²
Cloison légers (e=10cm).....	= 0,75 kN/m ²

$$G = 5,04 \text{ kN/m}^2$$

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

1.3. Cloisons extérieures

Les murs extérieurs sont réalisés en briques creuse de 10 cm en double cloisons.

Enduit extérieure (enduit en mortier de liant hydraulique).....	= 18× 0,02 = 0,36 kN/m ²
Briques creuse.....	= 18×0,2 = 3,6 kN/m ²
Couche de plâtre.....	= 10×0,02 = 0,2 kN/m ²

$$G = 4,16 \text{ kN/m}^2$$

Avec 20% d'ouvertures : $G = 4,16 \times 0,8 = 3,32 \text{ kN/m}^2$

2. Pré-dimensionnement des solives

Les solives sont représentées en poutrelles (IPE, IPN). Ce sont des éléments qui travaillent en flexion sous l'effet des charges verticales. Ces solives sont pré dimensionnées au stade de montage.

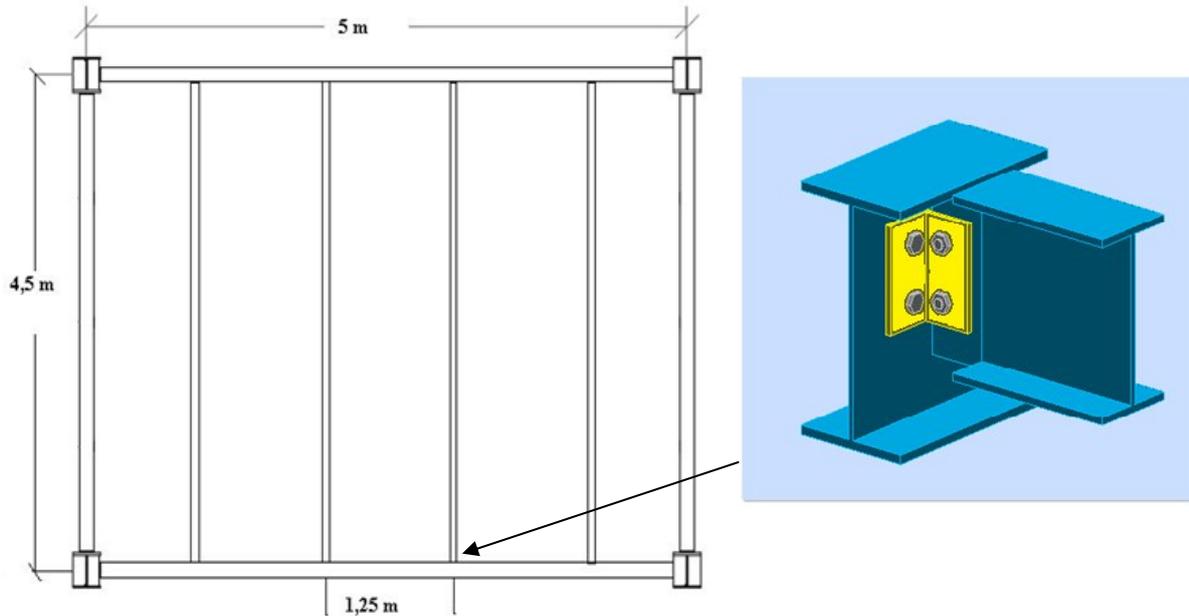


Figure 4.1 : schéma d'une trame la plus sollicitée ; détail d'assemblage solive-poutre principale

Les solives sont caractérisées par :

Portée $L= 4,5$ m

Distance entre axes $L_a= 1,25$ m.

2.1. Charge et surcharge

Béton frais = $25 \times 0,12 \times 1,25 = 3,75$ kN/ml

Tôle profilé..... = $0,11 \times 1,25 = 0,137$ kN/ml

Q (chantier)..... = $1 \times 1,25 = 1,25$ kN/ml

G = 3,88 kN/ml

Q = 1,25 kN/ml

- **Combinaison d'action**

ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 7,12$ kN/ml

ELS : $q_s = G + Q = 5,13$ kN/ml

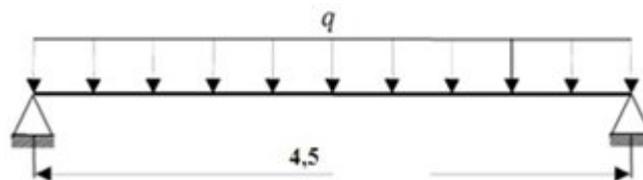


Figure 4.2 : schéma statique de la solive

2.2. Dimensionnement du profilé

$$f = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{300} \Rightarrow I_y \geq \frac{1500 \times q_s \times L^3}{384 \times E}$$

$$I_y \geq \frac{1500 \times 5,13 \times 4500^3}{384 \times 210000} = 869,55 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

Soit un IPE 180 caractérisé par :

A (cm ²)	I _y (cm ⁴)	W _{ely} (cm ³)	W _{ply} (cm ³)	t _r (mm)	t _w (mm)	h (mm)	b (mm)	A _{vz} (cm ²)	P (kg/m)
23,9	1317	146,3	166,4	8	5,3	180	91	11,25	18,8

Tableau 4.1 : caractéristiques du profilé.

2.3. Classification de la section

Ce paramètre permet de calculer la résistance des sections transversale en fonction de leur capacité à atteindre pleinement la plastification sur toute la hauteur de la section (rotule plastique) selon la capacité de rotation de la section et de voilement local éventuel, on définit la classe appartient la section comme suit :

- Classification de la semelle

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

- Semelle comprimée

$$C = \frac{b}{2} = \frac{91}{2} = 45,5 \text{ mm}$$

$$\frac{C}{t_r} = \frac{45,5}{8} = 5,68 < 10\varepsilon$$

Donc la semelle est de classe 1

- Ame fléchie

$$\frac{d}{t_w} = \frac{146}{5,3} = 27,54 < 72\varepsilon$$

Donc l'âme est de classe 1

La section globale étant de classe 1, le calcul sera mené en plasticité.

2.4. Vérification en tenant compte du poids propre du profilé

$$q_u = 1,35(G+G_p) + 1,5Q = 7,36 \text{ kN/ml}$$

$$q_s = (G+G_p) + Q = 5,31 \text{ kN/ml}$$

- Critère de flèche

$$f = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{300}$$

$$f = \frac{5 \times 5,31 \times 4500^4}{384 \times 210000 \times 1317 \times 10^4} = 10,25 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{4500}{300} = 15 \text{ mm}$$

$$f < f_{adm} \quad (\text{condition vérifiée})$$

• Critère de résistance

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{7,36 \times 4,5^2}{8} = 18,63 \text{ kN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_{M0}} = \frac{235 \times 166,4 \times 10^3 \times 10^{-6}}{1,1} = 35,55 \text{ kN.m} > M_{sd} \quad (\text{condition vérifiée})$$

• Vérification au cisaillement

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{7,36 \times 4,5}{2} = 16,56 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \frac{f_y \times A_{vz}}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{235 \times 11,25 \times 10^2 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1,1} = 138,76 \text{ kN} > V_{sd} \quad (\text{condition vérifiée})$$

$V_{sd} < 0,5V_{Rd} = 69,38 \text{ kN} \Rightarrow$ Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

• Vérification au déversement

On doit vérifier que :

$$M_{sd} \leq M_{bRd} = \chi_{LT} \times \beta_w \times \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{M1}} \dots\dots\dots(I)$$

Avec : M_{sd} : Moment appliqué $\Rightarrow M_{sd} = 18,63 \text{ kN.m}$

M_{bRd} : Moment résistant

χ_{LT} est le coefficient de réduction pour le déversement donné par :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}} \quad \text{mais } \chi_{LT} \leq 1$$

$\bar{\lambda}_{LT}$ est l'élancement réduit de l'élément donné par :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] (\beta_w)^{0,5}$$

$\beta_w = 1$ (section de classe 1)

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

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

C_1 : facteur dépend des conditions de charge et d'encastrement ($C_1 = 1,132$).

Donc : $\lambda_{LT} = 85,97$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0,91 > 0,4 \text{ (ya un risque de déversement)}$$

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

$\alpha_{LT} = 0,21$ pour les profils laminés, donc $\phi_{LT} = 0,98$ et $\chi_{LT} = 0,74$

Donc : (I) $\Leftrightarrow M_{brd} = 26,30 \text{ kN.m} > M_{sd} = 18,63 \text{ kN.m}$ (condition vérifiée).

3. Pré-dimensionnement des poutres secondaires

3.1. Plancher terrasse

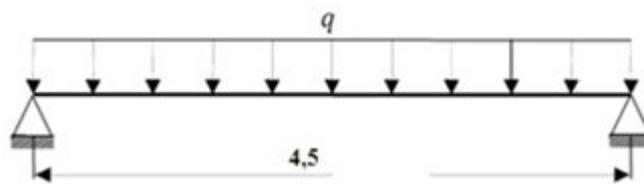


Figure 4.3 : schéma statique de la poutre secondaire.

Portée $L = 4,5$ m

L' entre axe entre les solives et les poutres secondaires $L_a = 1,25$ m

Charges surfacique (kN/m ²)	Charges linéaire (kN/ml)
$G = 6,54$	$G = 8,17$
$Q = 1$	$Q = 1,25$
$S = 0,08$	$S = 0,1$

Tableau 4.2 : charge et surcharge d'exploitation

Avec : G : charge permanente du plancher terrasse.

Q : charge d'exploitation sur le plancher terrasse.

S : la charge de la neige.

- **Combinaison d'action**

ELU :

$$\left. \begin{aligned} q_{u1} &= 1,35G + 1,5 \times \max(Q;S) = 12,90 \text{ kN/ml} \\ q_{u2} &= 1,35G + 1,35(Q + S) = 12,85 \text{ kN/ml} \end{aligned} \right\} \Rightarrow q_u = \max(q_{u1}, q_{u2}) \Rightarrow q_u = q_{u1} = 12,90 \text{ kN/ml}$$

ELS:

$$\left. \begin{aligned} q_{s1} &= G + \max(Q;S) = 9,42 \text{ kN/ml} \\ q_{s2} &= G + 0,9(Q + S) = 9,48 \text{ kN/ml} \end{aligned} \right\} \Rightarrow q_s = \max(q_{s1}, q_{s2}) \Rightarrow q_s = q_{s1} = 9,42 \text{ kN/ml}$$

3.1.1. Dimensionnement du profilé

$$f = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{300} \Rightarrow I_y \geq \frac{1500 \times q_s \times L^3}{384 \times E}$$

$$I_y \geq \frac{1500 \times 9,42 \times 4500^3}{384 \times 210000} = 1596,72 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

Soit un IPE 200 caractérisé par :

A (cm ²)	I _y (cm ⁴)	W _{ely} (cm ³)	W _{ply} (cm ³)	t _f (mm)	t _w (mm)	h (mm)	b (mm)	A _{vz} (cm ²)	P (kg/m)
28,5	1943	194,30	220,6	8,5	5,6	200	100	14	22,4

Tableau 4.3 : caractéristiques du profilé.

3.1.2. Classification de la section

- Semelle comprimée

$$C = \frac{b}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{ mm}$$

$$\frac{C}{t_f} = \frac{50}{8,5} = 5,88 < 10\varepsilon$$

Donc la semelle est de classe 1

- Ame fléchie

$$\frac{d}{t_w} = \frac{159}{5,6} = 28,39 < 72\varepsilon$$

Donc l'âme est de classe 1

La section globale étant de classe 1, le calcul sera mené en plasticité.

3.1.3. Vérification en tenant compte du poids propre du profilé

$$q_{u'} = 1,35(G+G_p) + 1,5Q = 13,20 \text{ KN/ml}$$

$$q_{s'} = (G+G_p) + Q = 9,64 \text{ KN/ml}$$

- Critère de flèche

$$f = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{300}$$

$$f = \frac{5 \times 9,64 \times 4500^4}{384 \times 210000 \times 1934 \times 10^4} = 12,67 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{4500}{300} = 15 \text{ mm}$$

$$f < f_{adm} \quad (\text{condition vérifiée})$$

- **Critère de résistance**

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{13,20 \times 4,5^2}{8} = 33,41 \text{ kN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_{M0}} = \frac{235 \times 220,6 \times 10^3 \times 10^{-6}}{1,1} = 47,12 \text{ kN.m} > M_{sd} \quad (\text{condition vérifiée})$$

- **Vérification au cisaillement**

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{13,20 \times 4,5}{2} = 29,70 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \frac{f_y \times A_{vz}}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{235 \times 14 \times 10^2 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1,1} = 172,68 \text{ kN} > V_{sd} \quad (\text{condition vérifiée})$$

$V_{sd} < 0,5V_{Rd} = 86,34 \text{ kN} \Rightarrow$ Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

- **Vérification au déversement**

On doit vérifier que :

$$M_{sd} \leq M_{bRd} = \chi_{LT} \times \beta_w \times \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{M1}} \dots\dots\dots (I)$$

Avec : M_{sd} moment appliqué $\Rightarrow M_{sd} = 33,41 \text{ kN.m}$

M_{bRd} moment résistant

χ_{LT} est le coefficient de réduction pour le déversement donné par :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \left[\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2 \right]^{0,5}} \quad \text{mais } \chi_{LT} \leq 1$$

λ_{LT} est l'élançement réduit de l'élément donné par :

$$\lambda_{LT}^- = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] (\beta_w)^{0,5}$$

$$\beta_w = 1 \text{ (section de classe I)}$$

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

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

C_1 facteur dépend des conditions de charge et d'encastrement ($C_1 = 1,132$).

$$\text{Donc : } \lambda_{LT} = 87,61$$

$$\lambda_{LT}^- = 0,93 > 0,4 \text{ (ya un risque de déversement)}$$

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

$\alpha_{LT} = 0,21$ pour les profils laminés, donc $\phi_{LT} = 1,00$ et $\chi_{LT} = 0,63$

Donc : (I) $\Leftrightarrow M_{brd} = 34,40 \text{ kN.m} > M_{sd} = 33,41 \text{ kN.m}$ (condition vérifiée).

3.2. Etage courant

Charges surfacique (kN/m ²)	Charges linéaire (kN/ml)
G = 5,04	G = 6,3
Q = 1,5	Q = 1,87

Tableau 4.4 : charge et surcharge d'exploitation

- **Combinaison d'action**

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5 Q = 11,31 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 8,17 \text{ kN/ml}$$

3.2.1. Dimensionnement du profilé

$$f = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{300} \Rightarrow I_y \geq \frac{1500 \times q_s \times L^3}{384 \times E}$$

$$I_y \geq \frac{1500 \times 8,17 \times 4500^3}{384 \times 210000} = 1384,84 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

Soit un IPE 200

3.2.2. Vérification en tenant compte du poids propre du profilé

$$q_u = 1,35(G+G_p) + 1,5Q = 11,61 \text{ kN/ml}$$

$$q_s = (G+G_p) + Q = 8,40 \text{ kN/ml}$$

- Critère de flèche

$$f = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{300}$$

$$f = \frac{5 \times 8,40 \times 4500^4}{384 \times 210000 \times 1943 \times 10^4} = 10,99 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{4500}{300} = 15 \text{ mm}$$

$$f < f_{adm} \quad (\text{condition vérifiée})$$

- Critère de résistance

$$M_{Sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{11,61 \times 4,5^2}{8} = 29,38 \text{ kN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_{M0}} = \frac{235 \times 220,6 \times 10^3 \times 10^{-6}}{1,1} = 47,12 \text{ kN.m} > M_{Sd} \quad (\text{condition vérifiée})$$

- Vérification au cisaillement

$$V_{Sd} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{11,61 \times 4,5}{2} = 26,12 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \frac{f_y \times A_{vz}}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{235 \times 14 \times 10^2 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1,1} = 172,68 \text{ kN} > V_{Sd} \quad (\text{condition vérifiée})$$

$V_{sd} < 0,5V_{Rd} = 86,34 \text{ kN} \Rightarrow$ Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

- Vérification au déversement

On doit vérifier que :

$$M_{sd} \leq M_{bRd} = \chi_{LT} \times \beta_w \times \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{M1}} \dots\dots\dots(I)$$

Avec : M_{sd} moment appliqué $\Rightarrow M_{sd} = 29,38\text{kN.m}$

M_{bRd} moment résistant

χ_{LT} est le coefficient de réduction pour le déversement donné par :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2]^{0,5}} \quad \text{mais } \chi_{LT} \leq 1$$

λ_{LT}^- est l'élancement réduit de l'élément donné par :

$$\lambda_{LT}^- = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] (\beta_w)^{0,5}$$

$\beta_w = 1$ (section de classe 1)

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

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

C_1 facteur dépend des conditions de charge et d'encastrement ($C_1 = 1,132$).

Donc : $\lambda_{LT} = 87,61$

$$\lambda_{LT}^- = 0,93 > 0,4 \text{ (ya un risque de déversement)}$$

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

$\alpha_{LT} = 0,21$ pour les profils laminés, donc $\phi_{LT} = 1,01$ et $\chi_{LT} = 0,71 < 1$

Donc : (I) $\Leftrightarrow M_{bRd} = 33,46\text{kN.m} > M_{sd} = 29,38\text{kN.m}$ (condition vérifiée).

4. Pré-dimensionnement des poutres principales (sans connexion)

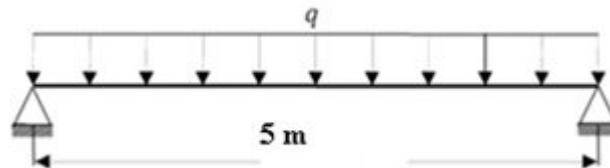


Figure 4.4 : schéma statique de la poutre principale

4.1. Plancher terrasse

Portée de la poutre principale $L= 5 \text{ m}$

La surface de chargement de la poutre principale $(4,25 \times 5) \text{ m}^2$.

Chargement	Charge linéaire (kN/ml)
$G_{\text{plancher}} = 6,54 \text{ kN/m}^2$	$G_p = 6,54 \times 4,25 = 27,80$
$G_{\text{solives}} = 0,188 \text{ kN/m}$	$G_s = 4 \times (0,188 \times 4,25) / 5 = 0,64$
$Q = 1 \text{ kN/m}^2$	$Q = 1 \times 4,25 = 4,25$
$S = 0,08$	$S = 0,34$

Tableau 4.5 : charge et surcharge d'exploitation

- Combinaison d'action

ELU :

$$\left. \begin{aligned} q_{u1} &= 1,35G + 1,5 \times \max(Q; S) = 44,77 \text{ kN/ml} \\ q_{u2} &= 1,35G + 1,35(Q + S) = 44,59 \text{ kN/ml} \end{aligned} \right\} \Rightarrow q_u = \max(q_{u1}, q_{u2}) \Rightarrow q_u = q_{u1} = 44,77 \text{ kN/m}$$

ELS:

$$\left. \begin{aligned} q_{s1} &= G + \max(Q; S) = 32,7 \text{ kN/ml} \\ q_{s2} &= G + 0,9(Q + S) = 31,93 \text{ kN/ml} \end{aligned} \right\} \Rightarrow q_s = \max(q_{s1}, q_{s2}) \Rightarrow q_s = q_{s1} = 32,7 \text{ kN/ml}$$

4.1.1. Dimensionnement du profilé

$$f = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{300} \Rightarrow I_y \geq \frac{1500 \times q_s \times L^3}{384 \times E}$$

$$I_y \geq \frac{1500 \times 32,7 \times 5000^3}{384 \times 210000} = 76032,23 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

Soit un IPE 300 caractérisé par :

A (cm ²)	I _y (cm ⁴)	W _{ely} (cm ³)	W _{ply} (cm ³)	t _f (mm)	t _w (mm)	h (mm)	b (mm)	A _{vz} (cm ²)	P (kg/m)
53,8	8356	557,1	628,4	10,7	7,1	300	150	25,68	42,2

Tableau 4.6: caractéristiques du profilé.

4.1.2. Classification de la section

- Semelle comprimée

$$C = \frac{b}{2} = \frac{150}{2} = 75\text{mm}$$

$$\frac{C}{t_f} = \frac{75}{10,5} = 7,14 < 10\varepsilon$$

Donc la semelle est de classe 1

- Ame fléchie

$$\frac{d}{t_w} = \frac{248,6}{7,1} = 35,01 < 72\varepsilon$$

Donc l'âme est de classe 1

La section globale étant de classe 1, le calcul sera mené en plasticité.

4.1.3. Vérification en tenant compte du poids propre du profilé

$$q_u = 1,35(G+G_p) + 1,5Q = 45,33 \text{ kN/ml}$$

$$q_s = (G+G_p) + Q = 33,11 \text{ kN/ml}$$

- Critère de flèche

$$f = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{300}$$

$$f = \frac{5 \times 33,11 \times 5000^4}{384 \times 210000 \times 8356 \times 10^4} = 15,35 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{5000}{300} = 16,66 \text{ mm}$$

$$f < f_{adm} \quad (\text{condition vérifiée})$$

- Critère de résistance

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{45,33 \times 5^2}{8} = 141,65 \text{ kN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_{M0}} = \frac{235 \times 628,4 \times 10^3 \times 10^{-6}}{1,1} = 134,25 \text{ kN.m} < M_{sd} \quad (\text{condition n'est pas vérifiée})$$

Donc on adopte un profilé IPE 330

A (cm ²)	I _y (cm ⁴)	W _{ely} (cm ³)	W _{ply} (cm ³)	t _f (mm)	t _w (mm)	h (mm)	b (mm)	A _{vz} (cm ²)	P (kg/m)
62,6	11770	713,1	804,3	11,5	7,5	330	160	30,81	49,1

Tableau 4.7: caractéristiques du profilé.

$$q_u = 1,35(G+G_p) + 1,5Q = 45,43\text{kN/ml}$$

- Critère de résistance

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{45,43 \times 5^2}{8} = 141,97 \text{ kN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_{M0}} = \frac{235 \times 804,3 \times 10^3 \times 10^{-6}}{1,1} = 171,82 \text{ kN.m} < M_{sd} \text{ (condition vérifiée)}$$

• **Vérification au cisaillement**

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{45,43 \times 5}{2} = 113,57 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \frac{f_y \times A_{vz}}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{235 \times 30,81 \times 10^2 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1,1} = 380,02 \text{ kN} > V_{sd} \text{ (condition vérifiée)}$$

$V_{sd} < 0,5V_{Rd} = 190,01 \text{ kN} \Rightarrow$ Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

• **Vérification au déversement**

On doit vérifier que :

$$M_{sd} \leq M_{bRd} = \chi_{LT} \times \beta_w \times \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{M1}} \dots\dots\dots(I)$$

Avec : M_{sd} moment appliqué $\Rightarrow M_{sd} = 141,97 \text{ kN.m}$

M_{bRd} Moment résistant

χ_{LT} Est le coefficient de réduction pour le déversement donné par :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2]^{0,5}} \quad \text{mais } \chi_{LT} \leq 1$$

λ_{LT} Est l'élanement réduit de l'élément donné par :

$$\lambda_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] (\beta_w)^{0,5}$$

$\beta_w = 1$ (section de classe 1)

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

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

C_1 facteur dépend des conditions de charge et d'encastrement ($C_1 = 1,132$).

Chapitre 04 : Pré-dimensionnement des éléments

Donc : $\lambda_{LT} = 89,15$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0,95 > 0,4 \text{ (ya un risque de déversement)}$$

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

$\alpha_{LT} = 0,21$ pour les profils laminés, donc $\phi_{LT} = 1,03$ et $\chi_{LT} = 0,7$

Donc : (I) $\Leftrightarrow M_{bRd} = 120,32 \text{ kN.m} < M_{sd} = 141,97 \text{ kN.m}$

Vu que la condition n'est vérifiée, on augmente la section du profilé.

Soit un IPE 360 caractérisé par :

i_z (cm)	I_y (cm ⁴)	W_{ply} (cm ³)	t_f (mm)	h (mm)	P (kg/m)
3,79	16270	1019	12,7	360	57,1

Tableau 4.8: caractéristiques du profilé.

$q_u = 45,53 \text{ kN/m}$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{45,53 \times 5^2}{8} = 142,31 \text{ kN}$$

On doit vérifier que :

$$M_{sd} \leq M_{bRd} = \chi_{LT} \times \beta_w \times \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{M1}} \dots\dots\dots(I)$$

Avec : M_{sd} moment appliqué $\Rightarrow M_{sd} = 142,31 \text{ kN.m}$

M_{bRd} moment résistant

χ_{LT} est le coefficient de réduction pour le déversement donné par :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \left[\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]^{0,5}} \quad \text{mais } \chi_{LT} \leq 1$$

$\bar{\lambda}_{LT}$ est l'élancement réduit de l'élément donné par :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] (\beta_w)^{0,5}$$

$\beta_w = 1$ (section de classe 1)

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

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

C_1 facteur dépend des conditions de charge et d'encastrement ($C_1 = 1,132$).

Donc : $\lambda_{LT} = 85,91$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0,91 > 0,4 \text{ (ya un risque de déversement)}$$

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

$\alpha_{LT} = 0,21$ pour les profils laminés, donc $\phi_{LT} = 0,98$ et $\chi_{LT} = 0,74$

Donc : (I) $\Leftrightarrow M_{bRd} = 161,09 \text{ kN.m} > M_{sd} = 142,31 \text{ kN.m}$ (condition vérifiée).

4.2. Plancher étage courant

Portée de la poutre principale $L = 5 \text{ m}$

Distance entre l'axe des poutres $l = 4,25 \text{ m}$

Chargement	Charge linéaire (kN/ml)
$G_{\text{plancher}} = 5,04 \text{ kN/m}^2$	$G_p = 5,04 \times 4,25 = 21,42$
$G_{\text{solives}} = 0,188 \text{ kN/m}$	$G_s = 4 \times (0,188 \times 4,25) / 5 = 0,64$
$Q = 1,5 \text{ kN/m}^2$	$Q = 1,5 \times 4,25 = 6,37$

Tableau 4.9 : charge et surcharge d'exploitation

• Combinaison d'action

ELU : $q_u = 1,35G + 1,5 Q = 39,33 \text{ kN/ml}$

ELS : $q_s = G + Q = 28,43 \text{ kN/ml}$

4.2.1. Dimensionnement du profil

$$f = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{300} \Rightarrow I_y \geq \frac{1500 \times q_s \times L^3}{384 \times E}$$

$$I_y \geq \frac{1500 \times 28,43 \times 5000^3}{384 \times 210000} = 6610,4 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

Soit un IPE 300.

4.2.2. Vérification en tenant compte du poids propre du profilé

$$\text{ELU} : q_u = 1,35(G+G_p) + 1,5Q = 39,90 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS} : q_s = (G+G_p) + Q = 28,85 \text{ kN/ml}$$

- Critère de flèche

$$f = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{300}$$

$$f = \frac{5 \times 28,85 \times 500^4}{384 \times 210000 \times 8356 \times 10^4} = 13,37 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{5000}{300} = 16,66 \text{ mm}$$

$$f < f_{adm} \quad (\text{condition vérifiée})$$

- Critère de résistance

L'IPE 300 est de classe 1

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{39,9 \times 5^2}{8} = 124,68 \text{ kN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_{M0}} = \frac{235 \times 628,4 \times 10^3 \times 10^{-6}}{1,1} = 134,25 \text{ kN.m} > M_{sd} \quad (\text{condition vérifiée})$$

- Vérification au cisaillement

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{39,9 \times 5}{2} = 99,75 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \frac{f_y \times A_{vz}}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{235 \times 25,68 \times 10^2 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1,1} = 316,74 \text{ kN} > V_{sd} \quad (\text{condition vérifiée})$$

$V_{sd} < 0,5V_{Rd} = 158,37 \text{ kN} \Rightarrow$ Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

- Vérification au déversement

On doit vérifier que :

$$M_{sd} \leq M_{bRd} = \chi_{LT} \times \beta_w \times \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{M1}} \dots\dots\dots(I)$$

Avec : M_{sd} moment appliqué $\Rightarrow M_{sd} = 124,68 \text{ kN.m}$

M_{brd} moment résistant

χ_{LT} est le coefficient de réduction pour le déversement donné par :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \left[\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]^{0,5}} \quad \text{mais } \chi_{LT} \leq 1$$

$\bar{\lambda}_{LT}$ est l'élancement réduit de l'élément donné par :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] (\beta_w)^{0,5}$$

$\beta_w = 1$ (section de classe 1)

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

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

C_1 facteur dépend des conditions de charge et d'encastrement ($C_1 = 1,132$).

Donc : $\lambda_{LT} = 89,12$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0,94 > 0,4 \quad (\text{ya un risque de déversement})$$

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

$\alpha_{LT} = 0,21$ pour les profils laminés, donc $\phi_{LT} = 1,01$ et $\chi_{LT} = 0,72$

Donc : (I) $\Leftrightarrow M_{brd} = 97,32 \text{ kN.m} < M_{sd} = 124,68 \text{ kN.m}$ (condition n'est pas vérifiée).

On augmente la section du profilé, soit un **IPE 360**

$$q_u = 1,35(G+G_p) + 1,5Q = 40,1 \text{ kN/ml}$$

$$M_{sd} = 125,33 \text{ kN.m}$$

Avec la vérification précédente, on a :

$$M_{brd} = 161,09 \text{ kN.m} > M_{sd} = 125,33 \text{ kN.m}$$

Donc l'IPE 360 convient comme poutre principale.

Conclusion : Après le pré dimensionnement, on a adopté les sections suivantes :

	solives	Poutres secondaires	Poutres principales
Plancher terrasse	IPE 180	IPE 200	IPE 360
Étages courants	IPE 180	IPE 200	IPE 360

Tableau 4.10 : *les différentes sections adoptées.*

Chapitre 05

Etude d'un plancher mixte

1. Introduction

La construction mixte est l'association mécanique du béton armé et des profilés métalliques, en vue de former des éléments parfaitement monolithiques contribuent au meilleur fonctionnement d'un ouvrage de génie civil. Il s'agit de tirer le meilleur profit des matériaux constitutifs (béton, armatures et profilés métallique) de point de vue résistance, durabilité, protection, esthétique et rapidité d'exécution. L'adhérence mécanique entre les profilés métalliques et le béton armé n'existe pas a l'état naturel, on obtient cette solidarisation par le biais des organes de liaison appelés les connecteurs de cisaillement.

Généralement le choix de ce type de procédé est motivé pour les bâtiments à plusieurs étages, ou lorsque de grandes portées entre poteaux sont exigées (jusqu'à 20m).

