

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHESCIENTIFIQUE



UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA

Département de génie civil
Faculté de technologie

MEMOIRE DU PROJET DE FIN D'ETUDES

Pour l'obtention du diplôme de master en Génie Civil

Option : Constructions Métalliques et Mixtes

Thème

**ETUDE D'UN BATIMENT RDC+9 ÉTAGES+SS EN CHARPENTE
METALLIQUE (HABITATION+SERVICE) CONTREVENTÉ
PAR DES PALÉES DE STABILITÉ**

Soutenu par :

Nourelhouda Marwa ELBAR

Oussama Saadi HANOUS

Encadré par :

Mr. Abdessamed AZZAZ-RAHMANI

Blida, septembre 2022

الملخص

في إطار التحضير لمناقشة مذكرة نهاية الدراسة قمنا بدراسة بناية ذات بنية حديدية متكونة من طابق أرضي و 9 طوابق (متعددة الإستخدامات) + طابق تحت الأرض . هذه البناية تقع في ولاية الجزائر المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم III وفقا لـ RPA99 إصدار 2003.

قياس الأبعاد و إختيار مختلف العناصر المشكلة للبناية صمم وفقا للمعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر: (RPA99 ;2003 ;BAEL91 ;EC3 ;CCM97)

الدراسة الديناميكية تمت وفق الطرق الرقمية بإستعمال برنامج :Autodesk robot structural Analysis 21. و أخيرا قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية وهذا بحساب الأساسات وفقا لتوصيات تقرير التربة.

Résumé

Dans le cadre de notre projet de fin d'études, nous avons étudié une structure métallique R+9 étages (usage multiples) + 1s/sol. Cet immeuble est implanté dans la wilaya d'Alger, classée selon le RPA99 version 2003 comme zone de forte sismicité (zone III).

Le dimensionnement et le choix des éléments résistants du bâtiment ont été effectué conformément aux règlements algériens : (RPA99 2003 ; CCM97 ; EC3 ; BAEL91).

L'étude dynamique a été établie suivant la méthode numérique en utilisant le logiciel : Autodesk robot structural Analysis 21. Finalement, nous avons étudié l'infrastructure et calculé les fondations adéquates en se basant sur les résultats du rapport de sol.

Abstract

As part of our end-of-studies project, we studied a metal structure R+9 floors (multiple use) + ground floor. This building is located in the wilaya of Algiers, classified according to the RPA99 version 2003 as a zone of high seismicity (zone III).

The dimensioning and the choice of the resistant elements of this building was carried out in accordance with the Algerian regulations : (RPA99 2003 ; CCM97 ; EC3 ; BAEL91).

The dynamique study was established using the numerical method using the software : Autodesk robot structural Analysis 21. Finally, we studied the infrastructure and calculated the appropriate fondations based on the results of the ground's report.

Dédicace

Je dédie ce projet :

À ma très chère maman

Aucune expression ne saurait exprimer mon amour, ma gratitude pour les sacrifices dont tu as consenti pour mon instruction et mon bien-être. Je te remercie pour tout le soutien, la force et l'amour que tu as porté pour moi depuis mon enfance, sans toi je ne serai jamais où j'en suis aujourd'hui.

À mes chers frères Zakaria et Nadir, ma sœur Manel

Votre soutien m'est indispensable, je vous remercie pour chaque mot constructif, chaque conseil tout au long de mon travail et ma vie.

À ma petite nièce et mon petit neveux « Nelia et Adam ».

À mon cher binôme, « Oussama », pour tous ses efforts, son soutien, sa patience et toutes ces années passées ensemble.

À mes chers amis « Mahmoud, Sawab, Ishak » qui ont toujours été présents et m'ont soutenu dans les moments difficiles et qui sans eux ma vie ne serait pas la même.

Et je clôture tout ça par une mention particulière à ma grande famille « Bouzouidja », ma cher tante et mes chers oncles en particulier pour leur présence et soutien inconditionnel durant les moments les plus difficiles de ma vie, leurs conseils et tout ce qui m'ont apporté de positif.

NOURELHOUDA

Dédicace

Je dédie ce projet :

À mes très chers parents

Aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect ; mon amour éternel et ma considération pour les sacrifices dont vous avez consenti pour mon instruction et mon bien-être.

Je vous remercie pour tout le soutien et l'amour que vous me portez depuis mon enfance et j'espère que votre bénédiction m'accompagne.

À mes chères sœurs

Votre présence m'est un grand support, je vous remercie pour tout.

À mon cher binôme, « Nour », pour tous son travail, sa patience et tous ces moments passés ensemble.

À mes chers amis « Mahmoud, Ishak » qui m'ont aidé et supporté dans les moments difficiles.

OUSSAMA

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 : Diagramme Contrainte-Déformation	7
Figure 1.2 : Composition d'un plancher courant	8
Figure 1.3 : Composition d'un plancher terrasse	8
Figure 1.4 : Les dimensions de briques utilisés	9
Figure 1.5 : Escaliers en acier	9
Figure 2.1 : Hauteur de référence Z_e	14
Figure 2.2 : Hauteur de référence Z_e et profil correspondant de la pression dynamique.	15
Figure 2.3 : Répartition de la pression dynamique sens (V1) et (V2).	15
Figure 2.4 : Construction verticale (bâtiment).....	16
Figure 2.5 : Légende pour les parois verticales -sens V1-.....	21
Figure 2.6 : Valeurs des C_{pe} pour les parois verticales-sens V1-.....	22
Figure 2.7 : Légende pour les parois verticales -sens V2-.....	22
Figure 2.8 : Valeurs des C_{pe} pour les parois verticales-sens V2-.	23
Figure 2.9 : Légende pour les toitures plates	24
Figure 2.10 : coefficients de pression intérieure C_{pi} des bâtiments sans face dominante.....	27
Figure 3.1 : Représentation en 3D d'un plancher collaborant.	32
Figure 3.2 : Représentation de la plus grande dalle.	33
Figure 3.3 : Largeur effective de la dalle.....	39
Figure 3.4 : Le poteau central.....	58
Figure 3.5 : Loi de dégression de la surcharge d'exploitation.....	59
Figure 3.6 : Axe de flambement.	62
Figure 4.1 : Dimension de l'acrotère.	65
Figure 4.2 : Sollicitations de l'acrotère	66
Figure 4.3 : Diagrammes des efforts à L'ELU	67
Figure 4.4 : Section de calcul de l'acrotère.	68
Figure 4.5 : Ferrailage de l'acrotère.	72
Figure 4.6 : Constituant d'un escalier.....	72
Figure 4.7 : Vue en plan et schéma statique de l'escalier.....	73
Figure 4.8 : Charges revenant au limon.....	74
Figure 4.9 : Schéma statique de la poutre palière.....	76
Figure 5.1 : Spectre de réponse	82
Figure 5.2 : Modèle final 'Vu en 3D'	83

Figure 6.1 : Phénomène de flambement	91
Figure 6.2 : Phénomènes de déversement	91
Figure 6.3 : Rigidité de poteau à vérifier	93
Figure 6.4 : Schéma statique de la poutre principale (terrasse)	98
Figure 6.5 : formes de contreventement	101
Figure 7.1 : Assemblage poteau HEA550 - poutre IPE400.	107
Figure 7.2 : Disposition constructive des boulons. (Assemblage poteau - poutre).....	108
Figure 7.3 : Assemblage soudé poutres –platine	112
Figure 7.4 : Assemblage poutre HEA400 - Solive IPE 120.	114
Figure 7.5 : Disposition constructive des boulons. (Assemblage poutre - solive).....	115
Figure 8.1 : Dimensions de la semelle isolée.	121
Figure 8.2 : Schéma de la semelle filante.	122
Figure 8.3 : Schéma de ferrailage file 1	129
Figure 8.4 : Schéma de ferrailage file 2	130
Figure 8.5 : Schéma de ferrailage file 3	130
Figure 8.6 : Schéma d'un voile périphérique.	131
Figure 8.7 : Ferrailage du voile périphérique sens x-x.	136
Figure 8.8 : Ferrailage du voile périphérique sens y-y.	136

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1 : Caractéristique des nuances d'acier	5
Tableau 1.2 : Caractéristiques mécaniques.....	6
Tableau 2.1 : Définition catégorie de terrain.	12
Tableau 2.2 : Valeurs de pression dynamique de point q_p sens V1.....	14
Tableau 2.3 : Valeurs de pression dynamique de point q_p sens V2.....	15
Tableau 2.4 : Valeurs de coefficient dynamique	20
Tableau 2.5 : surfaces des zones 'paroi verticale-sens V1-.....	21
Tableau 2.6 : Cpe pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire -sensV1-.....	22
Tableau 2.7 : surfaces des zones 'paroi verticale-sens V2-.....	23
Tableau 2.8 : Cpe pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire –sensV2-.....	23
Tableau 2.9 : les surfaces parois horizontales sens V1	24
Tableau 2.10 : Cpe pour les parois horizontales de bâtiments à base rectangulaire -sens V1-.....	25
Tableau 2.11 : Les surfaces parois horizontales sens V2.....	25
Tableau 2.12 : Cpe pour les parois horizontales de bâtiments à base rectangulaire -sens V2.....	25
Tableau 2.13 : Surface des ouvertures dans la face de la toiture.....	26
Tableau 2.14 : Surface des ouvertures dans la face dominante.....	27
Tableau 2.15 : Les valeurs de pression $W(z_j)$ [N/m ²] paroi verticale sens V1.....	28
Tableau 2.16 : Les valeurs de pression $W(z_j)$ [N/m ²] paroi verticale sens V2.....	29
Tableau 2.17 : Les valeurs de pression $W(z_j)$ [N/m ²] toiture plate sens V1.....	29
Tableau 2.18 : Les valeurs de pression $W(z_j)$ [N/m ²] toiture plate sens V2.....	30
Tableau 3.1 : Charge permanente d'un plancher courant.....	33
Tableau 3.2 : Charge permanente d'un plancher terrasse.....	34
Tableau 3.3 : Caractéristiques du profilé IPE 180	35
Tableau 3.4 : Caractéristiques du profilé IPE 120	36
Tableau 3.5 : Les vérifications de la phase finale (solives plancher courant 'Habitation').....	44
Tableau 3.6 : Les vérifications de la phase finale (solives plancher courant 'Service').....	46
Tableau 3.7 : Caractéristiques du profilé IPE 270.....	47
Tableau 3.8 : Les vérifications du la phase finale (Poutre.P plancher courant 'Habitation').....	56
Tableau 3.9 : Les vérifications du la phase finale (Poutre.P plancher courant 'Service').....	57
Tableau 3.10 : La descente des charges (les poteaux centraux).....	60
Tableau 3.11 : Choix des poteaux.....	61
Tableau 3.12 : Valeur de coefficient d'imperfection.....	61
Tableau 3.13 : Vérification de flambement des poteaux de niveaux terrasse au 9 ^{ème} étage.....	62
Tableau 3.14 : Choix final des poteaux.....	63

Tableau 5.1 : Valeur de facteur de qualité.....	81
Tableau 5.2 : Périodes et facteurs de participation massique du modèle Initial	82
Tableau 5.3 : Périodes et facteurs de participation massique du modèle finale.....	84
Tableau 5.4 : Vérification des déplacements inter étages du 2 ^{ème} modèle	87
Tableau 5.5 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ (les effets du second ordre)	88
Tableau 6.1 : Efforts internes des poteaux sous Nmax pour chaque niveau.	93
Tableau 6.2 : Vérifications au flambement par flexion.....	94
Tableau 6.3 : Efforts internes des poteaux sous My max pour chaque niveau.	94
Tableau 6.4 : Vérifications au flambement par flexion.....	95
Tableau 6.5 : Efforts internes des poteaux sous Mz max pour chaque niveau.	95
Tableau 6.6 : Vérifications au flambement par flexion.....	96
Tableau 6.7 : Choix final des poteaux.....	97
Tableau 6.8 : Vérification de la résistance à la flexion de la poutre.P (Habitation).....	99
Tableau 6.9 : Vérification de l'effort tranchant de la poutre.P (Habitation)	100
Tableau 6.10 : Vérification de la résistance à la flexion de la poutre.P (Service)	100
Tableau 6.11 : Vérification de l'effort tranchant de la poutre.P (Service)	100
Tableau 6.12 : Caractéristique géométrique et mécanique de UPN 240.	101
Tableau 7.1 : Caractéristiques des boulons	105
Tableau 7.2 : Jeux des trous en fonction de diamètre des boulons	106
Tableau 7.3 : Les caractéristiques du profilé (HEA550 – IPE400).....	106
Tableau 7.4 : Valeur de facteur de corrélation.....	112
Tableau 7.5 : Les caractéristiques du profilé (IPE400 – IPE120).....	113
Tableau 8.1 : Sections des semelles filantes.....	123
Tableau 8.2 : Les dimensions de la dalle des semelles filantes.	123
Tableau 8.3 : Les dimensions des nervures.	124
Tableau 8.4 : Vérification des contraintes.....	125
Tableau 8.5 : Ferrailage des dalles des semelles filantes.	126
Tableau 8.6 : Choix des armatures.....	126
Tableau 8.7 : Ferrailage des nervures (condition de non fragilité)	127
Tableau 8.8 : Ferrailage des nervures.	127
Tableau 8.9 : Choix des armatures.....	127
Tableau 8.10 : Vérification des contraintes de la nervure à l'ELS	128
Tableau 8.11 : Vérification des contraintes de la nervure à l'ELS après redimensionnement.	128
Tableau 8.12 : Ferrailage transversal des nervures.	129
Tableau 8.13 : Armatures de peau.	129
Tableau 8.14 : Ferrailage du voile périphérique.	133
Tableau 8.15 : Vérification des contraintes.	135
Tableau 8.16 : Vérification des contraintes après redimensionnement.	135

LISTE DES SYMBOLES

A	Section brute d'une pièce.
A_w	Section de l'âme.
A_p	Surface portante.
A_s	Aire de la Section résistante à la traction du boulon.
E	Module d'élasticité longitudinale.
F	Force en générale.
F_p	Force de calcul précontraint.
F_s	Résistance d'un boulon au glissement.
F_{trd}	Résistance d'un boulon en traction.
F_{brd}	Résistance a la pression diamétrale.
G	Charge permanente.
I	Moment d'inertie.
k_c	Coefficient de Rigidité poteaux.
k_{ij}	Coefficients de Rigidités des poutres.
k_y	Coefficient de flambement- flexion.
L	Longueur.
M_{sd}	Moment fléchissant.
M_{Rd}	Moment résistant par unité de longueur dans la plaque d'assise.
M_{pl}	Moment plastique.
M_{cr}	Moment critique.
N_{sd}	Effort normal.

N_{tsd} Effort normal de traction.

N_{csd} Effort normal de compression.

N_{pl} Effort normal plastique.

N_u Effort normal ultime.

N_j Force d'adhérence avec le béton.

Q Charge d'exploitation.

W_{pl} Module de résistance plastique.

W_{el} Module de résistance élastique.

b Largeur de l'âme.

b_{eff} Largeur efficace.

d_0 Diamètre de perçage des trous de boulon.

f Flèche d'une poutre.

f_y Limite d'élasticité d'un acier.

f_{yb} Limite d'élasticité d'un boulon.

f_u Contrainte de rupture d'une pièce.

f_{ub} Contrainte de rupture d'un boulon.

f_{ck} Résistance caractéristique en compression sur cylindre du béton.

f_j Résistance de contact de la liaison.

h Hauteur.

i Rayon de giration.

k Facteur de longueur.

k_s Coefficient fonction de la dimension des trous de perçage.

k_j Facteur de concentration.

n Nombre de boulons.

m Nombre de plants de cisaillement.

r_c Rayon de raccordement âme /semelle du poteau.

t_w Épaisseur de l'âme.

t_f Épaisseur de la semelle.

t_{wc} Épaisseur âme poteau.

t_{fc} Épaisseur âme semelle.

t_p Épaisseur platine.

χ Coefficient de réduction de flambement.

β_w Facteur de corrélation.

β_M Facteur de moment uniforme équivalent.

β_j Coefficient relatif a la liaison.

λ Elancement.

α Facteur d'imperfection.

ε Coefficient de réduction élastique de l'acier

η Facteurs de distribution.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE	1
------------------------------------	----------

CHAPITRE 1 : Généralités

1	Introduction.....	3
1.1	Avantages et inconvénients des constructions métalliques	3
1.1.1	Les avantages	3
1.1.2	Les inconvénients.....	4
2	Présentation de l'ouvrage.....	4
2.1	Données géométriques de l'ouvrage	5
3	Matériaux utilisés	5
3.1	Acier.....	5
3.2	Béton	6
3.2.1	Résistance de béton	6
3.3	Assemblages.....	7
4	Conception structurelle	7
4.1	Structure horizontale.....	7
4.1.1	Plancher courant.....	8
4.1.2	Plancher terrasse	8
4.2	Structure verticale.....	9
4.3	Les escaliers	9

CHAPITRE 2 : Etude climatique

1	Introduction.....	11
2	Étude de la neige	11
2.1	Calcul des charges de la neige « S »	11
3	Etude du vent.....	12
3.1	Introduction.....	12
3.2	Principe du DTR RNV (version 2013).....	12
3.3	Données relatives au site.....	12
3.3.1	Catégorie du terrain.....	12
3.3.2	Zone du vent	13
3.4	Pression dynamique de pointe.....	13
3.5	Coefficient d'exposition au vent	13
3.5.1	Le coefficient de rugosité.....	13
3.5.2	Intensité de turbulence	14
3.6	Détermination du coefficient dynamique 'Cd'	16

3.7	Calcul de la pression due au vent.....	20
-----	--	----

CHAPITRE 3 : Pré-dimensionnement des éléments principaux

1	Introduction.....	32
2	Etude du plancher mixte.....	32
2.1	Espacement des solives.....	33
2.2	Estimation des charges et surcharges.....	33
2.3	Pré-dimensionnement des solives.....	34
2.3.1	Pré-dimensionnement des solives de plancher (TERRASSE).....	34
2.3.2	Pré-dimensionnement des solives de plancher courant (HABITATION).....	43
2.3.3	Pré-dimensionnement des solives de plancher courant (SERVICE).....	45
2.4	Pré-dimensionnement des poutres porteuses.....	47
2.4.1	Pré-dimensionnement de la poutre principale (terrasse).....	47
2.4.2	Pré-dimensionnement de la poutre principale de plancher courant (habitation).....	55
2.4.3	Pré-dimensionnement de la poutre principale de plancher courant (service).....	56
3	Pré-dimensionnement des poteaux.....	58

CHAPITRE 4 : Etude des éléments secondaires

1	Acrotère.....	65
1.1	Introduction.....	65
1.2	Calcul des charges Sollicitant L'acrotère.....	65
1.2.1	Principe De Calcul.....	65
1.2.2	Evaluation des charges.....	66
1.3	Calcul de force sismique.....	66
1.4	Calcul des efforts.....	67
1.5	Ferraillage de la Section de l'acrotère.....	67
1.6	Vérification de la section d'acier selon « BAEL 91Modifié 99 ».....	69
1.6.1	Armatures de répartitions.....	69
1.6.2	Vérification à l'E.L.S.....	70
1.6.3	Vérification des contraintes.....	71
1.6.4	Vérification de l'effort tranchant.....	71
2	Escalier métallique.....	72
2.1	Introduction.....	72
2.2	Choix des dimensions.....	73
2.3	Dimensionnement des limons.....	74
2.3.1	Evaluation des charges.....	74

2.3.2	Dimensionnement	74
2.4	Dimensionnement de la cornière de marche	75
2.5	Dimensionnement de la poutre palière.....	76

CHAPITRE 5 : Etude dynamique

1	Introduction.....	79
2	Objectifs de l'étude sismique.....	79
3	Critères de classification par le RPA99version2003.....	79
4	Principe de la méthode modale spectrale.....	79
5	Procédure de calcul.....	82
5.1	Vérification de la structure.....	84
5.1.1	Vérification de la période fondamentale de la structure.....	84
5.1.2	Vérification de la force sismique à la base.....	85
5.1.3	Vérification des déplacements inter étage.....	86
5.1.4	Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	87
5.1.5	Justification du choix de coefficient R.....	88

CHAPITRE 6 : Vérification des éléments de l'ossature

1	Introduction.....	91
2	Vérification des poteaux.....	92
2.1	Vérification des poteaux vis-à-vis le flambement.....	92
2.1.1	Les étapes de vérification du flambement.....	92
2.1.2	La longueur de flambement.....	92
2.1.3	Les vérifications.....	93
2.2	Vérification des poteaux vis-à-vis du déversement.....	96
2.2.1	Combinaisons des charges.....	96
2.2.2	Étapes de vérification de déversement.....	96
2.2.3	Les vérifications.....	97
3	Vérification de poutre principale.....	98
3.1	Poutre principale (terrasse).....	98
3.2	Poutre principale (Habitation).....	99
3.3	Poutre principale (Service).....	100
4	Vérification des contreventements.....	101
4.1	Vérification des contreventements (Sens x).....	101
4.1.1	Vérification à la traction.....	101
4.1.2	Vérification à la compression.....	102

CHAPITRE 7 : Les Assemblages

1	Introduction.....	105
1.1	Les différents types d'assemblages.....	105
1.2	Choix d'un type d'assemblage.....	105
1.3	Modes de fixations	105
2	Assemblage poteau-poutre	106
2.1	Données de calcul	106
2.1.1	Dimensions de la platine	107
2.1.2	Choix de diamètre du boulon	107
2.1.3	Disposition constructive des boulons.....	107
2.2	Détermination des efforts dans les boulons.....	108
2.2.1	Vérification de la résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant	109
2.2.2	Vérification de Moment résistant effectif de l'assemblage	110
2.3	Résistance de l'âme du poteau en traction	110
2.4	Résistance de l'âme de poteau en compression.....	111
2.5	Résistance de l'âme de poteau au cisaillement	111
2.6	Vérification de la soudure	112
2.6.1	Calcul de l'épaisseur du cordon sur la semelle	112
2.6.2	Calcul de l'épaisseur du cordon sur l'âme	112
2.6.3	Vérification de l'effet du moment M et l'effort normal N	112
2.6.4	Vérification de l'effet de l'effort tranchant V et l'effort normal N	113
3	Assemblage poutre - solive	113
3.1	Données de calcul	114
3.2	Dimensionnement de l'assemblage	114
3.2.1	Choix du diamètre des boulons	114
3.2.2	Disposition constructive des boulons.....	115
3.2.3	Résistance des boulons au cisaillement (Côté de la poutre portée).....	115
3.2.4	Résistance des boulons au cisaillement (Côté de la poutre porteuse)	116
3.2.5	Résistance des cornières au cisaillement.....	116
3.2.6	Résistance des cornières à la pression diamétrale (Côté de la poutre portée)	117
3.2.7	Résistance des cornières à la pression diamétrale (Côté de la poutre porteuse).....	117
3.2.8	Vérification de la poutre principale à la pression diamétrale	117

CHAPITRE 8 : Etude de l'infrastructure

1	Les fondation.....	120
1.1	Introduction.....	120
1.2	Fonctions assurées par les fondations	120
1.3	Classification des fondations	120
1.4	Choix de type de fondation	120
1.5	Calcul des fondations.....	121
1.6	Choix de type de semelle	121
1.6.1	Semelles isolées	121
1.6.2	Semelles filantes	122
1.6.2.1	Pré-dimensionnement de la semelle filante.....	123
1.6.2.2	Vérifications nécessaires.....	124
1.6.2.3	Ferraillage des femelles filantes.....	125
1.6.2.4	Vérification vis-à-vis l'ELS	127
1.7	Schémas de ferraillage.....	129
2	Voile périphérique	130
2.1	Introduction.....	130
2.2	Pré dimensionnement.....	131
2.3	Evaluation des charges.....	131
2.4	Effort dans le voile périphérique.....	132
2.5	Condition exigée par le RPA99 version 2003.....	133
2.6	Condition de non fragilité.....	133
2.7	Vérification de l'effort tranchant.....	134
2.8	Vérification à l'ELS.....	134
2.9	Schémas de ferraillage.....	136
	CONCLUSION GENERALE	137

Introduction générale

Depuis l'industrialisation de l'acier en 1750, l'évolution du domaine de la construction en charpente métallique a été très rapide, le premier pont métallique a été réalisé à peine 30 ans après (1779) en Angleterre, dans ce même pays le premier bâtiment en charpente métallique a été construit en système poteaux-poutres. Par la suite l'utilisation de la charpente métallique a été entendue dans le monde et utilisée dans pratiquement tous les domaines de construction en génie civil (bâtiments, ouvrages spéciaux (ponts, silos...), ouvrages de soutènements ...).

De nos jours, l'évolution de l'informatique en termes de logiciels et rapidité de traitement ne cesse de croître permettant une meilleure analyse du comportement des structures sous tout types de sollicitations.

Dans ce contexte, notre projet de fin d'étude consiste à étudier un bâtiment (R+9) en charpente métallique à usage multiple situé à Ain Naadja wilaya d'Alger, zone de forte sismicité selon le règlement parasismique algérien (RPA99/V 2003).

L'étude technique complète de dimensionnement et de vérification pour notre bâtiment sera menée selon les étapes suivantes :

- La présentation de notre projet ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux qui sont utilisés dans la réalisation.
- Une étude climatique.
- L'évaluation des charges et des surcharges, afin de pouvoir procéder au pré-dimensionnement des différents éléments de la structure.
- L'étude des éléments secondaires.
- L'étude dynamique du bâtiment qui sera réalisée par la modélisation et l'analyse de la structure à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis. A partir des efforts obtenus, nous allons vérifier l'ossature en charpente métallique vis-à-vis les phénomènes d'instabilité tel que (le flambement et le déversement), ainsi que traiter les différents assemblages des éléments de la structure. Enfin, nous entamerons l'étude de fondation.
- La clôture de ce mémoire par une conclusion générale.

CHAPITRE 1

- Généralités

1. Introduction :

Dans le génie civil en général, lors de la conception on doit fournir au maître de l'ouvrage la construction qui répond à ses exigences d'utilisation avec ça. On doit garantir à l'utilisateur un niveau de sécurité adéquat.

L'ingénieur et l'architecte sont alors responsables de définir une marge de sécurité acceptable pour la structure. Dressée sur la base du règlement de calcul en vigueur et d'un plan d'exploitation de la structure envisagée, la conception doit tenir compte des avantages et des inconvénients de la construction en charpente métallique.

1.1 Avantages et inconvénients des constructions métalliques : [1]

1.1.1 Les avantages :

- **La capacité portante** : elle est due à la résistance élevée que donne l'acier sous les différentes sollicitations
- **La haute sécurité** : La résistance et la ductilité qui caractérisent l'acier permet aux constructions métalliques d'être sécurisées face à quelques catastrophes.
- **La légèreté** : Elle est due à des éléments porteurs de section moins compacts et moins lourds. Sachant que la légèreté d'une structure est doublement bénéfique : premièrement sur la portance du sol d'assise et deuxièmement sur la minimisation des forces d'inertie horizontales dues aux séismes.
- **Souplesse de conception** : les trois avantages précédents permettent aux concepteurs une meilleure possibilité de gérer l'espace disponible pour la construction. Cette possibilité due essentiellement à un nombre limité de poteaux et des poutres à grandes portées.
- **L'imperméabilité et l'étanchéité** : Le bardage des constructions métalliques est généralement assuré par des matériaux étanches (acier, verre ...). L'isolation thermique et phonique est assurée par des panneaux sandwichs qui sont bourrés de matériaux thermiquement isolants.
- **Exécution et montage** : au chantier, le montage des éléments de la charpente métallique ne nécessite ni des coffrages ni des étais.
- **Démontrabilité et transformation** : parmi les avantages d'une construction en charpente métallique est de pouvoir la transporter d'un site et la replanter dans un autre, en démantelant la structure initiale et la remontant dans l'endroit voulu avec prise en considération des effets sismiques du nouveau site.

1.1.2 Les inconvénients :

- **Le cout** : la conception des composants de l'ossature métallique doit être conduite pour une meilleure optimisation sur la base du poids et d'une standardisation du maximum du nombre de profils et d'assemblages différents. Enumérons en ce qui suit quelque conséquence du non standardisation :
 - Les études d'exécution ou de calcul des assemblages vont être beaucoup plus longues, par conséquent plus coûteuses.
 - Les achats d'acier ne vont pas être optimisés du fait d'un grand nombre de profils différents à commander en plus petites quantités.
 - Les fabrications seront plus complexes donc plus coûteuses du fait de nombreux raidisseurs ou renforcements à réaliser ponctuellement.
- **La résistance au feu** : en effet, on reproche à l'acier d'avoir un mauvais comportement et de s'écrouler rapidement sous l'action du feu car au-dessus de la température ambiante, la limite d'élasticité et module d'élasticité de l'acier diminuent, ce qui rend les structures métalliques plus fragile vis-à-vis le feu.
- **La Corrodabilité** : face à la corrosion atmosphérique l'aspect extérieur de l'acier se dégrade d'une manière visible et si le phénomène prend une ampleur importante le rendement mécanique de l'acier diminue. Pour cela les aciers courants peuvent être protégés contre l'agression de la corrosion atmosphérique par des revêtements de divers types adaptés aux conditions d'emplois.

2. Présentation de l'ouvrage :

Dans le cadre de notre projet de fin d'études, le travail consiste en la conception et le calcul d'un bâtiment **R+9** à usage multiple (habitation + services) + sous-sol avec une terrasse inaccessible, contreventé par des palées de stabilités.

L'ouvrage est supposé être implanté dans la commune de Ain Naadja « willaya d'Alger », classé selon le RPA99/V2003 comme une zone de forte sismicité (zone III) et par le RNV99 en zone I de vent, zone B de neige.

2.1 Données géométriques de l'ouvrage :

Dimensions en plan :

Longueur totale..... 19.30 m

Largeur totale..... 11.25 m

Dimension en élévation :

Hauteur totale 35.36 m

Hauteur de RDC et 1^{er} étage..... 4.08 m

Hauteur de 2^{eme} étage au 9^{eme} étage 3.40 m

Hauteur sous-sol 4 m

3. Matériaux utilisés :

3.1 Acier :

Les caractéristiques mécaniques des différentes nuances d'acier sont les suivantes :

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

Tableau 1.1 : Caractéristique des nuances d'acier.

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

- La résistance à la traction : $f_u = 430$ MPa
- La limite élastique : $f_y = 275$ MPa.
- Le module de Young : $E = 210\,000$ Mpa
- Le coefficient de poisson : $\nu = 0,3$.
- Module de cisaillement : $G = E/(2(1+\nu)) = 81\,000$ MPa

- **Acier pour le ferrailage :**

Pour le ferrailage en utilisé des armatures et des treillis soudés de type HA dont les caractéristiques :

- Module d'élasticité longitudinale : $E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ MPa}$
- Contrainte limites d'élasticité : $f_e = 500 \text{ MPa}$

- **Caractéristiques mécaniques :**

Tableau 1.2 : Caractéristiques mécaniques

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

3.2 Béton :

- Le béton utilisé est dosé à **350kg/ m³**.
- Béton de propreté est dosé à **150 kg/m³**.

3.2.1 Résistance de béton :

- **Caractéristiques du béton :**

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

- La résistance à la compression à 28 jours : $f_{c 28} = 25 \text{ MPa}$
- La résistance à la traction à 28 jours est déduite de celle de
- Compression par la relation : $f_{t 28} = 0,6 + 0,06 f_{c 28}$

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

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec : $\gamma_b = 1,5$ action durable

$\gamma_b = 1,15$ action accidentelle

La contrainte limites de service est donner par : $\sigma' = 0,6 f_{c 28}$

Le coefficient de poisson selon BAEL, les valeurs sont :

A l'ELU : $\nu = 0$

A l'ELS : $\nu = 0,2$

- **Contraintes limites :**

- **Etat limite ultime :**

La contrainte admissible à l'ELU a pour valeur :

En cas de situations accidentelles $\sigma_{st} = 400 \text{ MPa}$

En cas de situations normales $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$

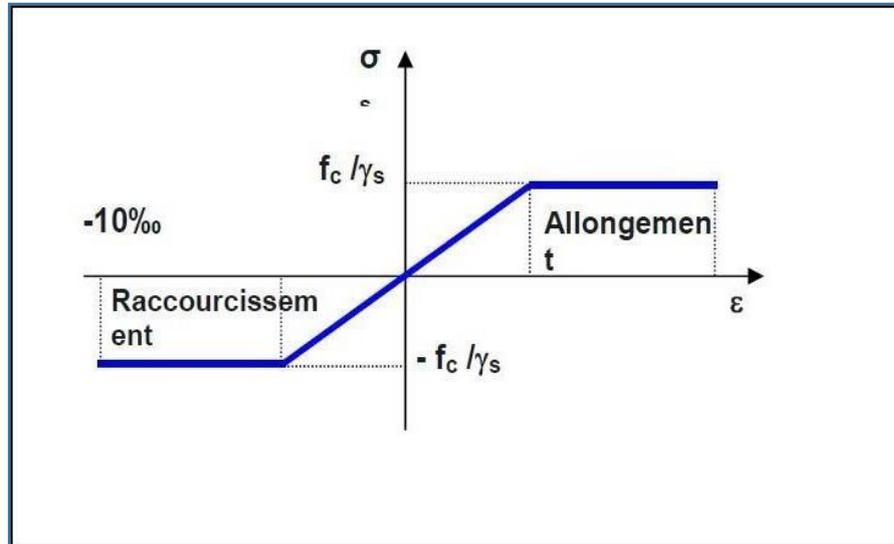


Figure 1.1 : Diagramme Contrainte-Déformation

- Etat limite de service :

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

Fissuration peu nuisible : pas de limitation.

Fissuration préjudiciable : $\sigma \leq \sigma_{st} = \min (2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f t j})$.

Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \sigma_{bc} = \min (1/2 f_e, \sqrt{90 \eta f t j})$.

Avec : η : Coefficient de fissuration

$\eta = 1$ Pour l'acier rond lisse

$\eta = 1,6$ Pour l'acier HA

3.3 Assemblages :

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

Boulons à haute résistance.

Soudage dont la caractéristique mécanique est au moins équivalente à celles des nuances d'acier utilisées.

4. Conception structurelle :

4.1 Structure horizontale :

La structure horizontale désigne les planchers : courants et terrasse.

4.1.1 Plancher courant :

Dans notre projet les planchers courant sont mixtes à dalle collaborante dont la composition est illustrée dans la figure ci-dessous :

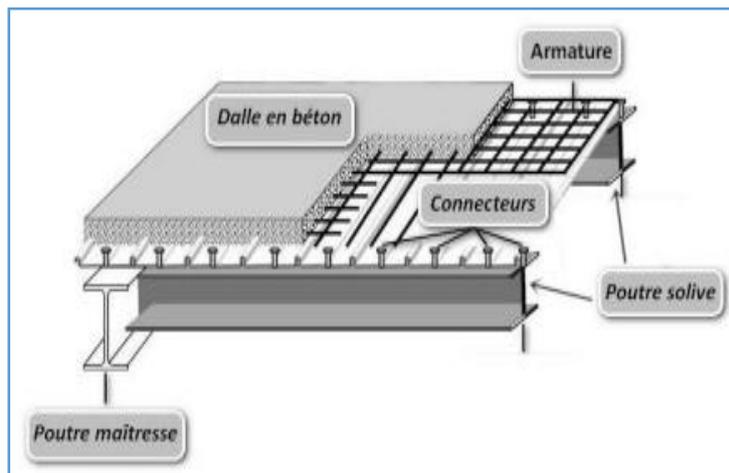


Figure 1.2 : Composition d'un plancher courant.

4.1.2 Plancher terrasse :

Les planchers terrasses sont identiques aux plancher courants, sauf pour la partie supérieure qui est composée de couches supplémentaires :

- Etanchéité
- Gravillon
- Isolant

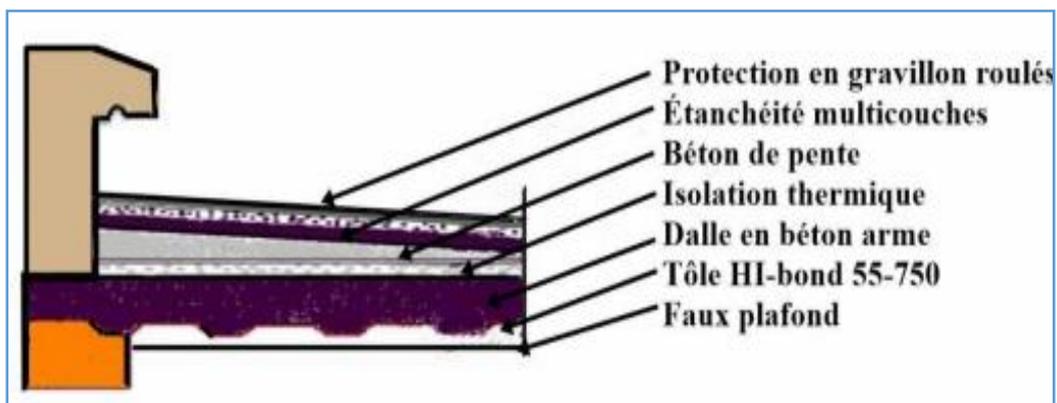


Figure 1.3 : Composition d'un plancher terrasse.

