



République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieure et de la Recherche scientifique

Université Abderrahmane Mira de Bejaia

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

En vue de l'obtention d'un diplôme de Master en Génie Civil

Option : Constructions métalliques

Thème :

*Etude d'un bâtiment R+5 en charpente métallique à usage
d'habitation à plancher mixte.*

Réalisée par :

Mr : ABOUD El Aziz

Mr : ADOUANE Badre Eddine

Encadré par : Mr L. RAMDANI

Member de jury

Mr. BELHAMDI.N

Mr. HAZZAM.M

PROMOTION 2014

PROMOTION 2014

Remercîments

Nous remercions ALLAH le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.

Nous exprimons toutes nos profondes reconnaissances à notre encadreur M^r L.RAMDANI, qui nous a suivi et conseillé durant l'étude du projet, qui nous a aidé et orienté, aux membres de jury d'avoir accepté de juger notre travail.

Nous adressons de chaleureux remerciements à tous les enseignants qui ont contribué à notre réussite dans nos études, depuis notre première année scolaire jusqu'à la dernière année universitaire.

Nous remercions aussi tous nos amis pour leur aide, leur patience, leur compréhension et leur encouragement.

Que tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire de fin d'études trouvent ici l'expression de notre profonde gratitude.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail

A mes très chers parents qui ont tant donné pour me voir réussir.

A mes très chère frères et sœurs.

A celle qui a su me soutenir (moucha)

Mon binôme El-Aziz et toute sa famille

A tout mes amis sans exception

Badredine.

Je dédie ce modeste travail

A mes très chers parents qui ont tant donné pour me voir réussir.

A mes très chère frère et sœurs.

Mon binôme Badredine et toute sa famille

A tout mes amis sans exception

El-Aziz

Notation

G	Charges permanentes
P	Surcharges d'entretien
N, S	Neige
V, W	Vent
Fe	Force d'entraînement
Q_x	Charge appliquée dans le plan \perp à l'âme
Q_y	Charge appliquée dans le plan de l'âme
M_x	Moment fléchissant autour de l'axe xx causé par la charge Q _y
M_y	Moment fléchissant autour de l'axe yy causé par la charge Q _x
N	Effort normal
T	Effort tranchant
E	Module d'élasticité longitudinale
σ_e	Contrainte limite d'élasticité
ν	Coefficient de Poisson
A	Aire de la section transversale I : Moment d'inertie de flexion
W	Module de résistance de la section p: Poids propre
i	Rayon de giration
t	Epaisseur
xx''	Axe parallèle aux semelles (Axe fort)
yy'	Axe perpendiculaire aux semelles (Axe faible)
σ_n	Contrainte normale
τ	Contrainte de cisaillement
Δ	Déplacement
λ	Elancement
f	Flèche
R	La force résultante
F_w	Force horizontale correspondant à la résultante des forces agissant sur les parois De la construction et de la force composante horizontale appliquée à la toiture.

Fu	Force de soulèvement représentant la composante verticale des forces appliquées à la toiture.
Qj	Pression du vent qui s'exerce sur un élément de surface „J“
Sj	L'aire de l'élément de surface j.
Ffrj	Les forces de frottements éventuels
Cd	Coefficient dynamique de la construction
W(zj)	Pression nette de l'élément de surface „j“ calculé à la hauteur relative de ce même élément.
Qdyn	Pression dynamique du vent
Cpe	Coefficient de pression extérieur
Cpi	Coefficient de pression intérieur
Qref	Pression dynamique de référence pour construction permanente
Qtem	Pression dynamique de référence pour construction temporelle
Ce	Coefficient d'exposition au vent
ZJ	Distance vertical a partir du sol au centre de l'élément j verticalement
Cr	Coefficient de rugosité
Ct	Coefficient de topographie
Z	Hauteur considérée
Kt	Facteur de terrain
Cpe ;1	Coefficient de pression correspondant a 1m2
Cpi ;10	Coefficient de pression correspondant a 10m2
S	Surface charger de la paroi considérée

Table des matières

Introduction générale.....	1
CHAPITRE I Présentation de l'ouvrage.....	2
1. Introduction	3
2. Présentation de l'ouvrage	4
3. Matériaux utilisés	5
4. Données concernant le site :.....	6
5. Règlements utilisés.....	6
6. Définition d'états limite de calcul	6
6.1 Etats limites ultimes	7
6.2 Etats limites de service	7
7. Actions et combinaisons d'actions.....	7
7.1 Les actions :.....	7
7.1.1 Actions permanentes <i>Gi</i> :	7
7.1.2 Actions variables <i>Qi</i> :.....	7
7.1.3 Actions climatiques :.....	7
7.2 Combinaisons d'actions « CCM97-article 2.3.2.2 »	7
7.2.1 Situations durable :.....	7
7.2.2 Situations accidentelles « RPA 99 version 2003 article 5.2 ».....	8
CHAPITRE II Etudes climatique.....	9
1. Introduction	10
2. Action de la neige.....	10
3. Action du vent	11
3.1 Introduction	11
3.2 Principes généraux	11
4. Coefficient de calcul.....	12
4.1 Calcul du coefficient dynamique C_d	12
5. Effet de la région	13
5.1 Effet de site.....	13
6. Calcul de la pression dynamique.....	14
7. Coefficient de pression extérieur (C_{pe}).....	15
7.1 Vent perpendiculaire à la façade principale (sens V_1)	15

8.1 Calcul de la pression statique	18
9. Force de frottement	20
10. Force résultante	20
11. Excentricité de la force globale horizontale	22
11. Vent parallèle à la façade principale (sens V_2).....	22
CHAPITRE III Pré dimensionnement.....	30
1. Introduction :.....	31
2. Principe de calcul :	31
2.1 Condition de flèche :	31
2.2 Condition de résistance :	31
3. Évaluation des charges sur le plancher :	32
3.1 Plancher terrasse :.....	32
3.2 Plancher courant :.....	32
3.3 Murs extérieurs :.....	32
3.4 Murs intérieurs :	33
4. Pré dimensionnement des solives :.....	33
5. Pré dimensionnement des sommiers (poutre principale)	35
6. Pré dimensionnement des poutres secondaire	37
6. Pré dimensionnement des poteaux	38
7. Récapitulation des sections adoptées aux différents étages :	43
CHAPITRE IV Etudes des éléments secondaire.....	44
I. L'acrotère.....	45
1. Introduction	45
2. les charges revenant sur l'acrotère	45
3.Hypothèse de calcul :	45
3.1 Calcul des sollicitations :.....	46
4. Ferrailage :	48
II Etude des escaliers :.....	51
1. Introduction	51
2. Calcul des éléments de l'escalier :	52
2.1 Charges et surcharges sur l'escalier :	52
CHAPITRE V Etudes des planchers mixtes	60
1. Introduction	61

2. Description d'un plancher collaborant	61
3. Etude de la dalle collaborant :	61
4. Vérification des solives :	62
4.1 Phase de construction :	62
3. Dimensionnement de la connexion	70
3.1 Calcul des goujons connecteurs :	70
4. Ferrailage de la dalle du plancher :	72
IV. Etude des balcons	77
1.1 Evaluation des charges	78
1.2 Calcul des armatures	79
2. Dimensionnement de la console du balcon :	83
3. Conclusion	86
CHAPITRE VI Etude Sismique	87
1. Introduction	88
2. Introduction au code de calcul ROBOT	88
3. Modélisation mathématique par MEF	88
4. Méthodes de calcul	89
4.1 Méthode modale spectrale	89
4.2 Calcul de la force sismique totale	89
4.3 Spectre de réponse de calcul	92
5. Nombre de modes de vibrations à considérer	94
5.1 Pourcentage de participation de masse	94
6. Les réponses modales de la structure	95
7. Résultante des forces sismique	96
8. Vérification des déplacements	96
8.1 Situation accidentelle	96
9. Effet de deuxième ordre	98
9.1 Définition :	98
CHAPITRE VII Vérification des Éléments	102
1. Introduction	103
2. Vérification de la poutre principale IPE 330	103
2.1 Vérification à la résistance	103
2.2 Vérification à la stabilité	104

3. Vérification de la poutre secondaire IPE300.....	105
3.1 Vérification à la résistance	106
3.2 Vérification à la stabilité	106
4. Vérification des poteaux.....	108
4.1 Poteau de rive HEB 360 du RDC	108
5. Vérification des systèmes de contreventement	114
5.1. Palées triangulées en croix de Saint-André.....	114
5.2. Palées triangulées en V inversé.....	117
CHAPITRE VIII Calcul des assemblages.....	119
1. Généralités.....	120
2. Fonctionnement des assemblages.....	120
4. Assemblage poutre secondaire-poteau	124
4.1Assemblage platine –poutre :	126
5.1Assemblage solive - poutre principales :.....	128
6. Assemblage Console poteau :	130
6.1Assemblage poteau –platine :.....	130
7.Assemblage poteau-poteau (HEB360-HEB3600).....	134
8.Assemblage des éléments de contreventements.....	137
8.1Assemblage du contreventement en croix de Saint-André-portique.....	137
9. Calcul des pieds de poteau	143
9.1Introduction	143
9.2 Dimensionnement de la platine	143
CHAPITRE IX Etude de l'infrastructure	148
1. Introduction :.....	149
2. Calcul des fondations:	149
2.1. Détermination des sollicitations:	149
2.2. Pré dimensionnement de la semelle de poteau :.....	149
2.3. Dimensionnement de la semelle:.....	151
2.4. Vérification des contraintes :.....	152
2.5. Vérification de la stabilité au renversement: (RPA 99 v 2003.Art.10.1.5) :.....	153
2.6. Détermination des armatures de la semelle:.....	154
3. Calcul des longrines :	158
3.1. Introduction :	158

3.2. Pré dimensionnement :	158
3.3. Ferrailage :	158
4. Ferrailage des futs :	160
CHAPITRE X Vérification a la stabilité d'ensemble	163
1. Vérification de la stabilité d'ensemble	164
2. Détermination des forces renversantes	164
2.1 Cas du vent	164
3. Comparaison entre les moments renversants et les moments stabilisateurs	166
4. Conclusion	166
Conclusion générale	166
Bibliographie	166

Table des figures

Figure II. 1 les deux directions principales du vent.	11
Figure II. 2 Vent perpendiculaire à la façade principale.	12
Figure II. 3 Vent parallèle à la façade principale.	13
Figure II. 4 : répartition des pressions dynamique	15
Figure II. 5 Zone de pression pour les parois verticales	15
Figure II. 6 répartition de C_{pe10} sur façade principale.	16
Figure II. 7 vent sur la terrasse avec acrotère.	17
Figure II. 8 répartition de C_{pe10} sur la terrasse avec acrotère.	17
Figure II. 9 Action d'ensemble.	22
Figure II. 10 Excentricité de la force globale.	22
Figure II. 11 Zone de pression pour les parois verticales.	23
Figure II. 12 répartition des C_{pe10} sur la direction V2.	23
Figure II. 13 vent sur la terrasse	24
Figure II. 14 répartition de C_{pe10} sur la terrasse.	25
Figure III. 1 Disposition des solives.	33
Figure III. 2 Schémas statique de la solive.	34
Figure III. 3 Shémas statique du sommier.	35
Figure III. 4 Schémas statique du sommier sous charge repartis	35
Figure III. 5 Schémas statique de la poutre secondaire.	37
Figure III. 6 l'effort N revenant sur le poteau le plus sollicité.	39
Figure IV. 1 Schémas statique de l'acrotère	46

Figure IV. 2 Schéma de Ferrailage de l'acrotère	51
Figure IV. 3 constituant d'un escalier.....	51
Figure IV. 4 : vue en plan et schéma statique de l'escalier	52
Figure IV. 5 constituant de la cornière de support	53
Figure IV. 6 Schémas statique de la cornière de support	53
Figure IV. 7 charge revenant au limon.....	55
Figure IV. 8 Schéma statique de la poutre palière.	57
Figure IV. 9 schéma statique de la console	58
Figure IV. 10 Schémas de Ferrailage de la dalle.....	77
Figure IV. 11 Shémas statique de la console du balcon.....	83
Figure V. 1 constituant d'un plancher mixte	61
Figure VI. 1 Vue d'ensemble de la structure	88
Figure VI. 2 diagramme de spectre de réponse selon x	93
Figure VI. 3 diagramme de spectre de réponse selon y.	94
Figure VI. 4 Translation suivant l'axe X-X avec une période de 0.73s.....	95
Figure VI. 5 Translation suivant l'axe Y-Y avec une période de 0.48s.	95
Figure VI. 6 rotation suivant l'axe Z-Z avec une période de à 0.4s.....	96
Figure VII. 1la poutre principale la plus sollicitée.....	103
Figure VII. 2 : la poutre secondaire la plus sollicitée.....	106
Figure VII. 3le poteau le plus sollicité.	108
Figure VII. 4 :propriétés de la section (2CAE100 10).	114
Figure VII. 5 2propriétés de la section (2CAE110 10)	117
Figure VIII. 1 Schémas d'assemblage poutre principale- poteau3. Assemblage poutre principale- poteau	121
Figure VIII. 2 assemblage platine -poutre principale.....	123
Figure VIII. 3 assemblage poutre secondaire - poteau.....	124
Figure VIII. 4 Assemblage platine -poutre.....	126
Figure VIII. 5 assemblage solive-poutre principale	128
Figure VIII. 6 disposition constructive des boulons	129
Figure VIII. 7 assemblage console- poteau	130
Figure VIII. 8 assemblage platine-poutre.....	132
Figure VIII. 9 : assemblage poteau-poteau par couvre joint.	134
Figure VIII. 10 : assemblage gousset nœud du portique par cordon de soudure.	137
Figure VIII. 11:assemblage des diagonales sur gousset.	138
Figure VIII. 12 Disposition géométrique.	139
Figure VIII. 13 Assemblage de contreventement en V inversé.	140
Figure VIII. 14 assemblage des diagonales sur le gousset	141

Figure VIII. 15 : dimension de la platine	143
Figure VIII. 16 dimension de la tige d'ancrage.....	144
Figure VIII. 17 dispositions des tiges d'ancrage.	145
Figure VIII. 18 : Excentricité de l'effort normal.....	145
Figure VIII. 19 Contrainte sous la platine.....	146
Figure IX. 1 Dimension de la semelle.....	150
Figure IX. 2 Schéma de ferrailage de la semelle.....	158
Figure IX. 3 Schéma de ferrailage des longrines.	160
Figure IX. 4: section du fut à ferrailer.....	160
Figure IX. 5 Schéma de ferrailage des futs.	162

Table des tableaux

Tableau II. 1 définition des catégories de terrain (tableau 2.4, chap II RNV99).	13
Tableau II. 2 valeurs de la pression dynamique pour les différents niveaux et toiture.	14
Tableau II. 3 Cpe,10 pour les parois verticales de bâtiment à base rectangulaire.....	16
Tableau II. 4 Cpe10 pour la terrasse avec acrotère.	17
Tableau II. 5 :pression statique.....	18
Tableau II. 6 :pressions statique	18
Tableau II. 7 pression statique.....	18
Tableau II. 8 :pression statique.....	19
Tableau II. 9 :pression statique.....	19
Tableau II. 10 :pression statique.....	19
Tableau II. 11 :pression statique.....	19
Tableau II. 12 la pression du vent qui s'exerce sur un élément de surface j.....	21
Tableau II. 13 force résultante dans chaque niveau	21
Tableau II. 14 Coefficient extérieur Cpe:.....	23
Tableau II. 15 Cpe10 pour la terrasse.....	24
Tableau II. 16 Valeur de la pression statique dans la direction V2.....	25
Tableau II. 17 Valeur de la pression statique dans la direction V2.....	26
Tableau II. 18 Valeur de la pression statique dans la direction V2.....	26
Tableau II. 19 Valeur de la pression statique dans la direction V2.....	26
Tableau II. 20 Valeur de la pression statique dans la direction V2.....	26
Tableau II. 21 Valeur de la pression statique dans la direction V2.....	27
Tableau II. 22 Valeur de la pression statique dans la direction V2.....	27
Tableau II. 23 valeurs des forces de frottements.....	28
Tableau II. 24 valeurs des actions d'ensemble	29
Tableau III. 1 récapitulatifs des sections adoptées	43
Tableau IV. 1 sollicitations sur l'acrotère	46
Tableau VI. 1le pourcentage de participation de masse.....	94
Tableau VI. 2 valeur de pénalité Pq et le facteur de qualité Q.....	91
Tableau VI. 3 : valeurs de poids total de la structure.	92
Tableau VI. 4 : Valeurs des déplacements dus aux forces sismiques.	97
Tableau VI. 5 déplacements horizontaux et relatifs sous séisme.	97
Tableau VII. 1 Vérification avec robot.	105
Tableau VII. 2 : sollicitations sur le poteau HEB360.....	109

Tableau VII. 3 : Vérification avec robot.	114
Tableau VIII. 1 épaisseur du gousset au fonction de l'effort appliqué.	137
Tableau IX. 1 : Les sollicitations à la base des poteaux HEB360.....	149
Tableau IX. 2 Les sollicitations à la base de la semelle.	152
Tableau IX. 3 : Vérification des contraintes dans le sol.....	153
Tableau IX. 4 Les armatures des semelles.	157
Tableau X. 1 : sollicitations sous $C_{pi}=+0,8$	164
Tableau X. 2 sollicitations sous $C_{pi}=-0,5$	164
Tableau X. 3 sollicitations sous $C_{pi}=+0,8$	165
Tableau X. 4 sollicitations sous $C_{pi}=-0,5$	165
Tableau X. 5 : Réaction à la base due aux effets sismiques.	165
Tableau X. 6 rapport M_{st} / M_R	166

Introduction générale

La construction des ouvrages, par les différentes méthodes et matériaux connues, a subi un énorme développement et une grande progression, en passant par des petites maisons rudimentaires aux grands palais et ouvrages d'art. Cette progression est la conséquence de plusieurs facteurs, en particulier les nouvelles méthodes des études et des conceptions, et l'utilisation des logiciels de calcul pour avoir une meilleure optimisation.

Parmi les différents modes de construction, la construction métallique, qui a vécu un développement important sur tous dans le domaine industriel et publique ; ce ci revient aux conditions de confort et de sécurité qui nous offre de plus ce mode de construction.

Une telle construction est maintenue par une ossature métallique, résultante de l'assemblage de différents composants, cet assemblage doit être conçu globalement de manière à assurer que la structure réalisée répond à l'usage prévu pour l'ouvrage, c'est-à-dire respecter ultérieurement et tous au long du processus de l'étude, la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis de tous les actions qui lui sont appliqués ; assurer la cohérence des déformations relative des systèmes structurels.

La conception d'ensemble préalable à tout calcul, consiste donc à établir une organisation générale des éléments de telle sorte que toutes les fonctions structurelles soient remplies, dans des conditions compatibles avec l'exploitation du bâtiment, ce qui est le but de notre modeste travail qui consiste à faire une étude et une conception d'un bâtiment à usage d'habitation .

Notre travail est composé d'une introduction générale et de plusieurs chapitres

Chapitre 1 : présentation de l'ouvrage et hypothèses de calcul

Chapitre 2 : étude climatique

Chapitre 3 : pré-dimensionnement des éléments

Chapitre 4 : dimensionnement des éléments secondaires

Chapitre 5 : étude du plancher mixte

Chapitre 6 : étude sismique

Chapitre 7 : vérification des éléments

Chapitre 8 : calcul des assemblages

Chapitre 9 : étude de l'infrastructure

Chapitre 10 : vérification de la stabilité d'ensemble.

CHAPITRE I Présentation de l'ouvrage

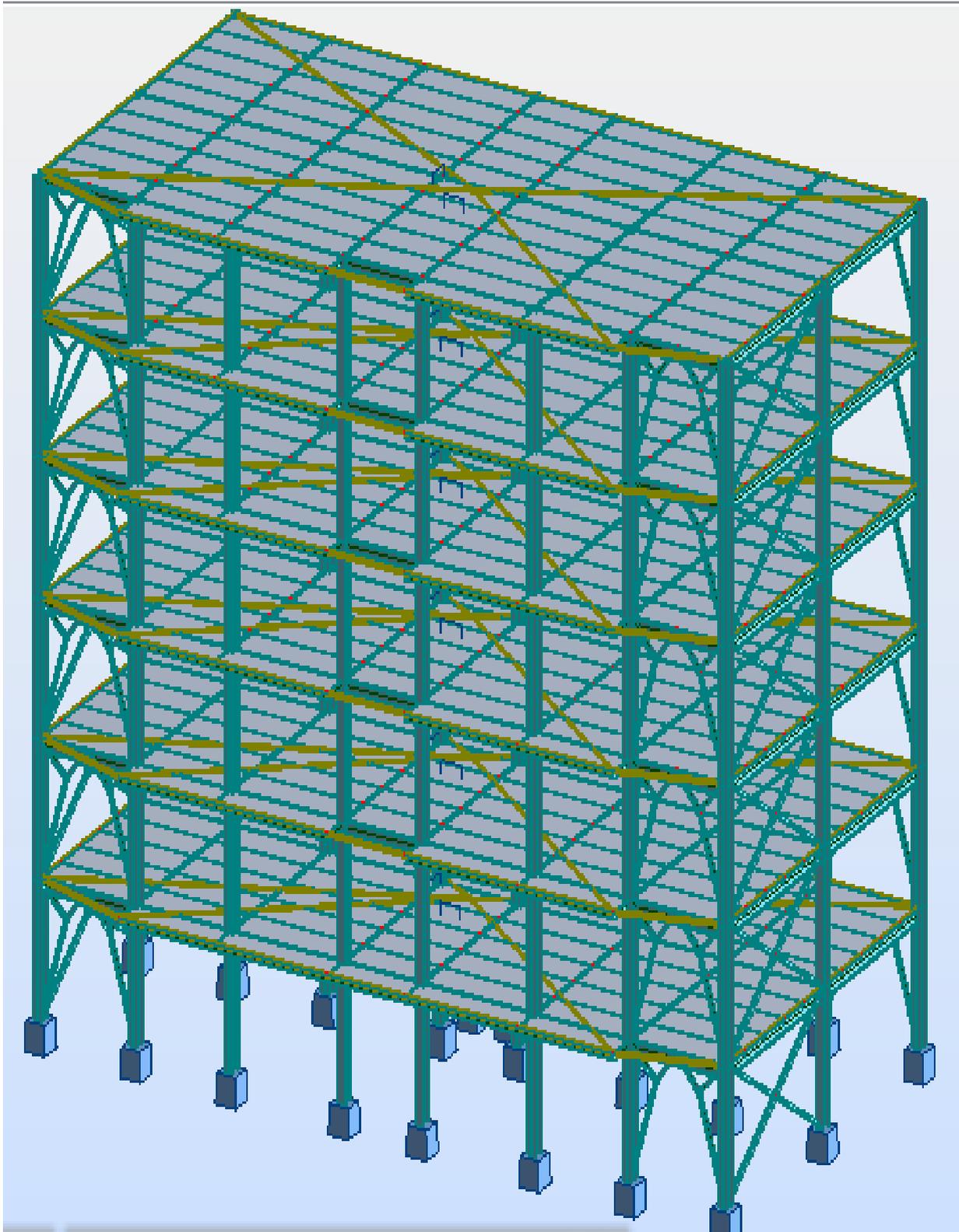


Figure : vue 3D de la structure

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 Mila. La structure se compose d'un rez-de-chaussée et 5 étages.

- Hypothèses climatique : **zone A** pour la neige.
- **zone I** pour le vent (selon le RNV99).
- Zone sismique : **zone IIa** (moyenne sismicité selon le RPA99V2003).

2.1 Dimension de l'ouvrage

- Longueur total du bâtiment: 24,04 m.
- Largeur total du bâtiment : 11,98 m.
- Hauteur total du bâtiment seul : 19.44 m.
- Hauteur de chaque niveau : 3,24 m.
- Hauteur de l'acrotère : 0.8 m

2.2 Composition de l'ouvrage

- **Ossature** : partie d'une structure, comprenant un ensemble d'éléments structuraux directement assemblés et dimensionnés pour agir ensemble à fin de résister aux charges. La structure est constituée des poteaux en HEA, poutres en IPE et contreventé par des palées triangulées.
- **Plancher** : Plancher mixte avec dalle collaborante coulée sur un bac d'acier TN40. Et une pente faible 1.5% pour l'écoulement des eaux pluviales pour le plancher terrasse.
- **Escalier** : Nous avons un seul type d'escalier (escalier droit constitué d'un palier de repos et de deux volées).
- **Acrotère** : la terrasse est entourée par un acrotère en béton armé d'une hauteur de 80,00 cm et une épaisseur de 10,00 cm.

2.3 Assemblages

Les assemblages des élément de la structure étudier sont réaliser par des assemblages boulonnés et soudés

- 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_{by} » ainsi que celle de la résistance à la traction « f_{bu} » 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 I. 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

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 $5,65\sqrt{A_0}$ ou A_0 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) : $\nu = 0,3$

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 : $f_u = 360 \text{ N/mm}^2$

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 retrait : $\varepsilon = 4 \cdot 10^{-6}$

4. Données concernant le site :

Les résultats obtenus à partir des essais de pénétration dynamique dénotent un sol homogène dans l'ensemble et sain.

Le sol sur lequel reposera la construction est de nature ferme (catégorie S2), avec une contrainte admissible $\sigma_{sol} = 0,24 \text{ MPa}$.

5. 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).

6. 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 :

6.1 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.

6.2 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.

7. Actions et combinaisons d'actions

7.1 Les actions :

7.1.1 Actions permanentes G_i :

Poids propre des éléments de la construction ;

Poids propre des équipements fixes.

7.1.2 Actions variables Q_i :

- Charges d'exploitation ;
- Charges appliquées en cours d'exécution.

7.1.3 Actions climatiques :

{Vent → **W**;
{Neige → **S**.

Actions accidentelles E_i :

- Séisme

7.2 Combinaisons d'actions « CCM97-article 2.3.2.2 »

7.2.1 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 :

$$\sum_j \gamma_{G_j} \cdot G_{k_j} + 1,5 \cdot Q_{k,max}$$

Avec prise en compte de toutes les actions variables défavorables :

$$\sum_j \gamma_{G_j} \cdot G_{k_j} + 1,35 \cdot \sum_{i>1} Q_{ki}$$

Avec :

G_{k_j} : Valeur caractéristique des actions permanentes ;

Q_{ki} : Valeur caractéristique des actions variables ;

$\begin{cases} \gamma_{G_j} = 1,35 \rightarrow \text{Si l'action agit défavorablement;} \\ \gamma_{G_j} = 1 \rightarrow \text{Si l'action agit favorablement.} \end{cases}$

✓ **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 :

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

Avec prise en compte de toutes les actions variables défavorables :

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

7.2.2 Situations accidentelles « RPA 99 version 2003 article 5.2 »

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

$$G + Q \pm E$$

$$G + Q \pm 1,2 \cdot E$$

$$0,8 \cdot G \pm E$$

CHAPITRE II Etudes 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 **Mila** qui appartient à la zone A (zone de neige) a une altitude de 386m au niveau de la mer $H = 386\text{m}$

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

$$S_k = \frac{0,07 \cdot 486 + 15}{100} = 0,49 \text{ KN/m}^2$$

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

$$S = 0,8 \cdot 0,49 = 0,392 \text{ kN/m}^2$$

$$S = 0,392 \text{ kN/m}^2$$

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.

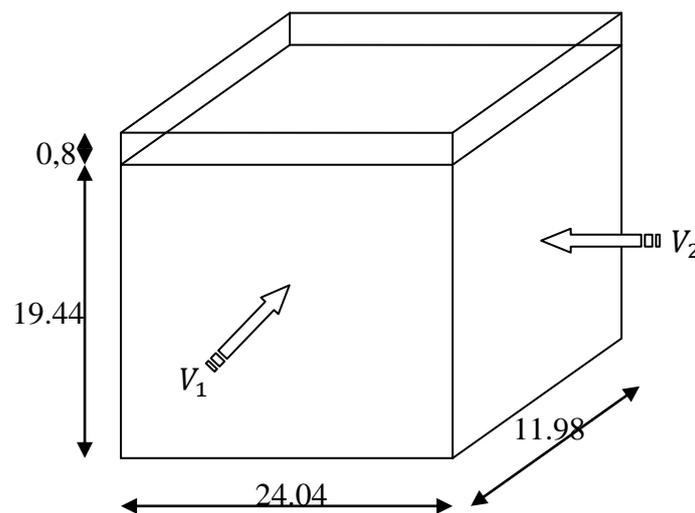


Figure II. 1 les deux directions principales du vent.

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 variera 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).

4. Coefficient de calcul

4.1 Calcul du coefficient dynamique C_d

Deux cas se présentent :

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

$$b = 24,04 \text{ m}$$

$$h = 19,44 \text{ m}$$

$C_d = 0,94$ (reporter à la figure 3.2 ; RNV99).

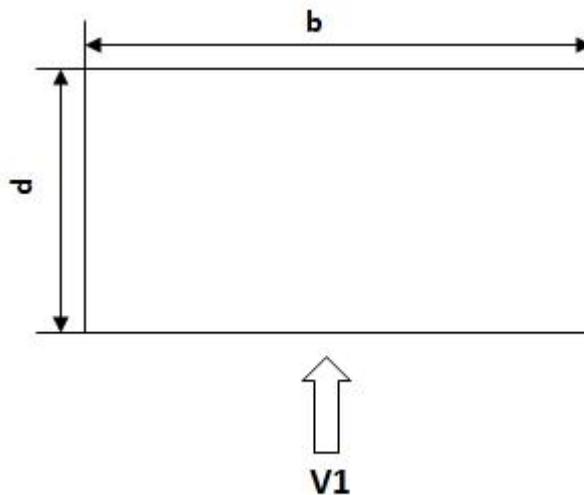


Figure II. 2 Vent perpendiculaire à la façade principale.

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

$$b = 11,98 \text{ m}$$

$$h = 19,44 \text{ m}$$

$$C_d = 0,98$$

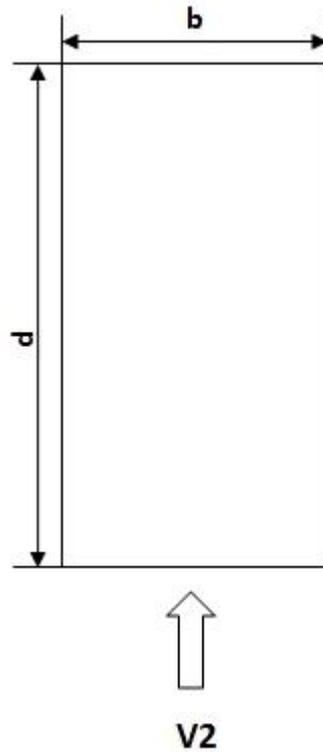


Figure II. 3 Vent parallèle à la façade principale.

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).

5. 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) : $q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$.

5.1 Effet de site

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

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

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

Catégorie de terrain	K_T	$Z_0(m)$	$Z_{min}(m)$
IV	0.24	1	16

Tableau II. 1 définition des catégories de terrain (tableau 2.4, chap II RNV99).

6. 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/m²) : 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 :

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

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

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

Z : la hauteur considérée est :

- La distance verticale mesurée à partir du sol au centre de l'élément j si cet élément de surface est verticale ;
- La hauteur totale de la construction si cet élément de surface j fait partie de la toiture

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau suivant :

Niv	Z(m)	C _r	C _e	q _{dyn} (N/m ²)
R.D.C	1.62	0.665	1.559	584.625
1^{er} étage	4.86	0.665	1.559	584.625
2^{ème} étage	8.1	0.665	1.559	584.625
3^{ème} étage	11.34	0.665	1.559	584.625
4^{ème} étage	14.58	0.665	1.559	584.625
5^{ème} étage	17.82	0.691	1.638	614.250

Tableau II. 2 valeurs de la pression dynamique pour les différents niveaux et toiture.

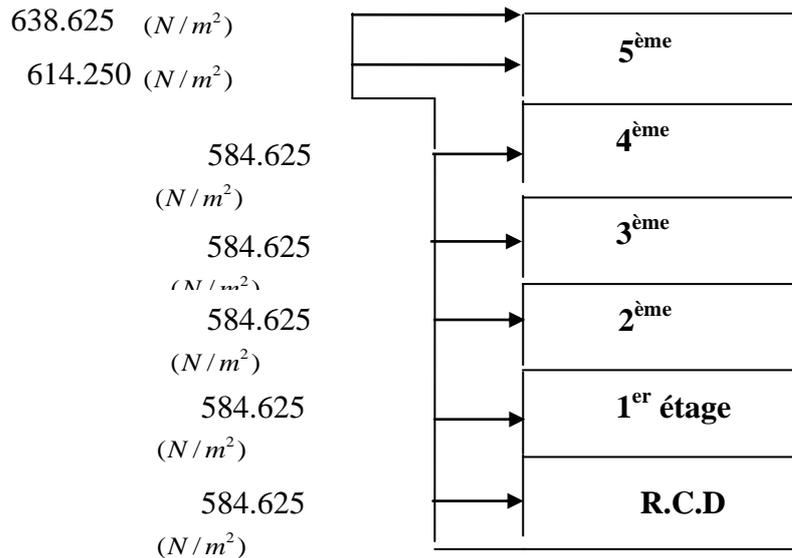


Figure II. 4 : répartition des pressions dynamique

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

7.1 Vent perpendiculaire à la façade principale (sens V_1)

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 on a : $b = 24.04 \text{ m}$, $d = 11.98 \text{ m}$ et $h = 19.44$

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

$e = 24.04 \text{ m}$.

On a : $e > d = 11,98 \text{ m}$ (largeur du bâtiment).

$$\frac{e}{5} = \frac{24,04}{5} = 4,81 \text{ m}$$

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

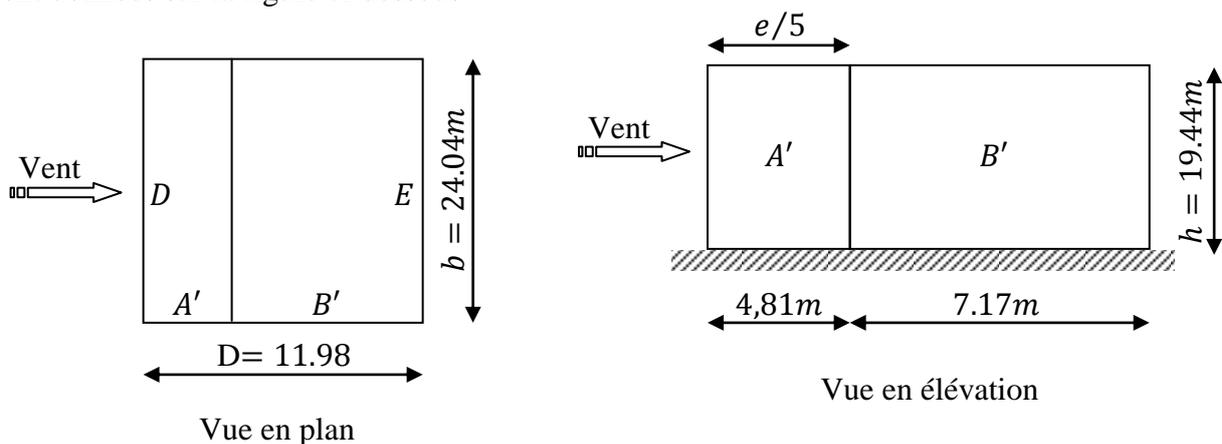


Figure II. 5 Zone de pression pour les parois verticales

Pour le calcul de C_{pe} , on se réfère au RNVA [Chap 5 Paragraphe 1.1.1.2 et Tab 5.1]

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

Tableau II. 3 $C_{pe,10}$ pour les parois verticales de bâtiment à base rectangulaire.

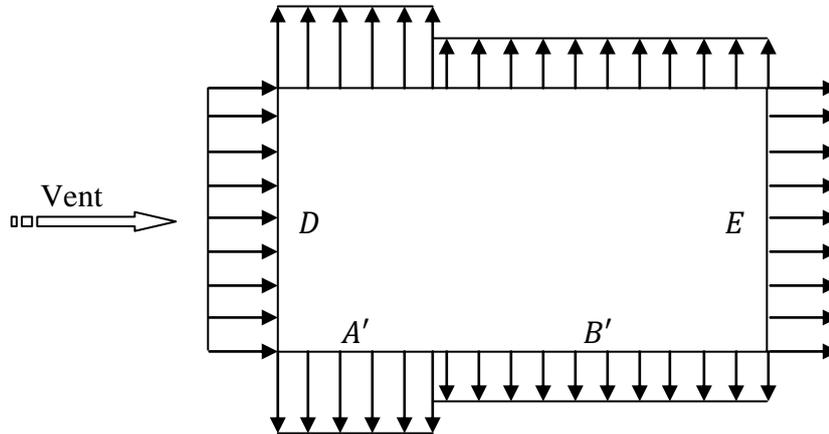


Figure II. 6 répartition de C_{pe10} sur façade principale.

• **Terrasse avec acrotère**

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

Selon RNVA [Chap 5 Paragraphe 1.1.3] les différentes zones de pression F, G, H et I sont représentées sur la figure ci-dessous

- $h_p = 0,8$ m (hauteur de l'acrotère)
- $h = 19,44$ m (hauteur du bâtiment)
- $b = 24,04$ m (longueur total du bâtiment)
- $d = 11,98$ m (largeur du bâtiment)
- $e = \min [b ; 2h] ; e = 24,04$ m.

NB : Pas de zone I dans la terrasse car :

$$\frac{e}{10} = \frac{24,04}{10} = 2,404m \rightarrow \text{zone F}$$

$$\frac{e}{2} - \frac{e}{10} = \frac{24,04}{2} - \frac{24,04}{10} = 9,616m < d = 11,98m \rightarrow \begin{cases} \text{zone H } 11,98 - 2,404 = 9,576m \\ \text{zone I } \rightarrow 0 \end{cases}$$

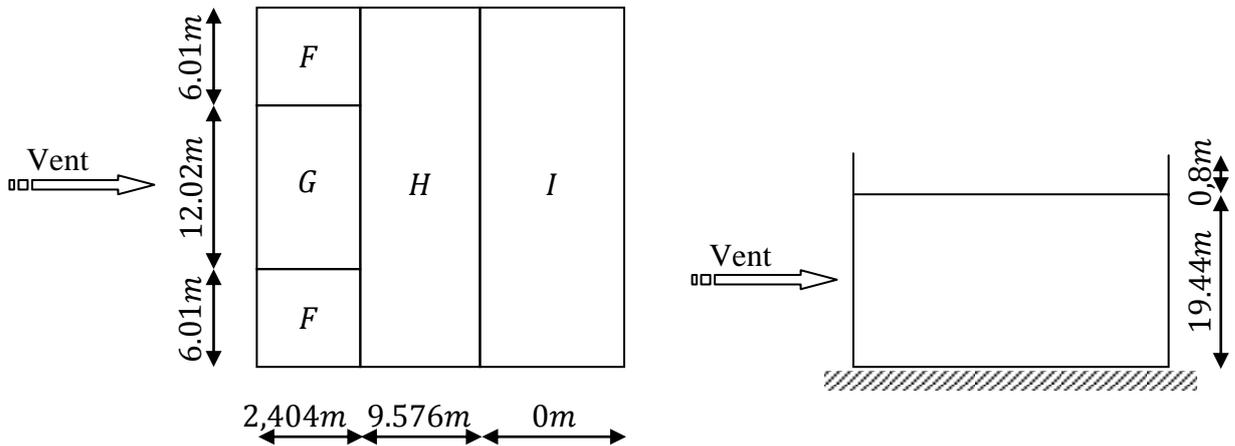


Figure II. 7 vent sur la terrasse avec acrotère.

Selon RNVA [Chap 5 Tab 5.2] on a :

Dans notre cas : $\frac{h_p}{h} = \frac{0,8}{19,44} = 0,041$

Par interpolation linéaire entre les valeurs 0,025 et 0,05 on trouve :

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

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

	F	G	H
Terrasse avec acrotère	C_{pe10}	C_{pe10}	C_{pe10}
	- 1.472	- 0.972	- 0.7

Tableau II. 4 C_{pe10} pour la terrasse avec acrotère.

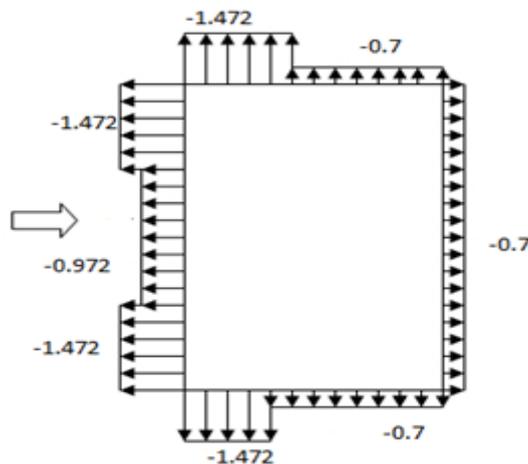


Figure II. 8 répartition de C_{pe10} sur la terrasse avec acrotère.

8. 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.