2. Description d'un plancher collaborant

De manière classique, une sous-structure de plancher mixte est constituée par une poutraison métallique (solive) recouverte par une dalle en béton, connectée à la poutraison, le fonctionnement structurel de l'ensemble répondant au schéma suivant :

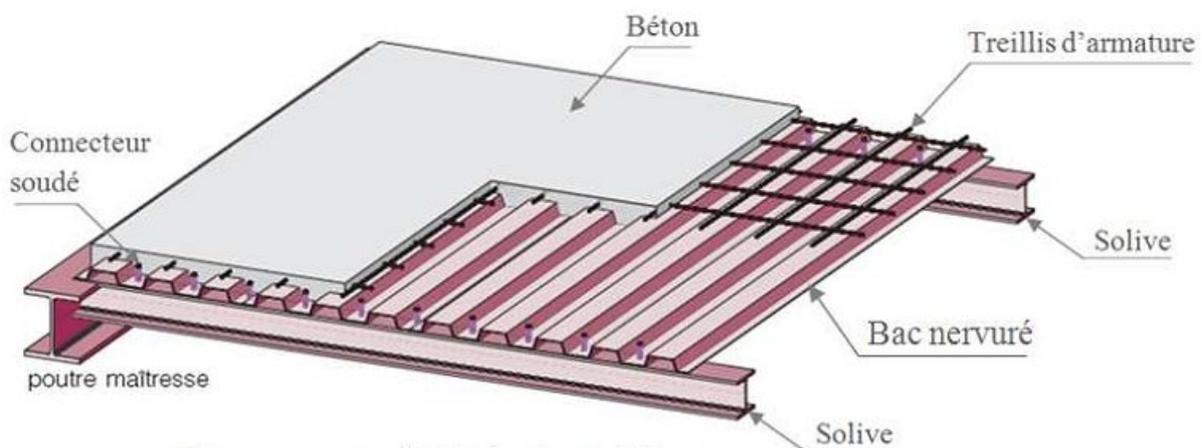


Figure 5.1 : éléments constructif d'un plancher collaborant.

3. Dispositions constructives selon l'EC04

- $h_t \geq 80$ mm Avec h_t : l'épaisseur totale de la dalle mixte.
- $h_c \geq 40$ mm Avec h_c : l'épaisseur du béton au dessus de la surface plane principale du moment des nervures de la tôle.
- Il y a lieu de prévoir une quantité minimale d'armatures longitudinales et transversales dans le béton égale à $0,6 \text{ cm}^2/\text{ml}$.
- L'écartement des solives pour les planchers mixtes étant compris entre 0,8 m et 1,5 m. En adopte un écartement de 1,25 m, celle-ci sont isostatiques.

4. vérification des solives « IPE 180 » au stade définitif

Etant donné que la dalle en béton armé est collaborante, on doit s'assurer alors que les éléments en acier et en béton travaillent solidairement. L'IPE 180 est de classe 1, les vérifications sera mené à une analyse plastique.

4.1. Hypothèses de calcul

Pour calculer la résistance plastique d'une section mixte, on adopte les hypothèses suivantes [Bourrier, 1996] :

- la connexion de la travée (où se situe la section étudiée) est complète, de façon que le profilé métallique, ou la dalle de béton, ou encore l'ensemble des armatures puisse atteindre leur résistance maximale.
- les fibres de la poutre en acier, y compris celles situées au voisinage immédiat de l'axe neutre, sont plastifiées en traction ou en compression; les contraintes f_y exercées sur ces fibres sont donc égales à (f_y est la limite d'élasticité de l'acier).
- La distribution des contraintes normales dans le béton comprimé f_c est uniforme et égale à $0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$ (f_{ck} est la résistance caractéristique à la compression sur une éprouvette cylindrique, mesuré à 28 jours).
- La résistance du béton en traction est négligée.
- Les armatures de la dalle lorsqu'elles sont sollicitée en traction, sont plastifiées à la valeur de contrainte de calcul $\frac{f_{st}}{\gamma_s}$ (f_{st} est la limite d'élasticité caractéristique spécifiée des armatures).
- La contribution des armatures peut être négligée lorsque la dalle est comprimée.

4.2. Evaluation des charges sur la solive

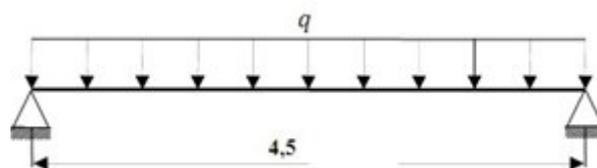


Figure 5.2 : schéma statique de la solive.

• Plancher terrasse

$$G_{\text{solive}} = 0,188 \text{ kN/ml}$$

$$G = (6,54 \times 1,25) + 0,188 = 8,36 \text{ kN/ml}$$

$$Q = 1 \times 1,25 = 1,25 \text{ kN/ml}$$

$$S = 0,08 \times 1,25 = 0,1 \text{ kN/ml}$$

ELU :

$$\left. \begin{aligned} q_{u1} &= 1,35G + 1,5 \times \max(Q; S) = 13,16 \text{ kN/ml} \\ q_{u2} &= 1,35G + 1,35(Q + S) = 13,1 \text{ kN/ml} \end{aligned} \right\} \Rightarrow q_u = \max(q_{u1}, q_{u2}) \Rightarrow q_u = q_{u1} = 13,16 \text{ kN/ml}$$

ELS:

$$\left. \begin{aligned} q_{s1} &= G + \max(Q;S) = 9,61\text{kN/ml} \\ q_{s2} &= G + 0,9(Q+S) = 9,57\text{kN/ml} \end{aligned} \right\} \Rightarrow q_s = \max(q_{s1}, q_{s2}) \Rightarrow q_s = q_{s1} = 9,61\text{kN/ml}$$

- **Etage courant**

$$G = (5,04 \times 1,25) + 0,188 = 6,48\text{kN/ml}$$

$$Q = 1,5 \times 1,25 = 1,87\text{ kN/ml}$$

$$\text{ELU} : q_u = 1,35G + 1,5Q = 11,57\text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q = 8,36\text{ kN/ml}$$

Remarque: étant donné que les combinaisons de charge sur le plancher terrasse, et plus défavorable que celle de l'étage courant. Et le même profilé adopte comme solive, donc les vérifications seront mené uniquement pour le plancher terrasse.

4.2.1. Largeur de la dalle participante (b_{eff})

Selon l'article 4.2.2.1 et la figure 4.3 de l'EC04 :

$$b_{eff} = 2 \times \min\left(\frac{L_0}{8}, \frac{b_i}{2}\right) = 2 \times \min\left(\frac{4,5}{8}, \frac{1,25}{2}\right)$$

$$b_{eff} = 1,125\text{m}$$

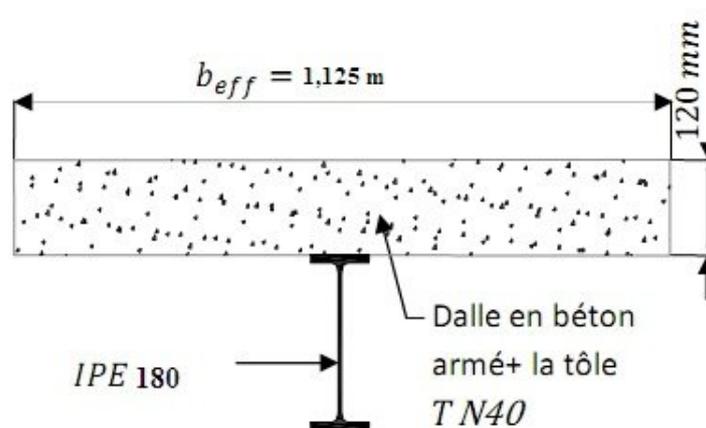


Figure 5.3: largeur de la dalle participante.

4.2.2. Calcul de la section mixte

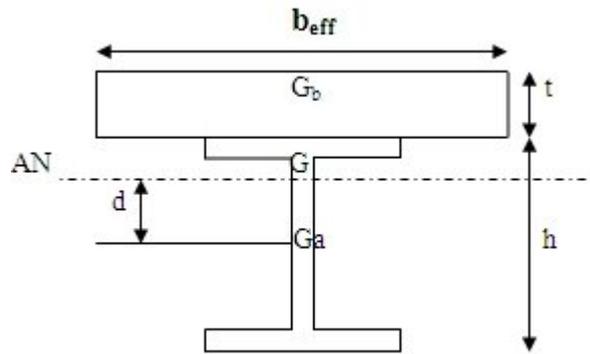


Figure 5.4 : section mixte acier-béton.

On utilisera les formules suivantes et les résultats seront regroupés dans les tableaux ci-après

$$S = A + \left(\frac{b \times t}{n} \right)$$

$$d = \frac{b \times t}{n} \left(\frac{t+h}{2S} \right)$$

$$v_i = \left(\frac{h}{2} + d \right) ; \quad v_s = \left(\frac{h}{2} + t - d \right)$$

$$I_m = I_A + A \times d^2 + \frac{b \times t^3}{12n} + \frac{b \times t}{n} \left(\frac{t+h}{2} - d \right)^2$$

Avec :

$b = b_{eff}$: largeur de la dalle participante.

n : coefficient d'équivalence acier/béton ($n= 15$).

d : distance entre le centre de gravité de la solive et l'axe neutre.

S : section mixte.

A : section de la solive.

v_i : position de la fibre la plus tendus de l'acier par rapport à l'axe neutre.

v_s : position de la fibre la plus comprimée du béton par rapport à l'axe neutre.

I_m : moment d'inertie mixte de la section par rapport à l'axe neutre.

A(mm ²)	b(mm)	t(mm)	h(mm)	S(mm ²)	d(mm)	I _A (mm ⁴)	v _i (mm)	v _s (mm)	I _m (cm ⁴)
2390	1125	120	180	11390	118,52	1317	208,52	151,48	5329,25

Tableau 5.1 : résultats de calcul.

- Vérification de la flèche

$$f = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_m} \leq f_{adm} = \frac{L}{300}$$

$$f = \frac{5 \times 9,61 \times 4500^4}{384 \times 210000 \times 5329,25 \times 10^4} = 4,48 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{4500}{300} = 15 \text{ mm}$$

$$f < f_{adm} \quad (\text{condition vérifiée})$$

• **Vérification des contraintes**

Contrainte dans la poutre acier :

$$\sigma_{ai} = \frac{M}{I_m} \times v_i \quad (\text{Contrainte de traction}).$$

$$\sigma_{as} = \frac{M}{I_m} \times (v_s - t) \quad (\text{Contrainte de compression}).$$

$$\sigma_{adm} = \frac{f_y}{\gamma_a} \quad (\text{Contrainte admissible de l'acier}).$$

Contrainte dans la dalle béton :

$$\sigma_{bs} = \frac{M}{n I_m} \times v_s \quad (\text{Compression dans la fibre supérieure}).$$

$$\sigma_{bi} = \frac{M}{n I_m} \times (v_s - t) \quad (\text{Compression dans la fibre inférieure}).$$

$$\sigma_{adm} = 0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (\text{Contrainte admissible du béton}).$$

$$\text{Avec : } M = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{13,16 \times 4,5^2}{8} = 33,31 \text{ kN.m}$$

	σ_{ai} (MPa)	σ_{as} (MPa)	σ_{bs} (MPa)	σ_{bi} (MPa)	σ_{adm} (MPa)	Observation
Acier	-130,34	+19,67			213,63	Vérifiée
Béton			+6,31	+1,31	14,16	Vérifiée

Tableau 5.2 : valeurs des contraintes de flexion simple.

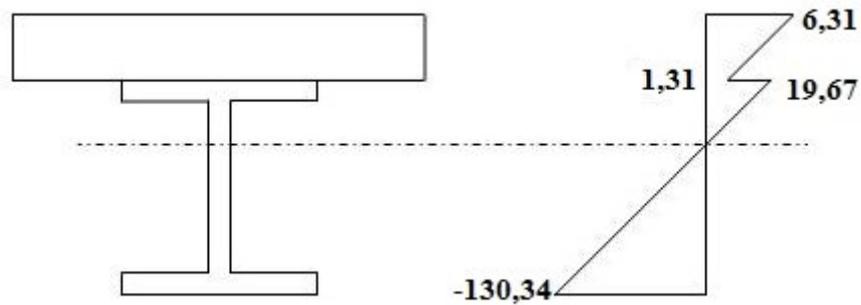


Figure 5.5 : diagramme de répartition des contraintes.

4.2.3. Contraintes additionnelles dues au retrait du béton

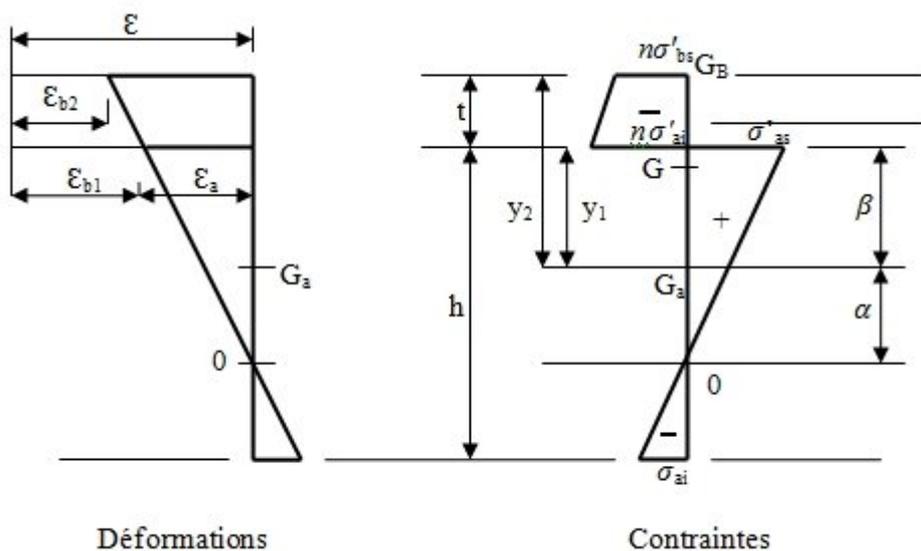


Figure 5.6 : diagramme des contraintes dues au retrait.

Après coulage de la dalle, le béton, en durcissant, devrait s'accompagner d'un retrait (raccourcissement ϵ). Mais la dalle étant solidarisée avec les poutres en acier. Ce retrait est contrarié par l'acier, qui s'oppose au raccourcissement de la dalle, à l'interface acier-béton.

Ces contraintes sont déterminées à partir des formules suivantes :

$$\beta = \frac{h + t}{2} = \frac{180 + 120}{2} = 150\text{mm (distance entre le CDG de l'acier et le CDG du béton)}$$

$$\alpha = \frac{I_A}{A \times \beta} = \frac{1317 \times 10^4}{2390 \times 150} = 36,73\text{mm (distance entre le CDG de l'acier$$

et l'AN de la section homogène)

$$B = b_{\text{eff}} \times t = 135 \times 10^3$$

$$K = \frac{B \times E_a \times \epsilon \times \beta \times A}{n \times I_A \times A + B \times I_A + B \times A \times \beta^2}$$

$\varepsilon = 4 \times 10^{-6}$ (coefficient de retrait)

$$K = \frac{135 \times 10^3 \times 210000 \times 4 \times 10^{-6} \times 150 \times 2390}{15 \times 1317 \times 10^4 \times 2390 + 135 \times 10^3 \times 1317 \times 10^4 + 135 \times 10^3 \times 2390 \times (150)^2} = 4,27 \times 10^{-3} \text{ N/mm}^3$$

$$y_1 = \frac{h}{2} + \alpha = \frac{180}{2} + 36,73 = 126,73 \text{ mm}$$

$$y_2 = y_1 + t = 126,73 + 120 = 246,73 \text{ mm}$$

Avec :

y_1 : distance entre l'interface et l'ANP de la section homogène.

y_2 : distance entre la fibre supérieure du béton et l'ANP de la section homogène.

D'où les valeurs des contraintes :

$$\sigma'_a = K \times y_1 = 0,54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_a = K(h - y_1) = 0,22 \text{ MPa}$$

$$\sigma'_{b1} = \frac{1}{n} (E_a \times \varepsilon - K \times y_1) = 0,019 \text{ MPa}$$

$$\sigma'_{b2} = \frac{1}{n} (E_a \times \varepsilon - K \times y_2) = -0,014 \text{ MPa}$$

Remarque : après le calcul des contraintes dues au retrait, on remarque que ces dernières sont négligeables devant les contraintes dues à la flexion simple, d'où la vérification des conditions précédentes.

4.2.4. Position de l'axe neutre plastique

$$F_a = A_a \frac{f_y}{\gamma_a} = 23,9 \times 10^2 \frac{235 \times 10^{-3}}{1,1} = 510,60 \text{ kN}$$

$$F_c = h_c \times b_{\text{eff}} \times 0,85 \times \frac{F_{ck}}{\gamma_c} = 0,08 \times 1,125 \times 0,85 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 1275 \text{ kN}$$

.

$F_c > F_a$ donc : l'axe neutre plastique dans la dalle

$$Z_{\text{anp}} = \frac{F_a}{b_{\text{eff}} \times 0,85 \times \frac{F_{ck}}{\gamma_c}} = 0,032 \text{ m} < h_c = 0,08 \text{ m}$$

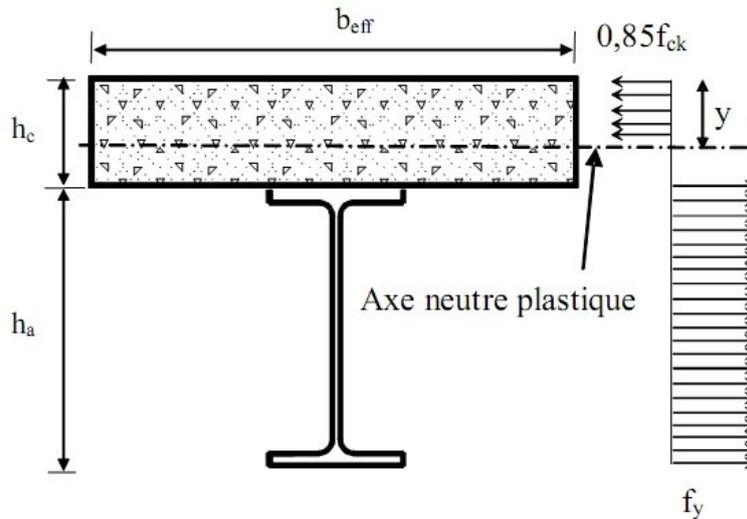


Figure 5.7: axe neutre plastique de la poutre mixte dans la dalle.

4.2.5. Vérification de la résistance

$$M_{Sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{13,16 \times 4,5^2}{8} = 33,31 \text{ kN.m}$$

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

$$M_{pl,rd} = 510,60 \left(\frac{0,18}{2} + 0,04 + 0,08 - \frac{0,032}{2} \right) = 99,05 \text{ kN.m} > M_{Sd} \quad (\text{condition vérifiée})$$

4.2.6. Vérification au cisaillement

$$V_{Sd} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{13,16 \times 4,5}{2} = 29,61 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \frac{f_y \times A_{vz}}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{235 \times 11,25 \times 10^2 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1,1} = 138,76 \text{ kN} > V_{Sd} \quad (\text{condition vérifiée})$$

$V_{Sd} < 0,5V_{Rd} = 69,38 \text{ kN} \Rightarrow$ Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

4.2.7. Vérification au déversement

La solive étant entièrement connectée au plancher, elle ne risque pas de se déverser d'où la non nécessité de la vérifier au déversement.

5. Dimensionnement de la connexion

Les connecteurs sont des éléments qui assurent la liaison entre la dalle du béton et la solive. Ils doivent être capable de présenter une résistance vis-à-vis du soulèvement de la dalle, et peut être utiles également d'empêcher le glissement entre les deux éléments à assemblée.

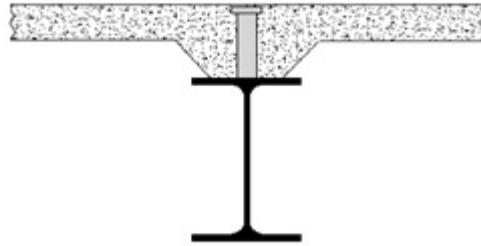


Figure 5.8 : connexion acier-béton.

5.1. Choix des connecteurs

Les connecteurs choisis sont des goujons à tête soudée, qui sont des boulons HR et de classe 4.6 ayant les dimensions suivantes :

$$h = 80 \text{ mm}$$

$$d = 18 \text{ mm}$$

$$f_u = 460 \text{ MPa}$$

f_u : résistance ultime en traction

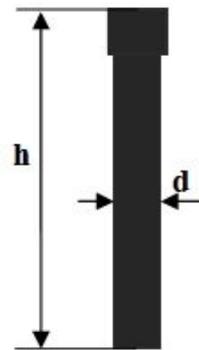


Figure 5.9: goujon

5.2. Résistance des connecteurs au cisaillement

Le dimensionnement de la connexion est réalisé en supposant une connexion complète. La résistance de calcul au cisaillement d'un connecteur est donnée par:

$$P_{rd} = \min (P_{rd1} , P_{rd2}) \text{ avec :}$$

P_{rd1} : effort résistant au cisaillement du goujon lui-même.

P_{rd2} : effort résistant au cisaillement de l'enrobage du goujon.

$$P_{rd1} = \frac{0,8 \times F_u \times \pi \times d^2}{4 \times \gamma_v}$$

$$P_{rd2} = \frac{0,29 \times \alpha \times d^2 \times \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}}}{\gamma_v}$$

f_u : la résistance ultime en traction spécifiée de l'acier de goujon ; $f_u = 460 \text{ N/mm}^2$.

γ_v : facteur partiel de sécurité égal à 1,25

$$\alpha : \text{facteur de correction} \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 1 & \text{si } \frac{h}{d} > 4 \\ \alpha = 0,25 \times \left(\frac{h}{d} + 1 \right) & \text{si } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4 \end{cases}$$

h : hauteur du goujon

d : diamètre du goujon.

E_{cm} : la valeur moyenne du module sécant du béton.

($E_{cm} = 30,5 \text{ KN/mm}^2$ tire de tableau 3.2 EC04).

$$\text{on trouve } \begin{cases} P_{rd1} = 74877,69 \text{ N} \\ P_{rd2} = 65637,63 \text{ N} \end{cases} \Rightarrow P_{rd} = 65637,63 \text{ N}$$

5.3. Dimensionnement de la connexion de la poutre

La poutre est simplement appuyée et chargée uniformément.

$$L_{cr} = \frac{L}{2} = \frac{4,5}{2} = 2,25 \text{ m}$$

- Calcul de l'effort cisaillement longitudinal

$$V_{lf} = \min \left(A_a \frac{f_y}{\gamma_a}; b_{eff} \times 0,85 \times \frac{h_c f_{ck}}{\gamma_c} \right) \Rightarrow V_{lf} = 510,59 \text{ kN}$$

- Le nombre de goujons

$$N_f = \frac{V_{lf}}{P_{rd}} = 7,77 \approx 8 \text{ goujons}$$

- L'espacement des goujons

Soit $N= 8$ goujons sur la demi-longueur (L_{cr}) de la solive, c'est-à-dire 16 goujons sur la longueur totale de la solive.

$$\frac{N}{N_f} = \frac{8}{7,77} = 1,2 > 0,4 \quad (\text{condition vérifiée; EC4; art 6.2})$$

$$e = \frac{L_{cr}}{N_f} = \frac{2,25}{8} = 0,28 \text{ m} = 280 \text{ mm}$$

L'entraxe longitudinal maximal des connecteurs sur la longueur critique ne doit pas dépasser 6 fois l'épaisseur totale de la dalle (h_t) ni 800 mm conformément à l'EC4.

$$e < \min (6h_t; 800) = \min (720; 800)$$

$e < 720 \text{ mm}$ (condition vérifiée).

5.3.1. Vérification de la soudure du goujon

On doit vérifier :

$$P_{rd} \leq F_{w,rd} = \frac{\pi(d + 2a)a \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times 1,25}$$

a : Cordon de la soudure (4 mm).

$$= 360 \text{ MPa}$$

$$= 0,80$$

Donc : $F_{w,rd} = 67874,22 \text{ N} > P_{rd} = 65637,63 \text{ N}$ (condition vérifiée).

6. Ferrailage de la dalle du plancher

La dalle est une surface horizontale, supportant des charges verticales concentrées ou réparties. Pour notre cas, il s'agit d'une dalle mixte nervurée qui porte sur un seul sens, les nervures sont perpendiculaire aux solives.

6.1. Combinaison d'action

- **Plancher terrasse**

$$G = 6,54 \text{ kN/m}^2$$

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

$$S = 0,08 \text{ kN/m}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} q_{u1} = 1,35G + 1,5 \times \max(Q; S) \\ q_{u2} = 1,35G + 1,35(Q + S) \end{array} \right\} \Rightarrow q_u = \max(q_{u1}, q_{u2}) \Rightarrow q_u = q_{u1} = 10,33 \text{ kN/m}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} q_{s1} = G + \max(Q; S) \\ q_{s2} = G + 0,9(Q + S) \end{array} \right\} \Rightarrow q_s = \max(q_{s1}, q_{s2}) \Rightarrow q_s = q_{s1} = 7,54 \text{ kN/m}^2$$

- **Plancher étage courant**

$$G = 4,04 \text{ kN/m}^2$$

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

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 7,7 \text{ kN/m}^2$$

$$q_s = G + Q = 5,54 \text{ kN/m}^2$$

Remarque : nous constatons que le plancher terrasse est le plus sollicité, donc on ferraille les dalles de ce dernier et on adopte le même ferrailage pour les dalles du plancher courant.

6.2. Calcul des sollicitations

$$q_u = 10,33 \text{ kN/m}^2$$

$$L_x = 1 \text{ m (une bande de 1m)}$$

$$L_y = 4,5 \text{ m}$$

$$\text{Epaisseur } e = 8 \text{ cm}$$

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,22 < 0,4$$

Donc le panneau de dalle travaille dans un seul sens (sens de L_x), la dalle se calcule comme une poutre en flexion simple.

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = \frac{q_u \times L_x^2}{8} = 1,29 \text{ kN.m}$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0,75 \times M_0 = 0,96 \text{ kN.m}$$

$$\text{Moment en appui : } M_a = 0,5 \times M_0 = 0,64 \text{ kN.m}$$

6.3. Calcul des armatures

• Armature en travée

$$M_t = 0,96 \text{ kN.m} ; b=1\text{m} ; h=8\text{cm} ; d'=2\text{cm} \Rightarrow d=6\text{cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0,018 < \mu_t = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0,02$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0,06\text{m}$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} \Rightarrow A = 0,46\text{cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0,23 \times 1 \times 0,06 \times \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 0,724\text{cm}^2$$

$$A = \min(A_t ; A_{\min}) \Rightarrow A = 0,725\text{cm}^2$$

$$\text{On choisit: } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } S_t = \frac{100}{4} = 25\text{cm}$$

Armature de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5\text{cm}^2$$

$$A_r = A_{\min} = 0,725\text{cm}^2$$

$$\text{On choisit: } 4\text{HA}6 = 1,13 \text{ cm}^2$$

• Armature en appuis

$$M_a = 0,64 \text{ kN.m} ; b=1\text{m} ; h=8\text{cm} ; d'=2\text{cm} \Rightarrow d=6\text{cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0,012 < \mu_t = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0,015$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0,06\text{m}$$

$$A = \frac{M_a}{Z \times f_{st}} \Rightarrow A = 0,3\text{cm}^2$$

$$\text{On choisit : } 4\text{HA}8 = 2,01\text{cm}^2 > A_{\min} = 0,724\text{cm}^2$$

6.4. Vérification de la dalle

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$V_x = \frac{q_u \times L}{2} = 5,16 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_x}{b \times d} = \frac{5,16 \times 10^{-3}}{1 \times 0,06} = 0,086 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPa} > \tau_u \text{ (condition vérifiée)}$$

- **Vérification à l'ELS**

$$q_s = 7,54 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = \frac{q_s \times L_x^2}{8} = 0,94 \text{ kN.m}$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0,75 \times M_0 = 0,7 \text{ kN.m}$$

$$\text{Moment en appui : } M_a = 0,5 \times M_0 = 0,47 \text{ kN.m}$$

En travée

$$M_t = 0,7 \text{ kN.m ; } A = 2,01 \text{ cm}^2 ; b = 1 \text{ m ; } d = 0,06 \text{ m.}$$

$$\frac{b}{2} \times y^2 + (15 \times A \times y) - (15 \times A \times d) \Rightarrow y = 0,016 \text{ m}$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 7,2 \times 10^{-6} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_t}{I} \times y = 1,55 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa (condition vérifiée)}$$

En appuis

$$M_a = 0,47 \text{ kN.m ; } A = 2,01 \text{ cm}^2 ; b = 1 \text{ m ; } d = 0,06 \text{ m.}$$

$$\frac{b}{2} \times y^2 + (15 \times A \times y) - (15 \times A \times d) \Rightarrow y = 0,016 \text{ m}$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 7,2 \times 10^{-6} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_a}{I} \times y = 1,04 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa (condition vérifiée)}$$

- **Etat limite de déformation**

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{20 \times M_0} \\ 2) \frac{h}{L} \geq \frac{3}{80} \\ 3) \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$1) \frac{8}{100} \geq \frac{0,7}{20 \times 0,94} \Rightarrow 0,08 > 0,03 \rightarrow \text{vérifié}$$

$$2) \frac{8}{100} \geq \frac{3}{80} \Rightarrow 0,08 > 0,037 \rightarrow \text{vérifiée}$$

$$3) \frac{2,01}{100 \times 6} \geq \frac{2}{400} \Rightarrow 0,0033 < 0,005 \rightarrow \text{vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté une étude et dimensionnement d'un plancher mixtes acier-béton. L'hypothèse fondamentale utilisée par toutes ces théories est qu'il existe une connexion parfaite entre l'acier et le béton. Étant donné que l'adhérence entre les deux matériaux est très faible, la solidarisation est effectuée par des systèmes de liaison « connecteurs » capables de transmettre les différents efforts à l'interface.

A travers cette étude nous avons démontré que le plancher collaborant, réalisé avec une dalle en béton d'épaisseur 8cm posé sur des solives IPE180, supporte les charges appliqué au niveau de chaque étage de la structure.

La liaison entre la dalle et les solives est assurée par des connecteurs de diamètre 18 mm, espacées de 28 cm entre eux.

1. Pré-dimensionnement des poutres principales (avec connexion)

1.1. Stade de montage

Portée $L = 5\text{ m}$

Distance entre axe = $4,25\text{ m}$

Béton frais = $25 \times 0,12 \times 4,25 = 12,75\text{ kN/ml}$

Tôle profilé..... = $0,11 \times 4,25 = 0,46\text{ kN/ml}$

Poids des solives..... = $0,64\text{ kN/ml}$

Q (chantier)..... = $1 \times 4,25 = 4,25\text{ kN/ml}$

$$\underline{G = 13,85\text{ kN/ml}}$$

$$\underline{Q = 4,25\text{ kN/ml}}$$

ELS : $q_s = G + Q = 18,1\text{ kN/ml}$

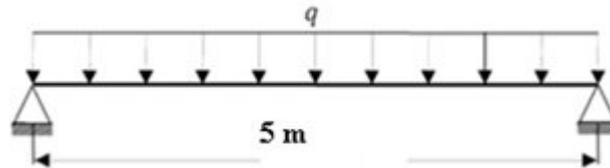


Figure1 : schéma statique de la poutre principale.