4.2 Structure verticale :

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

- Les murs extérieurs :

Les murs sont en forme de doubles parois en brique creuse de 15 et de 10 cm, avec un vide d'air de 5 cm.

- Les murs intérieurs :

Les murs sont en brique creuse de 10 cm.

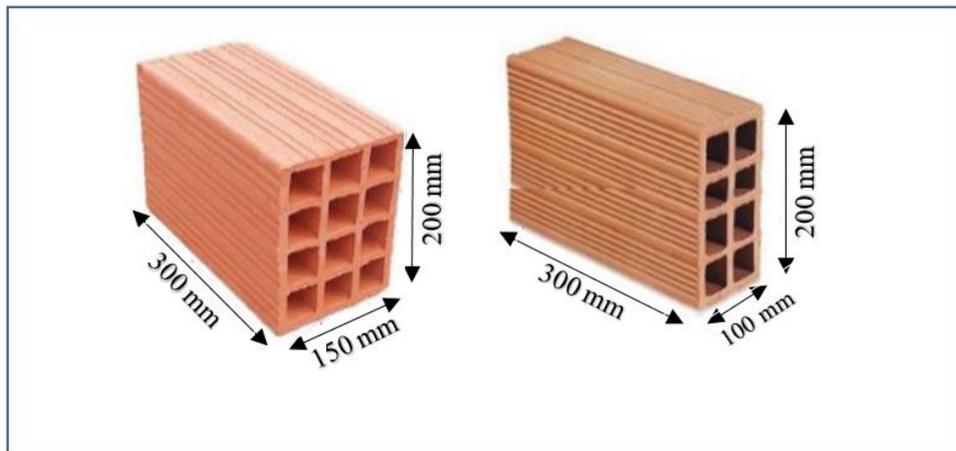


Figure 1.4 : Les dimensions de briques utilisés.

4.3 Les escaliers :

L'escalier est un ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (marches et paliers) permettant dans une construction de passer à pied d'un étage à un autre.

La structure comporte que des escaliers en acier.

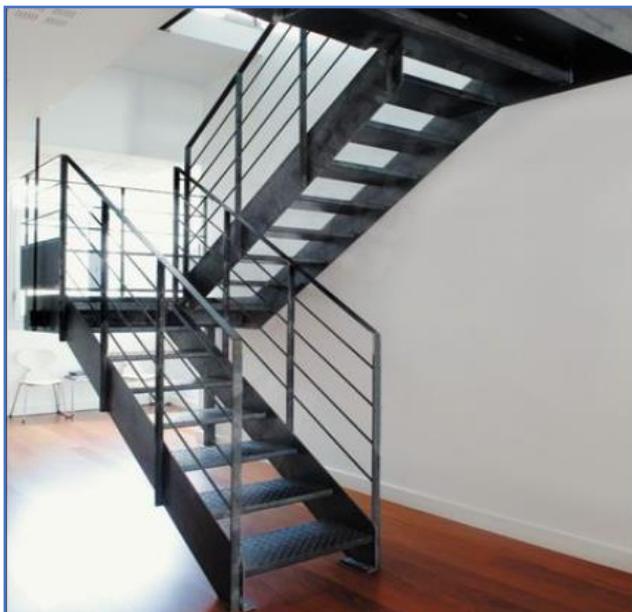


Figure 1.5 : Escaliers en acier.

CHAPITRE 2

- Etude climatique

1. Introduction :

Ce chapitre a pour but de déterminer les différentes sollicitations climatiques produites par les charges du vent et de la neige, agissant sur l'ensemble de notre bâtiment et ses différentes parties, cette étude sera menée conformément au règlement neige et vent dit RNV99 (DTR2-47).

2. Etude de la neige :

Le règlement Neige et Vent a pour objet de définir les valeurs représentatives de la charge statique de neiges sur toute la surface située au-dessus du sol et soumise à l'accumulation de la neige et notamment sur les toitures.

$$S = \mu \times S_k$$

Avec :

- S : La charge caractéristique de la neige par unité de surface, en kN/ m²
- μ : Coefficient d'ajustement des charges, fonction de la forme de la toiture appelé coefficient de forme.
- S_k : La charge de neige sur le sol, fonction de l'altitude et de la zone en kN/m².

2.1 Calcul des charges de la neige « S » [2]

Notre construction se situe dans la commune de Ain Naadja – wilaya d'ALGER.

- D'après les images satellite fournis par 'Google Maps' l'Altitude H = 120 m.

- Zone de neige : B $\implies S_k = \frac{0.04 \times H + 10}{100}$

$$S_k = \frac{0.04 \times 120 + 10}{100} \text{ (RNV99 art-4-2)} \implies S_k = 0,148 \text{ kN/m}^2$$

- Notre bâtiment est construit d'une toiture plate $\rightarrow (0 \leq \alpha \leq 30^\circ) \rightarrow \mu = 0,8$ (RNV99 art 6-2)

$$S = 0,148 \times 0,8$$

$$S = 11,84 \text{ daN/m}^2$$

3. Etude du vent :

3.1 Introduction :

Pour calculer l'action du vent, le règlement Neige et Vent a pour objet de définir les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble des structures, pour cela on doit définir les différents paramètres qui permettent d'évaluer l'effet du vent sur toutes les hauteurs de la structure.

Le DTR s'applique aux bâtiments dont la hauteur est inférieure à 200m ce qui correspond à notre Cas.

- **Dimensionnement de l'ouvrage**

Notre structure est composée de dimensions suivantes :

- Hauteur..... **H =35,36 m.**
- Largeur..... **B = 11,27 m.**
- Longueur **L = 19,30 m.**

3.2 Principe du DTR RNV (version 2003) :

Le règlement impose d'étudier le vent sur toutes les parois de l'ossature.

Dans notre cas, le bâtiment est de forme rectangulaire, donc notre étude se fera sur deux parois.

3.3 Données relatives au site :

3.3.1 Catégorie du terrain [2] : (chapitre 2 tableau 2.4)

Tableau 2.1 : Définition catégorie de terrain.

Catégorie de terrain	K_t	Z_0	Z_{min}	ε
III Zone à couverture végétale régulière ou des bâtiments, ou avec des obstacles isolés séparés d'au plus 20 fois leur hauteur.	0,215	0,3	5	0,61

3.3.2 Zone du vent [2] :

Le site d'implantation se trouve dans la wilaya d'Alger. Donc, on est dans la zone I du vent.

$$\text{D'où : } \begin{cases} q_{\text{réf}} = 375 \text{ N/m}^2 \\ V_{\text{réf}} = 25 \text{ m/s} \end{cases}$$

3.4 Pression dynamique de pointe [2] : (chapitre 2 §2.3)

La pression dynamique de pointe $q_p(z_e)$ est donnée par : $q_p(z_e) = q_{\text{réf}} \times c_e(z_e)$

3.5 Le coefficient d'exposition au vent [2] : (chapitre 2 §2.4)

Le coefficient d'exposition au vent $C_e(z)$ tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol.

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

Avec :

- C_t Coefficient de topographie
- C_r Coefficient de rugosité
- $Z(\text{m})$ Hauteur considérée
- $I_v(z)$ L'intensité de la turbulence

3.5.1 Le coefficient de rugosité [2] : (chapitre 2 §2.4.4)

Le coefficient de rugosité $C_r(z)$ traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. Il est défini la loi logarithmique (logarithme népérien) :

$$C_r = K_t \times \ln(Z / Z_0) \dots \dots \dots \text{Si } Z_{\text{min}} < Z < 200\text{m}$$

$$C_r = K_t \times \ln(Z_{\text{min}} / Z_0) \dots \dots \dots \text{Si } Z < Z_{\text{min}}$$

Avec :

- K_t Facteur du terrain
- Z_0 (m) Paramètre de rugosité
- Z_{min} (m) Hauteur minimale

3.5.2 Intensité de turbulence [2] : (chapitre 2 §2.4.6)

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

$$I_v(z) = \frac{I}{C_t \times \ln(Z / Z_0)} \dots\dots\dots \text{Pour } Z > Z_{min}$$

$$I_v(z) = \frac{I}{C_t \times \ln(Z_{min} / Z_0)} \dots\dots\dots \text{Pour } Z \leq Z_{min}$$

- **Calcul de la pression dynamique de pointe qp :**

- **Direction de vent 1 (V1) :**

$$\begin{cases} h = 35,36\text{m} \\ b = 11,27\text{m} \end{cases}$$

- **Cas $h > 2b$**

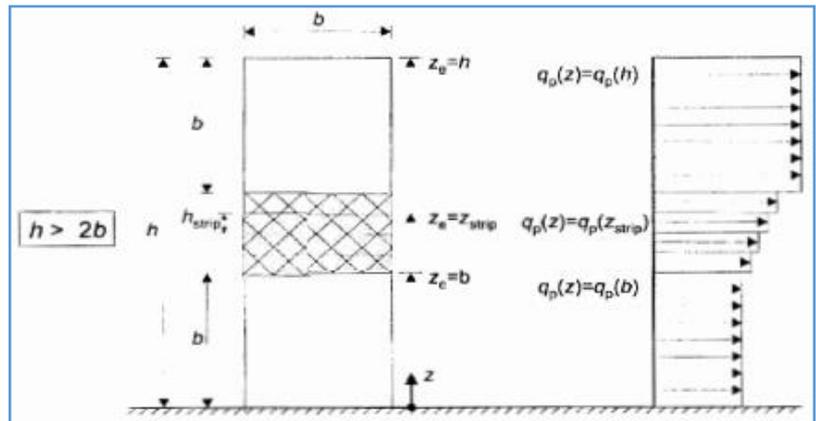


Figure 2.1 : Hauteur de référence Z_e et profil correspondant de la pression dynamique.

Tableau 2.2 : Valeurs de pression dynamique de point q_p sens V1.

Hauteur (m)	$Z=Z_e$	C_r	C_t	I_v	C_e	$q_p(z_e)N/m^2$
0 à 11,27	11,27	0,779	1	0,275	1,775	665,63
11,27 à 20	20	0,903	1	0,238	2,174	815,25
20 à 35,36	35,36	1,025	1	0,209	2,588	970,5

- Direction de vent (V2) :

$$\begin{cases} h = 35,36\text{m} \\ b = 19,30\text{m} \end{cases}$$

- Cas : $b < h \leq 2b$

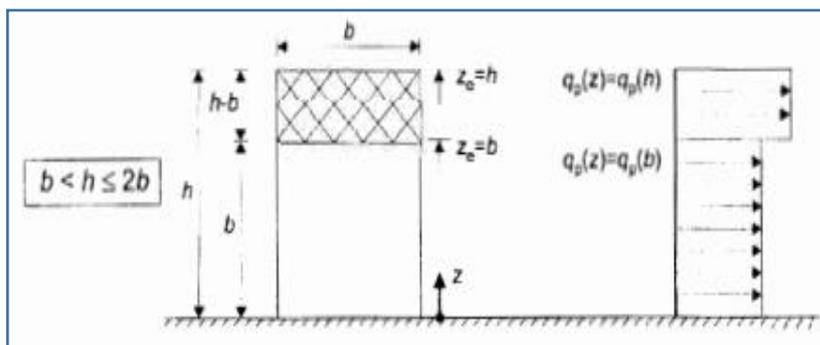


Figure 2.2 : Hauteur de référence Z_e et profil correspondant de la pression dynamique.

Tableau 2.3 : Valeurs de pression dynamique de point q_p sens V2

Hauteur (m)	$Z=Z_e$	C_r	C_t	I_v	C_e	$q_p(z_e)N/m^2$
0 à 11,27	11,27	0,779	1	0,275	1,775	665,63
11,27 à 35,36	35,36	1,025	1	0,209	2,588	970,5

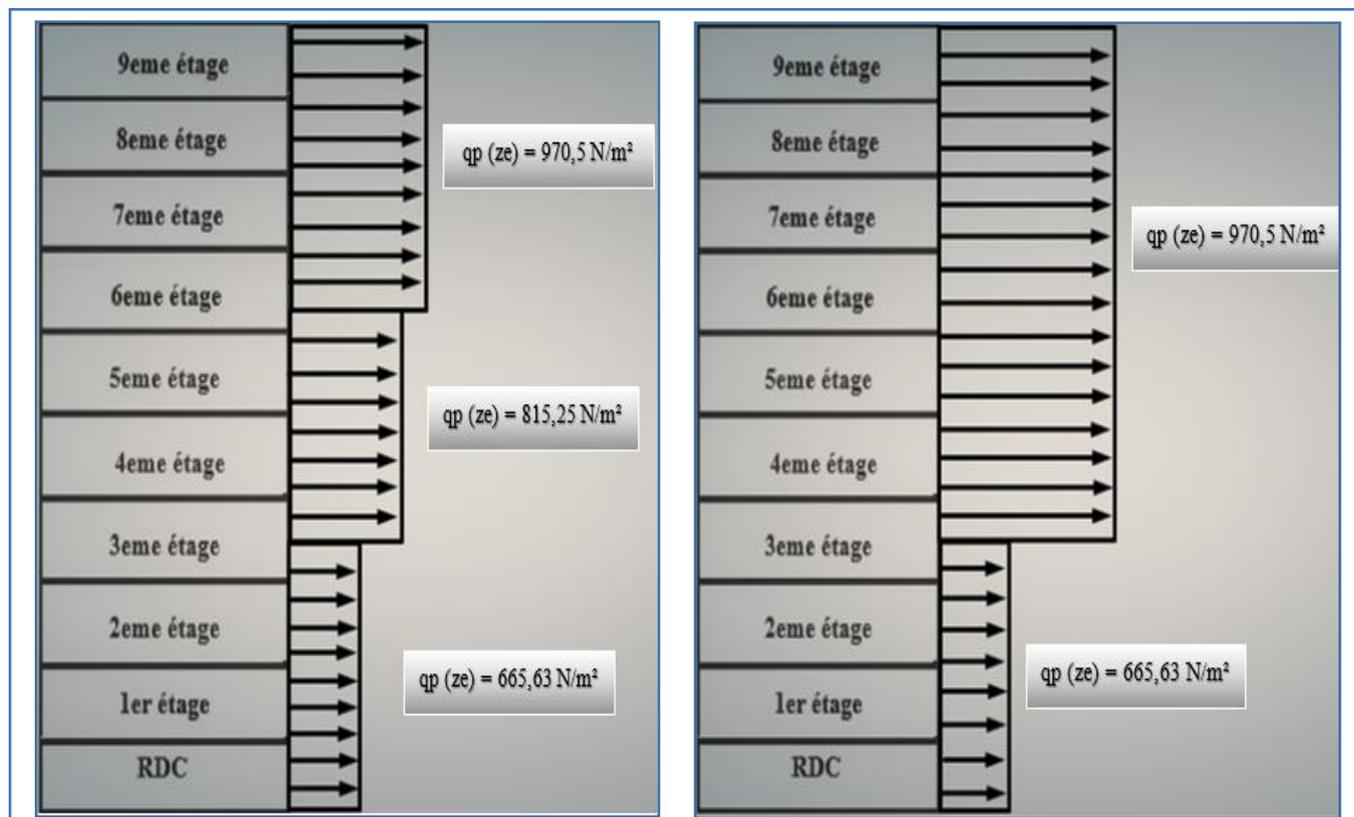


Figure 2.3 : Répartition de la pression dynamique sens (V1) et (V2).

3.6 Détermination du coefficient dynamique 'Cd' [2] : (chapitre 3 §3.1)

Le coefficient dynamique Cd tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à la partie de turbulence ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure.

Notre étude se porte sur un bâtiment qui est considéré comme une construction verticale :

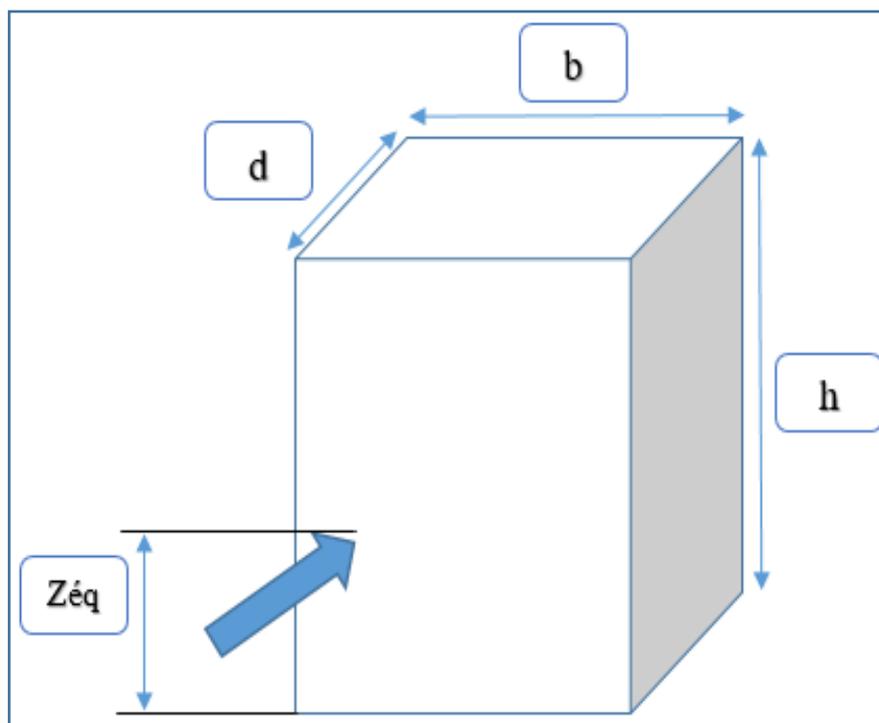


Figure 2.4 : Construction verticale (bâtiment)

Le facteur Cd peut être déterminé à partir de l'équation suivante :

$$Cd = \frac{1 + 2 \times g \times Iv(Zéq) + \sqrt{Q^2 + R^2}}{1 + 7 \times Iv(Zéq)}$$

Avec :

- $Zéq$ (m) : la hauteur équivalente de la construction
- $Iv(Zéq)$: l'intensité de la turbulence pour $Z = Zéq$
- Q^2 : la partie quasi statique
- R^2 : La partie résonnante
- g : la facture de pointe

Avec :

$$Z_{\acute{e}q} = 0,6 \times h \longrightarrow Z_{\acute{e}q} = 0,6 \times 35,36$$

$$Z_{\acute{e}q} = 21,22 \text{ m} \longrightarrow Z_{\acute{e}q} \geq Z_{\min}$$

• **Partie quasi statique :**
$$Q^2 = \frac{1}{1 + 0,9 \times \left(\frac{(b+h)}{Li(z_{\acute{e}q})} \right)^{0,63}}$$

$$\begin{cases} Li(z) = 300 \times \left(\frac{Z}{200} \right)^{\epsilon} & \dots\dots\dots \text{Pour } Z_{\min} < Z < 200\text{m} \\ Li(z) = Li(z_{\min}) & \dots\dots\dots \text{Pour } Z < Z_{\min} \end{cases}$$

AN :
$$Li(z_{\acute{e}q}) = 300 \times \left(\frac{21,22}{200} \right)^{0,61} \longrightarrow Li(z_{\acute{e}q}) = 76,35$$

- Pour le vent sens (v1) : $Q^2 = 0,60$

- Pour le vent sens (v2) : $Q^2 = 0,58$

• **Partie résonance :**
$$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \times \delta} \times R_N \times R_h \times R_b$$

Avec :

R_N : la fonction adimensionnelle de la densité spectrale de puissance.

$$R_N = \frac{6,8 \times N_x}{(1 + 10,2 \times N_x)^{\frac{5}{3}}}$$

Avec :

$$N_x = \frac{n_{1,x} \times L_i(z_{\text{éq}})}{V_m(z_{\text{éq}})} \quad (\text{Fréquence adimensionnelle})$$

$$n_{1,x} = \frac{46}{h} \quad (\text{Fréquence fondamentale dans le cas d'un bâtiment})$$

$$V_m(z_{\text{éq}}) = C_t(z) \times C_r(z) \times V_{\text{réf}} \quad (\text{La vitesse moyenne})$$

$$V_{\text{réf}} = 25 \text{ (m/s)}$$

AN :

$$n_{1,x} = \frac{46}{35,36} = 1,3$$

$$V_m = 1 \times 0,916 \times 25 = 22,9$$

$$N_x = \frac{1,3 \times 76,35}{22,9} = 4,33 ; R_N = \frac{6,8 \times 4,33}{(1 + 10,2 \times 4,33)^{5/3}} = 0,051$$

R_h et R_b sont des fonctions d'admittance aérodynamique données par :

$$R_h = \left(\frac{1}{\eta_h} \right) - \left(\frac{1}{2 \times \eta_h^2} \right) \times (1 - e^{-2 \times \eta_h}) \quad R_b = \left(\frac{1}{\eta_b} \right) - \left(\frac{1}{2 \times \eta_b^2} \right) \times (1 - e^{-2 \times \eta_b})$$

Avec :

$$\eta_h = \frac{4,6 \times N_x \times h}{L_i(z_{\text{éq}})} ; \quad \eta_b = \frac{4,6 \times N_x \times b}{L_i(z_{\text{éq}})}$$

AN :

$$n_h = \frac{4,6 \times 4,33 \times 35,36}{76,35} = 9,22 ; R_h = 0,102$$

- Pour le sens du vent (V1) :

$$n_b = \frac{4,6 \times 4,33 \times 11,27}{76,35} = 2,94 ; R_b = 0,28$$

- Pour le sens du vent (V2) :

$$n_b = \frac{4,6 \times 4,33 \times 19,30}{76,35} = \mathbf{5,03} \quad ; \quad R_b = \mathbf{0,18}$$

- **Décroissement logarithmique $\delta = \delta_s$:**

$\delta_s = \mathbf{0,08}$ (Structure mixte acier-béton) (**chapitre 3, tableau 3.1**)

- Pour le sens du vent (V1) :

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \times 0,08} \times 0,051 \times 0,102 \times 0,28 = \mathbf{0,089}$$

- Pour le sens du vent (V2) :

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \times 0,08} \times 0,051 \times 0,102 \times 0,18 = \mathbf{0,057}$$

- **Facteur de pointe g :**

$$g = \sqrt{2 \times \ln(600 \times v)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \times \ln(600 \times v)}} \geq 3 \quad ; \quad \text{Avec } v = n_{1,x} \times \sqrt{\frac{R^2}{Q^2 + R^2}} \geq 0,08$$

- Pour le sens du vent (V1) :

$$v = 1,44 \times \sqrt{\frac{0,089}{0,60 + 0,089}} = 0,36 \geq 0,08 \quad ; \quad g = \mathbf{3,46}$$

- Pour le sens du vent (V2) :

$$v = 1,44 \times \sqrt{\frac{0,057}{0,58 + 0,057}} = 0,30 \geq 0,08 \quad ; \quad g = \mathbf{3,41}$$

Les résultats trouvés sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 2.4 : Valeurs de coefficient dynamique

Direction de vent	Vent sens (V1)	Vent sens (V2)
H(m)	35,36	35,36
B(m)	11,27	19,30
$L_i(z_{éq})$	76,35	76,35
Q^2	0,60	0,58
N_x	4,33	4,33
$n_{1,x}$	1,3	1,3
$V_m(z_{éq})$	22,9	22,9
R_N	0,051	0,051
η_h	9,22	9,22
η_b	2,94	5,03
R_h	0,102	0,102
R_b	0,28	0,18
R^2	0,089	0,057
v	0,36	0,30
g	3,46	3,41
$Iv(z_{éq})$	0,916	0,916
C_d	0,84	0,81

3.7 Calcul de la pression due au vent [2] : (chapitre 2 §2.5.2)

- **Détermination de la pression aérodynamique :**

La pression aérodynamique $W(z_j)$ agissant sur une paroi est obtenue à l'aide de la formule suivante :

$$W(z_j) = qp(z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}] \text{ [N/m}^2\text{]}$$

- **Détermination des coefficients de pression [2] : (chapitre 5 §5.1)**

- **Calcul des coefficients de pression extérieures C_{pe} [2] :**

On calcule le coefficient C_{pe} à partir des formules suivantes :

- $C_{pe} = C_{pe.1} \dots \dots \dots$ si $S \leq 1 \text{ m}^2$.

- $C_{pe} = C_{pe,10} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log_{10}(S)$si $1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2$.

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

• **Paroi verticale :**

- La direction du vent (V1) :

$b = 11,27 \text{ m} ; d = 19,30 \text{ m} ; h = 35,36 \text{ m}, e = \min (b ; 2h) = \min (11,27; 2 \times 35,36).$

$e = 11,27\text{m}$

$d > e$, alors la paroi est divisée en A, B, C, D et E.

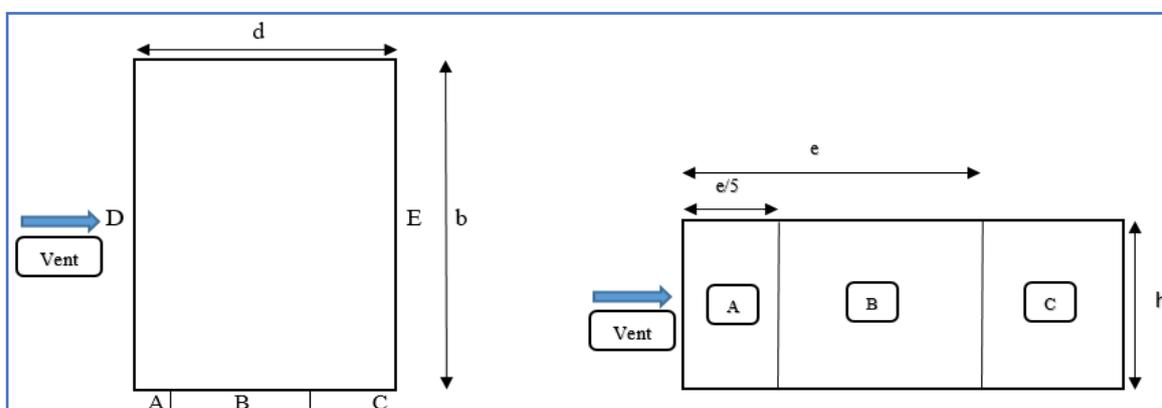


Figure 2.5 : Légende pour les parois verticales -sens V1-.

Le tableau ci-dessous regroupe les surfaces de chaque zone :

Tableau 2.5 : surfaces des zones 'paroi verticale-sens V1-.

Zone (m ²)	A	B	C	D	E
H(m)	35,36	35,36	35,36	35,36	35,36
L(m)	2,254	9,016	8,03	11,27	11,27
S (m ²)	79,70	318,81	283,94	398,51	398,51

✚ **Remarque :**

Toutes les surfaces des parois verticales $S > 10\text{m}^2$ donc on prend $C_{pe} = C_{pe,10}$

Les coefficients de pression extérieure dans chaque zone sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 2.6 : C_{pe} pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire -sens V1-.

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

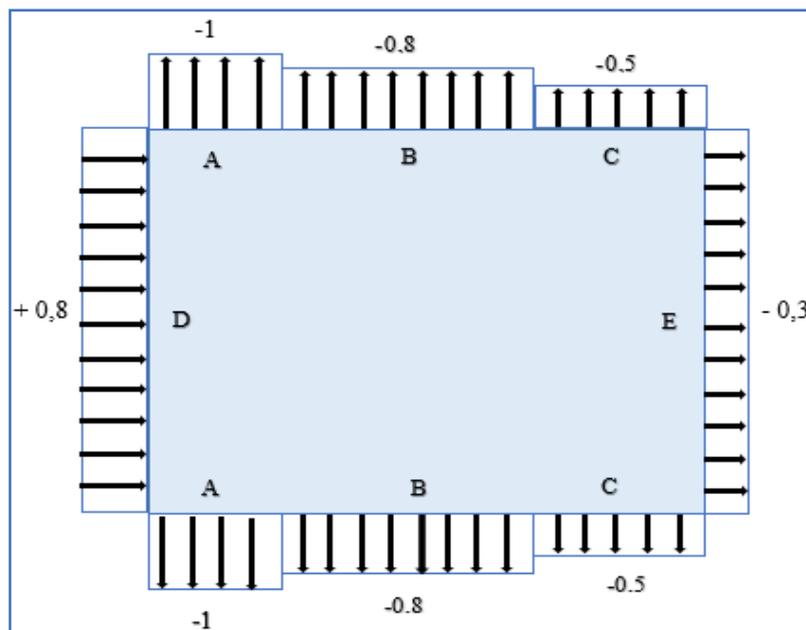


Figure 2.6 : Valeurs des C_{pe} pour les parois verticales-sens V1-.

- La direction du vent (V2) :

$b = 19,30 \text{ m} ; d = 11,27 \text{ m} ; h = 35,36 \text{ m}, e = \min (b ; 2h) = \min (19,30 ; 2 \times 35,36).$

e = 19,30m

e > d , alors la paroi est divisée en A' , B' , D et E.

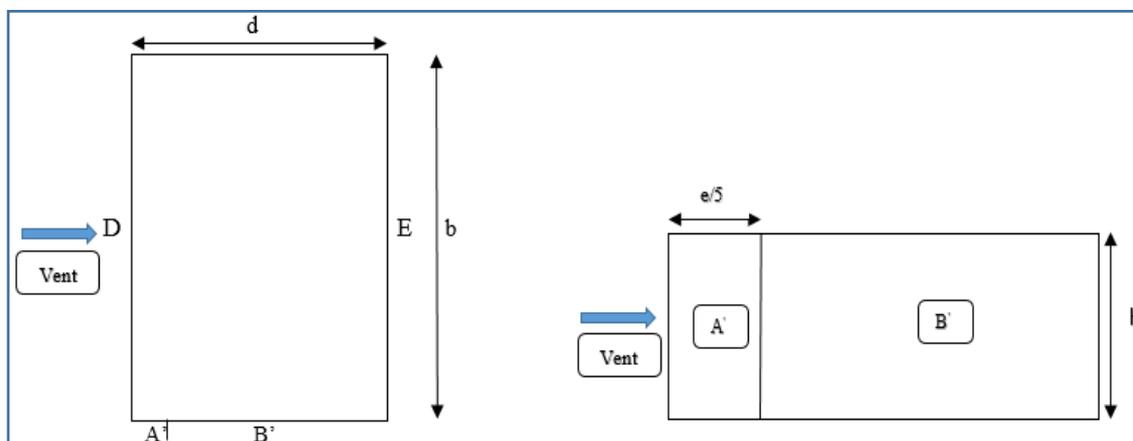


Figure 2.7 : Légende pour les parois verticales -sens V2-.

Le tableau ci-dessous regroupe les surfaces de chaque zone :

Tableau 2.7 : surfaces des zones 'paroi verticale-sens V2-.

Zone (m ²)	A'	B'	D	E
H(m)	35,36	35,36	35,36	35,36
L(m)	3,86	7,41	19,30	19,30
S (m ²)	136,49	262,02	682,45	682,45

Remarque :

Toutes les surfaces des parois verticales $S > 10\text{m}^2$ donc on prend $C_{pe} = C_{pe,10}$

Les coefficients de pression extérieure dans chaque zone sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 2.8 : Cpe pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire –sensV2-.

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

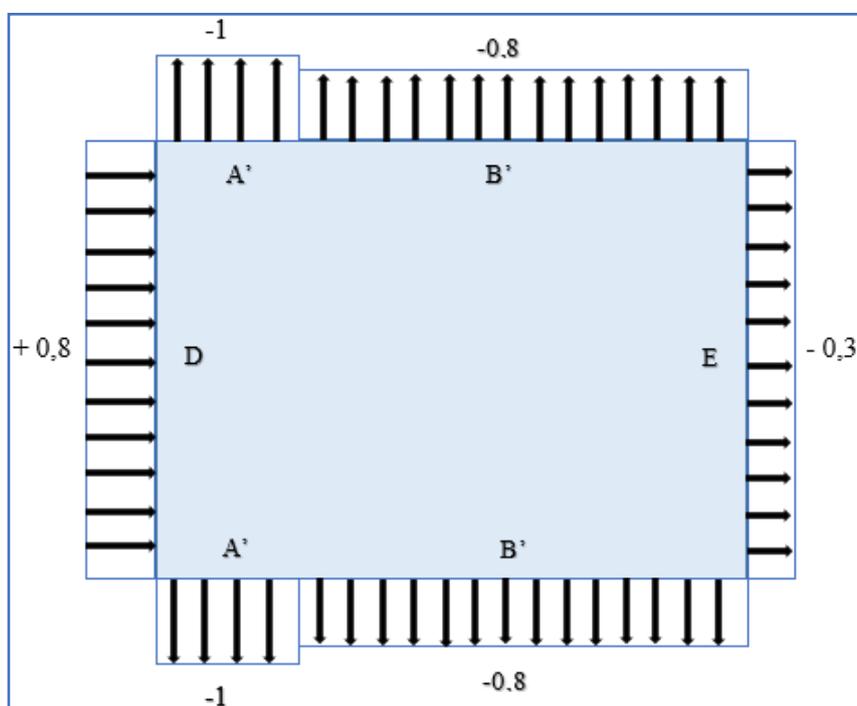


Figure 2.8 : Valeurs des Cpe pour les parois verticales-sens V2-.

• **Toitures plates :**

Les toitures plates sont celles dont l'angle de la pente est inférieur ou égale à 5°, ce qui est notre cas, il convient donc de diviser la toiture comme l'indique la figure suivante :

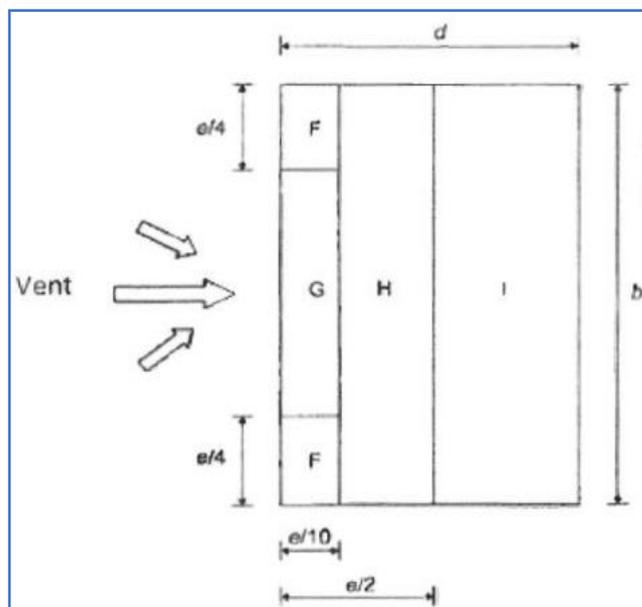


Figure 2.9 : Légende pour les toitures plates

- La direction du vent (V1) :

$$e = \min [b ; 2h] = [11,27 ; 2 (35,36)] = 11,27 \text{ m.}$$

Les surfaces de chaque zone sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

Tableau 2.9 : les surfaces parois horizontales sens V1.

Zone (m ²)	F	G	H	I
Longueur (m)	2,818	5,634	11,27	11,27
Largeur (m)	1,127	1,127	4,508	13,665
S (m ²)	3,176	6,35	50,81	154

Les surfaces des zone H et I sont supérieures à 10m² donc on prend Cpe = Cp₁₀, et les surfaces des zones F et G sont entre 1m² et 10m² donc on prend : Cpe = Cpe.1+ (Cpe,10+ Cpe.1) x log10(S)

On a hp/h = 0,020 ≈ 0,025 donc : Cpe₁₀ = -1,6 ; Cpe₁ = -2,2 → Cpe = -4,11 pour la zone F

Cpe₁₀ = -1,1 ; Cpe₁ = -1,8 → Cpe = -4,12 pour la zone G

Les coefficients de pression extérieure dans chaque zone sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 2.10 : Cpe pour les parois horizontales de bâtiments à base rectangulaire -sens V1-

F	G	H	I
C_{pe}	C_{pe,10}	C_{pe,10}	C_{pe,10}
-4,11	-4,12	-0,7	+0,2

- La direction du vent (V2) :

$$e = \min [b ; 2h] = [19,30 ; 2 (35,36)] = 19,30 \text{ m.}$$

Les surfaces de chaque zone sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

Tableau 2.11 : Les surfaces parois horizontales sens V2.