8.1 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 × q_{dyn}(Z_j) × [C_{pe} - C_{pi}] [N / m²] (Formule 2.1 RNV99)

- **Parois verticales**
- ✓ **Pour C_{pi} = 0,8**
- ✓ **Pour C_{pi} = -0,5**

RDC

Zone	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	C_{pi.1}	C_{pi.2}	q_{j.1}	q_{j.2}
A'	0,94	584,625	-1	-0,5	+0,8	-274,773	-989,185
B'	0,94	584,625	-0,8	-0,5	+0,8	-164,864	-879,276
D	0,94	584,625	+0,8	-0,5	+0,8	714,411	0
E	0,94	584,625	-0,3	-0,5	+0,8	109,909	-604,502

Tableau II. 5 :pression statique RDC

Premier étage

Zone	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	C_{pi.1}	C_{pi.2}	q_{j.1}	q_{j.2}
A'	0,94	584,625	-1	-0,5	+0,8	-274,773	-989,185
B'	0,94	584,625	-0,8	-0,5	+0,8	-164,864	-879,276
D	0,94	584,625	+0,8	-0,5	+0,8	714,411	0
E	0,94	584,625	-0,3	-0,5	+0,8	109,909	-604,502

Tableau II. 6 :pressions statique 1^{er} étage

Deuxième étage

Zone	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	C_{pi.1}	C_{pi.2}	q_{j.1}	q_{j.2}
A'	0,94	584,625	-1	-0,5	+0,8	-274,773	-989,185
B'	0,94	584,625	-0,8	-0,5	+0,8	-164,864	-879,276
D	0,94	584,625	+0,8	-0,5	+0,8	714,411	0
E	0,94	584,625	-0,3	-0,5	+0,8	109,909	-604,502

Tableau II. 7 pression statique 2^{ème} étage

Troisième étage

Zone	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	$C_{pi.1}$	$C_{pi.2}$	$q_{j.1}$	$q_{j.2}$
A'	0,94	584,625	-1	-0,5	+0,8	-274,773	-989,185
B'	0,94	584,625	-0,8	-0,5	+0,8	-164,864	-879,276
D	0,94	584,625	+0,8	-0,5	+0,8	714,411	0
E	0,94	584,625	-0,3	-0,5	+0,8	109,909	-604,502

Tableau II. 8 :pression statique 3ème étage

Quatrième étage

Zone	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	$C_{pi.1}$	$C_{pi.2}$	$q_{j.1}$	$q_{j.2}$
A'	0,94	584,625	-1	-0,5	+0,8	-274,773	-989,185
B'	0,94	584,625	-0,8	-0,5	+0,8	-164,864	-879,276
D	0,94	584,625	+0,8	-0,5	+0,8	714,411	0
E	0,94	584,625	-0,3	-0,5	+0,8	109,909	-604,502

Tableau II. 9 :pression statique 4ème étage

- Cinquième étage

Zone	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	$C_{pi.1}$	$C_{pi.2}$	$q_{j.1}$	$q_{j.2}$
A'	0,94	614,250	-1	-0,5	+0,8	-288,697	-1039,311
B'	0,94	614,250	-0,8	-0,5	+0,8	-173,218	-923,832
D	0,94	614,250	+0,8	-0,5	+0,8	750,613	0
E	0,94	614,250	-0,3	-0,5	+0,8	115,479	-635,134

Tableau II. 10 :pression statique 5ème étage

- Terrasse avec acrotère

Zone	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	$C_{pi.1}$	$C_{pi.2}$	$q_{j.1}$	$q_{j.2}$
F	0,94	638,625	-1,472	-0,5	+0,8	-583,498	-1363,898
G	0,94	638,625	-0,972	-0,5	+0,8	-238,345	-1063,744
H	0,94	638,625	-0,7	-0,5	+0,8	-120,061	-900,461

Tableau II. 11 :pression statique sur terrasse

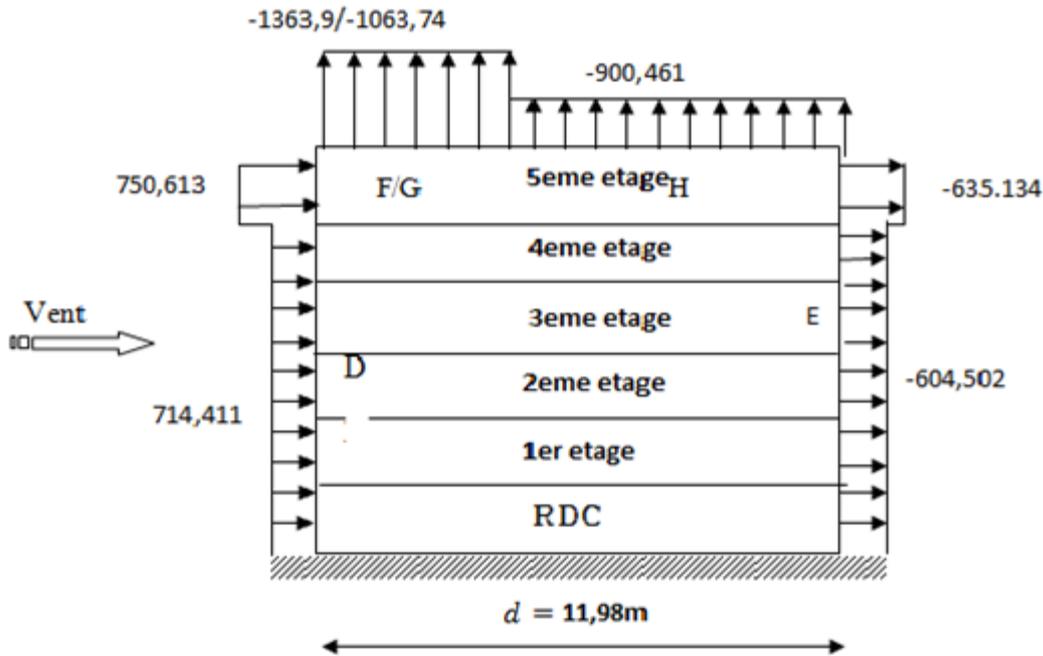


Figure II. 9 pression exercés sur les zones D,E,F,G,H

9. Force de frottement

Selon le paragraphe 1.4.2 du chapitre 2 du RNV99, les constructions pour lesquelles les forces

de frottements doivent être calculés 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) : $b = 24.04$ m ; $d = 11,98$; $h = 19.44$.

$$\left. \begin{aligned} \frac{d}{b} &= \frac{11,98}{24,04} = 0,5 < 3 \\ \frac{d}{h} &= \frac{11,98}{19,44} = 0,62 < 3 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{A partire de ses conditions, on peut negligier la force de frottement}$$

10. 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 correspondant 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 :

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

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_{fij} : la force de frottement éventuelle

Zone	Niveau	Si(m ²)	q _j (N/m ²)	q _j * Si (N)
D	RDC	77,889	714,411	55644,758
	1er étage	77,889	714,411	55644,758
	2em étage	77,889	714,411	55644,758
	3em étage	77,889	714,411	55644,758
	4em étage	77,889	714,411	55644,758
	5em étage	77,889	750,613	58464,495
E	RDC	77,889	-604,502	-47084,056
	1er étage	77,889	-604,502	-47084,056
	2em étage	77,889	-604,502	-47084,056
	3em étage	77,889	-604,502	-47084,056
	4em étage	77,889	-604,502	-47084,056
	5em étage	77,889	-635,134	-49469,952
F	toiture	28,896	-1363,898	-39411,196
G	toiture	28,896	-1063,744	-39411,196
H	toiture	230,207	-900,461	-207292,425

Tableau II. 12 la pression du vent qui s'exerce sur un élément de surface j

Niveau	RDC	1 ^{er} étage	2em étage	3em étage	4em étage	5em étage	toiture
$\sum q_j * Si(N)$	8560,702	8560,702	8560,702	8560,702	8560,702	8994,543	- 286114,82
$\sum F_{fij}(N)$	0	0	0	0	0	0	0
$F_w(N)$	8560.702	8560.702	8560.702	8560.702	8560.702	8994,543	0
$F_u(N)$	0	0	0	0	0	0	- 286114,82

Tableau II. 13 force résultante dans chaque niveau

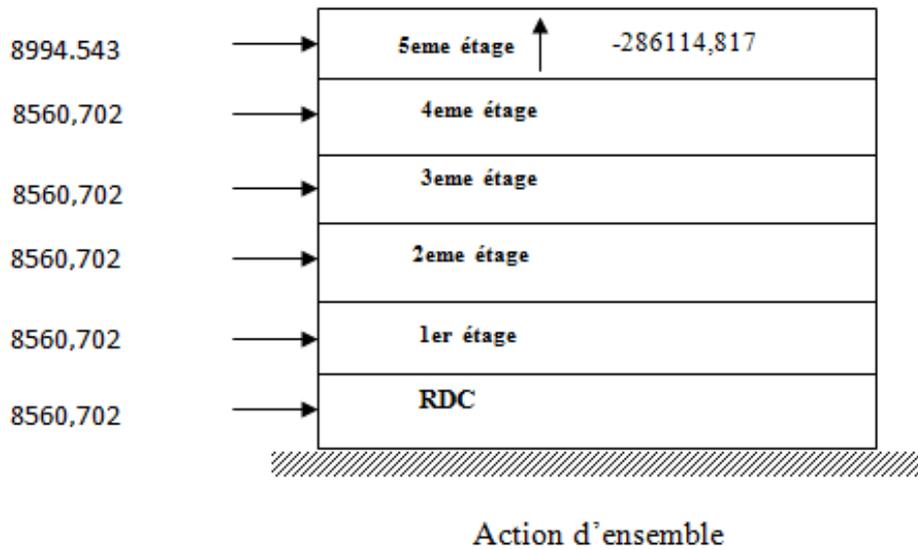


Figure II. 10 Action d'ensemble.

11. 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 : $e = \pm \frac{24,04}{10} = \pm 2,404m$

$b/2 = 24.04/2 = 12.02m$

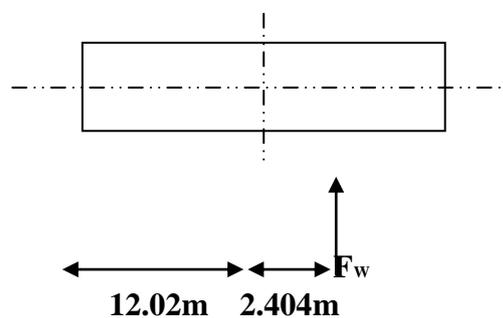


Figure II. 11 Excentricité de la force globale.

11. Vent parallèle à la façade principale (sens V_2)

- **Parois verticales**

Pour cette direction on a :

$b = 11,98m$

$d = 24,04\text{m}$

$h = 19,44\text{m}$

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

$e = \min [11,98 ; 38,88] ; e = 11,98 \text{ m} < d = 24,04 \text{ m}$.

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à cette zone sont données dans la figure ci dessous

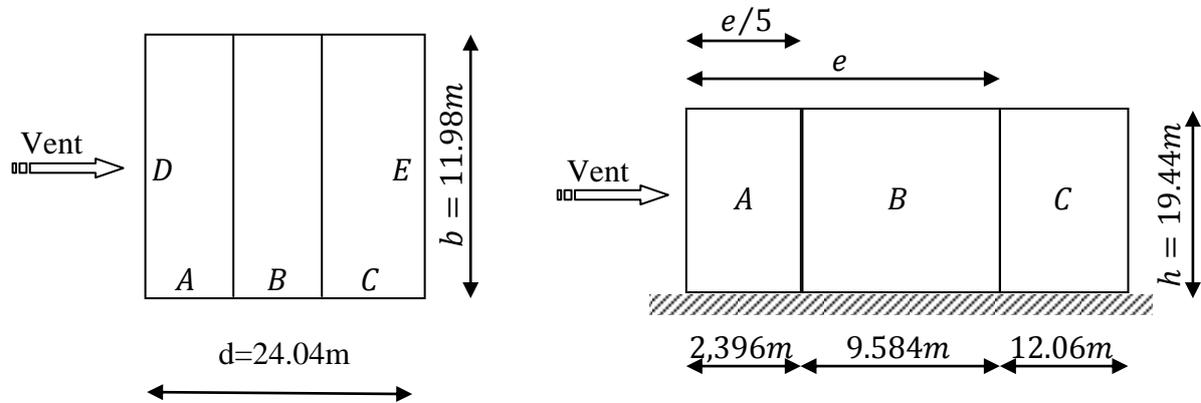


Figure II. 12 Zone de pression pour les parois verticales.

➤ **Coefficient de pression extérieur (C_{pe})**

Pour le calcul de C_{pe} , on se réfère au RNVA [Chap 5 Paragraphe 1.1.1.2]

A	B	C	D	E
$C_{pe} = C_{pe,10}$				
-1	-0,8	-0,5	+0,8	-0,3

Tableau II. 14 Coefficient extérieur C_{pe} :

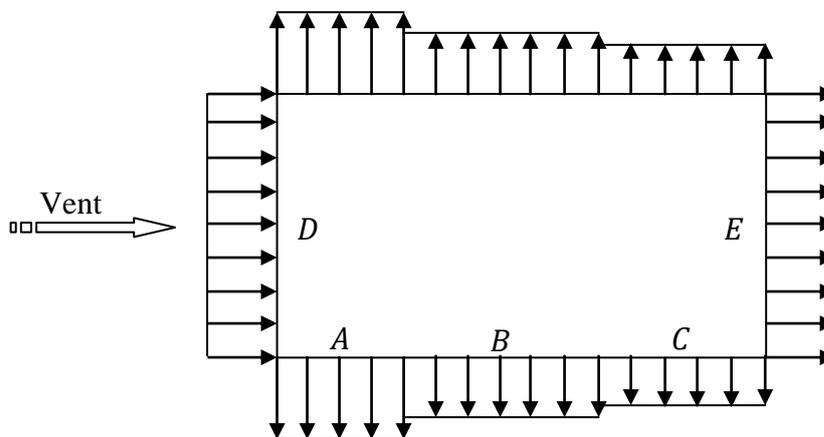


Figure II. 13 répartition des C_{pe10} sur la direction V2.

➤ **Terrasse avec acrotère**

$h_p = 0,80 \text{ m} ; h = 19,44\text{m} ;$

$b = 11,98 \text{ m} ; d = 24,04 \text{ m} ;$

$e = 11,98 \text{ m}$

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

$$e = \min[b, 2 \cdot h] = 11.98m$$

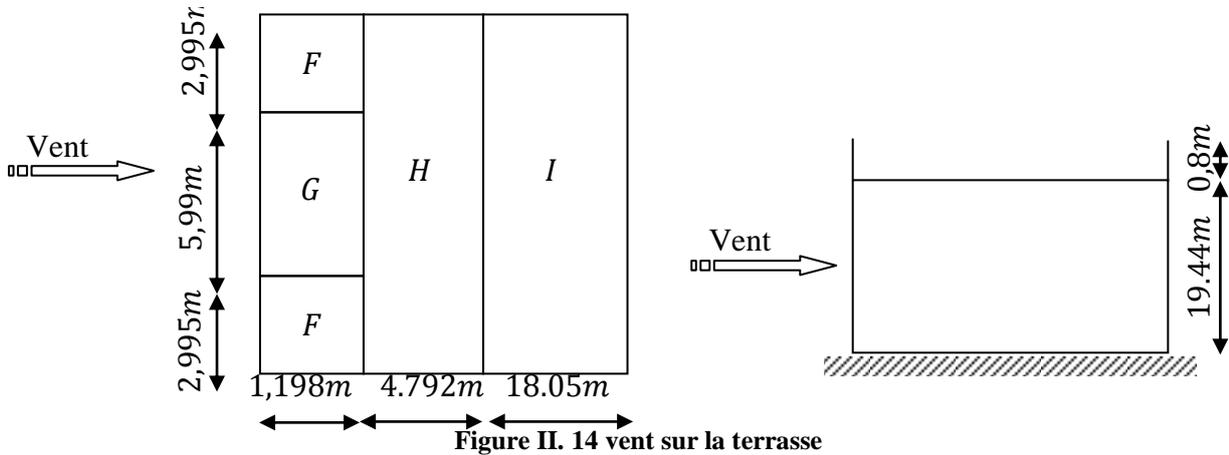


Figure II. 14 vent sur la terrasse

Selon RNVA [Chap 5 Tab 5.2] on a :

$$\text{Dans notre cas : } \frac{h_p}{h} = \frac{0,8}{19,44} = 0,041$$

Par interpolation linéaire entre les valeurs 0,025 et 0,05, on trouve :

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

F	G	H	I
$C_{pe} = C_{pe,10}$	$C_{pe} = C_{pe,10}$	$C_{pe} = C_{pe,10}$	$C_{pe} = C_{pe,10}$
-1,472	-0,972	-0.7	± 0.2

Tableau II. 15 Cpe10 pour la terrasse.

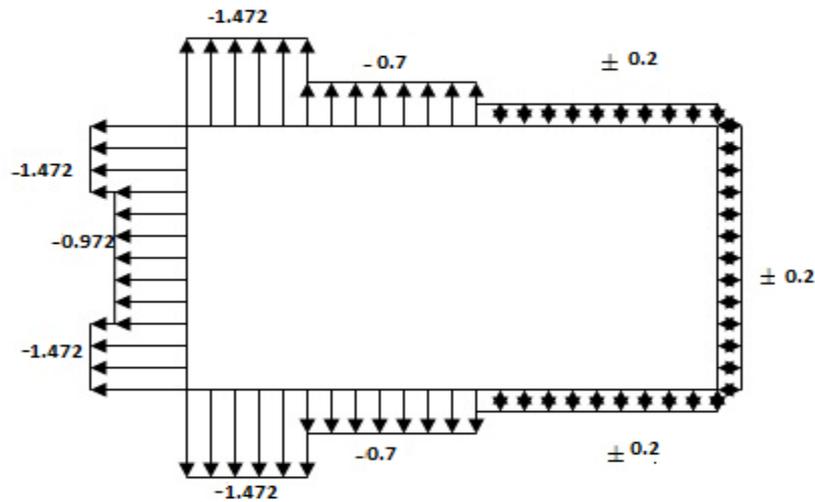


Figure II. 15 répartition de Cpe10 sur la terrasse.



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

3.1.1. 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 verticale**

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

RDC

Zone	C _d	q _{dyn}	C _{pe}	C _{pi.1}	C _{pi.2}	q _{j.1}	q _{j.2}
A	0,98	584,625	-1	-0,5	+0,8	-286,466	-1031,278
B	0,98	584,625	-0,8	-0,5	+0,8	-171,879	-916,692
C	0,98	584,625	-0,5	-0,5	+0,8	0	-744,812
D	0,98	584,625	+0,8	-0,5	+0,8	744,812	0
E	0,98	584,625	-0,3	-0,5	+0,8	114,586	-630,225

Tableau II. 16 Valeur de la pression statique dans la direction V2

Premier étage

Zone	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	$C_{pi.1}$	$C_{pi.2}$	$q_{j.1}$	$q_{j.2}$
A	0,98	584,625	-1	-0,5	+0,8	-286,466	-1031,278
B	0,98	584,625	-0,8	-0,5	+0,8	-171,879	-916,692
C	0,98	584,625	-0,5	-0,5	+0,8	0	-744,812
D	0,98	584,625	+0,8	-0,5	+0,8	744,812	0
E	0,98	584,625	-0,3	-0,5	+0,8	114,586	-630,225

Tableau II. 17 Valeur de la pression statique dans la direction V2

Deuxième étage

Zone	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	$C_{pi.1}$	$C_{pi.2}$	$q_{j.1}$	$q_{j.2}$
A	0,98	584,625	-1	-0,5	+0,8	-286,466	-1031,278
B	0,98	584,625	-0,8	-0,5	+0,8	-171,879	-916,692
C	0,98	584,625	-0,5	-0,5	+0,8	0	-744,812
D	0,98	584,625	+0,8	-0,5	+0,8	744,812	0
E	0,98	584,625	-0,3	-0,5	+0,8	114,586	-630,225

Tableau II. 18 Valeur de la pression statique dans la direction V2

Troisième étage

Zone	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	$C_{pi.1}$	$C_{pi.2}$	$q_{j.1}$	$q_{j.2}$
A	0,98	584,625	-1	-0,5	+0,8	-286,466	-1031,278
B	0,98	584,625	-0,8	-0,5	+0,8	-171,879	-916,692
C	0,98	584,625	-0,5	-0,5	+0,8	0	-744,812
D	0,98	584,625	+0,8	-0,5	+0,8	744,812	0
E	0,98	584,625	-0,3	-0,5	+0,8	114,586	-630,225

Tableau II. 19 Valeur de la pression statique dans la direction V2

Quatrième étage

Zone	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	$C_{pi.1}$	$C_{pi.2}$	$q_{j.1}$	$q_{j.2}$
A	0,98	584,625	-1	-0,5	+0,8	-286,466	-1031,278
B	0,98	584,625	-0,8	-0,5	+0,8	-171,879	-916,692
C	0,98	584,625	-0,5	-0,5	+0,8	0	-744,812
D	0,98	584,625	+0,8	-0,5	+0,8	744,812	0
E	0,98	584,625	-0,3	-0,5	+0,8	114,586	-630,225

Tableau II. 20 Valeur de la pression statique dans la direction V2

Cinquième étage

Zone	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	$C_{pi.1}$	$C_{pi.2}$	$q_{j.1}$	$q_{j.2}$
A	0,98	614,250	-1	-0,5	+0,8	-300,982	-1083,537
B	0,98	614,250	-0,8	-0,5	+0,8	-180,589	-963,144
C	0,98	614,250	-0,5	-0,5	+0,8	0	-782,554
D	0,98	614,250	+0,8	-0,5	+0,8	782,554	0
E	0,98	614,250	-0,3	-0,5	+0,8	120,393	-662,161

Tableau II. 21 Valeur de la pression statique dans la direction V2

Toiture :

Zone	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	$C_{pi.1}$	$C_{pi.2}$	$q_{j.1}$	$q_{j.2}$
F	0,98	638,625	-1,472	-0,5	+0,8	-608,328	-1421,936
G	0,98	638,625	-0,972	-0,5	+0,8	-295,402	-1109,010
H	0,98	638,625	-0,7	-0,5	+0,8	-125,170	-938,778
I	0,98	638,625	-0,2	-0,5	+0,8	187,337	-625,852
			0.2			438,096	-375,511

Tableau II. 22 Valeur de la pression statique dans la direction V2

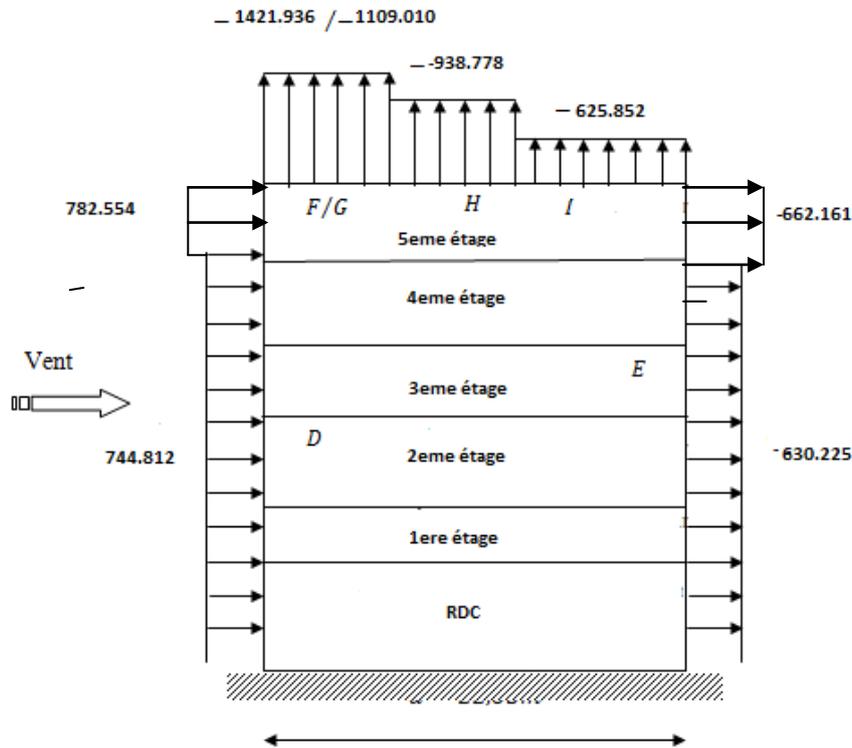


Figure II. 16 pression statique sur D,E,F,G,H,I

➤ **Force de frottement :**

Dans notre cas, pour cette direction du vent (V_2) :
 $b = 11.98 = m$, $d = 24.04m$, et $h = 19.44m$

Il faut vérifier les conditions suivantes :

$$\frac{d}{b} = \frac{24.04}{11.98} = 2,006 \geq 3 \rightarrow \text{non Vérifiée}$$

$$\frac{d}{h} = \frac{24.04}{19.44} = 1,236 \geq 3 \rightarrow \text{non Vérifiée}$$

⇒ Les conditions ne sont pas vérifiées, pour cela, on ne prend pas en

Considération les forces de frottement dues au vent.

➤ **action d'ensemble :**

Zone	Niveau	Si(m ²)	q _j (N/m ²)	q _j * Si (N)
D	RDC	38,815	744,182	28909,877
	1^{er} étage	38,815	744,182	28909,877
	2em étage	38,815	744,182	28909,877
	3em étage	38,815	744,182	28909,877
	4em étage	38,815	744,182	28909,877
	5em étage	38,815	782,554	30374,833
E	RDC	38,815	-630,225	-24462,183
	1^{er} étage	38,815	-630,225	-24462,183
	2em étage	38,815	-630,225	-24462,183
	3em étage	38,815	-630,225	-24462,183
	4em étage	38,815	-630,225	-24462,183
	5em étage	38,815	-662,161	-25701,779
F	Toiture	7,176	-1421,936	-10203,812
G	Toiture	7,176	-1109,010	-7958,255
H	Toiture	57,408	-938,778	-53893,482
I	toiture	216,239	-625,852	-135333,61

Tableau II. 23 valeurs des forces de frottements

Niveau	RDC	1er étage	2em étage	3em étage	4em étage	5em étage	toiture
$\sum q_j \cdot S_i(N)$	4447,694	4447,694	4447,694	4447,694	4447,694	4673,054	- 207389,159
$\sum F_{frj}(N)$	0	0	0	0	0	0	0
$F_w(N)$	4447,694	4447,694	4447,694	4447,694	4447,694	4673,054	0
$F_u(N)$	0	0	0	0	0	0	- 207389,159

Tableau II. 24 valeurs des actions d'ensemble

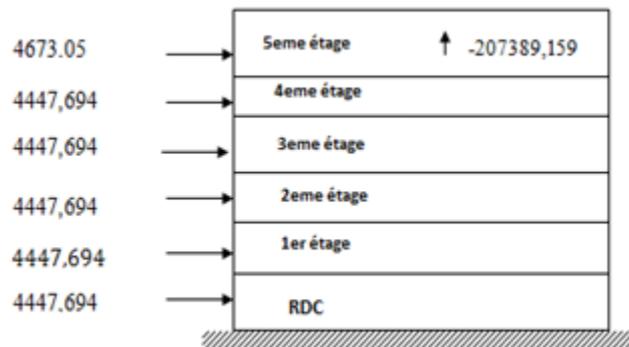


Figure II. 17 action d'ensemble

➤ **Excentricité de la force globale horizontale :**

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

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

Donc :

$$e = \pm \frac{11.98}{10} = \pm 1,198m$$

$$b/2 = 11.98/2 = 5,99m$$

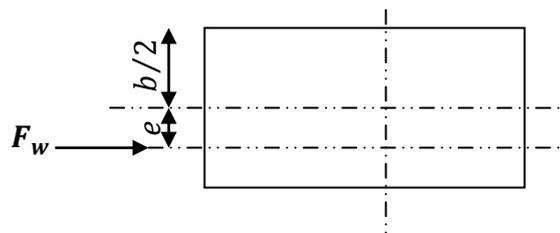


Figure II. 18 Excentricité de la force globale

CHAPITRE III Pré dimensionnement

1. Introduction :

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

2. Principe de calcul :

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

2.1 Condition de flèche :

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

Avec :

$$f_{cal} = \frac{P_s \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y} \quad \text{Pour le cas d'une poutre bis encastree}$$

l : Portée de l'élément considéré.

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

P_s : Charge sur le profilé à l'ELS.

I_y : Moment d'inertie du profilé.

2.2 Condition de résistance :

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

$$M_{sd} = \frac{P_u \cdot l^2}{12} \quad \text{Pour le cas d'une poutre bis encastree}$$

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

Avec :

M_{sd} : Moment sollicitant le profilé.

M_{Rd} : Moment résistant du profilé.

P_u : Charge sur le profilé à l'ELU.

f_y : Limite d'élasticité de l'acier.

W_{pl} : Module de résistance plastique.

γ_{M_0} : Coefficient partiel de sécurité

3. Évaluation des charges sur le plancher :

Les charges et surcharges ont été prises dans le document technique réglementaire (D.T.R-BC.2.2).

➤ **Les charges permanentes (G) :**

3.1 Plancher terrasse :

1- Gravillon de protection ($e = 4cm$)	$0,2 \cdot 4 = 0,8 KN/m^2$
2- Étanchéité multicouches ($e = 2cm$)	$0,12 KN/m^2$
3- Isolation thermique (liège) ($e = 4cm$)	$0,04 \cdot 4 = 0,16 KN/m^2$
4- Forme de pente ($e = 8cm$)	$0,08 \cdot 22 = 1,76 KN/m^2$
5- Tôle type cofrastra 40	$0,15 KN/m^2$
6- Enduit en plâtre ($e = 1,5cm$)	$0,1 \cdot 1,5 = 0,15 KN/m^2$
7- Dalle en béton armé ($e = 12cm$)	$0,12 \cdot 25 = 3 KN/m^2$
	$G = 6,14 KN/m^2$

3.2 Plancher courant :

1- Cloisons de séparation ($e = 10cm$)	$1,2 KN/m^2$
2- Revêtements en carrelage ($e = 2cm$)	$0,2 \cdot 2 = 0,4 KN/m^2$
3- Mortier de pose ($e = 1,5cm$)	$0,2 \cdot 1,5 = 0,3 KN/m^2$
4- Lit de sable ($e = 2cm$)	$18 \cdot 0,02 = 0,36 KN/m^2$
5- Enduit en plâtre ($e = 1,5cm$)	$0,1 \cdot 1,5 = 0,15 KN/m^2$
6- Dalle en béton armé ($e = 12cm$)	$0,12 \cdot 25 = 3 KN/m^2$
7- Tôle type cofrastra 40	$0,15 KN/m^2$
	$G = 5,56 KN/m^2$

3.3 Murs extérieurs :

1- Enduit intérieur en plâtre ($e = 1,5cm$)	$0,15 KN/m^2$
2-Briques creuses (10 + 10)cm	$1,8 KN/m^2$
3-Enduit extérieur en ciment ($e = 1,5cm$)	$0,27 KN/m^2$
4- Lambe d'air ($e = 5cm$)	$0 KN/m^2$
	$G = 2,22 KN/m^2$

3.4 Murs intérieurs :

1-Enduit en plâtre ($e = 1,5cm$)	0,15 KN/m^2
2-Briques creuses ($e = 10cm$)	0,9 KN/m^2
3- Enduit en plâtre ($e = 1,5cm$)	0,15 KN/m^2
	$G = 1,2 KN/m^2$

➤ **Les surcharges d'exploitation (Q) :**

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

4. Pré dimensionnement des solives :

- **Plancher terrasse :**

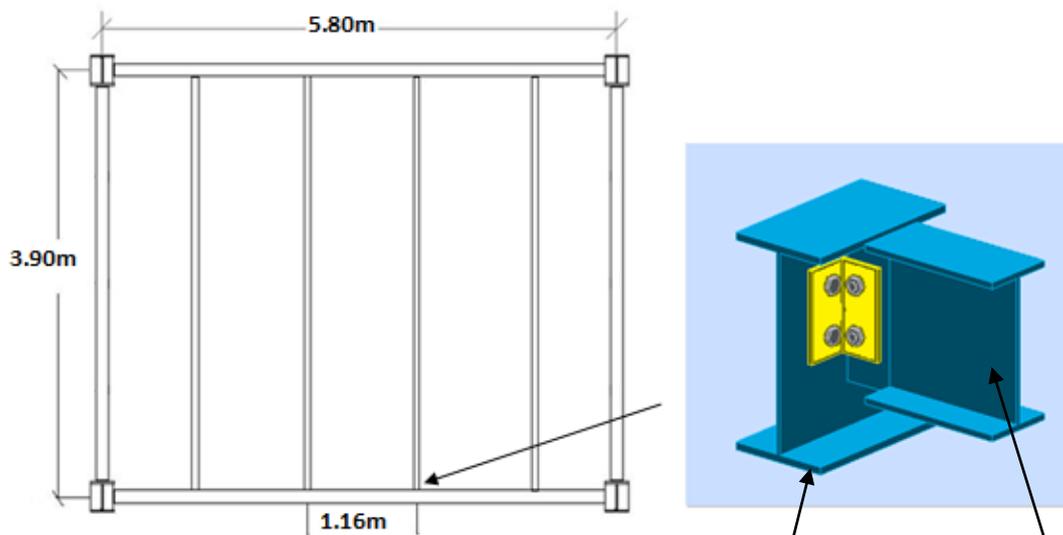


Figure III. 1 Disposition des solives

On a les caractéristiques suivantes :

Portée de la solive : $l = 3.90m$

Entre axe des solives : $e_{solive} = 1,16m$

$G = 6,14 KN/m^2$

$Q = 1 KN/m^2$

$S = 0,392 KN/m^2$

Les combinaisons de charges à considérées sont :

sommier

solive

$$P_{s1} = [G + \max(Q; S)] \cdot e_{solive} = 8.28 \text{ KN/m}$$

$$P_{s2} = [G + 0,9 \cdot (Q + S)] \cdot e_{solive} = 8.58 \text{ KN/m}$$

$$P_s = \max(P_{s1}; P_{s2}) = 8.58 \text{ KN/m}$$

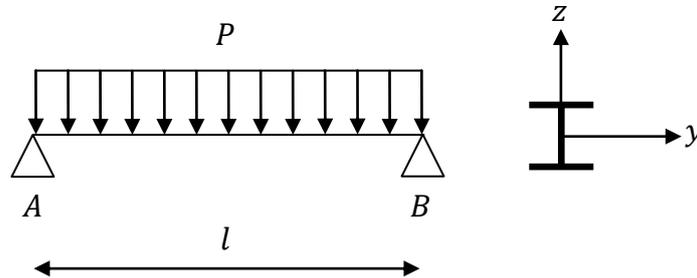


Figure III. 2 Schémas statique de la solive

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

Avec :

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

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

$$I_y = 200 \cdot \frac{5 \cdot P_s \cdot l^3}{384 \cdot E} = 200 \cdot \frac{5 \cdot 8.58 \cdot 3.9^3}{384 \cdot 2,1} = 631.147 \text{ cm}^4$$

Soit un IPE160 avec $I_y = 859.3 \text{ cm}^4$

- **Plancher étage courant :**

On suit les mêmes étapes que celles du plancher terrasse.

On a les caractéristiques suivantes :

Portée de la solive : $l = 3.9 \text{ m}$

Entre axe des solives : $e_{solive} = 1,16 \text{ m}$

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

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

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

Avec :

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

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

$$I_y = 250 \cdot \frac{5 \cdot P_s \cdot l^3}{384 \cdot E} = 250 \cdot \frac{5 \cdot 8.189 \cdot 3.9^3}{384 \cdot 2,1} = 752.981 \text{ cm}^4$$

Soit un IPE160 avec $I_y = 859.3 \text{ cm}^4$

5. Pré dimensionnement des sommiers (poutre principale)

- Plancher terrasse

On a les caractéristiques suivantes :

Portée du sommier : $L = 5.80 \text{ m}$

Entre axe des sommiers : $e_{sommier} = 3.90 \text{ m}$

Entre axe des solives : $e_{solive} = 1,16 \text{ m}$

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

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

$G_{solive} = 0,158 \text{ KN/m}$

$S = 0,392 \text{ KN/m}^2$

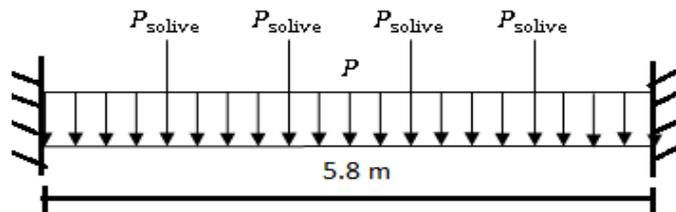


Figure III. 3 Schémas statique du sommier

✓ Combinaisons de charges :

Pour vérifier cette poutre on décompose les charges concentrées

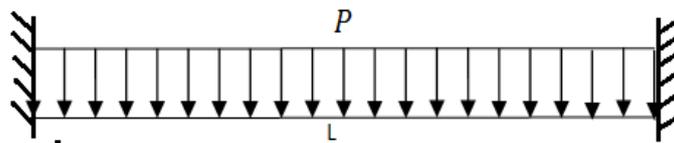


Figure III. 4 Schémas statique du sommier sous charge répartie

Vérification de la flèche :

$$q_s = [G + 0.9(Q + S)] \cdot e_{\text{sommier}} + [(4 \cdot P_{\text{solive}}) / L]$$

$$q_s = [6.14 + 0.9(1 + 0.392)] \cdot 3.9 + [(4 \cdot 0.158) / 5.8] = 28.94 \text{ KN/m}$$

Il faut vérifier que :

$$f_z = \frac{q_s l^4}{384 E I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{580}{250} = 2.32 \text{ cm}$$

$$I_y \geq \frac{q_s l^4 \cdot 250}{384 E} = \frac{28.94 \times 580^3 \times 250}{384 \times 2.1 \times 10^5} = 11356.42 \text{ cm}^4$$

$$f_{cal} = 2.18 \text{ cm} \leq f_{ad} = 2.32 \text{ cm}$$

On adopte un IPE330. $I_y = 11770 \text{ cm}^4$

✓ **Plancher courant :**

On a les caractéristiques suivantes :

Portée du sommier : $L = 5.8 \text{ m}$

Entre axe des sommiers : $e_{\text{sommier}} = 3.9 \text{ m}$

Entre axe des solives : $e_{\text{solive}} = 1.16 \text{ m}$

$$G = 5.56 \text{ KN/m}^2$$

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

$$G_{\text{solive}} = 0.158 \text{ KN/m}$$

✓ **Combinaisons de charges :**

Pour vérifier cette poutre on décompose les charges concentrées

Vérification de la flèche :

$$q_s = [G + Q] \cdot e_{\text{sommier}} + [(4 \cdot P_{\text{solive}}) / L] = [5.56 + 1.5] \cdot 3.9 + [(4 \cdot 0.158) / 5.8] = 29.90 \text{ KN/m}$$

Il faut vérifier que :

$$f_z = \frac{q_s l^4}{384 E I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{580}{250} = 2.32 \text{ cm}$$

$$I_y \geq \frac{q_s l^4 \cdot 250}{384 E} = \frac{29.90 \times 580^3 \times 250}{384 \times 2.1 \times 10^5} = 11687.42 \text{ cm}^4$$

$$f_{cal} = 2.29 \text{ cm} \leq f_{ad} = 2.32 \text{ cm}$$

La condition est vérifiée, alors on adopte L'IPE 330 comme des sommiers au plancher courant.

6. Pré dimensionnement des poutres secondaire

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

Le même calcul se fait pour le plancher terrasses et les planchers courant.

Dans notre cas on vérifie seulement le plancher terrasse car c'est le plus sollicitant.

✓ Plancher terrasse

On a les caractéristiques suivantes :

Portée de la poutre secondaire : $L = 3,9m$

Entre axe des poutres secondaires $e_{p\text{ secondaire}} := 5,8m$

Entre axe des solives : $e_{solive} = 1,16m$

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

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

$$S = 0,392 \text{ KN/m}^2$$

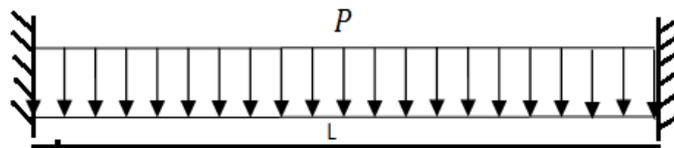


Figure III. 5 Schémas statique de la poutre secondaire

✓ Vérification de la flèche

On considère la poutre secondaire soumise à une charge répartie P_s sur sa longueur les combinaisons de charge à considérer sont :

$$P_{s1} = [G + 0.9(Q + S)] \cdot e_{p\text{ secondaire}} = 41.412 \text{ KN/m}$$

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

Avec :

$$f_{cal1} = \frac{P_s \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_{y1}}$$

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

$$I_{y1} = 250 \cdot \frac{P_s \cdot L^3}{384 \cdot E} = 250 \cdot \frac{41.412 \cdot 390^3}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^5} = 7615.69 \text{ cm}^4$$

$$f_{cat1} = \frac{P_s \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_{y1}} = 1.42 \text{ cm} < f_{ad} = \frac{l}{250} = 1.56 \text{ cm}$$

On choisie un IPE 300 qui a un moment d'inertie : $I_y = 8356.1 \text{ cm}^4$

La condition est vérifiée, alors on adopte L'IPE 300 comme poutres secondaires

6. Pré dimensionnement des poteaux

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

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

On choisit un poteau un poteau centrale auquel revient la plus grande surface estimée à $(3.6 \cdot 5.8) \text{ m}^2$

✓ Les charges permanentes

Poids du plancher terrasse : $6,14 \text{ KN/m}^2$

Poids du plancher courant : $5,56 \text{ KN/m}^2$

Poids de la poutre porteuse : 0.491 KN/m

Poids des solives : 0.158 KN/m

Poids de la poutre secondaire : 0.422 KN/m

✓ Les charges d'exploitation

Plancher terrasse : 1 KN/m^2

Plancher courant : 1.5 KN/m^2

Les poteaux seront pré dimensionnés à L'ELU en compression simple.

Le pré dimensionnement se fera selon la formule suivante :

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

Avec :

N_{max} : Effort normal de compression déterminé par la descente de charges.

A : Section du poteau.

f_y : Limite d'élasticité de l'acier.

γ_{M_0} : Coefficient partiel de sécurité.