- Dimensionnement du profilé

$$f = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{300} \Rightarrow I_y \geq \frac{1500 \times q_s \times L^3}{384 \times E}$$

$$I_y \geq \frac{1500 \times 18,1 \times 5000^3}{384 \times 210000} = 4208,51 \times 10^4\text{ mm}^4$$

Soit un IPE 270 caractérisé par :

A (cm^2)	I_y (cm^4)	W_{ely} (cm^3)	W_{ply} (cm^3)	t_r (mm)	t_w (mm)	H (mm)	b (mm)	A_{vz} (cm^2)	P (kg/m)
45,9	5790	428,9	484	10,2	6,6	270	135	22,14	36,1

Tableau 1 : caractéristiques du profilé.

- Vérification en tenant compte du poids propre du profilé

$$q_u = 1,35(G + G_p) + 1,5Q = 25,55\text{ kN/ml}$$

$$q_s = (G + G_p) + Q = 18,46\text{ kN/ml}$$

Critère de flèche

$$f = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{300}$$

$$f = \frac{5 \times 18,46 \times 5000^4}{384 \times 210000 \times 5790 \times 10^4} = 12,35\text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{5000}{300} = 16,66 \text{ mm}$$

$$f < f_{adm} \quad (\text{condition vérifiée})$$

Critère de résistance

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{25,55 \times 5^2}{8} = 79,84 \text{ kN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_{M0}} = \frac{235 \times 484 \times 10^3 \times 10^{-6}}{1,1} = 103,4 \text{ kN.m} > M_{sd} \quad (\text{condition vérifiée})$$

Vérification au cisaillement

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{25,55 \times 5}{2} = 63,87 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \frac{f_y \times A_{vz}}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{235 \times 22,14 \times 10^2 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1,1} = 273,08 \text{ kN} > V_{sd} \quad (\text{condition vérifiée})$$

$V_{sd} < 0,5V_{Rd} = 136,54 \text{ kN} \Rightarrow$ Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

Vérification au déversement

On doit vérifier que :

$$M_{sd} \leq M_{bRd} = \chi_{LT} \times \beta_w \times \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{M1}} \dots\dots\dots(I)$$

Avec : M_{sd} : Moment appliqué $\Rightarrow M_{sd} = 79,84 \text{ kN.m}$

M_{bRd} : Moment résistant

χ_{LT} est le coefficient de réduction pour le déversement donné par :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}} \quad \text{mais } \chi_{LT} \leq 1$$

$\bar{\lambda}_{LT}$ est l'élancement réduit de l'élément donné par :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] (\beta_w)^{0,5}$$

$\beta_w = 1$ (section de classe 1)

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

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

C_1 : facteur dépend des conditions de charge et d'encastrement ($C_1 = 1,132$).

Donc : $\lambda_{LT} = 90,5$

$\bar{\lambda}_{LT} = 0,96 > 0,4$ (ya un risque de déversement)

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

$\alpha_{LT} = 0,21$ pour les profils laminés, donc $\phi_{LT} = 1,04$ et $\chi_{LT} = 0,7$

Donc : (I) $\Leftrightarrow M_{bRd} = 72,38 \text{ kN.m} < M_{sd} = 79,84 \text{ kN.m}$ (condition n'est pas vérifiée).

Soit un IPE 300

Après calcul on trouve :

$$M_{bRd} = 120,32 \text{ kN.m} > M_{sd} = 80,13 \text{ kN.m}$$
 (condition vérifiée).

1.2. Vérification de la poutre principale au stade définitif

$$G = 28,85 \text{ kN/ml}$$

$$Q = 4,25 \text{ kN/ml}$$

$$S = 0,34 \text{ kN/ml}$$

ELU :

$$\left. \begin{aligned} q_{u1} &= 1,35G + 1,5 \times \max(Q; S) = 45,32 \text{ kN/ml} \\ q_{u2} &= 1,35G + 1,35(Q + S) = 45,14 \text{ kN/ml} \end{aligned} \right\} \Rightarrow q_u = \max(q_{u1}, q_{u2}) \Rightarrow q_u = q_{u1} = 45,32 \text{ kN/ml}$$

ELS:

$$\left. \begin{aligned} q_{s1} &= G + \max(Q; S) = 33,1 \text{ kN/ml} \\ q_{s2} &= G + 0,9(Q + S) = 32,98 \text{ kN/ml} \end{aligned} \right\} \Rightarrow q_s = \max(q_{s1}, q_{s2}) \Rightarrow q_s = q_{s1} = 33,1 \text{ kN/ml}$$

1.2.1. Largeur de la dalle participante (b_{eff})

Selon l'article 4.2.2.1 et la figure 4.3 de l'EC04 :

$$b_{eff} = 2 \times \min\left(\frac{L_0}{8}, \frac{b_i}{2}\right) = 2 \times \min\left(\frac{5}{8}, \frac{4,25}{2}\right)$$

$$b_{eff} = 1,25 \text{ m}$$

1.2.2. Calcul de la section mixte

On utilisera les formules suivantes et les résultats seront regroupés dans les tableaux ci-après

$$S = A + \left(\frac{b \times t}{n} \right)$$

$$d = \frac{b \times t}{n} \left(\frac{t + h}{2S} \right)$$

$$I_m = I_A + A \times d^2 + \frac{b \times t^3}{12n} + \frac{b \times t}{n} \left(\frac{t + h}{2} - d \right)^2$$

A(mm ²)	b(mm)	t(mm)	h(mm)	S(mm ²)	d(mm)	I _A (cm ⁴)	I _m (cm ⁴)
5380	1250	120	300	15380	136,54	8356	24982,39

Tableau 2: résultats de calcul.

• **Vérification de la flèche**

$$f = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_m} \leq f_{adm} = \frac{L}{300}$$

$$f = \frac{5 \times 33,1 \times 5000^4}{384 \times 210000 \times 24982,39 \times 10^4} = 5,13 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{5000}{300} = 16,66 \text{ mm}$$

$$f < f_{adm} \quad (\text{condition vérifiée})$$

1.2.3. Position de l'axe neutre plastique

$$F_a = A_a \frac{f_y}{\gamma_a} = 53,8 \times 10^2 \frac{235 \times 10^{-3}}{1,1} = 1149,36 \text{ kN}$$

$$F_c = h_c \times b_{eff} \times 0,85 \times \frac{F_{ck}}{\gamma_c} = 0,08 \times 1,25 \times 0,85 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 1416,66 \text{ kN}$$

$F_c > F_a$ donc : l'axe neutre plastique dans la dalle

$$Z_{anp} = \frac{F_a}{b_{eff} \times 0,85 \times \frac{F_{ck}}{\gamma_c}} = 0,04 \text{ m} < h_c = 0,08 \text{ m}$$

1.2.4. Vérification de la résistance

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{45,32 \times 5^2}{8} = 141,62 \text{ kN.m}$$

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

$$M_{pl,rd} = 510,60 \left(\frac{0,3}{2} + 0,04 + 0,08 - \frac{0,04}{2} \right) = 287,34 \text{ kN.m} > M_{sd} \quad (\text{condition vérifiée})$$

Comparaison entre une poutre mixte et non mixte

Après les calculs, on remarque que le mixage de la poutre principale permet un gain important de la matière (IPE 360 \rightarrow IPE 300), ce qui prouve l'efficacité de la construction mixte de point de vue économique.

pi

Etude sismique

1. Introduction

Le séisme se manifeste par des mouvements horizontaux et verticaux du sol. Ces mouvements transmis aux fondations des constructions, celles-ci sont mises ainsi en vibration dynamique laquelle engendre des forces d'inertie dues à leur masse, ce qui entraîne des sollicitations dans les éléments des constructions.

Le but de calcul parasismique est d'assurer une protection acceptable des vies humaines et de la construction vis-à-vis des effets des actions sismique par une conception et un dimensionnement approprié, et d'assurer aussi le confort des occupants qui reste le souci principal du concepteur.

2. Introduction au code de calcul SAP 2000

SAP 2000 est un logiciel de l'analyse et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adopté aux bâtiments et aux ouvrages de génie civil.

Le but de l'analyse d'une structure consiste en une meilleure compréhension de son comportement sous l'effet des différentes actions ainsi que la connaissance de la distribution des efforts internes. À cet effet la méthode de calcul utilisé est celle des éléments finis (MEF). Cette méthode est un outil de résolution numérique approchée des problèmes de structure et, plus généralement des problèmes physique et mécanique...etc. elle permet la détermination des déplacements, les réactions et les contraintes dans n'importe quel élément de la structure.

2.1. Modélisation mathématique par MEF

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre infini de degré de liberté (DDL) par un modèle ayant un nombre fini de DDL, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement.

En d'autres termes; La modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure.

2.2. Type d'analyse

L'analyse élastique globale, peut être statique ou dynamique, selon la satisfaction des conditions posées par les règlements en vigueur sur les cas de chargement à savoir :

- Le poids propre de la structure.
- Les actions climatiques (selon le RNV 99).
- Les actions sismiques (selon le RPA 99/2003).

3. Méthodes de calcul

La quasi-totalité des méthodes d'évaluation de l'action sismique est basée sur la théorie dynamique du génie sismique, d'où l'analogie qui doit en résulter, tant pour la définition de cette action que pour les facteurs qui la conditionnent.

Le calcul des forces sismique peut être mené suivant trois méthodes :

- La méthode statique équivalente.

- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

3.1. Méthode statique équivalente

3.1.1. 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 projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

Il faut souligner toutefois que les forces et les déformations obtenues pour l'élément à partir des méthodes d'analyse statiques pour les charges de conception recommandées sont inférieures aux forces et aux déformations qui seraient observées sur la structure sous les effets d'un séisme majeur pour lequel les charges ont été spécifiées. Ce dépassement des forces est équilibré par le comportement ductile qui est fourni par les détails de construction de l'élément.

C'est pourquoi l'utilisation de cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure:

- Une ductilité suffisante
- La capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures

3.1.2. Conditions d'application

Selon le **RPA 99/2003(art 4.1.2)**, nous pouvons dire que la méthode est applicable sur notre structure vue que les conditions suivantes sont satisfaites :

- Régularité en plan et en élévation.
- Ouvrage en zone III avec une hauteur totale inférieure à 30 m.

3.1.3. Calcul de la force sismique totale

D'après l'article 4.2.3 de RPA 99/2003, la force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = W \times \frac{A \times D \times Q}{R} \quad (\text{equ 4.1; art4.2.3.RPA99/2003})$$

A : coefficient d'accélération de la zone, donné par le tableau (4.1) de RPA 99/2003, fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment.

Dans notre cas :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone III} \\ \text{Groupe d'usage 2 (art 3.2 de RPA 99/2003)} \end{array} \right. \Rightarrow A=0,25$$

- **D** : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{2}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3 \end{cases} \quad (\text{equ 4.2; art4.2.3; RPA99/2003})$$

Avec :

T_2 : Période caractéristique associé à la catégorie du site, donnée par le **tableau 4.7 art 4.2.3. (RPA 99/2003)**.

Notre site est un site ferme (catégorie S_2), donc $T_2 = 0,4$ s

η : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \frac{1}{1 + 0,05} \geq 0, \quad (\text{équ 4.3 art 4.2.3; RPA 99/2003}).$$

Où : (η) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance de remplissages, donné par le **tableau 4.2 du RPA99/2003 art 4.2.3**.

Portique en acier avec remplissage léger donc : $\eta = 4\%$

Donc $\eta = 1,08$

T : période fondamentale de la structure, elle est donnée par la formule suivante :

$$T = C_t \times h_n^{\frac{3}{4}} \quad (\text{equ 4.6; art 4.2.4; RPA99/2003})$$

h_n : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$h_n = 23,8$ m

C_t : coefficient, fonction du système de contreventement, du type remplissage et donné par le **tableau 4.6 (RPA99/2003)**.

Dans notre cas, le contreventement assuré par des palées triangulées et des murs en maçonnerie. $C_t = 0,05$

A partir de tous ces donnée, $T_x = T_y = 0,05 \times (23,8)^{\frac{3}{4}} = 0,53$ s

Chapitre 06 : Etude sismique

$T_{sap}=0,594s$ (période du mode fondamental calculée par le SAP2000) $< 1,3T_x=0,689s$
(Art 4.2.4; RPA99/2003)

On a $0,4 s < T = 0,53 s < 3 s$

$$\text{Donc : } D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} = 2,23$$

- **R** : coefficient de comportement global de la structure, donné par le tableau 4.3, arti4.2.3 (RPA 99/2003), en fonction du système de contreventement.
 Structure métallique contreventée par palées triangulées en X dans la direction transversale et en V dans la direction longitudinale. Dans ce cas il y a lieu d'adopter la valeur la plus petite d'où **R= 3**
- **Q** : facteur de qualité est fonction de :
 - ✓ La redondance et la géométrie des éléments de la structure
 - ✓ La régularité en plan et en élévation
 - ✓ La qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + P \quad \text{(éq. 4.7 art 4.2.4 ; RPA 99/2003)}$$

P_q est la pénalité à retenue selon que le critère de qualité (q) est satisfait ou non, sa valeur est donnée à partir du **tableau 4.4, arti4.2.3 (RPA 99/2003)**

Critère de qualité	Valeur de P_q	
	P_{qx}	P_{qy}
1- condition minimale de files de contreventement	0,05	0,05
2-redondance en plan	0,05	0,05
3-régularité en plan	0	0
4- régularité en élévation	0	0
5-contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
6-contrôle de la qualité de l'exécution	0,1	0,1
	$Q_x=1,25$	$Q_y=1,25$

Tableau 6.1 : valeur de pénalité P_q et le facteur de qualité Q

- **W** : poids total de la structure.

W est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i)

$$W = \sum$$

Avec : $W_i = W_{Gi} + W_{Qi}$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celle des équipements fixes solidaires à la structure.

Chapitre 06 : Etude sismique

W_{Qi} : charge d'exploitation

: Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, donné par le **tableau 4.5, arti4.2.3 (RPA 99/2003)**

Notre bâtiment est à usage d'habitation donc $\gamma = 0,20$

Les valeurs des poids propre et les charge d'exploitation de la structure sont :

Niveau	W_{Gi} (kN)	W_{Qi} (kN)	$0,2 \times W_{Qi}$ (kN)	W_i (kN)
Niveau 7	2747,316	241,18	48,23	2795,55
Niveau 6	2253,06	361,77	72,32	2325,415
Niveau 5	2253,06	361,77	72,32	2325,415
Niveau 4	2253,06	361,77	72,32	2325,415
Niveau 3	2253,06	361,77	72,32	2325,415
Niveau 2	2253,06	361,77	72,32	2325,415
Niveau 1	2253,06	361,77	72,32	2325,415
W= 16748,04 kN				

Tableau 6.2 : valeurs de poids total de la structure.

Résumé des valeurs :

Paramètre	Sens X	Sens Y
A	0,25	0,25
D	2,23	2,23
Q	1,25	1,25
R	3	3
W(kN)	16748,04	16748,04

La force sismique totale :

$$V_x = V_y = 16748,04 \times \frac{0,25 \times 2,23 \times 1,25}{3} = 3890,43 \text{ kN}$$

3.2. Méthode modale spectrale

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

- La définition du mouvement sismique imposé aux supports sous la forme d'un spectre de réponse.
- L'hypothèse d'un comportement globale linéaire de la structure permettant l'utilisation des modes propres.

Elle comporte les étapes suivantes :

- Etablissement d'un modèle de calcul reproduisant au mieux le comportement dynamique réel de la structure.
- Calcul des modes propres et fréquences propres du modèle.
- Lecture sur le spectre de réponse des valeurs maximales des réponses des modes propres.
- Calcul des réponses de la structure par combinaison des réponses modales.

3.2.1. Spectre de réponse de calcul

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3,0s \end{cases} \quad (\text{equ 4.2; art4.2.3.RPA99/2003})$$

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

- La zone III
- Groupe d'usage 2
- Facteur de la qualité de la structure $Q_{x,y} = 1,25$
- Coefficient de comportement global de la structure $R = 3$
- Site ferme : S_2
- Le pourcentage (%) d'amortissement critique $\gamma = 4\%$

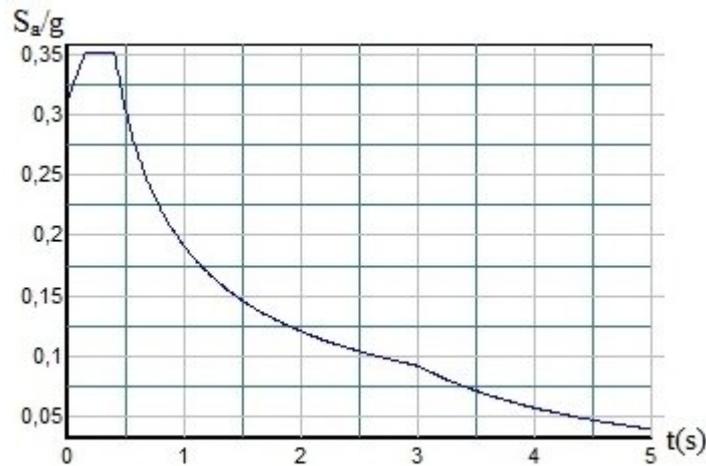


Figure 6.1 : diagramme de spectre de réponse.

3.2.2. Caractéristiques dynamique de la structure

Une structure idéale est dépourvue de tout amortissement de sorte qu'elle peut vibrer indéfiniment sans qu'il soit nécessaire de lui fournir de l'énergie. Ce comportement est purement théorique en raison de l'existence inévitable des frottements qui amortissent le mouvement.

L'équation du mouvement d'un système se déplaçant librement sans amortissement s'écrit :

$$[M]\{\ddot{X}(t)\} + [K]\{X(t)\} = \{0\}$$

Où

$\{\ddot{x}\}$, $\{x\}$: représentent respectivement le vecteur des accélérations et le vecteur des déplacements de la structure.

$[M]$: représente la matrice masse de la structure.

$[K]$: représente la matrice de rigidité de la structure.

L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté en vibrations libres non amorties (VLNA), nous fournit les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes propres.

Les expressions des vecteurs $\{\ddot{x}\}$ et $\{x\}$ sont données par les formules suivantes :

$$\{x(t)\} = \{A\}\sin(\omega t + \varphi)$$

$$\{\ddot{x}(t)\} = -\omega^2 \{A\}\sin(\omega t + \varphi)$$

Avec :

$\{A\}$: vecteur des amplitudes

ω : Fréquence de vibration

φ : Angle de déphasage

On remplaçant les deux équations dans l'équation générale, on obtient :

$$[[K] - \omega^2 [M]]\{A\} = \{0\}$$

Ce système d'équation est un système à (N) inconnues A_i . C'est un système d'équation homogène qui ne peut admettre de solution non-nulle que si le déterminant de la matrice carrée s'annule.

D'où :

$$\det[[K] - \omega^2 [M]] = 0$$

Cette équation est appelée « équation caractéristique », sa résolution permet de déterminer les valeurs des périodes, fréquences et modes propres de la structure.

3.2.3. Résultante des forces sismique

Selon l'article 4.3.6 du RPA99/2003, la résultante des forces sismique à la base V_{dyn} obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} .

Si $V_{dyn} < 0.8 V_{st}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport :

$$r = \frac{0.8V_{st}}{V_{dyn}}$$

D'après le fichier des résultats du **SAP** on a

$$V_{\text{dyn},X} = 3713,873 \text{ kN}$$

$$V_{\text{dyn},Y} = 3968,074 \text{ kN}$$

On a : $0,8V_{\text{st},X} = 0,8 \times 3890,43 = 3112,34 \text{ kN} < V_{\text{dyn},X}$ (condition vérifiée).

$$0,8V_{\text{st},Y} = 0,8 \times 3890,43 = 3112,34 \text{ kN} < V_{\text{dyn},Y} \text{ (condition vérifiée).}$$

3.2.4. Nombre de modes de vibrations à considérer

3.2.4.1. Pourcentage de participation de masse

Selon le RPA99/V2003, Le nombre de modes de vibration à retenir doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

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 :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0,2s \quad \text{(4-14 RPA99/2003).}$$

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

On a $N=7 \Rightarrow K=8$ modes.

Mode	Période(S)	Suivant x	Suivant y	Suivant z	$\sum X$	$\sum Y$	$\sum Z$
1	0,594	0,72699	0,000095	$2,74 \cdot 10^{-7}$	0,72699	0,0009	$2,7 \cdot 10^{-7}$
2	0,488	0,00007	0,7411	$7,02 \cdot 10^{-8}$	0,72706	0,74126	$3,4 \cdot 10^{-7}$
3	0,278	0,00037	0,0156	$2,91 \cdot 10^{-8}$	0,72744	0,75688	$3,4 \cdot 10^{-7}$
4	0,176	0,2025	0,00004	$9,13 \cdot 10^{-7}$	0,92997	0,75691	$1,26 \cdot 10^{-6}$
5	0,123	0,000011	0,1772	$2,24 \cdot 10^{-7}$	0,92998	0,93614	$1,48 \cdot 10^{-6}$
6	0,09	0,0065	0,00014	$2,71 \cdot 10^{-8}$	0,93653	0,93627	$1,58 \cdot 10^{-6}$
7	0,08	0,0347	0,000035	$9,28 \cdot 10^{-7}$	0,97398	0,93631	$1,58 \cdot 10^{-6}$
8	0,069	0,000065	$6 \cdot 10^{-8}$	$4,7 \cdot 10^{-8}$	0,97405	0,93671	$1,61 \cdot 10^{-6}$

Tableau 6.6 : le pourcentage de participation de masse.

A partir de ce tableau, on remarque que le taux de participation de la masse dépasse le seuil de 90% à partir du mode 5 et les 8 modes à retenir sont suffisant pour représenter un bon comportement de la structure.

3.2.4.2. Les réponses modales de la structure

Les déformations de la structure suivant les modes de vibration les plus prépondérants sont :

Premier mode :

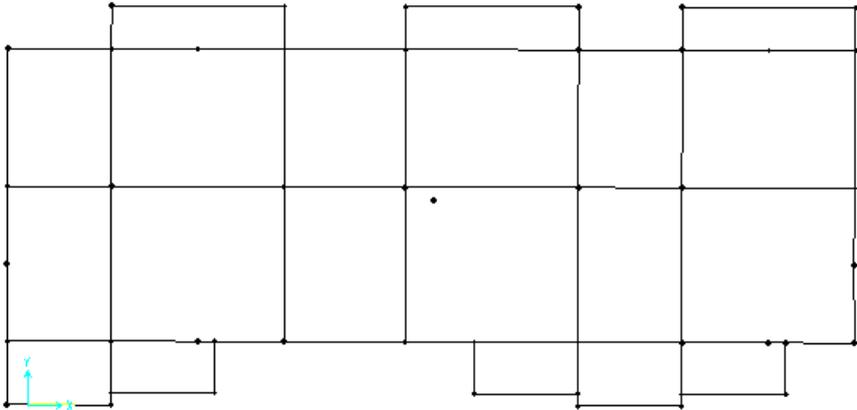


Figure 6.2 : translation suivant l'axe X-X avec une période de 0,594s.

Deuxième mode :

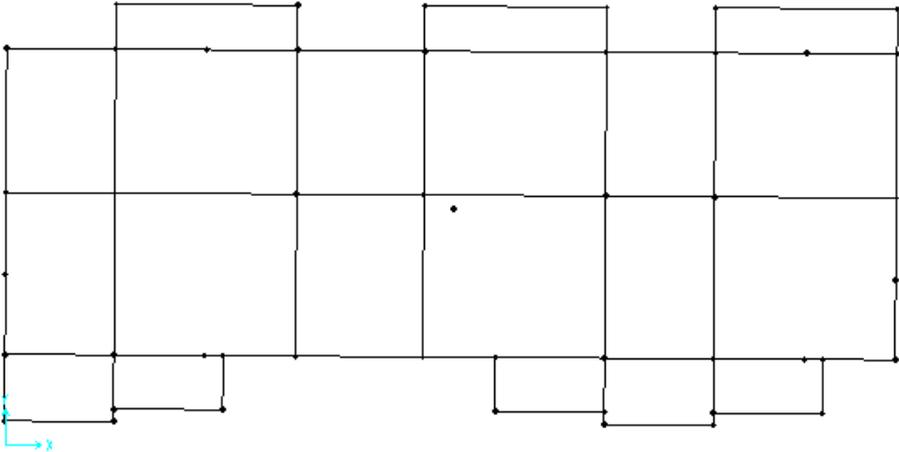


Figure 6.3 : translation suivant l'axe Y-Y avec une période de 0,488s.

Troisième mode :

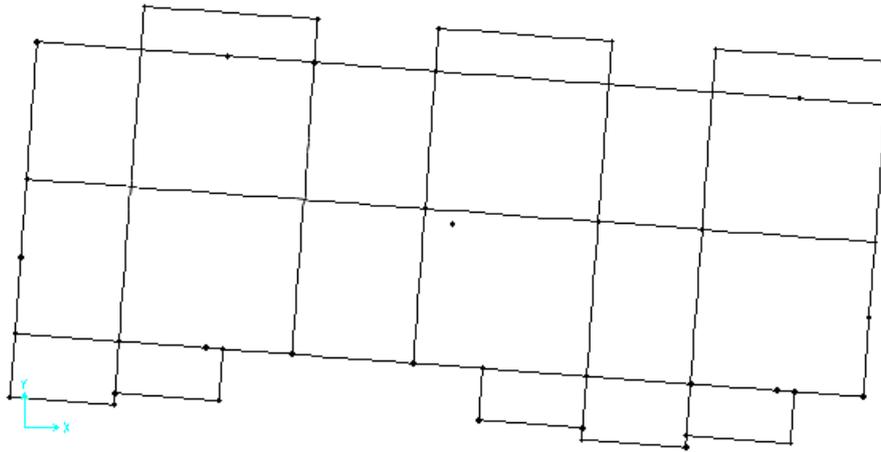


Figure 6.4 : rotation suivant l'axe Z-Z avec une période de à 0,278s.

4. Vérification des déplacements

4.1. Situation accidentelle

Le RPA99/2003 précise que le déplacement horizontal est calculé sous les forces sismiques seules et préconise de limiter les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents à 1% de la hauteur d'étage (article 5.10).

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R\delta_{eK} \quad (4.19 \text{ RPA99/2003})$$

δ_{eK} : Déplacement dus aux forces sismiques, à partir du fichier SAP on aura le tableau suivant :

Niveau	$\delta_{eK}(U_1)$ (mm)	$\delta_{eK}(U_2)$ (mm)
0	0	0
3,4	2,81	2,27
6,8	7,55	6,47
10,2	13,56	11,94
13,6	20,37	18,3
17	27,54	25,17
20,4	34,61	32,17
23,8	41,18	39,01

Tableau 6.7 : Valeurs des déplacements dus aux forces sismiques.

R : coefficient de comportement R= 3

Le déplacement relatif au niveau « K » par rapport au niveau « K-1 » est égale à :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

La valeur du déplacement limite est donnée par :

$$\frac{h_i}{100} = \frac{340}{100} = 3,4\text{cm}$$

Les déplacements horizontaux et relatifs sont donnés dans le tableau suivant :

Niveau (m)	Déplacement horizontaux (mm)		Déplacement relatifs (mm)	
	$\delta_K (U1)$	$\delta_K (U2)$	$\Delta_K (U1)$	$\Delta_K (U2)$
0	0	0	0	0
3,4	8,43	6,81	8,43	6,81
6,8	22,65	19,41	14,22	12,6
10,2	40,68	35,82	18,03	16,4
13,6	61,11	54,9	20,43	19,08
17	82,62	75,51	21,51	20,01
20,4	103,83	96,51	21,21	21
23,8	123,54	117,03	19,71	20,52

Tableau 6.8 : déplacements horizontaux et relatifs sous séisme.

$$\Delta_K (\max) = 21,51 \text{ mm} < 34 \text{ mm}$$

Donc les déplacements relatifs latéraux sont vérifiés.

4.2. Situation durable

D'après le DTR-BC-2.44 les valeurs limites de la flèche horizontales pour les bâtiments sont limitées aux valeurs suivantes :

	Avec vent	Sans vent
Déplacement inter-étage	$h_i/250$	$h_i/300$
Déplacement total en tête	$H/420$	$H/500$

Tableau 6.9 : flèches horizontales

Ou :

h_i : Hauteur de l'étage

H : Hauteur totale de la structure

Les valeurs des déplacements limites sont:

	Avec vent	Sans vent
$h_i = 340 \text{ cm}$	1,36 cm	1,13 cm
$H = 2380 \text{ cm}$	5,66 cm	4,76 cm

Tableau 6.10 : valeurs limites des flèches horizontales.

Avec le vent :

$G+V_1$: combinaison qui donne le déplacement maximale

G : charge permanent.

V_1 : vent perpendiculaire à la façade principale.

Niveau	$\delta_{eK} (U_1)$ (mm)	$\delta_{eK} (U_2)$ (mm)
0	0	0
3,4	0,0021	0,51
6,8	0,0085	1,3
10,2	0,031	2,16
13,6	0,062	3,05
17	0,103	3,91
20,4	0,14	4,70
23,8	0,195	5,41

Tableau 6.11 : Valeurs des déplacements dus au vent.

Les déplacements horizontaux et relatifs sont donnés dans le tableau suivant :

Niveau (m)	Déplacement horizontaux (mm)		Déplacement relatifs (mm)	
	δ_k (U1)	δ_k (U2)	Δ_k (U1)	Δ_k (U2)
0	0	0	0	0
3,4	0,0063	1,53	0,0063	1,53
6,8	0,025	3,9	0,0187	2,37
10,2	0,093	6,48	0,068	2,58
13,6	0,186	9,15	0,093	2,67
17	0,309	11,73	0,123	2,58
20,4	0,42	14,1	0,111	2,37
23,8	0,585	16,23	0,165	2,13

Tableau 6.12 : déplacements horizontaux et relatifs dus au vent.

$$\delta_k (\text{max}) = 16,23 \text{ mm} < \frac{H}{420} = 56,6 \text{ mm}$$

Donc le déplacement en tête est vérifié.

$$\Delta_k (\text{max}) = 2,67 \text{ mm} < \frac{h_i}{250} = 13,6 \text{ mm}$$

Donc les déplacements relatifs latéraux sont vérifiés.

5. Vérification des effets du second ordre

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P- Δ) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1 \quad (\text{art 5.9 ; RPA99/2003}).$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau.

« k »

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 de l'étage « k ».