Zone (m ²)	F	G	H	I
Longueur (m)	4,82	9,65	19,30	19,30
Largeur (m)	1,93	1,93	7,72	1,62
S (m ²)	9,30	18,62	148,1	31,26

Toutes les surfaces des parois $S > 10\text{m}^2$ donc on prend : $C_{pe} = C_{pe,10}$, sauf la 'zone F' $1\text{m}^2 < S < 10\text{m}^2$ donc on prend : $C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log_{10}(S)$

On a $h_p/h = 0,020 \approx 0,025$ donc : **C_{pe,10} = -1,6 ; C_{pe,1} = -2,2** \longrightarrow **C_{pe} = -4,11 pour la zone F**

Les coefficients de pression extérieure dans chaque zone sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 2.12 : Cpe pour les parois horizontales de bâtiments à base rectangulaire -sens V2

F	G	H	I
C_{pe}	C_{pe,10}	C_{pe,10}	C_{pe,10}
-4,11	-1,1	-0,7	+0,2

• **Calcul des coefficients de pression intérieurs C_{pi} [2] :**

- Données relatives des ouvertures dans chaque face :

Face 1 (pignon 1) :	1 Porte d'entrée (2,8×1,5) m
	4 garages (3×3) m
	32 fenêtres (1,2×1,4) m
Face 2 (long pan1) :	16 fenêtres (0,6×0,6) m
	8 fenêtres (1,2×1,4) m
Face 3 (pignon 2) :	4 garages (3×3) m
	32 balcons (1,2×1,4) m
	32 fenêtres (1,2×1,4) m
Face 4 (long pan 2) :	16 fenêtres (0,6×0,6) m
	8 fenêtres (1,2×1,4) m

- Vérification des conditions de toitures isolée :

Tableau 2.13 : Surface des ouvertures dans la face de la toiture.

	Surfaces des ouvertures dans la face (m ²)	Surface de la face (m ²)	Pourcentage (%)
Face 1 (pignon 1)	93,96	682,45	13,77
Face 2 (long pan1)	19,2	398,51	4,82
Face 3 (pignon 2)	143,52	682,45	21,03
Face 4 (long pan 2)	19,2	398,51	4,82
Toiture	0	217,51	0

Aucune surface des ouvertures existant sur une face ne représente 30% de la surface de cette face, donc les conditions de la toiture isolée ne sont pas vérifiées.

- Vérification des conditions de la face dominante :

Tableau 2.14 : Surface des ouvertures dans la face dominante.

	Surfaces des ouvertures dans la face (m ²)	2 × Surfaces des ouvertures des autres faces (m ²)	S _{ouvertures} ≥ 2 × S _{ouvertures} des autres faces.
Face 1 (pignon 1)	93,96	363,84	non
Face 2 (long pan1)	19,2	513,36	non
Face 3 (pignon 2)	143,52	264,72	non
Face 4 (long pan 2)	19,2	513,36	non
Toiture	0	551,76	non

Les conditions ne sont pas vérifiées, donc il n’y a pas de face dominante pour notre bâtiment.

Alors le coefficient de pression intérieure C_{pi} sera déterminé à partir de la figure suivante avec (h) la hauteur du bâtiment, (d) sa profondeur et μ_p l’indice de la perméabilité donné par :

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

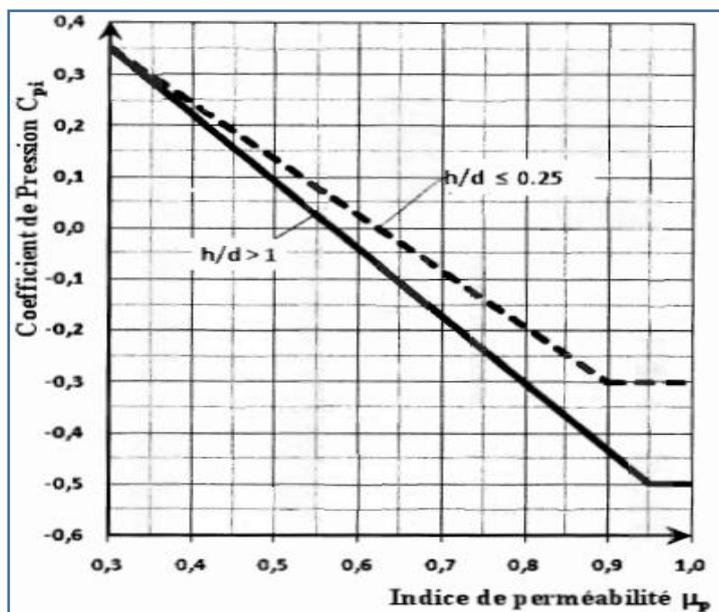


Figure 2.10 : coefficients de pression intérieure C_{pi} des bâtiments sans face dominante.

- Direction du vent (V1) :

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{d} &= \frac{35,36}{19,30} = 1,83 > 1 \\ \mu_p &= \frac{256,68}{275,88} = 0,9 \end{aligned} \right\} C_{pi} = - 0,45$$

- Direction du vent (V2) :

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{d} &= \frac{35,36}{11,27} = 3,13 > 1 \\ \mu p &= \frac{181,92}{275,88} = 0,6 \end{aligned} \right\} \text{Cpi} = - 0,5$$

• Calcul de la pression aérodynamique [2] :

$$W(zj) = q_p(z e) \times [C_{pe} - C_{pi}] \text{ [N/m}^2\text{] Chapitre 2 § 2. 5.2 RNV2013}$$

• Paroi verticale :

- La direction du vent (V1) :

Tableau 2.15 : Les valeurs de pression W(zj) [N/m²] paroi verticale sens V1.

Z(m)	Zone	$q_p(z e)$	C_{pe}	C_{pi}	W(ze) N/m ²
11,27	A	665,63	-1	-0,45	-336,1
	B	665,63	-0,8	-0,45	-232,9
	C	665,63	-0,5	-0,45	-33,28
	D	665,63	+0,8	-0,45	832,04
	E	665,63	-0,3	-0,45	99,84
Z(m)	Zone	$q_p(z e)$	C_{pe}	C_{pi}	W(ze) N/m ²
20	A	815,25	-1	-0,45	-448,39
	B	815,25	-0,8	-0,45	-285,33
	C	815,25	-0,5	-0,45	-40,76
	D	815,25	+0,8	-0,45	1019,06
	E	815,25	-0,3	-0,45	122,28
Z(m)	Zone	$q_p(z e)$	C_{pe}	C_{pi}	W(ze) N/m ²
35,36	A	970,5	-1	-0,45	-533,775
	B	970,5	-0,8	-0,45	-339,675
	C	970,5	-0,5	-0,45	-48,525
	D	970,5	+0,8	-0,45	1213,125
	E	970,5	-0,3	-0,45	145,575

- La direction du vent (V2) :

Tableau 2.16 : Les valeurs de pression $W(z_j)$ [N/m^2] paroi verticale sens V2.

Z(m)	Zone	q_p (ze)	C_{pe}	C_{pi}	$W(ze)$ N/m^2
11,27	A	665,63	-1	-0,5	-332,82
	B	665,63	-0,8	-0,5	-199,69
	C	665,63	-0,5	-0,5	0
	D	665,63	+0,8	-0,5	865,32
	E	665,63	-0,3	-0,5	133,13
Z(m)	Zone	q_p (ze)	C_{pe}	C_{pi}	$W(ze)$ N/m^2
35,36	A	970,5	-1	-0,5	-485,25
	B	970,5	-0,8	-0,5	-291,15
	C	970,5	-0,5	-0,5	0
	D	970,5	+0,8	-0,5	1261,65
	E	970,5	-0,3	-0,5	194,1

- Toiture plate :

- La direction du vent (V1) :

Tableau 2.17 : Les valeurs de pression $W(z_j)$ [N/m^2] toiture plate sens V1.

Z(m)	Zone	q_p (ze)	C_{pe}	C_{pi}	$W(ze)$ N/m^2
11,27	F	665,63	-4,11	-0,45	-2436,2
	G	665,63	-4,12	-0,45	-2442,86
	H	665,63	-0,7	-0,45	-166,41
	I	665,63	+0,2	-0,45	432,66
Z(m)	Zone	q_p (ze)	C_{pe}	C_{pi}	$W(ze)$ N/m^2
20	F	815,25	-4,11	-0,45	-2983,82
	G	815,25	-4,12	-0,45	-2991,97
	H	815,25	-0,7	-0,45	-203,81
	I	815,25	+0,2	-0,45	529,91
Z(m)	Zone	q_p (ze)	C_{pe}	C_{pi}	$W(ze)$ N/m^2
35,36	F	970,5	-4,11	-0,45	-3552,03
	G	970,5	-4,12	-0,45	-3561,735
	H	970,5	-0,7	-0,45	-242,625
	I	970,5	+0,2	-0,45	630,825

- Le sens du vent (V2) :

Tableau 2.18 : Les valeurs de pression $W(z_j)$ [N/m²] toiture plate sens V2.

Z(m)	Zone	q_p (ze)	C_{pe}	C_{pi}	$W(ze)$ N/m ²
11,27	F	665,63	-4,11	-0,5	-2402,92
	G	665,63	-4,12	-0,5	-2409,58
	H	665,63	-0,7	-0,5	133,17
	I	665,63	+0,2	-0,5	465,94
Z(m)	Zone	q_p (ze)	C_{pe}	C_{pi}	$W(ze)$ N/m ²
35,36	F	970,5	-4,11	-0,5	-3503,505
	G	970,5	-4,12	-0,5	-3513,21
	H	970,5	-0,7	-0,5	-194,1
	I	970,5	+0,2	-0,5	679,35

CHAPITRE 3

- Prédimensionnement des éléments principaux

1 Introduction :

Le pré-dimensionnement des éléments porteurs d'un bâtiment (poteaux, poutre principale et secondaire, les solive ...) est une étape essentielle dans tout calcul d'un projet, afin de pouvoir faire plus tard les vérifications de l'ensemble des portiques qui sont soumis à des charges verticales et horizontales.

On pré-dimensionne chaque élément à partir de deux conditions :

- Condition de la flèche : pour déterminer le type de profilé adéquat.
- Ensuite, la vérification faite selon la condition de la résistance.

2 Etude du plancher mixte :

Un élément structural en construction peut être défini comme mixte s'il associe deux matériaux de nature et de propriétés différentes avec l'objectif de tirer le meilleur parti possible de cette association au plan mécanique. Les constructions mixtes sont conçues avec l'idée d'utiliser :

- Le béton pour résister aux efforts de compression.
- L'acier pour résister aux efforts de traction et aux efforts tranchants.

La même idée est exploitée en béton armé, mais il existe un autre aspect tout à fait spécifique des constructions mixtes : la solidarisation des deux matériaux est obtenue au moyen d'organes de liaison, dit «connecteurs», fixés sur l'élément métallique dont le rôle est d'empêcher le glissement pouvant se produire le long de l'interface acier-béton.

Le calcul de plancher mixte dont la dalle est collaborant se fait en deux phases :

- **Phase de construction**
- **Phase finale**

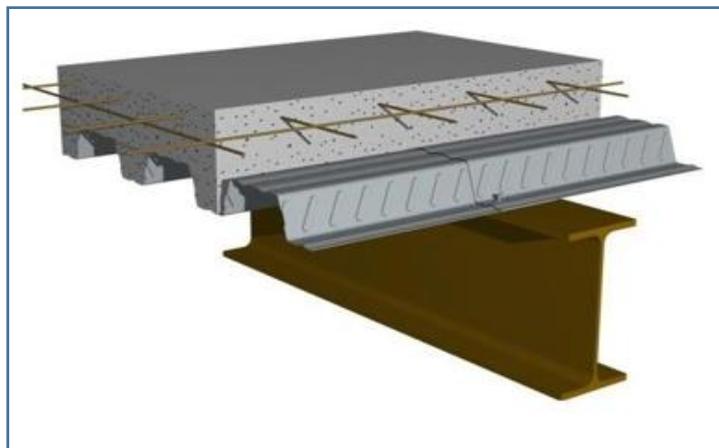


Figure 3.1 : Représentation en 3D d'un plancher collaborant.

2.1 Espacement des solives :

Pour le commencement de notre étude, il convient d'opter pour la dalle qui a la surface la plus importante.

Les solives sont généralement des profilés de type en IPN ou IPE dont leur épaisseur est comprise entre 1,5m et 4m et ceci selon le bac d'acier utilisé qui sera pour notre cas 'hi-bond55).

On optera pour un espacement de : $L = 2\text{m}$.

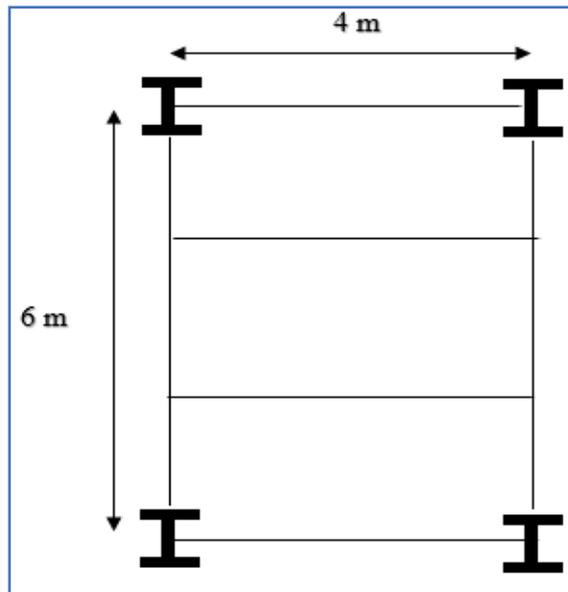


Figure 3.2 : Représentation de la plus grande dalle.

2.2 Estimations de charges et surcharges :

- **Plancher courant : [3]**

Le tableau ci-dessous regroupe les charges permanentes :

Tableau 3.1: Charge permanente d'un plancher courant.

Type	Charges permanentes
Dalle en béton armé $e_p = 10\text{ cm}$	$2,5\text{ kN/m}^2$
Charpente métallique (solives + connecteurs + assemblage)	$0,40\text{ kN/m}^2$
Lit de sable	$0,51\text{ kN/m}^2$
Chape	$0,40\text{ kN/m}^2$
Grés cérame	$0,50\text{ kN/m}^2$
Bac d'acier (hi-bond 55)	$0,15\text{ kN/m}^2$
Cloison	1 kN/m^2
Plâtre faux plafond	$0,30\text{ kN/m}^2$
	$\Sigma G = 5,76\text{ kN/m}^2$

- **Charges d'exploitation : [3]**

$Q = 1.5 \text{ kN/m}^2$ (**Habitation**) ; $Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$ (**Service**)

- **Plancher terrasse inaccessible : [3]**

Le tableau ci-dessous regroupe les charges permanentes :

Tableau 3.2: Charge permanente d'un plancher terrasse.

Type	Charges permanentes
Dalle en béton armé $e_p = 10 \text{ cm}$	2,5 kN/m²
Charpente métallique (solives + connecteurs + assemblage)	0,40 kN/m²
Isolation thermique	0,016 kN/m²
Forme de pente	2,64 kN/m²
Etanchéité	0,12 kN/m²
Bac d'acier (hi-bond 55)	0.15 kN/m²
Protection en gravillon	0,80 kN/m²
Plâtre faux plafond	0,30kN/m²
	$\Sigma G = 6.92 \text{ kN/m}^2$

- **Charge d'exploitation : [3]**

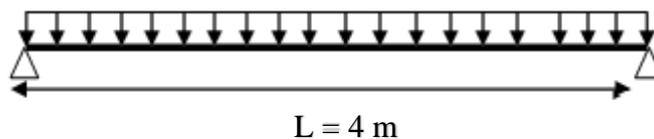
$Q = 1 \text{ kN/m}^2$.

2.3 Pré-dimensionnement des solives :

Le pré-dimensionnement se fait sur la solive la plus sollicitée pour chaque plancher (pré-dimensionnement par formules empiriques)

2.3.1 Pré-dimensionnement des solives de plancher (TERRASSE) :

Schémas statique de la solive :



Pré-dimensionnement (Condition de la flèche) : $\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{15}$

Avec :

L : la portée de la solive.

$\frac{4000}{25} \leq h \leq \frac{4000}{15} \longrightarrow 160\text{mm} \leq h \leq 266\text{mm}$, on prend **IPE 180**

Le tableau ci-dessous regroupe les caractéristiques du profilé :

Tableau 3.3 : Caractéristiques du profilé IPE 180.

Désignation	Poids G	Section A	Dimensions			Caractéristiques						
			h	b	tf	I _y	I _z	W _{pl-y}	W _{pl-z}	i _y	I _z	A _{vz}
	Kg/m	cm ²	mm	mm	mm	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm	mm ²
IPE 180	18,8	2390	180	91	8	1317	100,9	166,4	34,6	7,42	2,05	1125

- **Phase construction [4]:**

Les charges de la phase de construction sont :

Poids propre du profilé..... gp = 0,188 KN/m.

Poids propre du béton frais.....Gb = 2,5 KN/m²

Ouvrier Qc = 0,75 KN/m²

Bac d'acier (HB 55).....Gbac 0,15 KN/m²

L'entraxe entre les solives est de **2 m**.

- **Combinaison de charges :**

- **ELU :**

$q_u = 1,35 \cdot gp + (1,35 \cdot (Gb + G_{HB})) + 1,5 \cdot Qc \times 2$

$q_u = 1,35 \times 0,188 + (1,35 \times 2,65 + 1,5 \times 0,75) \times 2$

q_u = 9,66 kN/m.

- **ELS :**

$q_{ser} = gp + (Gb + Q) \times 2$

$q_{ser} = 0,188 + (2,65 + 0,75) \times 2$

q_{ser} = 6,99 kN/m.

- **Vérification :**
- **Vérification de la résistance à la flexion : [5]**

$$M_{sd} \leq M_{PLRD} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}}$$

- **Le moment appliqué :**

$$M_{sd} = \frac{9,66 \times 4^2}{8} \dots\dots\dots M_{sd} = 19,30 \text{ kN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{166,4 \times 275}{1} \times 10^{-3} \dots\dots\dots M_{plrd} = 45,76 \text{ kN.m}$$

$M_{sd} = 19,30 \text{ kN.m} < M_{plrd} = 45,76 \text{ kN.m}$, La condition est vérifiée.

- **Le rondement :**

$$R = \frac{19,30}{45,76} = 42\% < 70\% \text{ (On change de profilé)}$$

On prend **IPE 120**.

Le tableau ci-dessous regroupe les caractéristiques du profilé :

Tableau 3.4 : Caractéristiques du profilé IPE 120.

Désignation	Poids G	Section A	Dimensions			Caractéristiques						
			h	b	tf	I _y	I _z	W _{pl-y}	W _{pl-z}	i _y	I _z	A _{vz}
	Kg/m	cm ²	mm	mm	mm	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm	mm ²
IPE 120	10,4	1320	120	64	6,3	317,8	27,67	60,73	13,58	4,9	1,45	6310

- **Combinaison de charges :**

- **ELU :**

$$q_u = 1,35 \times 0,104 + (1,35 \times 2,65 + 1,5 \times 0,75) \times 2$$

$$q_u = 9,54 \text{ kN/m.}$$

- **ELS :**

$$q_{ser} = 0,104 + (2,65 + 0,75) \times 2$$

$$q_{ser} = 6,9 \text{ kN/m.}$$

- **Vérification :**
- **Vérification de la résistance à la flexion : [5]**

$$M_{sd} = \frac{9,54 \times 4^2}{8} \dots\dots\dots M_{sd} = 19,08 \text{ kN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{60,73 \times 275}{1} \times 10^{-3} \dots\dots\dots M_{plrd} = 16,7 \text{ kN.m}$$

$M_{sd} = 19,08 \text{ kN.m} > M_{plrd} = 16,7 \text{ kN.m}$, La condition est non vérifiée.

- **Vérification à l'effort tranchant :**

$$V_{sd} \leq V_{plRd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma_{M1}}$$

$$V_{sd} = \frac{9,54 \times 4}{2} \dots\dots\dots V_{sd} = 19,08 \text{ kN}$$

$$V_{plrd} = \frac{275 \times 631}{\sqrt{3} \times 1,1} \times 10^{-3} \dots\dots\dots V_{plrd} = 91,07 \text{ kN}$$

$V_{sd} = 19,08 \text{ kN} < V_{plrd} = 91,07 \text{ kN}$, La condition est vérifiée.

- **Vérification de l'interaction de l'effort tranchant :**

$$V_{sd}^{max} \leq 0,5 \times V_{plRd}$$

$$0,5 \times V_{plrd} = 45,53 \text{ kN} > V_{sd} = 19,08 \text{ kN}$$

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

- **Vérification de la condition de flèche :**

$$f^{max} \leq \frac{L}{250}$$

$$f^{max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \cdot L^4}{E I_y} \quad \text{Avec : } q_{ser} = 6,9 \text{ kN/m, } L = 4\text{m, } E = 2,1 \times 10^5 \text{ MPa.}$$

La flèche maximale :

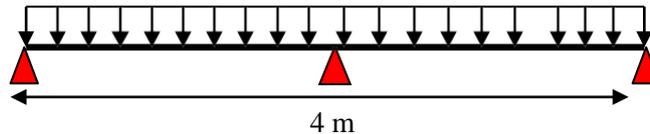
$$f^{max} = \frac{5 \times 6,9 \times 4000^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 317,8 \times 10^4} \dots\dots\dots f^{max} = 34,56 \text{ mm}$$

La flèche admissible :

$$f_{adm} = \frac{4000}{250} \dots \dots \dots \mathbf{f_{adm} = 16mm}$$

$f_{max} = 34,56 \text{ mm} > f_{adm} = 16 \text{ mm}$, La condition de la flèche n'est pas vérifiée.

On rajoute un étaieement à mi travée :



- **Vérification après avoir ajouté un étaieement :**

$M_{sd} = 7,44 \text{ kN.m} < M_{plrd} = 16,07 \text{ kN.m}$La condition est vérifiée.

$V_{sd} = 9,54 \text{ kN} < V_{plrd} = 91,07 \text{ kN}$La condition est vérifiée.

$0,5 \times V_{plrd} = 45,53 \text{ kN} > V_{sd} = 9,54 \text{ kN}$, Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

$$f^{max} = 2,15 \text{ mm} \leq f_{adm} = \frac{4000}{250} = 16mm.$$

On conclut alors que la condition de la flèche est vérifiée.

- ❖ Il n'y a pas de vérification de déversement car les solives sont maintenues latéralement par le bac d'acier (HI-BOND55).

- **Phase finale : [4]**

Dans phase finale le profilé et la dalle travaillant ensemble. Les charges de la phase finale sont :

Poids propre du profilé. $g_p = 0,104 \text{ KN/m}$.

Surcharge d'exploitation $Q = 1,0 \text{ KN/m}^2$.

$G_{plancher} = 6,92 \text{ kN/m}^2$

L'entraxe entre les solives est de 2 m

- **Combinaisons des charges :**

- **ELU :**

$$q_u = 1,35 \cdot g_p + (1,35(G_t) + 1,5 \cdot Q) \times 2$$

$$q_u = 1,35 \times 0,104 + (1,35 \times 6,92 + 1,5 \times 1) \times 2$$

$$\mathbf{q_u = 21,82 \text{ kN/m}}$$

- **ELS :**

$$q_{ser} = g_p + (G_{plancher} + Q) \times 2$$

$$q_{ser} = 0,129 + (6,92 + 1) \times 2$$

$$q_{ser} = 15,94 \text{ kN/m}$$

• **Largeur de la dalle collaborante (largeur effective) :**

$$b_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} \frac{2l_0}{8} \text{ Avec : } l_0 : \text{ Longueur libre d'une poutre} \\ \text{simplement appuyée} \\ b \text{ } b : \text{ Entraxe entre les poutres.} \end{array} \right.$$

$$b_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} \frac{2 \times 4}{8} = 1m \\ b = 2m \end{array} \right. \longrightarrow b_{eff} = 1m.$$

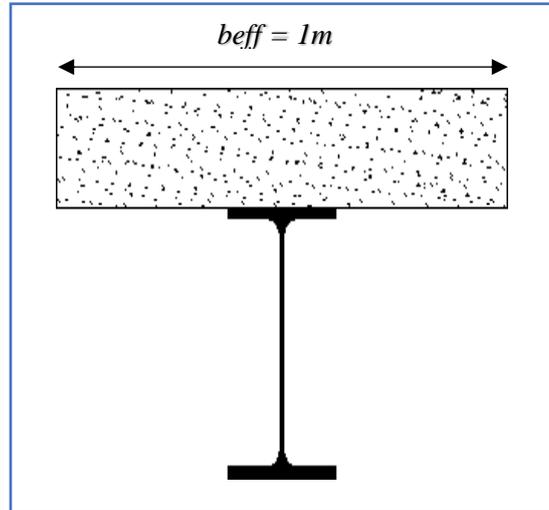


Figure 3.3: Largeur effective de la dalle.

• **Position de l'axe neutre :**

$$R_{Béton} = 0,57.f_{ck}.b_{eff}.h_c. \text{ Avec : } f_{ck} = 25\text{MPa}, b_{eff} = 1m, h_c = 100 - 55 = 45$$

$$R_{Béton} = (0,57 \times 25 \times 1000 \times 45) \cdot 10^{-3} \dots \dots \dots R_{Béton} = 641,25\text{kN}.$$

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

$$R_{Acier} = 0,95 \times 275 \times 1640 \times 10^{-3} \dots\dots\dots R_{Acier} = \mathbf{344,85kN}.$$

$R_{Béton} = \mathbf{641,25 kN} > R_{Acier} = \mathbf{344,85kN}$, donc l'axe neutre passe par la dalle en béton.

$$M_{pl,Rd} = R_{acier} \left[\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \left(\frac{R_{acier}}{R_{béton}} \cdot \frac{h_c}{2} \right) \right]$$

• **Vérification de la résistance à flexion :**

- Le moment appliqué :

$$M^{max} = M_{sd} = \frac{21,82 \times 4^2}{8} \dots\dots\dots M_{sd} = \mathbf{43,64 kN.m}.$$

- Le moment résistant plastique développé par la section mixte :

$$M_{pl,Rd} = 344,85 \times \left[\frac{120}{2} + 45 + 55 - \left(\frac{344,85}{641,25} \times \frac{45}{2} \right) \right] \times 10^{-3} = \mathbf{51 kN.m}$$

$M_{sd} = 43,64 kN.m < M_{plRd} = 51 kN.m$, la condition est vérifiée.

- Le rondement :

$$R = \frac{43,64}{51} = 85\% > 70\% \text{ (On a fait le bon choix)}$$

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

$$V_{sd} = \frac{21,82 \times 4}{2} \dots\dots\dots V_{sd} = \mathbf{43,64 kN}$$

$$V_{plrd} = \frac{275 \times 6310}{\sqrt{3} \times 1,1} \times 10^{-3} \dots\dots\dots V_{plrd} = \mathbf{91,07 kN}$$

$V_{sd} = 43,64 kN < V_{plrd} = 91,07 kN$, La condition est vérifiée.

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

$$0,5 \times V_{plrd} = 45,53 kN > V_{sd} = 43,64 kN$$

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

• **Vérification de la condition de la flèche :**

On doit vérifier que : $f^{max} = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot L^4}{E I_c} \leq \bar{f}$

$$\gamma_v = 1,25 \text{ et : } \begin{cases} \alpha = 1 ; \text{ si : } \left(\frac{h}{D}\right) > 4 \\ \alpha = 0,2 \left(\frac{h}{D} + 1\right) ; \text{ si : } 3 \leq \frac{h}{D} \leq 4 \end{cases}$$

Dans notre cas : $\alpha = 1$ car $\left(\frac{95}{19}\right) = 5 > 4$

AN :

$$\text{Prd} = \inf \begin{cases} 73,13 \\ 72,58 \end{cases} \longrightarrow \text{Prd} = \mathbf{72,58kN}$$

- Détermination de RL :

$$\text{RL} = \inf (R_{\text{acier}} ; R_{\text{béton}})$$

$$\text{RL} = \inf (344,85 ; 641,25) \longrightarrow \text{RL} = \mathbf{344,85kN}$$

- Détermination du nombre de connecteurs :

$$N^{\text{bre}} = \frac{RL}{\text{Prd}}$$

$$N^{\text{bre}} = \frac{344,85}{72,58} = 4,75 ; \text{ On prend } 8.$$

✚ Remarque :

❖ L'espace minimal des connecteurs doit être supérieur à 5 fois le diamètre pour la demi-portée de la poutre.

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

$$e_{\text{min}} = \frac{L}{N^{\text{bre}} - 1} = \frac{2000}{8 - 1} = \mathbf{285,7 \text{ mm}} > 95 \text{ mm}$$

Alors on prend 16 connecteurs avec un espacement de 285 mm sur toute la portée de la poutre.

❖ Dans la phase finale, il n'y a pas lieu de vérifier le déversement car la semelle est maintenue par la dalle en béton.

• **Vérification au voilement :**

Dans le cas d'une poutre de classe 1 et 2, il n'y a pas de vérification pour le voilement de l'âme des poutres non raidies.

- Classification du profilé :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92$$

- Classification de la semelle :

$$\frac{c}{t_f} < 10\varepsilon ; \text{ Avec : } C = \frac{b-tw}{2} = \frac{64-4,4}{2} = 29,8$$

$$\frac{29,8}{6,3} = 4,73 < 10 \times 0,92 = 9,2 \dots\dots\dots \text{ Semelle classe 1.}$$

- Classification de l'âme :

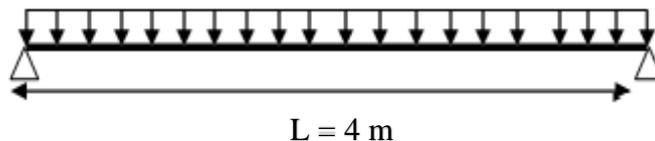
$$\frac{d}{t_w} < 72\varepsilon ; \text{ Avec : } d = 120 - 2 \times (6,3 + 7) = 93,7$$

$$\frac{93,7}{4,4} = 21,22 < 72 \times 0,92 = 66,24 \dots\dots\dots \hat{\text{A}}\text{me classe 1.}$$

Le profilé est de classe 1, donc il n'y a pas lieu de vérifier le voilement.

2.3.2 Pré-dimensionnement des solives de plancher courant (Habitation) :

Schémas statique de la solive :



Pré-dimensionnement (Condition de la flèche) : $\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{15}$

Avec :

L : la portée de la solive.

$$\frac{4000}{25} \leq h \leq \frac{4000}{15} \longrightarrow 160 \leq h \leq 266 , \text{ on prend IPE 180}$$

- ❖ D'après le calcul établi dans les solives du plancher terrasse on constate que le rondement ne vérifie pas, alors on prend **IPE 120**

- **Phase construction [4]:**

Les charges de la phase de construction sont :

Poids propre du profilé..... $g_p = 0,104 \text{ KN/m}$.

Poids propre du béton frais..... $G_b = 2,5 \text{ KN/m}^2$

Ouvrier $Q_c = 0,75 \text{ KN/m}^2$

Bac d'acier (HB 55)..... $G_{bac} 0,15 \text{ KN/m}^2$

L'entraxe entre les solives est de **2 m**.

 **Remarque :**

La phase construction pour le plancher courant a les mêmes résultats que ceux du plancher terrasse.

- **Phase finale [4] :**

Poids propre du profilé..... $g_p = 0,104 \text{ KN/m}$.

Surcharge d'exploitation $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$.

G plancher = $5,76 \text{ kN/m}^2$

L'entraxe entre les solives est de 2 m

- **Combinaisons des charges :**

- **ELU :**

$$q_u = 1,35.g_p + (1,35(G_t) + 1,5.Q) \times 2$$

$$q_u = 1,35 \times 0,104 + (1,35 \times 5,76 + 1,5 \times 1,5) \times 2$$

$$q_u = \mathbf{20,19 \text{ kN/m}}$$

- **ELS :**

$$q_{ser} = g_p + (G_{plancher} + Q) \times 2$$

$$q_{ser} = 0,104 + (5,76 + 1,5) \times 2$$

$$q_{ser} = \mathbf{14,62 \text{ kN/m}}$$

Le tableau ci-dessous regroupe les résultats de la phase finale :

Tableau 3.5 : Les vérifications de la phase finale (solives plancher courant 'Habitation').

Phase finale	résistance à la flexion		l'effort tranchant		l'interaction de l'effort tranchant		la condition de la flèche				Condition
	M_{Sd} (KN.m)	M_{PLRd} (KN.m)	V_{Sd}^{max} (KN.)	$V_{pl.Rd}$ (KN.)	V_{Sd}^{max} (KN.)	$0,5V_{pl.Rd}$ (KN.)	F_c (mm)	F_f (mm)	F_m (mm)	F_{ad} (mm)	
	40,38	51	40,38	91,06	40,38	45,53	2,15	9,83	11,98	16	Vérifier

❖ Le rondement :

$$R = \frac{40,38}{51} = 79\% > 70\% \text{ (On a fait le bon choix)}$$

• **Les connecteurs :**

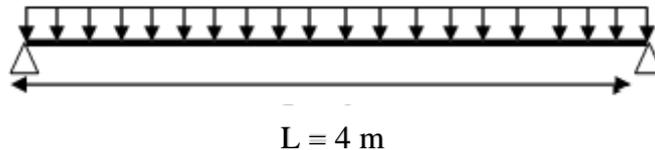
On prend 16 connecteurs pour toute la solive.

• **Vérification au voilement :**

Le profilé est de classe 1, donc il n'y a pas lieu de vérifier le voilement.

2.3.3 Pré-dimensionnement des solives de plancher courant (Service) :

Schémas statique de la solive :



Pré-dimensionnement (Condition de la flèche) : $\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{15}$

Avec :

L : la portée de la solive.

$$\frac{4000}{25} \leq h \leq \frac{4000}{15} \longrightarrow 160 \leq h \leq 266, \text{ on prend } \mathbf{IPE 180}$$

❖ D'après le calcul établi dans les solives du plancher terrasse et habitation on constate que le rondement ne vérifie pas, alors on prend **IPE 120**

• **Phase construction [4]:**

Les charges de la phase de construction sont :

Poids propre du profilé... $g_p = 0,104 \text{ KN/m}$.

Poids propre du béton frais..... $G_b = 2,5 \text{ KN/m}^2$

Ouvrier $Q_c = 0,75 \text{ KN/m}^2$

Bac d'acier (HB 55)..... $G_{bac} 0,15 \text{ KN/m}^2$

L'entraxe entre les solives est de **2 m**.

✚ Remarque :

La phase construction pour le plancher courant a les mêmes résultats que ceux du plancher terrasse.

• **Phase finale [4] :**

Poids propre du profilé..... $g_p = 0,104 \text{ KN/m}$.

Surcharge d'exploitation $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$.

$G_{\text{plancher}} = 5,76 \text{ kN/m}^2$

L'entraxe entre les solives est de 2 m

• **Combinaisons des charges :**

- **ELU :**

$$q_u = 1,35.g_p + (1,35(G_t) + 1,5.Q) \times 2$$

$$q_u = 1,35 \times 0,104 + (1,35 \times 5,76 + 1,5 \times 2,5) \times 2$$

$$q_u = 23,19 \text{ kN/m}$$

- **ELS :**

$$q_{\text{ser}} = g_p + (G_{\text{plancher}} + Q) \times 2$$

$$q_{\text{ser}} = 0,104 + (5,76 + 2,5) \times 2$$

$$q_{\text{ser}} = 16,62 \text{ kN/m}$$

Le tableau ci-dessous regroupe les résultats de la phase finale :

Tableau 3.6 : Les vérifications de la phase finale (solives plancher courant 'Service').

Phase finale	résistance à la flexion		l'effort tranchant		l'interaction de l'effort tranchant		la condition de la flèche				Condition
	M_{Sd} (KN.m)	M_{PLRd} (KN.m)	V_{Sd}^{max} (KN.)	$V_{pl.Rd}$ (KN.)	V_{Sd}^{max} (KN.)	$0,5V_{pl.Rd}$ (KN.)	F_c (mm)	F_f (mm)	F_m (mm)	F_{ad} (mm)	Vérifier
	46,38	51	46,38	100,18	46,38	50,09	2,15	11,17	13,32	16	

❖ Le rondement :

$$R = \frac{46,38}{51} = 90\% > 70\% \text{ (On a fait le bon choix)}$$

• **Les connecteurs :**

On prend 16 connecteurs pour toute la solive.

• **Vérification au voilement :**

Le profilé est de classe 1, donc il n'y a pas lieu de vérifier le voilement.

- **Conclusion :**

Les conditions sont toutes vérifiées, donc on prend **IPE 120** pour toutes les solives des planchers 'Terrasse', 'Habitation' et 'Services'.