✓ Détermination de N_{max} par la descente de charges :

Le poteau le plus sollicité est le poteau (B - 6) :

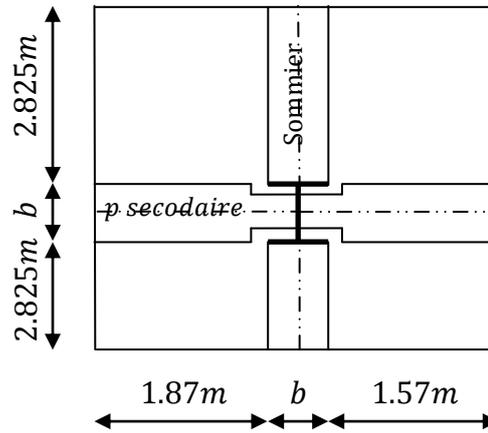


Figure III. 6 l'effort N revenant sur le poteau le plus sollicité

✓ Plancher terrasse :

- Poids du plancher

$$6,14 \cdot [5,8 \cdot 3,6] = 128,203KN$$

- Poids de la poutre principale (Sommier)

$$0,491 \cdot [2 \cdot 2,825] = 2,774KN$$

- Poids de la poutre secondaire

$$0,422 \cdot [1,87 + 0,16 + 1,57] = 1,519KN$$

- Poids propre des solives

$$0,158 \cdot [4 \cdot 3,6] = 2,275KN$$

- Surcharges d'exploitation

$$1 \cdot [5,8 \cdot 3,6] = 20,88KN$$

- Surcharges de neige

$$0,392 \cdot [5,8 \cdot 3,6] = 8,184KN$$

$$\Rightarrow \begin{cases} N_G \text{ terrasse} = 134,771KN \\ N_Q \text{ terrasse} = 20,88KN \\ N_S \text{ terrasse} = 8,184KN \end{cases}$$

✓ **Plancher étage courant :**

- Poids du plancher

$$5,56 \cdot [5,8 \cdot 3,6] = 116,092KN$$

- Poids de la poutre principale (Sommier)

$$0,491 \cdot [2 \cdot 2,825] = 2,774KN$$

- Poids de la poutre secondaire

$$0,422 \cdot [1,87 + 0,16 + 1,57] = 1,519KN$$

- Poids propre des solives

$$0,158 \cdot [4 \cdot 3,6] = 2,275KN$$

- Surcharges d'exploitation

$$1,5 \cdot [5,8 \cdot 3,6] = 31,32KN$$

- Surcharges de neige

$$0 \cdot [5,8 \cdot 3,6] = 0KN$$

$$\Rightarrow \begin{cases} N_G \text{ étage} = 122,66KN \\ N_Q \text{ étage} = 31,32KN \\ N_S \text{ étage} = 0KN \end{cases}$$

➤ **Pré dimensionnement :**✓ **Poteau niveau 5 :**

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

$$N_1 = 1,35 \cdot N_G \text{ terrasse} + 1,35 \cdot (N_Q \text{ terrasse} + N_S \text{ terrasse}) = 221,177KN$$

$$N_2 = 1,35 \cdot N_G \text{ terrasse} + 1,5 \cdot \max(N_Q \text{ terrasse}; N_S \text{ terrasse}) = 213,260KN$$

$$N_{\max} = 221,177KN$$

 N_{\max} doit vérifier la condition suivante :

$$N_{\max} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} \Rightarrow A = \frac{N_{\max} \cdot \gamma_{M_0}}{f_y} = \frac{221,177 \cdot 1,1 \cdot 10}{235} = 10,352cm^2$$

On prend un HEA280 avec : $A = 97,3cm^2$ ✓ **Poteau niveau 4 :**

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

$$\Rightarrow \begin{cases} N_G = N_G \text{ terrasse} + N_G \text{ étage} + \text{Poids HEA280} = 259.906KN \\ N_Q = N_Q \text{ terrasse} + N_Q \text{ étage} = 52.20KN \\ N_S = N_S \text{ terrasse} + N_S \text{ étage} = 8.184KN \end{cases}$$

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

$$N_1 = 1,35 \cdot N_G + 1,35 \cdot (N_Q + N_S) = 432.391KN$$

$$N_2 = 1,35 \cdot N_G + 1,5 \cdot \max(N_Q; N_S) = 429.173KN$$

$$N_{\max} = 432.391KN$$

N_{\max} doit vérifier la condition suivante :

$$N_{\max} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} \Rightarrow A = \frac{N_{\max} \cdot \gamma_{M_0}}{f_y} = \frac{432.391 \cdot 1,1 \cdot 10}{235} = 20.24cm^2$$

On prend un HEA280 avec : $A = 97,3cm^2$

✓ Poteau niveau 3 :

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

$$\Rightarrow \begin{cases} N_G = N_G \text{ terrasse} + 2 \cdot N_G \text{ étage} + 2 \cdot \text{Poids HEA280} = 385.041KN \\ N_Q = N_Q \text{ terrasse} + 2 \cdot N_Q \text{ étage} = 83.52KN \\ N_S = N_S \text{ terrasse} + 2 \cdot N_S \text{ étage} = 8.184KN \end{cases}$$

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

$$N_1 = 1,35 \cdot N_G + 1,35 \cdot (N_Q + N_S) = 643.605KN$$

$$N_2 = 1,35 \cdot N_G + 1,5 \cdot \max(N_Q; N_S) = 645.085KN$$

$$N_{\max} = 645.085KN$$

N_{\max} doit vérifier la condition suivante :

$$N_{\max} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} \Rightarrow A = \frac{N_{\max} \cdot \gamma_{M_0}}{f_y} = \frac{645.085 \cdot 1,1 \cdot 10}{235} = 30.19cm^2$$

On prend un HEA300 avec : $A = 112,5cm^2$

✓ Poteau niveau 2 :

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

$$\Rightarrow \begin{cases} N_G = N_G \text{ terrasse} + 3 \cdot N_G \text{ étage} + 2 \cdot \text{Poids HEA280} + \text{Poids HEA 300} = 610.562KN \\ N_Q = N_Q \text{ terrasse} + 3 \cdot N_Q \text{ étage} = 114.84KN \\ N_S = N_S \text{ terrasse} + 3 \cdot N_S \text{ étage} = 8.184KN \end{cases}$$

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

$$N_1 = 1,35 \cdot N_G + 1,35 \cdot (N_Q + N_S) = 855.34KN$$

$$N_2 = 1,35 \cdot N_G + 1,5 \cdot \max(N_Q; N_S) = 861.518KN$$

$$N_{\max} = 861.518KN$$

N_{\max} doit vérifier la condition suivante :

$$N_{\max} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} \Rightarrow A = \frac{N_{\max} \cdot \gamma_{M_0}}{f_y} = \frac{861.518 \cdot 1,1 \cdot 10}{235} = 40.32cm^2$$

On prend un HEA300 avec : $A = 112,5cm^2$

✓ **Poteau niveau 1 :**

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

⇒

$$\begin{cases} N_G = N_G \text{ terrasse} + 4 \cdot N_G \text{ étage} + 2 \cdot \text{Poids HEA280} + 2 \cdot \text{Poids HEA 300} = 636.083KN \\ N_Q = N_Q \text{ terrasse} + 4 \cdot N_Q \text{ étage} = 146.16KN \\ N_S = N_S \text{ terrasse} + 4 \cdot N_S \text{ étage} = 8.184KN \end{cases}$$

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

$$N_1 = 1,35 \cdot N_G + 1,35 \cdot (N_Q + N_S) = 1067.076KN$$

$$N_2 = 1,35 \cdot N_G + 1,5 \cdot \max(N_Q; N_S) = 1077.952KN$$

$$N_{\max} = 1077.952KN$$

N_{\max} doit vérifier la condition suivante :

$$N_{\max} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} \Rightarrow A = \frac{N_{\max} \cdot \gamma_{M_0}}{f_y} = \frac{1077.952 \cdot 1,1 \cdot 10}{235} = 50.45cm^2$$

On prend un HEA300 avec : $A = 112,5cm^2$

✓ **Poteau RDC :**

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

⇒

$$\begin{cases} N_G = N_G \text{ terrasse} + 5 \cdot N_G \text{ étage} + 2 \cdot \text{Poids HEA280} + 3 \cdot \text{Poids HEA 300} = 761.604KN \\ N_Q = N_Q \text{ terrasse} + 5 \cdot N_Q \text{ étage} = 177.78KN \\ N_S = N_S \text{ terrasse} + 5 \cdot N_S \text{ étage} = 8.184KN \end{cases}$$

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

$$N_1 = 1,35 \cdot N_G + 1,35 \cdot (N_Q + N_S) = 1279.216KN$$

$$N_2 = 1,35 \cdot N_G + 1,5 \cdot \max(N_Q; N_S) = 1294.83KN$$

$$N_{\max} = 1294.83KN$$

N_{\max} doit vérifier la condition suivante :

$$N_{\max} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} \Rightarrow A = \frac{N_{\max} \cdot \gamma_{M_0}}{f_y} = \frac{1294.83 \cdot 1,1 \cdot 10}{235} = 60.609cm^2$$

On prend un HEA300 avec : $A = 112,5cm^2$

7. Récapitulation des sections adoptées aux différents étages :

Remarque : pour des raisons de standardisation on adopte des poteaux de HEA300 pour tous les niveaux

section	poteaux	sommier	solive	Poutre secondaire
RDC	HEA300	IPE330	IPE160	IPE300
1^{er} étage	HEA300	IPE330	IPE160	IPE300
2^{em} étage	HEA300	IPE330	IPE160	IPE300
3^{em} étage	HEA300	IPE330	IPE160	IPE300
4^{em} étage	HEA300	IPE330	IPE160	IPE300
5^{em} étage	HEA300	IPE330	IPE160	IPE300

Tableau III. 1 récapitulatifs des sections adoptées

CHAPITRE IV Etudes des éléments secondaire

I. L'acrotère

1. Introduction

L'acrotère est un élément secondaire, se trouvant au niveau de la terrasse, qui a pour rôle d'empêcher les infiltrations des eaux pluviales entre la forme en pente et le plancher terrasse et de protection du personnel d'entretien.

2. les charges revenant sur l'acrotère

- **Charge vertical :**

La surface de l'acrotère est :

$$S = (0,8 \cdot 0,1) + (0,1 \cdot 0,07) + \left(\frac{0,1 \cdot 0,03}{2} \right) = 0,0885m^2$$

Le poids propre de l'acrotère est :

$$G_0 = 25 \cdot 0,0885 = 2.212KN/m$$

Enduit en ciment ($e = 1,5cm$)

$$G_1 = 2(0,18 \cdot 0,8 \cdot 1,5) = 0.432KN/m$$

Le poids total estimé est : $G = G_0 + G_1 = 2.644KN/m$

- **Charge horizontale (Charge sismique) :**

D'après le RPA99, l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme :

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p \rightarrow \text{RPA(art. 6.2.3)}$$

Avec :

A: Coefficient d'accélération de zone \rightarrow RPA99 (Tableau 4.1)

C_p: Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8 \rightarrow RPA99 (Tableau 6.1)

W_p: Poids de l'élément considéré.

Dans notre cas : Le Groupe d'usage 2 et Zone **II_a** (**Mila**).

$$\begin{cases} A = 0,15 \\ C_p = 0,8 \\ W_p = 2.644KN/m \end{cases}$$

$$\text{Donc : } F_p = 4 \cdot 0,15 \cdot 0,8 \cdot 2.644 = 1.269KN$$

3. Hypothèse de calcul :

L'acrotère est sollicité en flexion composée.

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

Le calcul se fera pour une bande de un mètre linéaire.
On a les données suivantes :

$$G = 2.644KN/m$$

$$Q = 1KN/m$$

$$F_p = 1.269KN$$

3.1 Calcul des sollicitations :

a. Calcul du centre de pression :

$$\begin{cases} x_c = \frac{\sum A_i \cdot x_i}{\sum A_i} \\ y_c = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} \end{cases}$$

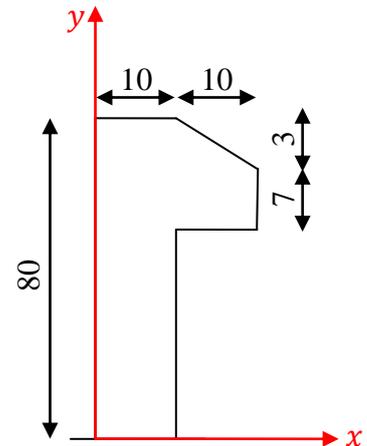


Figure IV. 1 Schémas statique de l'acrotère

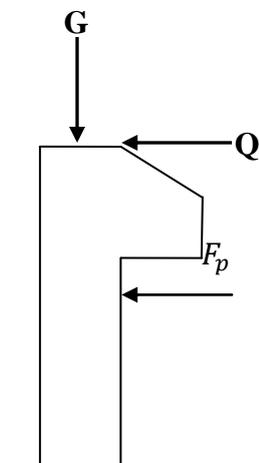
$$x_c = \frac{[(80 \cdot 10) \cdot (\frac{10}{2})] + [(10 \cdot 7) \cdot (\frac{10}{2} + 10)] + [(\frac{10 \cdot 3}{2}) \cdot (\frac{10}{3} + 10)]}{(80 \cdot 10) + (10 \cdot 7) + (\frac{10 \cdot 3}{2})} = 5.93cm$$

$$y_c = \frac{[(80 \cdot 10) \cdot (\frac{60}{2})] + [(10 \cdot 7) \cdot (\frac{7}{2} + 70)] + [(\frac{10 \cdot 3}{2}) \cdot (\frac{3}{3} + 77)]}{(80 \cdot 10) + (10 \cdot 7) + (\frac{10 \cdot 3}{2})} = 43.29cm$$

b. Moment engendré par les efforts normaux :

$$\begin{cases} N_G = 2.644 KN/m \Rightarrow M_G = 0KN.m \\ Q = 1 KN/m \Rightarrow M_Q = 1 \cdot 08 = 0.8KN.m \\ F_p = 1,269KN \Rightarrow M_{F_p} = F_p \cdot y_c = 0.54KN.m \end{cases}$$

NB : La section dangereuse se situe à l'encastrement.



Sollicitations	Combinaisons		
	RPA 99 $G + Q + E$	ELU $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q$	ELS $G + Q$
$N(KN)$	2.644	3.56	2.644
$M(KN.m)$	1.34	1.2	0.8

Tableau IV. 1 sollicitations sur l'acrotère

c. Calcul de l'excentricité :

$$\left. \begin{aligned} e_1 &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.2}{3.56} = 0,33m \\ \frac{h}{6} &= \frac{0,1}{6} = 0,016m \end{aligned} \right\} \Rightarrow e_1 > \frac{h}{6} \rightarrow \text{La section est partiellement comprimée.}$$

Un élément soumis à un effort composé du à une force de compression, doit être justifié à l'état limite ultime de stabilité de forme (**B.A.E.L 91 Art 4.4.1**).

Pour l'excentricité : $e_2 = e_1 + e_a$ (**C.B.A Art 4.3.5**)

Tel que :

e_a : Excentricité additionnelle

e_1 : Excentricité structurale (résultat des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles).

$$e_a = \max\left(\frac{l}{250}, 2cm\right) = \max\left(\frac{80}{250}, 2\right) = 2cm$$

$$\text{D'où : } e_2 = 0,33 + 0,02 = 0,35m$$

Calcul à la flexion composée, en tenant compte de façon forfaitaire de l'excentricité (e_3) du second ordre due à la déformation.

$$e_3 = \frac{3 \cdot l_f^2 \cdot (2 + \alpha \cdot \varphi)}{10^4 \cdot h} \rightarrow \text{(BAEL91)}$$

Tel que :

$$l_f : \text{Longueur de flambement} \quad l_f = 2 * l_0$$

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

φ : Le rapport de la déformation finale dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = 0 \Rightarrow e_3 = \frac{3 \cdot (2 \cdot 0,8)^2 \cdot (2 + 0)}{10^4 \cdot 0,1} = 1.53cm$$

$$\text{D'où : } e_t = e_2 + e_3 = 35 + 1.53 = 36.53cm$$

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont :

$$\begin{cases} N_u = 3.56KN \\ M_{uG} = N_u \cdot e_t = 1.3KN.m \end{cases}$$

4. Ferrailage :**a. ELU :**

$$h = 10\text{cm}, d = 8\text{cm}, b = 100\text{cm}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 14,2\text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa}$$

L'acrotère, est sollicité en flexion composée, mais le calcul se fera par assimilation à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif : $M_{uA} = M_{uG} + N_u \cdot \left(d - \frac{h}{2}\right)$

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.

$$M_{uA} = 1,3 + 3,56 \cdot \left(0,08 - \frac{0,1}{2}\right) = 1,406\text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0,015 < 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}\right) = 0,018$$

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

$$A = \frac{M_{uA}}{z \cdot f_{st}} = 0,51\text{cm}^2$$

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

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,966\text{cm}^2 > A$$

On adopte : $4\text{HA}8 = 2,01\text{cm}^2$

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = 0,5\text{cm}^2 \rightarrow \text{On adopte } 5\text{HA}6 = 1,41\text{cm}^2$$

➤ **Espacement :**

Armatures principales : $S_t \leq \frac{100}{4} = 25\text{cm} \rightarrow \text{On adopte : } S_t = 25\text{cm}$

Armatures de répartitions : $S_t \leq \frac{80}{5} = 16\text{cm} \rightarrow \text{On adopte : } S_t = 15\text{cm}$

➤ **Vérification au cisaillement :**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\bar{\tau}_u = \min(0,1 \cdot f_{c28}; 3) = 2,5\text{MPa}$$

$$T = 1,5 \cdot (Q + F_p) = 1,5 \cdot (1 + 1.269) = 3.403 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{T}{b \cdot d} = 0,0425 \text{MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow$ Pas de rupture par cisaillement

➤ **Vérification de l'adhérence :**

$$\tau_{se} = \frac{T}{0,9 \cdot d \cdot \sum \mu_i}$$

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

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

$$\tau_{se} = \frac{T}{0,9 \cdot d \cdot \sum \mu_i} = \frac{2,805 \cdot 10^{-3}}{0,9 \cdot 0,08 \cdot 0,10048} = 0,387 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 0,6 \cdot \psi^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \cdot 1,5^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{MPa}$$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \rightarrow$ Pas de risque par rapport à l'adhérence.

b. ELS : (vérification des contraintes).

$$d = 8 \text{cm}$$

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

➤ **Position de l'axe neutre :**

$$c = d - e_A$$

Tel que

e_A : Distance du centre de pression **C** à la fibre la plus comprimée **B** de la section.

$$\left. \begin{aligned} e_A &= \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,6}{1,87} = 0,32 \text{m} \\ \frac{h}{6} &= \frac{0,1}{6} = 0,016 \text{m} \end{aligned} \right\} \Rightarrow e_A > \frac{h}{6} \rightarrow \text{La section est partiellement comprimée.}$$

$$c = d - e_A = 0,08 - 0,32 = -24 \text{cm}$$

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

$$y_c^3 + p \cdot y_c + q = 0$$

Tel que :

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

$$p = -3 \cdot (-24)^2 - \frac{90 \cdot 0 \cdot (-24 - 2)}{100} + \frac{90 \cdot 2,01 \cdot (8 + 24)}{100} = -1670,112 \text{ cm}^2$$

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

$$q = -2 \cdot (-24)^3 - \frac{90 \cdot 0 \cdot (-24 - 2)^2}{100} - \frac{90 \cdot 2,01 \cdot (8 + 24)^2}{100} = 25795,584 \text{ cm}^2$$

$$\Delta = q^2 + \frac{4 \cdot p^3}{27} = 25795,584^2 + \frac{4 \cdot (-1670,112)^3}{27} = -24721199,18 < 0$$

On a $\Delta < 0$: L'équation admet trois solutions :

$$\cos \varphi = \frac{3 \cdot q}{2 \cdot p} \cdot \sqrt{-\frac{3}{p}} \Rightarrow \varphi = 169,1^\circ$$

$$a = 2 \cdot \sqrt{-\frac{p}{3}} = 47,19$$

$$y_1 = a \cdot \cos \frac{\varphi}{3} = 26,14 \text{ cm}$$

$$y_2 = a \cdot \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 120^\circ \right) = -47,09 \text{ cm}$$

$$y_3 = a \cdot \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 240^\circ \right) = 20,96 \text{ cm}$$

On choisit la solution qui vérifie la condition suivante :

$$0 < y_{ser} < h \text{ avec : } y_{ser} = y_i + c \text{ et } h = 10 \text{ cm, car: } N > 0$$

$$y_1 = 26,14 \text{ cm} \Rightarrow y_1 + c = 2,14 \text{ cm} \rightarrow \text{Vérifié}$$

$$y_2 = -47,09 \text{ cm} \Rightarrow y_2 + c = -71,09 \text{ cm} \rightarrow \text{N vérifié}$$

$$y_3 = 20,96 \text{ cm} \Rightarrow y_3 + c = -3,04 \text{ cm} \rightarrow \text{N vérifié}$$

$$\text{Donc on choisit } y_1 = 26,14 \text{ cm} \Rightarrow y_{ser} = 2,14 \text{ cm}$$

➤ **Calcul des contraintes :**

$$I_1 = \frac{b \cdot y_{ser}^3}{3} + 15 \cdot A' \cdot (y_{ser} - d')^2 + 15 \cdot A \cdot (d - y_{ser})^2 = 1362,02 \text{ cm}^4$$

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

$$K = \frac{N_{ser}}{I_1} \cdot y_{ser} = 2,94 \cdot 10^{-3} \text{ KN/cm}^3$$

K : Coefficient angulaire du diagramme de Navier

Pour le béton :

$$\sigma_b = K \cdot y_{ser} = 0,063 \text{ MPa} < 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

Pour l'acier :

$$\sigma_s = 15 \cdot K \cdot (d - y_1 - c) = 2,58 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\left(\frac{2}{3} \cdot f_e \right), 110 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right] = 201,63 \text{ MPa} \rightarrow \text{Fissuration nuisible}$$

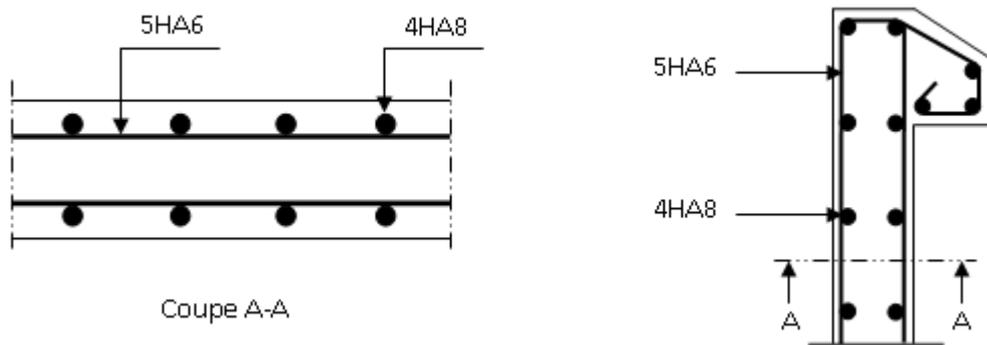


Figure IV. 2 Schéma de Ferrailage de l'acrotère

II Etude des escaliers :

1. Introduction

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

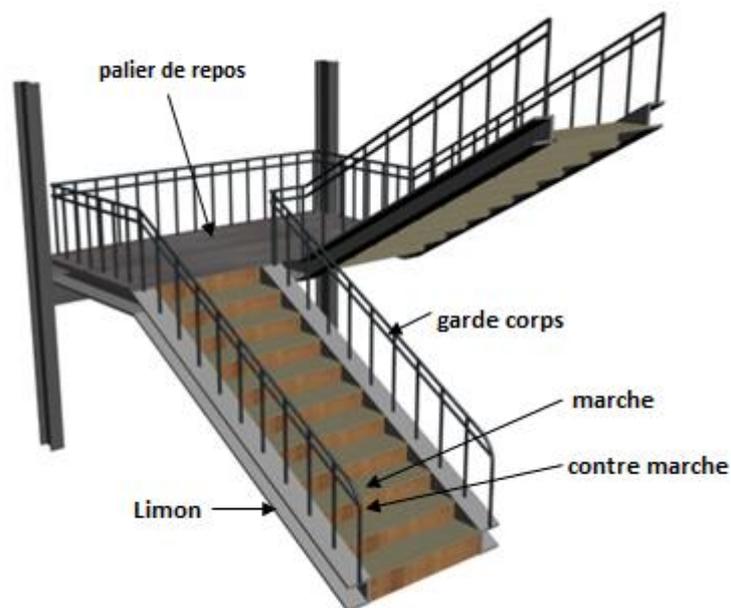


Figure IV. 3 constituant d'un escalier

1. Pré dimensionnement de l'escalier :

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

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

n : Nombre de contremarche.

H : Hauteur à franchir avec une volée $H = 1,62m$

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

$$60cm \leq g + 2 \cdot h \leq 64cm$$

Avec :

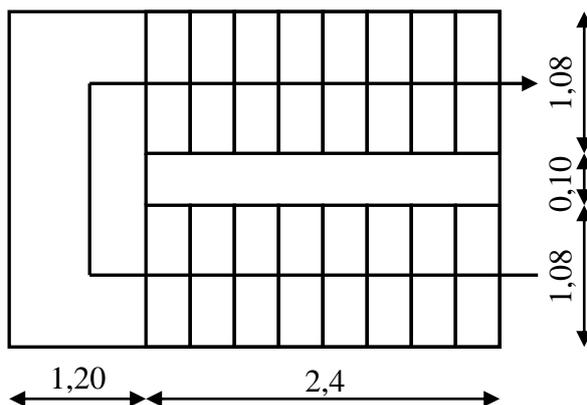
$$h = \frac{H}{n}$$

On prend $h = 18cm \Rightarrow n = \frac{162}{18} = 9$ (contremarches)

$n - 1 = 8$ (marches)

$60 \leq g + 2 \cdot 18 \leq 64 \Rightarrow 24 \leq g \leq 28 \Rightarrow$ On prend: $g = 30cm$

$$tg\alpha = \frac{h}{g} = \frac{18}{30} = 0,6 \Rightarrow \alpha = 30.96^\circ$$



Vue en plan de l'escalier

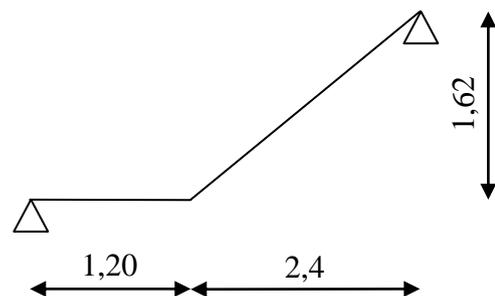


Schéma statique

Figure IV. 4 : vue en plan et schéma statique de l'escalier

2. Calcul des éléments de l'escalier :

2.1 Charges et surcharges sur l'escalier :

a. Charges sur la volée :

1- Tôle striée ($e = 0,5cm$) $0,9 \cdot 0,5 = 0,45 KN/m^2$

- 2- Mortier de pose ($e = 1,5cm$) $0,2 \cdot 1,5 = 0,3 KN/m^2$
 - 3- Revêtements en carrelage ($e = 2cm$) $0,2 \cdot 2 = 0,4 KN/m^2$
- $G = 1,15 KN/m^2$**

b. Charge sur le palier :

- 1- Revêtements en carrelage ($e = 2cm$) $0,2 \cdot 2 = 0,4 KN/m^2$
 - 2- Mortier de pose ($e = 1,5cm$) $0,2 \cdot 1,5 = 0,3 KN/m^2$
 - 3- Dalle en béton armé ($e = 10cm$) $0,1 \cdot 25 = 2,5 KN/m^2$
 - 4- Tôle type TN 40 $0,15 KN/m^2$
- $G = 3,35 KN/m^2$**

c. Charges d'exploitation :

$Q = 2,5 KN/m^2 \rightarrow$ Bâtiment à usage d'habitation.

2.1.1 Pré dimensionnement de la cornière du support :

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

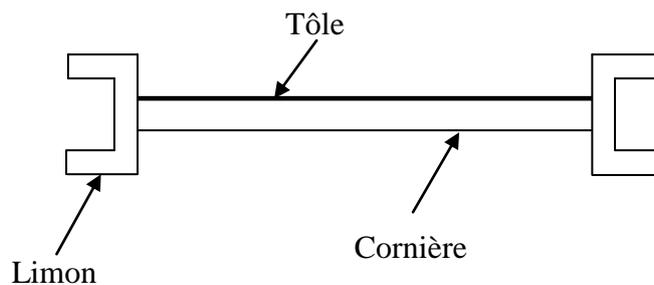


Figure IV. 5 constituant de la cornière de support

Chaque cornière reprend la moitié de la charge permanente et la moitié de la charge d'exploitation.

$$q = (G + Q) \cdot g/2 = (1,15 + 2,5) \cdot 0,3/2 = 0,548 KN/m$$

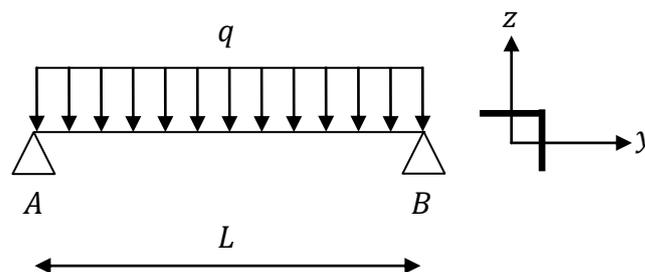


Figure IV. 6 Schémas statique de la cornière de support

➤ Condition de flèche :

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

Avec :

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

$$f_{ad} = \frac{l}{300}$$

$$I_y = 300 \cdot \frac{5 \cdot q \cdot l^3}{384 \cdot E} = 300 \cdot \frac{5 \cdot 0,548 \cdot 1,08^3}{384 \cdot 2,1} = 1,28 \text{ cm}^4$$

Soit une cornière à ailes égale L35x35x5 avec les caractéristiques suivantes :

$$I_y = I_z = 3,56 \text{ cm}^4$$

$$W_{ely} = W_{elz} = 1,45 \text{ cm}^3$$

$$G_{cornière} = 0,0218 \text{ KN/m}$$

➤ **Vérification en tenant compte du poids du profilé :**

• **La flèche :**

$$q' = q + G_{cornière} = 0,548 + 0,0218 = 0,570 \text{ KN/m}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \cdot 0,57 \cdot 1,08^4}{384 \cdot 2,1 \cdot 3,56} = 0,135 \text{ cm} < f_{ad} = \frac{108}{300} = 0,36 \text{ cm} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

• **La résistance :**

$$q_u = (1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q) \cdot \frac{g}{2} + (1,35 \cdot G_{cornière}) = 0,825 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{0,825 \cdot 1,08^2}{8} = 0,120 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd} = \frac{W_{ely} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{1,45 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1} = 0,340 \text{ KN} \cdot \text{m} > 0,120 \text{ KN} \cdot \text{m} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

• **Cisaillement :**

$$V_{sd} = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{0,825 \cdot 1,08}{2} = 0,44 \text{ KN}$$

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

Avec : S est le moment statique

$$S = \sum A_i \times z_i = (35 \times 5) \times \frac{5}{2} + (35 - 5) \times 5 \times \frac{35}{2} = 3062.5 \text{ mm}^3$$

$$\tau = 18.59 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 135.67 \text{ MPa} \quad (\text{condition vérifiée})$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors L35x35x5 convient comme cornière de support.

2.1.2 Pré dimensionnement du limon :

Le limon est l'élément qui supporte le poids total de l'escalier et qui permet aux marches de prendre appui.

La charge revenant au limon est :

$$q_v = \frac{(G_v + Q) \cdot E_m}{2} + G_{\text{cornière}} = \frac{(1,15 + 2,5) \cdot 1,08}{2} + 0,0218 = 1.99 \text{ KN/m}$$

$$q_p = \frac{(G_p + Q) \cdot E_m}{2} = \frac{(3,35 + 2,5) \cdot 1,08}{2} = 3.16 \text{ KN/m}$$

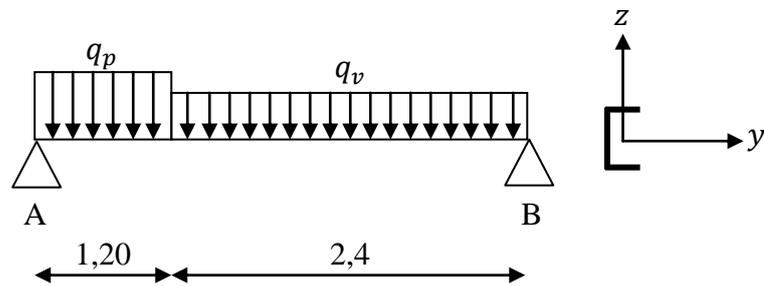


Figure IV. 7 charge revenant au limon

$$q = \max(q_v; q_p) = 3.16 \text{ KN/m}$$

➤ Condition de flèche :

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

Avec :

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

$$f_{ad} = \frac{l}{300}$$

$$I_y = 300 \cdot \frac{5 \cdot q \cdot l^3}{384 \cdot E} = 300 \cdot \frac{5 \cdot 3,16 \cdot 3,6^3}{384 \cdot 2,1} = 274,24 \text{ cm}^4$$

Soit un UPN120 avec les caractéristiques suivantes :

$$I_y = 364 \text{ cm}^4$$

$$W_{ply} = 72.6 \text{ cm}^3$$

$$G_{profilé} = 0,134 \text{ KN/m}$$

$$A_{vz} = 8.80 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification en tenant compte du poids du profilé :**

• **La flèche :**

$$q' = q + G_{\text{profilé}} = 3,16 + 0,134 = 3,294 \text{ KN/m}$$

$$f_{\text{cal}} = \frac{5 \cdot 3,294 \cdot 3,60^4}{384 \cdot 2,1 \cdot 364} \cdot 10^2 = 0,94 \text{ cm} < f_{\text{ad}} = \frac{360}{300} = 1,2 \text{ cm} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

• **La résistance :**

$$q_v = \frac{(1,35 \cdot G_v + 1,5 \cdot Q) \cdot E_m}{2} + 1,35 \cdot (G_{\text{cornière}} + G_{\text{profilé}}) = 3,07 \text{ KN/m}$$

$$q_p = \frac{(1,35 \cdot G_p + 1,5 \cdot Q) \cdot E_m}{2} + 1,35 \cdot G_{\text{profilé}} = 4,65 \text{ KN/m}$$

Le limon est considéré comme une poutre isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux pour calculer les réactions d'appuis et le moment maximal.

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 12,948 \text{ KN}$$

$$\sum (M/A) = 0 \Rightarrow \begin{cases} R_A = 7,106 \text{ KN} \\ R_B = 5,842 \text{ KN} \end{cases}$$

• **Calcul des efforts internes :**

$$\underline{0 \leq x \leq 1,2}$$

$$\begin{cases} M_Z = -2,325 \cdot x^2 + 7,106 \cdot x \\ T_y = 4,65 \cdot x - 7,106 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} x = 0 \Rightarrow M_Z = 0 \text{ KN.m}, T_y = 7,106 \text{ KN} \\ x = 1,2 \Rightarrow M_Z = 5,18 \text{ KN.m}, T_y = 1,53 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Le moment est maximum pour : } x = \frac{10,032}{6,007} = 1,67 \text{ m} > 1,45$$

$$\underline{0 \leq x \leq 2,4}$$

$$\begin{cases} M_Z = -1,535 \cdot x^2 + 5,842 \cdot x \\ T_y = -3,07 \cdot x + 5,842 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} x = 0 \Rightarrow M_Z = 0 \text{ KN.m}, T_y = 5,842 \text{ KN} \\ x = 2,4 \Rightarrow M_Z = 5,18 \text{ KN.m}, T_y = 1,526 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Le moment est maximum pour : } x = \frac{5,842}{3,07} = 1,9 \text{ m} < 2,4 \text{ m}$$

$$\Rightarrow M_{\text{max}} = 5,56 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc les efforts maximum sont } \begin{cases} M_{sd} = 5,56 \text{ KN.m} \\ V_{sd} = R_A = 7,106 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_{Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{72,6 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1} = 17,06 \text{ KN.m} > 5,56 \text{ KN.m} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

• Cisaillement :

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} = \frac{8,80 \cdot 10^{-2} \cdot (235 / \sqrt{3})}{1} = 11,94 \text{ kN} > 7,106 \text{ kN}$$

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

Toutes les conditions sont vérifiées, alors UPN120 convient comme limon pour la volée.

2.1.4 Etude de la poutre palière :

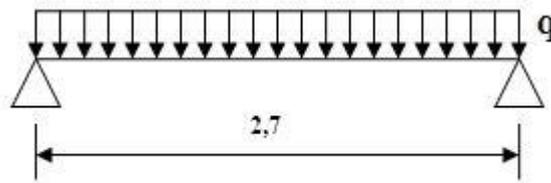


Figure IV. 8 Schéma statique de la poutre palière.

Les charges revenant sur la poutre palière sont :

Charge des cloisons..... = 2,22 × 1,62 = 3,6 kN/m

Charge revenant du palier G = 3,35 × 0,6 = 2,01 kN/m

Q = 2,5 × 0,6 = 1,5 kN/m

q_s = 3,6 + 2,01 + 1,5 = 7,11 kN/m

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

$$I_y \geq \frac{1500 \times 7,11 \times 2260^3}{384 \times 210000} = 154,66 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

Soit un IPE140 caractérisé par :

$I_y = 541,2 \text{ cm}^4$

$W_{ply} = 88,34 \text{ cm}^3$

$G_{profilé} = 0,129 \text{ kN/m}$

$A_{vz} = 7,64 \text{ cm}^2$

2. Vérification en tenant compte le poids du profilé

q_u = 1,35(3,6 + 2,1 + 0,129) + 1,5 × 1,5 = 10,12 kN/m

$$q_s = 3,6 + 2,1 + 0,129 + 1,5 = 7,33 \text{ kN/m}$$

- Critère de flèche

$$f = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} = 3,31 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{300} = 7,53 \text{ mm}$$

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

- Critère de résistance

$$M_{Sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = 6,46 \text{ kN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_{M0}} = 20,76 \text{ kN.m} > M_{Sd} \quad (\text{condition vérifiée})$$

- Vérification au cisaillement

$$V_{sd} = \frac{10,12 \times 2,26}{2} = 11,44 \text{ kN}$$

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

2.1.5 Pré dimensionnement de la console

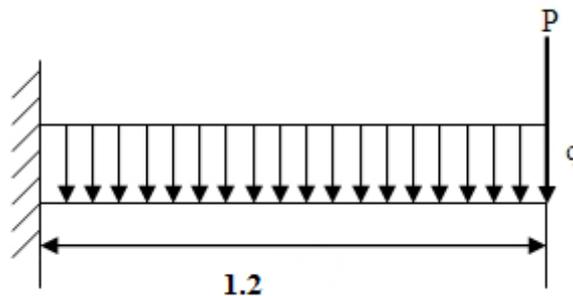


Figure IV. 9 schéma statique de la console

Les charges revenant sur la console sont :

Charge des cloisons..... = $2,22 \times 1,62 = 3,6 \text{ kN/m}$

Charge revenant du palier $G = 3,15 \times 1,2 = 3,78 \text{ kN/m}$

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

$$q_u = 1,35(3,6 + 3,78) + 1,5 \times 3 = 14,46 \text{ kN/m}$$

$$q_s = 3,6 + 3,78 + 3 = 10,38 \text{ kN/m}$$

P : réaction de la poutre palière

$$P = \frac{G_p \times L}{2} = \frac{3,35 \times 1,2}{2} = 2,01 \text{ kN}$$

$$f = \frac{q_s \times L^4}{8 \times E \times I_y} + \frac{P \times L^3}{3 \times E \times I_y} \leq \frac{L}{250} \Rightarrow I_y \geq \left(\frac{q_s \times L^3}{8 \times E} + \frac{P \times L^2}{3 \times E} \right) \times 250$$

$$I_y \geq \left(\frac{1,038 \times 1200^3}{8 \times 210000} + \frac{2,01 \times 10^3 \times 1200^2}{3 \times 210000} \right) \times 250 \Rightarrow I_y \geq 141,55 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

Soit un IPE140 caractérisé par.

$$I_y = 541,2 \text{ cm}^4$$

$$W_{ply} = 88,34 \text{ cm}^3$$

$$G_{profilé} = 0,129 \text{ kN/m}$$

$$A_{vz} = 7,64 \text{ cm}^2$$

- **Vérification en tenant compte du poids du profilé**

$$q_u = 1,35(3,6 + 3,78 + 0,129) + 1,5 \times 3 = 14,64 \text{ kN/m}$$

$$q_s = 3,6 + 3,78 + 3 + 0,129 = 10,61 \text{ kN/m}$$

- **Critère de flèche**

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

$$f = \frac{10,61 \times 1200^4}{8 \times 210000 \times 541,2 \times 10^4} + \frac{2,01 \times 1200^3}{3 \times 210000 \times 541,2 \times 10^4} = 2,42 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{1200}{250} = 4,8 \text{ mm}$$

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

- **Critère de résistance**

$$M_{Sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} + P_u \times L = \frac{14,64 \times 1,2^2}{8} + 2,01 \times 1,2 = 5,05 \text{ kN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_{M0}} = \frac{235 \times 88,34 \times 10^3}{1} \times 10^{-6} = 20,76 \text{ kN.m} > M_{Sd} \text{ (condition vérifiée)}$$

- **vérification au cisaillement**

$$V_{Sd} = q_u \times L + P_u = 14,64 \times 1,2 + 2,1 = 19,67 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \frac{f_y \times A_{vz}}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{235 \times 7,64 \times 10^2}{\sqrt{3} \times 1} \times 10^{-3} = 103,66 \text{ kN} > V_{Sd}$$

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

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

CHAPITRE V Etudes des planchers mixtes

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 à 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 :

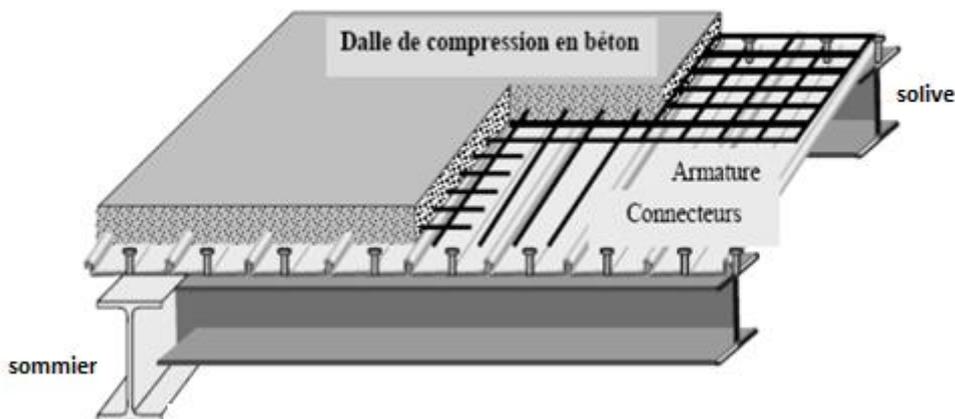


Figure V. 1 constituant d'un plancher mixte

3. Etude de la dalle collaborant :

Le calcul de plancher mixte se fait en deux phases :

- Phase de construction
- Phase finale

- **Phase de construction**

Le profilé d'acier travail seul Les charges de la phase de construction :

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

- **Phase finale**

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

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

4. Vérification des solives :

4.1 Phase de construction :

$$l_{solive} = 3.9 \text{ m}$$

$$L'entre \text{ axe des solives est : } e_{solive} = 1.16 \text{ m}$$

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

$$\begin{cases} G = 3,15 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1 \text{ KN/m}^2 \\ S = 0 \text{ KN/m}^2 \\ G_{IPE160} = 0.158 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} G = 3,15 \cdot 1.16 + 0.158 = 3.812 \text{ KN/m} \\ Q = 1 \cdot 1.16 = 1.16 \text{ KN/m} \\ S = 0 \cdot 1.16 = 0 \text{ KN/m} \end{cases}$$

a. Vérification de la résistance à L'ELU :

Les combinaisons de charges à considérées sont :

$$P_{u1} = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot \max[Q; S] = 6.88 \text{ KN/m}$$

$$P_{u2} = 1,35 \cdot G + 1,35 \cdot [Q + S] = 6.71 \text{ KN/m}$$

$$P_u = \max(P_{u1}; P_{u2}) = 6.88 \text{ KN/m}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{Rd} = \frac{W_{ely} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}}$$

Avec :

$$M_{sd} = \frac{P_u \cdot l^2}{8} = \frac{6.88 \cdot 3.9^2}{8} = 13.08 \text{KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd} = \frac{108.7 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1} = 25.54 \text{KN} \cdot \text{m}$$

$M_{sd} \leq M_{Rd} \Rightarrow$ La section est vérifiée en résistance

b. Vérification de la flèche en service :

Les combinaisons de charges à considérées sont :

$$P_{s1} = G + \max[Q; S] = 4.972 \text{KN/m}$$

$$P_{s2} = G + 0,9 \cdot [Q + S] = 4.856 \text{KN/m}$$

$$P_s = \max(P_{s1}; P_{s2}) = 4.972 \text{KN/m}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$f_{adm} > f_{cal}$$

Avec :

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

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

$$f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{390}{200} = 1.95 \text{cm}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \cdot P_s \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y} = \frac{5 \cdot 4.972 \cdot 3.9^4 \cdot 10^2}{384 \cdot 2,1 \cdot 869.3} = 0.82 \text{cm}$$

$f_{adm} > f_{cal} \Rightarrow$ La flèche est vérifiée.

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la section n'a pas besoins d'un étayement en

Phase construction .