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant

Niveau (m)	h_k (cm)	P_k (kN)	Sens X-X			Sens Y-Y		
			Δ_K (cm)	V_k (kN)	θ_K (cm)	Δ_K (cm)	V_k (kN)	θ_K (cm)
23,8	340	0	1,971	851,26	/	2,052	879,64	/
20,4	340	2606,14	2,121	1436,26	0,01	2,1	1484,14	0,01
17	340	4700,86	2,151	1922,78	0,015	2,061	1986,87	0,014
13,6	340	6795,58	2,043	2312,40	0,017	1,908	2389,51	0,015
10,2	340	8893,66	1,803	2604,66	0,018	1,64	2691,48	0,016
6,8	340	10991,74	1,422	2799,48	0,016	1,26	2892,80	0,014
3,4	340	13089,82	0,843	2896,90	0,011	0,681	2993,46	0,0087

Tableau 6.13 : Vérification à l'effet $P-\Delta$.

Analyse des résultats

On remarque d'après les résultats obtenus ($\theta_K < 0,1$) dans tous les niveaux, d'où les effets des seconds ordres peuvent être négligés.

Chapitre 07

Vérification de l'ossature

1. Introduction

Les éléments structuraux doivent être dimensionnés sur la base des règles [CCM 97], et la vérification est faite à l'aide des combinaisons de la force sismique, et des charges verticales, ces combinaisons sont faites sur la base des règlements en vigueur.

2. Vérification de la poutre principale IPE 360

La longueur de la poutre $L = 5$ m

Les efforts sont tirés à partir du SAP, sous la combinaison : $1,35G+1,5Q$

$$V_{sd} = 99,471 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = 124,33 \text{ kN.m}$$

La section IPE 360 est de classe 01 en flexion simple

2.1. Vérification à la résistance

- **Vérification au cisaillement**

Il faut vérifier que $V_{sd} \leq V_{Rd}$

$$V_{sd} = 99,471 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \frac{f_y \times A_{vz}}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{235 \times 35,14 \times 10^{-2}}{\sqrt{3} \times 1,1} \times 10^{-3} = 433,42 \text{ kN} > V_{sd}$$

$$V_{sd} = 99,471 < 0,5V_{Rd} = 216,71 \text{ kN}$$

pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

- **Vérification au moment résistant**

$$M_{sd} = 124,33 \text{ kN}$$

$$M_{Rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_{M0}} = \frac{235 \times 1019 \times 10^{-3}}{1,1} = 217,7 \text{ kN.m} > M_{sd} \quad (\text{condition vérifiée})$$

2.2. Vérification à la stabilité

- **Vérification au déversement**

On doit vérifier que :

$$M_{sd} \leq M_{bRd} = \chi_{LT} \times \beta_w \times \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{M1}} \dots\dots\dots(I)$$

Avec : M_{sd} moment appliqué $\Rightarrow M_{sd} = 124,33 \text{ kN.m}$

M_{bRd} moment résistant

χ_{LT} est le coefficient de réduction pour le déversement donné par :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \left[\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2 \right]^{0,5}} \quad \text{mais } \chi_{LT} \leq 1$$

$\bar{\lambda}_{LT}$ est l'élanement réduit de l'élément donné par :

$$\lambda_{LT}^- = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] (\beta_w)^{0,5}$$

$\beta_w = 1$ (section de classe 1)

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

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

C_1 facteur dépend des conditions de charge et d'encastrement ($C_1 = 1,132$).

Donc : $\lambda_{LT} = 85,91$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0,91 > 0,4 \text{ (ya un risque de déversement)}$$

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

$\alpha_{LT} = 0,21$ pour les profils laminés, donc $\phi_{LT} = 0,98$ et $\chi_{LT} = 0,74$

Donc : $(I) \Leftrightarrow M_{brd} = 161,09 \text{ kN.m} > M_{sd} = 124,33 \text{ kN.m}$ (condition vérifiée).

3. Vérification de la poutre secondaire IPE200

La longueur de la poutre $L = 4,5 \text{ m}$

Les efforts sont tirés à partir du SAP :

$$V_{sd} = 24,618 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = 27,353 \text{ kN.m}$$

Sous la combinaison : $1,35G + 1,5Q$

La section IPE 200 est de classe 01 en flexion simple

3.1. Vérification à la résistance

- Vérification au cisaillement

Il faut vérifiée que $V_{sd} \leq V_{Rd}$

$$V_{sd} = 24,6181 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \frac{f_y \times A_{vz}}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{235 \times 14 \times 10^2}{\sqrt{3} \times 1,1} \times 10^{-3} = 172,68 \text{ kN} > V_{sd}$$

$$V_{sd} = 24,61 < 0,5 V_{Rd} = 86,34 \text{ kN} \quad (\text{condition vérifiée})$$

• **Vérification au moment résistant**

$$M_{sd} = 27,353 \text{ kN}$$

$$M_{Rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_{M0}} = \frac{235 \times 220,6 \times 10^{-3}}{1,1} = 47,12 \text{ kN.m} > M_{sd} \quad (\text{condition vérifiée})$$

3.2. Vérification à la stabilité

• **Vérification au déversement**

On doit vérifier que :

$$M_{sd} \leq M_{bRd} = \chi_{LT} \times \beta_w \times \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{M1}} \dots\dots\dots (I)$$

Avec : M_{sd} moment appliqué $\Rightarrow M_{sd} = 24,618 \text{ kN.m}$

M_{bRd} moment résistant

χ_{LT} est le coefficient de réduction pour le déversement donné par :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \left[\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]^{0,5}} \quad \text{mais } \chi_{LT} \leq 1$$

$\bar{\lambda}_{LT}$ est l'élanement réduit de l'élément donné par :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] (\beta_w)^{0,5}$$

$\beta_w = 1$ (section de classe 1)

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

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

C_1 facteur dépend des conditions de charge et d'encastrement ($C_1 = 1,132$).

Donc : $\lambda_{LT} = 85,91$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0,91 > 0,4 \text{ (ya un risque de déversement)}$$

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

$\alpha_{LT} = 0,21$ pour les profils laminés, donc $\phi_{LT} = 0,98$ et $\chi_{LT} = 0,74$

Donc : (I) $\Leftrightarrow M_{brd} = 34,87 \text{ kN.m} > M_{sd} = 27,353 \text{ kN.m}$ (condition vérifiée).

4. Vérification des poteaux

Les éléments poteaux de la structure sont soumis à une compression et une flexion suivant les deux axes (y-y) et (z-z).

4.1. Poteau central HEB500 du RDC

Les sollicitations les plus défavorables tirés à partir du SAP sont :

combinaison	h (m)	N (kN)	M_y (kN.m)	M_z (kN.m)	V_z (kN)
G+Q+E	3,4	-2492,162	$M_{inf} = 98,07$ $M_{sup} = -19,94$	$M_{inf} = -18,64$ $M_{sup} = 9,85$	23,43

Tableau 7.1 : sollicitations sur le poteau HEB500

4.1.1. Vérification à la résistance

- Classe de la section

Classification de la semelle

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

Semelle comprimée

$$C = \frac{b}{2} = \frac{300}{2} = 150 \text{ mm}$$

$$\frac{C}{t_f} = \frac{150}{28} = 5,35 < 10\varepsilon$$

Donc la semelle est de classe 1

Ame fléchie

$$\frac{d}{t_w} = \frac{390}{14,5} = 26,89 < 72\varepsilon$$

Donc l'âme est de classe 1

La section globale étant de classe 1.

• **Vérification à l'effort tranchant**

Il faut vérifiée que : $V_{Sd} \leq V_{Rd}$

$$V_{Sd} = 23,43 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \frac{f_y \times A_{vz}}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{235 \times 89,82 \times 10^2}{\sqrt{3} \times 1,1} \times 10^{-3} = 1107,86 \text{ kN} > V_{Sd}$$

$V_{Sd} < 0,5V_{Rd}$ pas de réduction du moment plastique.

• **Vérification au moment fléchissant**

$$M_{Sd} = 98,07 \text{ kN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_{M0}} = \frac{235 \times 4815 \times 10^3}{1,1} \times 10^{-6} = 1028,65 \text{ kN.m} > M_{Sd} \quad (\text{condition vérifiée})$$

• **Vérification à l'effort normal**

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{238,6 \times 10^2 \times 235}{1,1} = 5097,36 \text{ kN}$$

$$N_{S,d} = 2492,162 \text{ kN} < N_{pl,rd} \quad (\text{condition vérifiée})$$

4.1.2. Vérification à la stabilité

4.1.2.1. Vérification au flambement

Suivant l'axe (y-y)

$$K_{11} (IPE360) = \frac{I_y}{L} = \frac{16270}{500} = 32,54 \text{ cm}^3$$

$$K_{12} (IPE360) = \frac{I_y}{L} = \frac{16270}{350} = 46,48 \text{ cm}^3$$

$$K_C = K_{C1} = \frac{I_y}{h} = \frac{107200}{340} = 315,29 \text{ cm}^3$$

Avec :

K_{11}, K_{12} : rigidité des poutres supérieures.

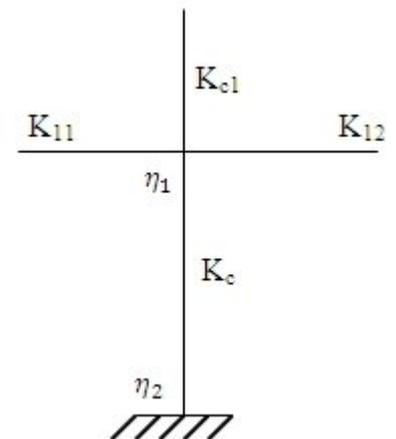
K_{22}, K_{21} : rigidité des poutres inférieures.

K_c : rigidité du poteau considère.

K_{c1} : rigidité du poteau supérieure.

K_{c2} : rigidité du poteau inférieur.

$$\eta_1 = \eta_2 = \frac{\sum K_{poteaux}}{\sum K_{poteaux} + \sum K_{poutres}}$$



η_1 et η_2 : Facteurs de distribution pour poteaux continus.

$$\eta_1 = \frac{K_C + K_{C1}}{K_C + K_{C1} + K_{11} + K_{12}} = 0,88$$

$$\eta_2 = \frac{K_C + K_{C2}}{K_C + K_{C2} + K_{22}} = 1$$

• **Détermination de la longueur de flambement**

$$L_f = L \left[\frac{1 + 0,145 \times (n_1 + n_2) - 0,265 \times n_1 \times n_2}{2 - 0,364 \times (n_1 + n_2) - 0,247 \times n_1 \times n_2} \right]$$

$$L_f = 3,4 \left[\frac{1 + 0,145(0,88 + 1) - 0,265 \times 0,88 \times 1}{2 - 0,364(0,88 + 1) - 0,247 \times 0,88 \times 1} \right] \Rightarrow L_f = 3,22m$$

• **Calcul $\bar{\lambda}_y$**

$$\lambda_y = \frac{L_f}{i_y} = \frac{3,22 \times 10^3}{21,19 \times 10} = 15,20$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A}$$

$$\lambda_1 = 93,9 \varepsilon \quad \text{avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} ; f_y = 235 \text{MPa} \Rightarrow \varepsilon = 1$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,9 \varepsilon} = 0,16 < 0,2 \Rightarrow \text{Pas de risque de flambement suivant l'axe (y-y).}$$

Suivant l'axe (z-z) :

$$K_{11}(\text{IPE200}) = \frac{I_z}{L} = \frac{1943}{400} = 4,85 \text{cm}^3$$

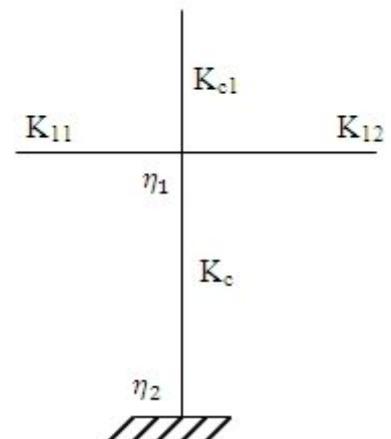
$$K_{12}(\text{IPE200}) = \frac{I_z}{L} = \frac{1943}{450} = 4,31 \text{cm}^3$$

$$K_C = K_{C1} = \frac{I_z}{h} = \frac{12620}{340} = 37,11 \text{cm}^3$$

$$\eta_1 = \frac{K_C + K_{C1}}{K_C + K_{C1} + K_{11} + K_{12}} = 0,89$$

$$\eta_2 = 1$$

$$L_f = 3,4 \left[\frac{1 + 0,145(0,89 + 1) - 0,265 \times 0,89 \times 1}{2 - 0,364(0,89 + 1) - 0,247 \times 0,89} \right] \Rightarrow L_f = 3,23m$$



- Calcul $\bar{\lambda}_z$

$$\lambda_z = \frac{L_f}{i_z} = \frac{3,23 \times 10^3}{7,27 \times 10} = 44,42$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A}$$

$$\lambda_1 = 93,9 \varepsilon \quad \text{avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} ; f_y = 235 \text{MPa} \Rightarrow \varepsilon = 1$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93,9 \varepsilon} = 0,47 > 0,2 \Rightarrow \text{Donc ya un risque de flambement suivant l'axe (z-z).}$$

- Calcul de χ_z

Choix de la courbe de flambement

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{500}{300} = 1,66 > 1,2 \\ t_f = 28 \text{mm} < 40 \text{mm} \end{cases} \Rightarrow \text{courbe de flambement b}$$

$$\bar{\lambda}_z = 0,47 \Rightarrow \chi_z = \chi_{\min} = 0,896$$

4.1.2.2. Vérification au déversement

Le phénomène de déversement n'est à prendre en compte que pour des élancements réduits

$$\bar{\lambda}_{LT} > 0,4$$

Avec $\bar{\lambda}_{LT}$ donné par la formule suivante :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\beta_w \times W_{pl,y} \times \frac{f_y}{M_{cr}} \right]^{0,5} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] (\beta_w)^{0,5}$$

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

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

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

C_1 : Facteur dépend des conditions de charge et d'encastrement ($C_1 = 1,132$).

$$\lambda_{LT} = \frac{3400/72,7}{\sqrt{1,132 \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{3400}{\frac{72,7}{500}} \right)^2 \right]}} = 37,93$$

Donc : $\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{37,93}{93,9} \right) = 0,40 \leq 0,4 \Rightarrow$ pas de risque de déversement.

Alors, on doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{m1}} + \frac{k_y \cdot M_{ysd}}{W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{m1}} + \frac{k_z \cdot M_{zsd}}{W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{m1}} \leq 1 \dots \dots \dots (I)$$

• **Calcul des coefficients réducteurs**

Suivant (Z-Z)

$$\psi = \frac{M_{min}}{M_{max}} = -\frac{9,85}{18,64} = -0,52$$

$$\beta_{Mz} = 1,8 - 0,7\psi = 2,16$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z \times ((2 \times \beta_{My}) - 4) + \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}} \quad \text{mais : } \mu_z \leq 0,90$$

$$\mu_z = 0,685 < 0,9$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} \quad \text{mais : } k_z \leq 1,50$$

$$K_z = 0,62$$

Donc à partir de l'équation (I) on aura : $0,58 < 1$ (condition vérifiée)

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le profilé HEB 500 convient comme poteau au RDC

4.3. Poteau de rive (6^{ème} niveau HEB 450)

Les sollicitations les plus défavorables tirés à partir du SAP sont :

combinaison	h (m)	N (kN)	M _y (kN.m)	M _z (kN.m)	V _z (kN)
G+Q+E	3,4	-220,254	M _{inf} =-8,39 M _{sup} =5,34	M _{inf} =1,34 M _{sup} =-1,06	1,67

Tableau 7.2 : sollicitations sur le poteau HEB 450

4.3.1. Vérification à la résistance

- **Classe de la section**

Classification de la semelle

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

Semelle comprimée

$$C = \frac{b}{2} = \frac{300}{2} = 150\text{mm}$$

$$\frac{C}{t_f} = \frac{150}{28} = 5,77 < 10\varepsilon$$

Donc la semelle est de classe 1

Ame fléchie

$$\frac{d}{t_w} = \frac{344}{14} = 24,57 < 72\varepsilon$$

Donc l'âme est de classe 1

La section globale étant de classe 1.

- **Vérification à l'effort tranchant**

$$V_{Sd} = 1,67\text{kN}$$

$$V_{Rd} = \frac{f_y \times A_{vz}}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{235 \times 79,66 \times 10^2}{\sqrt{3} \times 1,1} \times 10^{-3} = 982,55\text{kN} > V_{Sd}$$

$$V_{Sd} < 0,5V_{Rd} \quad \text{pas de réduction du moment plastique.}$$

- **Vérification au moment fléchissant**

$$M_{Sd} = 8,39\text{kN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_{M0}} = \frac{235 \times 3982 \times 10^3}{1,1} \times 10^{-6} = 850,7\text{kN.m} > M_{Sd} \quad (\text{condition vérifiée})$$

- **Vérification à l'effort normal**

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{218 \times 10^2 \times 235}{1,1} = 4657,27\text{kN}$$

$$N_{S,d} = 220,254\text{kN} < N_{pl,rd} \quad (\text{condition vérifiée})$$

4.3.2. Vérification à la stabilité

4.3.2.1. Vérification au flambement

Suivant l'axe (y-y)

$$K_{11}(IPE360) = K_{22} = \frac{I_y}{L} = \frac{16270}{300} = 54,23 \text{ cm}^3$$

$$K_C = K_{C1} = K_{C2} = \frac{I_y}{h} = \frac{79890}{340} = 234,97 \text{ cm}^3$$

$$\eta_1 = \frac{K_C + K_{C1}}{K_C + K_{C1} + K_{11}} = 0,89$$

$$\eta_2 = \frac{K_C + K_{C2}}{K_C + K_{C2} + K_{22}} = 0,89$$

$$L_f = 3,4 \left[\frac{1 + 0,145(0,89 + 0,89) - 0,265 \times 0,89 \times 0,89}{2 - 0,364(0,89 + 0,89) - 0,247 \times 0,89 \times 0,89} \right] \Rightarrow L_f = 3,09 \text{ m}$$

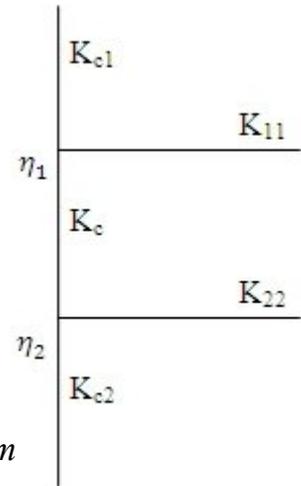
- Calcul $\bar{\lambda}_y$

$$\lambda_y = \frac{L_f}{i_y} = \frac{3,09 \times 10^3}{19,14 \times 10} = 16,15$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A}$$

$$\lambda_1 = 93,9 \varepsilon \quad \text{avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} ; f_y = 235 \text{ MPa} \Rightarrow \varepsilon = 1$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,9 \varepsilon} = 0,172 < 0,2 \Rightarrow \text{Pas de risque de flambement suivant l'axe (y-y).}$$



Suivant l'axe (z-z)

$$K_{11}(IPE200) = K_{22} = \frac{I_z}{L} = \frac{1943}{400} = 4,85 \text{ cm}^3$$

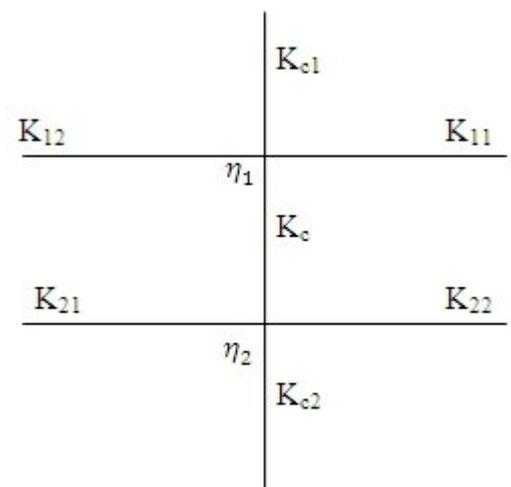
$$K_{12}(IPE200) = K_{21} = \frac{I_z}{L} = \frac{1943}{450} = 4,31 \text{ cm}^3$$

$$K_C = K_{C1} = K_{C2} = \frac{I_z}{h} = \frac{11720}{340} = 34,47 \text{ cm}^3$$

$$\eta_1 = \frac{K_C + K_{C1}}{K_C + K_{C1} + K_{11} + K_{12}} = 0,88$$

$$\eta_2 = \frac{K_C + K_{C2}}{K_C + K_{C2} + K_{22} + K_{21}} = 0,88$$

$$L_f = 3,4 \left[\frac{1 + 0,145(0,88 + 0,88) - 0,265 \times 0,88 \times 0,88}{2 - 0,364(0,88 + 0,88) - 0,247 \times 0,88 \times 0,88} \right] \Rightarrow L_f = 3,06 \text{ m}$$



- Calcul $\bar{\lambda}_z$

$$\lambda_z = \frac{L_f}{i_z} = \frac{3,06 \times 10^3}{7,33 \times 10} = 41,74$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93,9\epsilon} = 0,44 > 0,2 \Rightarrow \text{Donc ya un risque de flambement suivant l'axe (z-z).}$$

- Calcul de χ_z

Choix de la courbe de flambement

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{450}{300} = 1,5 > 1,2 \\ t_f = 26\text{mm} < 40\text{mm} \end{cases} \Rightarrow \text{courbe de flambement b}$$

$$\bar{\lambda}_z = 0,44 \Rightarrow \chi_z = \chi_{\min} = 0,9041$$

4.3.2.2. Vérification au déversement

$$\lambda_{LT} = \frac{3400 / 73,3}{\sqrt{1,132 \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{3400}{\frac{73,3}{\frac{500}{26}}} \right)^2 \right]}} = 40,93$$

$$\text{Donc : } \bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{40,93}{93,9} \right) = 0,43 > 0,4 \Rightarrow \text{il ya un risque de déversement.}$$

On doit vérifier la formule suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y / \gamma_{m1}} + \frac{k_{Lt} \cdot M_{ysd}}{\chi_{Lt} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{m1}} + \frac{k_z \cdot M_{zsd}}{W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{m1}} \leq 1 \dots \dots \dots \text{CCM97 (II)}$$

- Calcul de K_{Lt} :

$$K_{Lt} = 1 - \frac{\mu_{Lt} \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} \dots \text{mais} \dots K_{Lt} \leq 1$$

$$\mu_{Lt} = 0,15 \bar{\lambda}_z \beta_{MLt} - 0,15 \quad \text{mais :} \quad \mu_{Lt} \leq 0,90$$

β_{MLt} facteur de moment uniforme pour le déversement

$$\psi = -\frac{5,34}{8,39} = -0,63$$

$$\beta_{MLt} = 1,8 + 0,7 \times 0,63$$

$$\beta_{MLt}=2,24$$

$$\mu_{Lt}= -0,002$$

$$K_{Lt} = 1 + \frac{0,002 \times 152,376 \times 10^3}{0,9 \times 218 \times 218 \times 10^2 \times 235} \approx 1$$

$$\Phi_{LT} = \frac{1}{2} \cdot \left[1 + \alpha_{LT} \cdot (\overline{\lambda}_{Lt} - 0.2) + \overline{\lambda}_{Lt}^2 \right]$$

$\alpha_{LT}=0.21$ pour les profilés laminés

$$\Phi_{LT} = 0,61$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \left[\phi_{LT}^2 - \overline{\lambda}_{LT}^2 \right]^{0,5}} \quad \text{mais } \chi_{LT} \leq 1$$

$$\chi_{LT} = 0,95$$

- **Calcul K_Z**

$$\psi = -\frac{1,06}{1,34} = -0,79$$

$$\beta_{Mz} = 1,8 - 0,7\psi = 2,35$$

$$\mu_z = \overline{\lambda}_z \times ((2 \times \beta_{Mz}) - 4) + \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}} \quad \text{mais : } \mu_z \leq 0,90$$

$$\mu_z = 0,84$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} \quad \text{mais : } k_z \leq 1,50$$

$$K_z = 0,956$$

D'après l'équation (II) on a : $0,57 < 1$ (condition vérifiée).

Donc le profilé HEB 450 convient comme poteau du 4^{ème} niveau.

5. Vérification des systèmes de contreventement

Les contreventements par palées de stabilité sont tendus ou comprimés, il faut donc faire les vérifications à la compression simple et à la traction.

5.1. Palées triangulées en croix de Saint-André

Les Palées triangulées en croix de Saint-André sont des profilés 2L200/16

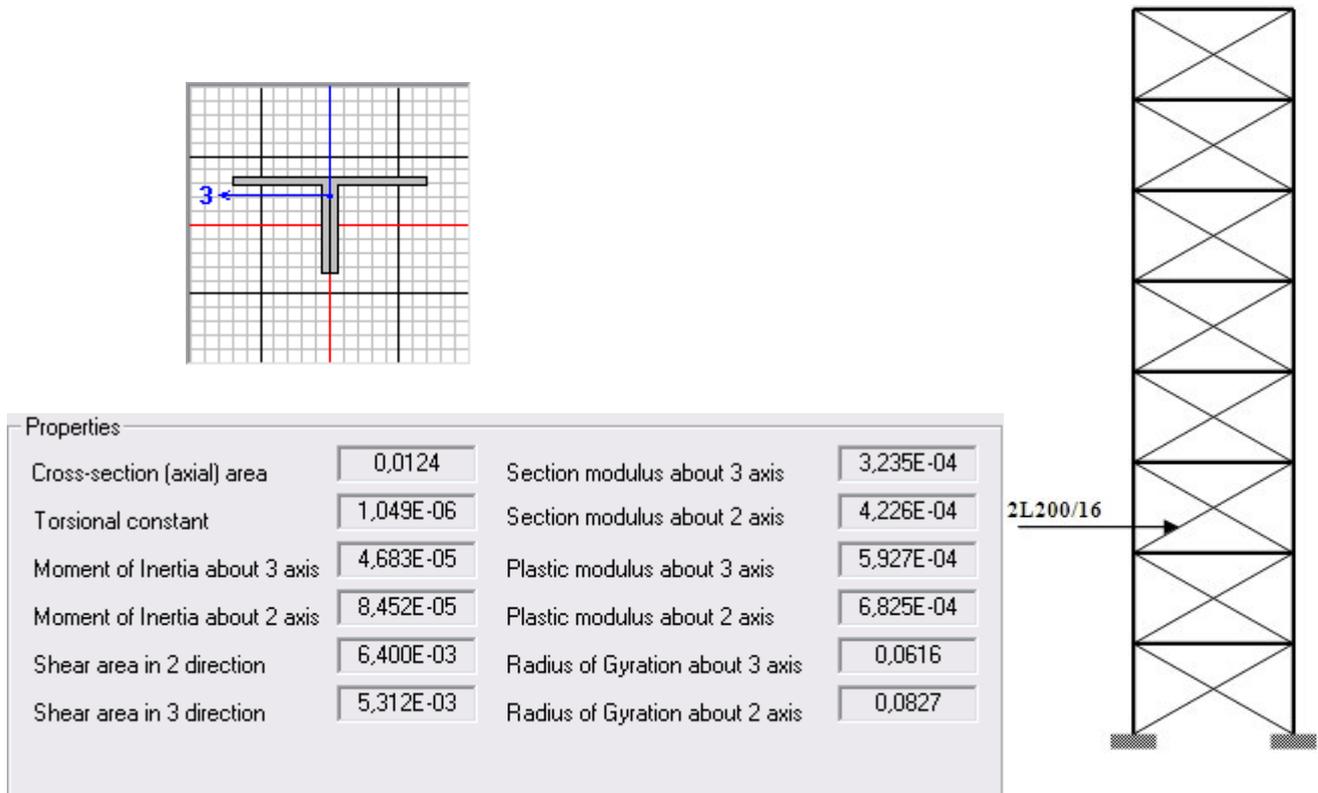


Figure 7.1: propriétés de la section (2L200/16). (kN ; m)

5.1.1. Vérification sous l'effort de traction

Ils sont sollicités en traction avec un effort $N_{tsd}=816,218$ kN, obtenue sous la combinaison 0,8G+E (combinaison qui donne l'effort maximum).

On doit vérifier que :

$$N_{tsd} \leq N_{trd} = \frac{Af_y}{\gamma_{mo}}$$

$$A = 124\text{cm}^2 \text{ (section brute)}$$

$$N_{trd} = \frac{123,6 \times 10^2 \times 235}{1,1} \times 10^{-3} = 2649,09\text{kN}$$

$$N_{tsd} = 816,218\text{kN} < N_{trd} \text{ (condition vérifiée)}$$

Section nette

$A_{net} = (A_{brute} - 2td_0)$; avec d_0 : diamètre des boulons (M18) ; t : épaisseur de la cornière

$$A_{net} = 118,24\text{cm}^2$$

$$N_{trd} = \frac{118,24 \times 10^2 \times 235}{1,1} \times 10^{-3} = 2526,03 \text{ kN}$$

$$N_{tsd} = 816,218 \text{ kN} < N_{trd} \quad (\text{condition vérifiée})$$

5.1.2. Vérification sous l'effort de compression

Les diagonales sont sollicitées à la compression seule avec un effort $N_{csd} = -963,188 \text{ kN}$, obtenue sous la combinaison G+Q+E (combinaison qui donne l'effort maximum). Donc elles doivent être vérifiées au flambement simple. Avec une longueur $L_0 = 2,62 \text{ m}$.

On doit vérifier que :

$$N_{csd} \leq N_{crd} = \chi_{\min} \times A \times \beta_A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

La classe de la section 2L200/16 est (2) $\Rightarrow \beta_A = 1$

• Calcul du coefficient de réduction

Suivant (y-y)

$$L_{ky} = L_0 = 2,62 \text{ m}$$

$$\lambda_y = \frac{L_{ky}}{i_y} = \frac{262}{6,16} = 42,53$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y \sqrt{\beta_A}}{\lambda_k} = \frac{42,53 \times 1}{93,9} = 0,45$$

Pour les profilés en L, on a courbe de flambement C, on trouve : $\chi_y = 0,87$

Suivant (z-z)

$$L_{kz} = L_0 = 2,62 \text{ m}$$

$$\lambda_z = \frac{L_{kz}}{i_z} = \frac{262}{8,27} = 31,68$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z \sqrt{\beta_A}}{\lambda_k} = \frac{31,68 \times 1}{93,9} = 0,33$$

Courbe de flambement C : $\chi_z = 0,933$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y; \chi_z) = 0,87$$

Section brute ($A = 124 \text{ cm}^2$)

$$N_{\text{crd}} = 0,87 \times 124 \times 10^2 \times 1 \times \frac{235}{1,1} \times 10^{-3} = 2304,7 \text{ kN}$$

On a : $N_{\text{csd}} = 963,188 \text{ kN} < N_{\text{crd}} = 2304,7 \text{ kN}$, donc pas de risque de flambement.