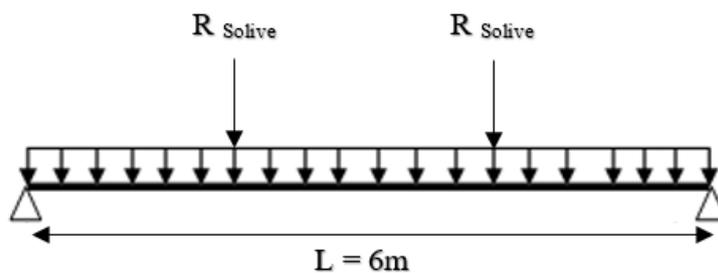
2.4 Pré-dimensionnement des poutres porteuses :

Une poutre principale est un élément porteur horizontal qui fait partie de l'ossature d'un plancher de bâtiment, elle repose elle-même sur des éléments porteurs verticaux (poteaux, voiles). Une poutre reçoit des action mécaniques (efforts et moments, ponctuels ou linéaires), elle est sollicitée principalement par un moment de flexion.

2.4.1 Pré-dimensionnement de la poutre principale (TERRASSE) :

La poutre la plus sollicitée a une portée de 6m

Schémas statique de la poutre :



Pré-dimensionnement (Condition de la flèche) : $\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{15}$

Avec :

L : la portée de la solive.

$$\frac{6000}{25} \leq h \leq \frac{6000}{15} \longrightarrow 260 \leq h \leq 400, \text{ on prend IPE 270}$$

Le tableau ci-dessous regroupe les caractéristiques du profilé :

Tableau 3.7 : Caractéristiques du profilé IPE 270.

Désignation	Poids G Kg/m	Section A cm ²	Dimensions			Caractéristiques						
			h mm	b mm	tf mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm	Av _z mm ²
IPE 270	36,1	45	270	135	10,2	5790	419,9	484,0	96,95	11,2	3,02	2214

- **Phase construction [4]:**

Les charges de la phase de construction sont :

Poids propre du profilé (Solive)..... $g_p = 0,104 \text{ KN/m}$.

Poids propre du profilé (Poutre)... $g_p = 0,361 \text{ KN/m}$.

Poids propre du béton frais..... $G_b = 2,5 \text{ KN/m}^2$

Ouvrier $Q_c = 0,75 \text{ KN/m}^2$

Bac d'acier (HB 55)..... $G_{bac} 0,15 \text{ KN/m}^2$

L'entraxe entre les solives est de **2 m**.

- **Combinaisons des charges :**

- **ELU :**

$$q_u = 1,35.g_{p_{solive}} + (1,35.G + 1,5.Q) \times 2$$

$$q_u = 1,35 \times 0,104 + (1,35 \times 2,65 + 1,5 \times 0,75) \times 2$$

$$\mathbf{q_u = 9,54 \text{ kN/m}}$$

$$R_{solive} = 9,54 \times \left(\frac{4}{2} + \frac{4}{2} \right) = \mathbf{38,16 \text{ kN}}$$

- **ELS :**

$$q_{ser} = .g_{p_{solive}} + (G + Q) \times 2$$

$$q_{ser} = 0,104 + (2,65 + 0,75) \times 2$$

$$\mathbf{q_{ser} = 6,904 \text{ kN/m}}$$

$$R_{solive} = 6,904 \times \left(\frac{4}{2} + \frac{4}{2} \right) = \mathbf{27,61 \text{ kN}}$$

- **Calcul de la charge répartie :**

$$q_{pp} = 1,35 \times 0,361 = 0,49 \text{ kN/m}$$

$$q(bs) = (1,35 \times 2,65 + 1,5 \times 0,75) \times 0,135 = 0,63 \text{ kN/m}$$

$$\mathbf{q_u = 1,12 \text{ kN/m}}$$

$$\mathbf{q_{ser} = 0,82 \text{ kN/m}}$$

- **Vérifications :**
- **Vérification de la résistance à la flexion [5] :**

$$M_{sd} \leq M_{PLRD} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}}$$

- **Le moment appliqué :**

$$M_{max} = \frac{R \times L}{3} + \frac{qu \times L^2}{8}$$

$$M_{max} = \frac{38,16 \times 6}{3} + \frac{1,12 \times 6^2}{8} \dots\dots\dots M_{max} = \mathbf{81,36 \text{ kN.m}}$$

$$M_{plrd} = \frac{484 \times 275}{1} \times 10^{-3} \dots\dots\dots M_{plrd} = \mathbf{133,1 \text{ kN.m}}$$

Msd = 81,36 kN.m < Mplrd = 133,1 kN.m, La condition est vérifiée.

- **Vérification à l'effort tranchant [5] :**

$$V_{sd} \leq V_{plRd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma_{M1}}$$

Avec : Av = 2214 mm²

$$V_{sd} = R + \frac{qu \times L}{2}$$

$$V_{sd} = 38,16 + \frac{1,12 \times 6}{2} \dots\dots\dots V_{sd} = \mathbf{41,52 \text{ kN}}$$

$$V_{plrd} = \frac{275 \times 2214}{\sqrt{3} \times 1,1} \times 10^{-3} \dots\dots\dots V_{plrd} = \mathbf{319,56 \text{ kN}}$$

Vsd = 41,52 kN < Vplrd = 319,56 kN, La condition est vérifiée.

- **Vérification à l'interaction de l'effort tranchant [5] :**

$$V_{sd}^{max} \leq 0,5 \times V_{plRd}$$

$$0,5 \times V_{plrd} = 159,79 \text{ kN} > V_{sd} = 41,52 \text{ kN}$$

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

- **Vérification de la condition de flèche [5] :**

$$f_{max} \leq \frac{L}{250}$$

$$f_{max} = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times EI} + \frac{23 \times R \times L^3}{648 \times EI}$$

- La flèche maximale :

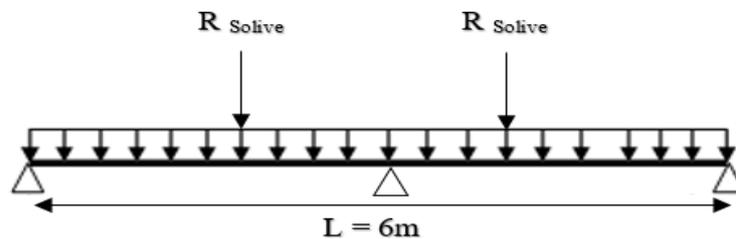
$$f^{max} = \frac{5 \times 0,82 \times 6000^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 5790 \times 10^4} + \frac{23 \times 27,61 \times 10^3 \times 6000^3}{648 \times 2,1 \times 10^5 \times 5790 \times 10^4} \dots \dots \dots f^{max} = 18,54mm$$

- La flèche admissible :

$$f_{adm} = \frac{6000}{250} \dots \dots \dots f_{adm} = 24mm$$

$f_{max} = 18,54mm < f_{adm} = 24 mm$, La condition de la flèche est vérifiée

On remarque que ma flèche maximale est important donc on rajoute un étaieiment à mi travée pour diminuer la flèche.



• **Vérification après avoir ajouté un étaieiment :**

$M_{sd} = 58,5 kN.m < M_{plrd} = 133,1 kN.m \dots \dots \dots$ La condition est vérifiée.

$V_{sd} = 39,84 kN < V_{plrd} = 319,56 kN \dots \dots \dots$ La condition est vérifiée.

$0,5 \times V_{plrd} = 45,53 kN > V_{sd} = 39,84 kN$, Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

$$f^{max} = 2,34 mm \leq f_{adm} = \frac{6000}{250} = 24mm.$$

On conclut alors que la condition de la flèche est vérifiée.

❖ Il n'y a pas de vérification de déversement car la poutre principale est maintenue par les solives.

• **Phase finale : [4]**

Poids propre du profilé (solive). $g_p = 0,104 kN/m$.

Surcharge d'exploitation..... $Q = 1,0 kN/m^2$.

$G_{plancher} = 6,92 kN/m^2$

• **Combinaisons des charges :**

- **ELU :**

$$q_u = 21,82 kN/m \dots \dots \dots R_{solive} = 87,28 kN$$

- **ELS :**

$$q_{ser} = 15,94 kN/m \dots \dots \dots R_{solive} = 63,77 kN$$

- **Calcul de la charge répartie :**

$$q_{pp} = 1,35 \times 0,361 = 0,49 \text{ kN/m}$$

$$q_{(bs)} = (1,35 \times 6,92 + 1,5 \times 1) \times 0,135 = 1,46 \text{ kN/m}$$

$$q_u = 1,95 \text{ kN/m}$$

$$q_{ser} = 1,43 \text{ kN/m}$$

- **Le moment appliqué :**

$$M_{max} = \frac{R \times L}{3} + \frac{q_u \times L^2}{8}$$

$$M_{max} = \frac{87,28 \times 6}{3} + \frac{1,95 \times 6^2}{8} \dots\dots\dots M_{max} = 183,335 \text{ kN.m}$$

- **Largeur de la dalle collaborante (largeur effective) :**

$$b_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} \frac{2l_0}{8} \text{ Avec : } l_0 : \text{ Longueur libre d'une poutre} \\ \text{simplement appuyée} \\ b \text{ } b : \text{ Entraxe entre les poutres.} \end{array} \right.$$

$$b_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} \frac{2 \times 6}{8} = 1,5m \\ b = 4m \end{array} \right. \longrightarrow b_{eff} = 1,5m.$$

- **Position de l'axe neutre [4] :**

$$R_{Béton} = 0,57.f_{ck}.b_{eff}.h_c. \text{ Avec : } f_{ck} = 25\text{MPa}, b_{eff} = 1,5m, h_c = 100-55 = 45$$

$$R_{Béton} = (0,57 \times 25 \times 1500 \times 45).10^{-3} \dots\dots\dots R_{Béton} = 961,87 \text{ kN.}$$

$$R_{Acier} = 0,95.f_y.A_a$$

$$R_{Acier} = 0,95 \times 275 \times 4594 \times 10^{-3} \dots\dots\dots R_{Acier} = 1199,15 \text{ kN.}$$

R_{Béton} = 961,87 kN < R_{Acier} = 1199,15 kN, donc l'axe neutre se trouve dans le profile en acier.

- **Calcul de F_w :**

$$F_w = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_a} \text{ Avec : } A_a = e_a \times h_a$$

$$h_a = 249,6 \text{ mm, } e_a = 6,6 \text{ mm, } A_a = 1647,36 \text{ mm}^2$$

$$F_w = 1449,36 \times \frac{275}{1} \times 10^{-3} \longrightarrow F_w = 453,02 \text{ kN}$$

$R_{\text{Béton}} < R_{\text{Acier}}$ et $F_w < R_{\text{Béton}}$, donc l'axe neutre est dans la semelle supérieure du profilé.

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

$$M_{plrd} = 1199,14 \times \frac{270}{2} + 961,87 \times \left(\frac{45}{2} + 55 \right) \times 10^{-3} = 236,42 \text{ kN.m}$$

$M_{max} = 183,335 \text{ kN.m} < M_{plrd} = 236,42 \text{ kN.m}$, La condition est vérifiée.

• **Vérification à l'effort tranchant [5] :**

$$V_{sd} \leq V_{plRd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma_{M1}}$$

$$V_{sd} = R + \frac{qu \times L}{2}$$

$$V_{sd} = 87,28 + \frac{1,95 \times 6}{2} \dots\dots\dots V_{sd} = 93,13 \text{ kN}$$

$$V_{plrd} = \frac{275 \times 2214}{\sqrt{3} \times 1,1} \times 10^{-3} \dots\dots\dots V_{plrd} = 319,56 \text{ kN}$$

$V_{sd} = 93,13 \text{ kN} < V_{plrd} = 319,56 \text{ kN}$, La condition est vérifiée.

• **Vérification à l'interaction de l'effort tranchant [5] :**

$$V_{sd}^{max} \leq 0,5 \times V_{plRd}$$

$$0,5 \times V_{plrd} = 159,79 \text{ kN} > V_{sd} = 93,13 \text{ kN}$$

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

• **Vérification de la condition de la flèche [5] :**

Il est nécessaire de vérifier : $f^{max} = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot L^4}{E I_c} \leq \bar{f}$

Avec :

$$L = 6\text{m} ; E = 2,1 \times 10^5 \text{ MPa} ; n = 15 ; \nu = \frac{Aa}{Ab}$$

$$\text{Et : } I_c = \frac{Aa \times (h_c + 2h_p + h_a)^2}{4(1+n\nu)} + \frac{b_{eff} \times h_c^3}{12n} + I_a$$

AN :

$$I_c = 1,61 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

- La flèche maximale :

$$f^{max} = \frac{5 \times 1,43 \times 6000^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 1,61 \times 10^8} + \frac{23 \times 63,77 \times 10^3 \times 6000^3}{648 \times 2,1 \times 10^5 \times 1,61 \times 10^8} \dots \dots \dots f^{max} = 15,17\text{mm}$$

- La flèche admissible :

$$f_{adm} = \frac{6000}{250} \dots \dots \dots f_{adm} = 24\text{mm}$$

$f_{max} = 15,17 \text{ mm} < f_{adm} = 24 \text{ mm}$, La condition de la flèche est vérifiée.

• **Calcul de la flèche totale :**

$$f_t = f_c + f_f = 2,34 + 15,17 = 17,51 \text{ mm} < f_{adm} = 24 \text{ mm}.$$

La condition de la flèche est vérifiée.

• **Calcul des connecteurs [10] :**

- **On détermine RL :**

$$RL = \inf (R_{acier} ; R_{béton})$$

$$RL = \inf (1199,14 ; 961,87) \longrightarrow \mathbf{RL = 961,87\text{kN}}$$

$$\text{Prd} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 73,13 \\ 72,58 \end{array} \right. \longrightarrow \mathbf{Prd = 72,58\text{kN}}$$

- Détermination du nombre de connecteurs :

$$N^{bre} = \frac{RL}{Prd}$$

$$N^{bre} = \frac{961,87}{72,58} = 13,25 ; \text{ On prend } 14.$$

✚ Remarque :

- ❖ L'espacement minimal des connecteurs doit être supérieur à 5 fois le diamètre pour la demi-portée de la poutre.

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

$$e_{\min} = \frac{L}{N^{\text{bre}} - 1} = \frac{3000}{14 - 1} = \mathbf{230,7 \text{ mm}} > 95 \text{ mm}$$

Alors on prend 28 connecteurs avec un espacement de 230 mm sur toute la portée de la poutre.

- ❖ Dans la phase finale, il n'y a pas lieu de vérifier le déversement car la poutre principale est maintenue par les solives.

- **Vérification au voilement :**

Dans le cas d'une poutre de classe 1 et 2, il n'y a pas de vérification pour le voilement de l'âme des poutres non raidies.

- Classification du profilé :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92$$

- Classification de la semelle :

$$\frac{c}{t_f} < 10\varepsilon ; \text{ Avec : } C = \frac{b - t_w}{2} = \frac{135 - 6,6}{2} = 64,2$$

$$\frac{64,2}{10,2} = 6,29 < 10 \times 0,92 = 9,2 \dots\dots\dots \text{ Semelle classe 1.}$$

- Classification de l'âme :

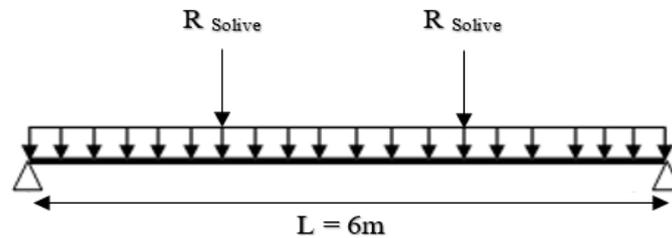
$$\frac{d}{t_w} < 72\varepsilon ; \text{ Avec : } d = 270 - 2 \times (10,2 + 15) = 219,6$$

$$\frac{219,6}{6,6} = 33,27 < 72 \times 0,92 = 66,24 \dots\dots\dots \hat{\text{A}}\text{me classe 1.}$$

Le profilé est de classe 1, donc il n'y a pas lieu de vérifier le voilement.

2.4.2 Pré-dimensionnement de poutre principale de plancher courant (Habitation) :

Schémas statique de la poutre :



La poutre principale de plancher courant (habitation) a la même portée que celle de plancher terrasse, donc on prend **IPE 270**.

- **Phase construction [4] :**

Les charges de la phase de construction sont :

Poids propre du profilé (Solive)..... $g_p = 0,104 \text{ KN/m}$.

Poids propre du profilé (Poutre)... .. $g_p = 0,361 \text{ KN/m}$.

Poids propre du béton frais..... $G_b = 2,5 \text{ KN/m}^2$

Ouvrier $Q_c = 0,75 \text{ KN/m}^2$

Bac d'acier (HB 55)..... $G_{bac} 0,15 \text{ KN/m}^2$

L'entraxe entre les solives est de **2 m**.

- ✚ **Remarque :**

La phase construction pour le plancher courant a les mêmes résultats que ceux du plancher terrasse.

- **Phase finale : [4]**

Poids propre du profilé (solive). $g_p = 0,104 \text{ KN/m}$.

Surcharge d'exploitation..... $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$.

G plancher = $5,76 \text{ kN/m}^2$

- **Combinaisons des charges :**

- **ELU :**

$q_u = 20,19 \text{ kN/m}$ $R_{solive} = 80,76 \text{ kN}$

- **ELS :**

$q_{ser} = 14,62 \text{ kN/m}$ $R_{solive} = 58,48 \text{ kN}$

• **Calcul de la charge répartie :**

$q_{pp} = 1,35 \times 0,361 = 0,49 \text{ kN/m}$

$q_{(bs)} = (1,35 \times 5,76 + 1,5 \times 1,5) \times 0,135 = 1,35 \text{ kN/m}$

$q_u = 1,84 \text{ kN/m}$

$q_{ser} = 1,34 \text{ kN/m}$

Le tableau ci-dessous regroupe les résultats de la phase finale :

Tableau 3.8 : Les vérifications de la phase finale (Poutre.P plancher courant ‘Habitation’).

Phase finale	résistance à la flexion		l'effort tranchant		l'interaction de l'effort tranchant		la condition de la flèche				condition vérifier
	M_{Sd} (KN.m)	M_{PLRd} (KN.m)	V_{sd}^{max} (KN.)	$V_{pl.Rd}$ (KN.)	V_{sd}^{max} (KN.)	$0,5V_{pl.Rd}$ (KN.)	F_c (m)	F_f (m)	F_m (m)	F_{ad} (mm)	
	169,8	236,42	86,28	319,56	86,28	159,87	2,34	13,34	15,68	24	

• **Les connecteurs :**

On prend 28 connecteurs pour toute la poutre.

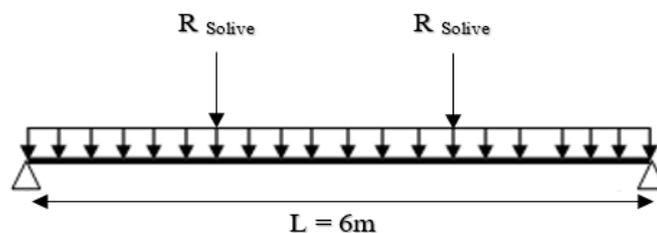
• **Vérification au voilement :**

Le profilé est de classe 1, donc il n’y a pas lieu de vérifier le voilement.

2.4.3 Pré-dimensionnement de poutre principale de plancher courant (Service) :

On prend **IPE 270**

Schémas statique de la poutre :



• **Phase construction [4] :**

Les charges de la phase de construction sont :

Poids propre du profilé (Solive)..... $g_p = 0,104 \text{ KN/m}$.

Poids propre du profilé (Poutre)... $g_p = 0,361 \text{ KN/m}$.

Poids propre du béton frais..... $G_b = 2,5 \text{ KN/m}^2$

Ouvrier $Q_c = 0,75 \text{ KN/m}^2$

Bac d’acier (HB 55)..... $G_{bac} 0,15 \text{ KN/m}^2$

L'entraxe entre les solives est de **2 m**.

✚ Remarque :

La phase construction pour le plancher courant a les mêmes résultats que ceux du plancher terrasse.

• **Phase finale : [4]**

Poids propre du profilé (solive). $g_p = 0,104 \text{ KN/m}$.

Surcharge d'exploitation..... $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$.

G plancher = $5,76 \text{ kN/m}^2$

• **Combinaisons des charges :**

- **ELU :**

$q_u = 23,19 \text{ kN/m}$ $R_{solive} = 92,76 \text{ kN}$

- **ELS :**

$q_{ser} = 16,62 \text{ kN/m}$ $R_{solive} = 62,48 \text{ kN}$

• **Calcul de la charge répartie :**

$q_{pp} = 1,35 \times 0,361 = 0,49 \text{ kN/m}$

$q_{(bs)} = (1,35 \times 5,76 + 1,5 \times 2,5) \times 0,135 = 1,55 \text{ kN/m}$

$q_u = 2,04 \text{ kN/m}$

$q_{ser} = 1,47 \text{ kN/m}$

Le tableau ci-dessous regroupe les résultats de la phase finale :

Tableau 3.9 : Les vérifications du la phase finale (Poutre.P plancher courant 'Service').

Phase finale	résistance à la flexion		l'effort tranchant		l'interaction de l'effort tranchant		la condition de la flèche				condition vérifier
	M_{Sd} (KN.m)	M_{PLRd} (KN.m)	V_{Sd}^{max} (KN.)	$V_{pl.Rd}$ (KN.)	V_{Sd}^{max} (KN.)	$0,5V_{pl.Rd}$ (KN.)	F_c (m)	F_f (m)	F_m (m)	F_{ad} (mm)	
	194,7	236,42	98,88	319,56	98,88	159,87	2,34	14,89	17,23	24	

• **Les connecteurs :**

On prend 28 connecteurs pour toute la poutre.

• **Vérification au voilement :**

Le profilé est de classe 1, donc il n'y a pas lieu de vérifier le voilement.

• **Conclusion :**

Les conditions sont toutes vérifiées, donc on prend **IPE 270** pour toutes les poutres principales de notre structure.

3 Pré-dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui doivent reprendre des efforts de compression.

Leur section doit présenter une bonne rigidité à la compression dans toutes les directions et en particulier suivant leurs axes principaux.

Le pré dimensionnement des poteaux s'effectue de la manière suivante :

1. De la descente de charges on détermine l'effort normal pondéré à l'E.L.U qui sollicite le poteau. $N_s = 1,35G + 1,5Q$

G : Poids propre des éléments qui sollicite le poteau étudié non compris son poids propre.

Q : Surcharge d'exploitation dans le cas où la charge d'exploitation est la même pour tous les étages, la loi de dégression est équivalente à la règle usuelle dans laquelle les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites.

2. On calcule la section minimale du profilé d'acier aux E.L.U selon le CCM97.

- **Poteau central :**

Le poteau le plus sollicité (poteau central) reprend une section de 20 m², il est représenté dans le schéma ci-dessous :

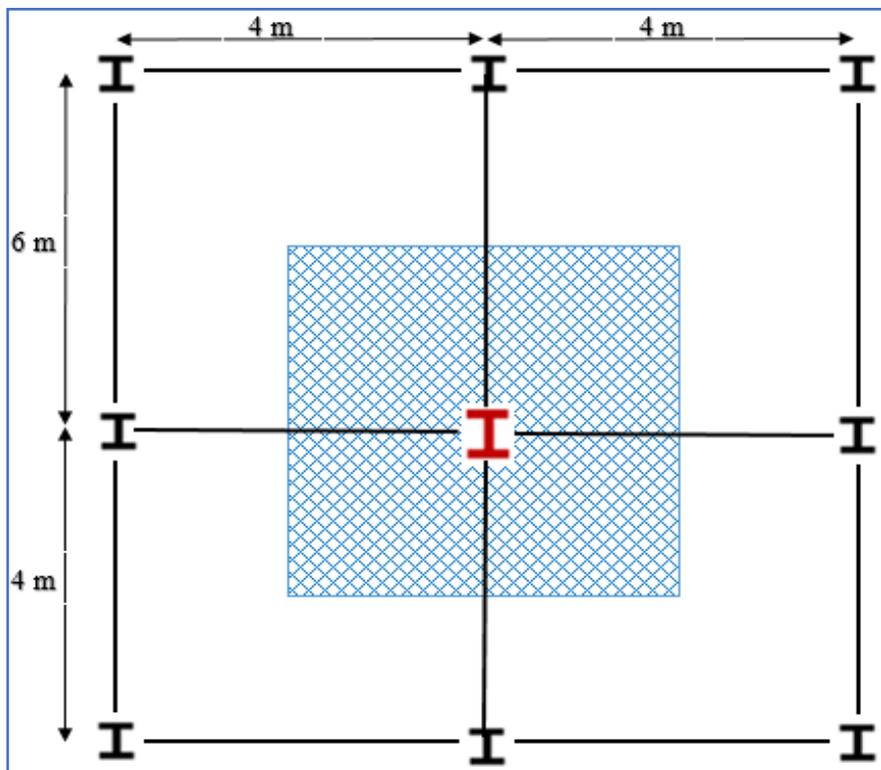


Figure 3.4 : Le poteau central.

Le pré-dimensionnement des poteaux se fait selon la formule suivante [5] :

$$Nsd \leq \chi \times \beta_A \times A \times \frac{fy}{\gamma_{M1}}$$

- **Les charges permanentes [3] :**

Poids du plancher terrasse inaccessible..... 6,92×20 = **138,4 kN.**

Poids du plancher courant5,76×20 = **115,2 kN.**

Poids des poutres porteuses (IPE270)0,361×5 = **1,8 kN.**

Poids des poutres non porteuses (IPE120)0,104×4 = **0,416 kN.**

- **Les charges d'exploitation [3] :**

Plancher terrasse inaccessible..... 1×20 = **20 kN.**

Plancher courant 2ème au 9ème étages (Habitation) 1,5×20 = **30 kN.**

Plancher courant RDC et 1^{er} étages (Service).....2,5 × 20 = **50 kN.**

- **Loi de dégression de la surcharge d'exploitation [3]:**

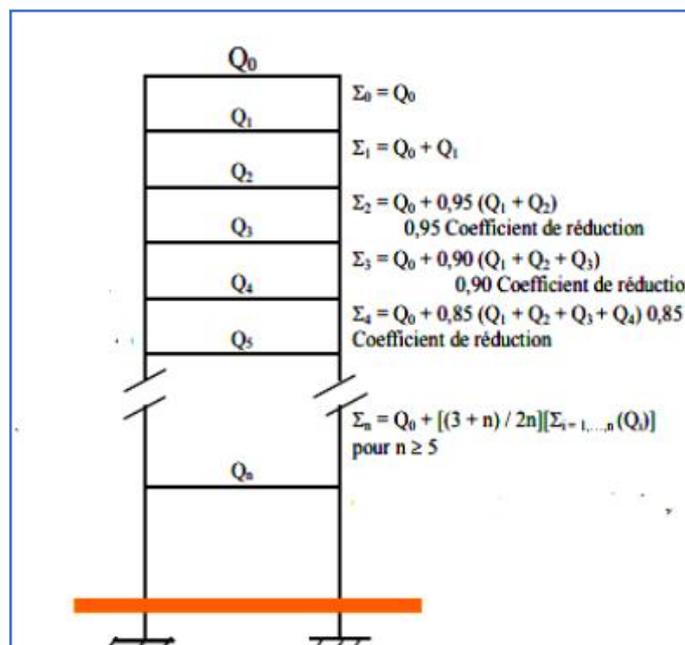


Figure 3.5 : Loi de dégression de la surcharge d'exploitation.

Le tableau ci-dessous regroupe la charge d'exploitation de chaque étage :

Tableau 3.10 : La descente des charges (les poteaux centraux).

Surface (m ²)	Niveau	Charge Permanente (kN)	Charge d'exploitation (kN)
20	Terrasse	140,61	20
	9 ^{ème}	258,03	20+30 = 50
	8 ^{ème}	375,44	20+0,95(30×2) = 77
	7 ^{ème}	492,86	20+0,90(30×3) = 101
	6 ^{ème}	610,28	20+0,85(30×4) = 122
	5 ^{ème}	727,69	20+0,8(30×5) = 140
	4 ^{ème}	845,11	20+0,75(30×6) = 155
	3 ^{ème}	962,52	20+ $\frac{3+7}{2 \times 7}$ (30×7) = 170
	2 ^{ème}	1079,95	20+ $\frac{3+8}{2 \times 8}$ (30×8) = 185
	1 ^{er}	1197,36	20+ $\frac{3+9}{2 \times 9}$ (30×9+50) = 213,33
	RDC	1314,77	20+ $\frac{3+10}{2 \times 10}$ (30×10+2×50) = 241

- **Calcul des sollicitations :**

- **Exemple de calcul : poteaux du 8^{ème} au 9^{ème} :**

❖ On calcule la sollicitation à L'ELU :

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

$$G = 258,03 \text{ kN} ; Q = 50 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 423,34 \text{ kN}$$

$$A \geq \frac{\gamma_{M1} \times N_{sd}}{f_y} \times 10^3 \longrightarrow A \geq \frac{1,1 \times 423,34}{275} \times 10^3 = 1693,36 \text{ mm}^2$$

$A \geq 16,93 \text{ cm}^2$; on choisit un **HEA 100** avec : $A = 21,24 \text{ cm}^2$.

Le tableau ci-dessous regroupe les résultats de choix des poteaux :

Tableau 3.11 : Choix des poteaux.

Etage	Profilé	Section A (cm ²)
8 ^{ème} au terrasse	HEA 100	21,24
7 ^{ème} au 8 ^{ème}	HEA 120	25,34
6 ^{ème} au 7 ^{ème}	HEA 160	38,77
5 ^{ème} au 6 ^{ème}	HEA 180	45,25
4 ^{ème} au 5 ^{ème}	HEA 200	53,83
2 ^{ème} au 4 ^{ème}	HEA 220	64,34
1 ^{ème} au 2 ^{ème}	HEA 240	76,84
RDC au 1 ^{er}	HEA 260	86,82

- **Vérification des poteaux :**
- **Vérification au flambement [5] :**

La résistance au flambement pour un élément comprimé doit satisfaire la condition suivante :

$$N_{sd} \leq N_{brd} = \chi \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1 \quad \text{Avec : } \beta_A = 1 \text{ et } \gamma_{M1} = 1,1$$

χ : coefficient de réduction.

$$\text{Avec : } \bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \text{ et } \lambda = \frac{l_f}{i} ; \lambda_1 = 93,91\varepsilon ; \bar{\lambda} = \frac{\lambda}{93,91\varepsilon}$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} , f_y = 275 \text{ MPa} , \phi = 0,5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right]$$

α : coefficient d'imperfection qui se déduit du tableau suivant :

Tableau 3.12 : Valeur de coefficient

Courbe de flambement	a	b	c	d
Facteur d'imperfection α	0,21	0,34	0,49	0,76

Remarque :

Les poteaux sont articulés dans le sens (y-y) et encastrés dans le sens (z-z) pour le RDC et les 9 niveaux.

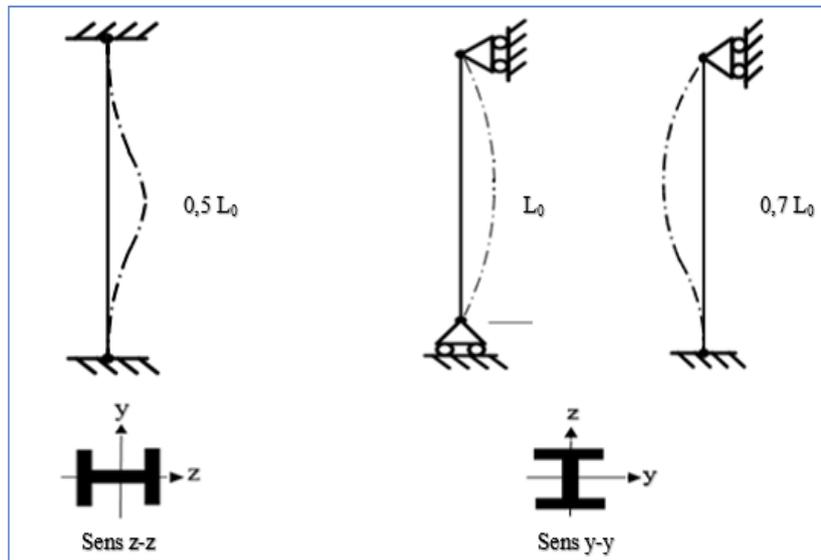


Figure 3.6 : Axe de flambement.

- Vérification de flambement des poteaux de niveaux terrasse au 9^{ème} étage :

$$\text{Avec : } l_f = \begin{cases} l_{fy} = l_0 = 3,4\text{m} \\ l_{fz} = 0,5 l_0 = 1,7\text{m} \end{cases}$$

- Flambement autour de l'axe y-y.

Le tableau ci-dessous regroupe les résultats trouvés :

Type de poteaux	HEA 100
λ_y	83,74
λ_z	67,72
$\overline{\lambda}_y$	0,96
α_y	0,34
ϕ_y	1,09
χ_{\min}	0,62
N_{brd} (KN)	329,22
N_{sd} (KN)	219,83
$N_{sd} \leq N_{brd}$	Poteau stable

Tableau 3.13 : Vérification de flambement des poteaux de niveaux terrasse au 9^{ème} étage.

- **Le choix final des poteaux après la vérification :**

Tableau 3.14 : Choix final des poteaux.

Etage	λ_y	α_y	ϕ_y	χ_{\min}	N_{sd} (kN)	N_{brd} (kN)	$N_{sd} \leq N_{brd}$	Profilé
Terrasse au 9 ^{ème}	0,96	0,34	1,09	0,62	219,83	329,22	vérifiée	HEA 100
9 ^{ème} au 8 ^{ème}	0,8	0,34	0,92	0,72	423,34	456,12	vérifiée	HEA 120
8 ^{ème} au 7 ^{ème}	0,68	0,34	0,81	0,8	622,34	628,45	vérifiée	HEA 140
7 ^{ème} au 6 ^{ème}	0,52	0,34	0,69	0,87	816,86	984,18	vérifiée	HEA 180
6 ^{ème} au 4 ^{ème}	0,47	0,34	0,65	0,9	1192,38	1211,17	vérifiée	HEA 200
4 ^{ème} au 3 ^{ème}	0,43	0,34	0,63	0,91	1373,4	1463,7	vérifiée	HEA 220
3 ^{ème} au 2 ^{ème}	0,4	0,34	0,614	0,93	1554,4	1767,32	vérifiée	HEA 240
2 ^{ème} au RDC	0,43	0,34	0,63	0,917	1936,43	1983,81	vérifiée	HEA 260

CHAPITRE 4

- Etude des éléments secondaires

1 Acrotère :

1.1 Introduction :

L'acrotère est un élément non structural, il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse qui est la section dangereuse, d'après sa disposition, l'acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

- Son poids propre sous forme d'un effort normal vertical.
- Une force horizontale due à une main courante $Q=1\text{kN/ml}$.

1.2 Calcul des charges sollicitant l'acrotère :

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur dont les dimensions sont comme suite :

- Hauteur : $H = 60\text{cm}$
- Largeur : $b = 100\text{cm}$
- Epaisseur : $e = 10\text{cm}$

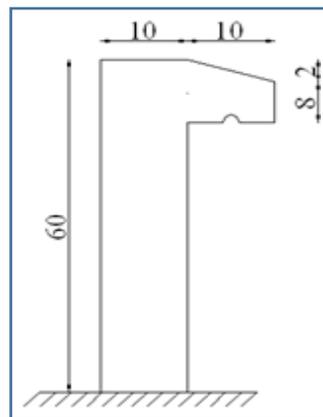


Figure 4.1 : Dimension de l'acrotère.

1.2.1 Principe de calcul :

L'acrotère est assimilée à une console verticale encastrée à sa base dans le plancher terrasse, elle est soumise à :

- Son poids propre (W_p)
- Un moment dû à la force horizontale F , avec : $F = \max(Q = 1\text{kN/ml} ; F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p)$

Le calcul du ferrailage se fait en flexion composée pour une bande de 1m de largeur, la fissuration est considérée comme préjudiciable car l'élément est exposé aux intempéries.