4.2. Phase finale :

L'entre axe des solives est : $e_{solive} = 1.16 \text{m}$

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

Donc les charges de la phase finale sont :

➤ **Plancher terrasse :**

$$\begin{cases} G = 6,14 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1 \text{ KN/m}^2 \\ S = 0.392 \text{ KN/m}^2 \\ G_{IPE160} = 0.158 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} G = 6,14 \cdot 1.16 + 0.158 = 7.28 \text{ KN/m} \\ Q = 1 \cdot 1.16 = 1.16 \text{ KN/m} \\ S = 0.392 \cdot 1.16 = 0.45 \text{ KN/m} \end{cases}$$

ELU :

Les combinaisons de charges à considérées sont :

$$P_{u1} = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot \max[Q; S] = 11.568 \text{ KN/m}$$

$$P_{u2} = 1,35 \cdot G + 1,35 \cdot [Q + S] = 12 \text{ KN/m}$$

$$P_u = \max(P_{u1}; P_{u2}) = 12 \text{ KN/m}$$

ELS :

Les combinaisons de charges à considérées sont :

$$P_{s1} = G + \max[Q; S] = 8.44 \text{ KN/m}$$

$$P_{s2} = G + 0,9 \cdot [Q + S] = 8.729 \text{ KN/m}$$

$$P_s = \max(P_{s1}; P_{s2}) = 8.729 \text{ KN/m}$$

➤ **Plancher étage courant :**

$$\begin{cases} G = 5,56 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 \\ S = 0 \text{ KN/m}^2 \\ G_{IPE160} = 0.158 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} G = 5,56 \cdot 1.16 + 0.158 = 6.607 \text{ KN/m} \\ Q = 1,5 \cdot 1.16 = 1.74 \text{ KN/m} \\ S = 0 \cdot 1.16 = 0 \text{ KN/m} \end{cases}$$

ELU :

Les combinaisons de charges à considérées sont :

$$P_{u1} = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot \max[Q; S] = 11.529 \text{ KN/m}$$

$$P_{u2} = 1,35 \cdot G + 1,35 \cdot [Q + S] = 11.268 \text{ KN/m}$$

$$P_u = \max(P_{u1}; P_{u2}) = 11.529 \text{ KN/m}$$

ELS :

Les combinaisons de charges à considérées sont :

$$P_{s1} = G + \max[Q; S] = 8.347 \text{ KN/m}$$

$$P_{s2} = G + 0,9 \cdot [Q + S] = 8.173 \text{ KN/m}$$

$$P_s = \max(P_{s1}; P_{s2}) = 8.347 \text{ KN/m}$$

Nous constatons que le plancher terrasse est le plus sollicitant, donc la vérification est faite pour ce dernier.

a. Vérification de la résistance à L'ELU :

$$P_u = 12 \text{ KN/m}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

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

Avec :

$$M_{sd} = \frac{P_u \cdot l^2}{8} = \frac{12 \cdot 3.9^2}{8} = 22.815 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

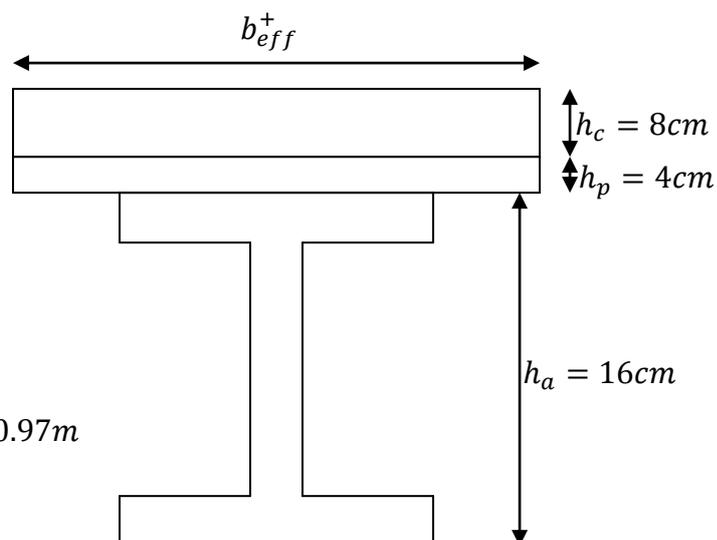
➤ **Position de l'axe neutre plastique (ANP) :**

La section est sous moment positif (en travée)

La largeur participante de la dalle est donnée par la relation suivante :

$$b_{eff}^+ = 2 \cdot \min \left[\frac{l_0}{8}, \frac{b}{2} \right] \rightarrow \text{EC4 art 4.2.2.1}$$

Avec :



l_0 : Longueur de la solive.

b : Entre axe des solives

$$b_{eff}^+ = 2 \cdot \min \left[\frac{3.9}{8}, \frac{1.16}{2} \right] = 0.97 \text{ m}$$

$$F_a = \frac{Aa}{\gamma_{M_a}} \cdot f_y = \frac{20.1 \cdot 235}{1,1} \cdot 10^{-1} = 429.409 \text{ KN}$$

$$F_c = b_{eff}^+ \cdot h_c \cdot \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 0,97 \cdot 8 \cdot \frac{0,85 \cdot 25}{1,5} \cdot 10 = 1099,33 \text{KN}$$

$F_c > F_a \Rightarrow$ L'axe neutre plastique est dans la dalle

$$Z = \frac{F_a}{b_{eff}^+ \cdot \left(\frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}\right)} = \frac{429,409}{0,97 \cdot \left(\frac{0,85 \cdot 25}{1,5}\right)} \cdot 10^{-1} = 3,12 \text{cm}$$

$$M_{Pl,Rd}^+ = F_a \cdot \left(\frac{h_a}{2} + h_p + h_c - \frac{Z}{2}\right) = 429,409 \cdot \left(\frac{16}{2} + 4 + 8 - \frac{3,12}{2}\right) \cdot 10^{-2}$$

$$M_{Pl,Rd}^+ = 79,18 \text{KNm}$$

$M_{Pl,Rd}^+ > M_{sd} \Rightarrow$ La section est vérifiée en résistance.

b. Vérification de la flèche en service :

$$P_s = 11,211 \text{KN/m}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$f_{adm} > f_{cal}$$

Avec :

$$f_{adm} = \frac{l}{200} \rightarrow \text{Plancher terrasse}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \cdot P_s \cdot l^4}{384 \cdot E_a \cdot I_m}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{390}{200} = 1,95 \text{cm}$$

• Calcul de I_m :

v_i : Position de la fibre la plus tendue de l'acier par rapport à l'axe neutre (Δ)

v_s : Position de la fibre la plus comprimée du béton par rapport à l'axe neutre (Δ)

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

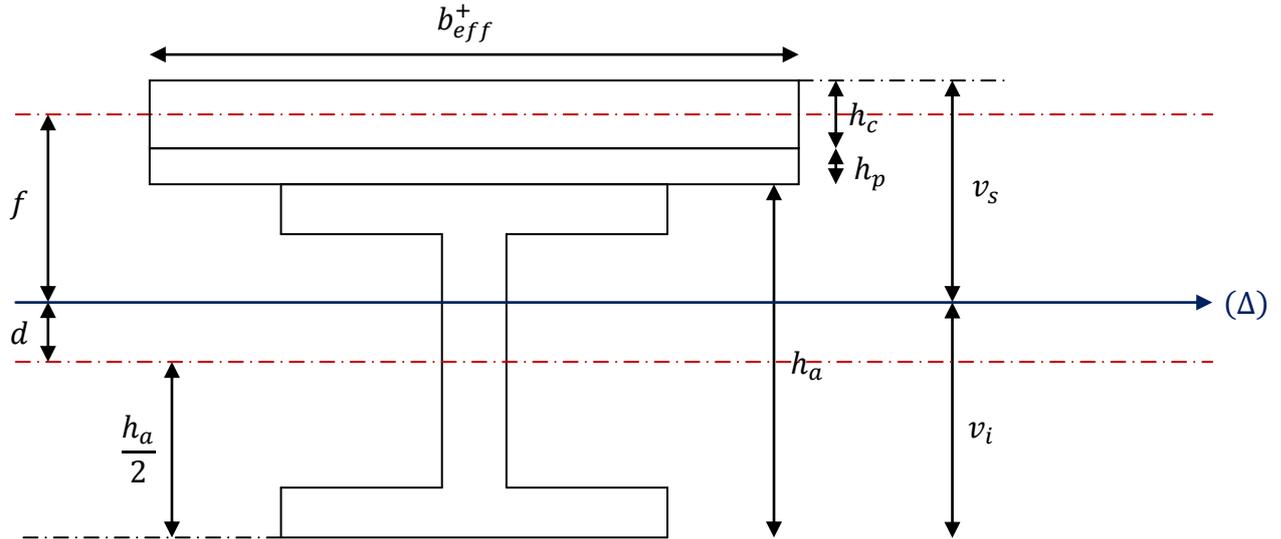
S : section mixte.

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

n= coefficient d'équivalence acier/béton

$$\eta = E_a / E_c'$$

$E_c' = E_{cm}/2$: pour les bâtiments a usage d'habitation



$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} = 30500 \text{ MPa}$$

$$\eta = E_a / (E_{cm} / 2) = 14$$

$$S = A_a + \frac{b_{eff}^+ \cdot (h_c + h_p)}{\eta} = 20.1 + \frac{97 \cdot (8 + 4)}{14} = 103.24 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Section mixte}$$

$$d = \frac{b_{eff}^+ \cdot (h_c + h_p)}{\eta} \cdot \frac{(h_c + h_p) \cdot h_a}{2 \cdot S} = \frac{97 \cdot (8 + 4)}{14} \cdot \frac{(8 + 4) \cdot 16}{2 \cdot 103.24} = 11.27 \text{ cm}$$

$$v_s = \frac{h_a}{2} + (h_c + h_p) - d = \frac{16}{2} + (8 + 4) - 11.27 = 8.73 \text{ cm}$$

$$v_i = \frac{h_a}{2} + d = \frac{16}{2} + 11.27 = 19.27 \text{ cm}$$

$$f = \frac{(h_c + h_p) + h_a}{2} - d = \frac{(8 + 4) + 16}{2} - 11.27 = 2.73 \text{ cm}$$

$$I_m = I_a + A_a \cdot d^2 + \frac{b_{eff}^+ \cdot (h_c + h_p)^3}{12 \cdot \eta} + \frac{b_{eff}^+ \cdot (h_c + h_p)}{\eta} \cdot f^2$$

$$I_m = 869.3 + 20.1 \cdot 11.27^2 + \frac{97 \cdot (8 + 4)^3}{12 \cdot 14} + \frac{97 \cdot (8 + 4)}{14} \cdot 2.73^2 = 5039.62 \text{ cm}^4$$

$$f_{cal} = \frac{5 \cdot 8.729 \cdot 3.9^4}{384 \cdot 2.1 \cdot 5039.62} \cdot 10^2 = 0.24 \text{ cm}$$

$f_{adm} > f_{cal} \Rightarrow$ La flèche est vérifiée.

c. Résistance de la section au cisaillement :

$$V_{sd} = \frac{P_u \cdot l}{2} = \frac{12 \cdot 3.9}{2} = 23.4 \text{KN}$$

$$V_{Pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M_0}} = \frac{9.66 \cdot 235}{\sqrt{3} \cdot 1} \cdot 10^{-1} = 131.064 \text{KN}$$

$V_{Pl,Rd} > V_{sd} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

d. Calcul des contraintes :**d.1. Contraintes dues au moment fléchissant :**

Contrainte dans la poutre acier :

Traction dans la fibre inférieure :

$$\sigma_{ai} = \frac{M_{sd}}{I_m} \cdot v_i = \frac{22.815}{5039.62} \cdot 19.27 \cdot 10^3 = -87.23 \text{MPa}$$

Compression dans la fibre supérieure :

$$\sigma_{as} = \frac{M_{sd}}{I_m} \cdot [v_s - (h_c + h_p)] = \frac{22.815}{5039.62} \cdot [8.73 - (8 + 4)] \cdot 10^3 = 14.80 \text{MPa}$$

- Contrainte dans la dalle béton :**

Compression dans la fibre supérieure :

$$\sigma_{bs} = \frac{M_{sd}}{\eta \cdot I_m} \cdot v_s = \frac{22.815}{14 \cdot 5039.62} \cdot 8.73 \cdot 10^3 = 2.82 \text{MPa}$$

Compression dans la fibre inférieure :

$$\sigma_{bi} = \frac{M_{sd}}{\eta \cdot I_m} \cdot [v_s - (h_c + h_p)] = \frac{22.815}{14 \cdot 5039.62} \cdot [8.73 - (8 + 4)] \cdot 10^3 = 1.05 \text{MPa}$$

d.2. 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 solidarifiée 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 :

β : Distance entre le CDG de l'acier et CDG du béton

$$\beta = \frac{h_a + h_c + h_p}{2} = \frac{16 + 8 + 4}{2} = 14 \text{cm}$$

α : Distance entre le CDG de l'acier et l'AN de la section homogène

$$\alpha = \frac{I_y}{A_a \cdot \beta} = \frac{869.3}{20.1 \cdot 14} = 3.089 \text{ cm}$$

$$K = \frac{B \cdot E_a \cdot \varepsilon \cdot \beta \cdot A_a}{(\eta \cdot I_y \cdot A_a) + (B \cdot I_y) + (B \cdot A_a \cdot \beta^2)}$$

$$B = b_{eff}^+ \cdot (h_c + h_p) = 97 \cdot (8 + 4) = 1164 \text{ cm}^2$$

$$K = \frac{1164 \cdot 2,1 \cdot 10^4 \cdot 2 \cdot 10^{-4} \cdot 14 \cdot 20.1}{(14 \cdot 869.3 \cdot 20.1) + (1164 \cdot 869.3) + (1164 \cdot 20.1 \cdot 14^2)} = 0.235 \text{ KN/cm}^3$$

Avec :

$$E_a = 2,1 \cdot 10^5 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon = 2 \cdot 10^{-4}$$

Y_1 : Distance entre l'interface et l'AN de la section homogène

$$Y_1 = \frac{h_a}{2} + \alpha = \frac{16}{2} + 3.089 = 11.089 \text{ cm}$$

Y_2 : Distance entre la fibre supérieure du béton et l'AN de la section homogène

$$Y_2 = Y_1 + h_c + h_p = 11.089 + 8 + 4 = 23.089 \text{ cm}$$

D'où les valeurs de contraintes sont :

$$\sigma_{as} = K \cdot Y_1 = 0.235 \cdot 11.089 \cdot 10 = 26.059 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ai} = K \cdot (h_a - Y_1) = 0.235 \cdot (16 - 11.089) = -11.54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bi} = \frac{(E_a \cdot \varepsilon - K \cdot Y_1)}{\eta} = \frac{(2,1 \cdot 10^5 \cdot 2 \cdot 10^{-4} - 0.235 \cdot 11.089 \cdot 10)}{14} = -1.138 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bs} = \frac{(E_a \cdot \varepsilon - K \cdot Y_2)}{\eta} = \frac{(2,1 \cdot 10^5 \cdot 2 \cdot 10^{-4} - 0.235 \cdot 23.089 \cdot 10)}{14} = -0.875 \text{ MPa}$$

d.3. Contraintes finales :

$$\sigma_{as} = 14.80 + 26.059 = 40.85 \text{ MPa} < f_y = 235 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$\sigma_{ai} = -87.23 - 11.54 = -98.77 \text{ MPa} < f_y = 235 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$\sigma_{bs} = 2.82 - 0.875 = 1.945 \text{ MPa} < f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 14,2 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$\sigma_{bi} = 1.05 - 1.138 = -0.088 \text{ MPa} < f_y = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 14,2 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

3. 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.

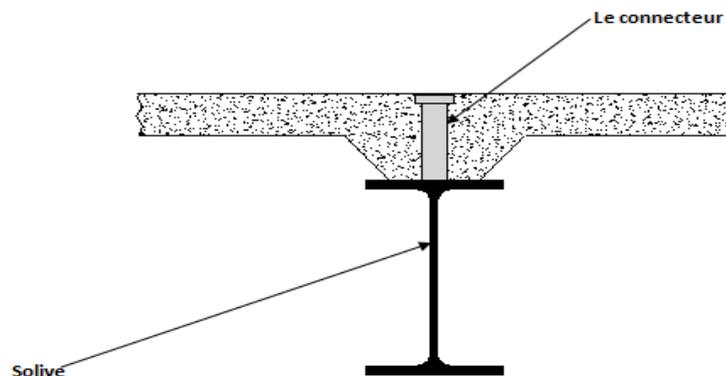


Figure V. 2 vue de la connexion du plancher mixte

3.1 Calcul des goujons connecteurs :

On choisit des connecteurs de type M16 de classe 4.6.

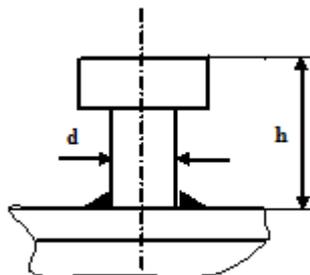


Figure V. 3 dimension du goujon connecteur

$$f_u = 400 \text{ Mpa}$$

$$\frac{h}{d} > 4 \Rightarrow h > 4 \cdot d$$

$$\text{On a } d = 16 \text{ mm} \Rightarrow h > 4 \cdot 16 = 64 \text{ mm}$$

$$\text{On prend } h = 65 \text{ mm}$$

$$\frac{h}{d} > 4 = \frac{65}{16} = 4.062 > 4 \Rightarrow \alpha = 1$$

Béton de classe C 25/30 $\Rightarrow f_{ck} = 25\text{MPa}, E_{cm} = 30500\text{MPa}$

La résistance de calcul au cisaillement d'un connecteur vaut :

$$P_{rd} = \min(P_{rd1}; P_{rd2}) \rightarrow \text{EC 4 art 6.3.2.1}$$

Avec :

P_{rd1} : Effort résistant au cisaillement de goujon lui-même ;

$$P_{rd1} = 0,8 \cdot \frac{f_u}{\gamma_r} \cdot \left(\frac{\pi \cdot d^2}{4} \right) = 0,8 \cdot \frac{400}{1,25} \cdot \left(\frac{\pi \cdot 16^2}{4} \right) \cdot 10^{-3} = 51,472\text{KN}$$

P_{rd2} : Effort résistant au cisaillement de l'enrobage du goujon ;

$$P_{rd2} = 0,29 \cdot \frac{\alpha \cdot d^2}{\gamma_r} \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} = 0,29 \cdot \frac{1 \cdot 16^2}{1,25} \cdot \sqrt{25 \cdot 30500} \cdot 10^{-3} = 51,862\text{KN}$$

$$P_{rd} = \min(51,472; 51,862) = 51,472\text{KN}$$

L'effort total de cisaillement longitudinales est donné par :

$$V_{el} = \min \left(\frac{A_a \cdot f_y}{\gamma_a}; 0,85 \cdot b_{eff}^+ \cdot \frac{(h_c + h_p) \cdot f_{ck}}{\gamma_c} \right) \rightarrow \text{EC 4 art 6.2.1.1}$$

$$V_{el} = \min \left(\frac{20,1 \cdot 235 \cdot 10^{-1}}{1,1}; 0,85 \cdot 0,97 \cdot \frac{(8 + 4) \cdot 25}{1,5} \cdot 10 \right) = 429,409\text{KN}$$

Le nombre des goujons est donc :

$$N_f = \frac{V_{el}}{P_{rd}} = \frac{429,409}{51,472} = 8,34$$

On choisit $N_f = 9$

$$L_{cr} = \frac{L}{2} = \frac{3,9}{2} = 1,95\text{m}$$

L'entraxe longitudinal maximal des connecteurs sur la longueur critique ne doit pas dépasser 6 fois l'épaisseur totale de la dalle (ht) ni 800 mm conformément à l'EC4.

$$S_t < \min(6ht; 800) = \min(720; 800)$$

$$S_t < 720 \text{ mm (condition vérifiée).}$$

L'espacement est donné par :

$$S_t = \frac{L_{cr}}{N_f} = \frac{195}{9} = 22 \text{ cm}$$

3.1.1 Vérification des soudures :

a : La gorge

$$a < \min(d; t_f) = \min(16; 7.4) = 7.4 \text{ mm}$$

On prend $a = 7 \text{ mm}$

l : Longueur du cordon de soudure circulaire

$$l = \pi \cdot d = \pi \cdot 16 = 50,265 \text{ mm}$$

$$\text{Acier S235} \Rightarrow \begin{cases} \beta_w = 0,8 \\ \gamma_{Mw} = 1,25 \\ f_u = 360 \text{ MPa} \end{cases}$$

L'effort résistant de cisaillement vaut :

$$F_{wrd} = a \cdot l \cdot \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{Mw} \cdot \sqrt{3}} = 7 \cdot 50,265 \cdot \frac{360 \cdot 10^{-3}}{0,8 \cdot 1,25 \cdot \sqrt{3}} = 73,132 \text{ KN}$$

L'effort sollicitant est donné par :

$$F_{sd} = \frac{V_{el}}{N_f} = \frac{429.409}{9} = 47,71 \text{ KN}$$

Quelle que soit la direction de l'effort sollicitant F_{sd} par rapport au cordon, on a :

$$F_{sd} \leq F_{wrd} \Rightarrow 47,71 \text{ KN} \leq 73,132 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

3.1.2 Vérification des vibrations :

Notre plancher est à usage d'habitation, donc la condition à vérifier est :

$$f(\text{Hz}) \geq 3(\text{Hz})$$

$$f(\text{Hz}) = \frac{18}{\sqrt{f_{cal}}} = \frac{18}{\sqrt{0,24 \cdot 10}} = 11,62 \text{ Hz}$$

$$11,62 \geq 3 \rightarrow \text{Vérifiée}$$

4. Ferrailage de la dalle du plancher :

Dans notre cas, on a une dalle sur quatre appuis de 1.16 x 3.9m :

➤ **Plancher terrasse :**

$$\begin{cases} G = 6,14 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1 \text{ KN/m}^2 \\ S = 0,392 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$P_{u1} = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot \max[Q; S] = 9,789 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{u2} = 1,35 \cdot G + 1,35 \cdot [Q + S] = 10,168 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = \max(P_{u1}; P_{u2}) = 10,168 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{s1} = [G + \max(Q; S)] = 7,14 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{s2} = [G + 0,9 \cdot (Q + S)] = 7,392 \text{ KN/m}^2$$

$$P_s = \max(P_{s1}; P_{s2}) = 7,299 \text{ KN/m}$$

➤ **Plancher courant :**

$$\begin{cases} G = 5,56 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 \\ S = 0 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$P_{u1} = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot \max[Q; S] = 9,756 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{u2} = 1,35 \cdot G + 1,35 \cdot [Q + S] = 9,531 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = \max(P_{u1}; P_{u2}) = 9,756 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{s1} = [G + \max(Q; S)] = 7,06 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{s2} = [G + 0,9 \cdot (Q + S)] = 6,91 \text{ KN/m}^2$$

$$P_s = \max(P_{s1}; P_{s2}) = 7,06 \text{ KN/m}$$

Nous constatons que le plancher terrasse est le plus sollicitant, donc on ferraille les dalles de ce dernier et on adopte le même ferrailage pour les dalles du plancher courant.

À L'ELU :

$$q_u = 10,168 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,16}{3,9} = 0,29 < 0,4 \rightarrow \text{La dalle travaille selon la petite portée.}$$

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l_x^2}{8} = \frac{10,168 \cdot 1,16^2}{8} = 1,71 \text{ KN.m}$$

$$\text{Le moment en travée est : } M_t = 0,75 \cdot M_0 = 1,283 \text{ KN.m}$$

$$\text{Le moment en appuis est : } M_a = 0,5 \cdot M_0 = 0,855 \text{ KN.m}$$

• **Calcul des armatures en travée :**

$$M_t = 1,283 \text{ KN.m}$$

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

$$h = 8 \text{ cm}$$

$$c = 2 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0,025 < 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) = 0,031$$

$$z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 5,92 \text{ cm}$$

$$A = \frac{M_t}{z \cdot f_{st}} = 0,624 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,725 \text{ cm}^2 < 0,624 \text{ cm}^2$$

Donc en ferraille avec A_{min}

Le ferrailage ce fera avec : 5HA8 = 2,51cm²

Les armatures de répartition sont données par :

$$A_r = \frac{2,51}{4} = 0,628 \text{ cm}^2$$

Donc on choisit : 4HA8 = 2,01cm²

- **Calcul des armatures en appui :**

$$M_a = 0,855 \text{ KN.m}$$

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

$$h = 8 \text{ cm}$$

$$c = 2 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0,016 < 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) = 0,020$$

$$z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 5,95 \text{ cm}$$

$$A = \frac{M_a}{z \cdot f_{st}} = 0,412 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,725 \text{ cm}^2 < 0,412 \text{ cm}^2$$

Donc en ferraille avec A_{min}

On ferraille avec : 5HA8 = 2,51cm²

- **Espacement des barres :**

$$St_{\parallel x} = \min[(3 \cdot h_c), 33] \Rightarrow St_{\parallel x} = 24cm$$

On a :

$$St_{\parallel x} = \frac{100}{5} = 20cm < 24cm \rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$St_{\parallel y} = \min[(4 \cdot h_c), 45] \Rightarrow St_{\parallel y} = 32cm$$

On a :

$$St_{\parallel y} = \frac{100}{4} = 25cm < 32cm \rightarrow \text{Vérifiée}$$

• **Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_x = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{10.168 \cdot 1.16}{2} = 5.897KN$$

$$\tau = \frac{V_x}{b \cdot d} = \frac{5.897}{1 \cdot 0,06} \cdot 10^{-3} = 0.098MPa$$

$$\bar{\tau} = 0,05 \cdot f_{c28} = 1,25MPa > \tau \rightarrow \text{Vérifiée}$$

À L'ELS :

$$q_s = 7.392KN/m^2$$

$$M_0 = \frac{q_s \cdot l_x^2}{8} = \frac{7.392 \cdot 1.16^2}{8} = 1.243KN.m$$

$$\text{Le moment en travée est : } M_t = 0,75 \cdot M_0 = 0.932KN.m$$

$$\text{Le moment en appuis est : } M_a = 0,5 \cdot M_0 = 0.621KN.m$$

• **Vérification des contraintes :**

En travée

$$M_t = 0.932KN.m$$

$$A = 2,51cm^2$$

$$b = 100cm$$

$$d = 6cm$$

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot (A + A') \cdot y - 15 \cdot (A \cdot d - A' \cdot d') \Rightarrow y = 1,782cm$$

$$I = \frac{b}{3} \cdot y^3 + 15 \cdot A' \cdot (y - d')^2 + 15 \cdot A \cdot (d - y)^2 \Rightarrow I = 858,477cm^4$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = 1.934MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15MPa \rightarrow \text{vérifié}$$

• **En appui**

$$M_a = 0.621 \text{KN.m}$$

$$A = 2,51 \text{cm}^2$$

$$b = 100 \text{cm}$$

$$d = 6 \text{cm}$$

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot (A + A') \cdot y - 15 \cdot (A \cdot d - A' \cdot d') \Rightarrow y = 1,782 \text{cm}$$

$$I = \frac{b}{3} \cdot y^3 + 15 \cdot A' \cdot (y - d')^2 + 15 \cdot A \cdot (d - y)^2 \Rightarrow I = 858,477 \text{cm}^4$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = 1.289 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{MPa} \rightarrow \text{vérifié}$$

- **Etat limite de déformation :**

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

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

$$1) \frac{8}{116} \geq \frac{0.932}{20 \cdot 1.243} \Rightarrow 0,068 \geq 0,037 \rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$2) \frac{8}{116} \geq \frac{3}{80} \Rightarrow 0,068 \geq 0,037 \rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$3) \frac{2,51}{100 \cdot 6} \leq \frac{2}{400} \Rightarrow 0,0041 \leq 0,005 \rightarrow \text{Vérifiée}$$

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

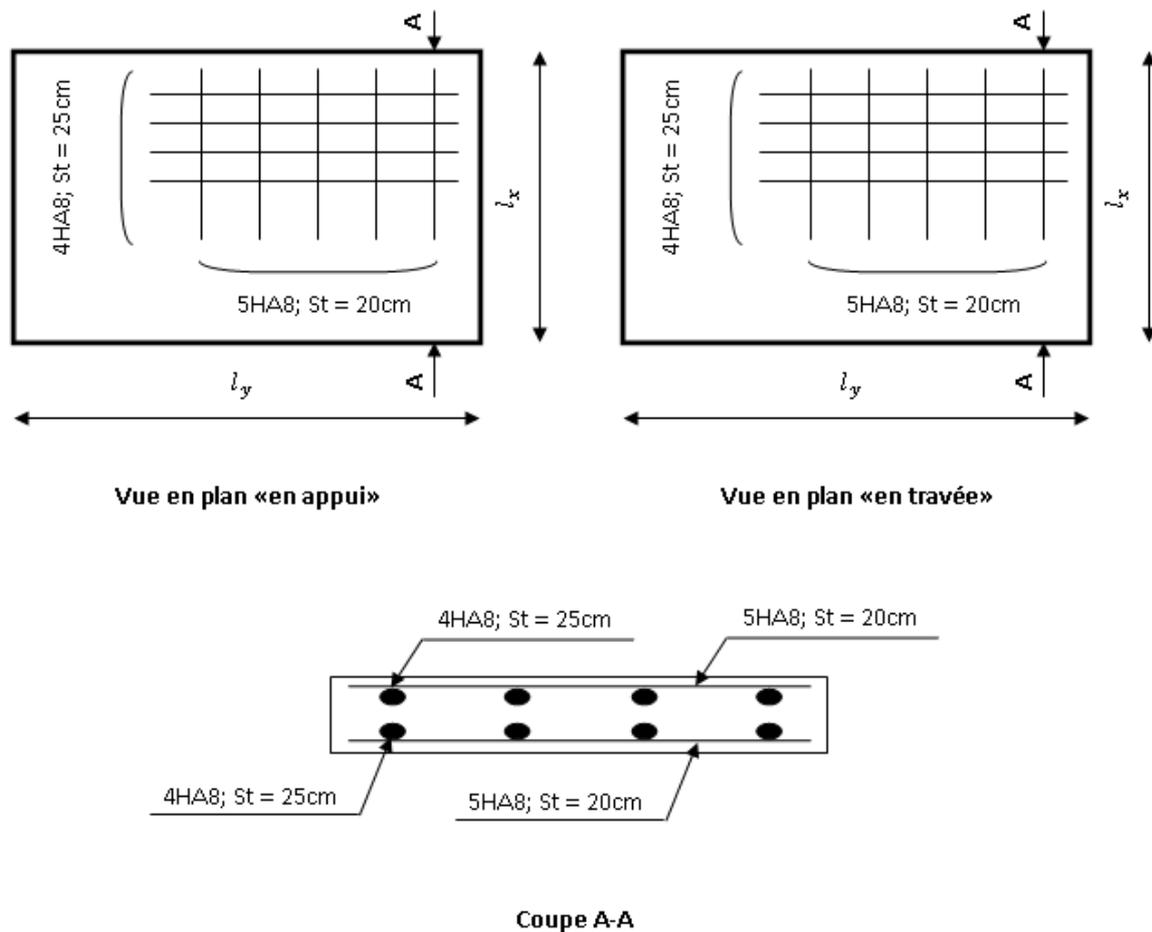
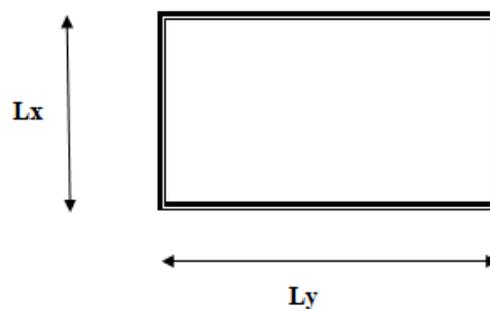


Figure IV. 10 Schémas de Ferrailage de la dalle

IV. Etude des balcons

On a des balcons sur quatre appuis



Le type de balcon le plus défavorable :

$$L_x = 0.85\text{ m}$$

$$L_y = 3.30\text{ m}$$

➤ Dimensionnement de la dalle

• Condition de résistance

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \Rightarrow 2.43 \leq e \leq 2.83 \text{ cm}$$

• Condition de coup feu

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

On prend une épaisseur de 12 cm

1.1 Evaluation des charges

a. Revêtements en carrelage ($e = 2 \text{ cm}$)	$0,2 \cdot 2 = 0,4 \text{ KN/m}^2$
b. Mortier de pose ($e = 1,5 \text{ cm}$)	$0,2 \cdot 1,5 = 0,3 \text{ KN/m}^2$
c. Lit de sable ($e = 2 \text{ cm}$)	$18 \cdot 0,02 = 0,36 \text{ KN/m}^2$
d. Faux plafond ($e = 1,5 \text{ cm}$)	$0,1 \cdot 1,5 = 0,15 \text{ KN/m}^2$
e. Dalle en béton armé ($e = 12 \text{ cm}$)	$0,12 \cdot 25 = 3 \text{ KN/m}^2$
f. Tôle type cofrastra 40	$0,15 \text{ kN/m}^2$

$$G = 4,36 \text{ kN/m}^2$$

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

• Combinaison d'actions

$$q_u = 1,35G + 1,5 Q = 11,14 \text{ kN/m}^2$$

$$q_s = G + Q = 7,86 \text{ kN/m}^2$$

➤ Calcul à l'ELU

- Calcul des sollicitations

• Moment isostatique

$$M_0^x = \frac{q_u \times L_x^2}{8} = 1,006 \text{ KN.m}$$

• Moment en travée

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

• Moment en appuis

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

Il faut aussi vérifier que :

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq 1,25M_0$$

1,353 > 1.26 Vérifier

1.2 Calcul des armatures

- **En travée**

$$M_t = 0.85 \text{ KN.m}$$

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

$$h = 8 \text{ cm}$$

$$c = 3 \text{ cm}$$

M_t^x (kN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A(cm ²)
0.85	0,009	0.011	0.079	0.31

Donc : on choisit 4HA10=3,14 cm², avec S_t = 20 cm

- ✓ Les armatures de répartitions sont données par :

$$A_r = \frac{5,65}{4} = 1,412 \text{ cm}^2$$

- ✓ On adopte 4HA8 = 2.01 cm²

- **En appuis**

M_a^x (kN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A(cm ²)
0,4	0.00042	0.0053	0.079	0,14

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

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,301 \text{ cm}^2$$

La condition de non fragilité est vérifié a en travée et pas en appuis, le ferrailage sera fait avec A_{calculé}. En travée et A_{min} en appuis.

➤ **Calcul de l'effort tranchant**

$$V_x = \frac{q_u \times L_x}{2} = 4.73 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_x}{b \times d} = \frac{4.73 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09} = 0,095 \text{ MPa}$$

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

- **Vérification à L'ELS**

$$q_s = 7,86 \text{ kN/m}^2$$

$$M_0^x = \frac{q_s \times L_x^2}{8} = 0,71 \text{ kN.m}$$

- **Moment en travées**

$$M_t^x = 0,85 M_0^x = 0,6 \text{ kN.m}$$

Moment en appuis

$$M_a^x = 0,4 M_0^x = 0,284 \text{ kN.m}$$

1.1.1. 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.

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

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

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

- **En travée**

$$A = 3,14 \text{ cm}^2 ; d = 5 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; M_{ser} = 0,85 \text{ kN.m}$$

$$y = 0,71 \text{ cm}$$

$$I = 878,57 \text{ cm}^4$$

$$\text{Donc: } \sigma_{bc} = 6,87 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

1.1.2. 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 Lx

$$1) \frac{8}{85} = 0,094 \geq \frac{0,85}{20 \times 1,006} = 0,042 \text{ (vérifiée)}$$

$$2) \frac{8}{85} = 0,094 \geq \frac{3}{80} = 0,037 \text{ (vérifiée)}$$

$$3) \frac{3,14}{100 \times 5} = 0,0063 \leq \frac{2}{400} = 0,005 \text{ (Non vérifiée)}$$

La 3^{ème} condition n'est pas vérifiée, le calcul de la flèche Selon l_x est nécessaire.

❖ **Calcul de la flèche selon l_x :**

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

$$f = \frac{M_{t \text{ ser}} \cdot l^2}{10 \cdot E \cdot I_f} \leq \frac{l}{500}$$

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

j : Charges permanentes avant mise en place des cloisons.

g : Charges permanentes après mise en place des cloisons

p : Charges totale ($G + Q$)

Avec :

$$j = 3KN/m$$

$$g = 4,36KN/m$$

$$p = 7,36KN/m$$

➤ Calcul des moments :

$$M_j = 0,85 \times j \times \left(\frac{L_x^2 \times L_y}{2} - \frac{2L_x^3}{3} \right) = 1,99 \text{ kN.m}$$

$$M_g = 0,85 \times g \times \left(\frac{L_x^2 \times L_y}{2} - \frac{2L_x^3}{3} \right) = 2,90 \text{ kN.m}$$

$$M_p = 0,85 \times p \times \left(\frac{L_x^2 \times L_y}{2} - \frac{2L_x^3}{3} \right) = 4,89 \text{ kN.m}$$

➤ Calcul de λ et ρ :

$$\rho = \frac{A}{b \cdot d} = 0,0063$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{5 \cdot \rho} = 1,86$$

$$\lambda_v = \frac{2 \cdot \lambda_i}{5} = 0,74$$

➤ Calcul de y et I :

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot (A + A') \cdot y - 15 \cdot (A \cdot d - A' \cdot d') \Rightarrow y = 0,71 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} \cdot y^3 + 15 \cdot A' \cdot (y - d')^2 + 15 \cdot A \cdot (d - y)^2 \Rightarrow I = 878,57 \text{ cm}^4$$

➤ Calcul de σ_{st} :

$$\sigma_{stj} = \frac{15 \cdot M_j}{I} \cdot (d - y) = 146,1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{stg} = \frac{15 \cdot M_g}{I} \cdot (d - y) = 212,32 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{stp} = \frac{15 \cdot M_p}{I} \cdot (d - y) = 358,16 \text{ MPa}$$

➤ Calcul de μ :

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{stj} + f_{t28}} = 0,37$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{stg} + f_{t28}} = 0,51$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{stp} + f_{t28}} = 0,67$$

➤ Calcul de I_0 :

$$I_0 = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h + 15 \cdot A \cdot \left(\frac{h}{2} - c\right)^2 = 4321,77 \text{ cm}^4$$

➤ Calcul de I_f :

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

- Sous j $\Rightarrow I_{fi} = 2815,98 \text{ cm}^4$
- Sous g $\Rightarrow \begin{cases} I_{fi} = 2439,67 \text{ cm}^4 \\ I_{fv} = 3451,39 \text{ cm}^4 \end{cases}$
- Sous p $\Rightarrow I_{fi} = 2116,44 \text{ cm}^4$

➤ Calcul de E :

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,865 \text{ MPa}$$

$$E_i = 3 \cdot E_v = 32456,596 \text{ MPa}$$

➤ Calcul de f :

$$f_{gv} = \frac{M_g \cdot l^2}{E_v \cdot I_{fv}} = 0,77 \text{ mm}$$

$$f_{ji} = \frac{M_j \cdot l^2}{E_i \cdot I_{fi}} = 0,25 \text{ mm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_p \cdot l^2}{E_i \cdot I_{fi}} = 0,61 \text{ mm}$$

$$f_{gi} = \frac{M_g \cdot l^2}{E_i \cdot I_{fi}} = 0,36 \text{ mm}$$

$$f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0,77 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{850}{500} = 1,7 \text{ mm} > 0,77 \text{ mm} \rightarrow \text{La flèche est vérifiée.}$$

2. Dimensionnement de la console du balcon :

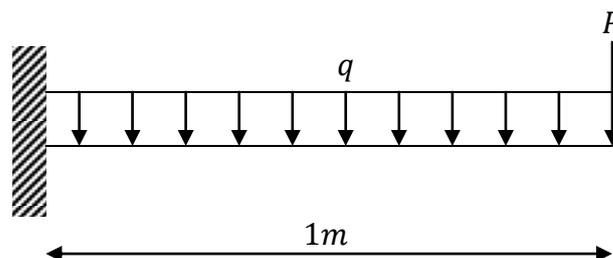


Figure IV. 11 Schémas statique de la console du balcon

2.1.1. Détermination des charges revenant sur la console :

On a :

$$\begin{cases} G_{\text{balcon}} = 4,21 \text{ KN}/\text{m}^2 \\ G_{\text{mur}} = 1,2 \text{ KN}/\text{m}^2 \\ Q_{\text{balcon}} = 3,5 \text{ KN}/\text{m}^2 \end{cases}$$

ELS

$$G = (1,75 \cdot 5,56) + (5,56 \cdot 1,95) + (3,24 \cdot 1,2) = 24,46 \text{ KN}/\text{m}$$

$$Q = (3,5 \cdot 1,75) + (1,5 \cdot 1,95) = 9,05 \text{ KN}/\text{m}$$

$$P = (1,2 \cdot 3,24 \cdot 1,95) = 7,58 \text{ KN}$$

2.1.2. Dimensionnement de la console :

$$q_s = G + Q = 24,46 + 9,05 = 33,51 \text{ KN}/\text{m}$$

$$P_s = 7,58 \text{ KN}$$

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

Avec :

$$f_{cal1} = \frac{q_s \cdot l^4}{8 \cdot E \cdot I_{y1}}$$

$$f_{cal2} = \frac{P_s \cdot l^3}{3 \cdot E \cdot I_{y2}}$$

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

$$I_{y1} = 250 \cdot \frac{q_s \cdot l^3}{8 \cdot E} = 250 \cdot \frac{33,51 \cdot 1^3}{8 \cdot 2,1} = 498,66 \text{ cm}^4$$

$$I_{y2} = 250 \cdot \frac{P_s \cdot l^2}{3 \cdot E} = 250 \cdot \frac{7,58 \cdot 1^2}{3 \cdot 2,1} = 300,79 \text{ cm}^4$$

$$I_y = I_{y1} + I_{y2} = 799,45 \text{ cm}^4$$

Soit un IPE180 avec $I_y = 1317 \text{ cm}^4$

a. Classe de la section :**➤ Vérification de la semelle (comprimée) :**

$$\frac{b_f}{2 \cdot t_f} \leq 10 \cdot \varepsilon \Rightarrow \frac{180}{2 \cdot 8} \leq 10 \cdot 1 \Rightarrow 6,122 \leq 10 \rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

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

➤ **Vérification de l'âme :**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \cdot \varepsilon \Rightarrow \frac{190,4}{6,2} \leq 72 \cdot 1 \Rightarrow 30,71 \leq 72 \rightarrow \text{âme de classe 1}$$

Donc la section est de classe 1

b. Vérification en tenant compte du poids du profilé :

➤ **La flèche :**

$$q'_s = q_s + G_{\text{profilé}} = 33,51 + 0,188 = 33,7 \text{ KN/m}$$

$$f_{cal1} = \frac{33,7 \cdot 1^4}{8 \cdot 2,1 \cdot 1317} \cdot 10^2 = 0,152 \text{ cm}$$

$$f_{cal2} = \frac{7,58 \cdot 1^3}{3 \cdot 2,1 \cdot 1317} \cdot 10^2 = 0,091 \text{ cm}$$

$$f_{cal} = f_{cal1} + f_{cal2} = 0,243 \text{ cm} < f_{ad} = \frac{100}{250} = 0,4 \text{ cm} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

➤ **Cisaillement :**

$$V_{sd} = q_u \cdot l + P_u = 45,235 \cdot 1 + 10,23 = 55,46 \text{ KN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M_0}} = \frac{11,25 \cdot 10^{-1} \cdot \left(\frac{235}{\sqrt{3}} \right)}{1} = 152,64 \text{ KN} > 55,46 \text{ KN}$$

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

$$0,5 \cdot V_{pl,Rd} = 76,32 \text{ KN}$$

$$0,5 \cdot V_{pl,Rd} = 76,32 \text{ KN} > V_{sd} = 55,46 \text{ KN} \rightarrow \text{Pas de réduction du moment plastique}$$

➤ **La résistance :**

$$q_u = 1,35 \cdot (G + G_{\text{profilé}}) + 1,5 \cdot Q = 45,48 \text{ KN/m}$$

$$P_u = 1,35 \cdot 18,6 = 10,23 \text{ KN}$$

$$M_{sd1} = \frac{q_u \cdot l^2}{2} = \frac{45,48 \cdot 1^2}{2} = 22,74 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{sd2} = P_u \cdot l = 10,23 \cdot 1 = 10,23 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{sd} = M_{sd1} + M_{sd2} = 32,972KN \cdot m$$

$$M_{Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{166,4 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1} = 39,104KN \cdot m > 32,97KN \cdot m \rightarrow \text{Vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors L'IPE 180 convient comme console.

3. 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 IPE160, 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 16 mm, espacées de 22 cm entre eux.

CHAPITRE VI Etude Sismique

1.Introduction

Le séisme est un phénomène naturel qui affecte la surface terrestre, il est provoqué par le processus de déformation et de rupture à l'intérieure de la croute terrestre, l'énergie cumulée est libérée se forme de vibrations qui se propagent dans toutes les directions, appelées Ondes sismique, celles-ci engendrent d'importantes secousses.

L'intensité de ces secousses peut réduire un ouvrage en ruine, et générer par conséquent des pertes sur les vies humaines qu'il abrite, et pour cela, le but de l'étude est de remédier a se phénomène par une conception adéquate de l'ouvrage de façon a ce qu'il résiste et présente un degré de sécurité acceptable aux vies humaines et aux biens matériels.

2.Introduction au code de calcul ROBOT

ROBOT 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.

3.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.

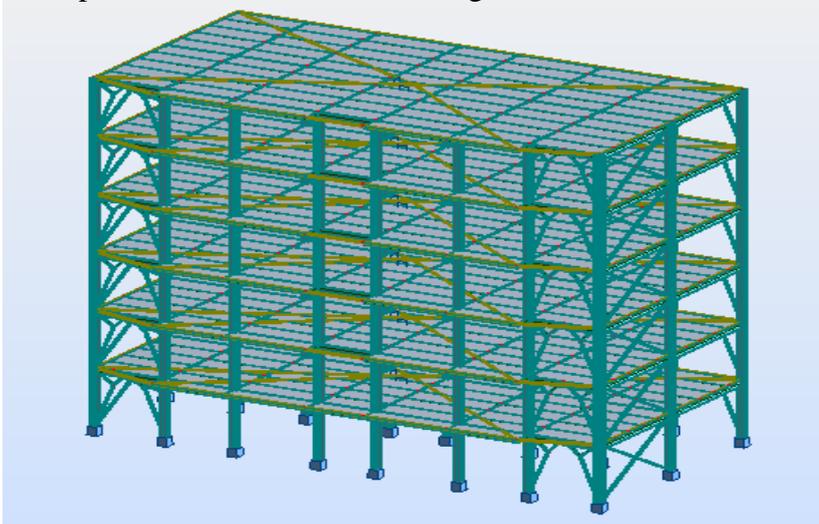


Figure VI. 1 Vue d'ensemble de la structure

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

4.1 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.

4.2 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 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone IIa} \\ \Rightarrow A=0.15 \end{array} \right.$$

Groupe d'usage 2 (art 3.2 de RPA 99/2003)

- **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)**.