Section nette ($A_{\text{net}} = 118,24 \text{ cm}^2$)

$$N_{\text{crd}} = 0,87 \times 118 \times 10^2 \times 1 \times \frac{235}{1,1} \times 10^{-3} = 2193,19 \text{ kN}$$

$N_{\text{c,sd}} < N_{\text{crd}}$ (condition vérifiée)

5.2. Palées triangulées en V inversé

5.2.1. Vérification sous l'effort de traction

Ils sont sollicités en traction avec un effort $N_{\text{tsd}} = 725,797 \text{ kN}$,

obtenue sous la combinaison 0,8G+E

(combinaison qui donne l'effort maximum).

On doit vérifier que :

$$N_{\text{tsd}} \leq N_{\text{trd}} = \frac{Af_y}{\gamma_{\text{mo}}}$$

$A = 123,6 \text{ cm}^2$ (section brute)

$$N_{\text{trd}} = \frac{124 \times 10^2 \times 235}{1,1} \times 10^{-3} = 2649,09 \text{ kN}$$

$N_{\text{tsd}} = 725,797 \text{ kN} < N_{\text{trd}}$ (condition vérifiée)

5.2.2. Vérification sous l'effort de compression

Les diagonales sont sollicitées à l'effort de compression $N_{\text{csd}} = -821,595 \text{ kN}$, obtenue sous la combinaison G+Q+E.

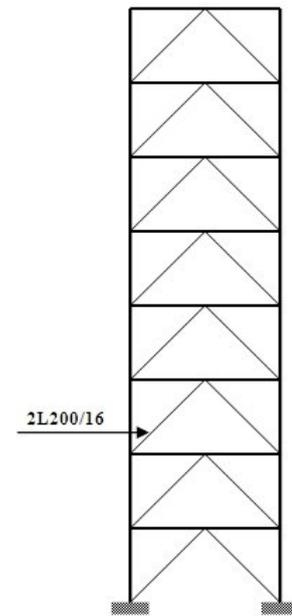


Figure 7.2: contreventement en V inversé.

On doit vérifier que :

$$N_{\text{csd}} \leq N_{\text{crd}} = \chi_{\text{min}} \times A \times \beta_A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

La classe de la section 2L200/16 des cornières est de classe (2) $\Rightarrow \beta_A = 1$

• **Calcul du coefficient de réduction**

Suivant (y-y)

$$L_{ky} = L_0 = 3,82m$$

$$\lambda_y = \frac{L_{ky}}{i_y} = \frac{382}{6,16} = 62,01$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y \sqrt{\beta_A}}{\lambda_k} = \frac{62,01 \times 1}{93,9} = 0,66 \Rightarrow \chi_y = 0,74$$

Suivant (z-z)

$$L_{kz} = L_0 = 3,82m$$

$$\lambda_z = \frac{L_{kz}}{i_z} = \frac{382}{8,27} = 46,19$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z \sqrt{\beta_A}}{\lambda_k} = \frac{46,19 \times 1}{93,9} = 0,49 \Rightarrow \chi_z = 0,84$$

$$\chi_{\text{min}} = \min(\chi_y; \chi_z) = 0,74$$

Section brute (A= 124 cm²)

$$N_{\text{crd}} = 0,74 \times 124 \times 10^2 \times 1 \times \frac{235}{1,1} \times 10^{-3} = 1960,32 \text{ kN}$$

On a : $N_{\text{csd}} = 821,595 \text{ kN} < N_{\text{crd}} = 1960,32 \text{ kN}$, donc pas de risque de flambement.

Chapitre 08

Calcul des assemblages

1. Introduction

Après avoir présenté les composants métalliques dans leur conception et leur dimensionnement, nous nous intéressons ici à la liaison ou la continuité de ces composants.

Pour réaliser une ossature métallique, les composants élémentaires « poutre, poteaux, barre » doivent être réalisés entre eux par des dispositifs particuliers appelés **assemblages**. Les assemblages sont définis en fonction du mode de liaison retenus « par soudure ou par boulons » de la géométrie des pièces à attacher, et des efforts à transmettre d'une pièce à l'autre.

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.
- Les assemblages semi-rigides.

2. Assemblage poutre-poutre (solive-poutre principale)

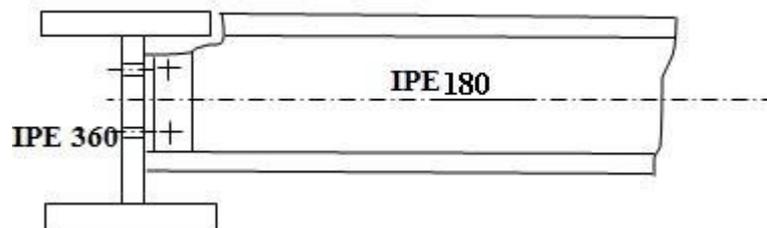


Figure 8.1 : assemblage solive-poutre principale.

- Assemblage par double cornière

Les solives sont articulées aux poutres par des cornières d'attache, l'effort tranchant repris par l'assemblage est celui qui transmet la solive à la poutre soit $V_{st} = 29,61 \text{ kN}$.

Cette assemblage est réalisé avec des boulons ordinaire de classe 8.8 caractérisé par :

$$F_{yb} = 640 \text{ MPa} \text{ (Limite d'élasticité).}$$

$$F_{ub} = 800 \text{ MPa} \text{ (Limite de la résistance ultime à la traction).}$$

On choisit une double dernière de (L30×30×4)

2.1. Dimensionnement des boulons

- Coté solive

La résistance de calcul au cisaillement est obtenue par la formule suivante :

$$F_{V,Rd} = \frac{0,6 A_s f_{bu}}{\gamma_{Mb}}$$

$$\gamma_{Mb} = 1,25 \text{ (à l'ELU).}$$

$$F_{V,sd} = \frac{V_{sd}}{np} ; n : \text{nombre de boulon(2)} ; p : \text{nombre de plan de cisaillement(2).}$$

$$F_{V,sd} = 7,4kN$$

$$F_{V,sd} \leq F_{V,Rd} = \frac{0,6A_s f_{ub}}{\gamma_{Ms}} \Rightarrow A_s \geq \frac{F_{V,sd} \times \gamma_{Ms}}{0,6 \times f_{ub}}$$

$$\Rightarrow A_s \geq 19,27mm^2$$

Soit des boulons de type M(10) avec : $A_s = 58mm^2$

- Coté poutre principale

On choisit le même type des boulons M(10) avec : $A_s = 58mm^2$

- Disposition géométrique

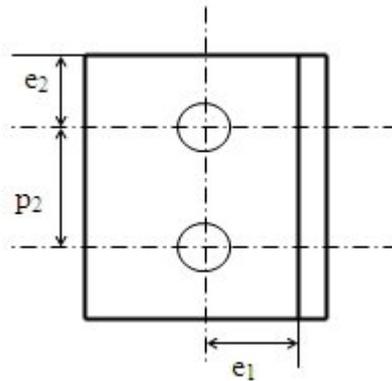


Figure 8.2 : disposition des boulons.

$$\begin{cases} 3d_0 \leq P_2 \leq \min(14t; 200mm) \\ 1,5d_0 \leq e_2 \leq \min(12t; 150mm) \\ 1,2d_0 \leq e_1 \leq \min(12t; 150mm) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} P_2 = 50mm \\ e_2 = 40mm \\ e_1 = 30mm \end{cases} \quad (\text{art } 6.5.1.8; EC3)$$

2.2. Vérifications nécessaires

- Assemblage trop long

Assemblage long $\Rightarrow L > 15 \times d$

$$L = (n-1)P_2 = 50mm$$

$15d = 150mm > L \Rightarrow$ assemblage n'est pas long

- La pression diamétrale

On doit vérifier que :

$$F_{V,sd} \leq F_{b,Rd} = 2,5 \times \alpha \frac{F_u \times d \times t_p}{\gamma_{mb}}$$

$$\gamma_{mb} = 1,25$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e}{3d_0}; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{F_{ub}}{F_u}; 1\right) \Rightarrow \alpha = 0,9$$

$$F_{b,Rd} = 2,5 \times 0,9 \frac{360 \times 10 \times 4}{1,25} \cdot 10^{-3} = 25,92kN$$

$$F_{V,Sd} = 7,40kN < F_{b,Rd} = 25,92kN \text{ (condition vérifiée)}$$

- **Cisaillement du bloc**

la rupture par cisaillement de bloc résulte d'une rupture de traction le long de la ligne de trou de fixation délimitant le bloc en zone tendue accompagnée d'un écoulement plastique le long de la rangée de trou délimitant ce bloc en zone cisailée. Elle se traduit par l'enlèvement de la zone hachurée.

Il faut vérifier : $V_{sd} \leq V_{eff,Rd}$ (art 5.5.2.2; EC3)

$$V_{eff,Rd} = \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right) \frac{A_{veff}}{\gamma_{m0}}$$

Avec : A_{veff} : aire efficace de cisaillement = $t L_{v,eff}$

$$L_{v,eff} = L_v + L_1 + L_2 \text{ mais } L_{v,eff} < L_3$$

$$L_1 = a_1 = e_2 = 40 \text{ mm}$$

$$L_2 = (a_2 - kd_{0,t})(f_u / f_y)$$

$d_{0,t}$: taille des trous le long de la ligne tendue

t : épaisseur de l'âme

$k = 0,5$ pour une seule rangée de boulons

Donc : $L_2 = 35,53 \text{ mm}$

$$L_v = P_2 = 50 \text{ mm.}$$

$$L_{v,eff} = 127,53 \text{ mm}$$

$$A_{veff} = 675,9 \text{ mm}$$

$$V_{eff,Rd} = 83,36kN > V_{sd} \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement du bloc.}$$

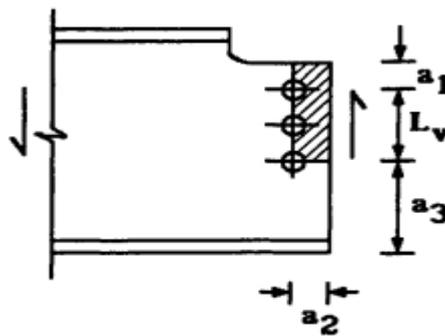


Figure 8.3 : schéma de cisaillement du bloc.

3. Assemblage poteau-poutre principale (HEB500-IPE360)

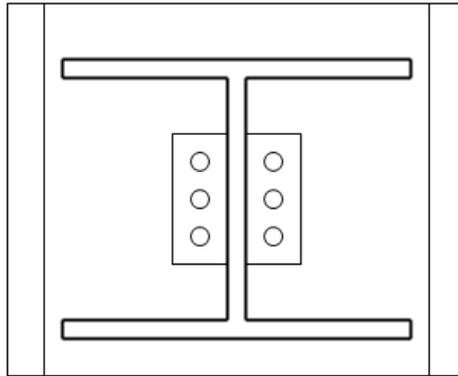


Figure 8.4 : assemblage par double cornière.

Cet assemblage sera réalisé avec des boulons ordinaires sous l'effort tranchant $V_{sd}=99,471\text{kN}$ obtenue à l'ELU.

Les boulons sont de classe 8.8 caractérisé par : $F_{yb} = 640\text{MPa}$; $F_{ub} = 800\text{MPa}$

3.1. Dimensionnement des boulons

- Coté cornière-poutre

La résistance de calcul au cisaillement est obtenue par la formule suivante :

$$F_{V,Rd} = \frac{0,6 A_s f_{bu}}{\gamma_{Mb}}$$

$$F_{V,sd} = \frac{V_{sd}}{np} = 16,57\text{kN}$$

$$F_{V,sd} \leq F_{V,Rd} = \frac{0,6 A_s f_{ub}}{\gamma_{Ms}} \Rightarrow A_s \geq \frac{F_{V,sd} \times \gamma_{Ms}}{0,6 \times f_{ub}}$$

$$\Rightarrow A_s \geq 43,15\text{mm}^2$$

Soit des boulons de type M (14) avec $A_s = 115\text{mm}^2$

- Coté cornière poteau

On choisit des boulons de type M(14) avec $A_s = 115\text{mm}^2$

- Choix de la cornière

On choisit une cornière (L60×60×8)

- Disposition géométrique

$$\begin{cases} 3d_0 \leq P_2 \leq \min(14t; 200\text{mm}) \\ 1,5d_0 \leq e_2 \leq \min(12t; 150\text{mm}) \\ 1,2d_0 \leq e_1 \leq \min(12t; 150\text{mm}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} P_2 = 100\text{mm} \\ e_2 = 60\text{mm} \\ e_1 = 40\text{mm} \end{cases} \quad (\text{art } 6.5.1.8; EC3)$$

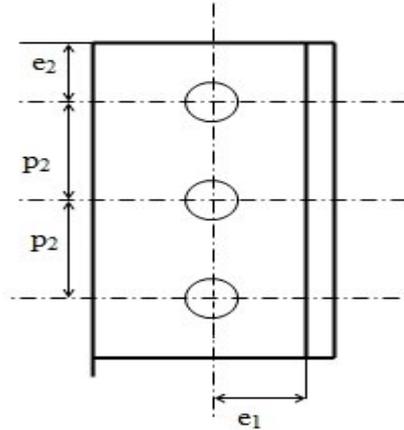


Figure 8.5 : disposition des boulons.

3.2. Vérification nécessaires

- Assemblage trop long

Assemblage long $\Rightarrow L > 15 \times d$

$$L = (n - 1)P_2 = 200\text{mm}$$

$15d = 210\text{mm} > L \Rightarrow$ assemblage n'est pas long

- La pression diamétrale

On doit vérifier que :

$$F_{V,Sd} \leq F_{b,Rd} = 2,5 \times \alpha \frac{F_u \times d \times t_p}{\gamma_{mb}}$$

$$\gamma_{mb} = 1,25$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e}{3d_0}; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{F_{ub}}{F_u}; 1\right) \Rightarrow \alpha = 0,88$$

$$F_{b,Rd} = 2,5 \times 0,88 \frac{360 \times 14 \times 8}{1,25} \cdot 10^{-3} = 70,96\text{kN}$$

$$F_{V,Sd} = 16,57\text{kN} < F_{b,Rd} = 70,96\text{kN} \text{ (condition vérifiée)}$$

4. Assemblage poteau - poutre secondaire (HEB500-IPE200)

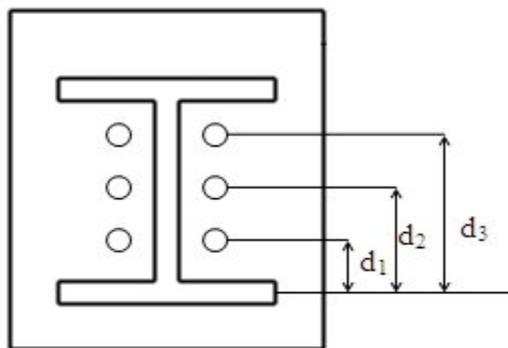


Figure 8.6 : assemblage poteau poutre par une platine.

Pour ce type d'assemblage on utilise des boulons HR de classe 8.8.

4.1. Assemblage poteau-platine

Cet assemblage sera réalisé sous les sollicitations les plus défavorables suivantes :

$$\begin{cases} M_{sd} = 27,353 \text{ kN.m} \\ V_{sd} = 24,618 \text{ kN} \end{cases} \text{ à l'ELU}$$

On prend l'épaisseur de la platine $e = 20 \text{ mm}$

Soit $\begin{cases} d_1 = 211,75 \text{ mm} \\ d_2 = 123,25 \text{ mm} \\ d_3 = 83,75 \text{ mm} \end{cases}$

4.1.1. Détermination des efforts dans les boulons

Nous considérons uniquement les boulons tendus.

$$N_1 = \frac{M \cdot d_1}{\sum d_i^2} = \frac{27353 \times 211,75}{211,75^2 + 123,25^2} = 96,48 \text{ kN}$$

$$N_2 = \frac{N_1 \cdot d_2}{d_1} = \frac{96,48 \cdot 123,25}{211,75} = 56,16 \text{ kN}$$

4.1.2. Dimensionnement des boulons

$$F_{tsd} = \frac{N_1}{2} \leq F_{tRd} = 0,9 A_s \frac{F_{ub}}{\gamma_{Mb}}$$

$$\Rightarrow A_s \geq \frac{F_{tsd} \times \gamma_{Mb}}{0,9 F_{ub}} = 100,5 \text{ mm}^2$$

On choisit des boulons de type M(14) avec $A_s = 115 \text{ mm}^2$

4.1.3. Vérifications nécessaires

- Cisaillement plus traction

On doit vérifier que :

$$\frac{F_{V,sd}}{F_{V,Rd}} + \frac{F_{t,sd}}{F_{t,Rd}} \leq 1 \dots\dots\dots (I)$$

$$F_{t,sd} = \frac{N_1}{2} = 48,24 \text{ kN}$$

$$F_{t,Rd} = 0,9 A_s \frac{F_{ub}}{\gamma_{Mb}} = 55,2 \text{ kN}$$

$$F_{V,sd} = \frac{V_{sd}}{np} = 4,10$$

$$F_{V,Rd} = 0,6 A_s \frac{F_{ub}}{\gamma_{Mb}} = 44,16 \text{ kN}$$

Donc : $(I) \Rightarrow \frac{4,10}{44,16} + \frac{43,19}{55,2} = 0,87 < 1$ (condition vérifiée)

- Vérification du poinçonnement

On doit vérifier que :

$$F_{t,sd} \leq B_{p,Rd} = 0,6 \times \pi \times d_m \times t_p \frac{F_u}{\gamma_{Mb}} \quad ; \quad \gamma_{Mb} = 1,5$$

$$B_{p,Rd} = 0,6 \times \pi \times 23,7 \times 20 \frac{360}{1,5} = 214,32kN > 55,2kN$$

Pas de risque de poinçonnement

4.2. Assemblage platine – poutre

Cet assemblage est réalisé au moyen de cordon de soudure.

On suppose que le moment est équilibré uniquement par les cordons reliant les semelles à la platine.

On suppose également que l'effort tranchant est repris par les cordons d'attaches de l'âme.

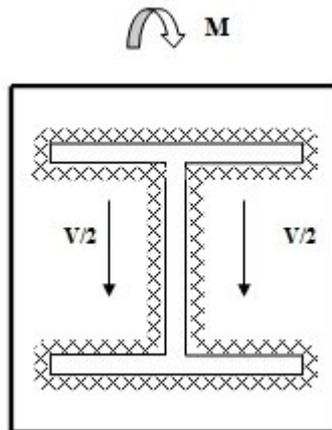


Figure 8.7 : assemblage platine poutre par cordon de soudure.

4.2.1. Calcul des gorges de soudure

- Gorge reliant l'âme

La gorge de soudure doit vérifier les critères de mise en œuvre, elle est donnée par la condition suivante :

$$3mm \leq a \leq 0,5t_w$$

On prend $a = 4mm$

- Gorge reliant la semelle

$$3mm \leq a \leq 0,5t_f$$

On prend $a = 4mm$

4.2.2. Distribution des efforts sur les différents cordons

- Cordon âme-platine

Chaque cordon reprend $\frac{V_{sd}}{2}$

$$F_{W,Sd} = \frac{V_{sd}}{2} = 12,31kN$$

La longueur du cordon : $L_w = h - 2t_f = 183mm$

- Cordon semelle platine

La longueur du cordon : $L_f = 2.b - t_w = 194,4mm$

Chaque cordon reprend $F_{W,Sd}$ avec :

$$F_{W,Sd} = \frac{M_{sd}}{2(h-t_f)} = 71,417kN$$

4.2.3. Vérification

- Cordon âme - platine

$$F_{W,Sd} \leq F_{W,Rd}$$

$F_{W,Rd}$ est la résistance d'un cordon de soudure

$$F_{W,Rd} = a.L_w \frac{F_u}{\beta_w \cdot \gamma_{mw} \cdot \sqrt{3}}$$

$$F_{W,Rd} = 4.183 \frac{360}{0,8.1,25\sqrt{3}} \cdot 10^{-3} = 152,14kN > F_{W,Sd} = 12,31kN$$

- Cordon semelle - platine

$$F_{W,Rd} = 4.194,4 \frac{360}{0,8.1,25\sqrt{3}} \cdot 10^{-3} = 161,62kN > F_{W,Sd} = 71,417kN$$

5. Assemblage poteau –console

5.1. Assemblage poteau - platine

L'assemblage sera réalisé par des boulons HR de classe 8.8 sous les sollicitations les plus défavorable suivantes :

$$\begin{cases} M_{sd} = 24,107kN.m \\ V_{sd} = 38,262kN \end{cases} \text{ à l'ELU}$$

Soit :

$$\begin{cases} d_1 = 196mm \\ d_2 = 134mm \\ d_3 = 84mm \\ d_4 = 34mm \end{cases}$$

5.1.1. Détermination des efforts dans les boulons

Nous considérons uniquement les boulons tendus.

$$N_1 = \frac{M.d_1}{\sum d_i^2} = 74,493kN$$

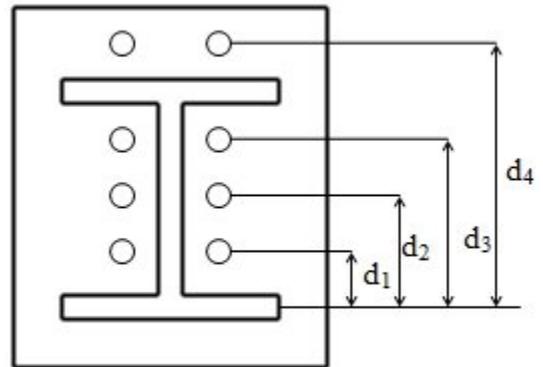


Figure 8.8 : assemblage poteau console par une platine.

$$N_2 = \frac{N_1 \cdot d_2}{d_1} = 50,92kN$$

$$N_3 = \frac{N_2 \cdot d_3}{d_1} = \frac{50,28 \cdot 83,75}{211,75} = 21,826kN$$

5.1.2. Dimensionnement des boulons

$$N_1 \leq n \cdot F_p$$

n: nombre de boulon par rangée (n=2)

$$F_p = 0,7 A_s F_{ub}$$

$$\text{Donc } A_s \geq \frac{N_1}{n \cdot 0,7 F_{ub}} = 66,51mm^2$$

On choisit des boulons HR de type M(14) avec $A_s=115mm^2$

5.1.3. Calcul du moment résistant effectif de l'assemblage

$$M_R = \frac{N_{t,Rd} \cdot \sum d_i^2}{d_1}$$

$$\text{Avec : } N_{t,Rd} = n \cdot F_p = 128,8kN$$

$$\text{Donc : } M_R = 41,68kN.m > M_{sd} = 24,107kN.m \text{ (condition vérifiée)}$$

5.1.4. Vérifications nécessaires

On doit vérifier que :

- Cisaillement plus traction

$$\frac{F_{V,sd}}{F_{V,Rd}} + \frac{F_{t,sd}}{F_{t,Rd}} \leq 1 \dots\dots\dots(I)$$

$$F_{t,Sd} = \frac{N_1}{2} = 37,24kN$$

$$F_{t,Rd} = 0,9 A_s \frac{F_{ub}}{\gamma_{Mb}} = 55,2kN$$

$$F_{V,sd} = \frac{V_{sd}}{np} = 4,78$$

$$F_{V,Rd} = 0,6 A_s \frac{F_{ub}}{\gamma_{Mb}} = 44,16kN$$

$$\text{Donc : } (I) \Rightarrow \frac{4,78}{44,16} + \frac{37,24}{55,2} = 0,78 < 1 \quad (\text{condition vérifiée})$$

- Vérification du poinçonnement

On doit vérifier que :

$$F_{t,sd} \leq B_{p,Rd} = 0,6 \times \pi \times d_m \times t_p \frac{F_u}{\gamma_{Mb}} \quad ; \gamma_{Mb} = 1,5$$

$$B_{p,Rd} = 0,6 \times \pi \times 23,7 \times 20 \frac{360}{1,5} = 214,32kN > 37,24kN$$

Pas de risque de poinçonnement

5.2. Assemblage platine – poutre

Cet assemblage est réalisé au moyen de cordon de soudure.

On suppose que le moment est équilibré uniquement par les cordons reliant les semelles à la platine.

On suppose également que l'effort tranchant est repris par les cordons d'attaches de l'âme.

On prend l'épaisseur de la platine $e = 20mm$

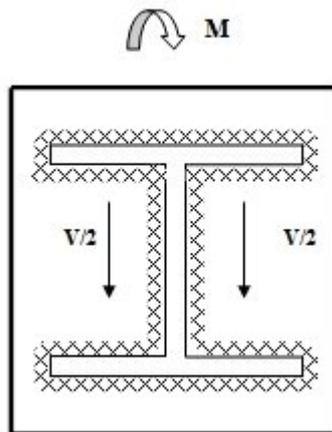


Figure 8.9 : assemblage platine poutre par cordon de soudure.

5.2.1. Calcul des gorges de soudure

- Gorge reliant l'âme

La gorge de soudure doit vérifier les critères de mise en oeuvre. Elle est donnée par la condition suivante :

$$3mm \leq a \leq 0,5t_w$$

On prend $a = 4mm$

- Gorge reliant la semelle

$$3mm \leq a \leq 0,5t_f$$

On prend $a = 4mm$

5.2.2. Distribution des efforts sur les différents cordons

- Cordon âme-platine

Chaque cordon reprend $\frac{V_{sd}}{2}$

$$F_{w,sd} = \frac{V_{sd}}{2} = 19,13kN$$

La longueur du cordon : $L_w = h - 2t_f = 164mm$

- Cordon semelle platine

La longueur du cordon : $L_f = 2.b - t_w = 176,7mm$

Chaque cordon reprend $F_{w,sd}$ avec :

$$F_{W,Sd} = \frac{M_{sd}}{2(h-t_f)} = 70,07kN$$

5.2.3. Vérification

- Cordon âme - platine

$$F_{W,Sd} \leq F_{W,Rd}$$

$F_{W,Rd}$ est la résistance d'un cordon de soudure

$$F_{W,Rd} = a.L_W \frac{F_u}{\beta_W \cdot \gamma_{mw} \cdot \sqrt{3}} = 136,34kN$$

$$F_{W,Sd} = 19,13kN < F_{W,Rd} = 136,34kN \quad (\text{condition vérifiée})$$

- Cordon semelle - platine

$$F_{W,Rd} = 4.176,7 \frac{360}{0,8 \cdot 1,25 \sqrt{3}} \cdot 10^{-3} = 146,9kN > F_{W,Sd} = 70,07kN$$

6. Assemblage poteau-poteau (HEB500-HEB450)

Ce sont des assemblages rigide qui transmettant tous les efforts d'un composant à l'autre. Les boulons à utilisés peuvent être des boulons ordinaires ou des boulons HR précontraint.

Donnée:

- ✓ 8 Boulons de classe 10.9 de type M18
- ✓ Epaisseur de la platine : $e_p = 20$ mm
- ✓ $f_{ub} = 1000$ N/mm²
- ✓ f_u (couvre joint) = 360 MPa

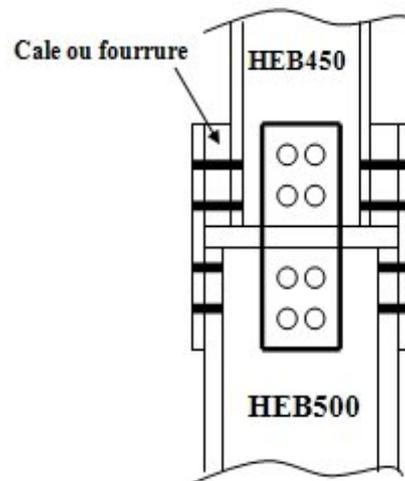
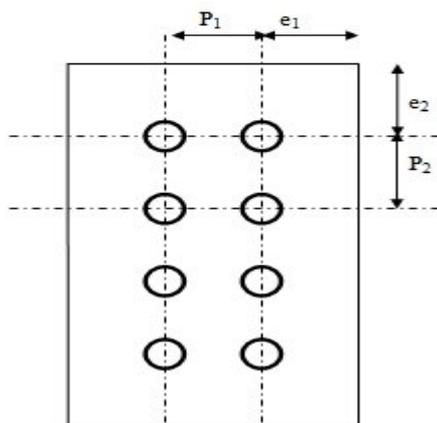


Figure 8.10 : assemblage poteau-poteau par couvre joint.

- Disposition géométrique

$$\left\{ \begin{array}{l} 3d_0 \leq P_2 \leq \min(14t; 200mm) \\ 2,2d_0 \leq P_1 \leq \min(14t; 200mm) \\ 1,5d_0 \leq e_2 \leq \min(12t; 150mm) \\ 1,2d_0 \leq e_1 \leq \min(12t; 150mm) \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} P_2 = 120mm \\ P_1 = 120mm \\ e_2 = 50mm \\ e_1 = 50mm \end{array} \right.$$

On vérifiera en premier lieu l'assemblage des semelles (couvre joint et boulon) et en second lieu l'âme (couvre joint et boulon).

6.1. Assemblage des semelles par couvre joint

- Résistance de la semelle du profilé

$$A_{brut} = b.t_f = 300 \times 28 = 8400mm^2$$

$$A_{net} = A_{brut} - 2d_0.t_f = 8400 - 2 \times 20 \times 28 = 7280mm^2$$

Dans le cas des structures pouvant être soumise au séisme, un comportement ductile des éléments peut être requis, ce qui exclut toute rupture d'assemblage avant plastification de la section courante de l'élément. Il convient alors de s'assurer que :

$$N_u \geq N_{pl} \Leftrightarrow 0,9 \frac{A_{net} \times F_u}{\gamma_{M2}} \geq \frac{A \times F_y}{\gamma_{M0}} \Leftrightarrow 0,9 \frac{A_{net}}{A} \geq \frac{\gamma_{M2} \times F_y}{\gamma_{M0} \times F_u} \dots\dots\dots [1]$$

$$0,9 \frac{A_{net}}{A} = 0,9 \frac{7280}{8400} = 0,78$$

$$\frac{\gamma_{M2} F_y}{\gamma_{M0} F_u} = \frac{1,25 \times 235}{1,1 \times 360} = 0,74$$

Il n'est pas nécessaire de faire une vérification en section nette de la semelle en traction.

- Résistance des couvre joint de la semelle

Calcul des sections brutes et nettes des couvre joint:

$$A = 300 \times 20 = 6000 \text{ mm}^2, \text{ (Section brute).}$$

$$A_{net} = 6000 - 2 \times (20 \times 20) = 5200mm^2 \text{ (Section nette).}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{6000 \times 235}{1,1} \times 10^{-3} = 1281,81kN$$

$$\frac{N_{sd}}{2} = \frac{1541,292}{2} = 770,64kN < N_{pl,Rd} \text{ (condition vérifiée)}$$

Résistance des boulons des semelles

La résistance au cisaillement d'un boulon HR donnée par :

$$F_{v.Rd} = \frac{0.6 \cdot f_{ub} \cdot A}{\gamma_{MB}} = \frac{0.6 \times 1000 \times 254}{1.25} \times 10^{-3} = 121,92 \text{ KN}$$

La résistance de 4 boulons sollicités en double cisaillement est :

$$F_{v.Rd} = 4 \times 2 \times 121,92 = 975,36 < N_{sd}$$

La condition n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire d'augmenter la section des boulons.