1.2.2 Evaluation des charges :

- **Charge d'exploitation :** $Q = 1 \text{ kN/ml}$
- **Charges permanentes :** le poids propre de l'acrotère pour 1m de largeur est égal à :

$$G = \rho \times S$$

S : la surface transversale totale de l'acrotère.

$$- \text{ Surface de l'acrotère : } S = \left[(0,1 \times 0,6) + (0,1 \times 0,08) + \frac{(0,1 \times 0,02)}{2} \right] = 0,069 \text{ m}^2$$

Le poids volumique tel que : $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

- Poids propre de l'acrotère : $G_{pp} = \rho_b \times S = 25 \times 0,069 = 1,725 \text{ kN/ml}$
- Revêtement en ciment :

$$\rho = 14 \text{ kN/m}^3 \text{ et } e = 2 \text{ cm}$$

$$G_{R,C} = \rho \times e \times P_{cme} = 14 \times 0,2 \times (0,6 + 0,1 + 0,102 + 0,08 + 0,5) = 0,39 \text{ kN/ml}$$

$$G = G_{pp} + G_{R,C} = 2,11 \text{ kN/ml.}$$

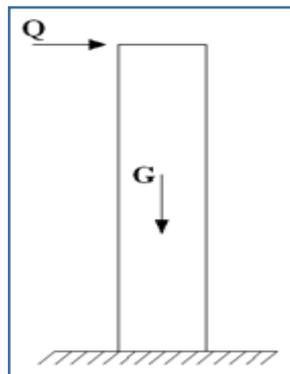


Figure 4.2 : Sollicitations de l'acrotère.

1.3 Calcul de la force sismique :

L'acrotère doit être vérifiée sous l'action d'un effort sismique F_p appliqué sur sa partie supérieure.

Si $F_p > 1,5Q > 1$, on va utiliser cette force pour déterminer les efforts qui seront utilisés pour le calcul des armatures.

L'action des forces horizontales est donnée par : $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$ (RPA99 version 2003)

Avec :

F_p : Force horizontale agissant sur les éléments non structuraux.

A : Coefficient d'accélération pour la zone III, groupe 2 $\longrightarrow A = 0,25$

C_p : Facteur de force horizontale donné par le tableau (6-1) $\longrightarrow C_p = 0,8$

W_p : Poids de l'acrotère = $2,11 \text{ kN}$

$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,11 = 1,69 \text{ kN}$

$$Q_u = \max(1,5Q ; F_p) \begin{cases} F_p = 1,69 \text{ kN} \\ 1,5Q = 1,5 \text{ kN} \end{cases} \longrightarrow Q_u = Q_h = 1,69 \text{ kN}$$

Alors pour 1m de largeur on a :

$$\begin{cases} G = 2,11 \text{ kN/ml} \\ Q = 1,69 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

1.4 Calcul des efforts :

❖ **Etat limite ultime :**

- $N_u = 1,35 G = 2,848 \text{ kN}$
- $M_u = 1,5Q \times h = 1,521 \text{ kN.m}$
- $T_u = 1,5Q = 2,535 \text{ kN}$

❖ **Etat limite de service :**

- $N_{ser} = G = 2,11 \text{ kN}$
- $M_{ser} = Q \times h = 1,014 \text{ kN.m}$
- $T_{ser} = Q = 1,69 \text{ kN}$

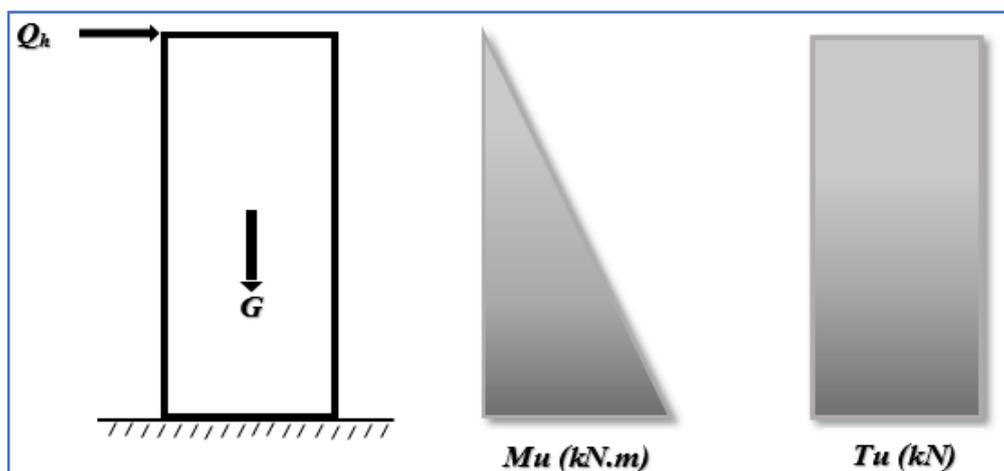


Figure 4.3 : Diagrammes des efforts à L'ELU.

1.5 Ferrailage de la section de l'acrotère :

L'acrotère est sollicité en flexion composée et le calcul se fera à l'ELU :

- Données :

$$h = 10\text{cm} ; b = 100\text{cm} ; f_{c28} = 25\text{MPa} ; \sigma_{bc} = 14,17\text{MPa} ; c = c' = 2\text{cm} ; f_e = 400\text{MPa}$$

$$M_u = 1,521\text{kN.m} ; N_u = 2,848\text{kN}$$

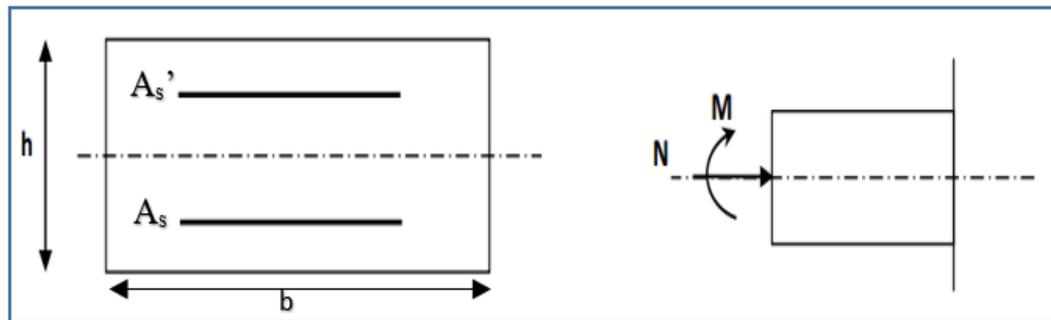


Figure 4.4 : Section de calcul de l'acrotère.

h : Epaisseur de la section ($h=10\text{cm}$).

c et c' : La distance entre le centre de gravité des aciers et la fibre extrême du béton «enrobage» ($c=c'=2\text{cm}$).

$d = h - c$: Hauteur utile ($d=8\text{cm}$).

• **Calcul de l'excentricité :**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,521}{2,848} = 53,41\text{cm}$$

$$\frac{h}{2} - c' = \frac{10}{2} - 2 = 3\text{cm}$$

} $e_0 > \frac{h}{2} - c' \longrightarrow$ **Section partiellement comprimée.**

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section de l'acrotère.

Les armatures sont calculées à la flexion simple en équilibrant le moment fictif M_f .

• **Calcul du moment fictif M_f :**

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 1,521 + 2,848 \left(\frac{0,1}{2} - 0,2 \right) = 1,094\text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{1,094 \times 10^6}{1000 \times 80^2 \times 14,17} = 0,012$$

$\mu < \mu_R = 0,392 \longrightarrow A_s' = 0$; les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,012}) = 0,015$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 8(1 - 0,4 \times 0,015) = 7,95 \text{ cm}$$

$$\mu = 0,012 < 0,186 \longrightarrow \zeta_s = 10\% \text{ et } \sigma_s = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{sf} = f(M_f)$$

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z\sigma_s} = \frac{1,094 \times 10^6}{79,5 \times 348} = 0,39 \text{ cm}^2$$

$$\diamond A_{s1} = A_s' = 0$$

$$\diamond A_{s2} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 39 - \frac{2,848 \times 10^3}{348} = 0,31 \text{ cm}^2$$

$$\text{On obtient : } \begin{cases} A_{s1} = 0 \text{ cm}^2 \\ A_{s2} = 0,31 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

1.6 Vérification de la section d'acier selon 'BAEL91 modifié 99' :

Il faut vérifier A_s avec la section minimale imposée par la règle de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000} ; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_c} \right\} \text{ avec : } f_{t28} = 2,1 \text{ MPa ; } f_c = 400 \text{ MPa ; } b = 100 \text{ cm ; } d = 8 \text{ cm}$$

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \{ 1 \text{ cm}^2 ; 0,966 \text{ cm}^2 \} = 1 \text{ cm}^2$$

Donc on opte pour : **6T8 = 3,02 cm²**

Avec un espacement : $S_t = \frac{100}{6} = 16,67 \text{ cm}$ et on prend $S_t = 15 \text{ cm}$.

1.6.1 Armatures de répartitions :

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \longrightarrow A_r \geq 0,425 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **4T8 = 2,01 cm²**

Avec un espacement : $S_t = \frac{60-4}{3} = 18,66 \text{ cm}$ et on prend $S_t = 18 \text{ cm}$.

1.6.2 Vérification à l'ELS :

La fissuration est considérée comme préjudiciable :

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1,014}{2,11} = 48,06 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c' = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

$$e_0 > \frac{h}{2} - c' \longrightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

C : la distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

$$C = d - e_A$$

$$\text{Avec : } e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2} \right) = \frac{1,014 \times 10^2}{2,11} + \left(8 - \frac{10}{2} \right) = 51,06 \text{ cm} \longrightarrow C = -43,06 \text{ cm.}$$

D'après le 'BAEL 91 modifié 99', nous devons résoudre l'équation suivante :

$y_c^3 + py + q = 0$ avec y_c : la distance entre le centre de pression et l'axe neutre.

$$\text{Avec : } n = 15 \left\{ \begin{array}{l} p = -3c^2 + 6n(c - c') \frac{A_s}{b} + 6n(d - c) \frac{A_s}{b} = -5533,1 \\ q = -2c^3 - 6n(c - c')^2 \frac{A_s}{b} - 6n(d - c)^2 \frac{A_s}{b} = 152585,15 \end{array} \right.$$

La solution de l'équation du troisième degré est obtenue par :

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27} \right) = -1,81 \times 10^9$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,96 = 163,74^\circ$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 85,89$$

$$y_1 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 120 \right) = -85,51 \text{ cm}$$

$$y_2 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} \right) = 49,78 \text{ cm}$$

$$y_3 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 240 \right) = 35,73 \text{ cm}$$

La solution qui convient est : $y_c = 49,78cm$

Car : $0 < y_{ser} = y_c + c < d$

$$0 < y_{ser} = 49,78 - 43,06 = 6,72cm \text{ donc } \begin{cases} y_{ser} = 6,72cm \\ y_c = 49,78cm \end{cases}$$

- **Calcul du moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n [A_s (d - y_{ser})^2 + A_s' (y_{ser} - c')^2] = 10248,04cm^4 \text{ avec } n = 15$$

1.6.3 Vérification des contraintes :

- **Contrainte du béton :**

$$\sigma_{bc} = \left[\frac{N_{ser}}{I} y_c \right] y_{ser} \leq \overline{\sigma}_{bc} \text{ avec : } \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15MPa$$

$$\sigma_{bc} = \left[\frac{2,11 \times 10^3 \times 49,78 \times 10}{10248,04 \times 10^4} \right] \times 6,72 \times 10 = 0,69MPa \leq \overline{\sigma}_{bc} \dots \dots \text{ condition vérifiée.}$$

- **Contrainte de l'acier :**

$$\sigma_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (d - y_{ser}) \leq \overline{\sigma}_s \dots \dots \text{Acier tendu}$$

$$\sigma'_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (y_{ser} - c') \leq \overline{\sigma}_s \dots \dots \text{Acier comprimé}$$

$$\overline{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; \text{Max}(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right)$$

Avec : $\overline{\sigma}_{bc} = \min [266,66 ; \max (200 ; 201,63)] \longrightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 201,63MPa$ ($\eta = 1,6$ pour les acier HA).

$\sigma_s = 1,98MPa < \overline{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

$\sigma'_s = 7,26MPa < \overline{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

1.6.4 Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \overline{\tau}_u \text{ avec : } \overline{\tau}_u = \min (0,1 f_{c28}; 4MPa) = 2,5MPa$$

$$\tau_u = \frac{2,535 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0,032MPa \leq \overline{\tau}_u \dots \dots \dots$$
 condition vérifiée.

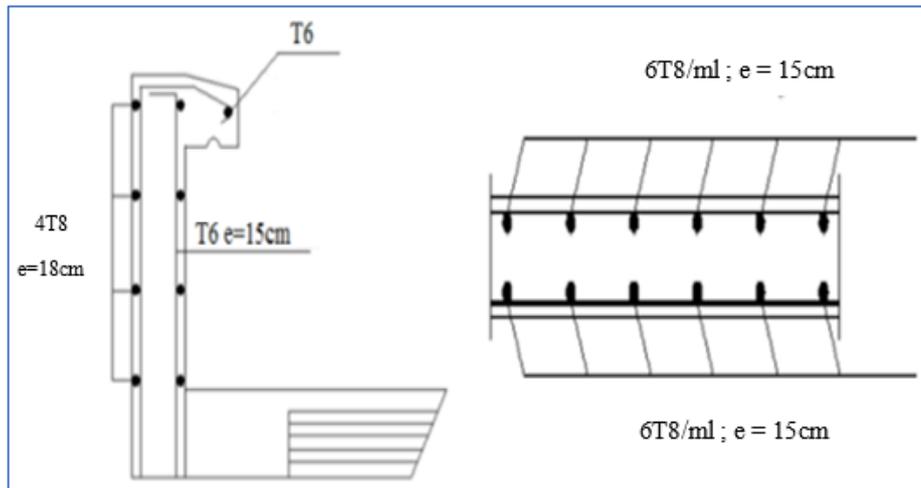


Figure 4.5 : Ferrailage de l'acrotère.

2. Escalier métallique :

2.1 Introduction :

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



Figure 4.6 : Constituant d'un escalier.

2.2 Choix des dimensions :

Caractéristiques géométriques de la cage d'escalier :

Hauteur de l'étage : $h = 3,4\text{m}$

D'après la loi de BLONDEL pour les escaliers métalliques et pour assurer un confort optimal, les conditions que doit satisfaire les marches et les contre marches sont les suivantes :

- g : largeur de la marche (giron), $27 \leq g \leq 30 \text{ cm}$; on prendre $g = 30\text{cm}$
 - H : hauteur de la marche, $60 \leq g + 2H \leq 64 \text{ cm}$ $\longrightarrow 16,5 \leq H \leq 18,5$; on prendra $H = 17\text{cm}$
- $60 \leq g + 2H \leq 64 \text{ cm}$, $60 \leq 30 + 2(17) \leq 64$ condition vérifiée.

$$\text{Nombre de contre marches : } n = \frac{h/2}{H} \longrightarrow n = \frac{3400/2}{170} \longrightarrow n = 10$$

Nombre de marches : $m = n - 1 \longrightarrow m = 9$ marche par volée, d'où 18 marches par niveau.

$$\text{Longueur horizontale de la volée : } L = g(n - 1) \longrightarrow L = 0,3 (10 - 1) = 2,7\text{m}$$

$$\text{Angle d'inclinaison de la volée : } \text{tg } \alpha = \frac{H}{L} \longrightarrow \text{tg } \alpha = \frac{1,7}{2,7} = 0,629 \longrightarrow \alpha = 32,2^\circ$$

$$\text{Longueur de la volée : } L_v = \frac{L}{\cos \alpha} \longrightarrow L_v = \frac{2,7}{\cos 32,2} \longrightarrow L_v = 3,2\text{m}$$

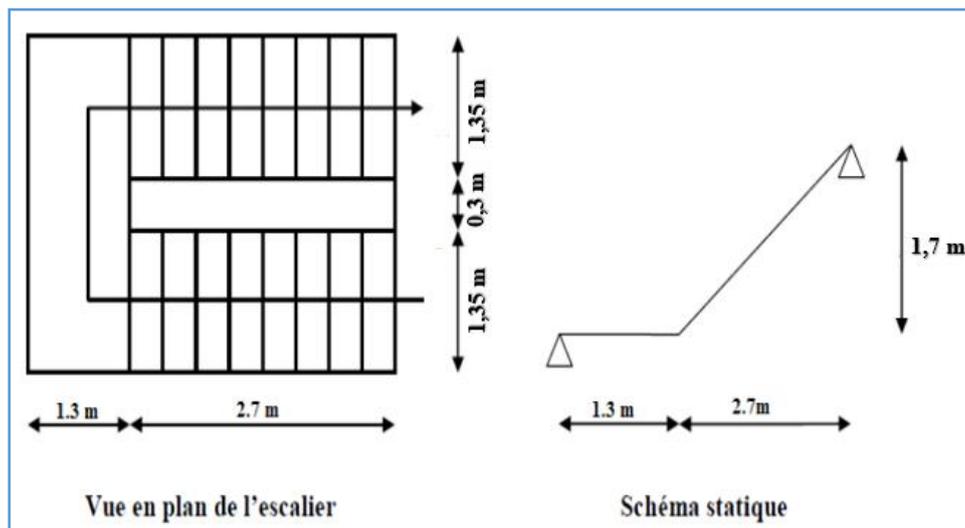


Figure 4.7 : Vue en plan et schéma statique de l'escalier.

2.3 Dimensionnement des limons :

2.3.1 Evaluation des charges :

- Tôle striée (ep = 50cm) = $0,005 \times 78,5 = 0,47 \text{ kN/m}^2$
- Béton (ep = 7cm) = $0,07 \times 25 = 1,75 \text{ kN/m}^2$
- Chappe (ep = 2cm) = $0,02 \times 20 = 0,4 \text{ kN/m}^2$
- Carrelage (ep = 2cm) = $0,02 \times 22 = 0,44 \text{ kN/m}^2$

D'où : $G = 3,06 \text{ kN/m}^2$; G (garde-corps) = 1 kN/ml ; $Q_{esc} = 2,5 \text{ kN/m}^2$

2.3.2 Dimensionnement :

Pour la paillasse : $G_1 = 3,06 \times (1,35/2) + 1 = 3,07 \text{ kN/m}$

Pour le palier de repos : $G_2 = 3,06 (1,35/2) = 2,07 \text{ kN/m}$

$Q = 2,5 (1,35/2) = 1,7 \text{ kN/m}$

$Q_1 = 3,07 + 1,7 = 4,77 \text{ kN/m}$

$Q_2 = 2,07 + 1,7 = 3,77 \text{ kN/m}$

Les charges revenant au limons sont représentées dans la figures suivantes :

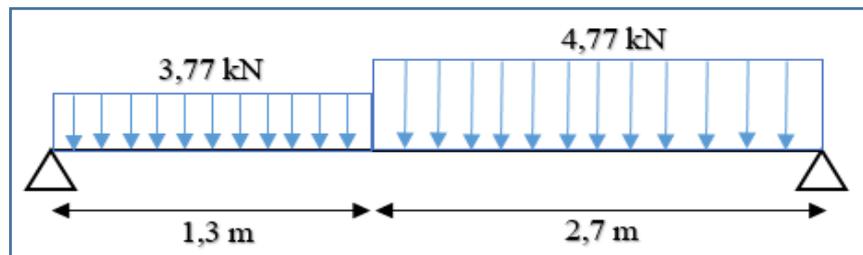


Figure 4.8 : Charges revenant au limons.

Pour être en sécurité et simplifier nos calculs on prend : $Q_{eq} = \max (Q_1 ; Q_2) = 4,77 \text{ kN/m}$

Réaction du limon sur la poutre palière : $R_L = 4,77 \times \frac{4}{2} = 9,54 \text{ kN}$

- **Dimensionnement par la condition de flèche à l'ELS : [5]**

$$f^{max} = \frac{5 \times 4,77 \times 4000^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times I_y} \leq \frac{4000}{300} \rightarrow I_y \geq 567,9 \text{ cm}^4$$

On prendra des UPN 140 avec : $I_y = 605 \text{ cm}^4$ et $W_{ply} = 103 \text{ cm}^3$

- **Vérification du moment fléchissant à l'ELU : [5]**

$q_u = 1,35 (G + G_{profilé}) + 1,5 Q$

$q_u = 1,35 (3,07 + 0,16) + 1,5 (1,7)$

$q_u = 6,91 \text{ kN/m}$

$$M_{sd} = \frac{6,91 \times 4^2}{8} \dots\dots\dots M_{sd} = 13,82 \text{ kN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{103 \times 275}{1} \times 10^{-3} \dots\dots\dots M_{plrd} = 28,3 \text{ kN.m}$$

$M_{sd} = 13,82 \text{ kN.m} < M_{plrd} = 28,3 \text{ kN.m}$, La condition est vérifiée.

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

$$V_{sd} = \frac{6,91 \times 4}{2} \dots\dots\dots V_{sd} = 13,82 \text{ kN}$$

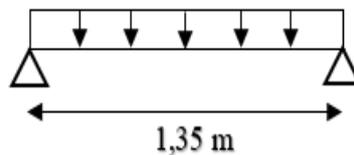
$$V_{plrd} = \frac{275 \times 1041}{\sqrt{3} \times 1,1} \times 10^{-3} \dots\dots\dots V_{plrd} = 150,25 \text{ kN}$$

$V_{sd} = 13,82 \text{ kN} < V_{plrd} = 150,25 \text{ kN}$, La condition est vérifiée.

2.4 Dimensionnement de la cornière de marche :

Les deux cornières travaillent simultanément en flexion simple, chaque cornière reprend la moitié de la charge permanente et la moitié de la charge d'exploitation.

On modélise la marche comme une poutre simplement appuyée :



- **Dimensionnement par la condition de flèche à l'ELS : [5]**

$$G_{\text{marche}} = 3,06 \times (0,3/2) = 0,46 \text{ kN/ml}$$

$$Q_{\text{marche}} = 2,5 \times (0,3/2) = 0,37 \text{ kN/ml}$$

$$Q_{\text{ser}} = 0,46 + 0,37 = 0,83 \text{ kN/ml}$$

$$f^{max} = \frac{5 \times 0,83 \times 1350^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times I_y} \leq \frac{1350}{300} \rightarrow I_y \geq 3,79 \text{ cm}^4$$

On opte pour une cornière à ailes égales **L 40×40×4** avec les caractéristiques suivantes :

$$I_y = I_z = 4,47 \text{ cm}^4$$

$$W_{ely} = W_{elz} = 1,55 \text{ cm}^3$$

$$G_{\text{profilé}} = 0,024 \text{ kN/m.}$$

- **Vérification du moment fléchissant à l'ELU : [5]**

$$q_u = 1,35 (G + G_{\text{profilé}}) + 1,5 (Q)$$

$$q_u = 1,35 (0,46 + 0,0246) + 1,5(0,37)$$

$$q_u = 1,21 \text{ kN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{1,21 \times 1,35^2}{8} \dots\dots\dots M_{sd} = 0,28 \text{ kN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{1,55 \times 275}{1} \times 10^{-3} \dots\dots\dots M_{plrd} = 0,43 \text{ kN.m}$$

$M_{sd} = 0,28 \text{ kN.m} < M_{plrd} = 0,43 \text{ kN.m}$, La condition est vérifiée.

2.5 Dimensionnement de la poutre palière :

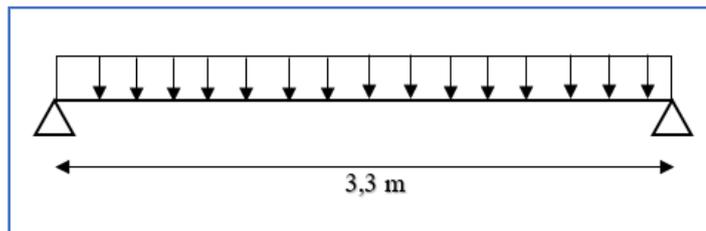


Figure 4.9 : schéma statique de la poutre palière.

- **Les charges revenant sur la poutre palière sont :**

Charges des cloisons : $2,22 \times 1,7 = 3,77 \text{ kN/m}$

Charge revenant du palier : $3,06 \times (1,3/2) = 1,2 \text{ kN/m}$

$Q = 2,5 \times 0,65 = 1,62 \text{ kN/m}$

$q_s = 3,77 + 1,2 + 1,62 = 6,59 \text{ kN/m}$

- **Dimensionnement par la condition de flèche à l'ELS : [5]**

$$f^{max} = \frac{5 \times 6,59 \times 3000^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times I_y} \leq \frac{3000}{300} \implies I_y \geq 330,9 \text{ cm}^4$$

On opte pour un **IPE 140** ($I_y = 541,2 \text{ cm}^4$)

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

$$q_u = 1,35 (3,77 + 1,2 + 0,129) + 1,5(1,62)$$

$$q_u = 9,31 \text{ kN/m}$$

$$q_s = (3,77 + 1,2 + 0,129) + 1,62$$

$$q_s = 6,72 \text{ kN/m}$$

- **Vérification du moment fléchissant à l'ELU : [5]**

$$M_{sd} = \frac{9,31 \times 3^2}{8} \dots\dots\dots M_{sd} = 10,47 \text{ kN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{88,34 \times 275}{1} \times 10^{-3} \dots\dots\dots M_{plrd} = 24,29 \text{ kN.m}$$

$M_{sd} = 10,44 \text{ kN.m} < M_{plrd} = 24,29 \text{ kN.m}$, La condition est vérifiée.

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

$$V_{sd} = \frac{9,31 \times 3}{2} \dots\dots\dots V_{sd} = 13,96 \text{ kN}$$

$$V_{plrd} = \frac{275 \times 764}{\sqrt{3} \times 1,1} \times 10^{-3} \dots\dots\dots V_{plrd} = 110,27 \text{ kN}$$

$V_{sd} = 13,96 \text{ kN} < V_{plrd} = 110,27 \text{ kN}$, La condition est vérifiée.

- **Vérification de la flèche à l'ELS : [1]**

$$f^{max} = \frac{5 \times 6,59 \times 3000^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 541,2} = 6,23 \text{ mm} \leq f^{adm} = \frac{3000}{300} = 10 \text{ mm}$$

$f^{max} = 6,23 \text{ mm} \leq f^{adm} = 10 \text{ mm}$; La condition est vérifiée.

- **Conclusion :**

On prend **IPE 140** pour la poutre palière.

CHAPITRE 5

- Etude dynamique

1. Introduction :

Le séisme se manifeste par des mouvements horizontaux et verticaux du sol, ces mouvements transmis aux fondations des constructions, celles-ci sont mises ainsi en vibration dynamique qui engendre des forces d'inertie dues à leur masse, ce qui entraîne des sollicitations dans les éléments des constructions.

Notre structure se trouvant dans une zone de forte sismicité, de ce fait le but de ce chapitre est de faire un calcul parasismique est d'assurer une protection acceptable des vies humaines et de la construction vis-à-vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement approprié.

2. Objectifs de l'étude sismique :

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

Cette étude, telle qu'elle se présente, est souvent très complexe, c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettront de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser. La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis qui est un logiciel de calcul de structure.

3. Critères de classification par le RPA99 version 2003 : [6]

Pour notre cas, et d'après la classification RPA: la wilaya d'ALGER est classée comme zone de forte sismicité ZONE III.

Notre ouvrage est considéré comme ouvrage courant ou d'importance moyenne « Groupe 2 » (bâtiment d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48m) (§3.2 RPA99 V2003).

Selon le rapport géotechnique relatif à cet ouvrage, et selon les propriétés mécaniques du sol, notre site est classé en catégorie S3 (§3.3.1 RPA99 V2003)

4. Choix de la méthode de calcul :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques, le calcul de ces efforts sismiques peut être déterminé à partir de ces trois méthodes selon le Règlement Parasismique Algérien (**RPA99v2003**) :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

- **La méthode statique équivalente :**

Pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente il faut que :

L'ouvrage étudié, satisfait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, (§3.5 RPA99 V2003) avec une hauteur au plus égal à 65m en zones I, II et à 30m en zone III, (§4.1.2 RPA99 V2003).

Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable selon (§4.1.2 RPA99 V2003).

- **La méthode modale spectrale :**

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendant de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties, ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

❖ **Nombre des modes à considérer selon 'RPA99 version2003' : [6]**

D'après le Règlement Parasismique Algérien (§ 4.3.4) :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions l'excitation 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 dans chaque direction considérée Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ et } T_k \leq 0,20\text{sec}$$

Avec : N : le nombre de niveaux au-dessus du sol.

T_k : la période du mode.

❖ **Le spectre de réponse :**

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

$$S_a \left\{ \begin{array}{ll} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \quad \text{(Formule (4.13) RPA99 v2003)} \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{array} \right.$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone.

Ce coefficient est donné suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment : **A=0,25** (tableau 4.1 coefficient d'accélération de zone RPA99 v2003)

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

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

ξ : Pourcentage d'amortissement critique

Quand : **ξ = 5%** (acier dense) , **η = 1** (Tableau 4.2 valeur de ξ % RPA99 v2003)

R : coefficient de comportement de la structure (Tableau 4.3 RPA99 v2003).

En fonction du système de contreventement (§3.4 RPA99 v2003).

T₁, T₂ : Période caractéristique associées à la catégorie de site

$$\text{Site meuble S3} \left\{ \begin{array}{l} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,50 \text{ s} \end{array} \right. \quad \text{(Tableau 4.7 RPA99 v2003).}$$

Q : facteur de qualité donné par la formule suivante : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$ [6] (Tableau 4.4)

Tableau 5.1 : Valeurs de pénalités

Critère « q »	P _q	
	Suivant X	Suivant Y
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0,05	0,05
2. Redondance en plan	0	0
3. Régularité en plan	0	0
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0,10	0,10
	Q_x = 1,20	Q_y = 1,20

❖ **Représentation graphique du spectre de réponse :**

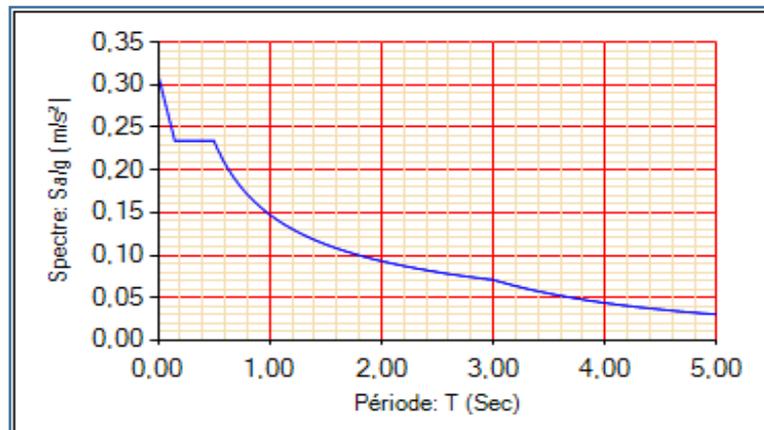


Figure 5.1 : Spectre de réponse.

5. Procédure de calcul :

Au cours d'étude de notre structure, on est passé par deux étapes et dans chaque étape on a étudié un modèle, tel que la différence entre les modèles étudiés est le système de contreventement utilisé.

- ❖ **Etape 1 :** dans cette étape, on a vérifié notre bâtiment autant qu'une structure **auto stable**.

Tableau 5.2 : Périodes et facteurs de participation massique du modèle Initial.

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
103/ 1	0,13	7,43	74,73	0,00	0,00	74,73	0,00
103/ 2	0,23	4,44	74,73	67,19	0,00	0,00	67,19
103/ 3	0,23	4,35	75,77	67,19	0,00	1,04	0,00
103/ 4	0,30	3,34	75,77	67,19	0,00	0,00	0,00
103/ 5	0,37	2,67	75,77	67,90	0,00	0,00	0,71
103/ 6	0,38	2,65	85,76	67,90	0,00	9,98	0,00
103/ 7	0,43	2,33	85,76	87,48	0,00	0,00	19,58
103/ 8	0,44	2,27	85,85	87,48	0,00	0,09	0,00
103/ 9	0,47	2,13	85,88	87,48	0,00	0,03	0,00
103/ 10	0,55	1,83	86,09	87,48	0,00	0,21	0,00
103/ 11	0,56	1,79	86,09	88,55	0,00	0,00	1,07
103/ 12	0,57	1,76	86,09	90,41	0,00	0,00	1,86
103/ 13	0,57	1,75	86,09	90,42	0,00	0,00	0,01
103/ 14	0,57	1,75	86,09	90,63	0,00	0,00	0,20
103/ 15	0,60	1,68	86,09	90,63	0,00	0,00	0,00
103/ 16	0,64	1,57	86,09	90,64	0,00	0,00	0,01
103/ 17	0,64	1,56	90,14	90,64	0,00	4,05	0,00
103/ 18	0,64	1,55	90,14	93,39	0,00	0,00	2,76

- **Constatation :**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

Une période du 1^{er} Mode : **T1= 7,43s**

Une période du 2^{ème} Mode : **T2=4,44s**

La participation massique dépasse le seuil des 90,14% à partir du 17^{ème} mode sens x.

La participation massique dépasse le seuil des 90,41% à partir du 12^{ème} mode sens y.

Le premier mode est un mode de translation parallèlement à l'axe X de 74,73 %.

Le deuxième mode est un mode de translation parallèlement à l'axe Y de 67,19 %

Le troisième mode est un mode de rotation.

✚ **Interprétation :** Avec une période de 7,43s notre structure est très souple.

❖ **Etape 2 :** dans cette étape, on doit augmenter la rigidité du bloc donc on a augmenté les sections des profilé et proposé des contreventements en V inversés avec les sections suivantes :

Sens x : 2 UPN 240

Sens y : 2 UPN 240

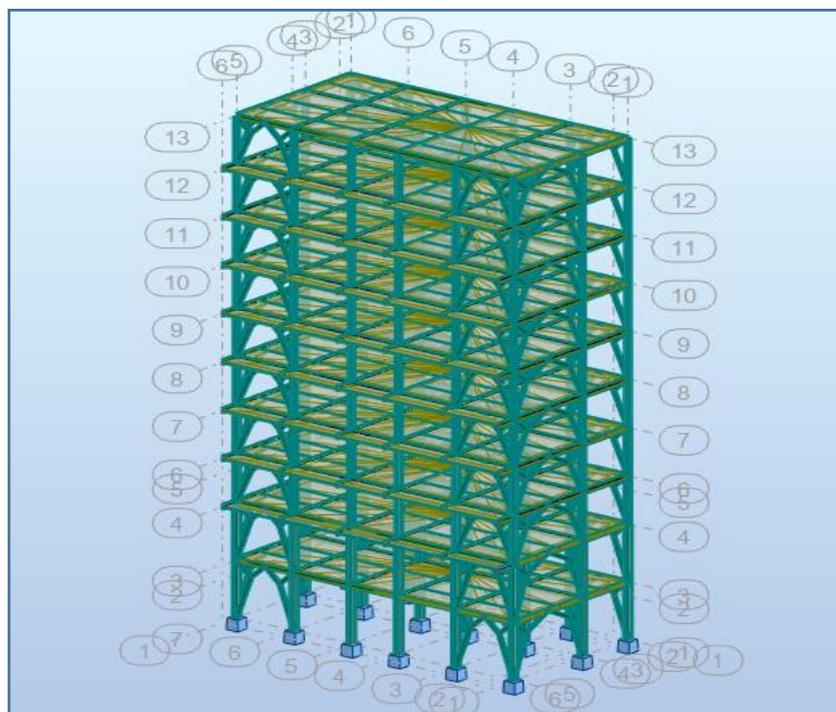


Figure 5.2 : Modèle finale 'Vu en 3D'.

Tableau 5.3 : Périodes et facteurs de participation massique du modèle finale.

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
4/ 1	0,90	0,97	0,00	74,87	0,00	0,00	74,87
4/ 2	1,16	0,86	85,69	74,87	0,00	85,69	0,01
4/ 3	1,23	0,81	86,95	75,14	0,00	1,26	0,27
4/ 4	1,55	0,65	86,95	77,23	0,00	0,00	2,09
4/ 5	1,97	0,51	87,34	77,23	0,00	0,39	0,00
4/ 6	2,18	0,46	87,34	77,52	0,01	0,00	0,29
4/ 7	2,25	0,44	87,34	84,08	0,01	0,00	6,56
4/ 8	2,42	0,41	87,34	84,09	0,02	0,00	0,00
4/ 9	2,44	0,41	87,34	89,79	0,02	0,00	5,70
4/ 10	2,58	0,39	87,34	89,79	0,02	0,01	0,00
4/ 11	2,65	0,38	87,34	89,86	0,02	0,00	0,07
4/ 12	3,29	0,30	87,35	90,27	0,02	0,00	0,41
4/ 13	3,48	0,29	95,54	90,27	0,02	8,19	0,00
4/ 14	3,81	0,26	95,54	91,92	0,02	0,00	1,65
4/ 15	3,86	0,26	95,54	92,15	0,02	0,00	0,23

- **Constatation :**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

Une période du 1^{er} Mode : **T1 = 0,97s**

Une période du 2^{ème} Mode : **T2 = 0,86s**

La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 13^{ème} mode sens x.

La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 12^{ème} mode sens y.

Le premier mode est un mode de translation pure parallèlement à l'axe Y de 74,87 %.

Le deuxième mode est un mode de translation couplé parallèlement à l'axe X de 85,69 %

Le troisième mode est un mode de rotation.