Où : ξ (%) 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 : $\xi = 5\%$

Donc $\eta = 1$

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).

$h_n = 19.44$ 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 données, $T_x = T_y = 0,05 \times (19.44)^{3/4} = 0.46$ S

(Art 4.2.4; RPA99/2003)

On à $0.4 \text{ s} < T = 0.46 \text{ s} < 3 \text{ s}$

Donc : $D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.27$

• **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 :

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q \quad (\text{éq. 4.7 art 4.2.4 ; RPA 99/2003})$$

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	0,05
2-redondance en plan	0,05	0
3-régularité en plan	0	0
4- régularité en élévation	0	0
5-contrôle de la qualité des matériaux	0	0
6-contrôle de la qualité de l'exécution	0	0
	$Q_x=1.05$	$Q_y=1.05$

Tableau VI. 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)

$$W = \sum W_i$$

Avec : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celle des équipements fixes solidaires à la structure.

W_{Qi} : charge d'exploitation

β : 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 $\beta = 0,20$

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 6	2026.23	287.16	57.43	2083.66
Niveau 5	1870.722	405.14	81.02	1951.74
Niveau 4	1870.722	405.14	81.02	1951.74
Niveau 3	1870.722	405.14	81.02	1951.74
Niveau 2	1870.722	405.14	81.02	1951.74
Niveau 1	1870.722	405.14	81.02	1951.74
W= 11842.36 kN				

Tableau VI. 2 : valeurs de poids total de la structure.

Résumé des valeurs :

Paramètre	Sens X	Sens Y
A	0.15	0.15
D	2.27	2.27
Q	1.05	1.05
R	3	3
W(kN)	11842.36	11842.36

.La force sismique totale :

$$V_x = 11842.36 \times \frac{0.15 \times 2.27 \times 1.05}{3} = 1411.313 \text{ kN}$$

$$V_y = 11842.36 \times \frac{0.15 \times 2.27 \times 1.05}{3} = 1411.313 \text{ kN}$$

4.3 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 IIa
- Groupe d'usage 2
- Facteur de la qualité de la structure $Q_x= 1.05$
- Facteur de la qualité de la structure $Q_y= 1.05$
- Coefficient de comportement global de la structure $R= 3$
- Site ferme : S_2
- Le pourcentage (%) d'amortissement critique $\xi= 5\%$

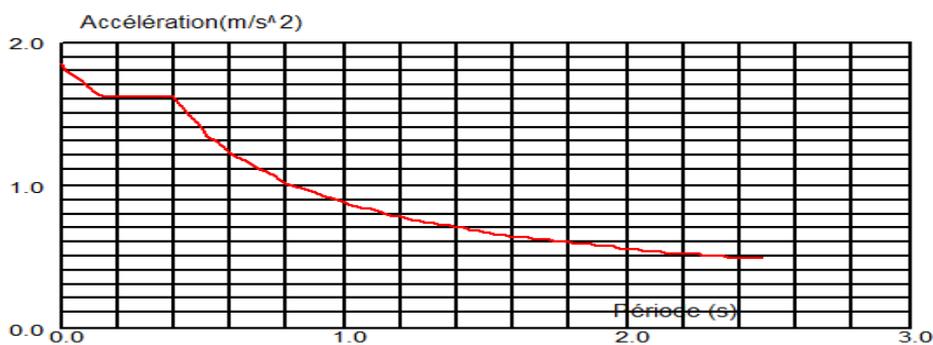


Figure VI. 2 diagramme de spectre de réponse selon x

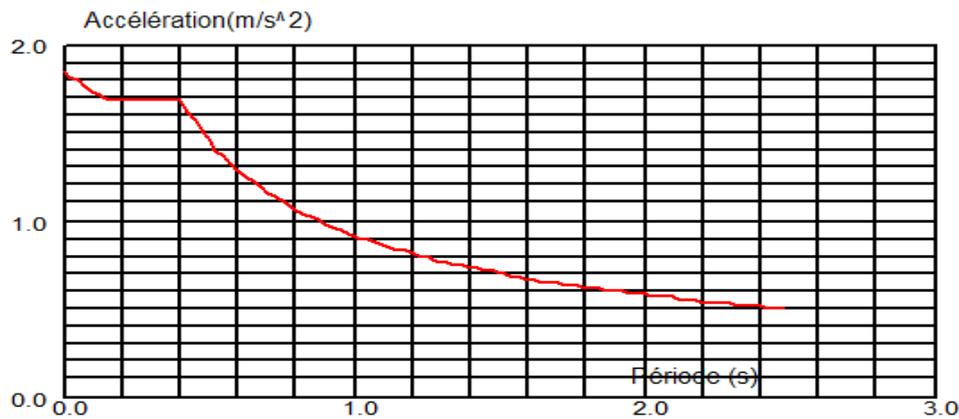


Figure VI. 3 diagramme de spectre de réponse selon y.

5. Nombre de modes de vibrations à considérer

5.1 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.

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
45/ 1	1,37	0,73	79,94	0,00
45/ 2	2,10	0,48	79,98	75,61
45/ 3	2,52	0,40	80,41	78,98
45/ 4	4,02	0,25	94,01	78,98
45/ 5	6,84	0,15	94,05	92,38
45/ 6	7,18	0,14	97,67	92,59
45/ 7	7,99	0,13	97,72	93,48
45/ 8	9,99	0,10	99,17	93,48
45/ 9	12,40	0,08	99,77	93,48
45/ 10	12,59	0,08	99,77	96,91

Tableau VI. 3le 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 sont suffisant pour représenter un bon comportement de la structure.

6. Les réponses modales de la structure

Les déformations de la structure suivant les modes de vibration les plus prépondérants sont :

Premier mode :

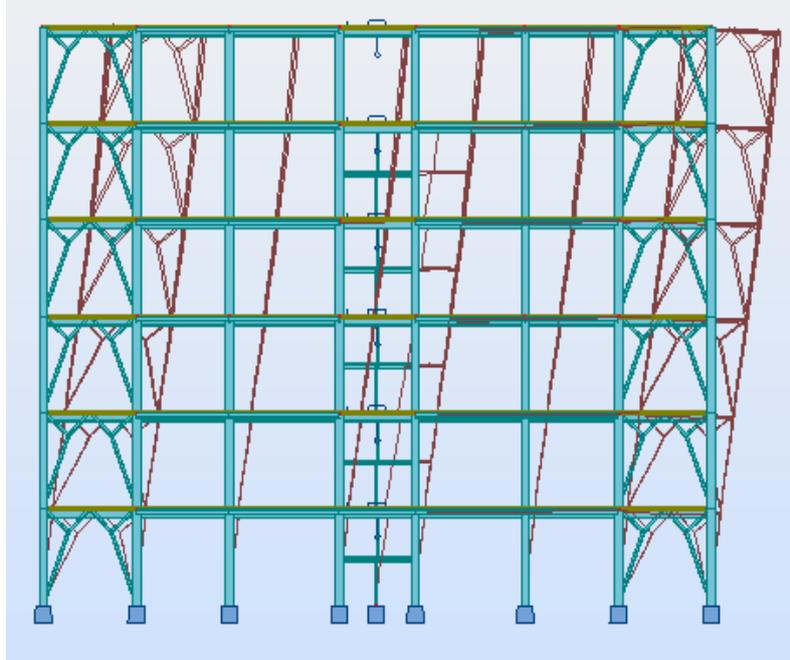


Figure VI. 4 Translation suivant l'axe X-X avec une période de 0.73s

Deuxième mode :

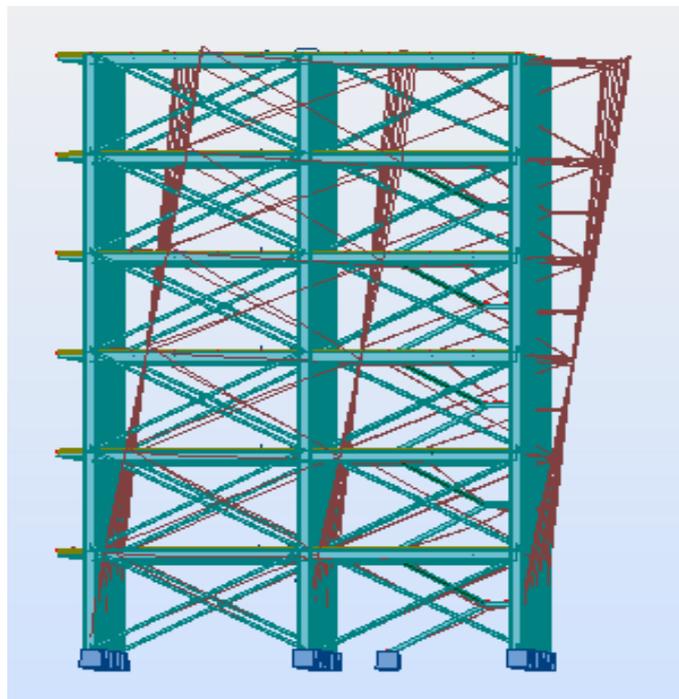


Figure VI. 5 Translation suivant l'axe Y-Y avec une période de 0.48s.

Troisième mode :

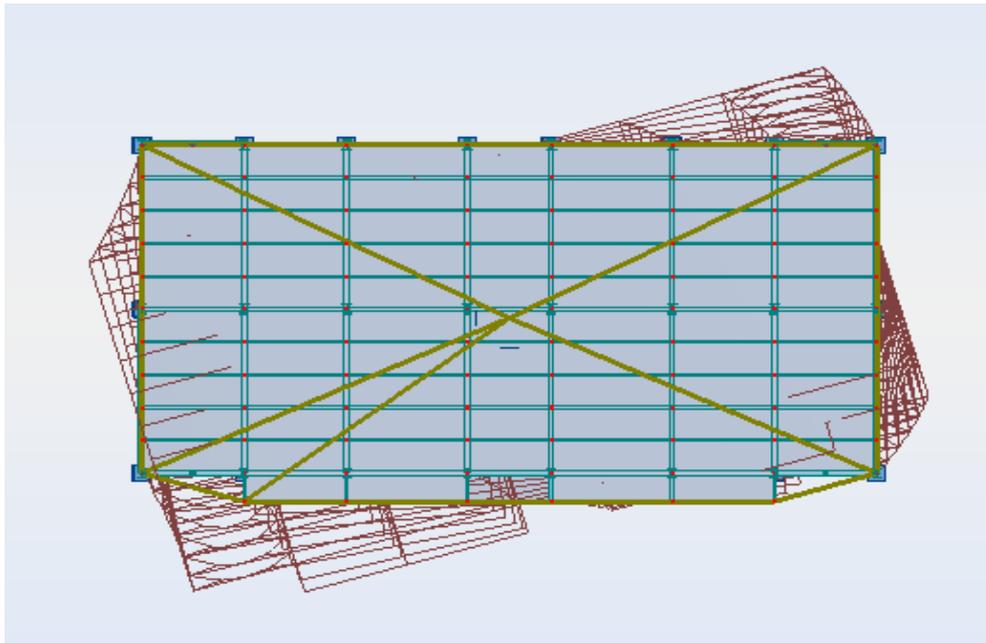


Figure VI. 6 rotation suivant l'axe Z-Z avec une période de à 0.4s.

7. 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 :

$$r = \frac{0.8V_{st}}{V_{dyn}}$$

- **Vérification des efforts tranchant**

D'après le fichier des résultats du *Robot* on a

$$V_{dyn,X} = 1307.15 \text{ kN}$$

$$V_{dyn,Y} = 1668.07 \text{ kN}$$

On a : $0,8V_{st,X} = 0,8 \times 1411.313 = 1129.05 \text{ kN} < V_{dyn,X}$ (condition vérifiée).

$$0,8V_{st,Y} = 0,8 \times 1411.313 = 1129.05 \text{ kN} < V_{dyn,Y}$$
 (condition vérifiée).

8. Vérification des déplacements

8.1 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 ROBOT on aura le tableau suivant :

Niveau	$\delta_{eK} (U_1)$ (cm)	$\delta_{eK} (U_2)$ (cm)
0	0	0
3.24	0.3	0.2
6.48	0.66	0.46
9.72	1.06	0.73
12.96	1.43	1
16.2	1.73	1.23
19.44	2	1.43

Tableau VI. 4 : 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 :

$$\frac{h_i}{100} = \frac{324}{100} = 3,24\text{cm}$$

Les déplacements horizontaux et relatifs sont donnés dans le tableau suivant :

Niveau (m)	Déplacement horizontaux (cm)		Déplacement relatifs (cm)	
	$\delta_K (U1)$	$\delta_K (U2)$	$\Delta_K (U1)$	$\Delta_K (U2)$
0	0	0	0	0
3.24	0.9	0.6	0.9	0.6
6.48	2	1.4	1.1	0.8
9.72	3.2	2.2	1.2	0.8
12.96	4.3	3	1.1	0.8
16.2	5.2	3.7	0.9	0.7
19.44	6	4.3	0.8	0.6

Tableau VI. 5 déplacements horizontaux et relatifs sous séisme.

$$\Delta_K (\text{max}) = 1.2\text{cm} < 3.24 \text{ cm}$$

Donc les déplacements relatifs latéraux sont vérifiés.

9. Effet de deuxième ordre

9.1 Définition :

L'effet (P-Δ) est un effet du second ordre (non linéaire) qui se produit pour chaque structure où les éléments sont sujets à une charge axiale (P). Il est associé à l'importance de l'application de la charge axiale (P) et du déplacement (Δ).

L'effet (P-Δ) est lié à :

- La charge axiale (P)
- La rigidité ou la souplesse de la structure dans son ensemble.
- La souplesse des différents éléments de la structure.

Les effets de seconde ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite:

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,1$$

Avec:

$$P_k = \sum_{i=1}^n W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau «k»

On a : $P_1=P_2=P_3=P_4=P_5=1951.74$ Kn et $P_6 = 2083.66$ Kn (Voire Tableau6.2)

Δ_k : Déplacement relatif du niveau «k » par rapport au niveau «k - 1 ».

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

-Si $0,1 < \theta_k \leq 0,2$, les effets **P- Δ** peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^oordre par le facteur : $\frac{1}{1 - \theta_k}$

- Si $\theta_k > 0,2$: La structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

➤ **Distribution horizontale des efforts sismique à chaque étage :**

Sens x-x :

L'effort tranchant à l'étage k est donné par :

$$V_i = F_t + \sum_{i=1}^n F_i$$

Avec :

- F_t : force concentrée au sommet de la structure est donnée par :

$$F_t = 0,07.T.V_i \quad \dots \text{pour } T > 0.7s$$

$$F_t = 0 \quad \dots \text{pour } T \leq 0.7s$$

$$\text{On a : } T = 0.73s \rightarrow F_t = 0.07 \times 0.73 \times 1411.313 = 72.11 \text{ KN}$$

- F_i : effort sismique au niveau considéré i :
$$F_i = \frac{(V - F_t) * W_i * h_i}{\sum_{j=1}^n W_j * h_j}$$

Avec : W_i : poids du plancher au niveau i.

Niveau 1

$$F_1 = \frac{(1411.313 - 72.11) * 1870.722 * 3.24}{36870.68} = 220.15 \text{ KN}$$

Niveau 2

$$F_2 = \frac{(1411.313 - 72.11) * 1870.722 * 3.24}{36870.68} = 220.15 \text{ KN}$$

Niveau 3

$$F_3 = \frac{(1411.313 - 72.11) * 1870.722 * 3.24}{36870.68} = 220.15 \text{ KN}$$

Niveau 4

$$F_4 = \frac{(1411.313 - 72.11) * 1870.722 * 3.24}{36870.68} = 220.15 \text{ KN}$$

Niveau 5

$$F_5 = \frac{(1411.313 - 72.11) * 1870.722 * 3.24}{36870.68} = 220.15 \text{ KN}$$

Niveau 6

$$F_6 = \frac{(1411.313 - 72.11) * 2026.23 * 3.24}{36870.68} = 238.45 \text{ KN}$$

Donc la distribution horizontale de l'effort sismique dans chaque niveau est :

$$V_i = F_i + \sum_{i=1}^n F_i$$

Niveau 6

$$V_6 = 72.11 + 238.45 = 310.56 \text{ KN}$$

Niveau 5

$$V_5 = 72.11 + 238.45 + 220.15 = 530.71 \text{ KN}$$

Niveau 4

$$V_4 = 72.11 + 238.45 + 220.15 + 220.15 = 750.86 \text{ KN}$$

Niveau 3

$$V_3 = 72.11 + 238.45 + 220.15 + 220.15 + 220.15 = 971.01 \text{ KN}$$

Niveau 2

$$V_2 = 72.11 + 238.45 + 220.15 + 220.15 + 220.15 + 220.15 = 1191.16 \text{ KN}$$

Niveau 1

$$V_1 = 72.11 + 238.45 + 220.15 + 220.15 + 220.15 + 220.15 + 220.15 = 1411.31 \text{ KN}$$

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Niveau (m)	$\Delta_k(\text{cm})$	$P_k \text{ (KN)}$	$V_k \text{ (KN)}$	$h_k \text{ (cm)}$	θ_k
Niveau 1	0.9	1951.74	1411.31	324	0.003
Niveau 2	1.1	1951.74	1191.16	324	0.005
Niveau 3	1.2	1951.74	971.01	324	0.007
Niveau 4	1.1	1951.74	750.86	324	0.008
Niveau 5	0.9	1951.74	530.71	324	0.010
Niveau 6	0.8	2083.66	310.56	324	0.010

Tableau VI. 6: Effet P- Δ suivant X-X.

Niveau (m)	Δ_k (cm)	P_k (KN)	V_k (KN)	h_k (cm)	θ_k
Niveau 1	0.6	1951.74	1411.31	324	0.002
Niveau 2	0.8	1951.74	1191.16	324	0.004
Niveau 3	0.8	1951.74	971.01	324	0.004
Niveau 4	0.8	1951.74	750.86	324	0.006
Niveau 5	0.7	1951.74	530.71	324	0.007
Niveau 6	0.6	2083.66	310.56	324	0.012

Tableau VI. 7: Effet P- Δ suivant Y-Y.

Donc les effets P- Δ peuvent être négligés dans les deux sens.

CHAPITRE VII Vérification des Éléments

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 330

La longueur de la poutre $L= 5.8$ m

Les efforts sont tirés à partir du ROBOT sous la combinaison : $1,35G+1,5T+Q$

$V_{sd}=85.13$ kN

$M_{sd}= 70.13$ kN.m

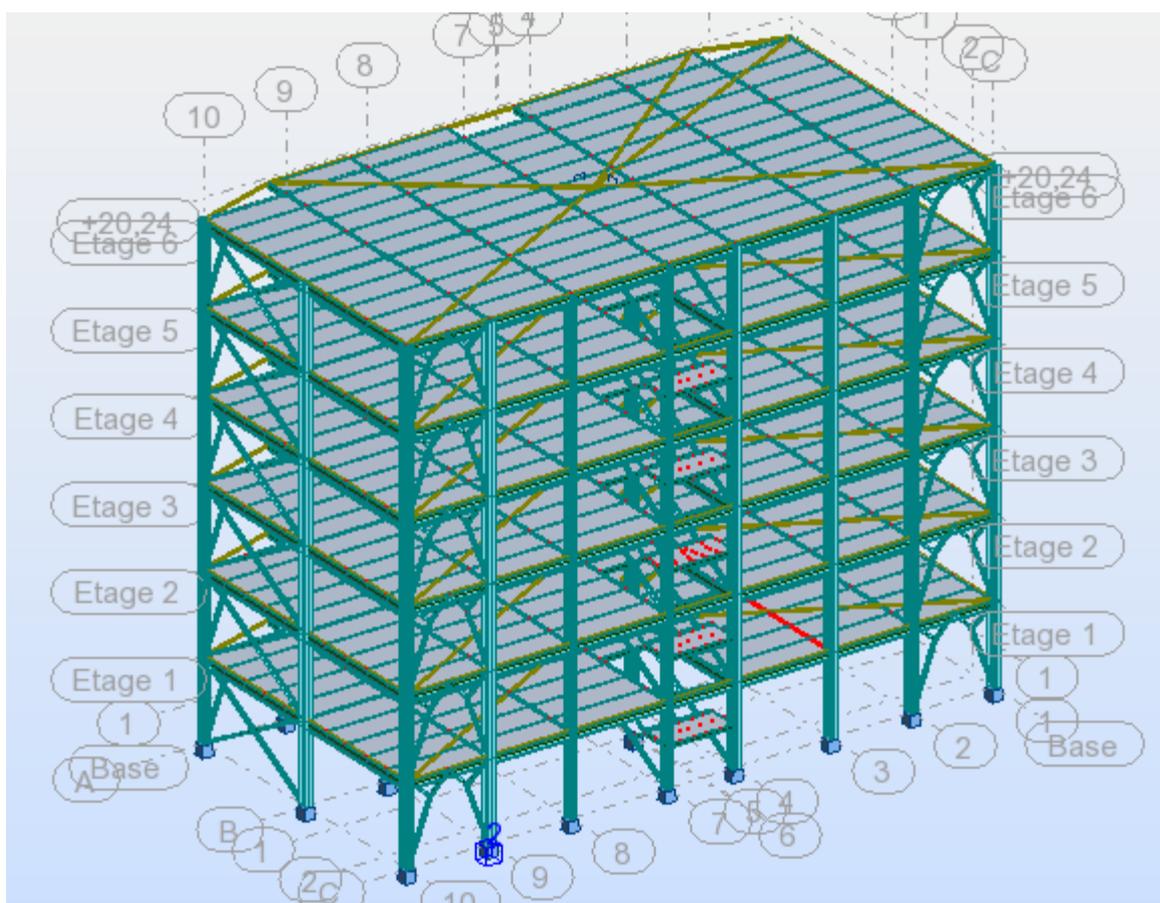


Figure VII. 1la poutre principale la plus sollicitée.

La section IPE 330 est de classe 01 en flexion simple

2.1Vérification à la résistance

- Vérification au cisaillement

Il faut vérifiée que $V_{sd} \leq V_{Rd}$

$$V_{sd} = 85.13 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \frac{f_y \times A_{vz}}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{235 \times 30.8 \times 10^2}{\sqrt{3} \times 1.1} \times 10^{-3} = 379.89 \text{ kN} > V_{sd}$$

$$V_{sd} = 85.13 < 0.5 V_{Rd} = 189.94 \text{ kN}$$

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

• **Vérification au moment résistant**

$$M_{sd} = 70.13 \text{ kN}$$

$$M_{Rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_{M0}} = \frac{235 \times 804.3 \times 10^{-3}}{1.1} = 171.18 \text{ kN.m} > M_{sd} \quad (\text{condition vérifiée})$$

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 $\Rightarrow M_{sd} = 70.13 \text{ kN.m}$

M_{bRd} moment résistant

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

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}}$$

$\bar{\lambda}_{LT}$ est l'élançement 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 I)

$$\lambda_1 = 93.9 \varepsilon = 93.9$$

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

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

Donc : $\lambda_{LT} = 94.85$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 1.01 > 0,4 \text{ (ya un risque de déversement)}$$

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

$\alpha_{LT} = 0,21$ pour les profils laminés, donc $\phi_{LT} = 1.09$ et $\chi_{LT} = 0,70$

Donc : $(I) \Leftrightarrow M_{bRd} = 120.27 \text{ kN.m} > M_{sd} = 70.13 \text{ kN.m}$ (condition vérifiée).

Résultats		Messages				
Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 1 1						
60 Poutre 2_60	 IPE300	ACIER E24	42.31	163.47	1.01	6 1.35G+1.5T+Q
	 IPE 330		38.78	153.13	0.80	
	 IPE360		35.05	146.83	0.63	

Tableau VII. 1 Vérification du sommier avec robot.

3. Vérification de la poutre secondaire IPE300

La longueur de la poutre $L= 3.9 \text{ m}$

Les efforts sont tirés à partir du ROBOT:

$$V_{sd}=28.61 \text{ kN}$$

$$M_{sd}= 24.05 \text{ kN.m}$$

Sous la combinaison : $1,35G+1,5T+Q$

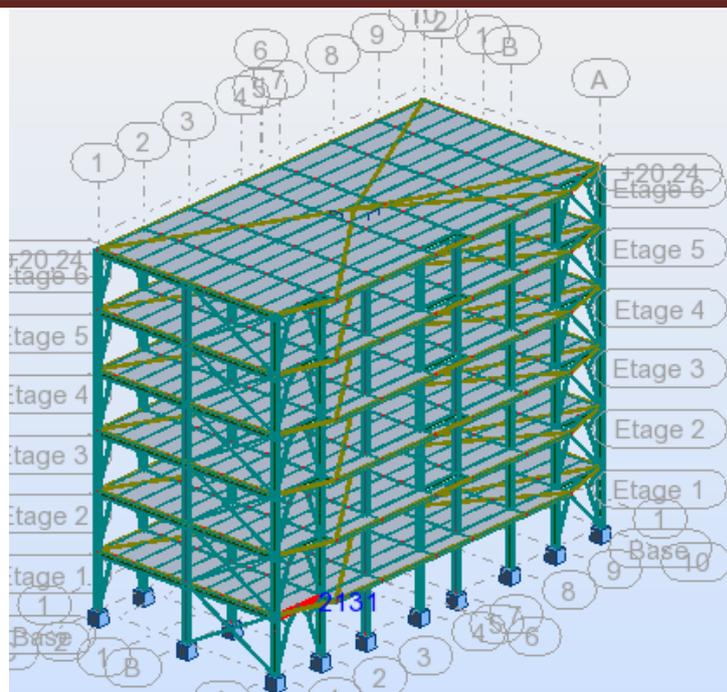


Figure VII. 2 : la poutre secondaire la plus sollicitée.

La section IPE 300 est de classe 01 en flexion simple

3.1 Vérification à la résistance

- **Vérification au cisaillement**

Il faut vérifiée que $V_{Sd} \leq V_{Rd}$

$$V_{Sd} = 28.61\text{kN}$$

$$V_{Rd} = \frac{f_y \times A_{vz}}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{235 \times 25.7 \times 10^2}{\sqrt{3} \times 1,1} \times 10^{-3} = 316.99\text{kN} > V_{Sd}$$

$$V_{Sd} = 28.61 < 0,5V_{Rd} = 158.49\text{kN} \quad (\text{condition vérifiée})$$

- **Vérification au moment résistant**

$$M_{Sd} = 24.05\text{kN}$$

$$M_{Rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_{M0}} = \frac{235 \times 628.4 \times 10^{-3}}{1,1} = 134.24\text{kN.m} > M_{Sd} \quad (\text{condition vérifiée})$$

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 $\Rightarrow M_{sd} = 24.05 \text{ kN.m}$

M_{bRd} moment résistant

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

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \left[\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]^{0.5}}$$

$\bar{\lambda}_{LT}$ 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)

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

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

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

Donc : $\lambda_{LT} = 80.18$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0.85 > 0,4 \text{ (ya un risque de déversement)}$$

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

$\alpha_{LT} = 0,21$ pour les profils laminés, donc $\phi_{LT} = 0.92$ et $\chi_{LT} = 0.78$

Donc : (I) $\Leftrightarrow M_{bRd} = 104.71 \text{ kN.m} > M_{sd} = 24.05 \text{ kN.m}$ (condition vérifiée).

Vérification avec ROBOT

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 3 3						
85 Poutre 2_85	 IPE270	ACIER E24	39.95	147.60	1.19	6 1.35G+1.5T+Q
	 IPE 300		36.21	133.18	0.83	
	 IPE 330		33.09	122.56	0.72	

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 de rive HEB 360 du RDC

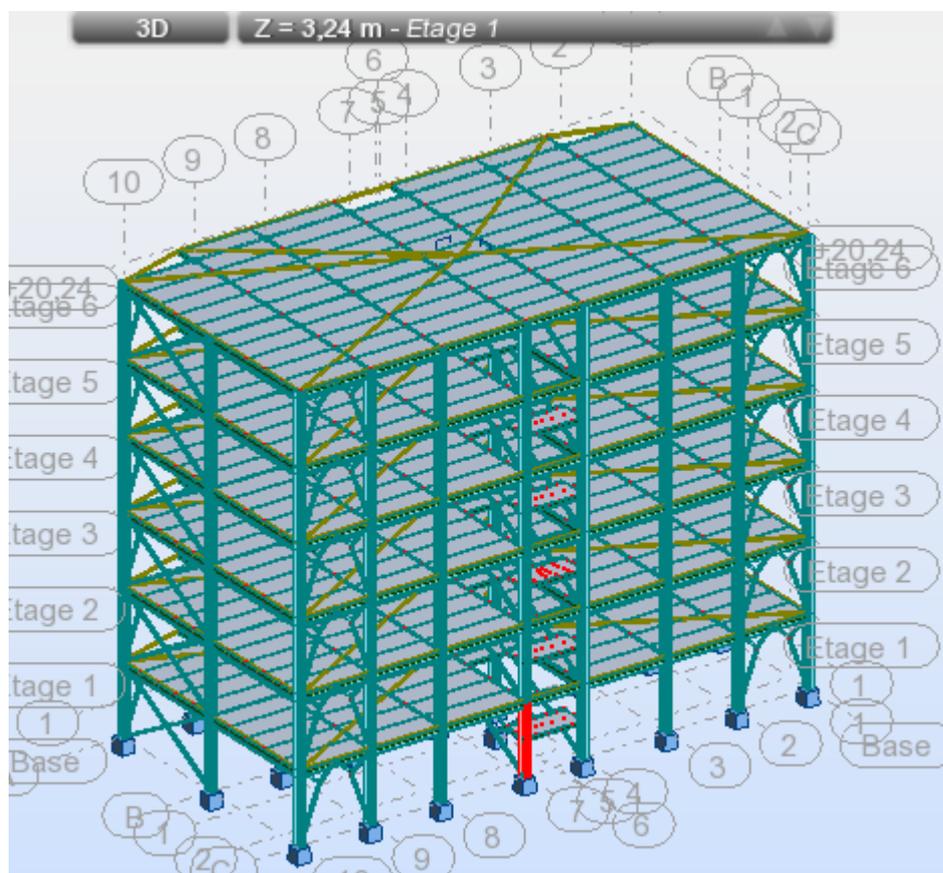


Figure VII. 3le poteau le plus sollicité.

Les sollicitations les plus défavorables tirés à partir du ROBOT sont :

combinaison	h (m)	N (kN)	M _y (kN.m)	M _z (kN.m)	V _z (kN)
G+Q+1.2EY	3.24	1130.67	79.96	3.20	55.24

Tableau VII. 2 : sollicitations sur le poteau HEB360

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

$$C = \frac{b}{2} = \frac{300}{2} = 150\text{mm}$$

$$\frac{C}{t_f} = \frac{150}{22.5} = 6.66 < 10\varepsilon$$

Donc la semelle est de classe 1

Ame fléchie

$$\frac{d}{t_w} = \frac{261}{12.5} = 20.88 < 72\varepsilon$$

Donc l'âme est de classe 1

La section globale étant de classe 1.

- **Vérification à l'effort tranchant**

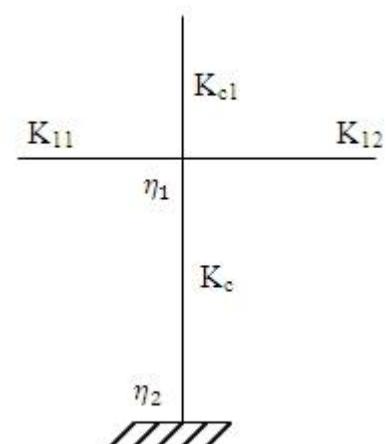
Il faut vérifiée que : $V_{Sd} \leq V_{Rd}$

$$V_{Sd} = 55.24\text{kN}$$

$$V_{Rd} = \frac{f_y \times A_{vz}}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{235 \times 60.6 \times 10^2}{\sqrt{3} \times 1.1} \times 10^{-3} = 747.45\text{kN} > V_{Sd}$$

$$V_{Sd} < 0,5V_{Rd} \text{ pas de réduction du moment plastique.}$$

-



- **Vérification au moment fléchissant**

$$M_{Sd} = 79.96 \text{ kN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_{M0}} = \frac{235 \times 2683 \times 10^3}{1,1} \times 10^{-6} = 573.18 \text{ kN.m} > M_{Sd} \quad (\text{condition vérifiée})$$

- **Vérification à l'effort normal**

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{180.6 \times 10^2 \times 235}{1,1} = 3858.27 \text{ kN}$$

$$N_{S,d} = 1130.67 \text{ kN} < N_{pl,Rd} \quad (\text{condition vérifiée})$$

Il faut vérifier que :

$$0.5 N_{pl,Rd} = 0,5 \times 3858,27 = 1929,35 > N_{S,d} = 1130,67 \quad (\text{condition vérifiée})$$

Pas d'interaction entre le moment et l'effort normal

➤ **vérification à la stabilité**

- **vérification au flambement**

Suivant l'axe (y-y)

$$K_{11}(IPE330) = \frac{I_y}{L} = \frac{11766.9}{390} = 30.17 \text{ cm}^3$$

$$K_{12}(IPE330) = \frac{I_y}{L} = \frac{11766.9}{270} = 43.58 \text{ cm}^3$$

$$K_C = K_{C1} = \frac{I_y}{h} = \frac{43193.5}{324} = 133.31 \text{ cm}^3$$

Avec :

K_{11}, K_{12} : rigidité des poutres supérieures.

K_{22}, K_{21} : rigidité des poutres inférieures.

K_C : rigidité du poteau considéré.

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.

$$\eta_1 = \frac{K_C + K_{C1}}{K_C + K_{C1} + K_{11} + K_{12}} = 0,78$$

$$\eta_2 = \frac{K_c + K_{c2}}{K_c + K_{c2} + K_{22}} = 1$$

- **Détermination de la longueur de flambement**

$$L_f = L \left[\frac{1 + 0.145 \times (n_1 + n_2) - 0.265 \times n_1 \times n_2}{2 - 0.364 \times (n_1 + n_2) - 0.247 \times n_1 n_2} \right]$$

$$L_f = 3.24 \left[\frac{1 + 0.145(0.78 + 1) - 0.265 \times 0.78 \times 1}{2 - 0.364(0.78 + 1) - 0.247 \times 0.78 \times 1} \right] \Rightarrow L_f = 2.93m$$

- **Calcul $\bar{\lambda}_y$**

$$\lambda_y = \frac{L_f}{i_y} = \frac{2.93 \times 10^3}{15.46 \times 10} = 18.95$$

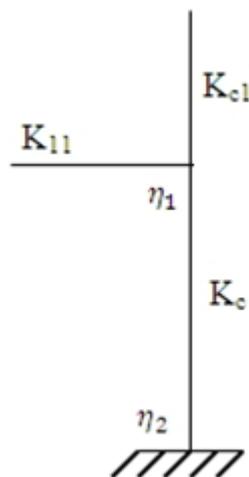
$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A}$$

$$\lambda_1 = 93,9 \varepsilon \quad \text{avec} : \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} ; f_y = 235 \text{MPa} \Rightarrow \varepsilon = 1$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93.9\varepsilon} = 0.2 \leq 0,2 \Rightarrow \text{Pas de risque de flambement suivant l'axe (y-y).}$$

Suivant l'axe (z-z) :

$$K_{11}(IPE300) = \frac{I_z}{L} = \frac{603.62}{580} = 1.04 \text{cm}^3$$



$$K_C = K_{C1} = \frac{I_z}{h} = \frac{10139.4}{324} = 31.29 \text{ cm}^3$$

$$\eta_1 = \frac{K_C + K_{C1}}{K_C + K_{C1} + K_{I1}} = 0.98$$

$$\eta_2 = 1$$

$$L_f = 3.24 \left[\frac{1 + 0.145(0.98 + 1) - 0.265 \times 0.98 \times 1}{2 - 0.364(0.98 + 1) - 0.247 \times 0.98} \right] \Rightarrow L_f = 3.20 \text{ m}$$

- Calcul $\bar{\lambda}_z$

$$\lambda_z = \frac{L_f}{i_z} = \frac{3.2 \times 10^3}{7.49 \times 10} = 42.72$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A}$$

$$\lambda_1 = 93.9 \varepsilon \quad \text{avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} ; f_y = 235 \text{ MPa} \Rightarrow \varepsilon = 1$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93.9 \varepsilon} = 0.45 > 0.2 \Rightarrow \text{Donc ya un risque de flambement suivant l'axe (z-z).}$$

- Calcul de χ_z

Choix de la courbe de flambement

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{360}{300} = 1.2 \leq 1.2 \\ t_f = 22.5 \text{ mm} \leq 100 \text{ mm} \end{cases} \Rightarrow \text{courbe de flambement c}$$

$$\bar{\lambda}_z = 0.45 \Rightarrow \chi_z = \chi_{\min} = 0.87$$

➤ 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 :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\beta_w \times W_{pl,y} \times \frac{f_y}{M_{cr}} \right]^{0.5} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] (\beta_w)^{0.5}$$

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

$$\lambda_1 = 93.9 \varepsilon = 93.9$$

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

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

$$\lambda_{LT} = \frac{3240/74,9}{\sqrt{1,132 \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{3240}{74,9} \frac{360}{22,5} \right)^2 \right]}} = 34,79$$

Donc : $\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{34,79}{93,9} \right) = 0,37 \leq 0,4 \Rightarrow$ 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)

$$\psi = \frac{M_{min}}{M_{max}} = -\frac{1,06}{6,78} = -0,15$$

$$\beta_{Mz} = 1,8 - 0,7\psi = 1,905$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z \times ((2 \times \beta_{My}) - 4) + \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}} \quad \text{mais : } \mu_z \leq 0,90$$

$$\mu_z = 0,441 < 0,9$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} \quad \text{mais : } k_z \leq 1,50$$

$$K_z = 0,98$$

Donc à partir de l'équation (I) on aura : $0,33 < 1$ (condition vérifiée)

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le profilé HEB 360 convient comme poteau au RDC

Vérification avec ROBOT

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 2 2						
2007 Poteau 2_2007	HEB 200	ACIER E24	18.97	31.98	1.49	25 G+Q+1.2EY
	HEB 220		17.18	28.99	0.92	
	HEB 240		15.72	26.63	0.77	

Tableau VII. 3 : Vérification du poteau avec robot.

5. Vérification des systèmes de contreventement

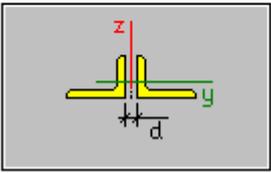
Les contreventements par palées de stabilité sont tendus ou comprimés, il faut donc faire les vérifications à la compression simple et à la traction.

5.1. Palées triangulées en croix de Saint-André

Les Palées triangulées en croix de Saint-André sont des profilés 2CAE 100.10

Nom :
2 CAE 100x10

Couleur : Auto



Sélection de la section

Base de données : DTUA

Famille : CAE

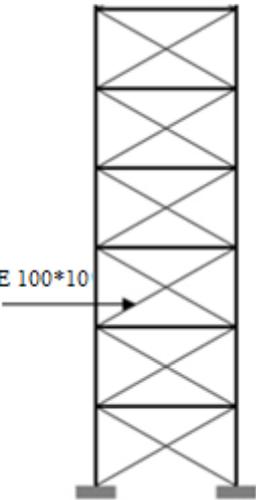
Section : CAE 100x10

Distance d : 0,0 (cm)

Cornières accolées :

dos à dos sur le petit côté

dos à dos sur le grand côté



Nom	Valeur	Unité
Section...	2 CAE 100x10	
Principales		
Ax	38,30	[cm ²]
Iy	353,36	[cm ⁴]
Iz	657,94	[cm ⁴]
Dimensio...		
b	20,0	[cm]
h	10,0	[cm]
Vy	10,0	[cm]
Vpy	10,0	[cm]
Vz	7,2	[cm]

Figure VII. 4 : propriétés de la section (2CAE100 10).

5.1.1. Vérification sous l'effort de traction

Ils sont sollicités en traction avec un effort $N_{tsd}=712,98\text{kN}$, obtenue sous la combinaison 0,8G+E (combinaison qui donne l'effort maximum).

On doit vérifier que :

$$N_{tsd} \leq N_{trd} = \frac{A f_y}{\gamma_{mo}}$$

$$A = 38,3\text{cm}^2 (\text{section brute})$$

$$N_{trd} = \frac{38,3 \times 10^2 \times 235}{1,1} \times 10^{-3} = 818,22\text{kN}$$

$$N_{tsd} = 712,98\text{kN} < N_{trd} \quad (\text{condition vérifiée})$$

Section nette

$A_{net} = (A_{brute} - 2t d_0)$; avec d_0 : diamètre des boulons (M16) ; t : épaisseur de la cornière

$$A_{net} = 35,1\text{cm}^2$$

$$N_{trd} = \frac{35,1 \times 10^2 \times 235}{1,1} \times 10^{-3} = 749,86\text{kN}$$

$$N_{tsd} = 712,98\text{kN} < N_{trd} \quad (\text{condition vérifiée})$$

5.1.2. Vérification sous l'effort de compression

Les diagonales sont sollicités à la compression seule avec un effort $N_{csd} = -598,55\text{kN}$, obtenue sous la combinaison G+Q+E (combinaison qui donne l'effort maximum). Donc elles doivent être vérifiées au flambement simple. Avec une longueur $L_0 = 2,4\text{ m}$.

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 2CAE100*10 est (1) $\Rightarrow \beta_A = 1$

- Calcul du coefficient de réduction χ

Suivant (y-y)

$$L_{ky} = L_0 = 2,4m$$

$$\lambda_y = \frac{L_{ky}}{i_y} = \frac{240}{4,62} = 51,94$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y \sqrt{\beta_A}}{\lambda_k} = \frac{51,94 \times 1}{93,9} = 0,55$$

Pour les profilés en CAE, on à courbe de flambement C, on trouve : $\chi_y = 0,813$

Suivant (z-z)

$$L_{kz} = L_0 = 2,4m$$

$$\lambda_z = \frac{L_{kz}}{i_z} = \frac{240}{5,82} = 41,23$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z \sqrt{\beta_A}}{\lambda_k} = \frac{41,23 \times 1}{93,9} = 0,43$$

Courbe de flambement C : $\chi_z = 0,895$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y; \chi_z) = 0,813$$

Section brute ($A = 38,3\text{cm}^2$)

$$N_{\text{crd}} = 0,813 \times 38,3 \times 10^2 \times 1 \times \frac{235}{1,1} \times 10^{-3} = 665,22\text{kN}$$

On a : $N_{\text{c,sd}} = 598,55\text{kN} < N_{\text{crd}} = 665,22\text{kN}$, donc pas de risque de flambement.

Section nette ($A_{\text{net}} = 35,1\text{cm}^2$)

$$N_{\text{crd}} = 0,813 \times 35,1 \times 10^2 \times 1 \times \frac{235}{1,1} \times 10^{-3} = 609,64\text{kN}$$

$$N_{\text{c,sd}} < N_{\text{crd}} \quad (\text{condition vérifiée})$$

5.2. Palées triangulées en V inversé

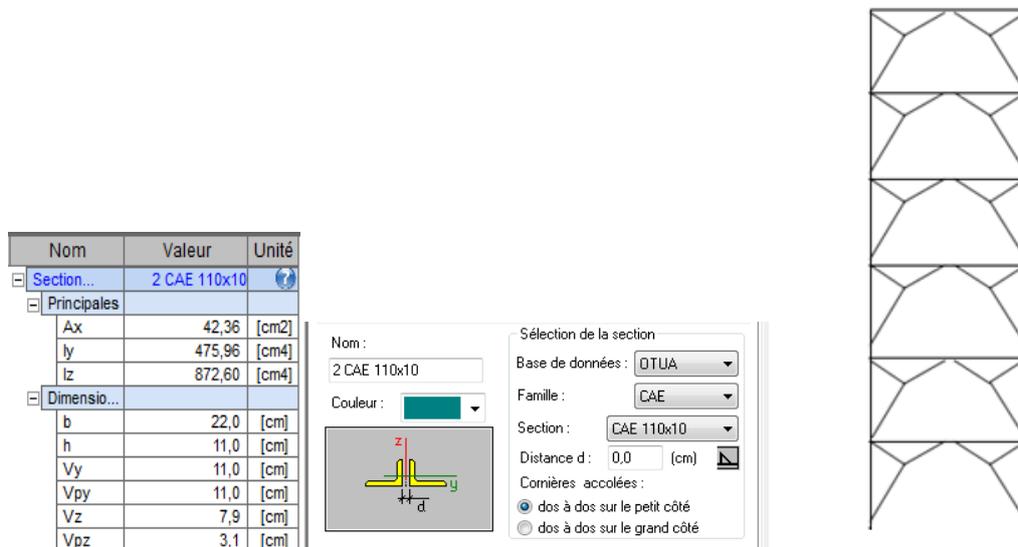


Figure VII. 5 2propriétés de la section (2CAE110 10)

5.2.1. Vérification sous l'effort de traction

Ils sont sollicités en traction avec un effort $N_{tsd}=829,46\text{kN}$, obtenue sous la combinaison 0,8G+E (combinaison qui donne l'effort maximum).