Soit M24 ($A=452\text{mm}^2$).

$$F_{v.Rd} = \frac{0.6 \cdot f_{ub} \cdot A}{\gamma_{MB}} = \frac{0.6 \times 1000 \times 452}{1.25} \times 10^{-3} = 216,96 \text{ KN}$$

$$F_{v.Rd} (4 \text{ boulons}) = 4 \times 2 \times 216,96 = 1735,68 \text{ kN}$$

$$F_{v.Rd} (4 \text{ boulons}) > N_{sd} \quad (\text{condition vérifiée})$$

- Boulons de la semelle tendue en pression diamétrale

La résistance de calcul à la pression diamétrale est donnée par

$$F_{v.Rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times F_u \times d_0 \times t}{\gamma_{MB}}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} \cdot \frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right) = \min\left(\frac{50}{3 \times 26}, \frac{120}{3 \times 26} - \frac{1}{4}, \frac{1000}{360}, 1\right) = 0.64$$

$$F_{b.Rd} = \frac{2.5 \times 0.64 \times 360 \times 26 \times 20}{1.25} \times 10^{-3} = 239,616 \text{ KN}$$

La résistance totale des 4 boulons vaut donc :

$$F_{b.Rd} = 4 \times 2 \times 239,616 = 1916,92 \text{ kN} > N_{sd} = 1541,292 \text{ kN} \quad (\text{condition vérifiée}).$$

6.2. Assemblage des âmes par couvre joint

La largeur de la couvre joint : $b=b(\text{HEB450})-50=400\text{mm}$

$$A_{net} = 400 \times 20 = 8000 \text{ mm}^2 \quad (\text{Section brute}).$$

$$A_{net} = A_v - 2 \times d_0 \times e = 8000 - 2 \cdot 26 \cdot 20 = 6960 \text{ mm}^2 \quad (\text{Section nette}).$$

$$[1] \Rightarrow 0,9 \frac{A_{net}}{A} = 0,9 \frac{6960}{8000} = 0,783 > \frac{\gamma_{M2} \times F_y}{\gamma_{M0} \times F_u} = \frac{1,25 \cdot 235}{1,1 \cdot 360} = 0,74$$

Donc il n'y a pas lieu de tenir des trous de fixation.

7. Assemblage des éléments de contreventements

7.1. Assemblage du contreventement en croix de Saint-André-portique

l'assemblage se fait par la détermination de l'élément le plus sollicité avec un effort de traction $N_{t,Sd} = 816,218 \text{ kN}$

7.1.1. Assemblage gousset-nœud du portique

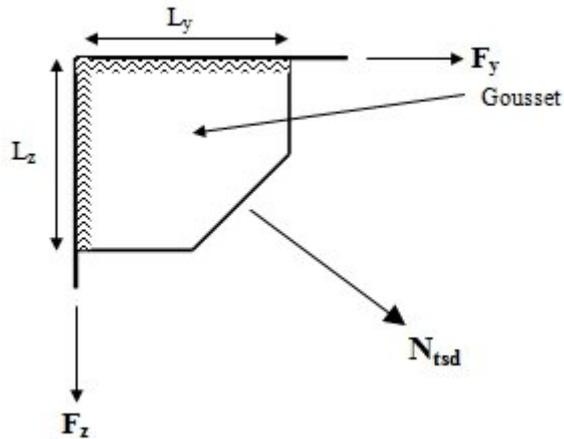


Figure 8.11 : assemblage gousset nœud du portique par cordon de soudure.

- Pré dimensionnement du gousset

L'épaisseur du gousset dépend de l'effort appliqué, elle est donnée par le tableau suivant :

F(kN)	200	200-450	450-750	750-1150	1150-1650
e (mm)	8	10	12	14	16

Tableau 1.1 : épaisseur du gousset au fonction de l'effort appliqué.

On a :

$N_{t,Sd} = 816,218 \text{ kN}$; donc on prend : $e = 14 \text{ mm}$

- Pré dimensionnement de la gorge de soudure

Elle est donnée par la formule suivante :

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0,5 t_{\text{max}}$$

t_{max} : épaisseur maximale des pièce assemblées

$$t_{\text{max}} = t_{\text{HEB500}} = 28 \text{ mm}$$

Donc : $a = 12 \text{ mm}$

La longueur du cordon de soudure est donnée par :

$$L \geq \frac{\frac{N}{a} \cdot \gamma_{Mw} \cdot \beta_w \cdot \sqrt{3}}{a \cdot F_u} \dots \dots \dots (I)$$

Il faut décomposer l'effort en deux composantes (figure 8.11).

$$\text{tg} \alpha = \frac{3,4}{4,5} \Rightarrow \alpha = 52,92^\circ$$

Donc :

$$F_y = N_{sd} \cdot \cos \alpha = 492,11 \text{ kN}$$

$$F_z = N_{sd} \sin \alpha = 651,16 \text{ kN}$$

A partir de l'équation (I), on aura :

$$\begin{cases} L_y \geq 12,33 \text{ cm} \\ L_z \geq 13,05 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} L_y = 13 \text{ cm} \\ L_z = 14 \text{ cm} \end{cases}$$

7.1.2. Assemblage des diagonales sur le gousset au niveau du nœud de portique

Pour ce type d'assemblage, on choisit des boulons ordinaires de classe 8.8 et on dispose deux boulons dans chaque rangée.

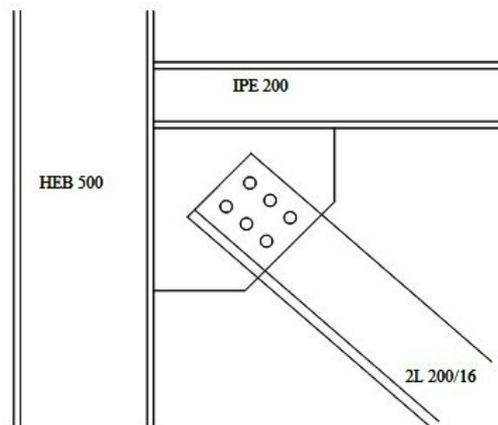


Figure 8.12 : assemblage des diagonales sur gousset.

- Distribution de l'effort normale sur les boulons

$$F_{V,sd} = \frac{V_{sd}}{n \cdot p} \quad \text{Avec : } p : \text{ nombre de plan de cisaillement}$$

n: nombre de boulons

$$F_{V,sd} = \frac{816,21}{6 \cdot 2} = 68,017 \text{ kN}$$

- Dimensionnement des boulons

$$F_{V,sd} \leq F_{V,Rd} = \frac{0,6 A_s f_{ub}}{\gamma_{Ms}} \Rightarrow A_s \geq \frac{F_{V,sd} \times \gamma_{Mb}}{0,6 \times f_{ub}} \quad \gamma_{Mb} = 1,25$$

$$\Rightarrow A_s \geq 177,13 \text{ mm}^2$$

On choisit des boulons de types M(18) avec $A_s = 192 \text{ mm}^2$

- Disposition géométrique

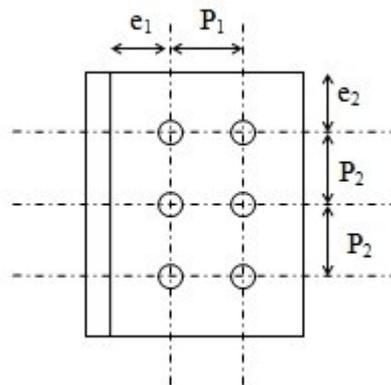


Figure 8.13 : Disposition géométrique.

$$\begin{cases} 3d_0 \leq P_2 \leq \min(14t; 200\text{mm}) \\ 2,2d_0 \leq P_1 \leq \min(14t; 200\text{mm}) \\ 1,5d_0 \leq e_2 \leq \min(12t; 150\text{mm}) \\ 1,2d_0 \leq e_1 \leq \min(12t; 150\text{mm}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} P_2 = 100\text{mm} \\ P_1 = 100\text{mm} \\ e_2 = 40\text{mm} \\ e_1 = 40\text{mm} \end{cases} \quad (\text{art } 6.5.1.8; EC3)$$

- Vérification vis-à-vis de l'assemblage trop long

$$l = (n-1)P_1 = (2-1)100 = 100\text{mm}$$

$$15d = 15 \cdot 18 = 270\text{mm}$$

$l < 15d \Rightarrow$ L'assemblage n'est pas long

- Vérification vis-à-vis de la pression diamétrale

✓ Cornière

On doit vérifier que :

$$F_{V,Sd} \leq F_{b,Rd} = 2,5 \times \alpha \frac{F_u \times d \times t_p}{\gamma_{mb}}$$

$$\gamma_{mb} = 1,25$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e}{3d_0}; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{F_{ub}}{F_u}; 1\right) \Rightarrow \alpha = 0,66$$

$$F_{b,Rd} = 2,5 \times 0,66 \frac{360 \times 16 \times 18}{1,25} \cdot 10^{-3} = 136,85\text{kN}$$

$$F_{V,Sd} = 68,01 < F_{b,Rd} = 176,94\text{kN} \quad (\text{condition vérifiée})$$

✓ Gousset

$$F_{b,Rd} = 2,5 \times \alpha \frac{F_u \times d \times t_p}{\gamma_{Mb}} = 2,5 \times 0,66 \frac{360 \times 18 \times 14}{1,25} \cdot 10^{-3} = 119,75\text{kN}$$

$$F_{V,Sd} = \frac{816,21}{6} = 136,03\text{kN} \geq F_{b,Rd}$$

La condition n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire d'augmenter l'épaisseur du gousset.

$$t \geq \frac{F_{V,sd} \times \gamma_{Mb}}{2,5 \times \alpha \times F_u \times d} = 15,90 \text{ mm}$$

Soit l'épaisseur du gousset $t=16 \text{ mm}$

- Vérification de la section nette de la cornière

On doit vérifier que : $F_{t,sd} \leq F_{t,Rd} = 0,9 \times A_{net} \times \frac{F_{ub}}{\gamma_{Mb}}$; $\gamma_{Mb} = 1,5$

$$A_{net} = 16(200 - 2 \times 20) = 2560 \text{ mm}^2$$

$$F_{t,Rd} = 1179,64 \text{ kN}$$

$$F_{t,sd} = \frac{N_{sd}}{n} = 136,03 \text{ kN} < F_{t,Rd} \quad (\text{condition vérifiée})$$

7.2. Assemblage de contreventement en « V » inversé

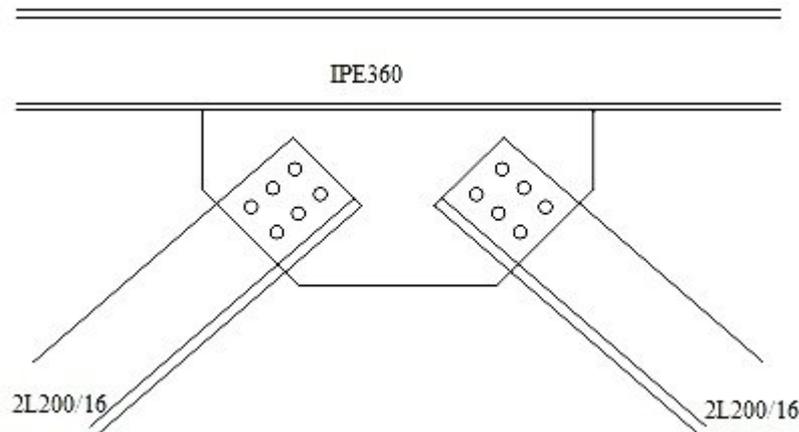


Figure 8.14 : Assemblage de contreventement en V inversé.

7.2.1. Assemblage gousset-poutre principale

- Pré dimensionnement du gousset

La plaque est soumise à deux efforts de traction :

$$N_{t,sd} = 2 \times 725,97 = 1451,94 \text{ kN}$$

D'après le tableau 1.1 (page 123), on tire l'épaisseur du gousset $t=16 \text{ mm}$

- Pré dimensionnement de la gorge de soudure

La gorge de soudure doit vérifier la condition suivante :

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0,5 t_{\max}$$

$$t_{\max} = t_{IPE360} = 12,7 \text{ mm}$$

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 6,35 \text{ mm} \Rightarrow a = 6 \text{ mm}$$

La longueur du cordon de soudure est donnée par :

$$L \geq \frac{\frac{429,98}{2} \times 1,25 \times 0,8 \times \sqrt{3}}{6 \times 360} = 17,2 \text{ cm}$$

Soit $L=18\text{cm}$

7.2.2. Assemblage des diagonales sur le gousset

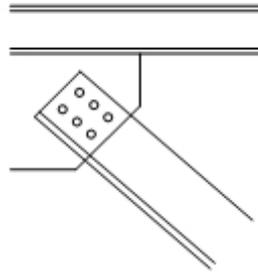


Figure 8.15 : assemblage des diagonales sur le gousset.

- Distribution de l'effort normale sur les boulons

$$F_{V,Sd} = \frac{V_{sd}}{n.p} = \frac{725,79}{6 \times 2} = 60,482\text{kN}$$

$$F_{V,Sd} \leq F_{V,Rd} = \frac{0,6A_s f_{ub}}{\gamma_{Ms}} \Rightarrow A_s \geq \frac{F_{V,Sd} \times \gamma_{Mb}}{0,6 \times f_{ub}} \quad \gamma_{Mb} = 1,25$$

$$\Rightarrow A_s \geq 157,50\text{mm}^2$$

On choisit des boulons de type M(18) avec $A_s = 192\text{mm}^2$

- Disposition géométrique

$$\begin{cases} 3d_0 \leq P_2 \leq \min(14t; 200\text{mm}) \\ 2,2d_0 \leq P_1 \leq \min(14t; 200\text{mm}) \\ 1,5d_0 \leq e_2 \leq \min(12t; 150\text{mm}) \\ 1,2d_0 \leq e_1 \leq \min(12t; 150\text{mm}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} P_2 = 100\text{mm} \\ P_1 = 100\text{mm} \\ e_2 = 40\text{mm} \\ e_1 = 40\text{mm} \end{cases}$$

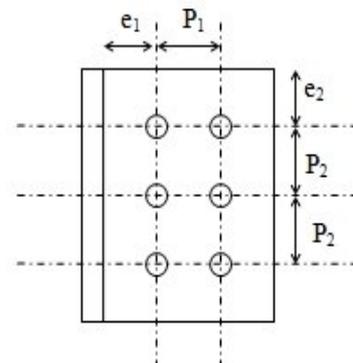


Figure 8.16 : Disposition géométrique

- Vérification vis-à-vis de l'assemblage trop long

$$l = (n-1)P_1 = (2-1)100 = 100\text{mm}$$

$$15d = 15 \cdot 18 = 270\text{mm}$$

$l < 15d \Rightarrow$ L'assemblage n'est pas long

- Vérification vis-à-vis de la pression diamétrale

✓ Cornière

On doit vérifier que :

$$F_{V,Sd} \leq F_{b,Rd} = 2,5 \times \alpha \frac{F_u \times d \times t_p}{\gamma_{mb}}$$

$$\gamma_{mb} = 1,25$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e}{3d_0}; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{F_{ub}}{F_u}; 1\right) \Rightarrow \alpha = 0,66$$

$$F_{b,Rd} = 2,5 \times 0,66 \frac{360 \times 16 \times 18}{1,25} \cdot 10^{-3} = 136,85 \text{ kN}$$

$$F_{V,Sd} = 60,48 < F_{b,Rd} = 138,24 \text{ kN} \quad (\text{condition vérifiée})$$

✓ Gousset

$$F_{b,Rd} = 2,5 \times \alpha \frac{F_u \times d \times t_p}{\gamma_{Mb}} = 2,5 \times 0,66 \frac{360 \times 18 \times 16}{1,25} \cdot 10^{-3} = 136,85 \text{ kN}$$

$$F_{V,Sd} = \frac{725,79}{6} = 120,95 \text{ kN} < F_{b,Rd} \quad (\text{condition vérifiée})$$

8. Calcul des pieds de poteau

8.1. Introduction

La base des poteaux sert à transmettre les charges au sol à l'aide d'assises en acier, ces assises sont des plaques métalliques appelées : « platines », fixées aux pieds des poteaux par des tiges d'ancrage sur le béton d'appui, dans notre cas les poteaux sont encastres à leur base.

Les tiges d'ancrages ont pour but de résister aux effets des charges de calcul, elles doivent assurer la résistance en traction nécessaire vis-à-vis des effets de soulèvement et des moments de flexions.

8.2. Dimensionnement de la platine

La platine sera dimensionnée avec l'effort de compression maximal ($N=2492,162 \text{ kN}$) et le moment ($M=98,09 \text{ kN.m}$) par la relation suivante :

$$\sigma \leq \bar{\sigma}_b \Rightarrow \frac{N_t}{b \times h} + \frac{6 \times M}{b \times h^2} \leq \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$b \times \bar{\sigma}_b \times h^2 - N \times h - 6 \times M \geq 0$$

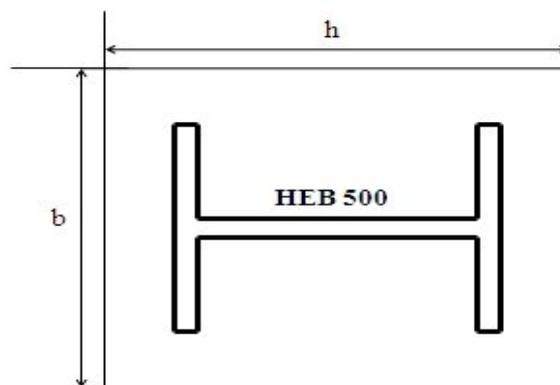


Figure 8.17 : dimension de la platine.

On fixe b et on calcule h.

Soit $b = 0,6 \text{ m}$

$$h^2 - 0,3h - 0,018 \geq 0 \Rightarrow h \geq 0,45m$$

Soit : $h=0,8m$

8.3. Dimensionnement des tiges d'ancrages

La tige d'ancrage sera dimensionnée avec l'effort de traction le plus défavorable

($N_t = 1117,61kN$) Obtenue sous la combinaison 0,8G+E.

L'effort admissible par scellement, dans le cas des goujons avec grosse est donné par la formule suivante :

$$N_{ad} = 0.1 \left(1 + \frac{7g_c}{1000} \right) \frac{\Phi}{\left(1 + \frac{\Phi}{d_1} \right)^2} (l_1 + 6.4r + 3.5l_2) \geq \frac{N_t}{n_b} \dots\dots(I) \quad (CM66, art 5.123)$$

Avec :

g_c : Dosage en ciment du béton (kg/m^3)

d_1 : enrobage (700mm)

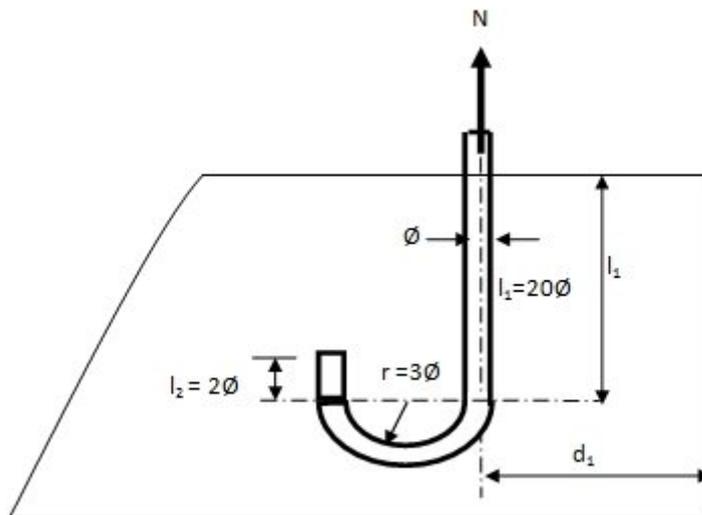


Figure 8.18: dimension de la tige d'ancrage.

Φ : Diamètre du goujon

n_b : Nombre des goujons.

$$r = 3\Phi$$

$$l_1 = 20\Phi$$

$$l_2 = 2\Phi$$

On choisit 8 boulons, après le développement de l'équation (I) on trouve :

$$\Phi^2 - 2,51\Phi - 878,03 \geq 0$$

La résolution de cette équation donne $\Phi \geq 30,91mm$

Donc on
diamètre
suit :

choisit des tiges de
 $\Phi=32mm$ disposé comme

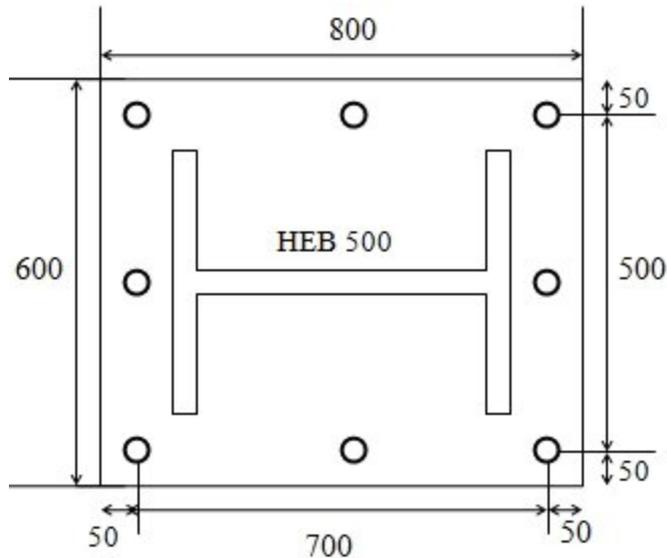


Figure 8.19 : dispositions des tiges d'ancrage.

8.4. Vérification des contraintes

$$e = \frac{M}{N_c} = \frac{98,07}{2492,162} = 0,039m$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0,75}{6} = 0,125m$$

On a $e < \frac{h}{6} \Rightarrow$ la section est entièrement comprimée, dans ce cas on vérifie uniquement la

contrainte dans le béton.

$$\sigma_b = \frac{2N_{sd}l}{bh'(h - \frac{h'}{3})} \leq f_{bu}$$

Avec :

$$\begin{cases} l = 37,8cm \\ h = h' = 75cm \\ b = 60cm \end{cases} \Rightarrow \sigma_b = 8,37MPa$$

$$f_{bu} = \frac{0,85F_{c28}}{\gamma_b} = 14,20MPa$$

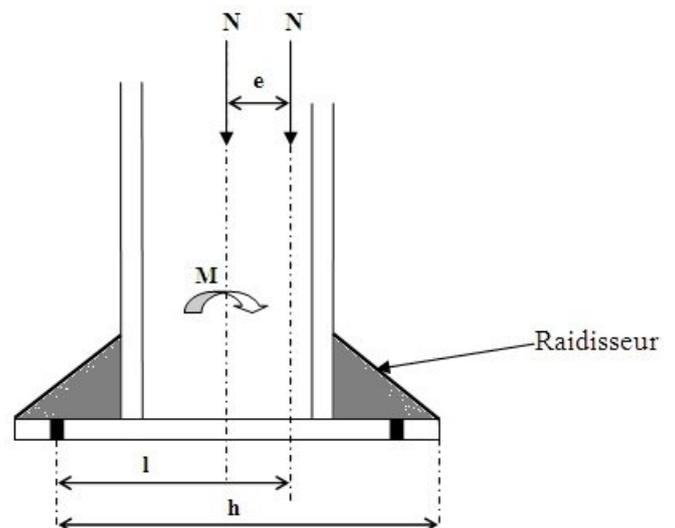


Figure 8.20 : Excentricité de l'effort normal.

D'où : $\sigma_b < f_{bu}$ (condition vérifiée)

Les contraintes sous la platine sont données par les deux expressions suivantes :

$$\sigma_M = \frac{N}{b.h} \left(1 + \frac{6.e}{h} \right) = 7,26 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m = \frac{N}{b.h} \left(1 - \frac{6.e}{h} \right) = 3,81 \text{ MPa}$$

8.5. Dimensionnement de l'épaisseur de la platine

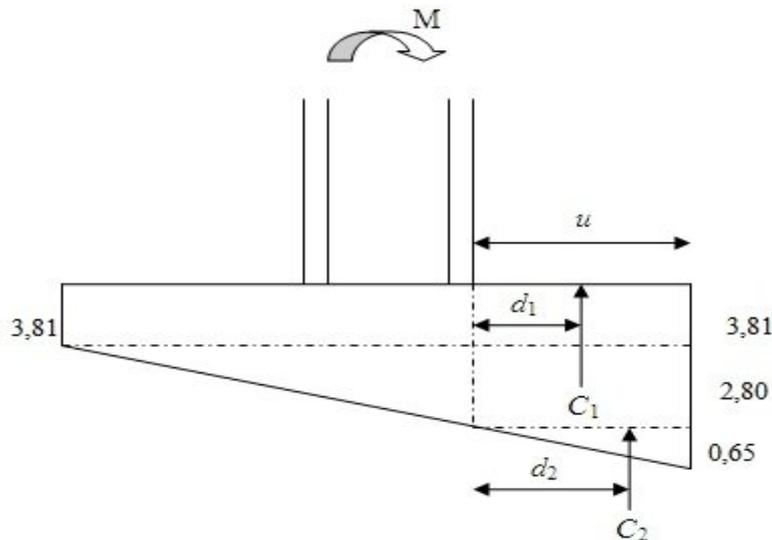


Figure 8.21 : Contrainte sous la platine.

$$M = C_1 \cdot d_1 + C_2 \cdot d_2$$

$$d_1 = \frac{u}{2} = 50 \text{ mm}$$

$$d_2 = 2 \frac{u}{3} = 66,6 \text{ mm}$$

$$C_1 = (3,81 + 2,80) \times u \times b = 396,6 \text{ kN}$$

$$C_2 = 0,65 \frac{u \times b}{2} = 19,50 \text{ kN}$$

$$\text{Donc : } M = 21,13 \text{ kN.m}$$

On doit vérifier la condition suivante :

$$M \leq M_{el,y} = \frac{b \times t^2}{6} \cdot f_y \Rightarrow t \geq \left[\frac{6 \times M}{b \times f_y} \right]^{0,5}$$

$$t \geq 29,98mm$$

On sélectionnera une platine de 30mm d'épaisseur.

8.6. Vérification de la bêche

L'utilisation de la bêche est nécessaire si la condition suivante est vérifiée.

$$0,3 \cdot N < V$$

Avec :

V : l'effort tranchant max (v=25,35kN)

N : effort de compression max (N=2492,162kN)

$0,3 \times N = 747,64 \text{ kN} > V \rightarrow$ la bêche est inutile.

Chapitre 09

Etude de l'infrastructure

1. Introduction

Un ouvrage quelque que soit sa forme et sa destination, prend toujours appui sur un sol d'assise. Les éléments qui jouent le rôle d'interface entre l'ouvrage et le sol s'appelle fondations. Le dimensionnement de la fondation est conditionné par le site d'implantation.

2. Détermination des sollicitations

Pour le dimensionnement des fondations superficielles, les sollicitations sont déterminées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$\begin{cases} G + Q + E \\ 0,8G \pm E \end{cases} \quad (\text{art 10.1.4.1. RPA99/2003})$$

Ainsi que les combinaisons citées par le BAEL91 :

ELU : $1.35G + 1.5Q$

ELS : $G + Q$

3. Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation dépend essentiellement des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol d'assise.
- La distance entre axes des poteaux.
- Les charges transmises au sol.
- La profondeur du bon sol.

D'une manière générale les fondations doivent répondre à la relation suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol}$$

Avec :

N : effort transmis de la superstructure jusqu'à la base.

S : surface d'appui sur le sol.

σ_{sol} : La capacité portante du sol.

Compte tenue du manque du rapport géotechnique, la contrainte admissible du sol sera prise égale à 0,2MPa.

Pour connaître le type de fondations qui convient à notre structure, on procède à la vérification des semelles isolées puis des semelles filantes. Si ces deux types de semelles ne conviennent pas, on passe au radier général.

3.1. Vérification des semelles isolées

A partir du logiciel SAP on tir les sollicitations du poteau le plus sollicité (combinaison : $G + Q + E$).

$$N_{\max} = 2492,162 \text{ KN}$$

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Leftrightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$\text{Soit: } S = A \cdot B = A^2$$

$$\text{D'où: } A = B \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{2492,162}{1,5 \times 0,2 \times 10^3}} = 2,88 \text{ m}$$

Soit : $A = B = 4\text{m}$

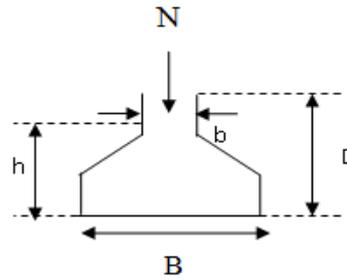


Figure 9.1 : schéma d'une semelle isolé

On remarque qu'il y a un chevauchement entre les semelles en tenant compte des entres axes des poteaux dans les deux sens (voir le plan d'implantation), donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

3.2. Vérification des semelles filantes

File 5

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: $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

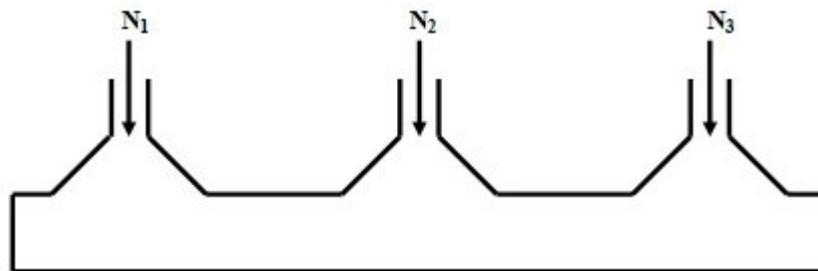


Figure 9.2 : schéma d'une semelle filante.

Avec :

$N = \sum N_i$ (de chaque file de poteaux.)

$S = B \times L$

B : Largeur de la semelle

L : Longueur de la file considérée (8,5m).

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L \sigma_{sol}}$$

Les résultats des efforts de « N » sous la combinaison (G+Q+E) sont résumés dans le tableau qui suit :

N_1 (kN)	N_2 (kN)	N_3 (kN)	$\sum N_i$
1925,70	2492,162	1352,402	5770,264

$$B \geq \frac{N}{L \times \sigma_{sol}} = \frac{5770,271}{8,5 \times 0,2 \times 10^3} = 3,39m$$

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles dans le sens transversal, Donc il est recommandé d'opter pour un radier général.

3.3. Radier général

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, La dalle prend appuis sur des nervures qui prennent elles-mêmes comme appuis les piliers ou les murs de l'ossature. La charge à prendre en compte sera dirigée de bas en haut et sera égale à la réaction du sol. Le radier général assure une bonne répartition des charges sous le sol donc il représente une bonne solution pour éviter le tassement différentiel.