5.1 Vérification de la structure :

5.1.1 Vérification de la période fondamentale de la structure :

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

La formule empirique selon le règlement RPA99 à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T_{empirique} = C_T \times h_N^{3/4}$$

Avec :

C_T : Coefficient donnée en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, pour des contreventements assurés pas des palées triangulées : $C_T = 0,05$ (tableau 4.6 RPA99 V2003).

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) :

$$h_N = 35,36\text{m.}$$

D'où : $T_{\text{empirique}} = 0,05 \times 35,36^{3/4} \longrightarrow T_{\text{empirique}} = 0,725\text{s}$, la valeur de T calculé à partir du logiciel ne doit pas dépasser celle estimée à partir de la formule empirique appropriée de plus de 30%.

$$T \leq 1,3 T_{\text{empirique}} \longrightarrow T = 0,97\text{s} > 1,3 \times 0,725 = 0,943\text{s.}$$

On peut tolérer une période un peu plus grande que la période empirique puisqu'il s'agit d'une structure en charpente métallique, donc une structure souple.

5.1.2 Vérification de la force sismique à la base :

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule (4.1) du règlement RPA99 :

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

D'après les résultats tirés du logiciel Robot Structural Analysis on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_t^x = 2192,68 \text{ kN} \\ V_t^y = 1804,05 \text{ kN} \end{array} \right.$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone **A = 0,25**.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

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

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \quad \text{(Formule (4.2) RPA 2003).} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

$T_1 ; T_2$: Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site :

Site meuble S3 :
$$\left\{ \begin{array}{l} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,50 \text{ s} \end{array} \right. \quad \text{(Tableau (4.7) RPA 2003).}$$

$T = 0,94\text{s}$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$\left\{ \begin{array}{l} Dx = 19,30\text{m} \\ Dy = 11,25\text{m} \end{array} \right.$$

On calcule le facteur D suivant les deux directions par les formules suivantes :

$$Dx = Dy = D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

$Dx = Dy = 1,64$

Q : Facteur de qualité : $Qx = Qy = 1,20$

R : Coefficient de comportement global de la structure : $R = 4$.

W : Poids total de la structure : $W = 15116,19 \text{ kN}$ (Tiré du logiciel)

$$Vx = \frac{0,25 \times 1,64 \times 1,2}{4} \times 15116,19 ; Vy = \frac{0,25 \times 1,64 \times 1,2}{4} \times 15116,19$$

$$Vx = 1859,29 \text{ kN} ; Vy = 1859,29 \text{ kN}$$

$$0,8 Vx = 1487,43 \text{ kN} ; 0,8 Vy = 1487,43 \text{ kN}$$

Donc :
$$\left\{ \begin{array}{l} V_t^x = 2192,68 \text{ kN} > 0,8 Vx = 1487,43 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ V_t^y = 1804,05 \text{ kN} > 0,8 Vy = 1487,43 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

5.1.3 Vérification des déplacements inter étage :

L'une des vérifications préconisées par le **RPA99**, concerne les déplacements latéraux inter étages. En effet, selon l'article **5.10 du RPA99 version 2003** l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée.

$$\Delta_K^x \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_K^y \leq \bar{\Delta} \quad \text{avec :} \left\{ \begin{array}{l} \bar{\Delta} = 0,01 h_e \\ h_e : \text{la hauteur de l'étage.} \end{array} \right.$$

$$\Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y$$

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

Δ_K^x : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens x-x.

δ_{eK}^x : Le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens x-x (de même dans le sens y-y, δ_{eK}^y).

Tableau 5.4 : Vérification des déplacements inter étages du 2ème modèle.

Z(m)	Charge	Charge	δ_{eK}^x (cm)	δ_{eK}^y (cm)	δ_K^x (cm)	δ_K^y (cm)	Δ_k^x (cm)	Δ_k^y (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	sens(x)	sens(y)
35,36	Ex	Ey	3,8	5,6	15,2	22,4	0,4	1,2	3,4	Vérifié	Vérifié
31,96	Ex	Ey	3,7	5,3	14,8	21,2	0,4	1,6	3,4	Vérifié	Vérifié
28,56	Ex	Ey	3,6	4,9	14,4	19,6	1,2	2	3,4	Vérifié	Vérifié
25,16	Ex	Ey	3,3	4,4	13,2	17,6	1,2	2	3,4	Vérifié	Vérifié
21,76	Ex	Ey	3,0	3,9	12	15,6	1,2	2,4	3,4	Vérifié	Vérifié
18,36	Ex	Ey	2,7	3,3	10,8	13,2	1,6	2,4	3,4	Vérifié	Vérifié
14,96	Ex	Ey	2,3	2,7	9,2	10,8	1,6	2,4	3,4	Vérifié	Vérifié
11,56	Ex	Ey	1,9	2,1	7,6	8,4	1,6	2,8	3,4	Vérifié	Vérifié
8,16	Ex	Ey	1,5	1,4	6	5,6	3,2	3,6	4,08	Vérifié	Vérifié
4,08	Ex	Ey	0,7	0,5	2,8	2	2,8	2	4,08	Vérifié	Vérifié

5.1.4 Justification vis-à-vis l'effet P- Δ :

Les effets de second ordre (l'effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau 'k'

$$P_k = \sum(WG_i + \beta Wq_i)$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k » : $V_k = F_t + \sum F_i$.

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

- Si $0,10 < \theta_k \leq 0,20$, Les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'un analyse élastique du 1^o ordre par facteur $\frac{1}{1-\theta_k}$.

- Si $\theta_K > 0,20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

$$\text{Avec : } \begin{cases} F_t = 0 & \text{si : } T \leq 0,7s \\ F_t = 0,07 T_v & \text{si : } T > 0,7s \end{cases}$$

Le tableau suivant regroupe les résultats obtenus :

Tableau 5.5 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ (les effets du second ordre).

Z(m)	P(kN)	V _x (kN)	V _y (kN)	Δ_k^x (cm)	Δ_k^y (cm)	H(cm)	θ_x	θ_y	$\theta \leq 0,1$
35,36	1506,93	341,62	323,42	0,1	0,3	340	0,002900	0,004111	Vérifiée
31,96	3005,30	665,52	608,20	0,2	0,4	340	0,002656	0,005813	Vérifiée
28,56	4505,86	960,42	853,25	0,2	0,5	340	0,002759	0,007765	Vérifiée
25,16	6008,61	1222,84	1065,81	0,3	0,6	340	0,00433	0,009948	Vérifiée
21,76	7515,18	1454,56	1251,30	0,3	0,6	340	0,00455	0,010598	Vérifiée
18,36	9025,28	1659,79	1415,47	0,4	0,6	340	0,00639	0,011252	Vérifiée
14,96	10540,46	1841,81	1558,66	0,4	0,6	340	0,00673	0,011933	Vérifiée
11,56	12059,83	2000,30	1680,68	0,4	0,7	340	0,00709	0,014773	Vérifiée
8,16	13599,60	2131,50	1770,63	0,8	0,9	408	0,01251	0,016942	Vérifiée
4,08	15116,19	2192,70	1804,07	0,7	0,5	408	0,01182	0,010268	Vérifiée

5.1.5 Justification du choix de coefficient de comportement R :

D'après le **RPA99V2003 article 3.3.10** dans les systèmes d'ossature avec contreventement mixte (palée triangulée + portique auto stables) tel que les palées de contreventements doivent reprendre au plus de 20 % des sollicitations dues aux charges verticales, et les cadres auto stables ductiles doivent pouvoir reprendre à eux seuls, au moins 25% des charge horizontales globales.

$$\frac{\text{Poids des palées de stabilité}}{\text{Poids global}} = \frac{3864,15}{14311,69} = 0,27 \rightarrow 27\% > 20\%$$

- **Conclusion :**

Les résultats obtenus par le modèle renforcé sont vérifiés est satisfaisant pour les exigences de **RPA99 version 2003** :

- ✚ Les modes de translation. - Les déplacements inter-étages.
- ✚ La participation massique. - L'effort tranchant à la base.
- ✚ L'effet de P- Δ (seconde ordre).

CHAPITRE 6

- Vérification des éléments de l'ossature

1. Introduction :

Tout élément de structure doit lors de son service rester dans le domaine élastique, pour cela, nous devons limiter les contraintes et les déformations d'où l'apparition de notion de contraintes et déformations admissibles.

Pour le choix final des éléments de l'ossature métallique une vérification est nécessaire pour les profilés trouvés lors du pré-dimensionnement, sauf pour les solives, le choix des profilés en IPE est maintenu. Et pour cela on va vérifier deux types de phénomènes d'instabilité qui sont :

- Le flambement : La notion de flambement s'applique généralement à des éléments élancés qui lorsqu'ils sont soumis à un effort normal de compression, ont tendance à fléchir et se déformer dans une direction perpendiculaire à l'axe de compression, en raison d'un phénomène d'instabilité élastique.

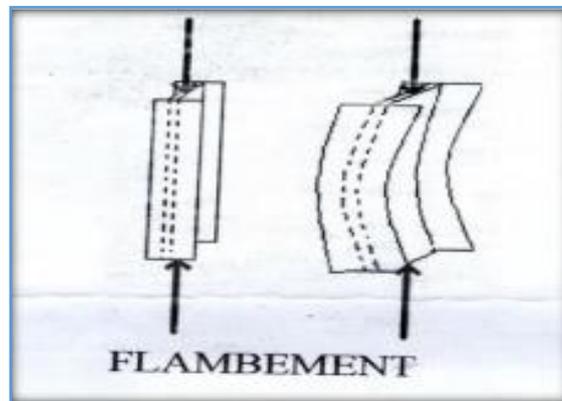


Figure 6.1 : Phénomène de flambement.

- Le déversement : C'est un phénomène d'instabilité susceptible d'intervenir dans les barres fléchies par rapport à leur axe de forte inertie (axe y-y) : sous l'effet de la flexion, une partie de la section est comprimée et l'autre partie est tendue.

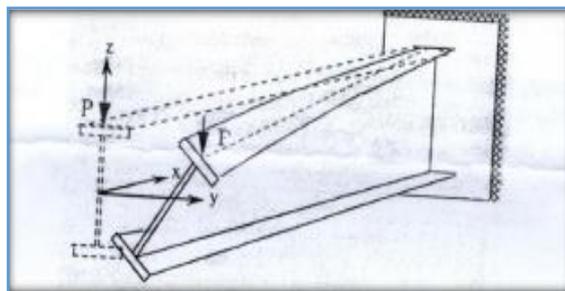


Figure 6.2 : Phénomènes de déversement.

✚ Remarque :

Dans ce chapitre, nos calculs seront basés sur les combinaisons qui donnent les efforts les plus défavorables tirés du logiciel **Robot Analysis**.

Les éléments structuraux doivent être dimensionnés sur la base des règles (**CCM 97**).

2. Vérification des poteaux :

2.1 Vérification des poteaux vis-à-vis le flambement :

Les poteaux sont soumis à la flexion composée où chaque poteau est soumis à un effort normal « N » et deux moments fléchissant M_y et M_z . La vérification se fait pour toutes les combinaisons inscrites aux règlements sous les sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens.

Les différentes sollicitations doivent être combinées dans les cas les plus défavorables, qui sont :

- Cas 1 : Une compression maximale, un moment $M_{y.sd}$ et $M_{z.sd}$ correspondant.
- Cas 2 : Un moment $M_{y.sd}$ maximal, une compression N_{sd} et $M_{z.sd}$ correspondant.
- Cas 3 : Un moment $M_{z.sd}$ maximal, une compression N_{sd} et $M_{y.sd}$ correspondant.

2.1.1 Les étapes de vérification du flambement :

Les éléments sollicités en compression axiale doivent satisfaire à la condition suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \times A \times f_y / \gamma_{M1}} + \frac{K_y \times M_{y.sd}}{W_{pl,y} \times f_y / \gamma_{M1}} + \frac{K_z \times M_{z.sd}}{W_{pl,z} \times f_y / \gamma_{M1}} \leq 1 \quad [5] \quad (5.51)$$

Avec :

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y}; \quad K_y \leq 1,5 \quad ; \quad K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y}; \quad K_z \leq 1,5$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \cdot \beta_{M,y} - 4) + \left(\frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right); \quad \mu_y \leq 0,90 \quad ; \quad \mu_z = \bar{\lambda}_z (2 \cdot \beta_{M,z} - 4) + \left(\frac{W_{pl,z} - W_{el,z}}{W_{el,z}} \right); \quad \mu_z \leq 0,90$$

$$\beta_{M,y} = \beta_{M,z} = 1,8 + 0,7 \left(\frac{M_{\min}}{M_{\max}} \right)$$

χ_{\min} est la plus petite valeur entre χ_y et χ_z

χ_y et χ_z sont les coefficients de réduction pour les axes y-y et z-z respectivement.

$\beta_{M,y}$ et $\beta_{M,z}$ sont les facteurs de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion.

2.1.2 La longueur de flambement : [5]

- **Détermination de la longueur de flambement :**

Mode d'instabilité à nœud fixe, le calcul se fait selon la relation suivante :

$$L_f = L \left[\frac{1 + 0,145 \times (\eta_1 + \eta_2) - 0,265 \times \eta_1 \times \eta_2}{2 - 0,364 \times (\eta_1 + \eta_2) - 0,247 \times \eta_1 \times \eta_2} \right] \quad \text{Avec : } \eta_1 = \eta_2 = \frac{\sum K_{\text{Poteaux}}}{\sum K_{\text{Poteaux}} + \sum K_{\text{poutres}}}$$

η_1 et η_2 : Facteurs de distribution pour des poteaux continus.

KPoteaux : rigidité des poteaux = $\frac{I}{H}$

KPoutres : rigidité des poutres = $\frac{I}{L}$

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 inférieure.

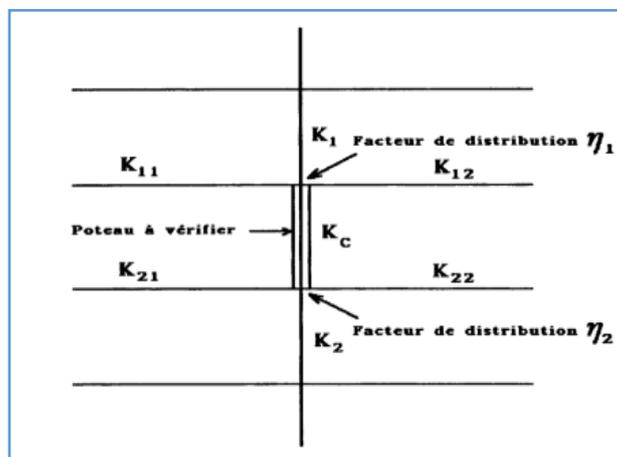


Figure 6.3 : Rigidité de poteau à vérifier.

2.1.3 Les vérifications :

2.1.3.1 Le cas 1 : N^{\max} , M_y^{corr} , M_z^{corr} :

Les efforts internes du logiciel ROBOT sous les combinaisons citées au-dessous sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 6.1 : Efforts internes des poteaux sous N_{\max} pour chaque niveau.

Niveau	Numéro	Combinaison	N_{\max}	Msd,y	Msd,z
9eme	501	ELU	119,17	10,00	2,00
8eme	450	ELU	271,76	16,72	4,58
7eme	399	ELU	428,48	24,34	7,19
6eme	348	ELU	583,01	-28,65	8,87
5eme	297	ELU	749,56	-38,87	11,32
4eme	246	ELU	903,35	-41,25	12,41
3eme	195	ELU	1089,93	-446,29	37,27
2eme	142	ELU	1289,24	-46,47	13,50
1 ^{er}	122	ELU	1491,33	-710,86	57,21
RDC	54	ELU	1693,55	-517,67	54,56

Le tableau ci-dessous regroupe les résultats calculés manuellement et les vérifications faites selon CCM97 :

Tableau 6.2 : Vérifications au flambement par flexion.

Flambement par flexion								
Etage	Profilé	Longueur de Flambement		Les coefficients			Valeur finale δ	Condition $\delta \leq 1$
		$l_{f,y}$	$l_{f,z}$	χ_{\min}	K_y	K_z		
9eme	HEA340	2736,48	2716,43	0,95	0,99	0,99	0,41	Vérifiée
8eme	HEA340	2788,45	2779,16	0,93	0,99	0,99	0,27	
7eme	HEA360	2905,98	2813,12	0,93	0,99	0,99	0,35	
6eme	HEA360	2943,27	2883,42	0,95	0,98	0,88	0,51	
5eme	HEA400	3011,72	2978,06	0,94	0,97	0,83	0,56	
4eme	HEA400	3094,00	3026,00	0,95	0,9*	0,79	0,66	
3eme	HEA450	3128,00	3094,00	0,93	0,95	0,77	0,78	
2eme	HEA450	3162,00	3128,00	0,94	0,99	0,75	0,86	
1 ^{er}	HEA550	3835,20	3794,40	0,96	0,99	0,85	0,89	
RDC	HEA550	2815,20	2774,40	0,96	1,00	0,88	0,48	

2.1.3.2 Le cas 2 : M_y^{\max} , N^{corr} , M_z^{corr} :

Les efforts internes du logiciel ROBOT sous les combinaisons citées au-dessous sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 6.3 : Efforts internes des poteaux sous M_y max pour chaque niveau.

Niveau	Numéro	Combinaison	$M_{sd,y_{\max}}$	Nsd	$M_{sd,z}$
9eme	506	G+Q+EY	-72,65	110,83	5,67
8eme	455	G+Q+EY	-129,37	228,45	10,86
7eme	404	G+Q+EY	-195,29	348,64	16,48
6eme	353	G+Q+EY	-242,65	467,58	20,94
5eme	302	G+Q+EY	-320,08	591,97	26,86
4eme	251	G+Q+EY	-354,99	712,48	30,63
3eme	200	G+Q+EY	-446,29	840,33	37,27
2eme	147	G+Q+EY	-499,33	962,58	40,95
1 ^{er}	120	G+Q+EY	-710,86	1086,73	57,21
RDC	52	G+Q+EY	-517,67	1214,85	54,35

Le tableau ci-dessous regroupe les résultats calculés manuellement et les vérifications faites selon CCM97 :

Tableau 6.4 : Vérifications au flambement par flexion.

Flambement par flexion								
Etage	Profilé	Longueur de Flambement		Les coefficients			Valeur finale δ	Condition $\delta \leq 1$
		$l_{f,y}$	$l_{f,z}$	χ_{\min}	K_y	K_z		
9eme	HEA340	3366,00	3184,12	0,96	1,00	1,00	0,51	Vérifiée
8eme	HEA340	3355,8	3176,92	0,95	1,00	0,99	0,33	
7eme	HEA360	3325,2	3168,13	0,95	1,00	1,00	0,37	
6eme	HEA360	3230,00	3162,44	0,96	1,00	0,88	0,52	
5eme	HEA400	3218,8	3158,41	0,94	1,00	0,83	0,56	
4eme	HEA400	3209,6	3156,22	0,95	1,00	0,79	0,63	
3eme	HEA450	3196,00	3151,10	0,93	0,95	0,77	0,77	
2eme	HEA450	3184,95	3148,06	0,96	0,99	0,75	0,88	
1 ^{er}	HEA550	3184,01	3121,68	0,95	0,99	0,85	0,95	
RDC	HEA550	2874,45	2871,98	0,97	1,00	0,90	0,89	

2.1.3.3 Le cas 3 : M_z^{\max} , N^{corr} , M_y^{corr} :

Les efforts internes du logiciel ROBOT sous les combinaisons citées au-dessous sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 6.5 : Efforts internes des poteaux sous M_z max pour chaque niveau.

Niveau	Numéro	Combinaison	Msd,z max	Nsd	Msd,y
9eme	500	ELU	14,32	110,85	-6,87
8eme	455	G+Q+EX	10,86	228,45	-129,37
7eme	404	G+Q+EX	16,48	348,64	-195,29
6eme	353	G+Q+EX	20,94	467,58	-242,65
5eme	302	G+Q+EX	26,86	591,97	-320,08
4eme	251	G+Q+EX	30,63	712,48	-354,99
3eme	200	G+Q+EX	37,27	840,33	-446,29
2eme	147	G+Q+EX	40,95	962,58	-499,33
1 ^{er}	120	G+Q+EX	57,21	1086,73	-710,86
RDC	45	G+Q+EX	54,56	1693,30	-224,14

Le tableau ci-dessous regroupe les résultats calculés manuellement et les vérifications faites selon CCM97 :

Tableau 6.6 : Vérifications au flambement par flexion.

Flambement par flexion								
Etage	Profilé	Longueur de Flambement		Les coefficients			Valeur finale δ	Condition $\delta \leq 1$
		$l_{f,y}$	$l_{f,z}$	χ_{\min}	K_y	K_z		
9eme	HEA340	3214,22	3162,74	0,96	1,00	1,00	0,21	Vérifiée
8eme	HEA340	3256,15	3170,32	0,95	1,00	0,99	0,24	
7eme	HEA360	3289,72	3167,45	0,95	1,00	1,00	0,26	
6eme	HEA360	3280,12	3128,46	0,95	1,00	0,88	0,37	
5eme	HEA400	3301,05	3131,36	0,96	1,00	0,83	0,45	
4eme	HEA400	3312,17	3136,28	0,96	1,00	0,79	0,48	
3eme	HEA450	3342,70	3141,18	0,96	0,97	0,77	0,56	
2eme	HEA450	3358,20	3154,76	0,97	0,99	0,75	0,88	
1 ^{er}	HEA550	3352,10	3141,42	0,97	0,99	0,85	0,95	
RDC	HEA550	2874,45	2761,96	0,98	1,00	0,90	0,76	

2.2 Vérification des poteaux vis-à-vis le déversement :

2.2.1 Combinaisons de charges :

Les vérifications doivent être faites sous les combinaisons suivantes :

Selon logiciel ROBOT les combinaisons les plus défavorables dans notre cas sont :

- G + Q + EX - G + Q + EY
- 0,8G ± EX - 0,8G ± EY

2.2.2 Etapes de vérification de déversement :

Les éléments à section transversale pour lesquels le déversement représente un mode potentiel de ruine doivent également satisfaire à la condition suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_{LT} \times M_{y,Sd}}{\chi_{LT} \times W_{pl,y} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_z \times M_{z,Sd}}{W_{pl,z} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad [5] \quad (5.52)$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y}; \quad K_{LT} \leq 1$$

Avec :

$$\mu_{LT} = 0,15 \times \bar{\lambda}_z \times \beta_{M,LT} - 0,15; \quad \mu_{LT} \leq 0,90$$

$\beta_{M,LT}$: Facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.

2.2.3 Les vérifications :

- **Exemple de calcul :**

On doit d'abord vérifier que : $\bar{\lambda}_{LT} < 0,4$

$$\text{Avec : } \bar{\lambda}_{LT} \times \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_w} \text{ [5]}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{K \times L / i_z}{\sqrt{C_1} \times \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 + \frac{1}{20} \left(\frac{K \times L / i_z}{h / t_f} \right)^2 \right]^{0,25}} \text{ (formule simplifiée) [5]}$$

$\beta_w = 1$ (section de classe 1) ; $K = 0,85$; $K_w = 1$; $C_1 = 2,538$; $C_2 = 0$; $C_3 = 1,34$

$\lambda_{LT} = 42,28$; $\bar{\lambda}_{LT} = 0,49 > 0,4 \rightarrow$ il y a un risque de déversement.

$$\frac{1693,55}{0,9 \times 211,8 \times \frac{275}{1,1}} + \frac{1 \times 517,67}{0,92 \times 4622 \times \frac{275}{1,1}} + \frac{0,87 \times 54,56}{1107 \times \frac{275}{1,1}} \leq 1$$

$0,842 \leq 1$ Condition vérifiée.

- ✚ **Remarque :**

On a vérifié tous les poteaux les plus sollicités de notre structure et on a trouvé que la condition de déversement est vérifiée.

- **Conclusion :**

Les sections finales des profilés après les vérifications au flambement et déversement sont citées dans le tableau suivant :

Tableau 6.7 : Choix final des poteaux.

Etage	profilés
8 ^{ème} au 9 ^{ème}	HEA 340
6 ^{ème} au 7 ^{ème}	HEA 360
4 ^{ème} au 5 ^{ème}	HEA400
2 ^{ème} au 3 ^{ème}	HEA 450
RDC au 1 ^{er}	HEA 550

3 Vérification des poutres principales :

3.1 Poutre principale plancher terrasse :

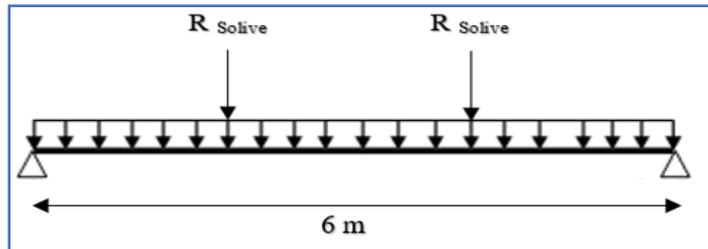


Figure 6.4 : Schéma statique de la poutre principale (terrasse).

On a une poutre IPE 400

La longueur de la poutre $L = 6\text{m}$

Les efforts M_{sd} et V_{sd} sont tirés à partir du logiciel ROBOT, sous la combinaison la plus défavorable : $G + Q + Ey$.

$$\text{On a : } \begin{cases} M_{sd} = 230,51 \text{ kN.m} \\ V_{sd} = 211,46 \text{ kN} \end{cases}$$

- **Vérification de la résistance à la flexion : [5]**
- **Largeur de la dalle collaborant (largeur effective) :**

$$b_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} \frac{2 \times 6}{8} = 1,5\text{m} \\ b = 4\text{m} \end{array} \right. \longrightarrow b_{eff} = 1,5\text{m}.$$

$$R_{Béton} = 0,57.f_{ck}.b_{eff}.h_c. \text{ Avec : } f_{ck} = 25\text{MPa}, b_{eff} = 1,5\text{m}, h_c = 100-55 = 45$$

$$R_{Béton} = (0,57 \times 25 \times 1500 \times 45) \cdot 10^{-3} \dots \dots \dots R_{Béton} = \mathbf{961,87 \text{ kN}}.$$

$$R_{Acier} = 0,95.f_y.A_a$$

$$R_{Acier} = 0,95 \times 275 \times 8446 \times 10^{-3} \dots \dots \dots R_{Acier} = \mathbf{2206,52 \text{ kN}}.$$

$R_{Béton} = 961,87 \text{ kN} < R_{Acier} = 2206,52 \text{ kN}$, donc l'axe neutre se trouve dans le profile en acier.

- **Calcul de F_w :**

$$F_w = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_a} \text{ Avec : } A_a = e_a \times h_a$$

$$h_a = 373 \text{ mm}, e_a = 8,6 \text{ mm}, A_a = 3207,8 \text{ mm}^2$$

$$F_w = 3207,8 \times \frac{275}{1} \times 10^{-3} \longrightarrow F_w = 882,15 \text{ kN}$$

$R_{\text{Béton}} < R_{\text{Acier}}$ et $F_w < R_{\text{Béton}}$, donc l'axe neutre est dans la semelle supérieure du profilé.

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

$$M_{plrd} = 2206,52 \times \frac{400}{2} + 961,87 \times \left(\frac{45}{2} + 55 \right) \times 10^{-3} = 515,85 \text{ kN.m}$$

$M_{sd} = 230,51 \text{ kN.m} < M_{plrd} = 515,85 \text{ kN.m}$, La condition est vérifiée.

- **Vérification à l'effort tranchant : [5]**

$$V_{sd} \leq V_{plrd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma_{M1}}$$

$$V_{plrd} = \frac{275 \times 4269}{\sqrt{3} \times 1,1} \times 10^{-3}$$

$$V_{plrd} = 616,17 \text{ kN}$$

$V_{sd} = 211,46 \text{ kN} < V_{plrd} = 616,17 \text{ kN}$, La condition est vérifiée.

- **Vérification à l'interaction de l'effort tranchant : [5]**

$$V_{sd}^{\max} \leq 0,5 \times V_{plrd}$$

$$0,5 \times V_{plrd} = 308,1 \text{ kN} > V_{sd} = 211,46 \text{ kN}$$

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

- **Remarque :**

La semelle comprimée de la poutre principale est maintenue par la dalle de béton. Le maintien latéral par le plancher collaborant de la semelle comprimée d'une poutre constitue un blocage de la rotation et réduit la longueur de déversement. Donc dans cette phase il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement.

3.2 Poutre principale plancher habitation :

A partir des efforts tirés du logiciel ROBOT, sous la combinaison la plus défavorable $G + Q + E_y$, on obtient les résultats suivants :

- **Vérification de la résistance à la flexion : [5]**

Tableau 6.8: Vérification de la résistance à la flexion de la poutre.P (Habitation)

Poutre	L(Poutre)	Etage	M_{sd} (kN.m)	$M_{pl,rd}$ (kN.m)	Condition $M_{sd} \leq M_{pl,rd}$
IPE 400	6m	Courant	241,42	515,85	Vérifiée

- **Vérification à l'effort tranchant : [5]**

Tableau 6.9: Vérification de l'effort tranchant de la poutre.P (Habitation)

Poutre	L(Poutre)	Etage	V_{sd} (kN)	$V_{pl.rd}$ (kN)	Condition $V_{sd} \leq V_{pl.rd}$
IPE 400	6m	Courant	238,81	616,17	Vérifiée

- **Vérification à l'interaction de l'effort tranchant : [5]**

$$V_{sd} = 238,81 \text{ kN} < 0,5 \times 616,17 = 308,1 \text{ kN}$$

Il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

3.3 Poutre principale plancher service :

A partir des efforts tirés du logiciel ROBOT, sous la combinaison la plus défavorable $G + Q + E_y$, on obtient les résultats suivant :

- **Vérification de la résistance à la flexion : [5]**

Tableau 6.10: Vérification de la résistance à la flexion de la poutre.P (Service)

Poutre	L(Poutre)	Etage	M_{sd} (kN.m)	$M_{pl.rd}$ (kN.m)	Condition $M_{sd} \leq M_{pl.rd}$
IPE 400	6m	Courant	201,84	515,85	Vérifiée

- **Vérification à l'effort tranchant : [5]**

Tableau 6.11: Vérification de l'effort tranchant de la poutre.P (Service)

Poutre	L(Poutre)	Etage	V_{sd} (kN)	$V_{pl.rd}$ (kN)	Condition $V_{sd} \leq V_{pl.rd}$
IPE 400	6m	Courant	290,35	616,17	Vérifiée

- **Vérification à l'interaction de l'effort tranchant : [5]**

$$V_{sd} = 290,35 \text{ kN} < 0,5 \times 616,17 = 308,1 \text{ kN}$$

Il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

- **Conclusion :**

Le choix final des poutres principales c'est des **IPE 400**.

4 Vérification des contreventements :

La structure métallique a besoin d'être contreventée, ce terme est étendu à la plupart des pièces qui assurent l'indéformabilité de la construction qui maintiennent les pièces principales dans leur plan de pose.

Ils sont d'une importance capitale dans une construction métallique et il convient de les prévoir de telle façon que la stabilité longitudinale et transversale soit parfaitement assurée.

En génie civil, un contreventement est un système statique destiné à assurer la stabilité globale d'un ouvrage vis-à-vis des effets horizontaux issus des éventuelles actions sur celui-ci. Il sert également à stabiliser localement certaines parties de l'ouvrage relativement aux phénomènes d'instabilité.

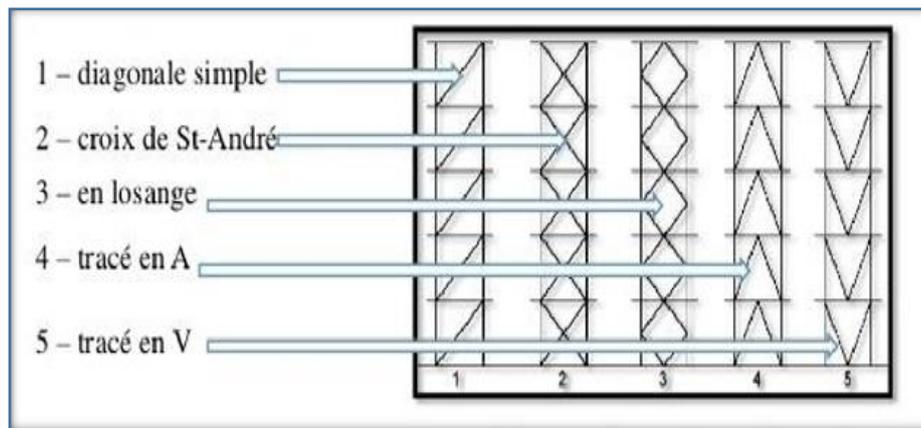


Figure 6.5 : formes de contreventement.

Dans notre cas on a proposé des contreventements en V inversés avec les sections suivantes :

Le sens x : des : **2 UPN 240**

Le sens y : des : **2 UPN 240**

4.1 Vérification des contreventements (sens x) :

4.1.1 Vérification à la traction :

Tableau 6.12 : Caractéristique géométrique et mécanique de UPN 240.

Désignation	Section	Caractéristiques							
	A cm ²	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{el-y} cm ³	W _{el-z} cm ³	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm
2 UPN 240	42,3	3600	248	300	39,6	358	75,7	9,22	2,42

On doit vérifier que : $N \leq N_{trd}$ avec N : effort normal maximal de traction de la barre la plus sollicitée qui est celle du RDC.

$$N_{trd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{trd} = \frac{4230 \times 275}{1} \times 10^{-3} = 1163,25 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 901,28 \text{ kN}$$

$N_{sd} = 901,28 \text{ kN} < N_{trd} = 1163,25 \text{ kN} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

4.1.2 Vérification à la compression :

On a l'effort de compression repris par les palées de stabilité (2 UPN 240) :

$N_{sd} = 1100 \text{ kN}$ (sous la combinaison $G + Q + 1,25Ex$)

- **Élément réduit :**

$$\left. \begin{array}{l} \bar{\lambda}_y = \frac{35,14}{86,8} = 0,4 \\ \bar{\lambda}_z = \frac{133,88}{86,8} = 1,54 \end{array} \right\} \geq 0,2 \rightarrow \text{risque de flambement}$$

- **Choix de la courbe de flambement :**

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{b} = 2,82 > 1,2 \\ t_f = 13 \end{array} \right\} \rightarrow \begin{array}{l} \text{Axe y-y : courbe a} \rightarrow \alpha = 0,21 \\ \text{Axe z-z : courbe b} \rightarrow \alpha = 0,34 \end{array}$$

- **Coefficient de réduction :**

Axe y-y :

$$\phi_y = 0,5 \times [1 + 0,21 \times (0,4 - 0,2) + 0,4^2] = 0,6$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \lambda_y^2}} = 0,95$$

Axe z-z :

$$\phi_z = 0,5 \times [1 + 0,34 \times (1,54 - 0,2) + 1,54^2] = 1,91$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}} = 0,32$$

$$\chi = \min(\chi_y; \chi_z) \longrightarrow \chi = \min(0,95 ; 0,33) = 0,33$$

$$N_{brd} = \chi \times \beta \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$N_{brd} = 0,33 \times 1 \times 4230 \times \frac{275}{1,1} \times 10^{-3} = 348,96 \text{ kN}$$

$N_{brd} = 348,96 \text{ kN} < N_{sd} = 1100 \text{ kN}$Condition non vérifiée.

Donc on augmente la section des barres, on opte pour : 2 UPN 260

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
1035 Poutre_103	2 UPN 260	ACIER E28	32.42	92.97	0.98	14 GQ125Ex

CHAPITRE 7

- Les assemblages

1. Introduction :

L'assemblage est un dispositif qui assure la liaison entre les différents éléments qui constituent notre construction et la continuité de la transmission des diverses sollicitations. Ce qu'il faut garder à l'esprit : La simplicité de conception est à rechercher dans le choix des dispositifs d'assemblages, ceci afin d'avoir :

Transmission des efforts plus claire, calculs plus exacts et matériaux mieux utilisés.

La vérification des assemblages se fait en suivant la transmission de chaque effort dans chaque pièce, la résistance d'un assemblage étant celle de son point le plus faible. On a donc intérêt à réaliser le même degré de sécurité pour tous les éléments.

1.1. Les différents types d'assemblages :

- **Assemblages articulés** : ils transmettent les efforts normaux et tranchants.
- **Assemblages encastrés** : ils transmettent en plus les moments.

1.2. Choix d'un type d'assemblage :

- **Critères structurels** : résistance et comportement.
- **Critères de fabrication** : faisabilité et maîtrise des tolérances.
- **Critères du montage sur site** : faisabilité et possibilités de réglage.
- **Critère économiques.**

1.3. Modes de fixations :

On distingue trois modes de fixations utilisés :

- Rivetage
- Soudage
- Boulonnage

Pour notre cas, le choix a été porté sur les boulons à haute résistance (HR), ils comprennent une vis à tige filetée, une tête hexagonale et un écrou en acier à très haute résistance.