On doit vérifier que :

$$N_{tsd} \leq N_{trd} = \frac{A f_y}{\gamma_{mo}}$$

$$A = 42,36\text{cm}^2 \text{ (section brute)}$$

$$N_{trd} = \frac{42,36 \times 10^2 \times 235}{1,1} \times 10^{-3} = 995,46\text{kN}$$

$$N_{tsd} = 829,46\text{kN} < N_{trd} \text{ (condition vérifiée)}$$

5.2.2. Vérification sous l'effort de compression

Les diagonales sont sollicitées à l'effort de compression $N_{csd}= 429.66\text{kN}$, obtenue sous la combinaison G+Q+E.

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 2CAE110×10 des cornières est de classe (2) $\Rightarrow \beta_A = 1$

- Calcul du coefficient de réduction χ

Suivant (y-y)

$$L_{ky} = L_0 = 2,42m$$

$$\lambda_y = \frac{L_{ky}}{i_y} = \frac{242}{3,04} = 79,6$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y \sqrt{\beta_A}}{\lambda_k} = \frac{79,6 \times 1}{93,9} = 0,84 \Rightarrow \chi_y = 0,64$$

Suivant (z-z)

$$L_{kz} = L_0 = 2,42m$$

$$\lambda_z = \frac{L_{kz}}{i_z} = \frac{242}{3,83} = 63,18$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z \sqrt{\beta_A}}{\lambda_k} = \frac{63,18 \times 1}{93,9} = 0,67 \Rightarrow \chi_z = 0,73$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y; \chi_z) = 0,64$$

Section brute ($A = 42,36\text{cm}^2$)

$$N_{\text{crd}} = 0,64 \times 42,36 \times 10^2 \times 1 \times \frac{235}{1,1} \times 10^{-3} = 960,32\text{kN}$$

On a : $N_{\text{csd}} = 429,66\text{kN} < N_{\text{crd}} = 960,32\text{kN}$, donc pas de risque de flambement.

CHAPITRE VIII Calcul des assemblages

1. Généralités

➤ Rôle des assemblages

Les assemblages ont pour fonction d'assurer la liaison ou la continuité des composants élémentaires entre eux, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations souvent importantes, généralement statiques, mais quelque fois dynamiques (effets de chocs, vibration etc....) entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsion afin de réaliser l'ossature de l'ouvrage projeté. Ces organes critiques pour l'ouvrage tant sous l'aspect de l'intégrité structurelle que sous l'aspect économique, doivent être conçus et dimensionnés avec au moins autant de soin que les composants élémentaires.

Pour réaliser une structure métallique, on dispose de pièces individuelles, qu'il convient d'assembler :

- Soit bout à bout (éclissage, raboutages),
- Soit concourantes (attaches poutre / poteau, treillis...etc.).

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.

2. Fonctionnement des assemblages

Les principaux modes d'exécution des assemblages sont :

- Les assemblages soudés ;
- Les assemblages boulonnés ;
- Les assemblages rivetés ;
- Les assemblages collés.

Qui correspondent à deux types de fonctionnement distincts : obstacle et / ou adhérence.

Dans notre étude, l'assemblage boulonné est le mode largement utilisé, présente en général l'avantage d'une démontrabilité facile, avec récupération intégrale des composants initiaux.

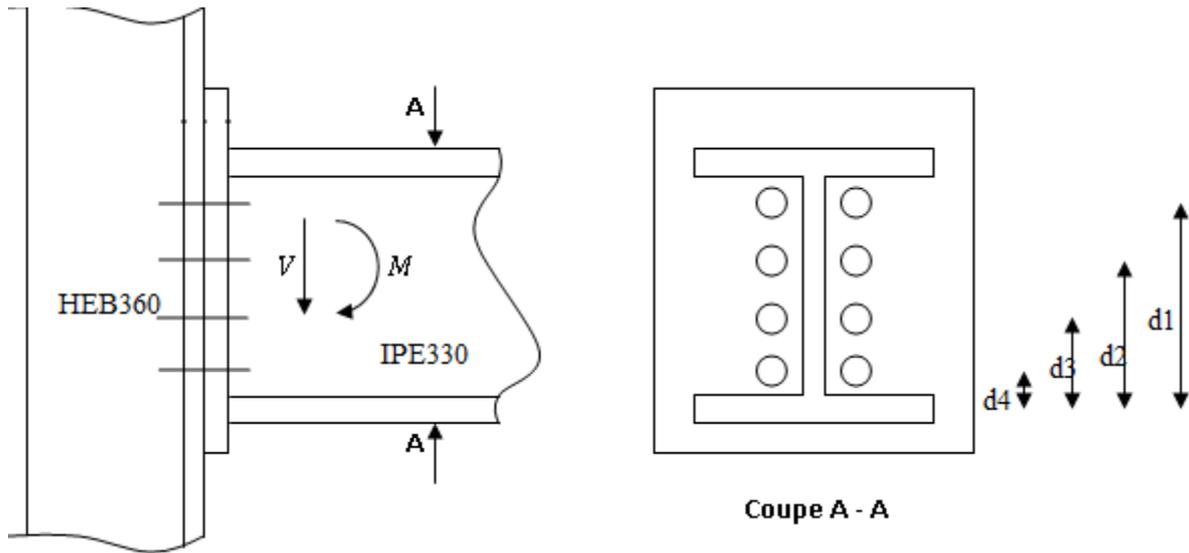


Figure VIII. 1 Schémas d'assemblage poutre principale- poteau3. Assemblage poutre principale- poteau

Cet assemblage sera réalisé avec des boulons HR de Classe 10.9, caractérisés par :

$$\text{Classe 10.9} \Rightarrow \begin{cases} f_u = 900 \text{ MPa} \\ f_{ub} = 1000 \text{ MPa} \end{cases}$$

On calculera l'assemblage le plus sollicité :

$$\begin{cases} M = 74,81 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ V = 92,58 \text{ KN} \end{cases} \rightarrow \text{à l'ELU combinaison : G+Q+0,8T}$$

On prend

$$\begin{cases} d_1 = 30 \text{ cm} \\ d_2 = 21 \text{ cm} \\ d_3 = 12 \text{ cm} \\ d_4 = 3 \text{ cm} \end{cases}$$

➤ **Détermination des efforts dans les boulons :**

On considère que la platine est suffisamment épaisse de façon que la totalité des efforts appliquée se destitue entre les rangés de boulon tendus, par ailleurs l'effort de compression sera supposé concentré au centre de gravité de la semelle comprimée de la poutre.

$$N_1 = \frac{M \cdot d_1}{\sum d_i^2} = \frac{74,81 \cdot 30}{30^2 + 21^2 + 12^2 + 3^2} \cdot 10^2 = 150,22 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{N_1 \cdot d_2}{d_1} = \frac{150,22 \cdot 21}{30} = 105,15 \text{ KN}$$

$$N_3 = \frac{N_2 \cdot d_3}{d_1} = \frac{105,15 \cdot 12}{30} = 42,06 \text{KN}$$

$$N_4 = \frac{N_3 \cdot d_4}{d_1} = \frac{42,06 \cdot 3}{30} = 4,21 \text{KN}$$

➤ **Pré dimensionnement des boulons :**

$$N_1 \leq n \cdot F_p$$

n : Nombre de boulon par rangée ($n = 2$).

$$F_p = 0,7 \cdot A_s \cdot f_{ub}$$

$$A_s \geq \frac{N_1}{n \cdot 0,7 \cdot f_{ub}} = \frac{150,22}{2 \cdot 0,7 \cdot 900} \cdot 10 = 1,19 \text{cm}^2$$

On opte pour un boulon de type M16 $\Rightarrow A_s = 1,57 \text{cm}^2$

➤ **Calcul du moment résistant effectif de l'assemblage :**

$$N_{t,Rd} = n \cdot 0,7 \cdot A_s \cdot f_{ub} = 2 \cdot 0,7 \cdot 1,57 \cdot 900 \cdot 10^{-1} = 197,82 \text{KN}$$

$$M_R = \frac{N_{t,Rd} \cdot \sum d_i^2}{d_1} = \frac{197,82 \cdot (30^2 + 21^2 + 12^2 + 3^2)}{30} \cdot 10^{-2} = 98,51 \text{KN.m}$$

$M_R = 98,51 > M = 74,81 \text{KN} \rightarrow$ Condition vérifiée

➤ **Vérification au cisaillement plus traction dans chaque boulon :**

$V = 92,58 \text{KN} \rightarrow$ sur 8 boulons

$$F_{v,Sd} = \frac{V}{8} = 11,57 \text{KN}$$

Il faut vérifier que : $F_{v,Sd} \leq F_{s,Rd}$

$$F_{s,Rd} = K_s \cdot \mu \cdot m \cdot \frac{F_p - 0,8 \cdot \frac{N_1}{2}}{\gamma_{M_s}} \rightarrow \text{CCM97 art 6.5.6.4.}$$

$$F_p = 0,7 \cdot A_s \cdot f_{ub} = 0,7 \cdot 1,57 \cdot 900 \cdot 10^{-1} = 98,91 \text{KN}$$

$$F_{s,Rd} = 1 \cdot 0,3 \cdot 1 \cdot \frac{98,91 - 0,8 \cdot \frac{150,22}{2}}{1,25} = 9,32 \text{KN} < F_{v,Sd} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

3.1. Assemblage platine – poutre :

Cette attache se fera au moyen de cordons de soudure.

Le dimensionnement des cordons se fait suivant l'hypothèse suivante :

On supposera que le moment est repris uniquement par les cordons reliant les semelles à la platine, on supposera également que l'effort tranchant est repris uniquement par les cordons reliant l'âme à la platine.

Cet assemblage est soumis au système de forces suivantes :

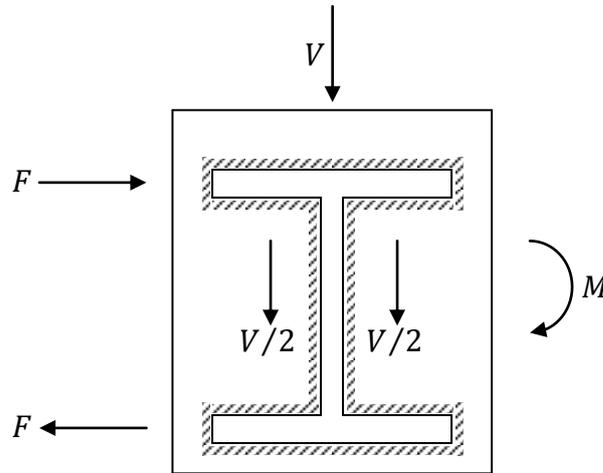


Figure VIII. 2 assemblage platine -poutre principale

L'assemblage est soumis aux sollicitations suivantes :

$$M = 74,81 \text{KN} \cdot \text{m}$$

$$V = 92,58 \text{KN}$$

On prend $e = 20 \text{mm}$ épaisseur de la platine

➤ **Gorge reliant l'âme :**

$$3 \text{mm} \leq a \leq 0,5 \cdot t_w \rightarrow 3 \text{mm} \leq a \leq 0,5 \cdot 8 \rightarrow 3 \text{mm} \leq a \leq 4 \rightarrow \text{Soit } a = 4 \text{mm}$$

➤ **Gorge reliant la semelle à la platine :**

$$3 \text{mm} \leq a \leq 0,5 \cdot t_f \rightarrow 3 \text{mm} \leq a \leq 0,5 \cdot 12,7 \rightarrow 3 \text{mm} \leq a \leq 6,35 \rightarrow \text{Soit } a = 5 \text{mm}$$

➤ **Distribution des efforts sur les différents cordons :**

• **Cordon âme - platine :**

Chaque cordon reprend $V/2$

$$\frac{V}{2} = \frac{92,58}{2} = 46,29 \text{KN}$$

$$\text{La longueur du cordon est : } L_w = h - 2 \cdot t_f = 360 - 2 \cdot 12,7 = 334,6 \text{mm}$$

• **Cordon semelle - platine :**

$$\text{La longueur du cordon est : } L_f = 2 \cdot b - t_w = 2 \cdot 170 - 8 = 332 \text{mm}$$

Chaque cordon reprend F

$$F = \frac{M}{h - t_f} = \frac{92,58}{360 - 12,7} \cdot 10^3 = 266,57 \text{KN}$$

➤ **Vérification :**

• **Cordon âme- platine :**

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\frac{V}{2} \leq F_{w.Rd}$$

Avec :

$F_{w.Rd}$: Résistance d'un cordon de soudure.

$$F_{w.Rd} = a \cdot L_w \cdot \frac{F_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M_w} \cdot \sqrt{3}} \rightarrow \text{CCM97 art 6.6.5.3}$$

On a :

$$S235 \Rightarrow \begin{cases} F_u = 360 \text{ MPa} \\ \beta_w = 0,8 \\ \gamma_{M_w} = 1,25 \end{cases}$$

$$\frac{V}{2} = 46,29 \text{ KN}$$

$$F_{w.Rd} = 4 \cdot 334,6 \cdot \frac{360}{0,8 \cdot 1,25 \cdot \sqrt{3}} \cdot 10^{-3} = 278,181 \text{ KN} > 266,57 \text{ KN} \rightarrow \text{Vérifié}$$

• **Cordon semelle – platine :**

Il faut vérifier la condition suivante :

$$F \leq F_{w.Rd}$$

$$F_{w.Rd} = 5 \cdot 332 \cdot \frac{360}{0,8 \cdot 1,25 \cdot \sqrt{3}} \cdot 10^{-3} = 345,025 \text{ KN} > 113,79 \text{ KN} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

4. Assemblage poutre secondaire-poteau

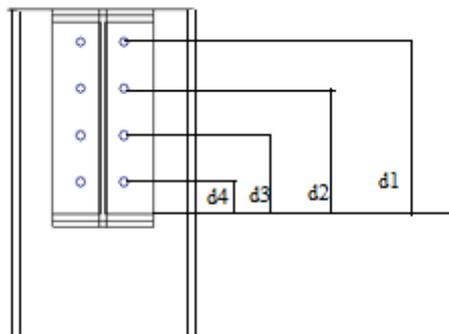


Figure VIII. 3 assemblage poutre secondaire - poteau

Cet assemblage sera réalisé avec des boulons HR de Classe 10.9, caractérisés par :

$$\text{Classe 10.9} \Rightarrow \begin{cases} f_u = 900 \text{MPa} \\ f_{ub} = 1000 \text{MPa} \end{cases}$$

On calculera l'assemblage le plus sollicité :

$$\begin{cases} M = 119,57 \text{KN} \cdot \text{m} \\ V = 62,82 \text{KN} \end{cases} \rightarrow \text{à l'ELU combinaison : G+Q+0,8T}$$

On prend

$$\begin{cases} d_1 = 27 \text{cm} \\ d_2 = 19 \text{cm} \\ d_3 = 11 \text{cm} \\ d_4 = 3 \text{cm} \end{cases}$$

➤ **Détermination des efforts dans les boulons :**

On considère que la platine est suffisamment épaisse de façon que la totalité des efforts appliquée se destitue entre les rangés de boulon tendus

$$N_1 = \frac{M \cdot d_1}{\sum d_i^2} = \frac{119,57 \cdot 27}{27^2 + 19^2 + 11^2 + 3^2} \cdot 10^2 = 264,62 \text{KN}$$

$$N_2 = \frac{N_1 \cdot d_2}{d_1} = \frac{264,62 \cdot 19}{27} = 186,21 \text{KN}$$

$$N_3 = \frac{N_2 \cdot d_3}{d_1} = \frac{186,21 \cdot 11}{27} = 75,86 \text{KN}$$

$$N_4 = \frac{N_3 \cdot d_4}{d_1} = \frac{75,86 \cdot 3}{27} = 8,83 \text{KN}$$

➤ **Pré dimensionnement des boulons :**

$$N_1 \leq n \cdot F_p$$

n : Nombre de boulon par rangée ($n = 2$).

$$F_p = 0,7 \cdot A_s \cdot f_{ub}$$

$$A_s \geq \frac{N_1}{n \cdot 0,7 \cdot f_{ub}} = \frac{264,62}{2 \cdot 0,7 \cdot 900} \cdot 10 = 2,1 \text{cm}^2$$

On opte pour un boulon de type M20 $\Rightarrow A_s = 2,45 \text{cm}^2$

➤ **Calcul du moment résistant effectif de l'assemblage :**

$$N_{t,Rd} = n \cdot 0,7 \cdot A_s \cdot f_{ub} = 2 \cdot 0,7 \cdot 2,45 \cdot 900 \cdot 10^{-1} = 308,7KN$$

$$M_R = \frac{N_{t,Rd} \cdot \sum d_i^2}{d_1} = \frac{308,7 \cdot (27^2 + 19^2 + 11^2 + 3^2)}{27} \cdot 10^{-2} = 139,49KN.m$$

$$M_R = 139,49 > M = 119,47KN \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification au cisaillement plus traction dans chaque boulon :**

$$V = 62,82KN \rightarrow \text{sur 8 boulons}$$

$$F_{v,Sd} = \frac{V}{8} = 7,85KN$$

Il faut vérifier que : $F_{v,Sd} \leq F_{s,Rd}$

$$F_{s,Rd} = K_s \cdot \mu \cdot m \cdot \frac{F_p - 0,8 \cdot \frac{N_1}{2}}{\gamma_{M_s}} \rightarrow \text{CCM97 art 6.5.6.4.}$$

$$F_p = 0,7 \cdot A_s \cdot f_{ub} = 0,7 \cdot 2,45 \cdot 900 \cdot 10^{-1} = 154,35KN$$

$$F_{s,Rd} = 1 \cdot 0,3 \cdot 1 \cdot \frac{154,35 - 0,8 \cdot \frac{264,62}{2}}{1,25} = 11,64KN > F_{v,Sd} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

4.1 Assemblage platine -poutre :

Cette attache se fera au moyen de cordons de soudure.

Le dimensionnement des cordons se fait suivant l'hypothèse suivante :

On supposera que le moment est repris uniquement par les cordons reliant l'âme à la platine, on supposera également que l'effort tranchant est repris uniquement par les cordons reliant les semelles à la platine.

Cet assemblage est soumis au système de forces suivantes :

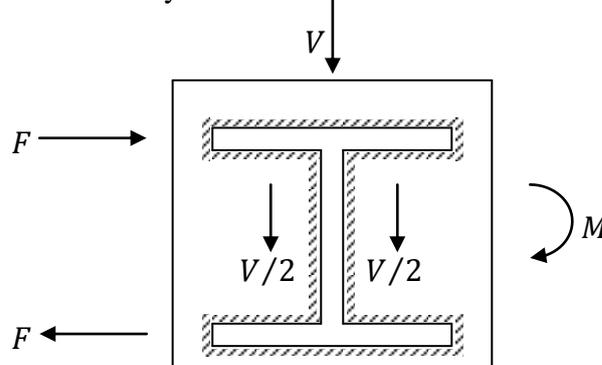


Figure VIII. 4 Assemblage platine -poutre

L'assemblage est soumis aux sollicitations suivantes :

$$M = 119,47KN \cdot m$$

$$V = 62,82KN$$

On prend $e = 20mm$ épaisseur de la platine

➤ **Gorge reliant l'âme :**

$$3mm \leq a \leq 0,5 \cdot t_w \rightarrow 3mm \leq a \leq 0,5 \cdot 7,1 \rightarrow 3mm \leq a \leq 3,55 \rightarrow \text{Soit } a = 3mm$$

➤ **Gorge reliant la semelle à la platine :**

$$3mm \leq a \leq 0,5 \cdot t_f \rightarrow 3mm \leq a \leq 0,5 \cdot 10,7 \rightarrow 3mm \leq a \leq 5,35 \rightarrow \text{Soit } a = 5mm$$

➤ **Distribution des efforts sur les différents cordons :**

• **Cordon âme - platine :**

Chaque cordon reprend $V/2$

$$\frac{V}{2} = \frac{62,82}{2} = 31,41KN$$

La longueur du cordon est : $L_w = h - 2 \cdot t_f = 300 - 2 \cdot 10,7 = 278,6mm$

• **Cordon semelle - platine :**

La longueur du cordon est : $L_f = 2 \cdot b - t_w = 2 \cdot 150 - 7,1 = 292,9mm$

Chaque cordon reprend F

$$F = \frac{M}{h - t_f} = \frac{119,47}{300 - 10,7} \cdot 10^3 = 412,96KN$$

➤ **Vérification :**

• **Cordon âme- platine :**

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\frac{V}{2} \leq F_{w.Rd}$$

Avec :

$F_{w.Rd}$: Résistance d'un cordon de soudure.

$$F_{w.Rd} = a \cdot L_w \cdot \frac{F_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M_w} \cdot \sqrt{3}} \rightarrow \text{CCM97 art 6.6.5.3}$$

On a:

$$S235 \Rightarrow \begin{cases} F_u = 360MPa \\ \beta_w = 0,8 \\ \gamma_{M_w} = 1,25 \end{cases}$$

$$\frac{V}{2} = 31,41KN$$

$$F_{w,Rd} = 4 \cdot 278,6 \cdot \frac{360}{0,8 \cdot 1,25 \cdot \sqrt{3}} \cdot 10^{-3} = 231,62KN > 31,41KN \rightarrow \text{Vérifié}$$

- **Cordon semelle – platine :**

Il faut vérifier la condition suivante :

$$F \leq F_{w,Rd}$$

$$F_{w,Rd} = 5 \cdot 292,9 \cdot \frac{360}{0,8 \cdot 1,25 \cdot \sqrt{3}} \cdot 10^{-3} = 304,39KN > 113,79KN \rightarrow \text{Vérifiée}$$

5.1 Assemblage solive - poutre principales :

Les solives sont articulées aux sommiers par des cornières d'attache

L'effort tranchant V repris par l'assemblage est celui que transmet la solive à la poutre.

$$V = 30KN$$

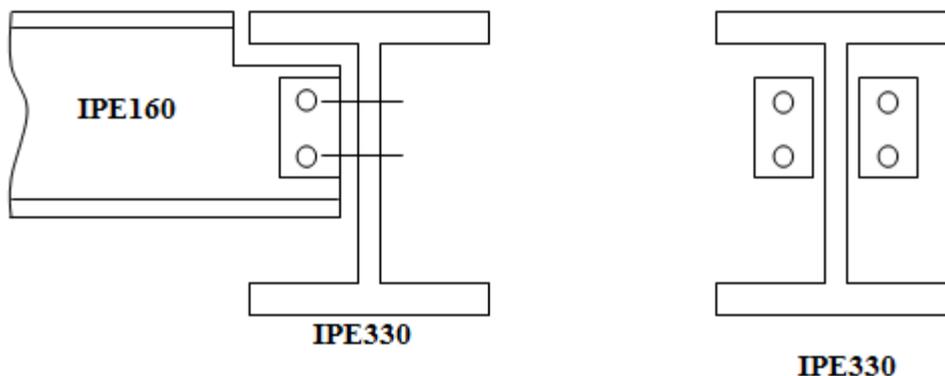


Figure VIII. 5 assemblage solive-poutre principale

Cet assemblage sera réalisé avec des boulons de type HR de Classe 8.8, caractérisés par :

$$\text{Classe 8.8} \Rightarrow \begin{cases} f_u = 640MPa \\ f_{ub} = 800MPa \end{cases}$$

➤ **Dimensionnement des boulons :**

a. Coté solive :

$$F_{s,Rd} = (k_s \cdot n \cdot \mu / \gamma_{M_s}) \cdot F_{p,Cd} \rightarrow \text{CCM97 art 6.5.6.1.}$$

$$F_{p,Cd} = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s \rightarrow \text{CCM97 art 6.5.6.2.}$$

Avec :

$F_{s,Rd}$: Résistance de calcul au glissement d'un boulon précontraint;

$F_{p.cd}$: Force de précontrainte dans le boulon (force de serrage) ;

n : Nombre d'interface de frottement;

μ : Coefficient de frottement;

k_s : Facteur de forme.

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\frac{V}{n_b} \leq F_{s.Rd}$$

Avec :

n_b : Nombre des boulons

$$A_s \geq \frac{V \cdot \gamma_{M_s}}{k_s \cdot n_b \cdot n \cdot \mu \cdot 0,7 \cdot f_{ub}} = \frac{30 \cdot 1,25}{1 \cdot 2 \cdot 2 \cdot 0,3 \cdot 0,7 \cdot 800} \cdot 10 = 0,558 \text{ cm}^2$$

On adopte des boulons de type M10 $\Rightarrow A_s = 0,58 \text{ cm}^2$

b. Coté poutre principale :

Soit des boulons de type M10 $\Rightarrow A_s = 0,58 \text{ cm}^2$

Le choix de cornière dépend de type du boulon, pour notre cas, on a des boulons M18, donc on prend une cornière L 100 x 100 x 10

➤ Disposition géométrique :

$$3 \cdot d_0 \leq P_2 \leq 14 \cdot t \Rightarrow 3 \cdot 11 \leq P_2 \leq 14 \cdot 10 \Rightarrow 33 \leq P_2 \leq 140 \rightarrow \text{Soit } P_2 = 60 \text{ mm}$$

$$1,5 \cdot d_0 \leq e_2 \leq 12 \cdot t \Rightarrow 1,5 \cdot 11 \leq e_2 \leq 12 \cdot 10 \Rightarrow 16,5 \leq e_2 \leq 120 \rightarrow \text{Soit } e_2 = 65 \text{ mm}$$

$$1,2 \cdot d_0 \leq e_1 \leq 12 \cdot t \Rightarrow 1,2 \cdot 11 \leq e_1 \leq 12 \cdot 10 \Rightarrow 13,2 \leq e_1 \leq 120 \rightarrow \text{Soit } e_1 = 35 \text{ mm}$$

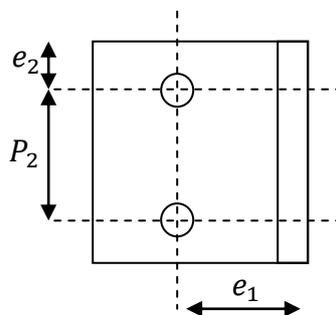


Figure VIII. 6 disposition constructive des boulons

➤ Vérification des boulons au cisaillement :

L'assemblage est réalisé avec des boulons de classe 8.8 alors, la résistance au cisaillement d'un boulon est donnée par :

$$F_{s,Rd} = (k_s \cdot n \cdot \mu / \gamma_{M_s}) \cdot F_{p,Cd}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\frac{V}{n_b} \leq F_{s,Rd}$$

$$\frac{V}{n_b} = \frac{30}{2} = 15KN$$

$$F_{s,Rd} = \frac{1 \cdot 2 \cdot 0,3 \cdot 0,7 \cdot 800 \cdot 0,963}{1,25} \cdot 10^{-1} = 15,6KN > 15KN \rightarrow \text{Vérifiée}$$

6. Assemblage Console poteau :

6.1 Assemblage poteau –platine :

Cet assemblage sera réalisé avec des boulons de type de Classe 8.8, caractérisés par :

$$\text{Classe 8.8} \Rightarrow \begin{cases} f_u = 640MPa \\ f_{ub} = 800MPa \end{cases}$$

On calculera l'assemblage le plus sollicité qui se trouve au nœud (B-3) du deuxième(2) niveau avec les sollicitations suivantes :

$$\begin{cases} M = 69,02KN \cdot m \\ V = 73,04KN \end{cases} \rightarrow \text{à l'ELU}$$

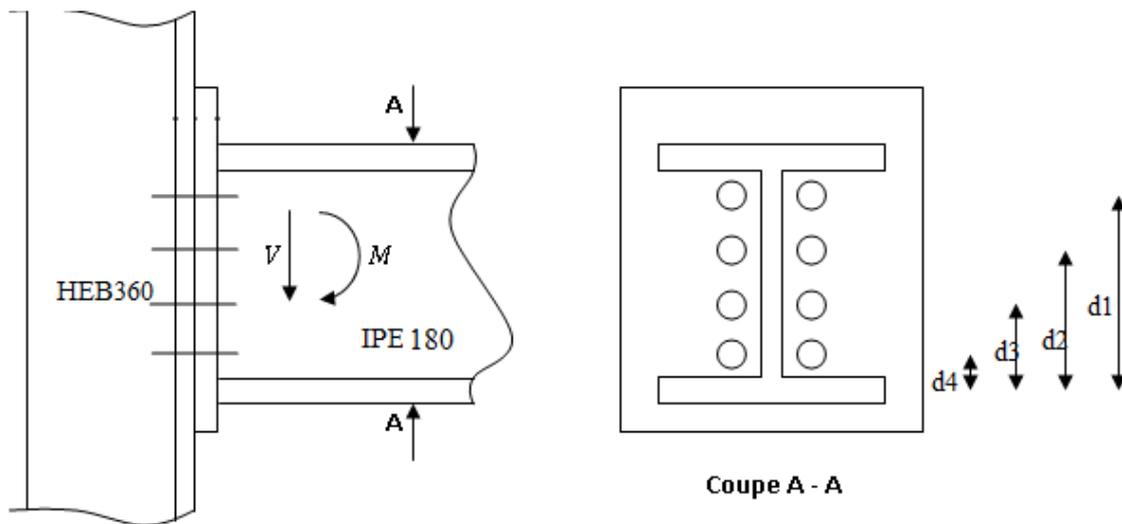


Figure VIII. 7 assemblage console- poteau

On prend

$$\begin{cases} d_1 = 15\text{cm} \\ d_2 = 11\text{cm} \\ d_3 = 7\text{cm} \\ d_4 = 3\text{cm} \end{cases}$$

➤ **Détermination des efforts dans les boulons :**

On considère que la platine est suffisamment épaisse de façon que la totalité des efforts appliquée se destitue entre les rangés de boulon tendus, par ailleurs l'effort de compression sera supposé concentré au centre de gravité de la semelle comprimée de la poutre.

$$N_1 = \frac{M \cdot d_1}{\sum d_i^2} = \frac{69,02 \cdot 15}{15^2 + 11^2 + 7^2 + 3^2} \cdot 10^2 = 256,26\text{KN}$$

$$N_2 = \frac{N_1 \cdot d_2}{d_1} = \frac{256,26 \cdot 11}{15} = 187,92\text{KN}$$

$$N_3 = \frac{N_2 \cdot d_3}{d_1} = \frac{187,92 \cdot 7}{15} = 87,7\text{KN}$$

$$N_4 = \frac{N_3 \cdot d_4}{d_1} = \frac{87,7 \cdot 3}{15} = 17,54\text{KN}$$

➤ **Pré dimensionnement des boulons :**

$$N_1 \leq n \cdot F_p$$

n : Nombre de boulon par rangée ($n = 2$).

$$F_p = 0,7 \cdot A_s \cdot f_{ub}$$

$$A_s \geq \frac{N_1}{n \cdot 0,7 \cdot f_{ub}} = \frac{256,26}{2 \cdot 0,7 \cdot 800} \cdot 10 = 2,29\text{cm}^2$$

On opte pour un boulon de type M20 $\Rightarrow A_s = 2,45\text{cm}^2$

➤ **Calcul du moment résistant effectif de l'assemblage :**

$$N_{t,Rd} = n \cdot 0,7 \cdot A_s \cdot f_{ub} = 2 \cdot 0,7 \cdot 2,45 \cdot 800 \cdot 10^{-1} = 274,4\text{KN}$$

$$M_R = \frac{N_{t,Rd} \cdot \sum d_i^2}{d_1} = \frac{274,4 \cdot (15^2 + 11^2 + 7^2 + 3)}{15} \cdot 10^{-2} = 73,9\text{KN.m}$$

$M_R = 73,9 > M = 69,02\text{KN} \rightarrow$ Condition vérifiée

➤ **Vérification au cisaillement plus traction dans chaque boulon :**

$V = 73,04\text{KN} \rightarrow$ sur 8 boulons

$$F_{v,Ed} = \frac{V}{8} = 9,24KN$$

Il faut vérifier que : $F_{v,Ed} \leq F_{s,Rd}$

$$F_{s,Rd} = K_s \cdot \mu \cdot m \cdot \frac{F_p - 0,8 \cdot \frac{N_1}{2}}{\gamma_{M_s}} \rightarrow \text{CCM97 art 6.5.6.4.}$$

$$F_p = 0,7 \cdot A_s \cdot f_{ub} = 0,7 \cdot 2,45 \cdot 800 \cdot 10^{-1} = 137,2KN$$

$$F_{s,Rd} = 1 \cdot 0,3 \cdot 1 \cdot \frac{137,2 - 0,8 \cdot \frac{256,26}{2}}{1,25} = 8,34KN > F_{v,Ed} \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

On garde la même section et on change de classe sois

On aura les résultats suivants :

$$N_{t,Rd} = 308,7KN$$

$$M_R = 83,14KN \cdot m$$

$$F_{s,Rd} = 12,45KN > F_{v,Ed} = 9,24KN$$

3.2.Assemblage platine – poutre :

Cet assemblage est soumis au système de forces suivantes :

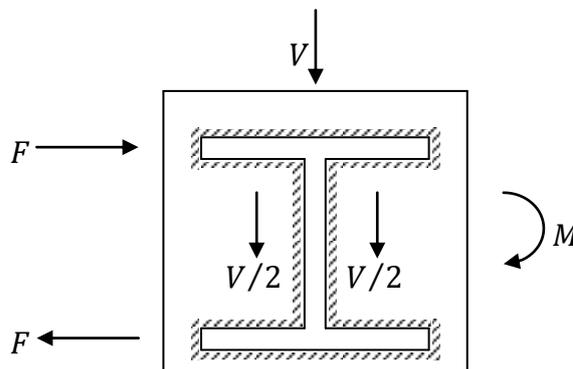


Figure VIII. 8 assemblage platine-poutre

L'assemblage est soumis aux sollicitations suivantes :

$$\begin{cases} M = 69,02KN \cdot m \\ V = 73,04KN \end{cases}$$

On prend $e = 20mm$ épaisseur de la platine

➤ **Gorge reliant l'âme :**

$$3mm \leq a \leq 0,5 \cdot t_w \rightarrow 3mm \leq a \leq 0,5 \cdot 5,3 \rightarrow 3mm \leq a \leq 2,6 \rightarrow \text{Soit } a = 3mm$$

➤ **Gorge reliant la semelle à la platine :**

$$3mm \leq a \leq 0,5 \cdot t_f \rightarrow 3mm \leq a \leq 0,5 \cdot 8 \rightarrow 3mm \leq a \leq 4 \rightarrow \text{Soit } a = 4mm$$

➤ **Distribution des efforts sur les différents cordons :**

• **Cordon âme - platine :**

Chaque cordon reprend $V/2$

$$\frac{V}{2} = \frac{73,04}{2} = 36,52KN$$

$$\text{La longueur du cordon est : } L_w = h - 2 \cdot t_f = 180 - 2 \cdot 8 = 164mm$$

• **Cordon semelle - platine :**

$$\text{La longueur du cordon est : } L_f = 2 \cdot b - t_w = 2 \cdot 91 - 6,2 = 175,8mm$$

Chaque cordon reprend F

$$F = \frac{M}{h - t_f} = \frac{69,02}{180 - 8} \cdot 10^3 = 401,27KN$$

➤ **Vérification :**

• **Cordon âme – platine :**

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\frac{V}{2} \leq F_{w.Rd}$$

Avec :

$F_{w.Rd}$: Résistance d'un cordon de soudure.

$$F_{w.Rd} = a \cdot L_w \cdot \frac{F_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M_w} \cdot \sqrt{3}} \rightarrow \text{CCM97 art 6.6.5.3}$$

On a :

$$S235 \Rightarrow \begin{cases} F_u = 360MPa \\ \beta_w = 0,8 \\ \gamma_{M_w} = 1,25 \end{cases}$$

$$\frac{V}{2} = 36,52KN$$

$$F_{w.Rd} = 3 \cdot 164 \cdot \frac{360}{0,8 \cdot 1,25 \cdot \sqrt{3}} \cdot 10^{-3} = 102,26KN > 36,52KN \rightarrow \text{Vérifié}$$

• **Cordon semelle – platine :**

Il faut vérifier la condition suivante :

$$F \leq F_{w.Rd}$$

$$F_{w,Rd} = 4 \cdot 175,8 \cdot \frac{360}{0,8 \cdot 1,25 \cdot \sqrt{3}} \cdot 10^{-3} = 146,16KN < 239,626KN \rightarrow \text{Non vérifiée}$$

Donc, on augmente l'épaisseur de la gorge, soit :

$$a = 6mm \Rightarrow F_{w,Rd} = 242,972KN > 239,626KN \rightarrow \text{Vérifiée}$$

7.Assemblage poteau-poteau (HEB360-HEB3600)

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 : $e_p= 20 \text{ mm}$
- ✓ $f_{ub} = 1000 \text{ N/mm}^2$
- ✓ $f_{u(\text{couvre joint})} = 360 \text{ MPa}$

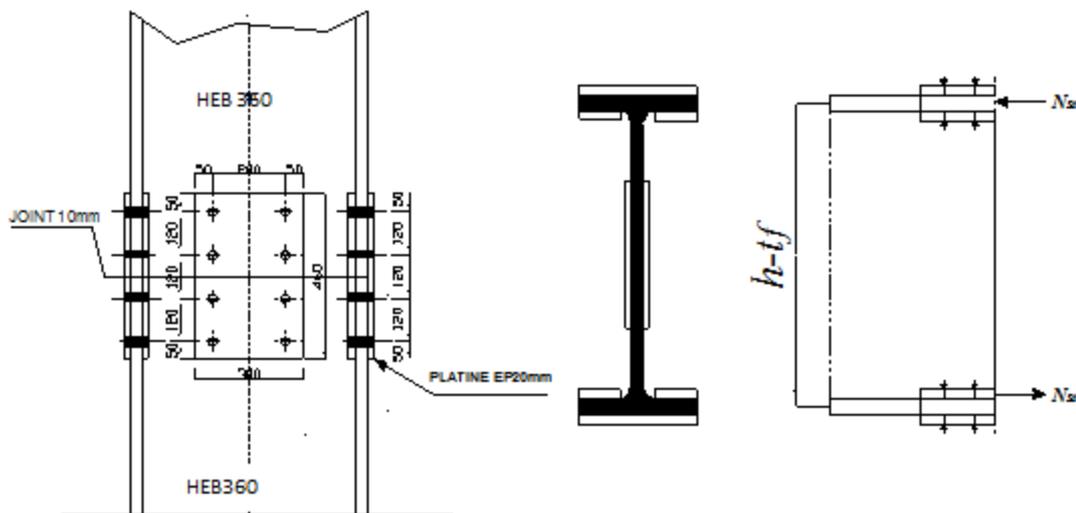


Figure VIII. 9 : assemblage poteau-poteau par couvre joint.

- Disposition géométrique

$$\begin{cases} 3d_0 \leq P_2 \leq \min(14t; 200mm) \\ 2,2d_0 \leq P_1 \leq \min(14t; 200mm) \\ 1,5d_0 \leq e_2 \leq \min(12t; 150mm) \\ 1,2d_0 \leq e_1 \leq \min(12t; 150mm) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} P_2 = 120mm \\ P_1 = 120mm \\ e_2 = 50mm \\ e_1 = 50mm \end{cases}$$

On vérifiera en premier lieu l'assemblage des semelles (couvre joint et boulon) et en second lieu l'âme (couvre joint et boulon).

➤ **Assemblage des semelles par couvre joint**

- Résistance de la semelle du profilé

$$A_{brut} = b.t_f = 300 \times 22,5 = 6750 \text{mm}^2$$

$$A_{net} = A_{brut} - 2d_0 t_f = 6750 - 2 \times 20 \times 22,5 = 5850 \text{mm}^2$$

Dans le cas des structures pouvant être soumise au séisme, un comportement ductile des éléments peut être requis, ce qui exclut toute rupture d'assemblage avant plastification de la section courante de l'élément. Il convient alors de s'assurer que :

$$N_u \geq N_{pl} \Leftrightarrow 0,9 \frac{A_{net} \times F_u}{\gamma_{M2}} \geq \frac{A \times F_y}{\gamma_{M0}} \Leftrightarrow 0,9 \frac{A_{net}}{A} \geq \frac{\gamma_{M2} \times F_y}{\gamma_{M0} \times F_u} \dots\dots\dots [1]$$

$$0,9 \frac{A_{net}}{A} = 0,9 \frac{5850}{6750} = 0,78$$

$$\frac{\gamma_{M2} F_y}{\gamma_{M0} F_u} = \frac{1,25 \times 235}{1,1 \times 360} = 0,74$$

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:

$$A = 300 \times 20 = 6000 \text{ mm}^2, \text{ (Section brute).}$$

$$A_{net} = 6000 - 2 \times (20 \times 20) = 5200 \text{ mm}^2 \text{ (Section nette).}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{6000 \times 235}{1,1} \times 10^{-3} = 1281,81 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{sd}}{2} = \frac{1320,25}{2} = 660,125 \text{ kN} < N_{pl,Rd} \quad (\text{condition vérifiée})$$

➤ **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 :

$$F_{b.Rd} = 4 \times 2 \times 239,616 = 1916,92 \text{ kN} > N_{sd} = 1320,25 \text{ kN} \quad (\text{condition vérifiée}).$$

➤ **Assemblage des âmes par couvre joint**

La largeur de la couvre joint : $b = b(\text{HEB360}) - 60 = 300 \text{ mm}$

$$A_{net} = 300 \times 20 = 6000 \text{ mm}^2 \quad (\text{Section brute}).$$

$$A_{net} = A_v - 2 \times d_0 \times e = 6000 - 2.22,5.20 = 5100 \text{ mm}^2 \quad (\text{Section nette}).$$

$$[1] \Rightarrow 0,9 \frac{A_{net}}{A} = 0,9 \frac{5100}{6000} = 0,85 > \frac{\gamma_{M2} \times F_y}{\gamma_{M0} \times F_u} = \frac{1,25.235}{1,1.360} = 0,74$$

Donc il n'y a pas lieu de tenir des trous de fixation

8.Assemblage des éléments de contreventements

8.1Assemblage 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 $N_{t,Sd} = 259,22$ kN

8.1.1Assemblage gousset-nœud du portique

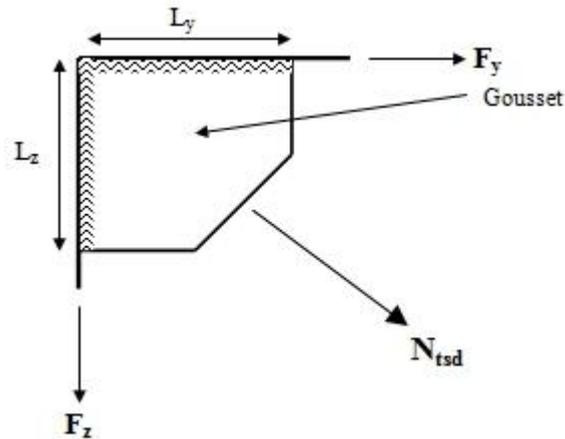


Figure VIII. 10 : assemblage gousset nœud du portique par cordon de soudure.

➤ **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 VIII. 1 épaisseur du gousset au fonction de l'effort appliqué.