4. Pré dimensionnement du radier

- **Condition de coffrage**

La nervure

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{10}$$

L_{max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs ($L_{max}=5$ m).

D'où : $h_t \geq 50cm$; on prend $h_t= 60cm$

La dalle

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{500}{20} = 25cm$$

On prend $h_r = 35cm$

- **Condition de rigidité**

$$\begin{cases} L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \dots\dots\dots(1). \\ L_e = \sqrt[4]{\frac{4 * E * I}{K * b}} \dots\dots\dots(2). \end{cases}$$

E : module d'élasticité du béton $E = 3,216 * 10^4$ MPa.

L_e : la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

I : inertie de la section du radier $I = \frac{b * h_t^3}{12}$.

K : coefficient d'élasticité du sol (pour un sol moyen $K=4 * 10^4$ KN/m³).

$$K = \begin{cases} 0.5 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très bon sol} \end{cases}$$

b : largeur de radier, on prend une bande de 1m.

$$\text{De (1) et (2)} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 * L^4_{\max} * K}{E * \pi^4}} \approx 0.73m \quad \text{soit } h_t = 80cm$$

A partir des deux conditions, on prend $\begin{cases} h_t = 80cm \\ h_r = 35cm \end{cases}$

• **La surface du radier**

Soit : N_{ser} les charges (Poids) totale transmise par la superstructure tiré à partir de **SAP2000**.

$$\frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \sigma_{sol} \rightarrow S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = \frac{21157,831}{200} = 105,79m^2$$

La surface du bâtiment est : $S_{bat} = 8,8 \times 24,8 = 218,24m^2$

La surface totale de l'immeuble est de 218,24 m² est donc par conséquent supérieure à la surface nécessaire au radier. A cet effet, nous avons prévu un débord minimum D avec :

$$D \geq \max\left(\frac{h_r}{2}; 30cm\right) \quad \text{On prend } D = 50cm.$$

Alors : la surface du radier est : $S' = S_{bat} + D \times P$; P est le périmètre de la structure.

$$S' = 218,24 + 0,5 \times 67,2 = 251,84 m^2$$

5. Les vérifications nécessaires

• **Vérification au poinçonnement**

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité. D'après le CBA93 (article A.5.2.4.2), on doit vérifier la condition suivante :

$$N_u \leq 0.045 * \mu_c * h_t * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots \text{CBA93 (article A.5.2.4.2).}$$

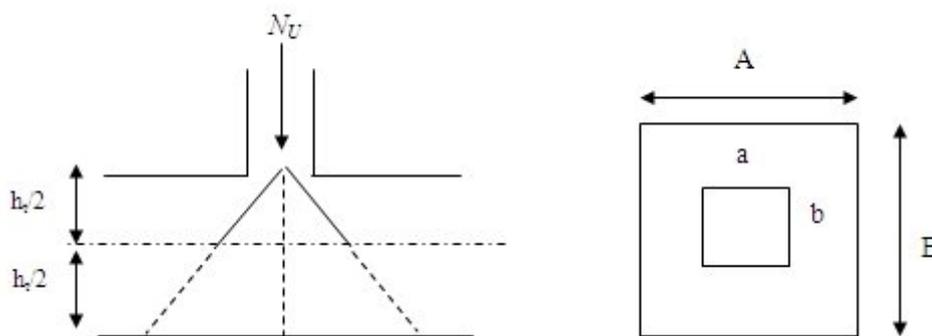


Figure 9.3 : Présentation de zone d'impact de la charge concentrée.

Avec :

h_t : l'épaisseur total du radier ($h_t=80cm$),

μ_c : périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$\mu_c = (a+b+2h_r) * 2 = 4,2m$$

N_u : charge de calcul à l'ELU pour le poteau le plus sollicité ($N_u= 1882,665kN$).

$$N_u = 1882,665kN < 0.045 \times 4,2 \times 0,8 \frac{25}{1,5} \times 10^3 = 2520kN \dots (\text{pas de risque de poinçonnement})$$

- **Vérification au cisaillement**

On doit vérifier que: $\tau_u = \frac{V_u}{bh_r} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4MPa) = 2,5MPa$

On considère une bande de largeur 1m

Avec: $V_u = \frac{qL}{2}$; $q = \frac{N_u}{S_{rad}}$

N_u : Réaction à la base ($N_u = 22751,222kN$).

Donc: $V_u = \frac{N_u \times L}{2 \times S_{rad}} = \frac{22751,222 \times 5}{2 \times 251,84} = 225,849kN$

D'où: $\tau_u = \frac{225,849}{0,35} \times 10^{-3} = 0,65MPa < \bar{\tau}_u = 2,5MPa$ (pas de risque de cisaillement)

- **Vérification de la contrainte du sol DTR BC 2.33.1 (Art : 3.541 (a))**

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} < \overline{\sigma_{sol}}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I}(x, y)$$

I_x =moment d'inertie suivant X-X

I_y =moment d'inertie suivant Y-Y

$M_{x,y}$: Moments sismiques à la base donnée par le logiciel SAP2000.

$M_x = 44507,9339 \text{ kN.m}$

$M_y = 68435,5803 \text{ kN.m}$

N : l'effort normal dû aux charges verticales.

$N = N_{ser} + P$

$N_{ser} = 21157,831kN$

$P = P(\text{radier}) + P(\text{nervure})$

$P(\text{radier}) = 25 \times 0,35 \times 251,84 = 2203,6kN$

$P(\text{nervure}) = 25 \times V_{nervure} \times n$ (n=nombre de nervure).

P (nervure) = 607,95kN

D'où P = 2811, 55kN ⇒ N = 23969, 39kN

- **Caractéristique géométrique du radier**

- ✓ **Position du centre de gravité**

$$X_G = 12,69m$$

$$Y_G = 4,75m$$

- ✓ **Moments d'inertie**

$$I_x = 7287,68m^4$$

$$I_y = 52161,94m^4$$

- **Les contraintes dans le sens X-X**

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M_y}{I_y} \times X_G = \frac{23969,39}{251,84} + \frac{68435,5803}{52161,94} \times 12,69 = 111,84KPa.$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M_y}{I_y} \times X_G = \frac{23969,39}{251,84} - \frac{68435,5803}{52161,94} \times 12,69 = 78,52KPa$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 103,51KPa < \bar{\sigma}_{sol} = 300KPa \quad (\text{condition vérifiée})$$

- **Les contraintes dans le sens Y-Y**

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M_x}{I_x} \times Y_G = \frac{23969,39}{251,84} + \frac{44507,9339}{7287,68} \times 4,75 = 124,186KPa.$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M_x}{I_x} \times Y_G = \frac{23969,39}{251,84} - \frac{44507,9339}{7287,68} \times 4,75 = 66,167KPa$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 109,68KPa < \bar{\sigma}_{sol} = 300KPa \quad (\text{condition vérifiée})$$

- **Vérification de la stabilité au renversement**

Selon le RPA99, on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$ (art10.1.5; RPA99/2003)

- **Dans le sens X-X**

$$e = \frac{68435,5803}{23969,39} = 2,85m < \frac{25,80}{4} = 6,45m \quad (\text{condition vérifiée})$$

- **Dans le sens Y-Y**

$$e = \frac{44507,9339}{23969,39} = 1,85m < \frac{9,8}{4} = 2,45m \quad (\text{condition vérifiée})$$

Donc il n'y a aucun risque de renversement dans les deux sens.

6. Ferrailage du radier

Le radier sera calculé comme un plancher en dalle pleine renversé et sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier comme une

charge favorable .Le ferrailage se fera pour le panneau de dalle le plus sollicité et on adoptera le même pour tout le radier.

La fissuration est considérée préjudiciable.

6.1. Ferrailage de la dalle du radier

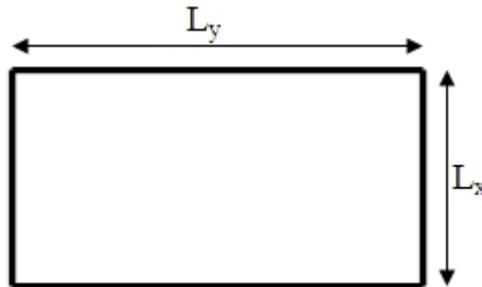


Figure 9.4 : panneau de dalle le plus sollicité.

Si $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

Sinon ($\frac{L_x}{L_y} < 0,4$) \Rightarrow la dalle travaille dans le sens de la petite porté (sens L_x).

Avec :

L_x : dimension de la petite porté du panneau ($L_x=4,10m$).

L_y : dimension de la grande porté du panneau ($L_y=4,60m$).

$\frac{L_x}{L_y} = \frac{4,10}{4,60} = 0,89 > 0,4 \Rightarrow$ La dalle sera ferrailer dans les deux sens, et les moments au

centre de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit:

$M_x = \mu_x q L_x^2$sens de la petite portée.

$M_y = \mu_y M_x$ sens de la grande portée.

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont encastrés aux niveaux des appuis, d'ou on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

- Moment en travée

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85M_x \\ M_{ty} = 0,85M_y \end{cases}$$

- Moment sur appuis

$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x$

- Calcul de la pression(q) sous radier

Chapitre 09: Etude de l'infra structure

La valeur de q est donnée par : $q = \frac{N}{S}$

A l'ELU : $N_u = N_u(\text{superstructure}) + 1,35 \times P$

$$N_u = 22751,229 + 1,35 \times 2811,51 = 26546,77 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow q_u = \frac{N_u}{S} = \frac{26546,77}{251,84} = 105,42 \text{ kN/m}^2$$

A l'ELS : $N_s = N_s(\text{superstructure}) + P$

$$N_s = 21157,831 + 2811,51 = 23969,35 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow q_s = \frac{N_s}{S} = \frac{23969,35}{251,84} = 95,17 \text{ kN/m}^2$$

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

	μ_x	μ_y	$M_x (kN.m)$	$M_{tx} (kN.m)$	$M_y (kN.m)$	$M_{ty} (kN.m)$	$M_a (kN.m)$
ELU ($v=0$)	0,0466	0,7635	99,48	84,56	75,95	64,55	49,74
ELS ($v=0,2$)	0,0537	0,8358	103,49	87,96	86,49	73,52	51,75

Tableau 9.1 : sollicitations dans la dalle.

Le ferrailage se fera pour une section $b \times h_r$ ($1 \times 0,35$) m^2

Les résultats du ferrailage sont donnés dans les tableaux suivants :

Sens X-X

	μ_{bu}	α	$Z(m)$	$A_{cal} (cm^2)$	Choix (cm^2/m)
En travée	0,066	0,085	0,28	8,68	10T12 (11,31)
En appuis	0,038	0,048	0,29	4,86	5T12 (5,65)

Tableau 9.2 : tableau de ferrailage dans le sens X-X.

Sens Y-Y

	μ_{bu}	α	$Z(m)$	$A_{cal} (cm^2)$	Choix (cm^2/m)
En travée	0,05	0,064	0,29	6,35	8T12 (9,05)
En appuis	0,04	0,051	0,29	5,06	5T12 (5,65)

Tableau 9.3 : tableau de ferrailage dans le sens Y-Y.

- **Vérification de la Condition de non fragilité**

On calcule A_{min} : On a des barres HA $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$; $h_r = 35cm$; $b=100cm$;

$$\rho = 0.89$$

$$\left. \begin{array}{l} h_r > 12cm \\ \rho > 0.4 \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r \\ A_{\min}^y = \rho_0 \times b \times h_r \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_{\min}^x = 2,95cm^2 \\ A_{\min}^y = 2,8cm^2 \end{array} \right.$$

On doit également vérifier que : $A_{ty} \geq \frac{A_{tx}}{4}$

On a : $A_{ty} = 9,05cm^2 > \frac{11,31}{4} = 2,82cm^2$ (condition vérifiée)

• **Vérification de l'effort tranchant**

Le radier est exposé à une fissuration préjudiciable, donc la vérification à faire est :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times h_r} \leq \bar{\tau} = \min(0,10 f_{c28}; 4MPa) = 2,5MPa$$

Sens X-X

$$V_x = \frac{q_u l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 132,49kN$$

$$\tau_u = \frac{132,49}{1 \times 0,35} \times 10^{-3} = 0,38MPa \leq \bar{\tau} = 2,5MPa$$

Sens Y-Y

$$V_y = \frac{q_u l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 93,82kN$$

$$\tau_u = \frac{93,82}{1 \times 0,35} \times 10^{-3} = 0,27MPa \leq \bar{\tau} = 2,5MPa$$

Pas de risque de rupture par cisaillement dans les deux sens.

• **Vérification des contraintes à l'ELS**

Calcul de la position de l'axe neutre

$$\frac{b}{2} y^2 + 15(A_s + A_s')y - 15(d \times A_s + d' \times A_s') = 0$$

Calcul du moment d'inertie

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A_s' \times (y - d')^2]$$

On doit vérifier que : $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$.

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 150 \times \eta\right) = 240MPa$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Sens		M (kN.m)	A _{adop} (cm ² /ml)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
x-x	travée	87,96	10T12 (11,31cm ²)	8,5	8,55	8,79	331,44	Non vérifiée
y-y	travée	73,52	6T14 (9,24cm ²)	10,4	12,65	6,04	170,86	Vérifiée
x-x	appuis	51,75	5T12 (5,65cm ²)	10,4	12,65	6,04	364,56	Non vérifiée
y-y								

Tableau 9.4 : Résumé des résultats (vérification des contraintes).

Remarque

On remarque que la contrainte de l'acier en travée dans le sens x-x et en appui, n'est pas vérifiée, donc on doit augmenter la section de l'acier.

En travée (sens X-X) : 9T16 (18,10cm²)

En appui : 8T14 (12,32cm²)

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Sens	M _t (kN.m)	σ_s (MPa)
(travée) x-x	87,96	220,18
Appui	51,75	181,09

Tableau 9.5 : Résumé des résultats (vérification des contraintes).

• **Espacement des armatures**

Armatures // L_x: S_t = 15 cm ≤ min (3 h, 33 cm) = 33 cm.

Armatures // L_y: S_t = 15 cm ≤ min (4 h, 40 cm) = 40 cm

6.2. Nervures

Les nervures sont des poutres en T, noyées dans le radier. Elles sont calculées à la flexion simple.

Dimensionnement de la nervure

h_t=0,8m ; h₀=0,35m ; b₀=0,4m ; d=0,75m

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min(0,46; 2,05)$$

Soit : b₁ = 0,46m

Donc : b = b₁ × 2 + b₀ = 1,32m

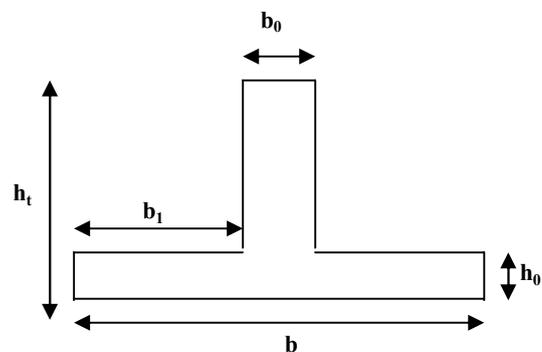


Figure 9.5 : section à ferrailer

Ferrailage de la nervure

Les sollicitations sur les nervures sont déduites en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

On a $\rho > 0,4$ pour tous les panneaux constituent le radier, donc la transmission des charges sera subdivisée en deux (charges trapézoïdales et triangulaires).

- **Charge triangulaire**

$P = \frac{q \times l_x}{3}$ Avec P charge équivalente produisant le même moment que la charge triangulaire.

- **Charge trapézoïdale**

$P = (1 - \frac{\rho^2}{3}) \times \frac{q \times l_x}{2}$ Avec P charge équivalente produisant le même moment que la charge trapézoïdale.

$q_u = 105,42KN / m^2$

$q_s = 95,17KN / m^2$

- **Sens longitudinal (X-X)**

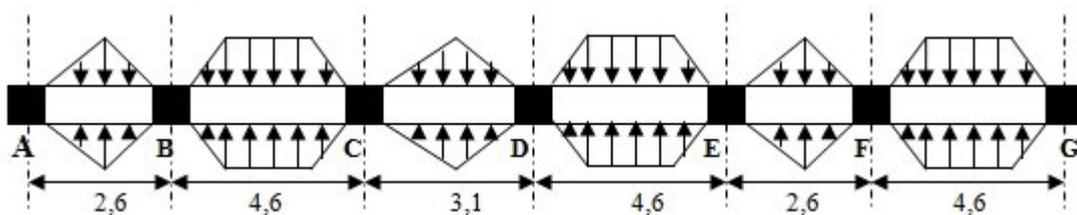


Figure 9.6 : Répartition des charges sur la nervure (sens X-X)

A l'ELU

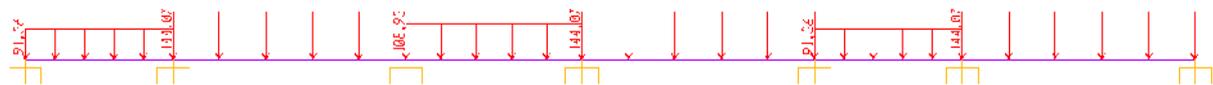


Figure 9.7 : chargement à l'ELU dans le sens X-X (tiré du SAP).

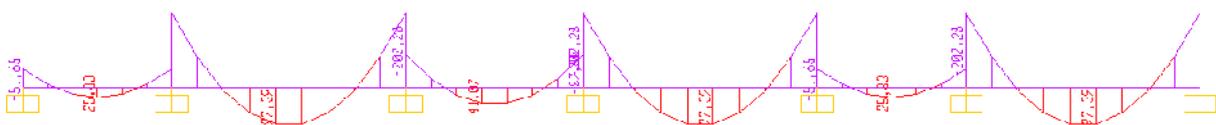


Figure 9.8 : diagramme des moments à l'ELU dans le sens X-X (tiré du SAP).

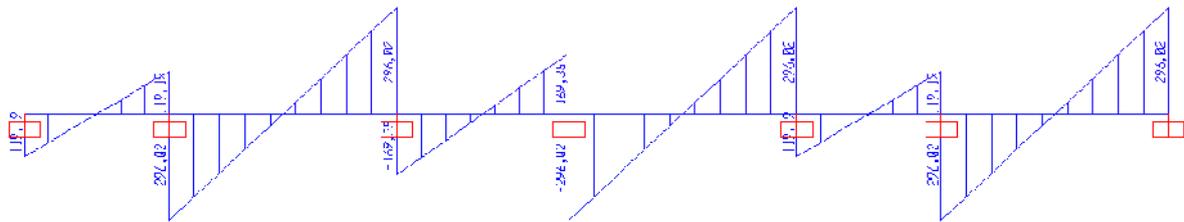


Figure 9.9 : diagramme des efforts tranchants à l'ELU dans le sens X-X (tiré du SAP).

Les valeurs sont rassemblées dans le tableau suivant :

	P_u (kN/m)	M_a (kN.m)	M_t (kN.m)	V_u (kN)
AB	91,36	51,65	26,83	119,19
BC	144,07	202,28	97,39	296,02
CD	108,93	87,02	41,07	169,35
DE	144,07	51,65	97,39	296,02
EF	91,36	202,28	26,83	119,19
FG	144,07	202,28	97,39	296,02

Tableau 9.6 : chargement de la nervure à l'ELU (sens X-X) et calcul des sollicitations.

Le ferrailage se fera pour une section en T é en flexion simple avec les sollicitations maximales sélectionnées dans le tableau ci-dessus.

On calcule le moment équilibré par la table de compression (M_{tu}) et on la compare à M_t

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 3,77 MN.m > M_t$$

Le calcul se fera pour une section rectangulaire $b \times h$.

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

	μ_{bu}	α	$Z(m)$	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	Choix (cm^2/m)
En travée	0,0092	0,005	0,74	3,78	11,95	6T16 (12,06)
En appuis	0,019	0,024	0,74	7,82	11,95	6T16 (12,06)

Tableau 9.7 : Ferrailage de la section à l'ELU. (Sens X-X)

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 MPa$$

$$\tau_u = \frac{296,02}{0,4 \times 0,75} \times 10^{-3} = 0,98 MPa < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{pas de risque de rupture par l'effort tranchant}$$

Vérification des contraintes à l'ELS

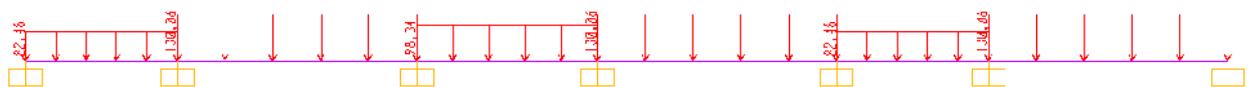


Figure 9.10 : chargement à l'ELS dans le sens X-X (tiré du SAP).

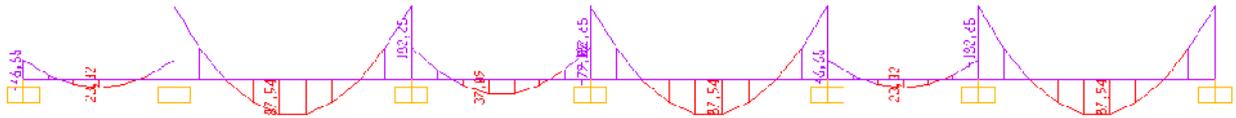


Figure 9.11: diagramme des moments à l'ELS dans le sens X-X (tiré du SAP).

Les valeurs sont rassemblées dans le tableau suivant :

	P _u (kN/m)	M _a (kN.m)	M _t (kN.m)
AB	82,48	46,65	23,32
BC	130,06	182,65	87,94
CD	98,34	79,12	37,09
DE	130,06	46,65	87,94
EF	82,48	79,12	23,32
FG	130,06	182,65	87,94

Tableau 9.8 : chargement de la nervure à l'ELS (sens X-X) et calcul des sollicitations.

La vérification des contraintes ce fait par les valeurs sélectionnées dans le tableau.

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

	y(m)	I(m ⁴)	σ _b (MPa)	σ _s (MPa)	σ _b	σ _s	Observation
En travée	0,077	0,0137	0,49	64,36	15	240	Vérifiée
En appuis	0,128	0,0072	3,22	234,05	15	240	Vérifiée

Tableau 9.9 : vérification des contraintes.

Armatures transversales

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_t\right) = \min(22,85;40;16) = 16mm$$

Soit $\phi_t = 10mm$.

Espacement des armatures transversales

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12; 10\phi_{t_{min}}\right) \Rightarrow St \leq \min(20 ;12 ;16) = 12cm$$

On prend St=10cm

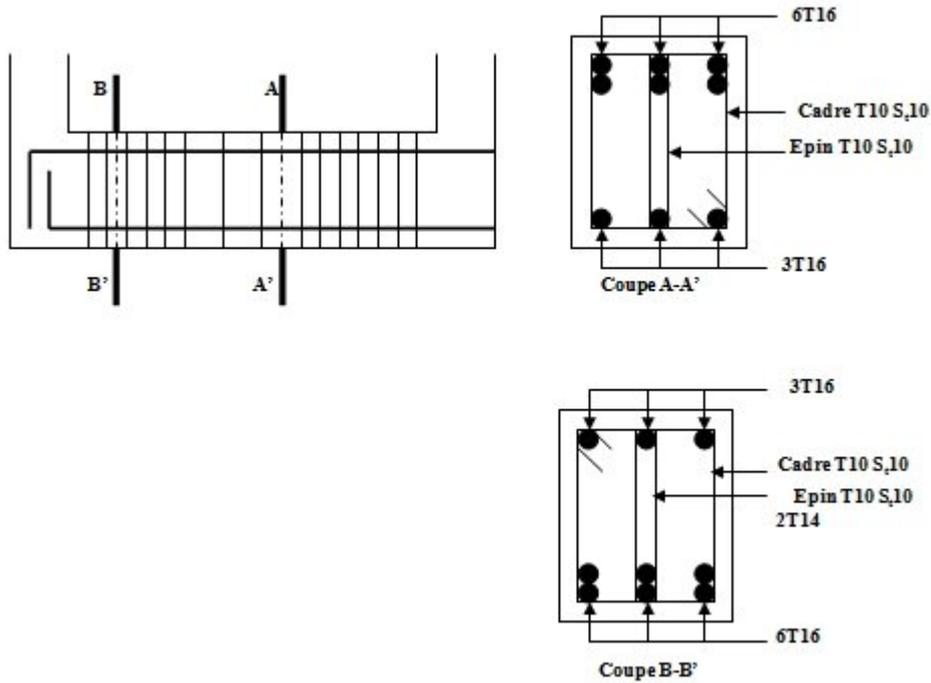


Figure 9.12 : Schéma de ferrailage de la nervure (sens X-X).

- Sens transversal (Y-Y)

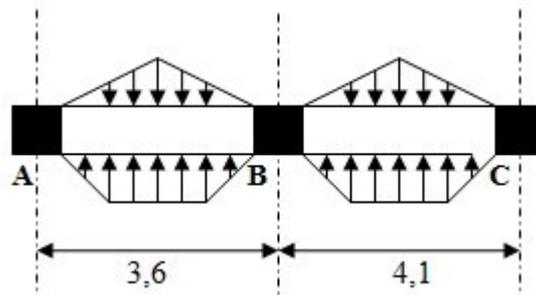


Figure 9.13 : Répartition des charges sur la nervure (sens Y-Y)

A l'ELU

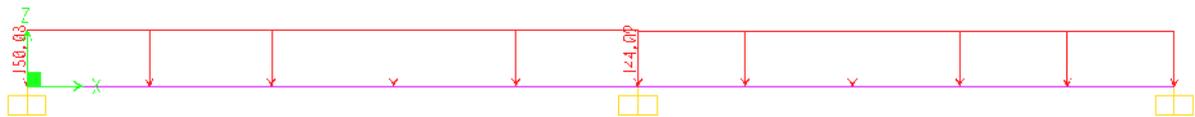


Figure 9.14 : chargement à l'ELU dans le sens Y-Y (tiré du SAP).

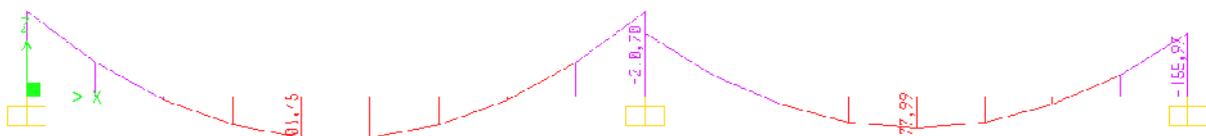


Figure 9.15 : diagramme des moments à l'ELU dans le sens Y-Y (tiré du SAP).

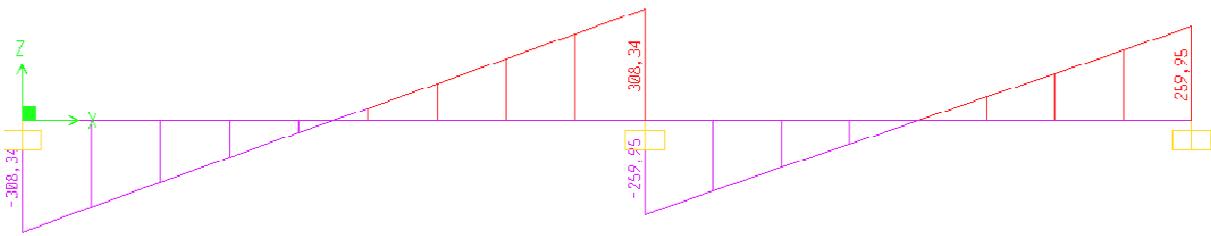


Figure 9.16 : diagramme des efforts tranchants à l'ELU dans le sens Y-Y (tiré du SAP).

Les valeurs sont rassemblées dans le tableau suivant :

	P_u (kN/m)	M_a (kN.m)	M_t (kN.m)	V_u (kN)
AB	150,08	210,70	101,45	308,34
BC	144,09	155,97	77,99	259,95

Tableau 9.10 : chargement de la nervure à l'ELU (sens Y-Y) et calcul des sollicitations.

Le ferrailage se fera pour une section en T en flexion simple avec les sollicitations maximales sélectionnées dans le tableau ci-dessus.

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Choix (cm ² /m)
En travée	0,009	0,012	0,74	3,90	11,95	6T16 (12,06)
En appuis	0,019	0,025	0,74	8,12	11,95	6T16 (12,06)

Tableau 9.11 : Ferrailage de la section à l'ELU. (Sens Y-Y)

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{308,34}{0,4 \times 0,75} \times 10^{-3} = 1,02 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{pas de risque de rupture par l'effort tranchant}$$

Vérification des contraintes à l'ELS

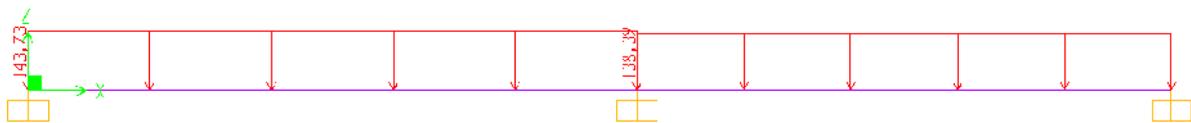


Figure 9.17 : chargement à l'ELS dans le sens Y-Y (tiré du SAP).

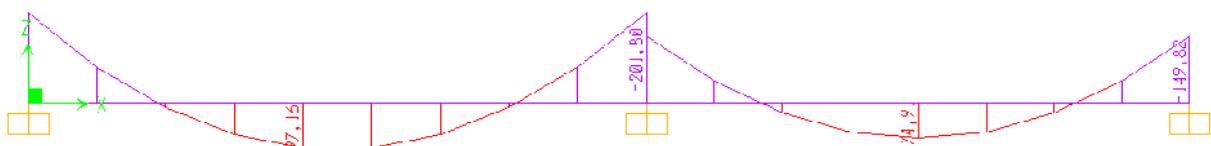


Figure 9.18 : diagramme des moments à l'ELS dans le sens Y-Y (tiré du SAP).

Les valeurs sont rassemblées dans le tableau suivant :

Chapitre 09: Etude de l'infra structure

	P_u (kN/m)	M_a (kN.m)	M_t (kN.m)	V_u (kN)
AB	143,73	201,80	97,16	295,32
BC	138,39	149,88	74,91	249,69

Tableau 9.12 : *chargement de la nervure à l'ELS (sens Y-Y) et calcul des sollicitations.*

La vérification des contraintes ce fait par les valeurs sélectionnées dans le tableau ci-dessus.

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

	$y(m)$	$I(m^4)$	$\sigma_b(MPa)$	$\sigma_s(MPa)$	$\overline{\sigma}_b$	$\overline{\sigma}_s$	Observation
En travée	0,13	0,0072	1,74	124,62	15	240	Vérifiée
En appuis	0,13	0,0072	3,61	258,85	15	240	Non vérifiée

Tableau 9.13 : *vérification des contrainte (sens Y-Y).*

On remarque que la contrainte de l'acier en appuis n'est pas vérifiée, donc on doit augmenter la section de l'acier.