Les caractéristiques des boulons sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

Tableau 7.1: Caractéristiques des boulons.

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.9
$f_{yb} (N / mm^2)$	240	320	300	400	360	480	640	900
$f_{ub} (N / mm^2)$	400	400	500	500	600	600	800	1000

Tableau 7.2 : Jeux des trous en fonction de diamètre des boulons.

Les boulons	M12 ; M14	M16 ; M24	≥ M27
d_0	$d+1$	$d+2$	$d+3$

Dans le chapitre présent, nous allons faire l'étude de cinq types d'assemblages :

- **Calcul manuel :**
 - Assemblage poteau – poutre.
 - Assemblage poutre – solive.
- **Calcul par logiciel :**
 - Assemblage poteau – poteau.
 - Assemblage contreventement.

Pour nos calculs, nous avons utilisé comme références les cours de quatrième année [1] et d'autres documents, qui sont basés sur les normes des **EUROCODE 03**.

2. Assemblage poteau – poutre :

2.1. Données de calculs :

Les données sont tirées à partir du logiciel Robot structural Analysis, les assemblages sont sollicités par les efforts :

Le moment fléchissant : $M_{sd} = 241,97 \text{ kN.m}$

L'effort tranchant : $V_{sd} = 161,16 \text{ kN}$

Les caractéristiques des profilés sont regroupées par le tableau suivant :

Tableau 7.3 : Les caractéristiques du profilé (HEA 550 – IPE 400).

Profile	Les caractéristiques en (mm)				
	A (mm ²)	H (mm)	b (mm)	T_w (mm)	T_f (mm)
HEA550	21180	540	300	12,5	24
IPE400	8446	400	180	8,6	13.5

L'assemblage par platine entre un poteau HEA 550 et une poutre IPE 400 :

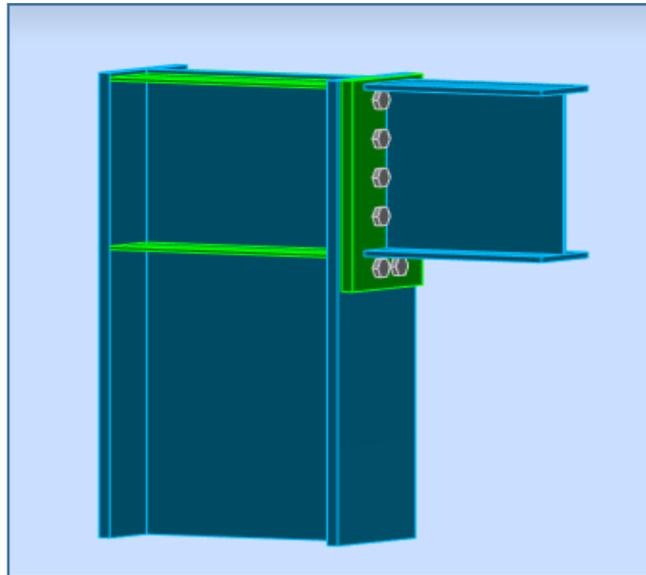


Figure 7.1 : Assemblage poteau HEA550 - poutre IPE400.

2.1.1 Dimensions de la platine :

On a choisi une platine de $(490 \times 270 \times 25)$ mm

2.1.2 Choix de diamètre des boulons :

On a choisi 10 boulons de diamètre 24 (M24) de classe HR 10.9

M24 \rightarrow $d = 24$ mm ; $d_0 = 26$ mm.

2.1.3 Disposition constructive des boulons : [1]

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \rightarrow 31,2 \leq e_1 \leq 288\text{mm}$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \rightarrow 57,2 \leq p_1 \leq 200\text{mm}$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \rightarrow 39 \leq e_2 \leq 288\text{mm}$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \rightarrow 78 \leq p_2 \leq 200\text{mm}$$

Donc on prend : $e_1 = 50$ mm ; $e_2 = 100$ mm ; $p_1 = 90$ mm ; $p_2 = 70$ mm

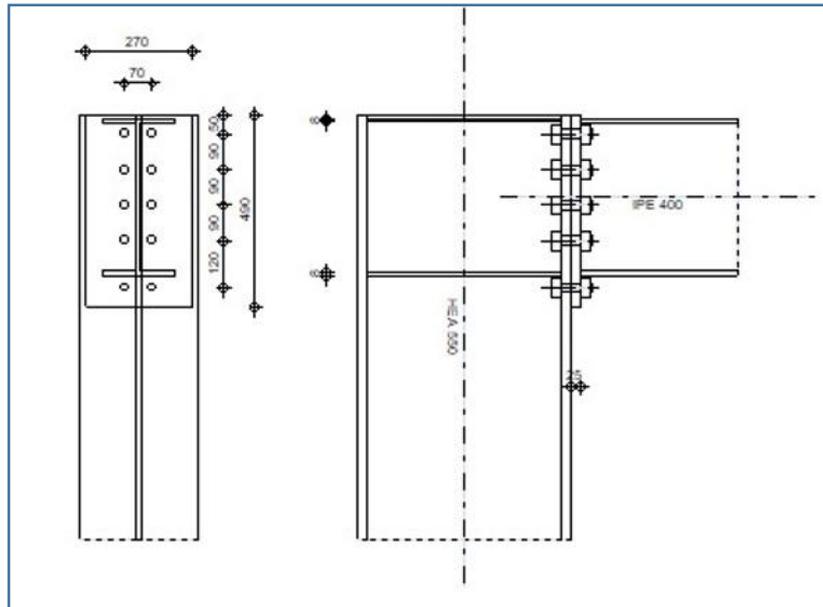


Figure 7.2 : Disposition constructive des boulons. (Assemblage poteau - poutre)

2.2 Détermination des efforts dans les boulons :

$$\begin{cases} F_i \leq n \times F_p \\ F_i = \frac{M_{sd} \cdot d_i}{\sum d_i^2} \\ F_p = 0,7 \times f_{ub} \times A_s \end{cases}$$

Avec : $n=2$ (nombre de boulons par rangés)

F_p : L'effort de précontrainte autorisé dans les boulons. [5] (art .6.5 .6.2)

A_s : Aire de la section transversale = 353 mm^2 (M24)

$$F_p = 0,7 \times 1000 \times 353 \times 10^{-3} = 247,1 \text{ kN}$$

$$n \times F_p = 247,1 \times 2 = 494,2 \text{ kN}$$

$$\begin{cases} d_1 = 83 \text{ mm} \\ d_2 = 173 \text{ mm} \\ d_3 = 263 \text{ mm} \\ d_4 = 353 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\sum d_i^2 = 83^2 + 173^2 + 263^2 + 353^2 = 230596 \text{ mm}^2$$

$$F_{M1} = \frac{241,97 \times 10^3 \times 83}{230596} = 87,09 \text{ kN} \leq 494,2 \text{ kN}$$

$$F_{M2} = \frac{241,97 \times 10^3 \times 173}{230596} = 181,53 \text{ kN} \leq 494,2 \text{ kN}$$

$$F_{M3} = \frac{241,97 \times 10^3 \times 263}{230596} = 275,97 \text{ kN} \leq 494,2 \text{ kN}$$

$$F_{M4} = \frac{241,97 \times 10^3 \times 353}{230596} = 370,41 \text{ kN} \leq 494,2 \text{ kN}$$

2.2.1 Vérification à la résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :

L'effort qui sollicite le boulon est un effort incliné (traction + cisaillement), il faut donc vérifier que :

$$F_{vsd} \leq F_{sRd} = \frac{k_s \cdot \mu \cdot n \cdot (F_p - 0.8F_{tsd})}{\gamma_{MSult}}$$

$k_s = 1$: Coefficient fonction de la dimension des trous de perçage (tolérances normales).

$\mu = 0,3$: Coefficient de frottement des pièces dépend de la classe de la surface.

$n = 1$: Nombre d'interfaces de frottement.

$\gamma_{Ms} = 1,25$: Coefficient partiel de sécurité.

$F_{tsd} = F_{M4}$; avec F_{tsd} : effort de traction

$$F_{vsd} = \frac{V_{sd}}{n_p \times n_b} ; \text{ avec } F_{vsd} : \text{ effort de cisaillement}$$

n_b : Nombre des boulons, $n_b = 10$

n_f : Nombre des files, $n_f = 2$

n_p : Nombre des plans de cisaillement, $n_p = 1$

$$F_{vsd} = \frac{161,16}{10 \times 1} = 16,11 \text{ kN}$$

$$F_{M4} = \frac{241,97 \times 10^3 \times 353}{2 \times 230596} = 185,21 \text{ kN}$$

$$F_{sRd} = \frac{1 \times 0,3 \times 1 \times (247,1 - 0,8 \times 185,21)}{1,25} = 23,74 \text{ kN}$$

$F_{vsd} = 16,11 \text{ kN} < F_{sRd} = 23,74 \text{ kN}$ Condition vérifiée.

2.2.2 Vérification du moment résistant effectif de l'assemblage :

On doit vérifier la condition suivante : $M_{sd} \leq M_r$

Les boulons les plus chargés sont les boulons de la ligne du 1^{er} niveau : $F_{M4} = n \times F_p$

$$M_r = \frac{F_{M4} \Sigma d_i^2}{d_4} = \frac{494,2 \times 230596 \times 10^{-6}}{0,353} = 322,83 \text{ kN.m}$$

$M_{sd} = 241,97 \text{ kN.m} \leq M_r = 322,83 \text{ kN.m}$

2.3 Résistance de l'âme du poteau en traction :

On doit vérifier la condition suivante : $F_v \leq F_t$

$$F_t = f_y \times t_{wc} \times \frac{b_{eff}}{\gamma_{m0}} \quad \text{avec : } t_{wc} \text{ : épaisseur de l'âme du poteau, } b_{eff} \text{ : } p_2 \text{ entraxe rangées des boulons.}$$

$$F_v = \frac{M_{sd}}{(h - tf)} \quad \text{avec : } h \text{ : la hauteur du poteau} = 540\text{mm, } tf \text{ : épaisseur de la semelle } tf = 24\text{mm.}$$

AN :

$$F_t = 275 \times 12,5 \times \frac{70}{1} \times 10^{-3} = 240,63 \text{ kN}$$

$$F_v = \frac{241,97 \times 10^3}{(540 - 24)} = 468,93 \text{ kN}$$

$F_v = 468,93 \text{ kN} > F_t = 240,63 \text{ kN}$ Condition non vérifiée.

Dans ce cas, il est nécessaire d'ajouter un raidisseur, soit un raidisseur d'épaisseur : $t_h = 12\text{mm}$

$$F_t = 275 \times (12,5 + 12) \times \frac{70}{1} \times 10^{-3} = 471,63 \text{ kN}$$

$F_v = 468,93 \text{ kN} \leq F_t = 471,63 \text{ kN}$ Condition vérifiée.

2.4 Résistance de l'âme du poteau à la compression :

On doit vérifier la condition suivante : $F_c \leq F_{cRd}$

$$F_{cRd} = f_y \times t_{wc} \times (1,25 - 0,5\gamma_{m0}) \frac{\sigma_n}{f_y \gamma_{m0}} \frac{b_{eff}}{\gamma_{m0}} \quad \text{avec : } \sigma_n = \frac{V_{sd}}{A_{pot}} + \frac{M_{sd}}{W_{el,y}^{pot}}$$

σ_n : contrainte normale de compression dans l'âme du poteau.

AN :

$$\sigma_n = \frac{161,16 \times 10^3}{21180} + \frac{241,97 \times 10^6}{4146000} = 65,97 \text{ MPa}$$

$$b_{eff} = t_{fb} + 2t_p + 5(t_{fc} + r_c)$$

t_{fb} : épaisseur de la semelle de la poutre.

t_p : épaisseur de la semelle du poteau.

t_{fc} : épaisseur de la platine extrémité.

r_c : rayon de raccordement âme/semelle du poteau.

AN :

$$b_{eff} = 13,5 + 2 \times 25 + 5(24 + 27) = 318,5 \text{ mm}$$

$$F_{cRd} = 275 \times 12,5 \times \left(1,25 - 0,5 \times 1 \times \frac{65,97}{275} \right) \times \frac{318,5}{1} \times 10^{-3} = 1237,23 \text{ kN}$$

$$F_c = \frac{M_{sd}}{b_{eff}} = \frac{241,97 \times 10^3}{318,5} = 759,72 \text{ kN}$$

$F_c = 759,72 \text{ kN} \leq F_{cRd} = 1237,23 \text{ kN}$ Condition vérifiée.

2.5 Résistance de l'âme du poteau au cisaillement :

On doit vérifier la condition suivante : $F_v \leq V_{rd}$

$$V_{rd} = \frac{0,58 \times f_y \times h_p \times t_{wc}}{\gamma_{m0}} \times \frac{0,58 \times 275 \times 540 \times 12,5}{1} \times 10^{-3} = 1076,63 \text{ kN}$$

$$F_v = \frac{241,97 \times 10^3}{(540 - 24)} = 468,93 \text{ kN}$$

$F_v = 468,93 \text{ kN} \leq V_{rd} = 1076,63 \text{ kN}$ Condition vérifiée.

2.6 Vérification de la soudure :

2.6.1 Calcul de l'épaisseur du cordon sur la semelle :

$$a_f \geq t_f \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \times \frac{\beta_w \times \gamma_{m2}}{f_u \times \sqrt{2}}$$

Tableau 7.4 : Valeur de facteur de corrélation.

Nuance d'acier	Fe 360	Fe 430	Fe 510
β_w	0,80	0,85	0,90

$$a_f \geq 13,5 \times \frac{275}{1} \times \frac{0,85 \times 1,3}{430 \times \sqrt{2}} \Rightarrow a_f \geq 6,76\text{mm}$$

2.6.2 Calcul de l'épaisseur du cordon sur l'âme :

$$a_w \geq t_w \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \times \frac{\beta_w \times \gamma_{m2}}{f_u \times \sqrt{3}}$$

$$a_w \geq 8,6 \times \frac{275}{1} \times \frac{0,85 \times 1,3}{430 \times \sqrt{3}} \Rightarrow a_w \geq 3,5\text{mm}$$

2.6.3 Vérification de l'effet du moment M et l'effort normal N :

- Détermination de l'épaisseur de la soudure :

$$a = \frac{t_f}{\sqrt{2}} = \frac{13,5}{\sqrt{2}} = 9,54\text{mm} \Rightarrow a = 10\text{mm}$$

$$\sqrt{2} \left(\frac{N_{sd}}{\Sigma l_i \times a_i} + \left(\frac{M_{sd}}{I_{ys}} \times \frac{h}{2} \right) \right) \leq \frac{f_u}{\beta_w \times \gamma_{m2}}$$

$$I_{ys} = (2L_1 \times a \times d_1^2) + (4L_2 \times a \times d_2^2)$$

$$\Sigma l_i \times a_i = (2L_1 \times a) + (4L_2 \times a) + (2L_3 \times a)$$

$$d_1 = \frac{h}{2} = \frac{400}{2} = 200\text{mm}$$

$$d_2 = \frac{h}{2} - t_f = \frac{400}{2} - 13,5 = 186,5\text{mm}$$

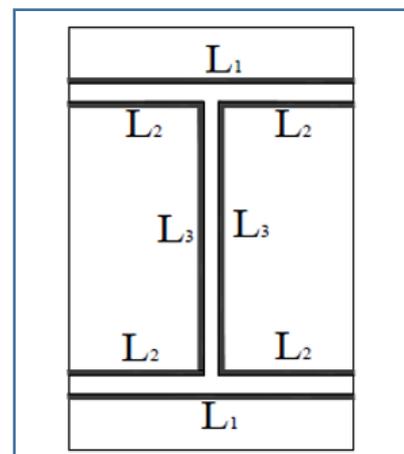


Figure 7.3 : Assemblage soudé poutres –platine

$$\left\{ \begin{aligned} L_1 &= b = 180\text{mm} \\ L_2 &= \frac{b}{2} - \frac{tw}{2} = \frac{180}{2} - \frac{8,6}{2} = 85,7\text{mm} \\ L_3 &= h - 2t_f = 400 - 2 \times 13,5 = 373\text{ mm} \end{aligned} \right.$$

$$I_{ys} = (2 \times 180 \times 10 \times 200^2) + (4 \times 85,7 \times 10 \times 186,5^2) = 263,23 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$\Sigma li \times ai = (2 \times 180 \times 10) + (4 \times 85,7 \times 10) + (2 \times 373 \times 10) = 14488 \text{ mm}^2$$

$$\sqrt{2} \left(\frac{13,88 \times 10^3}{14488} + \left(\frac{241,97 \times 10^6}{263,23 \times 10^6} \times \frac{400}{2} \right) \right) \leq \frac{430}{0,85 \times 1,3}$$

261,35 MPa ≤ 389,14 MPa Condition vérifiée.

6.2.4 Vérification de l'effet de l'effort tranchant V et l'effort normal N :

$$\sqrt{2 \times \left(\frac{N_{sd}}{\Sigma li \times ai} \right)^2 + 3 \times \left(\frac{V_{sd}}{2L_3 \times a} \right)^2} \leq \frac{f_u}{\beta_w \times \gamma_{m2}}$$

$$\sqrt{2 \times \left(\frac{13,88 \times 10^3}{14488} \right)^2 + 3 \times \left(\frac{161,16 \times 10^3}{2 \times 373 \times 10} \right)^2} \leq \frac{430}{0,85 \times 1,3}$$

37,44 MPa ≤ 389,14 MPa Condition vérifiée.

Remarque :

Les mêmes calculs et mêmes assemblages (poteau – poutre) sont établis pour le reste de notre structure.

3. Assemblage poutre – solive :

Les caractéristiques des profilés sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau 7.5 : Les caractéristiques du profilé (IPE 400 – IPE 120).

Profile	Les caractéristiques en (mm)				
	A (mm ²)	H (mm)	b (mm)	T _w (mm)	T _f (mm)
IPE400	8446	400	180	8,6	13,5
IPE120	1320	120	64	4,4	6,3

3.1 Données de calcul :

Les données sont tirées à partir du logiciel Robot structural Analysis, les assemblages sont sollicités par les efforts :

L'effort tranchant : $V_{sd} = 46,22 \text{ kN}$

On a : coefficient de frottement $\mu = 0,3$

$K_s = 1$: trous nominaux

$\gamma_{MS} = 1,25$

L'assemblage par cornière CAE 70×9 entre un poutre IPE 400 et une solive IPE 120 :



Figure 7.4 : Assemblage poutre IPE 400 – solive IPE 120.

3.2 Dimensionnement de l'assemblage :

3.2.1 Choix du diamètre des boulons :

Pour des raisons pratiques on évite toujours la mise en œuvre dans un même assemblage des boulons de diamètre différents ; le choix du diamètre se fera en déterminant leur résistance tout en étant proportionnel à l'épaisseur des pièces assemblées comme suite :

$t \leq 10 \text{ mm}$ ➡ $d = (12 ; 14) \text{ mm}$

$10 \leq t \leq 25 \text{ mm}$ ➡ $d = (16 ; 20 ; 24) \text{ mm}$

$t \geq 25 \text{ mm}$ ➡ $d = (24 ; 27 ; 30) \text{ mm}$

On choisit 4 boulons de diamètre de 14mm (M14) de classe 8.8

M14 ➡ $d = 14 \text{ mm}$; $d_0 = 15 \text{ mm}$

3.2.2 Disposition constructive des boulons : [1]

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \longrightarrow 18 \leq e_1 \leq 162\text{mm}$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \longrightarrow 33 \leq p_1 \leq 189\text{mm}$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \longrightarrow 22,5 \leq e_2 \leq 162\text{mm}$$

Donc on prend : $e_1 = 21\text{ mm}$; $e_2 = 40\text{mm}$; $p_1 = 51\text{mm}$

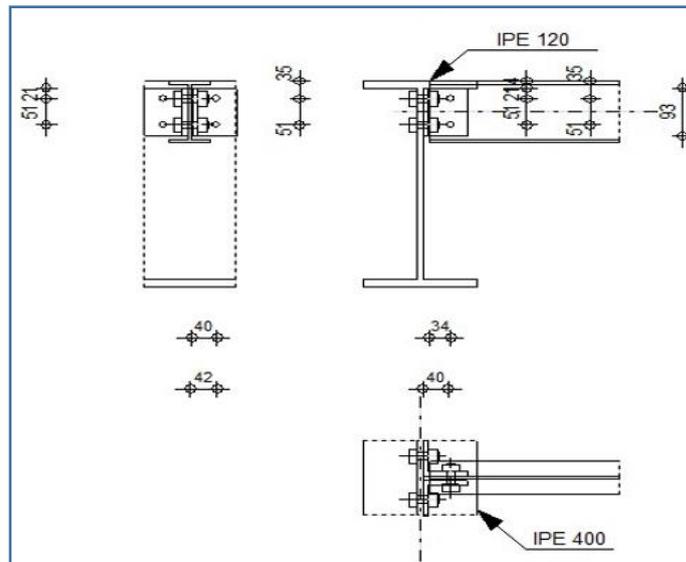


Figure 7.5 : Disposition constructive des boulons (Assemblage poutre – solive).

3.2.3 Résistance des boulons au cisaillement (côté de la poutre portée) :

On doit vérifier la condition suivante : $F_{r,sd} \leq 2F_{v,Rd}$ (boulons travaillent au double cisaillement) [7]

$$F_{r,sd} = \sqrt{F_{v,sd}^2 + F_{h,sd}^2} \quad [5]$$

$$\text{Avec : } F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} ; F_{h,sd} = \frac{M_e}{d} = \frac{V_{sd} \times e_2}{d}$$

$F_{r,sd}$: l'effort maximal résultant repris par chaque boulon.

$F_{h,sd}$: effort de cisaillement horizontal par boulon dû au moment local d'excentrement.

M_e : le moment local d'excentrement.

n : nombre de boulons ($n = 2$).

e_2 : distance entre l'axe d'un trou et l'âme de la poutre ($e_2 = 40\text{mm}$)

d : distance séparant les rangés extrêmes des boulons ($d = 51\text{mm}$)

AN :

$$F_{v.sd} = \frac{46,22}{2} = 23,11 \text{ kN}$$

$$F_{h.sd} = \frac{46,22 \times 40}{51} = 36,25 \text{ kN}$$

$$F_{r.sd} = \sqrt{23,11^2 + 36,25^2} = 43,9 \text{ kN}$$

$$F_{v.rd} = \frac{0,6 \times f_u \times A_s}{\gamma_{mb}} \rightarrow \frac{0,6 \times 800 \times 115}{1,25} \times 10^{-3} = 44,16 \text{ kN}$$

$F_{r.sd} = 43,9 \text{ kN} \leq 2F_{v.rd} = 88,32 \text{ kN}$ Condition vérifiée.

3.2.4 Résistance des boulons au cisaillement (côté de la poutre porteuse) :

On doit vérifier la condition suivante : $F_{v.sd} \leq F_{v,Rd}$

$$F_{v.sd} = \frac{46,22}{4} = 11,56 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rd} = 44,16 \text{ kN}$$

$F_{v.sd} = 11,56 \text{ kN} \leq F_{v,Rd} = 44,16 \text{ kN}$ Condition vérifiée.

3.2.5 Résistance des cornières au cisaillement :

On doit vérifier la condition suivante : $F_{v.sd} = \frac{V_{sd}}{2} \leq V_{pl.rd}$

$$\text{Avec : } V_{pl.rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} ; A_v : \text{aire de cisaillement de la cornière } (A_v = 351 \text{ mm}^2)$$

AN :

$$F_{v.sd} = \frac{46,22}{2} = 23,11 \text{ kN}$$

$$V_{pl.rd} = \frac{351 \times 275 \times 10^{-3}}{1 \times \sqrt{3}} = 55,73 \text{ kN}$$

$F_{v.sd} = 23,11 \text{ kN} \leq V_{pl.rd} = 55,73 \text{ kN}$ Condition vérifiée.

3.2.6 Résistance des cornières à la pression diamétrale (côté de la poutre portée) :

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{F_{r.sd}}{2} \leq F_{b.rd}$

$F_{b.rd}$: résistance de calcul à la pression diamétrale par boulon, avec : $F_{b.rd} = \frac{2,5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{mb}}$

$d_0 = 15\text{mm}$; $t = 9\text{mm}$; $e_1 = 21\text{mm}$; $p_1 = 51\text{mm}$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) \Rightarrow \alpha = \min(0,46; 0,75; 1,86; 1) \Rightarrow \alpha = 0,46$$

AN :

$$F_{b.rd} = \frac{2,5 \times 0,46 \times 430 \times 14 \times 9}{1,25} \times 10^{-3} = 49,85 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{r.sd}}{2} = \frac{43,9}{2} = 21,95 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{r.sd}}{2} = 21,95 \text{ kN} \leq F_{b.rd} = 49,85 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

3.2.7 Résistance des cornières à la pression diamétrale (côté de poutre porteuse) :

On doit vérifier la condition suivante : $F_{v.sd} \leq F_{b,Rd}$

$$F_{v.sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{46,22}{4} = 11,56 \text{ kN}$$

$$F_{b.rd} = \frac{2,5 \times 0,46 \times 430 \times 14 \times 9}{1,25} \times 10^{-3} = 49,85 \text{ kN}$$

$$F_{v.sd} = 11,56 \text{ kN} \leq F_{b.rd} = 49,85 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

3.2.8 Vérification de la poutre principale à la pression diamétrale :

On doit vérifier la condition suivante : $F_{v.sd} \leq F_{b,Rd}$

$$F_{v.sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{46,22}{4} = 11,56 \text{ kN}$$

L'épaisseur de l'âme de la poutre : $t_w = 8,6\text{mm}$

$$F_{b.rd} = \frac{2,5 \times 0,46 \times 430 \times 14 \times 8,6}{1,25} \times 10^{-3} = 47,63 \text{ kN}$$

$F_{v,sd} = 11,56 \text{ kN} \leq F_{b,rd} = 47,63 \text{ kN}$ Condition vérifiée.

 **Remarque :**

Les autres assemblages seront calculés par les logiciels Autodesk ROBOT selon l'eurocode 3. (Annexe A)

CHAPITRE 8

- Etude de l'infrastructure

1. Les fondations :

1.1. Introduction :

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise au quelles sont transmise toutes les charges supportées par l'ouvrage. Donc elles constituent une partie essentielle de l'ouvrage.

1.2. Fonctions assurées par les fondations :

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant, dû à l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la Cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

1.3. Classification des fondations :

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

- Lorsque les couches de terrain capable de supportée l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise les fondations superficielles (semelles isolées, filantes ou radier général).
- Lorsque les couches de terrain capable de supportée l'ouvrage sont à une grande Profondeur on réalise les fondations profondes et semi profondes (puits ou pieux).

1.4. Choix de type de fondation :

Le choix de type de fondations fe sait suivant trois critères :

- La superstructure et ces charges.
- Les caractéristiques de sol support (pour notre projet et selon le rapport de sol, la contrainte admissible égale à 2 bars)
- La raison économique.

On commence le choix de fondation par les semelles isolées, filantes et radier, chaque étape fera l'objet d'une vérification.

1.5. Calcul des fondations :

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N_{ser}}{S_{néc}} \leq \sigma_{sol}$

Avec :

σ_{sol} : contrainte du sol ($\sigma_{sol} = 2$ bars).

$S_{néc}$: surface de la fondation nécessaire.

N_{ser} : effort normal appliqué sur la fondation.

1.6. Choix de type de semelle :

1.6.1. Semelles isolées :

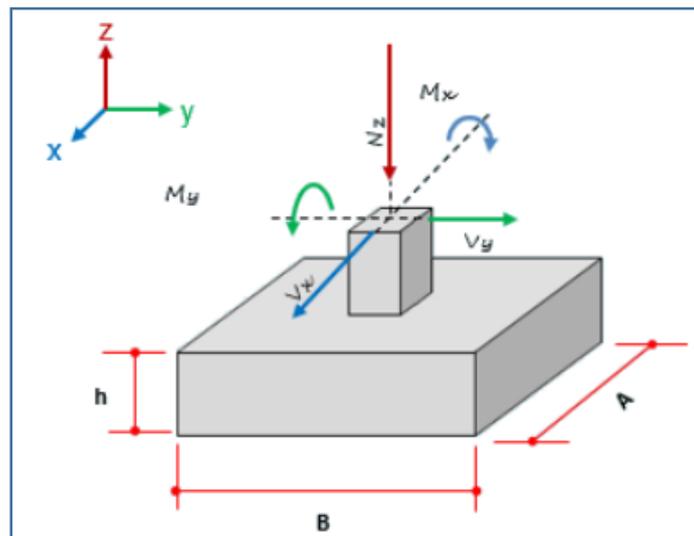


Figure 8.1 : Dimensions de la semelle isolée.

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égale au rapport a sur b :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b}$$

Pour les poteaux carrés : $a = b$ donc $A = B \implies S = A^2$

A est déterminé par : $\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \leq S_{néc}$ d'où : $S = \left(\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \right)$

Avec : $A = \sqrt{S}$; $\sigma_{sol} = 2$ bars

On a : $N_{ser}^{max} = 17744,69$ kN

$$A = \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$

AN :

$$A = \sqrt{\frac{17744,69}{200}} = 9,42 \text{ m ; on prend } A = 9,5 \text{ m}$$

- **Vérification de l'interférence entre deux semelles :**

Il faut vérifier que : $L_{\min} \geq 1,5 \times A$

Tel que : L_{\min} : l'entre axe minimum entre deux poteaux ($L_{\min} = 4\text{m}$)

A : largeur maximale de la semelle.

On a : $L_{\min} = 4\text{m} < 1,5 \times 9,5 = 14,25\text{m}$ Condition non vérifiée.

- **Conclusion :**

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a un chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

1.6.2. Semelles filantes :

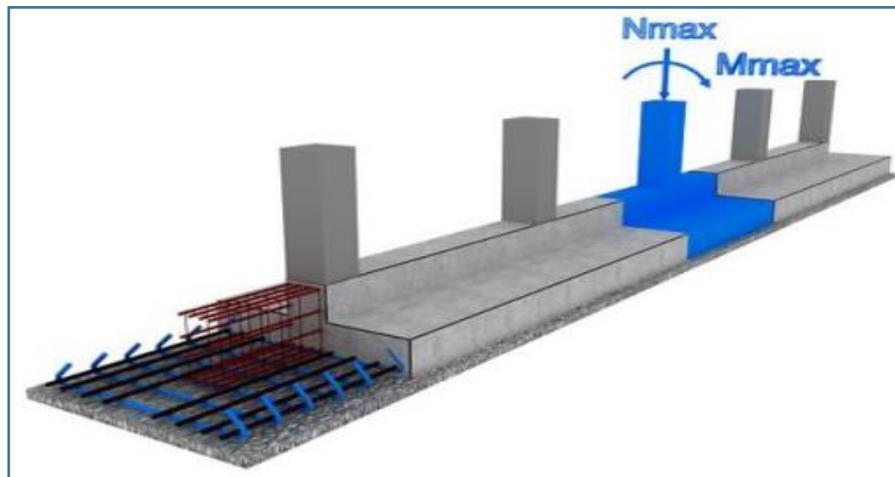


Figure 8.2 : Schéma de la semelle filante.

Le recours à des semelles filantes se fait quand les poteaux et par conséquent les semelles dans une direction donnée sont proches les uns des autres de façon que la somme des contraintes des deux semelles au niveau du point d'interface dépasse la contrainte du sol. L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux poteaux qui se trouve dans la même ligne.

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N_{ser}}{S_{néc}} \leq \sigma_{sol}$

Avec : $N = \sum N_i$ de chaque fil de poteaux.

$S = B \times L$

B : largeur de la semelle

L : longueur considéré d'un fil

$$B \geq \frac{N_{ser}}{L \times \sigma_{sol}}$$

Le tableau suivant regroupe les résultats trouvés :

Tableau 8.1 : Sections des semelles filantes.

File	N (kN)	L (m)	B (m)	B choisi (m)	S (m ²)
1	4665,97	19,30	1,21	1,5	28,95
2	5626,71	19,30	1,45	1,5	28,95
3	7452,01	19,30	1,93	2	38,6

- **Vérification :**

La condition à vérifier est : $\frac{S_s}{S_b} \leq 50\%$

Avec : $S_s = 96,5 \text{ m}^2$ (surface totale des semelles) et $S_b = 193 \text{ m}^2$ (surface du bâtiment)

$\frac{96,5}{193} = 0,5 = 50\% \rightarrow$ on opte pour une semelle filante.

1.6.2.1. Pré dimensionnement de la semelle filante :

1) La dalle :

- **Condition de l'épaisseur minimale :**

La hauteur de la dalle doit avoir au minimum 25cm ($h_{min} \geq 25\text{cm}$)

On prend : $h = 30\text{cm}$

$$h_t = \left(\frac{B-b}{4}\right) + 5 \text{ cm}$$

b : la largeur du poteau ; enrobage = 5cm

Tableau 8.2 : Les dimensions de la dalle des semelles filantes.

B (m)	h _t (cm)
1,5	30
1,5	30
2	50

2) Nervure :

Pour étudier la raideur de la nervure, on utilise la notion de la longueur élastique définie par l'expression suivante :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}} > L_{max} \frac{\pi}{2}$$

Avec :

L_e : longueur élastique

K : module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. $K = 40 \text{ MPa}$

I : inertie de la section

E : module de Young

Pour un chargement de longue durée : $E = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,2 \text{ MPa}$

b_n : largeur de la nervure ; b_{sf} : largeur utile

$$h_n \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times k \times b_{sf} \times l^4}{E \times b_n \times \pi^4}}$$

Tableau 8.3 : Les dimensions des nervures.

File	b_{sf} (m)	h_t (cm)	b_n (cm)	h_n choisi (m)
1 - 2	1,5	30	30	1
3	2	50	30	1

1.6.2.2. Vérification nécessaires :

1) Vérification de la stabilité au renversement :

Selon **RPA99version2003(Art.10.1.5)**, quel que soit le type de fondation (superficielle ou profonde) nous devons vérifier que l'excentrement des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement.

$$e_0 = \frac{M_R}{N_s} \leq \frac{B}{4}$$

Avec :

e_0 : la plus grande valeur de l'excentricité due aux charges sismiques.

M_R : moment de renversement du aux forces sismiques.

N_s : effort normal de la structure.

$$M_R = \Sigma M_0 + V_0 \times h$$

Avec :

M_0 : moment à la base de la structure.

V_0 : effort tranchant à la base de la structure.

h : profondeur de l'ouvrage de la structure.

Sens x-x :

$$B_x = 19,30\text{m} \rightarrow \frac{B_x}{4} = 4,82\text{m}$$

$$\left. \begin{array}{l} M_0 = 41541,66\text{KNm} ; V_0 = 2192,68 \text{ kN} \\ h = 3,4\text{m} \end{array} \right\} \begin{array}{l} M_R = 41541,66 + 2192,68 \times 3,4 \\ M_R = 48996,772\text{kN.m} \end{array}$$

$N_{ser} : N_{ser} \text{ (la structure)} + \text{Poids propre de la semelle.}$

$$N_{semelle} = 217,125 \text{ kN} \rightarrow N_{ser} = 17744,69 \text{ kN}$$

$$e_0 = \frac{48966,772}{17744,96} = 2,76\text{m} \leq \frac{B_x}{4} = 4,82\text{m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Sens y-y :

$$B_y = 11,27\text{m} \rightarrow \frac{B_y}{4} = 2,82\text{m}$$

$$\left. \begin{array}{l} M_0 = 16480,26\text{KNm} ; V_0 = 1804,05 \text{ kN} \\ h = 3,4\text{m} \end{array} \right\} \begin{array}{l} M_R = 16480,26 + 1804,05 \times 3,4 \\ M_R = 22614,02\text{kN.m} \end{array}$$

$N_{ser} : N_{ser} \text{ (la structure)} + \text{Poids propre de la semelle.}$

$$N_{semelle} = 217,125 \text{ kN} \rightarrow N_{ser} = 17744,69 \text{ kN}$$

$$e_0 = \frac{22614,02}{17744,96} = 1,25\text{m} \leq \frac{B_y}{4} = 2,82\text{m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Conclusion :**

La condition est vérifiée donc le bâtiment est stable.

2) Vérification des contraintes dans le sol sous la semelle filante :

Il faut que : $\sigma = \left(\frac{P}{S}\right) < \sigma_{sol} = 200\text{kN/m}^2$

Tableau 8.4 : Vérification des contraintes.