$N_{t,Sd} = 259,22$ kN ; donc on prend : $e = 10$ mm

- Pré dimensionnement de la gorge de soudure

Elle est donnée par la formule suivante :

$$3\text{mm} \leq a \leq 0,5t_{\text{max}}$$

t_{max} : épaisseur maximale des pièces assemblées

$$t_{\text{max}} = t_{\text{HEB360}} = 22,5\text{mm}$$

Donc : $a = 10$ mm

La longueur du cordon de soudure est donnée par :

$$L \geq \frac{\frac{N}{\gamma_{Mw}} \cdot \beta_w \cdot \sqrt{3}}{a \cdot F_u} \dots \dots \dots (I)$$

Il faut décomposer l'effort en deux composantes (figure 8.11).

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{3,24}{5,8} \Rightarrow \alpha = 29,2^\circ$$

Donc :

$$F_y = N_{sd} \cdot \cos \alpha = 226,28 \text{ kN}$$

$$F_z = N_{sd} \sin \alpha = 126,46 \text{ kN}$$

A partir de l'équation (I), on aura :

$$\begin{cases} L_y \geq 14,62 \text{ cm} \\ L_z \geq 9,20 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} L_y = 15 \text{ cm} \\ L_z = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

8.1.2 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 trois boulons dans chaque rangée.

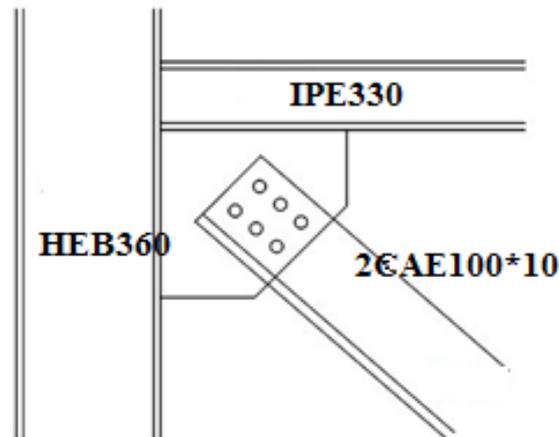


Figure VIII. 11: assemblage des diagonales sur gousset.

- 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

$$F_{V, sd} = \frac{259,22}{6 \cdot 2} = 43,2 \text{ kN}$$

- Dimensionnement des boulons

$$F_{V, sd} \leq F_{V, Rd} = \frac{0,6 A_s f_{ub}}{\gamma_{Ms}} \Rightarrow A_s \geq \frac{F_{V, sd} \times \gamma_{Mb}}{0,6 \times f_{ub}} \quad \gamma_{Mb} = 1,25$$

$$\Rightarrow A_s \geq 112,5 \text{ mm}^2$$

On choisit des boulons de types M(18) avec $A_s = 192 \text{ mm}^2$

- Disposition géométrique

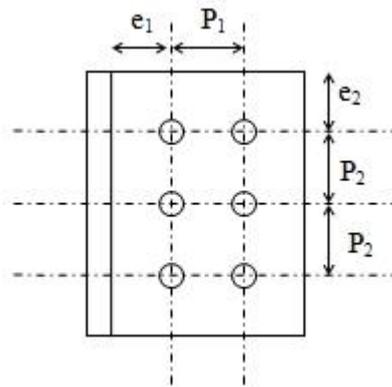


Figure VIII. 12 Disposition géométrique.

$$\begin{cases} 3d_0 \leq P_2 \leq \min(14t; 200 \text{ mm}) \\ 2,2d_0 \leq P_1 \leq \min(14t; 200 \text{ mm}) \\ 1,5d_0 \leq e_2 \leq \min(12t; 150 \text{ mm}) \\ 1,2d_0 \leq e_1 \leq \min(12t; 150 \text{ mm}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} P_2 = 100 \text{ mm} \\ P_1 = 100 \text{ mm} \\ e_2 = 40 \text{ mm} \\ e_1 = 40 \text{ mm} \end{cases} \quad (\text{art } 6.5.1.8; EC3)$$

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 :

$$F_{V, sd} \leq F_{b, Rd} = 2,5 \times \alpha \frac{F_u \times d \times t_p}{\gamma_{mb}}$$

$$\gamma_{mb} = 1,25$$

$$\alpha = \min \left(\frac{e}{3d_0}; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{F_{ub}}{F_u}; 1 \right) \Rightarrow \alpha = 0,66$$

$$F_{b,Rd} = 2,5 \times 0,66 \frac{360 \times 16 \times 18}{1,25} \cdot 10^{-3} = 136,85 kN$$

$$F_{V,Sd} = 43,2 < F_{b,Rd} = 176,94 kN \text{ (condition vérifiée)}$$

✓ Gousset

$$F_{b,Rd} = 2,5 \times \alpha \frac{F_u \times d \times t_p}{\gamma_{Mb}} = 2,5 \times 0,66 \frac{360 \times 18 \times 14}{1,25} 10^{-3} = 119,75 kN$$

$$F_{V,Sd} = \frac{259,22}{6} = 43,2 kN \geq F_{b,Rd}$$

La condition n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire d'augmenter l'épaisseur du gousset.

$$t \geq \frac{F_{V,Sd} \times \gamma_{Mb}}{2,5 \times \alpha \times F_u \times d} = 15,90 mm$$

Soit l'épaisseur du gousset $t=16mm$

• **Vérification de la section nette de la cornière**

$$F_{t,sd} \leq F_{t,Rd} = 0,9 \times A_{net} \times \frac{F_{ub}}{\gamma_{Mb}} ; \gamma_{Mb} = 1,5$$

On doit vérifier que :

$$A_{net} = 16(240 - 2 \times 20) = 3200 mm^2$$

$$F_{t,Rd} = 1179,64 kN$$

$$F_{t,sd} = \frac{N_{sd}}{n} = 43,2 kN < F_{t,Rd} \text{ (condition vérifiée)}$$

➤ **Assemblage de contreventement en « V » inversé**

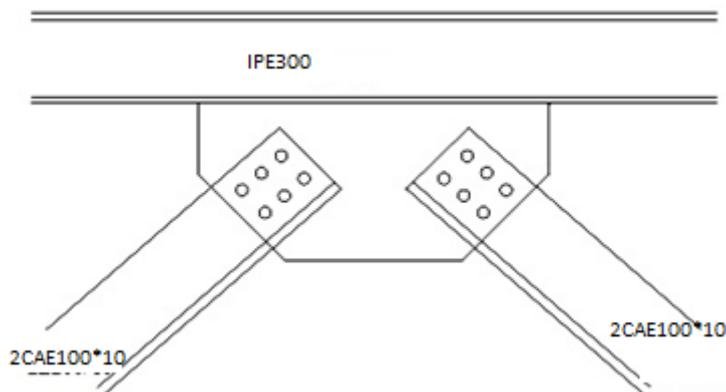


Figure VIII. 13 Assemblage de contreventement en V inversé.

➤ **Assemblage gousset-poutre principale**

- Pré dimensionnement du gousset

La plaque est soumise à deux efforts de traction :

$$N_{t,sd} = 2 \times 725,97 = 1451,94 \text{ kN}$$

$$t = 16 \text{ mm}$$

- Pré dimensionnement de la gorge de soudure

La gorge de soudure doit vérifier la condition suivante :

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0,5 t_{\max}$$

$$t_{\max} = t_{IPE300} = 10,7 \text{ mm}$$

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 5,35 \text{ mm} \Rightarrow a = 5 \text{ mm}$$

La longueur du cordon de soudure est donnée par :

$$L \geq \frac{\frac{429,98}{2} \times 1,25 \times 0,8 \times \sqrt{3}}{5 \times 360} = 20,68 \text{ cm}$$

Soit $L = 21 \text{ cm}$

➤ **Assemblage des diagonales sur le gousset**

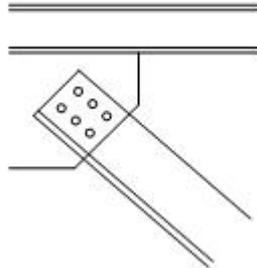


Figure VIII. 14 assemblage des diagonales sur le gousset

- Distribution de l'effort normale sur les boulons

$$F_{V,sd} = \frac{V_{sd}}{n.p} = \frac{725,79}{6 \times 2} = 60,482 \text{ kN}$$

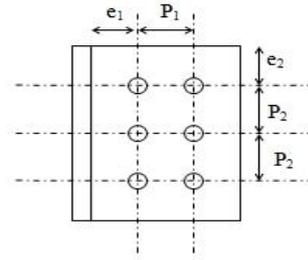
$$F_{V,sd} \leq F_{V,Rd} = \frac{0,6 A_s f_{ub}}{\gamma_{Ms}} \Rightarrow A_s \geq \frac{F_{V,sd} \times \gamma_{Mb}}{0,6 \times f_{ub}} \quad \gamma_{Mb} = 1,25$$

$$\Rightarrow A_s \geq 157,50 \text{ mm}^2$$

On choisit des boulons de type M(18) avec $A_s = 192 \text{ mm}^2$

- Disposition géométrique

$$\begin{cases} 3d_0 \leq P_2 \leq \min(14t; 200\text{mm}) \\ 2,2d_0 \leq P_1 \leq \min(14t; 200\text{mm}) \\ 1,5d_0 \leq e_2 \leq \min(12t; 150\text{mm}) \\ 1,2d_0 \leq e_1 \leq \min(12t; 150\text{mm}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} P_2 = 100\text{mm} \\ P_1 = 100\text{mm} \\ e_2 = 40\text{mm} \\ e_1 = 40\text{mm} \end{cases}$$



- 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 :

$$F_{V,Sd} \leq F_{b,Rd} = 2,5 \times \alpha \frac{F_u \times d \times t_p}{\gamma_{mb}}$$

$$\gamma_{mb} = 1,25$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e}{3d_0}; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{F_{ub}}{F_u}; 1\right) \Rightarrow \alpha = 0,66$$

$$F_{b,Rd} = 2,5 \times 0,66 \frac{360 \times 16 \times 18}{1,25} \cdot 10^{-3} = 136,85\text{kN}$$

$$F_{V,Sd} = 60,48 < F_{b,Rd} = 138,24\text{kN} \text{ (condition vérifiée)}$$

✓ Gousset

$$F_{b,Rd} = 2,5 \times \alpha \frac{F_u \times d \times t_p}{\gamma_{Mb}} = 2,5 \times 0,66 \frac{360 \times 18 \times 16}{1,25} \cdot 10^{-3} = 136,85\text{kN}$$

$$F_{V,Sd} = \frac{725,79}{6} = 120,95\text{kN} < F_{b,Rd} \text{ (condition vérifiée)}$$

9. Calcul des pieds de poteau

9.1 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 encastrés 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.

9.2 Dimensionnement de la platine

La platine sera dimensionnée avec l'effort de compression maximal ($N=1130,67\text{kN}$) et le moment ($M=79,96\text{kN.m}$) par la relation suivante :

$$\sigma \leq \overline{\sigma}_b \Rightarrow \frac{N_t}{b \times h} + \frac{6 \times M}{b \times h^2} \leq \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$b \times \overline{\sigma}_b \times h^2 - N \times h - 6 \times M \geq 0$$

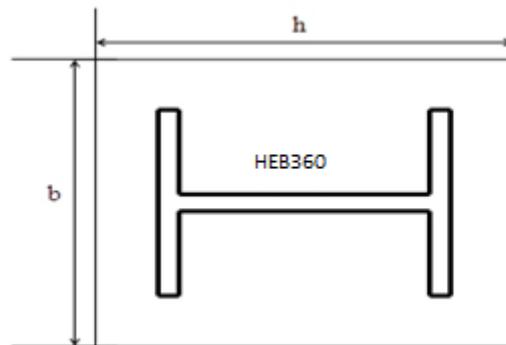


Figure VIII. 15 : dimension de la platine

On fixe b et on calcule h .

Soit $b = 0,6 \text{ m}$

$$h^2 - 0,3h - 0,018 \geq 0 \Rightarrow h \geq 0,45 \text{ m}$$

Soit : $h=0,8\text{m}$

1.1. Dimensionnement des tiges d'ancrages

La tige d'ancrage sera dimensionnée avec l'effort de traction le plus défavorable

($N_t = 334,37\text{kN}$) Obtenue sous la combinaison $G+Q+1.2^E_y$.

L'effort admissible par scellement, dans le cas des goujons avec grosse est donné par la formule suivante :

$$N_{ad} = 0.1 \left(1 + \frac{7g_c}{1000} \right) \frac{\Phi}{\left(1 + \frac{\Phi}{d_1} \right)^2} (l_1 + 6.4r + 3.5l_2) \geq \frac{N_t}{n_b} \dots\dots (I) \quad (\text{CM66, art 5.123})$$

Avec :

g_c : Dosage en ciment du béton (kg/m^3)

d_1 : enrobage (150mm)

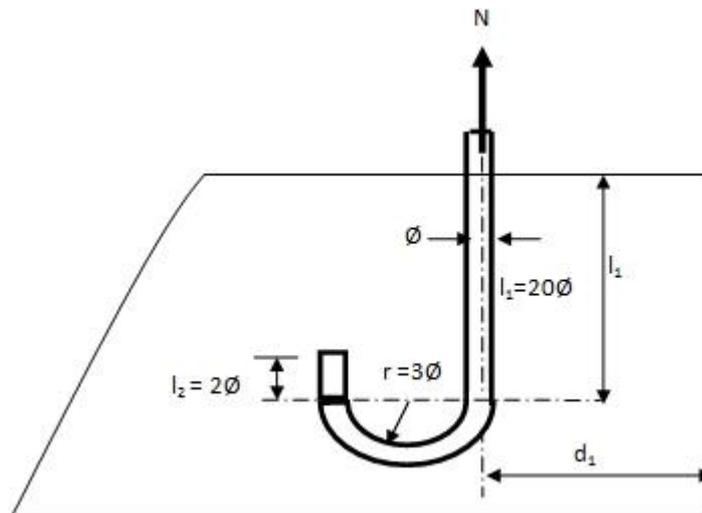


Figure VIII. 16 dimension de la tige d'ancrage.

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 :

$$\Phi^2 - 2,51\Phi - 103,68 \geq 0$$

La résolution de cette équation donne $\Phi \geq 31.48mm$

Donc on choisit des tiges de diamètre $\Phi=32mm$ disposé comme suit :

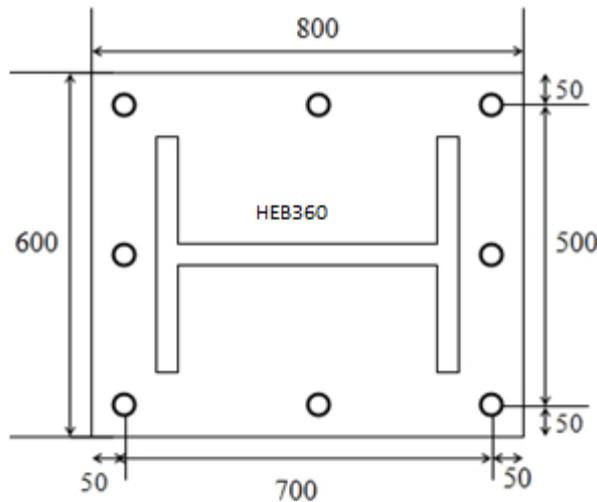


Figure VIII. 17 dispositions des tiges d'ancrage.

1.2. Vérification des contraintes

$$e = \frac{M}{N_c} = \frac{76,96}{1130,67} = 0,07m$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0,75}{6} = 0,125m$$

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 :

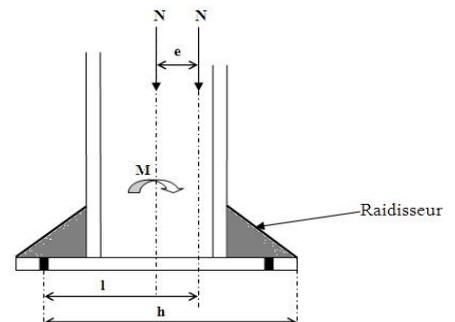


Figure VIII. 18 : Excentricité de l'effort normal

$$\begin{cases} l = 37,8\text{cm} \\ h = h' = 75\text{cm} \Rightarrow \sigma_b = 8,37\text{MPa} \\ b = 60\text{cm} \end{cases}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 F_{c28}}{\gamma_b} = 14,20\text{MPa}$$

D'où : $\sigma_b < f_{bu}$ (condition vérifiée)

Les contraintes sous la platine sont données par les deux expressions suivantes :

$$\sigma_M = \frac{N}{b \cdot h} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{h} \right) = 3,92\text{MPa}$$

$$\sigma_m = \frac{N}{b \cdot h} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{h} \right) = 1,028\text{MPa}$$

➤ Dimensionnement de l'épaisseur de la platine

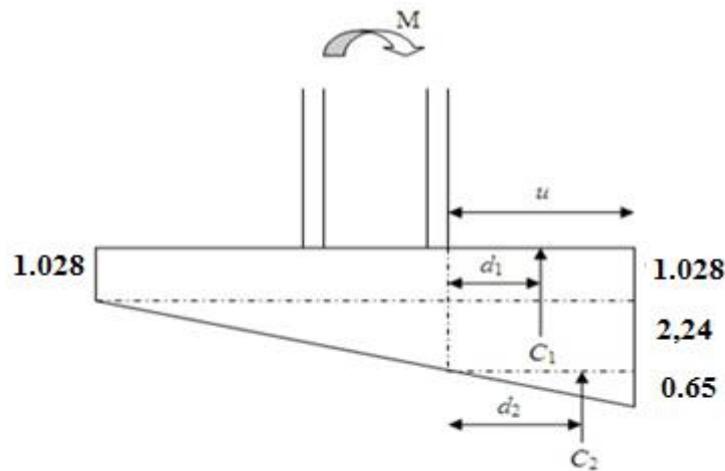


Figure VIII. 19 Contrainte sous la platine.

$$M = C_1 \cdot d_1 + C_2 \cdot d_2$$

$$d_1 = \frac{u}{2} = 50\text{mm}$$

$$d_2 = 2 \frac{u}{3} = 66,6\text{mm}$$

$$C_1 = (2,24 + 1,028) \times u \times b = 196,08\text{kN}$$

$$C_2 = 0,65 \frac{u \times b}{2} = 19,50\text{kN}$$

$$\text{Donc : } M = 11,10\text{kN.m}$$

On doit vérifier la condition suivante :

$$M \leq M_{el,y} = \frac{b \times t^2}{6} \cdot f_y \Rightarrow t \geq \left[\frac{6 \times M}{b \times f_y} \right]^{0,5}$$

$$t \geq 21,73mm$$

On sélectionnera une platine de 30mm d'épaisseur

1.3. Vérification de la bêche

L'utilisation de la bêche est nécessaire si la condition suivante est vérifiée.

$$0,3.N < V$$

Avec :

V : l'effort tranchant max (v=55,24kN)

N : effort de compression max (N=1130,67kN)

$0,3 \times N = 339,2 \text{ kN} > V \rightarrow$ la bêche est inutile.

CHAPITRE IX Etude de l'infrastructure

1. Introduction :

Un ouvrage quelque 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.

La contrainte admissible du sol est : $\sigma_{sol} = 2.4\text{bar}$

La profondeur d'ancrage : $D = 1.50\text{ m}$

2. Calcul des fondations:

2.1. 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: $1,35(G+Q+S)$

ELS: $G+0,9(Q+S)$

Compte tenu de l'application à la résistance ultime du sol q_u d'un coefficient de sécurité de 2.

Les sollicitations les plus défavorables sont données dans le tableau ci-dessous

Sollicitation	Situation accidentelle	Situation durable	
		ELU	ELS
	G+Q+E	$1,35(G+Q+S)$	$G+0.9(Q+S)$
N^{\max} (KN)	916.5	1055.55	781.38
M_y (KN.m)	118.83	141.48	103.05
M_z (KN.m)	77.19	61.68	45.84
V_y (KN)	111.21	89.82	66.57
V_z (KN)	137.13	142.17	105.33

Tableau IX. 1 : Les sollicitations à la base des poteaux HEB360.

2.2. Pré dimensionnement de la semelle de poteau :

Les dimensions de la semelle sont choisies de manière qu'elles soient homothétiques avec celle du pied de poteau, les poteaux de notre structure sont rectangulaires à la base ($h*b$), donc les semelles sont rectangulaire ($H*B$).

h et b : dimension du poteau considéré. (HEB360)

H et B : dimension de la semelle.

h_1 : $d + c$; avec $c = 5$ cm. (Béton de propreté)

d : hauteur utile de la semelle est donnée par.

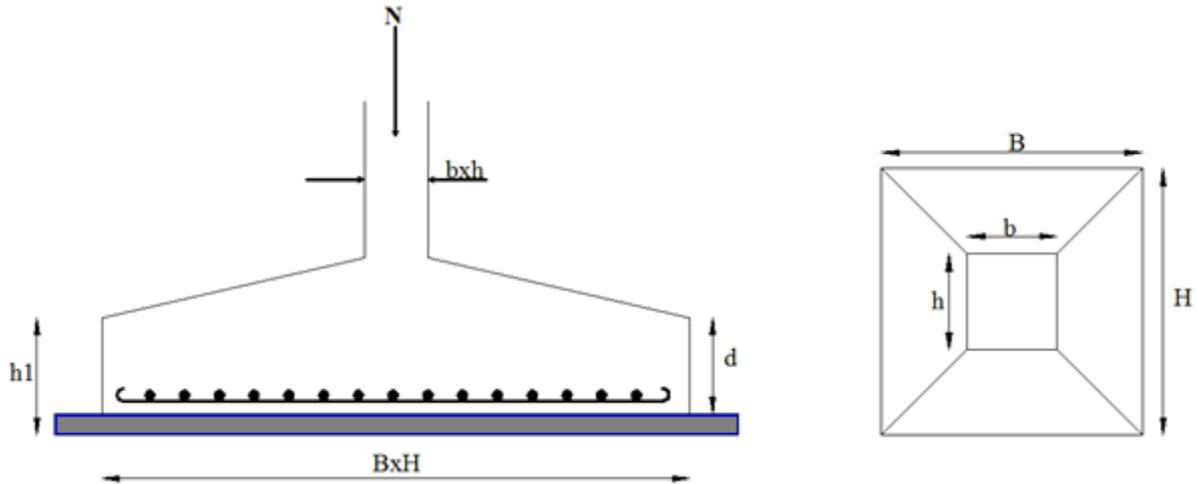


Figure IX. 1 Dimension de la semelle.

$$d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{B-b}{4} \\ \frac{H-h}{4} \end{array} \right. \quad (\text{BAEL 91 - Ch 15.III - Art 1.2})$$

a) Critère de non poinçonnement:

- $\sigma_M < 2\sigma_{sol}$: Situation accidentelle
- $\sigma_M < 1,33\sigma_{sol}$: Situation durable

σ_M : Contrainte maximale dans la semelle donnée par la formule suivante:

$$\sigma_M = \frac{N}{H \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right)$$

$$\sigma_M = \frac{N}{H \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{H} \right)$$

$$e_0 = \frac{M_y}{N}$$

$$\sigma_{sol} = 2,4 \text{ bar}$$

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

$$b = 60 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{H}{B} \Rightarrow H = 1.33B$$

Ou : h et b dimensions de la platine puisque les poteaux sont encastrés. (voir chapitre 09 calcul des assemblages- pieds de poteau).

2.3. Dimensionnement de la semelle:

- **Situation accidentelle :** $\sigma_M < 2\sigma_{sol}$

$$\frac{N}{B \times H} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{H} \right) \leq 2\sigma_{sol}$$

$$\frac{N}{B \times \left(\frac{h \times B}{b} \right)} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{\left(\frac{h \times B}{b} \right)} \right) \leq 2\sigma_{sol}$$

$$-B^3 + 0.89B + 0.638 \leq 0 \text{ avec } e_0 = \frac{118.83}{916.5} = 0.13$$

Après tâtonnement on trouve B=1.12

Soit B=1.5 m

$$H = 1.33 \times 1.5 = 1.995$$

$$\Rightarrow H = 2m$$

Soit **B= 1.5 m** et **H = 2m**

- **Situation durable :** $\sigma_M < 1,33\sigma_{sol}$

$$\frac{N}{B \times H} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{H} \right) \leq 1,33\sigma_{sol}$$

$$\frac{N}{B \times \left(\frac{h \times B}{b} \right)} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{\left(\frac{h \times B}{b} \right)} \right) \leq 1,33\sigma_{sol}$$

$$-B^3 + 1.54B + 1.19 \leq 0 \text{ avec } e_0 = \frac{141.48}{1055.55} = 0.13$$

$$B = 1.6 \text{ m}$$

$$\Rightarrow H = 1,05 \times 1,6 \Rightarrow H = 1,68m$$

$$\text{Soit; } H = 1,7m$$

On choisit pour toutes les semelles B=1,6m et H = 1,7m

$$d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{B - b}{4} \\ \frac{H - h}{4} \end{array} \right. \Rightarrow d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{1.6 - 0.6}{4} \\ \frac{1.7 - 0.8}{4} \end{array} \right.$$

$d = 25\text{cm}$

$h_1 = d + c = 25 + 5 = \mathbf{30\text{ cm}}$

l_1 : hauteur de l'amorce de poteau

$l_1 = 2,50 - 0,3 = \mathbf{2,2\text{ m}}$

▪ **Poids de la semelle:**

$P = H \times B \times h_1 \times f_{c28}$

$P = 1,7 \times 1,6 \times 0,3 \times 25 = 20.4\text{ KN}$

▪ **Les moments à la base:**

$M_{by} = M_y + T_z \times (h_1 + l_1)$

$M_{bz} = M_z + T_y \times (h_1 + l_1)$

Les sollicitations à la base de la semelle sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

Sollicitation	Situation Accidentelle	Situation durable	
		ELU	ELS
	G+Q+E	1,35G+1,5Q	G+Q
N^{\max} (KN)	936.9	1075.95	801.78
M_{by} (KN.m)	139.23	161.88	123.45
M_{bz} (KN.m)	97.59	82.08	66.29
V_y (KN)	131.61	110.22	86.97
V_z (KN)	157.53	162.57	125.73

Tableau IX. 2 Les sollicitations à la base de la semelle.

2.4. Vérification des contraintes :

Les contraintes dans les semelles excentrées sont données par les expressions suivantes:

$$\text{sens } B \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{N}{B \times H} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right) \leq \begin{cases} 2 \cdot \sigma_{sol} \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1,33 \sigma_{sol} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{B \times H} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{B} \right) \rightarrow \text{avec } e_0 = \frac{M_z}{N} \end{array} \right.$$

$$sensH \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{N}{B \times H} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{H} \right) \leq \begin{cases} 2 \cdot \sigma_{sol} \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1,33 \sigma_{sol} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{B \times H} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{H} \right) \rightarrow \text{avec } e_0 = \frac{M_y}{N} \end{array} \right.$$

$$2 \cdot \sigma_{sol} = 2 \cdot 240 = 480 \text{ KN/m}^2$$

$$1,33 \sigma_{sol} = 1,33 \cdot 240 = 319,2 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Les contraintes sont regroupées dans le tableau suivant:

Cas de Chargement		Sens	e ₀ (m)	σ _{max} (bar)	σ _{min} (bar)	σ _{moy} (bar)
Situation Accidentelle		Sens H	0.2	2.08 < 4,8	0.35	1.64 < 2.4
		Sens B	0.15	1.9 < 4,8	0.53	1.55 < 2.4
Situation Durable	ELU	Sens H	0.19	2.32 < 3,19	0.4	1.84 < 2.4
		Sens B	0.12	0.62 < 3,19	0.76	0.87 < 2.4
	ELS	Sens H	0.21	1.84 < 3,19	0.27	1.44 < 2.4
		Sens B	0.14	1.61 < 3,19	0.5	1.33 < 2.4

Tableau IX. 3 : Vérification des contraintes dans le sol.

2.5. Vérification de la stabilité au renversement: (RPA 99 v 2003.Art.10.1.5) :

Dans le cas accidentel, il faut vérifier que:

$$e_0 \leq \begin{cases} \frac{B}{4} = \frac{1.6}{4} = 0.4 \rightarrow \text{sens B} \\ \frac{H}{4} = \frac{1.7}{4} = 0.42 \rightarrow \text{sens H} \end{cases}$$

Sens B : $e_0 = 0.15 < 0.4$

Sens H : $e_0 = 0.2 < 0.42$

Donc la vérification au renversement est satisfaite.

2.6. Détermination des armatures de la semelle:

On a deux conditions à vérifier :

$$(1) \begin{cases} e_0 < \frac{b}{6} \rightarrow \text{sens}B \\ e_0 < \frac{h}{6} \rightarrow \text{sens}H \end{cases}$$

$$(2) \begin{cases} e_0 < \frac{B}{24} \\ e_0 < \frac{H}{24} \end{cases}$$

Si les deux conditions sont vérifiées, les armatures seront calculées sous un effort normal fictif:

$$N' = N \left(1 + \frac{3 \times e_0}{B} \right) \rightarrow \text{sens}B$$

$$N' = N \left(1 + \frac{3 \times e_0}{H} \right) \rightarrow \text{sens}H$$

Si l'une des deux conditions est vérifiée, les armatures seront calculées sous un moment M_1

$$M_1 = (4 \times B + 0,3 \times b - 9 \times e_0) \left(\frac{\frac{B}{2} - 0,35 \times b}{\frac{B}{2} - e_0} \right)^2 \frac{N}{27} \rightarrow \text{sens}B$$

$$M_1 = (4 \times H + 0,3 \times h - 9 \times e_0) \left(\frac{\frac{H}{2} - 0,35 \times h}{\frac{H}{2} - e_0} \right)^2 \frac{N}{27} \rightarrow \text{sens}H$$

a) Situation accidentelle:

- **Armatures parallèles à H=1.7 m:**

$$\begin{cases} e_0 = 0.2 > \frac{0.6}{6} = 0.1 \\ e_0 = 0.2 > \frac{1.7}{24} = 0.07 \end{cases} \rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 * 1.7 + 0.3 * 0.6 - 0.9 * 0.2) \left(\frac{\frac{1.7}{2} - 0.35 * 0.6}{\frac{1.7}{2} - 0.2} \right)^2 \frac{936.9}{27}$$

$$M_1 = 235.96 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{M_1}{Z \times f_{st}}$$

$$z = 0.9 \times d = 0.225$$

$$A_s = \frac{235,96 \times 10^{-3}}{0.225 \times 400} = 26.21 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_s = 26.61 \text{ cm}^2$$

- **Armatures parallèles à B=1,6m:**

$$\begin{cases} e_0 = 0.15 > \frac{0.54}{6} = 0.09 \\ e_0 = 0.15 > \frac{1.6}{24} = 0.06 \end{cases} \rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 * 1.6 + 0.3 * 0.8 - 0.9 * 0.15) \left(\frac{\frac{1.6}{2} - 0.35 * 0.8}{\frac{1.6}{2} - 0.15} \right)^2 \frac{936.9}{27}$$

$$M_1 = 144.46 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{M_1}{Z \times f_{st}}$$

$$A_s = \frac{144.46 * 10^{-3}}{0.25 * 400} = 14.16 \text{ cm}^2$$

b) Situation durable :

• **A l'E.L.U :**

- **Armatures parallèles à H=1.7m:**

$$\begin{cases} e_0 = 0.19 > \frac{0.8}{6} = 0.13 \\ e_0 = 0.19 > \frac{1.7}{24} = 0.07 \end{cases} \rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 * 1.7 + 0.3 * 0.8 - 0.9 * 0.19) \left(\frac{\frac{1.7}{2} - 0.35 * 0.8}{\frac{1.7}{2} - 0.19} \right)^2 \frac{1075.95}{27}$$

$$M_1 = 204,16 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 20,41 \text{ cm}^2$$

- Armatures parallèle à B=1,60m:

$$\begin{cases} e_0 = 0.12 > \frac{0.6}{6} = 0.1 \\ e_0 = 0.12 > \frac{1.6}{24} = 0.06 \end{cases} \rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 * 1.6 + 0.3 * 0.6 - 0.9 * 0.12) \left(\frac{\frac{1.6}{2} - 0.35 * 0.6}{\frac{1.6}{2} - 0.12} \right)^2 \frac{1075.95}{27}$$

$$M_1 = 151.1 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 15,11 \text{ cm}^2$$

- A l'E.L.S:

- Armatures parallèles à H=1.7 m:

$$\begin{cases} e_0 = 0.21 > \frac{0.8}{6} = 0.13 \\ e_0 = 0.21 > \frac{1.7}{24} = 0.07 \end{cases} \rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 * 1.7 + 0.3 * 0.8 - 0.9 * 0.21) \left(\frac{\frac{1.7}{2} - 0.35 * 0.8}{\frac{1.7}{2} - 0.21} \right)^2 \frac{801,78}{27}$$

- $M_1 = 161,35 \text{ KN.m}$

$$A_s = 15,2 \text{ cm}^2$$

- Armatures parallèles à B=1.6:

$$\begin{cases} e_0 = 0.14 > \frac{0.6}{6} = 0.1 \\ e_0 = 0.14 > \frac{1.6}{24} = 0.06 \end{cases} \rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 * 1.6 + 0.3 * 0.6 - 0.9 * 0.14) \left(\frac{\frac{1.6}{2} - 0.35 * 0.6}{\frac{1.6}{2} - 0.14} \right)^2 \frac{801.78}{27}$$

$$M_1 = 154.48 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 15,14 \text{ cm}^2$$

- b) Condition de non fragilité :

$$\min A_B = 0.23 * \frac{f_{t28}}{f_e} * B * h_1 = 0.23 * \frac{2.1}{400} * 160 * 30 = 5,79 \text{ cm}^2$$

$$\min A_B = 5,79 \text{ cm}^2$$

$$\min A_H = 0.23 * \frac{f_{t28}}{f_e} * H * h_1 = 0.23 * \frac{2.1}{400} * 170 * 30 = 6,16 \text{ cm}^2$$

$$\min A_H = 6,16 \text{ cm}^2$$

d) Dispositions constructives:

Les armatures seront munies des crochets si : ($l_s > H/4$ sens H et $l_s > B/4$ sens B)

$$l_s = \frac{\varphi * f_e}{4 * 0,6 * \psi_s^2 * f_{ij}}$$

l_s : longueur de scellement

$$\psi_s = 1,5 \rightarrow HA$$

Suivant H :

$$l_s = \frac{1.2 * 400}{2.4 * 1.5^2 * 2.1} = 42.32 < \frac{H}{4} = 42.5 \text{ cm}$$

Suivant B :

$$l_s = \frac{1.2 * 400}{2.4 * 1.5^2 * 2.1} = 42.32 > \frac{B}{4} = 40 \text{ cm}$$

Donc toutes les barres // B doivent être prolongées jusqu'à l'extrémité de la semelle, avec des crochets.

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

Armatures	Situation accidentelle	Situation Durable		A _{min} (cm ²)	Nombre De barre	A _s (cm ²)	l _s (cm)	S _t (cm)
		ELU	ELS					
A _s (H)	26.61	20.41	15.2	6.16	14HA16	28,15	42.5	15
A _s (B)	14.16	15.11	15.14	5.79	10HA14	15.39	40	15

Tableau IX. 4Les armatures des semelles.

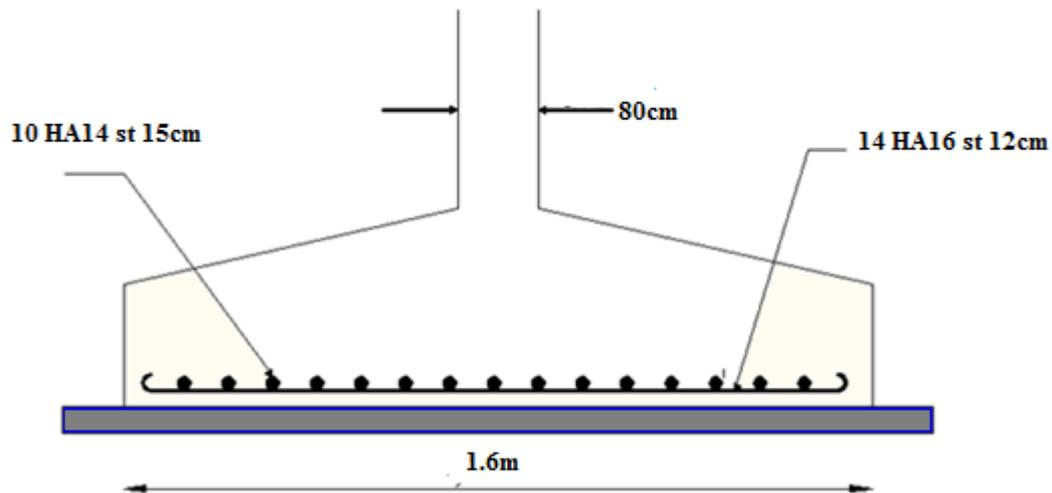


Figure IX. 2 Schéma de ferrailage de la semelle.

3. Calcul des longrines :

3.1. Introduction :

Les longrines sont des éléments appartenant à l'infrastructure et qui servent à rigidifier l'ensemble des semelles. Elles sont soumises à des forces axiales de traction.

3.2. Pré dimensionnement :

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines d'après le RPA99vs2003 sont :

25 cm x 30 cm : sites de catégorie S_2 et S_3

30 cm x 30 cm : sites de catégorie S_4

Pour notre cas on optera pour des longrines de section : (25x30) cm^2

3.3. Ferrailage :

Les longrines doivent être calculées pour résister à l'action d'une forces de traction qui est égale à :

$$N_t = \left(\frac{N}{\alpha} \right) \geq 20KN \quad (\text{RPA99 V2003.Art.10.1.1.b})$$

α : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée

N_u^{\max} : L'effort normal ultime du poteau le plus sollicité.

$\alpha = 15$ (zone II_a , site S_2)

$$ELU \rightarrow N_t = \left(\frac{1055,55}{15} \right) = 70,37 \text{ KN}$$

$$ELS \rightarrow N_t = \left(\frac{781,38}{15} \right) = 52,09 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{N_t}{\sigma_s}$$

$$ELU \rightarrow A_s = \frac{23,45 * 10^{-3}}{348} = 1,29 \text{ cm}^2$$

$$ELS \rightarrow A_s = \frac{19,17 * 10^{-3}}{201} = 2,59 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,6\%B = 0,6 * 10^{-2} * 30 * 35$$

$$A_{min} = 6,3 \text{ cm}^2$$

Donc on ferraille avec A_{min}

Soit **6HA12**, avec $A_s = 6,79 \text{ cm}^2$

- **Vérification de la condition de non fragilité:**

$$A_s \geq \frac{B * f_{t28}}{f_e} = \frac{30 * 35 * 2,1}{400} = 5,51$$

$$A_s = 6,79 > 5,51 \quad \text{vérifiée}$$

- **Vérification de la flèche :**

$$q_s = \frac{801,78}{5,8} = 138,24 \text{ KN/ml}$$

La plus grande portée est : $l=5,8\text{m}$

$$f = \frac{5 * q_s * l^4}{384 * E * I} \leq f_{ad} = \frac{l}{200} = \frac{580}{200} = 2,9 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b * h^3}{12} = \frac{30 * 35^3}{12} = 170187,5 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5 * 138,24 * 580^4}{384 * 2,1 * 10^5 * 170187,5} \leq f_{ad} = \frac{l}{200} = \frac{580}{200} = 2,9 \text{ cm}$$

$f = 5,7 \text{ cm} > 2,9 \text{ cm}$ la condition n'est pas vérifiée, on doit augmenter la section

$$B = 45 * 45 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 10.8 \text{ cm}^2$$

Soit un ferrailage de 8HA14 $A_s=12.32 \text{ cm}^2$

$$f = 2.83 \text{ cm} < 2.9 \text{ cm}$$

Armatures transversales :

Soit des cadres de diamètre 8mm dont l'espacement est inférieur à : $\min(20 \text{ cm}, 15\Phi)$

$$St < (20\text{cm}, 15*0,8) = 12\text{cm}$$

Les cadres sont espacés de 15 cm en travée et de 10cm en zone nodale.

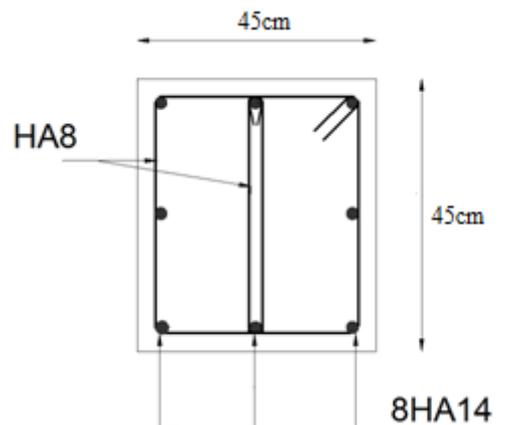


Figure IX. 3 Schéma de ferrailage des longrines.

4. Ferrailage des futs :

Les fondations sont ancrées à $D=1.5\text{m}$; l'assemblage platine massif doit être au dessus du sol ; donc on prévoit un poteau en B.A (fût) de dimension $(100*80) \text{ cm}^2$.

Le fût est soumis à un effort normal, un effort tranchant et un moment fléchissant. Le ferrailage de la section sera calculé en flexion composé.

On calculera uniquement le fût le plus sollicité ; par les efforts (M. N .T)

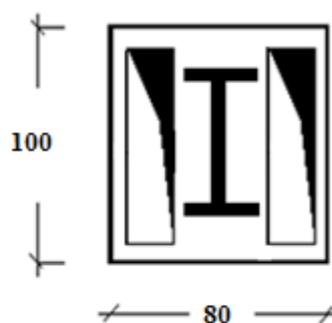


Figure IX. 4: section du fut à ferrailer.

On a : $N_u = 1075,95 \text{ Kn}$

$$M_u = 161,88 \text{ Kn.m}$$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{161,88}{1075,95} = 0,15\text{m}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{1}{6} = 0,17\text{m}$$

$e < \frac{h}{6}$ La section est entièrement comprimée.

$$M_{uA} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 161,88 + 1075,95(0,95 - 0,5) = 646,06\text{KN.m}$$

$$N_u(d - d') - M_{uA} = 1075,95(1 - 0,05) - 646,06 = 376,09\text{KN.m} \dots \dots \dots (1)$$

$$(0,337 \times d - 0,81 \times d') \times b \times h \times f_{bu} = 77,85\text{KN.m} \dots \dots \dots (2)$$

$$(0,5 \times h - d') \times b \times h \times f_{bu} = (0,5 - 0,05) \times 0,8 \times 1 \times 348 = 5,09\text{KN.m} \dots (3)$$

(1) > (2) et (1) > (3) $\Rightarrow A = 0$

$$A' = \frac{N_u - \psi b h f_{bu}}{f'_s}$$

$$\psi = \frac{0,357 + \left(\frac{N_u - (d - d') - M_{uA}}{b h^2 f_{bu}} \right)}{0,875 - \frac{d'}{h}}$$

$$\psi = 0,77$$

$$A' = -25,06\text{cm}^2$$

$A' < 0 \Rightarrow$ le ferailage se fera avec A_{min}

Selon RPA99/2003 (art 7.4.2.1) la section minimale d'armature longitudinale est

$$A_{min} = 0,9\%b \times h = 72 \text{ cm}^2$$

Le choix de la section est : $A_{s,min} = 14HA14 + 16HA20$

le choix de la section est : $14HA14 + 16HA20 \Rightarrow A_{s,min} = 74,49\text{cm}^2$

• **Armatures transversales :**

Soit trois cadres $\Phi 10$ et des épingles de diamètre $\Phi 8$ dont l'espacement max est donné par le RPA

- Dans la zone nodale :

$$S_t \geq 10cm \rightarrow \text{soit } S_t = 10cm$$

- Dans la zone courante :

$$S_t \leq \min\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_1\right) = 14cm \rightarrow \text{soit } S_t = 20cm$$

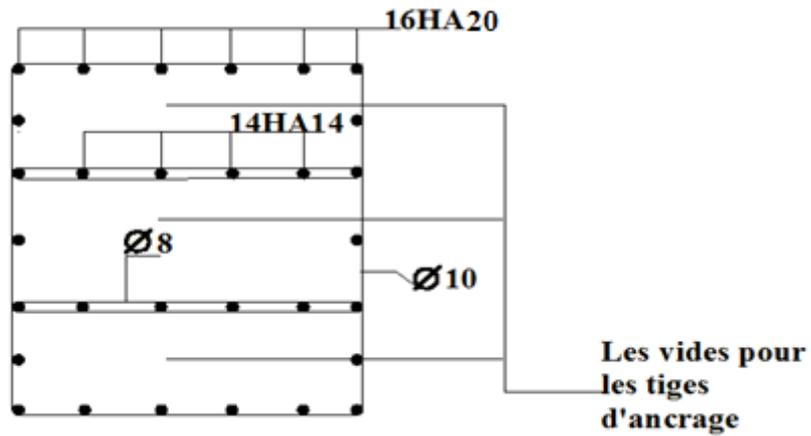


Figure IX. 5 Schéma de ferrailage des futs.