En appui : 6T16+2T14 (15,14cm²)

Avec cette section, on aura $\sigma_s = 208,75MPa < \overline{\sigma}_s = 240MPa$

Armatures transversales

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min(22,85; 40; 14) = 14mm$$

Soit $\phi_t = 10mm$.

Espacement des armatures transversales

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12; 10\phi_{l_{min}}\right) \Rightarrow St \leq \min(20 ; 12 ; 14) = 12cm$$

On prend St=10cm

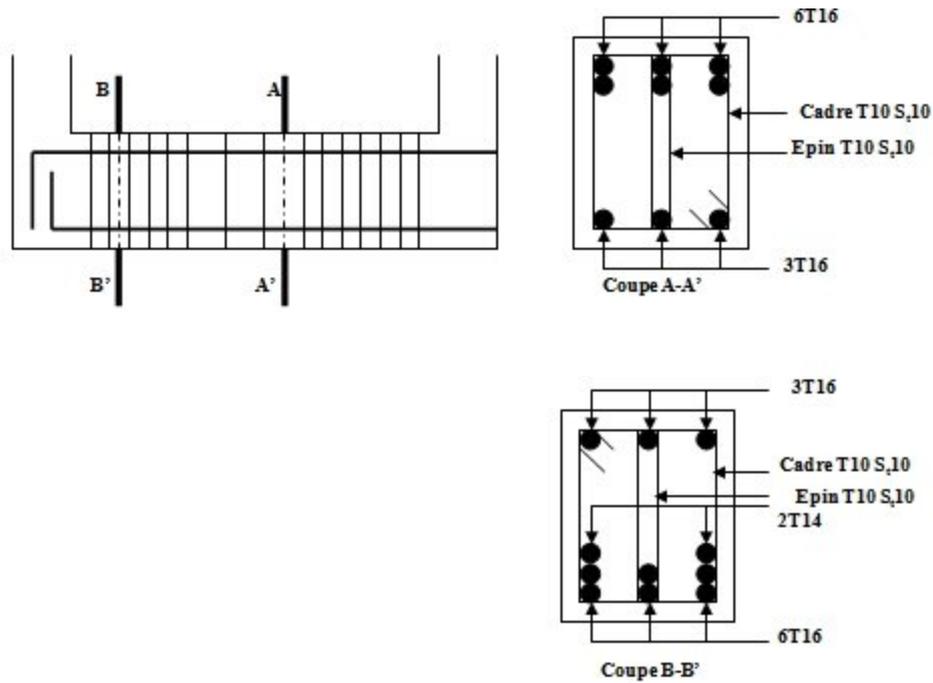


Figure 9.19 : Schéma de ferrailage de la nervure (sens Y-Y).

6.3. Ferrailage du débord

Le débord est assimilé à une console de 1m de longueur soumis à la flexion simple.

$$q_u = 105,42 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_s = 95,17 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$D = 50 \text{ cm}.$$

$$M_u = q_u \times \frac{l^2}{2} = 13,18 \text{ KN.m}$$

$$M_s = q_s \times \frac{l^2}{2} = 11,89 \text{ KN.m}$$

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 3,62 \text{ cm}^2$$

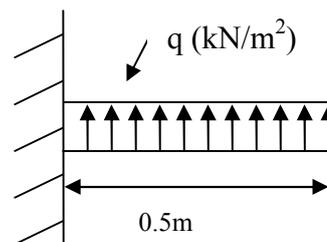


Figure 9.20 : Schéma statique du débord

Le calcul du ferrailage et les vérifications sont récapitulés dans le tableau suivant :

$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{adopté}(\text{cm}^2)$	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	Observation
1,32	3,62	5T12=4,52	1,16	87,62	15	240	vérifiée

Tableau 9.14 : Résumé des résultats.

Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.10 \times f_{c28}; 4MPa) = 2,5MPa$$

Sachant que : $V_u = q_u \times l = 105,42 \times 0.5 = 52,71KN$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.18MPa < 2,5MPa \dots \text{C'est vérifiée, pas d'armatures transversales.}$$

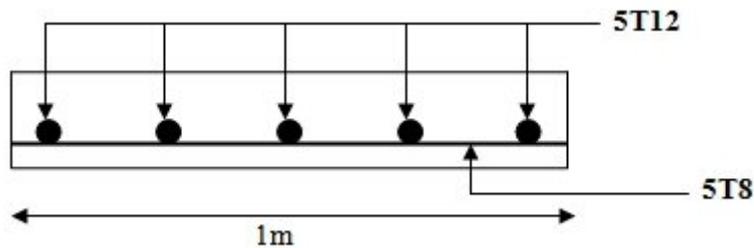


Figure 9.21 : schéma de ferrailage du débord.

7. Ferrailage des fûts

Les fondations sont ancrées à l'assemblage platine massif doit être au dessus du sol ; donc on prévoit un poteau en B.A (fût) de dimension (100*80) cm².

Le fût est soumis à un effort normal, un effort tranchant et un moment fléchissant. Le ferrailage de la section sera menue en flexion composé.

On calculera uniquement le fût le plus sollicité ; par les efforts (M. N .T)

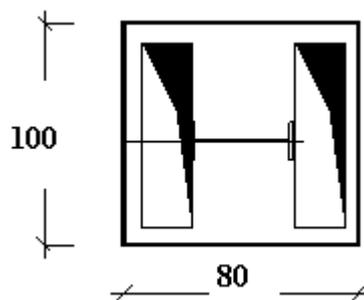


Figure 9.22 : section du fut à ferrailer.

$$\text{On a : } \begin{cases} N_u = 2492,162KN \\ M_u = 26,54KN.m \end{cases}$$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = 0,01m$$

$$\frac{h}{6} = \frac{1}{6}0,16m$$

$e < \frac{h}{6} \Rightarrow$ la section est entièrement comprimée

$$M_{uA} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2}\right) = 26,54 + 2492,162 \left(0,95 - \frac{1}{2}\right) = 1148,01 \text{ kN.m}$$

$$N_u (d - d') - M_{uA} = 2492,162(0,95 - 0,05) - 1148,01 = 1094,93 \text{ kN.m} \dots \dots \dots (I)$$

$$(0,337 \times d - 0,81 \times d') b \times h \times f_{bu} = 3176,82 \text{ kN.m} \dots \dots \dots (II)$$

$$(I) < (II) \Rightarrow A = 0$$

$$A' = \frac{N_u - \psi \times b \times h \times f_{bu}}{f_{st}}$$

$$\text{Avec : } \psi = \frac{0,357 + \left(\frac{N_u (d - d') - M_{uA}}{b \times h^2 \times f_{bu}} \right)}{0,857 - \frac{d'}{h}} = 0,684$$

D'ou $A' = -151,66 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow$ on ferraille avec $A_{s,\min}$

Selon RPA99/2003 (art 7.4.2.1) la section minimale d'armature longitudinale est :

$$A_{s,\min} = 0,9\% b \times h = 72 \text{ cm}^2$$

Le choix de la section est : $A_{s,\min} = 20HA14 + 20HA16$

Armatures transversales

Soit deux cadres et une épingle de diamètre $\Phi 8$ dont l'espacement max est donné par le RPA

Dans la zone nodale :

$$S_t \leq 10 \text{ cm} \rightarrow \text{soit } S_t = 10 \text{ cm}$$

Dans la zone courante :

$$S_t \leq \min\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_1\right) = 14 \text{ cm} \rightarrow \text{soit } S_t = 14 \text{ cm}$$

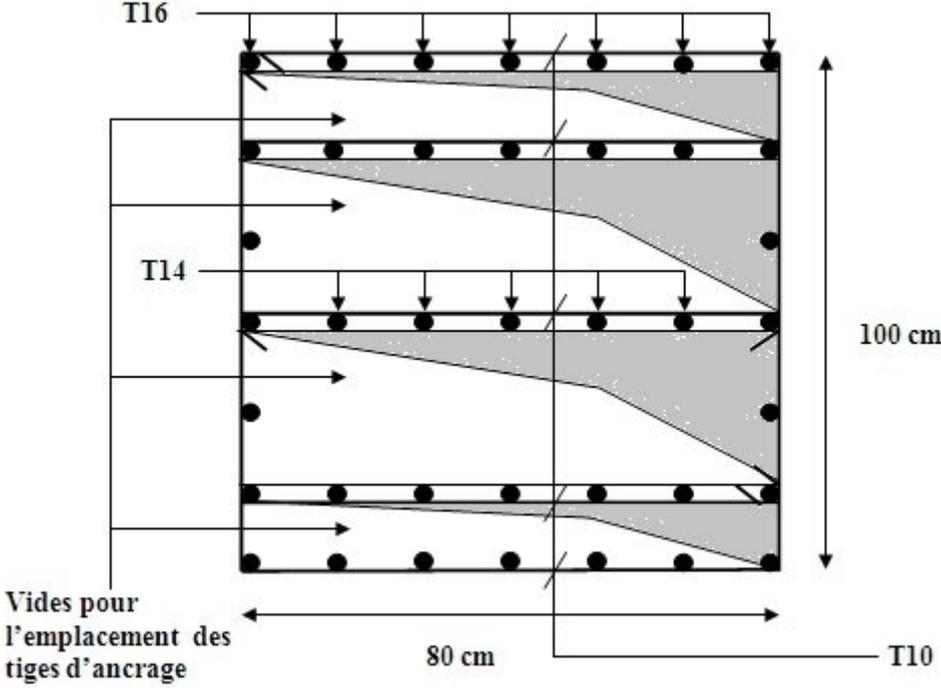


Figure 9.23: Schéma de ferrailage des futs.

Chapitre 10

Vérification de la stabilité d'ensemble

1. Vérification de la stabilité d'ensemble

Après avoir dimensionné et vérifié les éléments de la structure à la résistance, et à la stabilité, on doit aussi s'assurer de la stabilité d'ensemble.

La stabilité de la structure est assurée si le rapport suivant est vérifié : $\frac{M_{st}}{M_R} \geq 1$

Avec :

M_{st} : moment stabilisateur.

M_R : moment de renversement.

2. Détermination des forces renversantes

2.1. Cas du vent

- **Vent perpendiculaire à la façade principale (sens V_1)**

Les valeurs des forces renversantes ainsi que les moments de renversements sur chaque niveau sont données dans les tableaux suivants : (voir l'étude climatique)

✚ Pour $C_{pi}=+0,8$

Niveau	1	2	3	4	5	6	7
$q_j \times S_j$ (kN)	70,29	82,06	90,23	96,12	100,7	104,29	108,22
Z_j (m)	1,7	5,1	8,5	11,9	15,3	18,7	22,1
M_R (kN.m)	119,493	418,506	766,955	1143,828	1540,71	1950,223	2391,662

Tableau 10.1 : sollicitations sous $C_{pi}=+0,8$.

La somme des moments renversants est : $\sum_{i=1}^7 M_{Ri} = 8331,367 \text{ kN.m}$

✚ Pour $C_{pi}= -0,5$

Niveau	1	2	3	4	5	6	7
$q_j \times S_j$ (kN)	83,07	96,98	106,64	113,6	119,01	123,25	127,89
Z_j (m)	1,7	5,1	8,5	11,9	15,3	18,7	22,1
M_R (kN.m)	141,219	494,598	906,44	1351,84	1820,853	2304,775	2826,369

Tableau 10.2 : sollicitations sous $C_{pi}=-0,5$.

La somme des moments renversants est : $\sum_{i=1}^7 M_{Ri} = 9846,091 \text{ kN.m}$

- **Vent parallèle à la façade principale (sens V_2)**

✚ Pour $C_{pi}=+0,8$

Niveau	1	2	3	4	5	6	7
$q_i \times S_i$ (kN)	32,56	38,01	41,8	44,63	46,65	48,31	50,13
Z_i (m)	1,7	5,1	8,5	11,9	15,3	18,7	22,1
M_R (kN.m)	55,352	193,851	355,3	531,097	713,745	903,397	1107,873

Tableau 10.3 : sollicitations sous $C_{pi}=+0,8$.

La somme des moments renversants est : $\sum_{i=1}^7 M_{Ri} = 3861,197 \text{ kN.m}$

✚ Pour $C_{pi} = -0,5$

Niveau	1	2	3	4	5	6	7
$q_i \times S_i$ (kN)	38,48	44,93	49,4	50,62	55,13	57,1	59,25
Z_i (m)	1,7	5,1	8,5	11,9	15,3	18,7	22,1
M_R (kN.m)	65,416	229,143	419,9	602,378	843,489	1067,77	1309,425

Tableau 10.4 : sollicitations sous $C_{pi}=-0,5$.

La somme des moments renversants est : $\sum_{i=1}^7 M_{Ri} = 4537,521 \text{ kN.m}$

2.2. Cas du séisme

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau sol-fondation. Les valeurs suivantes sont tirées à partir du SAP2000.

F_Z (kN)	M_X (kN.m)	M_Y (kN.m)
2,92	44507,9339	68435,5803

Tableau 10.5 : sollicitations sous E .

$$M_{R/X-X} = M_X + F_Z \times Y_G = 44507,933 + 2,92 \times 4,65 = 44521,511 \text{ kN.m}$$

$$M_{R/Y-Y} = M_Y + F_Z \times X_G = 68435,58 + 2,92 \times 12,65 = 68472,518 \text{ kN.m}$$

3. Détermination des forces stabilisatrices

Ces forces sont déterminées sous la combinaison $G+0,2Q$

F_Z (kN)	M_X (kN.m)	M_Y (kN.m)
14500,136	62132,7422	178987,193

Tableau 10.6 : sollicitations sous $G+0,2Q$.

$$F_{Z(\text{total})} = F_Z + P_{\text{radier}} = 14500,136 + 2811,55 = 17311,686 \text{ kN}$$

$$M_{st/X-X} = F_{Z(\text{total})} \times Y_G = 80499,4 \text{ kN.m}$$

$$M_{st/Y-Y} = F_{Z(\text{total})} \times X_G = 218992,82 \text{ kN.m}$$

4. Comparaison entre les moments renversants et les moments stabilisateurs

		C_{pi}	$M_{st/X-X} / M_{R/X-X}$	$M_{st/Y-Y} / M_{R/Y-Y}$
Cas du vent	vent sur la façade principale (V_1)	+0,8	9,85	26,796
		-0,5	8,334	22,673
	vent sur la façade secondaire (V_2)	+0,8	21,253	57,818
		-0,5	18,085	49,20
Cas du séisme			1,80	3,20

Tableau 10.7 : rapport M_{st}/M_R .

Conclusion

D'après les résultats du tableau ci-dessus, on remarque que le rapport $M_{st}/M_R > 1$.
 Donc la structure est stable vis-à-vis des l'actions sismique et du vent.

Conclusion générale

Conclusion générale

A la fin de ce modeste travail, il nous a été permis d'avoir un aperçu sur la construction métallique et surtout d'appliquer les connaissances acquises durant notre formation sur un projet réel.

Par cette démarche, nous avons mis en lumière quelques points importants à savoir :

- ✓ La stabilité d'ensemble est obtenue à partir de la rigidité des connexions, et de l'utilisation de systèmes de contreventement.
- ✓ La modélisation d'un plancher mixte comme un diaphragme infiniment rigide à une grande efficacité sur la transmission de charges.
- ✓ Les bâtiments peuvent être analysés en utilisant un modèle 2D ou 3D et une analyse élastique ou plastique, fonction de leurs sections.
- ✓ L'action sismique est prépondérante en comparaison avec l'action du vent.
- ✓ On a appris à calculer deux types d'assemblages afin d'assurer la transmission des efforts.

Enfin, il est utile d'indiquer que la construction métallique présente une grande variété. Ce qui est difficile d'exposer ici toutes les règles relatives à la conception et à la réalisation des bâtiments, les principes énoncés ne sont pas exhaustifs.

Références bibliographiques

- ✚ DTR B C 2 48; Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003, *Centre de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger*
- ✚ DTR B C- 2. 44 ; Règles de conception et de calcul des structures en acier « CCM97 », *Centre de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger*
- ✚ DTR. C- 2-4.7 ; Règlement neige et vent « RNV99 ».
- ✚ DTR B C- 2. 41 ; Règles de conception et de calcul des structures en béton armé « CBA93 », *Centre de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger*
- ✚ DTR.B. C- 2.2 ; Charge permanentes et charges d'exploitation, *Centre de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger*
- ✚ EUROCODE 3 ; Calcul des structures en acier, partie 1-1 ; Règles générales et règles pour les bâtiments.
- ✚ EUROCODE 4 ; Conception et dimensionnement des structures mixte acier-béton, partie 1-1 ; Règles générales et règles pour les bâtiments.
- ✚ Jean Morel ; calcul des structures métalliques selon l'EC3/ *Edition Eyrolles Paris 2005*
- ✚ Loubna BOUAZAOU, Thèse de DOCTORAT ; Contribution à l'étude expérimentale et théorique de structures mixtes acier-béton/*Université de Reims Champagne Ardenne.*
- ✚ Koffi AhoVERCELLINO ; Composants métalliques fléchis, tendus et comprimés. *Techniques de l'ingénieur, traité de construction/ C 2554 et C 2551.*
- ✚ Cours de 1^{er} année master
 - ✓ charpente métallique (M^r L. RAMDANI).
 - ✓ béton armé (M^{me} CHEIKH AMER).
- ✚ Cours 2^{ème} année master ; construction mixte acier-béton (M^r O. SADAOUI).
- ✚ Projets de fin d'étude (Université de BEJAIA).

Annexes

Annexe 1 : Tableau des armatures

Section en cm² de N armatures de diamètre Φ (mm)

Φ (mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,7
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,72	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,38	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

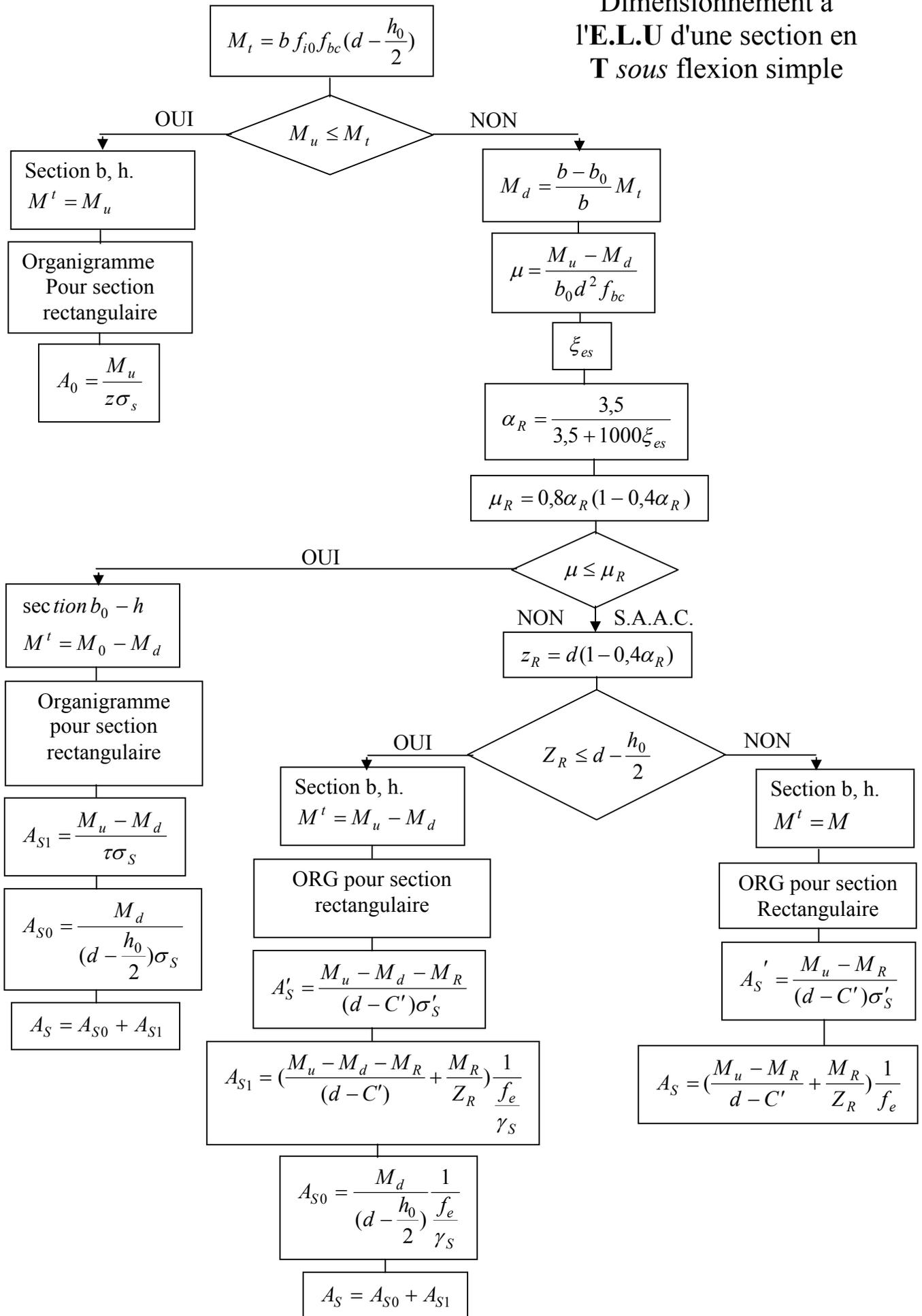
Annexe 2 : Valeur de χ en fonction de $\bar{\lambda}$

Coefficients de réduction				
$\bar{\lambda}$	Valeurs de χ pour la courbe de flambement			
	a	b	c	d
0,2	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9775	0,9641	0,9491	0,9235
0,4	0,9528	0,9261	0,8973	0,8504
0,5	0,9243	0,8842	0,8430	0,7793
0,6	0,8900	0,8371	0,7854	0,7100
0,7	0,8477	0,7837	0,7247	0,6431
0,8	0,7957	0,7245	0,6622	0,5797
0,9	0,7339	0,6612	0,5998	0,5208
1,0	0,6656	0,5970	0,5399	0,4671
1,1	0,5960	0,5352	0,4842	0,4189
1,2	0,5300	0,4781	0,4338	0,3762
1,3	0,4703	0,4269	0,3888	0,3385
1,4	0,4179	0,3817	0,3492	0,3055
1,5	0,3724	0,3422	0,3145	0,2766
1,6	0,3332	0,3079	0,2842	0,2512
1,7	0,2994	0,2781	0,2577	0,2289
1,8	0,2702	0,2521	0,2345	0,2093
1,9	0,2449	0,2294	0,2141	0,1920
2,0	0,2229	0,2095	0,1962	0,1766
2,1	0,2036	0,1920	0,1803	0,1630
2,2	0,1867	0,1765	0,1662	0,1508
2,3	0,1717	0,1628	0,1537	0,1399
2,4	0,1585	0,1506	0,1425	0,1302
2,5	0,1467	0,1397	0,1325	0,1214
2,6	0,1362	0,1299	0,1234	0,1134
2,7	0,1267	0,1211	0,1153	0,1062
2,8	0,1182	0,1132	0,1079	0,0997
2,9	0,1105	0,1060	0,1012	0,0937
3,0	0,1036	0,0994	0,0951	0,0882

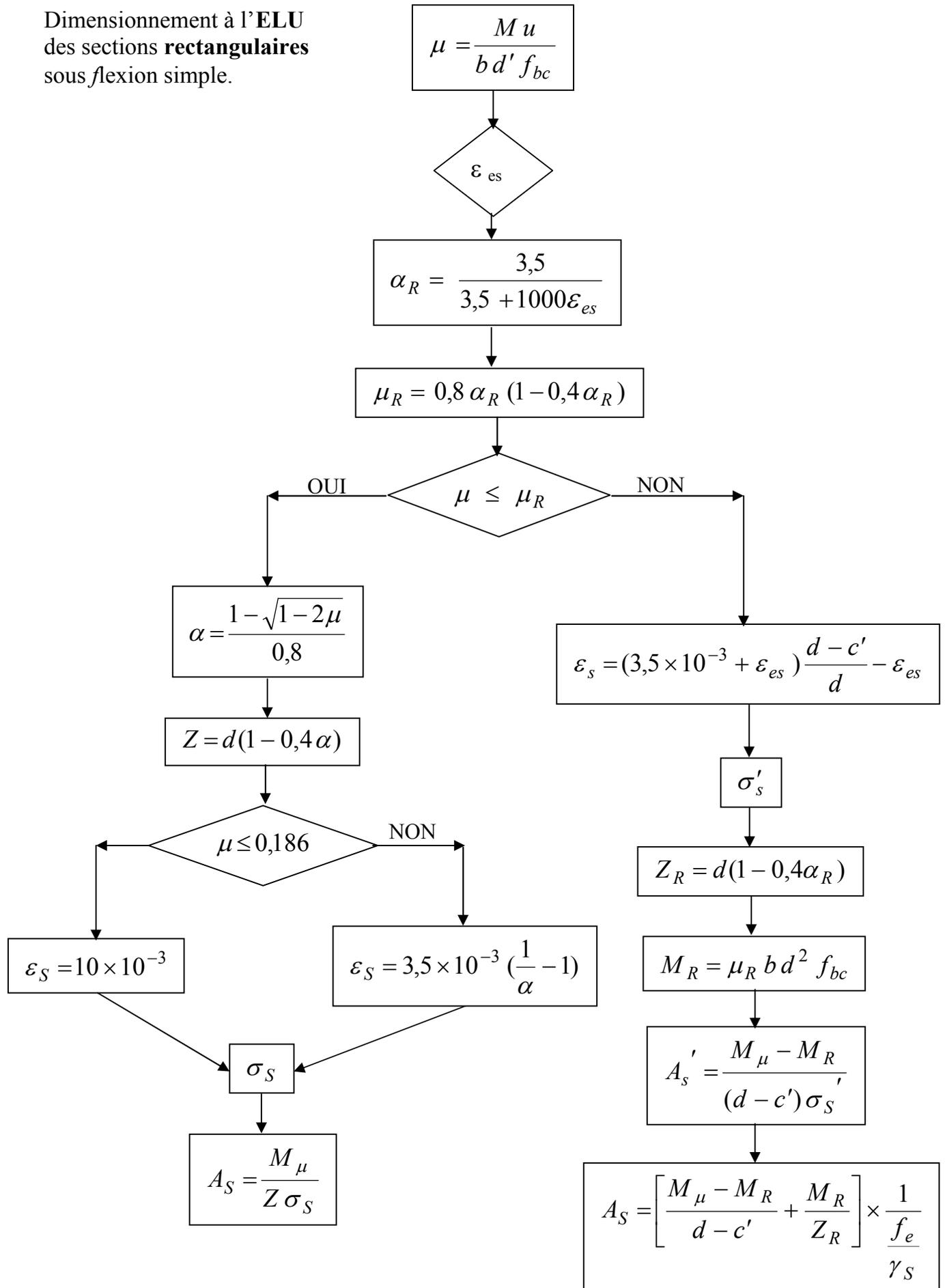
**DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES
ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR**

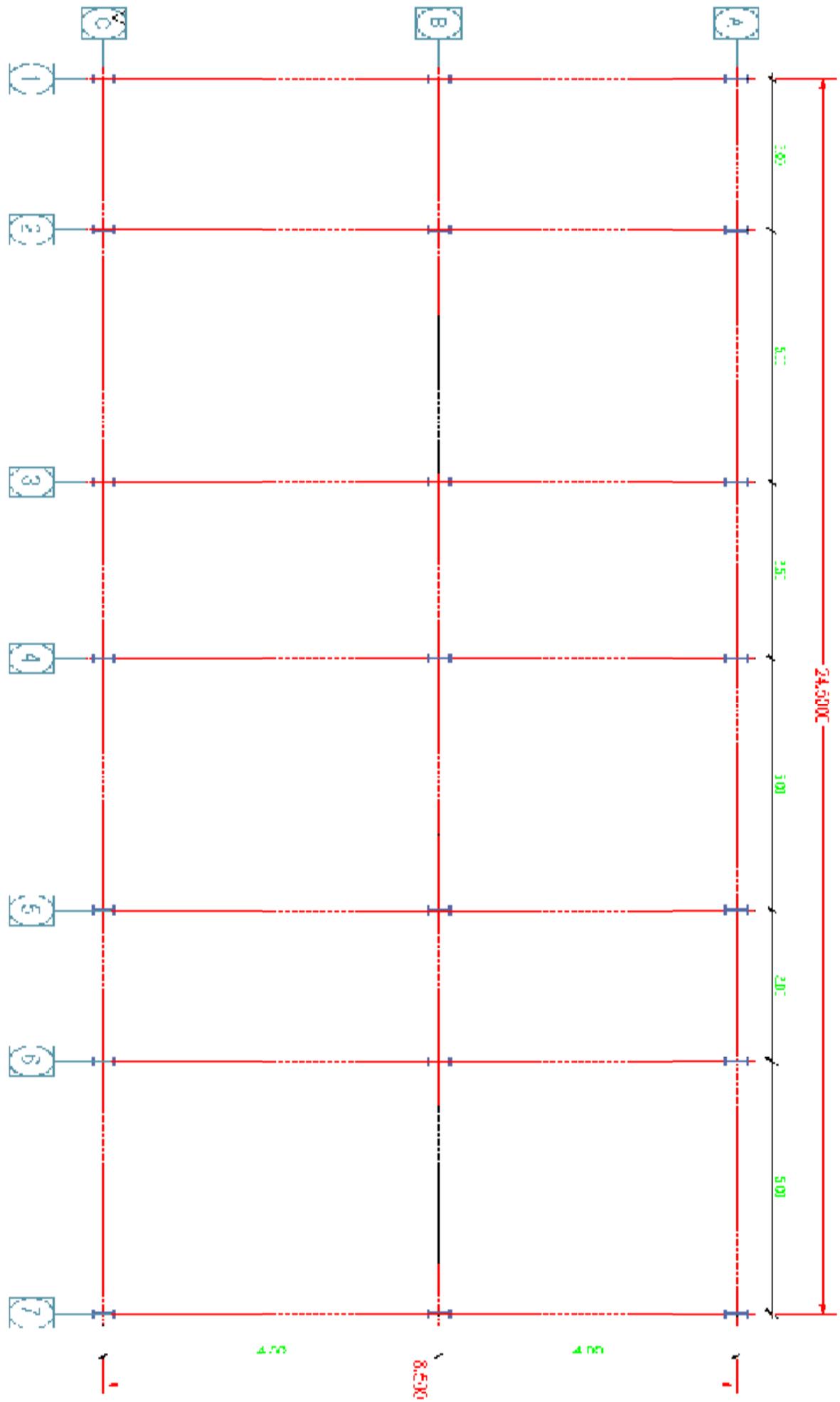
$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

Dimensionnement à l'E.L.U d'une section en T sous flexion simple



Dimensionnement à l'ELU
des sections **rectangulaires**
sous flexion simple.





Plan d'implantation



Façade principale