CHAPITRE X Vérification à 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
$q_j \times S_j$ (kN)	47,084	47,084	47,084	47,084	47,084	49,47
Z_j (m)	3.24	6.48	9.72	12.96	16.2	19.44
M_R (kN.m)	152,55	305,1	457,65	586,66	762,76	961,7

Tableau X. 1 : sollicitations sous $C_{pi}=+0,8$.

$$\sum_{i=1}^7 M_{Ri} = 3226.46kN.m$$

La somme des moments renversants est :

- **Pour $C_{pi}= -0,5$**

Niveau	1	2	3	4	5	6
$q_j \times S_j$ (kN)	55,64	55,64	55,64	55,64	55,64	58.46
Z_j (m)	3.24	6.48	9.72	12.96	16.2	19.44
M_R (kN.m)	180,27	360,54	540,82	721,09	901,37	1136,46

Tableau X. 2 sollicitations sous $C_{pi}=-0,5..$

La somme des moments renversants est : $\sum_{i=1}^7 M_{Ri} = 3840.55kN.m$

- Vent parallèle à la façade principale (sens V₂)

- Pour C_{pi}=+0,8

Niveau	RDC	1 ^{er}	2 ^{eme}	3 ^{eme}	4 ^{eme}	5 ^{eme}
q _j × S _j (kN)	24.46	24.46	24.46	24.46	24.46	25.7
Z _j (m)	3.24	6.48	9.72	12.96	16.2	19.44
M _R (kN.m)	79.25	158.5	237.75	317	396.25	499.6

Tableau X. 3 sollicitations sous C_{pi}=+0,8.

La somme des moments renversants est : $\sum_{i=1}^6 M_{Ri} = 1686.35kN.m$

- Pour C_{pi}= -0,5

Niveau	RDC	1 ^{er}	2 ^{eme}	3 ^{eme}	4 ^{eme}	5 ^{eme}
q _j × S _j (kN)	28.91	28.91	28.91	28.91	28.91	30.37
Z _j (m)	3.24	6.48	9.72	12.96	16.2	19.44
M _R (kN.m)	93.66	187.33	281	374.67	468.34	590.39

Tableau X. 4 sollicitations sous C_{pi}=-0,5.

La somme des moments renversants est : $\sum_{i=1}^6 M_{Ri} = 1995.39kN.m$

- Calcul des moments stabilisateurs

$$M_{st,XX'} = W \times X_G = 11842,36 \times 12,02$$

$$M_{st,XX'} = 142345,17 \text{ KN.m}$$

$$M_{st,YY'} = W \times Y_G = 11842,36 \times 5,99$$

$$M_{st,YY'} = 68779,35 \text{ KN.m}$$

1. Cas du séisme :

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol –fondation.

a) Réaction à la base :

Mode	Reactions(KN)			Moments(KN.m)		
	F _x	F _y	F _z	M _x	M _y	M _z
CQC	1307,15	1668,07	3921,04	1383,49	940,5	4,42

Tableau X. 5 : Réaction à la base due aux effets sismiques.

CQC : combinaison quadratique complète.

$$M_{R/xx} = M_{xx} + F_Z * Y_G = 1383,49 + 3921,04 * 5,45 = 22753,158 \text{ KN.m}$$

$$M_{R/yy} = M_{yy} + F_Z * X_G = 940,5 + 3921,04 * 11,85 = 47404,824 \text{ KN.m}$$

b) Calcul des moments résistant (stabilisateurs) :

- Poids de la structure :

$$PT = 11842,36\text{KN}$$

Moment résistant

$$M_{ST/xx} = \sum P_i \times Y_i = P_T \times Y_G$$

$$M_{ST/yy} = \sum P_i \times X_i = P_T \times X_G$$

- $M_{st/xx} = 11842,36 \times 5,45 = 64540,86\text{KN.m}$
- $M_{st/yy} = 11842,36 \times 11,85 = 140331,966\text{KN.m}$

3.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	4,41	8,44
		-0,5	3,7	7,13
	vent sur la façade secondaire (V ₂)	+0,8	21,32	40,78
		-0,5	17,9	34,47
Cas du séisme			6,16	2,96

Tableau X. 6 rapport M_{st} /M_R.

4. 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

L'étude de cette structure nous a permis d'élargir nos connaissances dans le domaine de la construction qui est un domaine très vaste et d'acquérir de nouvelles connaissances complémentaires nécessaires pour notre formation. La nécessité d'un logiciel de calcul nous a poussé à débiter et d'avoir certaines connaissances sur le logiciel ROBOT.

Au cours de notre étude, nous sommes parvenus à un certain nombre de conclusions :

- La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaire soit ils, ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement de la structure proche du réel.
- Durant notre étude, on a remarqué que l'action sismique est la plus défavorable que celle du vent à cause de poids considérable de la structure (la présence du plancher mixte qui a alourdi la structure)
- Vu sa bonne rigidité et son poids léger, l'acier nous offre la possibilité de concevoir des éléments de grandes portées.
- Utilisation de l'outil informatique (logiciel ROBOT) permet d'obtenir des résultats précis ; gagner du temps et facilite l'étude de la structure

Bibliographie

- [1] Règlement Neige et Vent : Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.48, Ministère de l'habitat, 1999.
- [2] Règles Parasismiques Algériennes : RPA 99/version 2003. Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.48, Centre National de Recherche Appliquée en Génie-Parasismique, 2003.
- [3] Calcul des Structures Métalliques selon l'Eurocode03. *Jean Morel*. Eyrolles Paris, 2008
- [4] Charges permanentes et surcharges d'exploitations. Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.2, Ministère de l'Urbanisme et de la Construction, 1989.
- [5] Règles de Calcul des Fondation superficielles. Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.2, Ministère de l'Equipement et de Logement, 1992.
- [6] B.A.E.L 91 : Béton Armé aux Etats Limites, troisième tirage, Eyrolles, 1997.
- [7] A.P.K, Constructions métalliques et mixte acier-béton, TOME I. Pierre bourrier et jacques Brozzetti, Eyrolles, 1996
- [8] Calcul des Ouvrages en Béton Armé. M. Belazougui. Office des publications universitaires, 1986.
- [9] Règles de conception et de calculs des structures en béton armé C.B.A 93, DTR B-C 2.4, Ministère de l'habitat.
- [10] Anciens mémoires de fin d'étude.

Annexe

Φ (mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,7
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,72	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,38	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

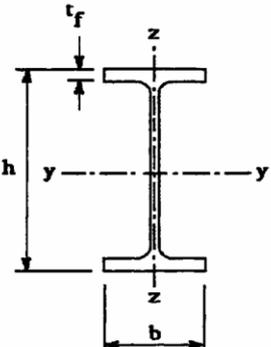
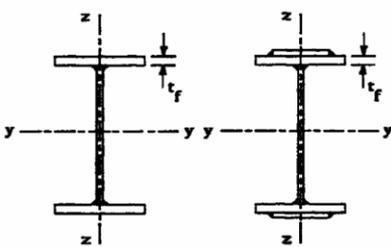
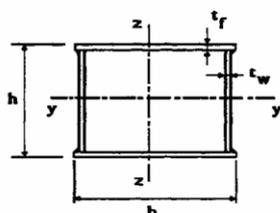
Tableau des armatures (1)

Section en cm^2 de N armatures de diamètre Φ (mm)

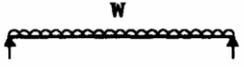
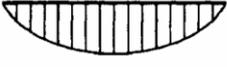
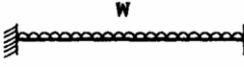
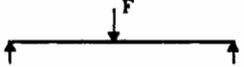
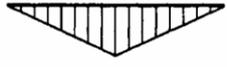
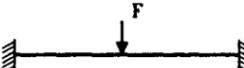
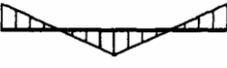
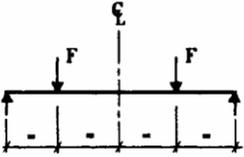
Annexe

Valeur de χ en fonction de $\bar{\lambda}$

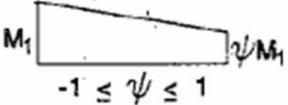
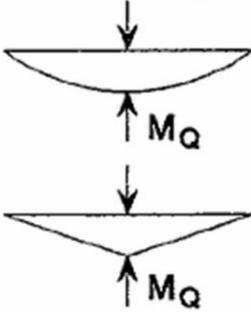
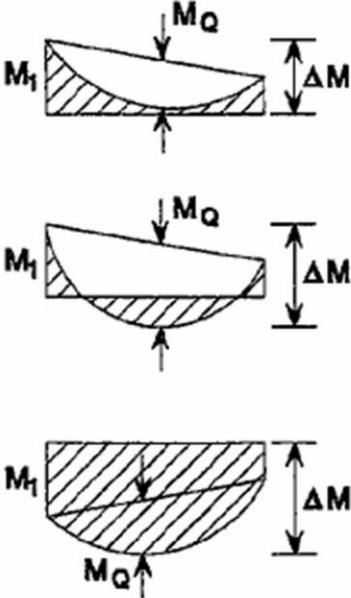
Coefficients de réduction				
$\bar{\lambda}$	Valeurs de χ pour la courbe de flambement			
	a	b	c	d
0,2	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9775	0,9641	0,9491	0,9235
0,4	0,9528	0,9261	0,8973	0,8504
0,5	0,9243	0,8842	0,8430	0,7793
0,6	0,8900	0,8371	0,7854	0,7100
0,7	0,8477	0,7837	0,7247	0,6431
0,8	0,7957	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

Tableau 5.5.3 Choix de la courbe de flambement correspondant à une section			
Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
Sections en I laminées 	$h / b > 1,2 :$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$h / b \leq 1,2 :$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$ $t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z y - y z - z	b c d d
Sections en I soudées 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$t_f > 40 \text{ mm}$	y - y z - z	c d
Sections creuses 	laminées à chaud	quel qu'il soit	a
	formées à froid - en utilisant f_{yb} *)	quel qu'il soit	b
	formées à froid - en utilisant f_{ya} *)	quel qu'il soit	c
Caissons soudés 	d'une manière générale (sauf ci-dessous)	quel qu'il soit	b
	Soudures épaisses et $b / t_f < 30$ $h / t_w < 30$	y - y z - z	c c
Sections en U, L, T et sections pleines 		quel qu'il soit	c

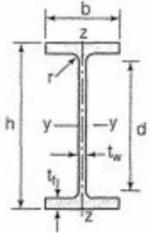
*) Voir 5.5.1.4 (4) et figure 5.5.2

Tableau F.1.2 Coefficients C_1 , C_2 et C_3 , pour différentes valeurs de k , dans le cas de charges transversales					
Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	Valeur de k	Coefficients		
			C_1	C_2	C_3
		1,0	1,132	0,459	0,525
		0,5	0,972	0,304	0,980
		1,0	1,285	1,562	0,753
		0,5	0,712	0,652	1,070
		1,0	1,365	0,553	1,730
		0,5	1,070	0,432	3,050
		1,0	1,565	1,267	2,640
		0,5	0,938	0,715	4,800
		1,0	1,046	0,430	1,120
		0,5	1,010	0,410	1,890

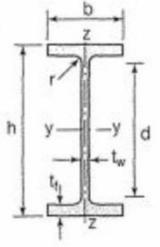
Facteurs de moment uniforme équivalent β_M

Diagramme des moments	Facteur de moment uniforme équivalent β_M
<p>Moments d'extrémité</p>  <p>$-1 \leq \psi \leq 1$</p>	$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7\psi$
<p>Moment créé par des forces latérales dans le plan</p> 	$\beta_{M,Q} = 1,3$ $\beta_{M,Q} = 1,4$
<p>Moment créé par des forces latérales dans le plan et des moments d'extrémité</p> 	$\beta_M = \beta_{m,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ $M_Q = Max M \quad \text{dû aux charges transversales seulement}$ $\Delta M = \begin{cases} \max M & \text{pour diagrammes de moment sans changement de signe} \\ \max M + \min M & \text{pour diagrammes de moment avec changement de signe} \end{cases}$

Annexe

Poutrelles									
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.								
IPE		Dimensions						Masse par mètre	Aire de la section
		h	b	a	e	r	h ₁	P	A
		h	b	t _w	t _f	r	d	P	A
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²
	IPE 80	80,0	46	3,8	5,2	5	59,6	6,0	7,6
	IPE 100	100,0	55	4,1	5,7	7	74,6	8,1	10,3
	IPE 120	120,0	64	4,4	6,3	7	93,4	10,4	13,2
	IPE 140	140,0	73	4,7	6,9	7	112,2	12,9	16,4
	IPE 160	160,0	82	5,0	7,4	9	127,2	15,8	20,1
	IPE 180	180,0	91	5,3	8,0	9	146,0	18,8	23,9
	IPE 200	200,0	100	5,6	8,5	12	159,0	22,4	28,5
	IPE 220	220,0	110	5,9	9,2	12	177,6	26,2	33,4
	IPE 240	240,0	120	6,2	9,8	15	190,4	30,7	39,1
	IPE 270	270,0	135	6,6	10,2	15	219,6	36,1	45,9
	IPE 300	300,0	150	7,1	10,7	15	248,6	42,2	53,8
	IPE 330	330,0	160	7,5	11,5	18	271,0	49,1	62,6
	IPE 360	360,0	170	8,0	12,7	18	298,6	57,1	72,7
IPE 400	400	180	8,6	13,5	21	331,0	66,3	84,5	
IPE 450	450,0	190	9,4	14,6	21	378,8	77,6	98,8	
IPE 500	500,0	200	10,2	16,0	21	426,0	90,7	115,5	
IPE 550	550,0	210	11,1	17,2	24	467,6	105,5	134,4	
IPE 600	600,0	220	12,0	19,0	24	514,0	122,4	156,0	

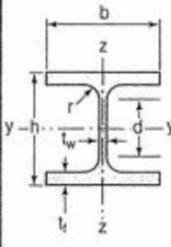
Annexe

Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques												
NORMES DE RÉFÉRENCE	Dimensions : NF A 45-205 Tolérances : NF EN 10034											
IPE (suite)		Caractéristiques de calcul										Moment d'inertie de torsion
		I_x	I_x/V_x	i_x	-	-	I_y	I_y/V_y	i_y	-	-	J
		I_y	$W_{el,y}$	i_y	$W_{pl,y}$	A_{vz}	I_z	$W_{el,z}$	i_z	$W_{pl,z}$	A_{vy}	I_t
	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	
	IPE 80	80,1	20,0	3,24	23,2	3,6	8,48	3,69	1,05	5,8	5,1	0,70
	IPE 100	171,0	34,2	4,07	39,4	5,1	15,91	5,78	1,24	9,1	6,7	1,20
	IPE 120	317,8	53,0	4,90	60,7	6,3	27,65	8,64	1,45	13,6	8,6	1,74
	IPE 140	541,2	77,3	5,74	88,3	7,6	44,90	12,30	1,65	19,2	10,6	2,45
	IPE 160	869,3	108,7	6,58	123,9	9,7	68,28	16,65	1,84	26,1	12,8	3,60
	IPE 180	1317,0	146,3	7,42	166,4	11,3	100,81	22,16	2,05	34,6	15,3	4,79
	IPE 200	1943,2	194,3	8,26	220,6	14,0	142,31	28,46	2,24	44,6	18,0	6,98
	IPE 220	2771,8	252,0	9,11	285,4	15,9	204,81	37,24	2,48	58,1	21,3	9,07
	IPE 240	3891,6	324,3	9,97	366,6	19,1	283,58	47,26	2,69	73,9	24,8	12,88
	IPE 270	5789,8	428,9	11,23	484,0	22,1	419,77	62,19	3,02	97,0	29,0	15,94
	IPE 300	8356,1	557,1	12,46	628,4	25,7	603,62	80,48	3,35	125,2	33,7	20,12
	IPE 330	11766,9	713,1	13,71	804,3	30,8	788,00	98,50	3,55	153,7	38,7	28,15
IPE 360	16265,6	903,6	14,95	1019,1	35,1	1043,20	122,73	3,79	191,1	45,3	37,32	
IPE 400	23128,4	1156,4	16,55	1307,1	42,7	1317,58	146,40	3,95	229,0	51,1	51,08	
IPE 450	33742,9	1499,7	18,48	1701,8	50,8	1675,35	176,35	4,12	276,4	58,3	66,87	
IPE 500	48198,5	1927,9	20,43	2194,1	59,9	2140,90	214,09	4,30	335,9	67,2	89,29	
IPE 550	67116,5	2440,6	22,35	2787,0	72,3	2666,49	253,95	4,45	400,5	76,1	123,24	
IPE 600	92083,5	3069,4	24,30	3512,4	83,8	3385,78	307,80	4,66	485,6	87,9	165,42	

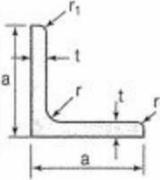
Annexe

Poutrelles									
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.								
HEA		Dimensions						Masse par mètre	Aire de la section
		h	b	a	e	r	h _f	P	A
		h	b	t _w	t _f	r	d	P	A
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²
	HEA 100	96	100	5,0	8	12	56	16,7	21,2
	HEA 120	114	120	5,0	8	12	74	19,9	25,3
	HEA 140	133	140	5,5	8,5	12	92	24,7	31,4
	HEA 160	152	160	6,0	9	15	104	30,4	38,8
	HEA 180	171	180	6,0	9,5	15	122	35,5	45,3
	HEA 200	190	200	6,5	10	18	134	42,3	53,8
	HEA 220	210	220	7,0	11	18	152	50,5	64,3
	HEA 240	230	240	7,5	12	21	164	60,3	76,8
	HEA 260	250	260	7,5	12,5	24	177	68,2	86,8
	HEA 280	270	280	8,0	13	24	196	76,4	97,3
	HEA 300	290	300	8,5	14	27	208	88,3	112,5
	HEA 320	310	300	9,0	15,5	27	225	97,6	124,4
	HEA 340	330	300	9,5	16,5	27	243	104,8	133,5
	HEA 360	350	300	10,0	17,5	27	261	112,1	142,8
	HEA 400	390	300	11,0	19	27	298	124,8	159,0
	HEA 450	440	300	11,5	21	27	344	139,8	178,0
	HEA 500	490	300	12,0	23	27	390	155,1	197,5
	HEA 550	540	300	12,5	24	27	438	166,2	211,8
	HEA 600	590	300	13,0	25	27	486	177,8	226,5
	HEA 650	640	300	13,5	26	27	534	189,7	241,6
HEA 700	690	300	14,5	27	27	582	204,5	260,5	
HEA 800	790	300	15,0	28	30	674	224,4	285,8	
HEA 900	890	300	16	30	30	770	251,6	320,5	
HEA 1000	990	300	16,5	31	30	868	272,3	346,8	

Annexe

Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques												
NORMES DE RÉFÉRENCE	Dimensions : NF A 45-201 Tolérances : NF EN 10034											
HEA (suite)		Caractéristiques de calcul										Moment d'inertie de torsion
		I_x	I_x/v_x	i_x	-	-	I_y	I_y/v_y	i_y	-	-	J
		I_y	$W_{el,y}$	i_y	$W_{pl,y}$	A_{vz}	I_z	$W_{el,z}$	i_z	$W_{pl,z}$	A_{vy}	I_t
		cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴
HEA 100	349,2	72,8	4,06	83,0	7,6	133,8	26,8	2,51	41,1	16,9	5,24	
HEA 120	606,2	106,3	4,89	119,5	8,5	230,9	38,5	3,02	58,9	20,1	5,99	
HEA 140	1033,1	155,4	5,73	173,5	10,1	389,3	55,6	3,52	84,8	24,8	8,13	
HEA 160	1673,0	220,1	6,57	245,1	13,2	615,5	76,9	3,98	117,6	30,1	12,19	
HEA 180	2510,3	293,6	7,45	324,9	14,5	924,6	102,7	4,52	156,5	35,5	14,80	
HEA 200	3692,2	388,6	8,28	429,5	18,1	1335,6	133,6	4,98	203,8	41,6	20,98	
HEA 220	5409,7	515,2	9,17	568,5	20,7	1954,5	177,7	5,51	270,6	50,2	28,46	
HEA 240	7763,2	675,1	10,05	744,6	25,2	2768,9	230,7	6,00	351,7	59,7	41,55	
HEA 260	10455,0	836,4	10,97	919,8	28,8	3668,2	282,2	6,50	430,2	67,4	52,37	
HEA 280	13673,3	1012,8	11,86	1112,2	31,7	4763,0	340,2	7,00	518,1	75,4	62,10	
HEA 300	18263,5	1259,63	12,74	1383,3	37,3	6310,5	420,7	7,49	641,2	87,0	85,17	
HEA 320	22928,6	1479,3	13,58	1628,1	41,1	6985,8	465,7	7,49	709,7	96,2	107,97	
HEA 340	27693,1	1678,4	14,40	1850,5	45,0	7436,3	495,8	7,46	755,9	102,5	127,20	
HEA 360	33089,8	1890,8	15,22	2088,5	49,0	7886,8	525,8	7,43	802,3	108,7	148,82	
HEA 400	45069,4	2311,3	16,84	2561,8	57,3	8563,1	570,9	7,34	872,9	118,2	189,04	
HEA 450	63721,6	2896,4	18,92	3215,9	65,8	9464,2	630,9	7,29	965,5	130,4	243,76	
HEA 500	86974,8	3550,0	20,98	3948,9	74,7	10365,6	691,0	7,24	1058,5	142,7	309,27	
HEA 550	111932,2	4145,6	22,99	4621,8	83,7	10817,2	721,1	7,15	1106,9	148,9	351,54	
HEA 600	141208,1	4786,7	24,97	5350,4	93,2	11269,1	751,3	7,05	1155,7	155,2	397,81	
HEA 650	175178,2	5474,3	26,93	6136,3	103,2	11721,3	781,4	6,96	1204,8	161,5	448,30	
HEA 700	215301,4	6240,6	28,75	7031,8	117,0	12175,5	811,7	6,84	1256,7	168,0	513,89	
HEA 800	303442,6	7682,1	32,58	8699,5	138,8	12634,7	842,3	6,65	1312,3	174,8	596,87	
HEA 900	422075,0	9484,8	36,29	10811,0	163,3	13542,4	902,8	6,50	1414,5	187,4	736,77	
HEA 1000	553846,2	11188,8	39,96	12824,4	184,6	13998,9	933,3	6,35	1469,7	193,7	822,41	

Annexe

7.4 LAMINÉES MARCHANDS USUELS		d'après doc. OTUA											
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275, et S 355 d'après la norme NF EN 10025.												
CORNIÈRES À AILES ÉGALES		Dimensions					Masse par mètre	Aire de la section	Caractéristiques de calcul				
							Axe yy = Axe zz						
		a	a	e	r	r ₁	P	A	d	I _x = I _y	I _x /d _x = I _y /d _y	i _x = i _y	
		a	a	t	r	r ₁	P	A	d	I _y = I _z	W _{el,y} = W _{el,z}	i _y = i _z	
		mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	cm	cm ⁴	cm ³	cm	
L 20 x 20 x 3	20	20	3	4	2	0,88	1,13	0,60	0,39	0,28	0,59		
L 25 x 25 x 3	25	25	3	4	2	1,12	1,43	0,72	0,80	0,45	0,75		
L 25 x 25 x 4	25	25	4	4	2	1,46	1,86	0,76	1,01	0,58	0,74		
L 25 x 25 x 5	25	25	5	5	2,5	1,79	2,28	0,79	1,19	0,70	0,72		
L 30 x 30 x 3	30	30	3	5	2,5	1,36	1,74	0,84	1,40	0,65	0,90		
L 30 x 30 x 3,5	30	30	3,5	5	2,5	1,57	2,00	0,86	1,61	0,75	0,90		
L 30 x 30 x 4	30	30	4	5	2,5	1,78	2,27	0,88	1,80	0,85	0,89		
L 30 x 30 x 5	30	30	5	5	2,5	2,18	2,78	0,92	2,16	1,04	0,88		
L 35 x 35 x 3,5	35	35	3,5	4	2	1,84	2,34	0,99	2,66	1,06	1,06		
L 35 x 35 x 4	35	35	4	5	2,5	2,09	2,67	1,00	2,95	1,18	1,05		
L 35 x 35 x 5	35	35	5	5	2,5	2,57	3,28	1,04	3,56	1,45	1,04		
L 40 x 40 x 3	40	40	3	5	2,5	1,83	2,34	1,08	3,49	1,20	1,22		
L 40 x 40 x 4	40	40	4	6	3	2,42	3,08	1,12	4,47	1,55	1,21		
L 40 x 40 x 5	40	40	5	6	3	2,97	3,79	1,16	5,43	1,91	1,20		
L 40 x 40 x 6	40	40	6	6	3	3,52	4,48	1,20	6,31	2,26	1,19		
L 45 x 45 x 3	45	45	3	5	2,5	2,07	2,64	1,21	5,05	1,53	1,38		
L 45 x 45 x 4	45	45	4	5	2,5	2,72	3,47	1,25	6,55	2,02	1,37		
L 45 x 45 x 4,5	45	45	4,5	7	3,5	3,06	3,90	1,26	7,15	2,20	1,35		
L 45 x 45 x 5	45	45	5	7	3,5	3,38	4,30	1,28	7,84	2,43	1,35		
L 45 x 45 x 6	45	45	6	7	3,5	4,00	5,09	1,32	9,16	2,88	1,34		
L 50 x 50 x 3	50	50	3	5	2,5	2,31	2,94	1,33	7,01	1,91	1,54		
L 50 x 50 x 4	50	50	4	5	2,5	3,04	3,87	1,38	9,12	2,52	1,54		
L 50 x 50 x 5	50	50	5	7	3,5	3,77	4,80	1,40	10,96	3,05	1,51		
L 50 x 50 x 6	50	50	6	7	3,5	4,47	5,69	1,45	12,84	3,61	1,50		
L 50 x 50 x 7	50	50	7	7	3,5	5,15	6,56	1,49	14,61	4,16	1,49		
L 50 x 50 x 8	50	50	8	7	3,5	5,82	7,41	1,52	16,28	4,68	1,48		
L 55 x 55 x 6	55	55	6	7	3,5	4,94	6,29	1,57	17,40	4,43	1,66		

Annexe

Laminées marchands usuels											
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275, et S 355 d'après la norme NF EN 10025.										
	Dimensions					Masse par mètre	Aire de la section	Caractéristiques de calcul			
	a	a	e	r	r ₁	P	A	Axe yy = Axe zz			
	a	a	t	r	r ₁	P	A	d	I _x = I _y	I _x /d _x = I _y /d _y	i _x = i _y
	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	cm	cm ⁴	cm ³	cm
L 60 x 60 x 4	60	60	4	5	2,5	3,66	4,67	1,63	16,11	3,68	1,86
L 60 x 60 x 5	60	60	5	6	3	4,54	5,79	1,66	19,61	4,52	1,84
L 60 x 60 x 6	60	60	6	8	4	5,42	6,91	1,69	22,79	5,29	1,82
L 60 x 60 x 7	60	60	7	8	4	6,26	7,98	1,73	26,05	6,10	1,81
L 60 x 60 x 8	60	60	8	8	4	7,09	9,03	1,77	29,15	6,89	1,80
L x 60 x 10	60	60	10	12	6	8,76	11,15	1,83	34,26	8,21	1,75
L 65 x 65 x 5	65	65	5	7	3,5	4,95	6,30	1,78	25,07	5,31	1,99
L 65 x 65 x 6	65	65	6	8	4	5,89	7,51	1,81	29,36	6,26	1,98
L 65 x 65 x 7	65	65	7	8	4	6,81	8,68	1,85	33,60	7,23	1,97
L 65 x 65 x 8	65	65	8	8	4	7,72	9,83	1,89	37,66	8,18	1,96
L 65 x 65 x 9	65	65	9	9	4,5	8,62	10,98	1,93	41,37	9,05	1,94
L 70 x 70 x 5	70	70	5	6	3	5,33	6,79	1,91	31,76	6,24	2,16
L 70 x 70 x 6	70	70	6	9	4,5	6,38	8,13	1,93	36,88	7,27	2,13
L 70 x 70 x 7	70	70	7	9	4,5	7,38	9,40	1,97	42,30	8,41	2,12
L 70 x 70 x 9	70	70	9	9	4,5	9,32	11,88	2,05	52,47	10,60	2,10
L 75 x 75 x 5	75	75	5	6	3	5,72	7,29	2,04	39,37	7,20	2,32
L 75 x 75 x 6	75	75	6	9	4,5	6,85	8,73	2,05	45,83	8,41	2,29
L 75 x 75 x 7	75	75	7	9	4,5	7,93	10,10	2,10	52,61	9,74	2,28
L 75 x 75 x 8	75	75	8	9	4,5	8,99	11,45	2,14	59,13	11,03	2,27
L 75 x 75 x 10	75	75	10	10	5	11,07	14,11	2,21	71,17	13,46	2,25
L 80 x 80 x 5	80	80	5	6	3	6,11	7,79	2,16	48,11	8,24	2,49
L 80 x 80 x 5,5	80	80	5,5	10	5	6,75	8,60	2,14	51,52	8,80	2,45
L 80 x 80 x 6	80	80	6	10	5	7,34	9,35	2,17	55,82	9,57	2,44
L 80 x 80 x 6,5	80	80	6,5	10	5	7,92	10,08	2,19	60,04	10,34	2,44
L 80 x 80 x 8	80	80	8	10	5	9,63	12,27	2,26	72,25	12,58	2,43
L 80 x 80 x 10	80	80	10	10	5	11,86	15,11	2,34	87,50	15,45	2,41
L 90 x 90 x 6	90	90	6	11	5,5	8,30	10,57	2,41	80,31	12,18	2,76
L 90 x 90 x 7	90	90	7	11	5,5	9,61	12,24	2,45	92,55	14,13	2,75
L 90 x 90 x 8	90	90	8	11	5,5	10,90	13,89	2,50	104,38	16,05	2,74
L 90 x 90 x 9	90	90	9	11	5,5	12,18	15,52	2,54	115,83	17,93	2,73
L 90 x 90 x 10	90	90	10	11	5,5	13,45	17,13	2,58	126,91	19,77	2,72
L 90 x 90 x 11	90	90	11	11	5,5	14,70	18,72	2,62	137,64	21,57	2,71
L 90 x 90 x 12	90	90	12	11	5,5	15,93	20,29	2,66	148,03	23,34	2,70

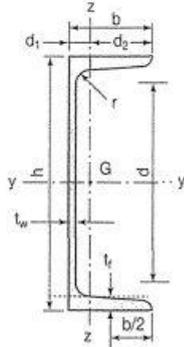
Annexe

Poutrelles											
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.										
UAP											
	Dimensions						Masse par mètre	Aire de la section	Position du centre de gravité		
	Profils	h	b	a	e	r	h ₁	P	A	d ₁	d ₂ = v _y
		h	b	t _w	t _r	r	d	P	A	d ₁	d ₂ = v _z
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	cm	cm
	UAP 80	80	45	5,0	8,0	8,0	48	8,38	10,67	1,61	2,89
	UAP 100	100	50	5,5	8,5	8,5	66	10,50	13,38	1,70	3,30
	UAP 130	130	55	6,0	9,5	9,5	92	13,74	17,50	1,77	3,73
	UAP 150	150	65	7,0	10,3	10,3	109	17,93	22,84	2,05	4,45
	UAP 175	175	70	7,5	10,8	10,8	132	21,24	27,06	2,12	4,88
UAP 200	200	75	8,0	11,5	11,5	154	25,10	31,98	2,22	5,28	
UAP 220	220	80	8,0	12,5	12,5	170	28,47	36,27	2,40	5,60	
UAP 250	250	85	9,0	13,5	13,5	196	34,38	43,80	2,45	6,05	
UAP 300	300	100	9,5	16,0	16,0	236	45,97	58,56	2,96	7,04	

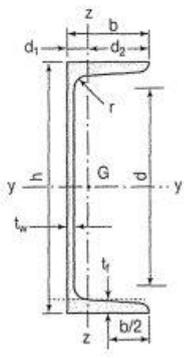
Annexe

Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques												
NORMES DE RÉFÉRENCE	Dimensions : NF A 45-255 Tolérances : NF A 45-255											
UAP (suite)												
	Caractéristiques de calcul											Moment d'inertie de torsion
	Profils	I_x	I_x/v_x	i_x	-	-	I_y	I_y/v_y	i_y	-	-	J
		I_y	$W_{el,y}$	i_y	$W_{pl,y}$	A_{vz}	I_z	$W_{el,z}$	i_z	$W_{pl,z}$	A_{vy}	I_t
		cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴
	UAP 80	107,13	26,78	3,17	31,87	4,51	21,33	7,38	1,41	13,70	7,20	1,90
	UAP 100	209,50	41,90	3,96	49,59	6,07	32,83	9,95	1,57	18,54	8,50	2,65
	UAP 130	459,56	70,70	5,12	83,51	8,52	51,34	13,78	1,71	25,64	10,45	4,15
	UAP 150	796,06	106,14	5,90	125,27	11,28	93,25	20,97	2,02	38,91	13,33	6,51
	UAP 175	1269,99	145,14	6,85	171,47	13,97	126,36	25,92	2,16	47,62	15,05	8,43
UAP 200	1945,85	194,59	7,80	230,12	16,97	169,69	32,13	2,30	58,49	17,25	11,24	
UAP 220	2709,93	246,36	8,64	289,90	18,83	222,31	39,68	2,48	72,78	20,00	14,40	
UAP 250	4136,42	330,91	9,72	391,76	23,89	295,44	48,87	2,60	87,94	22,95	20,38	
UAP 300	8170,18	544,68	11,81	639,31	30,64	562,07	79,88	3,10	146,23	32,00	36,30	

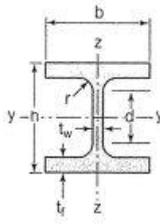
Annexe

Poutrelles												
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.											
UPN	 <p style="margin-left: 200px;">Inclinaison des ailes : $h \leq 300 : 8 \%$ $h > 300 : 5 \%$</p>											
	Profils	Dimensions							Masse par mètre	Aire de la section	Position du centre de gravité	
		h	b	a	e	r	r_1	h_1	P	A	d_1	$d_2 = v_y$
		h	b	t_w	t_f	r	r_1	d	P	A	d_1	$d_2 = v_z$
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	cm	cm
	UPN 80	80	45	6,0	8,0	8,0	4,00	47	8,7	11,0	1,45	3,05
	UPN 100	100	50	6,0	8,5	8,5	4,50	64	10,6	13,5	1,55	3,45
	UPN 120	120	55	7,0	9,0	9,0	4,50	82	13,3	17,0	1,61	3,89
	UPN 140	140	60	7,0	10,0	10,0	5,00	98	16,0	20,4	1,76	4,24
	UPN 160	160	65	7,5	10,5	10,5	5,50	116	18,9	24,0	1,84	4,66
	UPN 180	180	70	8,0	11,0	11,0	6,00	133	21,9	27,9	1,92	5,08
	UPN 200	200	75	8,5	11,5	11,5	6,50	151	25,2	32,2	2,01	5,49
	UPN 220	220	80	9,0	12,5	12,5	6,50	167	29,4	37,4	2,14	5,86
UPN 240	240	85	9,5	13,0	13,0	7,00	185	33,2	42,3	2,23	6,27	
UPN 260	260	90	10,0	14,0	14,0	7,50	201	37,9	48,3	2,36	6,64	
UPN 280	280	95	10,0	15,0	15,0	8,00	216	41,9	53,4	2,53	6,97	
UPN 300	300	100	10,0	16,0	16,0	8,00	231	46,1	58,8	2,70	7,30	

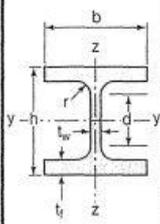
Annexe

Produits sidérurgiques - formes, dimensions, caractéristiques											
NORMES DE RÉFÉRENCE	Dimensions : NF A 45-202 Tolérances : NF A 45-210										
UPN (suite)	 <div style="margin-left: 200px;"> Inclinaison des ailes : h ≤ 300 : 8 % h > 300 : 5 % </div>										
	Caractéristiques de calcul										Moment d'inertie de torsion
	Profils	I_x	I_x/v_x	i_x	-	-	I_y	I_y/v_y	i_y	-	J
		I_y	$W_{el,y}$	i_y	$W_{pl,y}$	A_{vz}	I_z	$W_{el,z}$	i_z	$W_{pl,z}$	I_t
		cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ⁴
	UPN 80	106	26,5	3,1	31,8	5,10	19,4	6,4	1,33	12,1	2,16
	UPN 100	206	41,2	3,9	49,0	6,46	29,3	8,5	1,47	16,2	2,81
	UPN 120	364	60,7	4,6	72,6	8,80	43,2	11,1	1,59	21,2	4,15
	UPN 140	605	86,4	5,5	103,0	10,41	62,7	14,8	1,75	28,3	5,68
	UPN 160	925	116,0	6,2	138,0	12,60	85,3	18,3	1,89	35,2	7,39
	UPN 180	1350	150,0	7,0	179,0	15,09	114,0	22,4	2,02	42,9	9,55
	UPN 200	1910	191,0	7,7	228,0	17,71	148,0	27,0	2,14	51,8	11,90
	UPN 220	2690	245,0	8,5	292,0	20,62	197,0	33,6	2,30	64,1	16,00
UPN 240	3600	300,0	9,2	358,0	23,71	248,0	39,6	2,42	75,7	19,70	
UPN 260	4820	371,0	10,0	442,0	27,12	317,0	47,7	2,56	91,6	25,50	
UPN 280	6280	448,0	10,9	532,0	29,28	399,0	57,2	2,74	109,0	31,00	
UPN 300	8030	535,0	11,7	632,0	31,77	495,0	67,8	2,90	130,0	37,40	

Annexe

Poutrelles									
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.								
HEB		Dimensions						Masse par mètre	Aire de la section
		h	b	a	e	r	h ₁	P	A
		h	b	t _w	t _f	r	d	P	A
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²
HEB 100	100	100	6,0	10	12	56	20,4	26,0	
HEB 120	120	120	6,5	11	12	74	26,7	34,0	
HEB 140	140	140	7,0	12	12	92	33,7	43,0	
HEB 160	160	160	8,0	13	15	104	42,6	54,3	
HEB 180	180	180	8,5	14	15	122	51,2	65,3	
HEB 200	200	200	9,0	15	18	134	61,3	78,1	
HEB 220	220	220	9,5	16	18	152	71,5	91,0	
HEB 240	240	240	10,0	17	21	164	83,2	106,0	
HEB 260	260	260	10,0	17,5	24	177	93,0	118,4	
HEB 280	280	280	10,5	18	24	196	103,1	131,4	
HEB 300	300	300	11,0	19	27	208	117,0	149,1	
HEB 320	320	300	11,5	20,5	27	225	126,7	161,3	
HEB 340	340	300	12,0	21,5	27	243	134,2	170,9	
HEB 360	360	300	12,5	22,5	27	261	141,8	180,6	
HEB 400	400	300	13,5	24	27	298	155,3	197,8	
HEB 450	450	300	14,0	26	27	344	171,1	218,0	
HEB 500	500	300	14,5	28	27	390	187,3	238,6	
HEB 550	550	300	15,0	29	27	438	199,4	254,1	
HEB 600	600	300	15,5	30	27	486	211,9	270,0	
HEB 650	650	300	16,0	31	27	534	224,8	286,3	
HEB 700	700	300	17,0	32	27	582	240,5	306,4	
HEB 800	800	300	17,5	33	30	674	262,3	334,2	
HEB 900	900	300	18,5	35	30	770	291,5	371,3	
HEB 1000	1000	300	19,0	36	30	868	314,0	400,0	

Annexe

Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques												
NORMES DE RÉFÉRENCE	Dimensions : NF A 45-201 Tolérances : NF EN 10034											
HEB (suite)		Caractéristiques de calcul										Moment d'inertie de torsion
		I_x	I_x/V_x	i_x	-	-	I_y	I_y/V_y	i_y	-	-	J
		I_y	$W_{el,y}$	i_y	$W_{pl,y}$	A_{vz}	I_z	$W_{el,z}$	i_z	$W_{pl,z}$	A_{vy}	I_t
	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	
	HEB 100	449,5	89,9	4,16	104,2	9,0	167,2	33,4	2,53	51,4	21,1	9,25
	HEB 120	864,4	144,1	5,04	165,2	11,0	317,4	52,9	3,06	81,0	27,6	13,84
	HEB 140	1509,2	215,6	5,93	245,4	13,1	549,5	78,5	3,58	119,8	34,9	20,06
	HEB 160	2492,0	311,5	6,78	354,0	17,6	889,0	111,1	4,05	170,0	43,4	31,24
	HEB 180	3831,1	425,7	7,66	481,4	20,2	1362,5	151,4	4,57	231,0	52,4	42,16
	HEB 200	5696,2	569,6	8,54	642,5	24,8	2002,9	200,3	5,06	305,8	62,4	59,28
	HEB 220	8091,0	735,5	9,43	827,0	27,9	2842,7	258,4	5,59	393,9	73,0	76,57
	HEB 240	11259,3	938,3	10,31	1053,1	33,2	3921,9	326,8	6,08	498,4	84,7	102,69
	HEB 260	14919,4	1147,6	11,22	1282,9	37,6	5134,0	394,9	6,58	602,2	94,4	123,78
	HEB 280	19270,3	1376,4	12,11	1534,4	41,1	6593,7	471,0	7,08	717,6	104,4	143,72
	HEB 300	25165,7	1677,7	12,99	1868,7	47,4	8562,1	570,8	7,58	870,1	118,2	185,05
	HEB 320	30823,5	1926,5	13,82	2149,2	51,8	9237,7	615,8	7,57	939,1	127,4	225,07
	HEB 340	36656,4	2156,3	14,65	2408,1	56,1	9688,5	645,9	7,53	985,7	133,7	257,20
	HEB 360	43193,5	2399,6	15,46	2683,0	60,6	10139,4	676,0	7,49	1032,5	139,9	292,45
	HEB 400	57680,5	2884,0	17,08	3231,7	70,0	10816,5	721,1	7,40	1104,0	149,5	355,75
	HEB 450	79887,6	3550,6	19,14	3982,4	79,7	11718,4	781,2	7,33	1197,7	161,7	440,48
	HEB 500	107175,8	4287,0	21,19	4814,6	89,8	12620,6	814,4	7,27	1291,6	174,0	538,44
	HEB 550	136690,9	4970,6	23,20	5590,6	100,1	13073,2	871,5	7,17	1341,1	180,3	600,33
	HEB 600	171041,1	5701,4	25,17	6425,1	110,8	13526,1	901,7	7,08	1391,1	186,6	667,18
	HEB 650	210616,1	6480,5	27,12	7319,9	122,0	13979,4	932,0	6,99	1441,4	192,9	739,20
	HEB 700	256888,4	7339,7	28,96	8327,1	137,1	14435,4	962,4	6,86	1495,0	199,5	830,94
HEB 800	359083,6	8977,1	32,78	10228,7	161,8	14896,9	993,1	6,68	1553,1	206,3	946,02	
HEB 900	494064,7	10979,2	36,48	12584,1	188,8	15808,0	1053,9	6,53	1658,3	219,0	1137,47	
HEB 1000	644748,3	12895,0	40,15	14855,1	212,5	16267,3	1084,5	6,38	1716,3	225,3	1254,42	