File	P (kN)	L (m)	B (m)	S _f (m ²)	σ (kN/m ²)	σ _{sol} (kN/m ²)	Observation
1	4665,97	19,30	1,5	28.95	161,173	200	ok
2	5626,71	19,30	1,5	28.95	194.35	200	ok
3	7452,01	19,30	2	38.6	193.05	200	ok

1.6.2.3. Ferrailage des semelles filantes :

1) Ferrailage de la dalle :

Le ferrailage de calcul à l'ELU pour 1 m linéaire, nous avons :

P_u : l'effort normal réparti à l'ELU

Exemple de calcul :

$$A_s = \frac{P_u (B - b)}{8 \times d \times \sigma_s} \rightarrow A_s = \frac{386,11(2 - 0,6)}{8 \times 0,45 \times 435} = 3,3 \text{ cm}^2$$

$$A_r = \frac{A_s \times B}{4} \rightarrow A_r = \frac{3,3 \times 2}{4} = 1,65 \text{ cm}^2$$

$$\text{CNF} : 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 200 \times 45 \times \frac{2,1}{500} = 8,694 \text{ cm}^2$$

Tableau 8.5 : Ferrailage des dalles des semelles filantes.

Files	Nu (kN)	L (m)	Pu (kN/ml)	B (m)	b (m)	H (m)	d (m)	As (cm ²)/ml	CNF (cm ²)
1	4665,97	19,30	241.76	1,5	0,6	0,3	0,45	1,38	6,52
2	5626,71	19,30	291.53	1,5	0,6	0,3	0,45	1,67	6,52
3	7452,01	19,30	386,11	2	0,6	0,3	0,45	3,3	8,69

Tableau 8.6 : Choix des armatures.

Files	As (cm ²)/ml	CNF (cm ²)	Choix	ASadopté (cm ²)/ml	Ar (cm ²)	Choix	Aradopté (cm ²)
1	1,38	6,52	4T16	8,04	3,01	4T10	3,14
2	1,67	6,52	4T16	8,04	3,01	4T10	3,14
3	3,30	8,69	6T16	12,06	6,03	4T14	6,16

2) Ferrailage des nervures :

Les charges revenant pour chaque file à l'ELU : $q_{ELU} = N/L$

Moment en travée et sur appuis à l'ELU : $M_0 = qL^2/8$

- Moment entravée : $M_t = 0,85 \times M_0$
- Moment en appuis : $M_a = 0,5 \times M_0$

- Condition de non fragilité : $0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$

Tableau 8.7 : Ferrailage des nervures (condition de non fragilité).

h _n (m)	b (m)	As min (cm ²)
1	0,6	6,08
1	0,6	6,08
1	0,6	6,08

Tableau 8.8 : Ferrailage des nervures.

Position	h _n (m)	L (m)	Q _u (kN/ml)	M ₀ (kN.m)	M _u (kN.m)	As cal (cm ²)
Travée	1	3,2	161,173	206.30	175.35	8,14
Appuis					103.15	6,012
Travée	1	3,2	194.35	248.768	211.44	11,84
Appuis					124.38	6,92
Travée	1	3,2	193.05	247.104	210.03	10,15
Appuis					123.55	6,44

Tableau 8.9 : Choix des armatures.

h _n (m)	Position	As cal (cm ²)	CNF (cm ²)	Choix	AS adopté (cm ²)
1	Travée	8,14	6,08	6T14	9,24
	Appuis	6,01	6,08	4T14	6,16
1	Travée	11,8	6,7	6T14	9,24
	Appuis	6,92	6,08	4T14+4T16	14,2
1	Travée	10,1	6,7	6T14	9,24
	Appuis	6,44	6,08	4T16	8,04

1.6.2.4. Vérification vis-à-vis de l'ELS :

Les contraintes admissibles sont données par :

- Béton : $\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$
- Acier :

fissuration peu nuisible.....	pas de vérification
fissuration préjudiciable	$\sigma_s = \min (2/3 f_e ; 110 \times \sqrt{\eta_i f_{tj}})$
fissuration très préjudiciable.....	$\sigma_s = \min (1/2 f_e ; 90 \times \sqrt{\eta_i f_{tj}})$

Avec :

$\eta = 1,6$ pour les aciers H.A

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable : $\sigma_s = 201,63$ MPa.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau 8.10 : Vérification des contraintes de la nervure à l'ELS.

File	Position	Choix	As adopté (cm ²)	Ms (kN.m)	σ_b MPa	$\overline{\sigma_b}$ MPa	σ_s MPa	$\overline{\sigma_s}$ MPa	Vertification
1	Travée	6T14	9,24	598,40	8,95	15	192,83	201,6	Vérifié
	Appuis	4T14	6,16	352,05	6,28	15	349,05	201,6	Non Vérifié
2	Travée	6T14	9,24	974,26	9,66	15	293,36	201,6	Non Vérifié
	Appuis	4T14+4T16	14,2	573,09	7,03	15	300,25	201,6	Non Vérifié
3	Travée	6T14	9,24	73,55	2,96	15	192,83	201,6	Vérifié
	Appuis	4T16	8,04	43,26	1,74	15	186,41	201,6	Vérifié

 **Remarque :**

La contrainte d'acier n'est pas vérifiée dans certains cas, donc on augmente la section des aciers.

Tableau 8.11 : Vérification des contraintes de la nervure à l'ELS après redimensionnement.

File	Position	Choix	As adopté (cm ²)	Ms (kN.m)	σ_b MPa	$\overline{\sigma_b}$ MPa	σ_s MPa	$\overline{\sigma_s}$ MPa	Vertification
1	Travée	8T14	12,32	598,40	8,95	15	194,06	201,6	Vérifié
	Appuis	8T14	12,32	352,05	4,97	15	192,83	201,6	Vérifié
2	Travée	12T14	18,48	573,09	7,52	15	197,15	201,6	Vérifié
	Appuis	6T14+6T16	21,30	974,26	5,80	15	195,20	201,6	Vérifié
3	Travée	6T14	9,24	73,55	2,92	15	192,83	201,6	Vérifié
	Appuis	6T16	12,06	43,26	1,85	15	189,37	201,6	Vérifié

- **Ferraillage transversal :**

$$T_{ELU} = \frac{qu \times l}{2} ; \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{T_u}{0,9 \times d \times \sigma_s} \rightarrow St = 15cm$$

Tableau 8.12 : Ferraillage transversal des nervures.

q (K/ml)	L (m)	T (kN)	h (m)	D (m)	St (cm)	σs (MPa)	At	choix
241,76	3,2	466,597	1	0,9	15	435	2,45	8T10
291,53	3,2	562,671	1	0,9	15	435	4,47	8T10
386,11	3,2	745,20	1	0,9	15	435	0,52	8T12

- **Armatures de peau : [8]**

$$A_p = \frac{3cm^2}{m} \times h_n$$

Tableau 8.13 : Armatures de peau.

h _n (m)	A _p (cm ²)	Choix
1	3,4	4T12
1	3,5	4T12
1	3,7	4T12

1.7. Schémas de ferraillage :

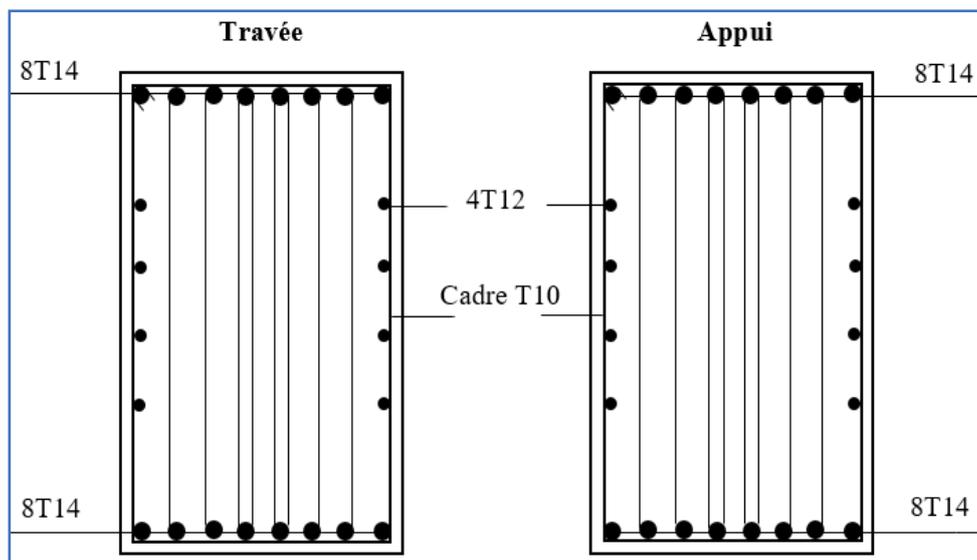


Figure 8.3 : Schéma de ferraillage file 1.

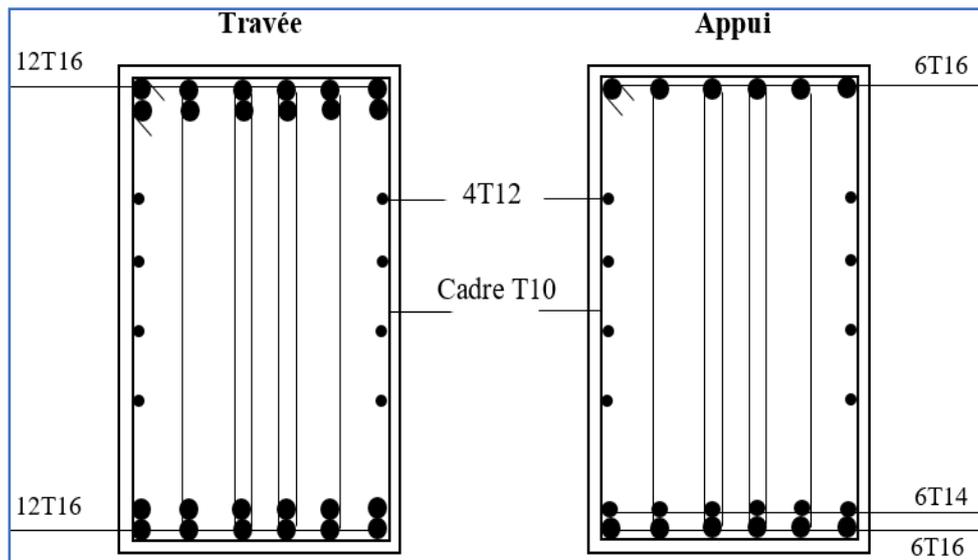


Figure 8.4 : Schéma de ferrailage file 2.

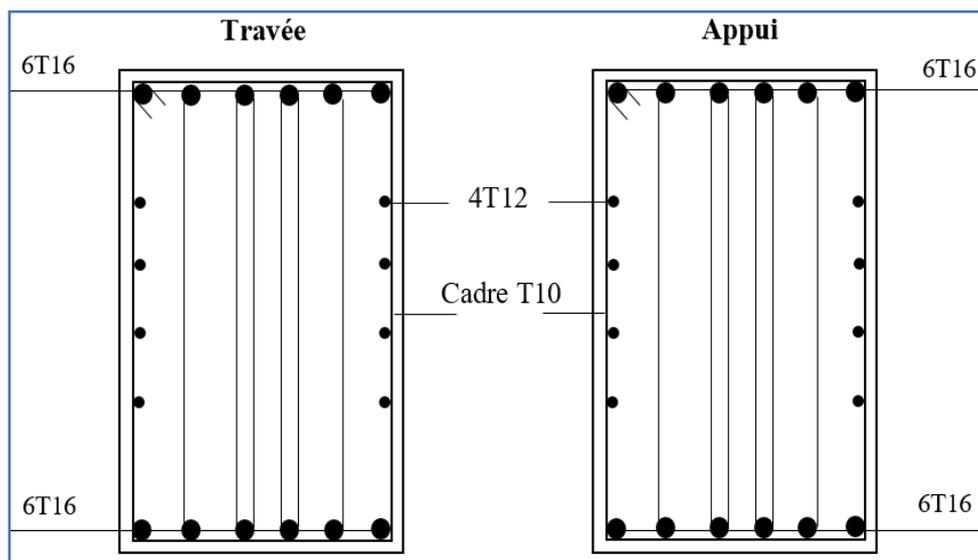


Figure 8.5 : Schéma de ferrailage file 3.

2. Voile périphérique :

2.1. Introduction :

Notre structure comporte un voile périphérique de soutènement qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC et les fondations. Etude des fondations.

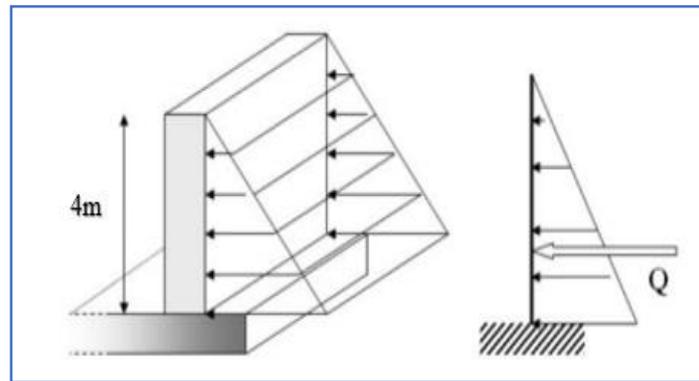


Figure 8.6 : Schéma d'un voile périphérique.

2.2. Pré dimensionnement :

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du RPA99 version 2003, qui stipule d'après l'article 10.1.2.

- Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base.
- Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :
 - Epaisseur $e \geq 15\text{cm}$
 - Les armatures sont constituées de deux nappes.
 - Le pourcentage minimum des armatures est de $0,1\%B$ dans les deux sens (horizontal et vertical).
 - Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
 - La longueur de recouvrement est de 50ϕ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec : B: Section du voile.

2.3. Evaluation des charges :

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur quatre appuis, et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

$L_x = 4\text{ m}$; $L_y = 6\text{ m}$; $e = 15\text{ cm}$.

La charge de poussées des terres est donnée par :

$$Q = A \times h \times \gamma$$

Q : Contrainte sur une bande de 1m.

γ : Poids spécifique des terres ($\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$).

h : Hauteur du voile.

A : coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

$$\varnothing = 30^\circ \longrightarrow A = f(\varnothing) = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varnothing}{2} \right) = 0,333$$

$$Q = A \times h \times \gamma = 23,97 \text{ kN/ml} \longrightarrow Q = 1,35 \times 23,97 = 32,36 \text{ kN/ml}$$

2.4. Effort dans le voile périphérique :

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,66 \geq 0,4 \longrightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q L^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y q$

Les coefficients μ_x et μ_y sont en fonction de : $\frac{L_x}{L_y}$ et de ν

$$\nu : \text{coefficient de poisson} \begin{cases} 0 \text{ à l'ELU} \\ 0,2 \text{ à l'ELS} \end{cases}$$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires :

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,66 \longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0737 \\ \mu_y = 0,3753 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 38,15 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 14,32 \text{ kN.m}$$

1) Moment en travée :

$$M_{tx} = 0,75 \times M_x = 28,61 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 \times M_y = 10,74 \text{ kN.m}$$

2) Moment en appuis :

$$M_{ax} = 0,5 \times M_x = 19,07 \text{ kN.m}$$

$$M_{ay} = 0,5 \times M_y = 7,16 \text{ kN.m}$$

3) Ferrailage de la dalle :

b=100cm; h=15cm; d=13,5cm; fe=500MPa; fc28 =25MPa; ft28 =2,1MPa ; σs =435MPa

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 8.14 : Ferrailage du voile périphérique.

Position	Sens	Mu (kN.m)	As ^{cal} (cm ²)	Choix	As ^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	28,61	5,40	4T14	6,16	30
	y-y	10,74	1,94	4T10	3,14	30
Appuis	x-x	19,07	3,52	4T12	4,52	30
	y-y	7,16	1,28	4T10	3,14	30

2.5. Condition exigée par le RPA99 version 2003 :

Le RPA préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens disposées en deux nappes.

$A_L \geq 0,1\% \times 15 \times 100 = 1,5 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

$A_T \geq 0,1\% \times 15 \times 100 = 1,5 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

2.6. Condition de non fragilité :

Pour les voiles travaillant dans les deux sens et dont l'épaisseur est comptée entre 12 et 30cm.

On a : $12\text{cm} \leq e \leq 30\text{cm}$; $H = e = 15\text{cm}$; $b=100\text{cm}$.

$$A_x \geq A_x^{\min} ; A_x^{\min} = \rho_0 \left(3 - \frac{L_x}{L_y} \right) \frac{bh}{2}$$

$A_y \geq A_y^{\min} ; A_y^{\min} = \rho_0 bh$

$\rho_0 = 0,0008$ pour les barres de FeE500.

$$A_x^{\min} = 0,0008 \times \left(3 - \frac{4}{6} \right) \frac{15 \times 100}{2} = 1,4\text{cm}^2$$

$A_y^{\min} = 0,0008 \times 15 \times 100 = 1,2\text{cm}^2$

• **En travée :**

$$\left. \begin{aligned} A_x &= 6,16\text{cm}^2 > A_x^{\min} = 1,4\text{cm}^2 \\ A_y &= 3,14\text{cm}^2 > A_y^{\min} = 1,2\text{cm}^2 \end{aligned} \right\} \text{.....Condition vérifiée.}$$

• **Sur appuis :**

$$\left. \begin{aligned} A_x &= 4,52\text{cm}^2 > A_x^{\text{min}} = 1,4\text{cm}^2 \\ A_y &= 3,14\text{cm}^2 > A_y^{\text{min}} = 1,2\text{cm}^2 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

2.7. Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u < \overline{\tau_u}$

$$\overline{\tau_u} = 0,05f_{c28} = 1,25\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\text{max}}}{bd}$$

Avec :

$$\left. \begin{aligned} T_x &= \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 55,47\text{kN} \\ T_y &= \frac{q_u L_x}{3} = 43,15\text{kN} \end{aligned} \right\} T_{\text{max}} = \max (T_x ; T_y) \Rightarrow T_{\text{max}} = 55,47\text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{55,47 \times 10^3}{135 \times 1000} = 0,41\text{MPa} < \overline{\tau_u} = 1,25\text{MPa}$$

$\tau_u = 0,41\text{MPa} < \overline{\tau_u} = 1,25\text{MPa} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

2.8. Vérification à l'ELS :

1) Evaluation des sollicitations à l'ELS :

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,66 \Rightarrow \left\{ \begin{aligned} \mu_x &= 0,0792 \\ \mu_y &= 0,5351 \end{aligned} \right.$$

$Q_{\text{ser}} = 23,97 \text{ kN/ml}$

$M_x = \mu_x q_s L_x^2 = 30,37 \text{ kN.m}$

$M_y = \mu_y M_x = 16,25 \text{ kN.m}$

• **Moment en travée :**

$M_{\text{tx}} = 0,75 \times M_x = 22,77 \text{ kN.m}$

$M_{\text{ty}} = 0,75 \times M_y = 12,18 \text{ kN.m}$

- **Moment en appuis :**

$$M_{ax} = 0,5 \times M_x = 15,18 \text{ kN.m}$$

$$M_{ay} = 0,5 \times M_y = 8,12 \text{ kN.m}$$

2) Vérification des contraintes :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau 8.15 : Vérification des contraintes.

Position	Sens	Mser (kN.m)	As (cm ²)	σ_{bc} MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	σ_s MPa	$\bar{\sigma}_s$ MPa	Vérification
Travée	x-x	22,77	5,40	8,78	15	297,67	201,1	Non
	y-y	12,18	1,94	6,09		261,09		Non
Appuis	x-x	15,18	3,52	6,29	15	258,31	201,1	Non
	y-y	8,12	1,28	4,06		174,07		Oui

✚ Remarque :

Les contraintes dans les aciers ne sont pas vérifiées. Donc on doit augmenter la section d'armature ou bien l'épaisseur du voile.

Tableau 8.16 : Vérification des contraintes après redimensionnement.

Position	Sens	Mser (kN.m)	Choix	As (cm ²)	σ_{bc} MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	σ_s MPa	$\bar{\sigma}_s$ MPa	Vérification
Travée	x-x	22,77	5T16	10,05	6,50	15	163,35	201,1	Oui
	y-y	12,18	5T12	5,65	5,32		166,89		Oui
Appuis	x-x	15,18	5T14	7,70	5,65	15	179,73	201,1	Oui

2.9. Schémas de ferrailage :

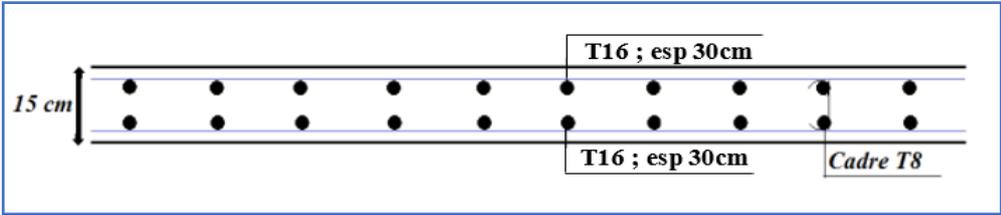


Figure 8.7 : Ferrailage du voile périphérique sens x-x.

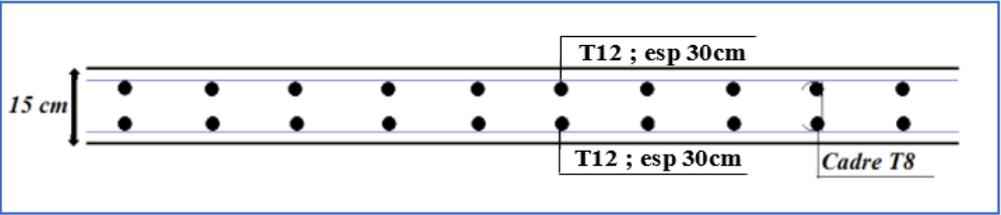


Figure 8.8 : Ferrailage du voile périphérique sens y-y.

Conclusion générale

Dans cette étude, on a procédé à des estimations des efforts extérieurs appliqués à l'ouvrage, cette estimation était relativement exacte pour certains efforts, souvent probable pour d'autres. On a procédé aussi au dimensionnement des éléments qui assurent la transmission des efforts.

Pour que ce dimensionnement soit correct, on a tenu à respecter les exigences de sécurité, d'aptitude aux services et de durabilité.

A chaque obstacle, on a choisi entre plusieurs solutions, celle qui s'adapte le mieux aux problèmes sans perdre de vue notre objectif, à savoir la sécurité.

Cette étude nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de l'ingénieur et développer les idées à partir des différentes références bibliographiques grâce au côtoiement d'ingénieurs et surtout d'apprendre les différents logiciels de calcul (ROBOT Structural Analysis) et de dessin (AUTOCAD), les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant sur le domaine étudié.

On a appris aussi que le calcul théorique reste nécessaire mais loin d'être suffisant, car il faut tenir compte de sa concordance avec le côté pratique. Sans oublier la nécessité d'un travail conjoint entre l'ingénieur civil et l'architecte, et de travailler pour réaliser un projet qui a du luxe et de la stabilité en même temps.

Les annexes

- Annexe A : Les assemblages calculés par logiciel.
- Annexe B : Les organigrammes.

Annexe A
LES ASSEMBLAGES CALCULÉS PAR LOGICIEL



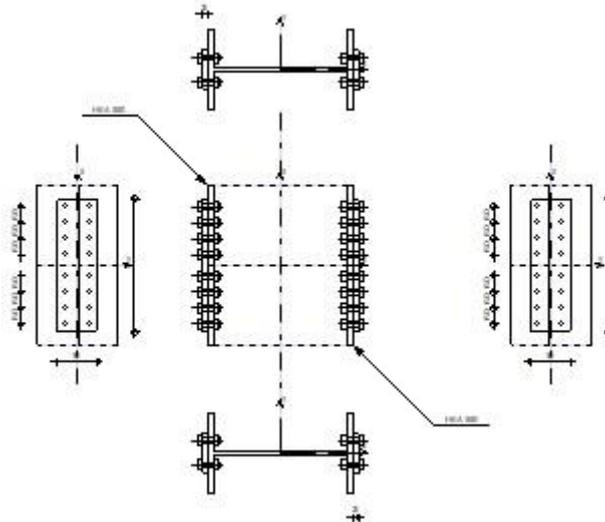
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Calcul du raccordement de l'épissure de poteau à poteau

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009



Ratio
0.86



GENERAL

Assemblage N°: 3
Nom de l'assemblage: Epissure du poteau

POTEAU INFERIEUR

Profilé: HEA 550

$h_{c1} = 540$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_{fc1} = 300$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wc1} = 13$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fc1} = 24$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_{c1} = 27$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_{c1} = 211.76$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{yc1} = 111932.00$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre

Matériau: 275

$f_{yc1} = 275.00$ [MPa] Résistance
 $f_{uc1} = 430.00$ [MPa]

POTEAU SUPERIEUR

Profilé: HEA 550

$h_{c2} = 540$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_{fc2} = 300$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wc2} = 13$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fc2} = 24$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_{c2} = 27$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_{c2} = 211.76$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{yc2} = 111932.00$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre

Matériau: 275

Annexe A
LES ASSEMBLAGES CALCULÉS PAR LOGICIEL

$f_{yc2} = 275.00$ [MPa] Résistance
 $f_{uc2} = 430.00$ [MPa]

PLATINE EXTERNE DROITE

$l_{pe} = 500$ [mm] Longueur de la platine
 $h_{pe} = 150$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_{pe} = 20$ [mm] Épaisseur de la platine
Matériau: ACIER
 $f_{ype} = 275.00$ [MPa] Résistance de calcul
 $f_{upe} = 430.00$ [MPa] Résistance à la traction

PLATINE EXTERNE GAUCHE

$l_{pe} = 500$ [mm] Longueur de la platine
 $h_{pe} = 150$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_{pe} = 20$ [mm] Épaisseur de la platine
Matériau: ACIER
 $f_{ype} = 275.00$ [MPa] Résistance de calcul
 $f_{upe} = 430.00$ [MPa] Résistance à la traction

PAROI INFÉRIEURE

BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AILE A L'AILE DROITE DU POTEAU

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon
OUT:Catégorie d'assemblage A

Classe = HR 8.8 Classe du boulon
 $d = 18$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 20$ [mm] Diamètre du trou de boulon
 $A_s = 1.92$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 2.54$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $f_{yb} = 640.00$ [MPa] Limite de plasticité du boulon
 $f_{ub} = 800.00$ [MPa] Résistance du boulon à la traction
 $n_h = 1$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_v = 4$ Nombre de rangées des boulons
 $e_1 = 40$ [mm] Niveau du premier boulon
 $p_1 = 60$ [mm] Entraxe

BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AILE A L'AILE GAUCHE DU POTEAU

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon
OUT:Catégorie d'assemblage A

Classe = HR 8.8 Classe du boulon
 $d = 18$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 20$ [mm] Diamètre du trou de boulon
 $A_s = 1.92$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 2.54$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $f_{yb} = 640.00$ [MPa] Limite de plasticité du boulon
 $f_{ub} = 800.00$ [MPa] Résistance du boulon à la traction
 $n_h = 1$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_v = 4$ Nombre de rangées des boulons
 $e_1 = 40$ [mm] Niveau du premier boulon
 $p_1 = 60$ [mm] Entraxe

PAROI SUPÉRIEURE

BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AILE A L'AILE DROITE DU POTEAU

Annexe A
LES ASSEMBLAGES CALCULÉS PAR LOGICIEL

Effort axial

Platine	A _i [cm ²]	EFFORTS EQUIVALENTS N _i [kN]	EFFORTS EQUIVALENTS N _i (M _{y,Ed}) [kN]	Force résultante N _{Ed,i} [kN]
	A _{pfue} = 30.00	592.48	124.91	N_{Ed,pfue} = 717.39
	A _{pfle} = 30.00	592.48	-124.91	N_{Ed,pfle} = 467.56

$$N_i = (N_{Ed} * A_i) / (A_{pfue} + A_{pfle})$$

$$N_{Ed,i} = N_i + N_i(M_{y,Ed})$$

Effort tranchant Z

Platine	A _i [cm ²]	V _{z,Ed,i} [kN]
	A _{z,pfue} = 4.00	V _{z,Ed,pfue} = 15.96
	A _{z,pfle} = 4.00	V _{z,Ed,pfle} = 15.96

Effort tranchant Y

Platine	A _{y,i} [cm ²]	V _{y,Ed,i} [kN]
	A _{y,fupe} = 30.00	V _{y,Ed,fupe} = 15.00
	A _{y,flpe} = 30.00	V _{y,Ed,flpe} = 15.00

$$V_{y,i} = (V_{y,Ed} * A_{y,i}) / (A_{pfue} + A_{pfle})$$

Moment fléchissant Y

Platine	I _{y,i} [cm ⁴]	EFFORTS EQUIVALENTS M _{y,i} [kN*m]	Force résultante M _{y,Ed,i} [kN*m]
	I _{y,pfue} = 23530.00	34.98	-
	I _{y,pfle} = 23530.00	34.98	-

$$M_{y,i} = (M_{y,Ed} * I_{y,i}) / (I_{pfue} + I_{pfle})$$

Moment fléchissant Z

Platine	I _{z,i} [cm ⁴]	M _{z,i} [kN*m]
	I _{z,pfue} = 562.50	M_{z,Ed,pfue} = 2.00
	I _{z,pfle} = 562.50	M_{z,Ed,pfle} = 2.00

$$M_i = (M_{z,Ed} * I_{z,i}) / (I_{z,pfue} + I_{z,pfle})$$

BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AILE A L'AILE DROITE DU POTEAU

RESISTANCE DES BOULONS

F_{v,Rd} = 97.72 [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement

$$F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$$

Pression du boulon sur l'aile du poteau

Direction x

k_{1x} = 2.50 Coefficient pour le calcul de F_{b,Rd} k_{1x} = min[2.8*(e₂/d₀)-1.7, 2.5]

k_{1x} > 0.0 2.50 > 0.00 **vérifié**

α_{bx} = 0.67 Coefficient pour le calcul de F_{b,Rd} α_{bx} = min[e₁/(3*d₀), p₁/(3*d₀)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]

α_{bx} > 0.0 0.67 > 0.00 **vérifié**

F_{b,Rd1x} = 247.68 [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale

$$F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$$

Direction y

k_{1y} = 2.50 Coefficient pour le calcul de F_{b,Rd} k_{1y} = min[2.8*(e₁/d₀)-1.7, 1.4*(p₁/d₀)-1.7, 2.5]

k_{1y} > 0.0 2.50 > 0.00 **vérifié**

Annexe A LES ASSEMBLAGES CALCULÉS PAR LOGICIEL

$\alpha_{by} =$	1.00	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{by} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{by} > 0.0$		1.00 > 0.00	vérifié
$F_{b,Rd1y} =$	371.52 [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1y} = k_{1y} * \alpha_{by} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$
Pression du boulon sur la plaquette			
Direction x			
$k_{1x} =$	2.50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$		2.50 > 0.00	vérifié
$\alpha_{bx} =$	0.50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$		0.50 > 0.00	vérifié
$F_{b,Rd2x} =$	154.80 [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$
Direction y			
$k_{1y} =$	2.50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1y} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1y} > 0.0$		2.50 > 0.00	vérifié
$\alpha_{by} =$	0.50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{by} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{by} > 0.0$		0.50 > 0.00	vérifié
$F_{b,Rd2y} =$	154.80 [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2y} = k_{1y} * \alpha_{by} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$

ETAT LIMITE: ULTIME

cisaillement des boulons

$e_0 =$	130 [mm]	Excentrement de l'effort tranchant par rapport au centre de gravité d'un groupe de boulons	$e_0 = e_{1b} + 0.5*(r-1)*p_1$
$M_z =$	3.95 [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_z = M_{z,Ed,pf} + V_{y,Ed,pf} * e_0$
$F_{x,N} =$	90.2 [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de la force longitudinale sur la direction x	$F_{x,N} = N_{Ed,pf} / n_b$
$F_{y,Vy} =$	1.88 [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant V_y sur la direction y	$F_{y,Vy} = V_{y,Ed,pf} / n_b$
$F_{x,Mz} =$	3.41 [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment M_z sur la direction x	$F_{x,Mz} = M_z * x_i / \sum (x_i^2 + y_i^2)$
$F_{y,Mz} =$	6.81 [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment M_z sur la direction y	$F_{y,Mz} = M_z * y_i / \sum (x_i^2 + y_i^2)$
$F_{x,Ed} =$	93.6 [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{x,N} + F_{x,Mz}$
$F_{y,Ed} =$	8.69 [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction y	$F_{y,Ed} = F_{y,Vy} + F_{y,Mz}$
$F_{Ed} =$	94.0 [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{y,Ed}^2}$
$F_{x,Rd} =$	154.80 [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{x,Rd} = \min(F_{x,bRd1}, F_{x,bRd2})$
$F_{y,Rd} =$	154.80 [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction y	$F_{y,Rd} = \min(F_{y,bRd1}, F_{y,bRd2})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{x,Rd}$		$ 93.66 < 154.80$	vérifié (0.61)
$ F_{y,Ed} \leq F_{y,Rd}$		$ 8.69 < 154.80$	vérifié (0.06)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$		$94.06 < 97.72$	vérifié (0.96)

BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AILE A L'AILE GAUCHE DU POTEAU

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} =$	97.72 [kN]	Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement	$F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$
Pression du boulon sur l'aile du poteau			
Direction x			
$k_{1x} =$	2.50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$		2.50 > 0.00	vérifié

Annexe A
LES ASSEMBLAGES CALCULÉS PAR LOGICIEL

$\alpha_{bx} = 0.67$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0.67 > 0.00$	vérifié
$F_{b,Rd1x} = 247.68$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$
Direction y		
$k_{1y} = 2.50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1y} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1y} > 0.0$	$2.50 > 0.00$	vérifié
$\alpha_{by} = 1.00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{by} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{by} > 0.0$	$1.00 > 0.00$	vérifié
$F_{b,Rd1y} = 371.52$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1y} = k_{1y} * \alpha_{by} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$
Pression du boulon sur la plaquette		
Direction x		
$k_{1x} = 2.50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2.50 > 0.00$	vérifié
$\alpha_{bx} = 0.50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0.50 > 0.00$	vérifié
$F_{b,Rd2x} = 154.80$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$
Direction y		
$k_{1y} = 2.50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1y} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1y} > 0.0$	$2.50 > 0.00$	vérifié
$\alpha_{by} = 0.50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{by} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{by} > 0.0$	$0.50 > 0.00$	vérifié
$F_{b,Rd2y} = 154.80$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2y} = k_{1y} * \alpha_{by} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$

ETAT LIMITE: ULTIME

cisaillement des boulons

$e_0 = 130$ [mm]	Excentrement de l'effort tranchant par rapport au centre de gravité d'un groupe de boulons	$e_0 = e_{1b} + 0.5*(r - 1)*p_1$
$M_z = 3.95$ [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_z = M_{z,Ed,pf} + V_{y,Ed,pf} * e_0$
$F_{x,N} = 57.8$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de la force longitudinale sur la direction x	$F_{x,N} = N_{Ed,pf} / n_b$
$F_{y,Vy} = 1.88$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant V_y sur la direction y	$F_{y,Vy} = V_{y,Ed,pf} / n_b$
$F_{x,Mz} = 3.41$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment M_z sur la direction x	$F_{x,Mz} = M_z * y_i / \sum (x_i^2 + y_i^2)$
$F_{y,Mz} = 6.81$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment M_z sur la direction y	$F_{y,Mz} = M_z * x_i / \sum (x_i^2 + y_i^2)$
$F_{x,Ed} = 61.2$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{x,N} + F_{x,Mz}$
$F_{y,Ed} = 8.69$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction y	$F_{y,Ed} = F_{y,Vy} + F_{y,Mz}$
$F_{Ed} = 61.8$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{y,Ed}^2}$
$F_{x,Rd} = 154.80$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{x,Rd} = \min(F_{x,bRd1}, F_{x,bRd2})$
$F_{y,Rd} = 154.80$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction y	$F_{y,Rd} = \min(F_{y,bRd1}, F_{y,bRd2})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{x,Rd}$	$ 61.27 < 154.80$	vérifié (0.40)
$ F_{y,Ed} \leq F_{y,Rd}$	$ 8.69 < 154.80$	vérifié (0.06)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$61.88 < 97.72$	vérifié (0.63)

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC -

[3.10]

Annexe A
LES ASSEMBLAGES CALCULÉS PAR LOGICIEL

POTEAU

Nr	Modèle	A _{nv} [cm ²]	A _{nt} [cm ²]	V ₀ [kN]	V _{eff,Rd} [kN]	V ₀ /V _{eff,Rd}	Etat
1		36.00	22.80	722.01 (*1)	2711.79 (***)	0.27	vérifié
2		36.00	22.80	462.94 (*2)	2711.79 (***)	0.17	vérifié

(*1) V₀ = N_{fuEd}

(*2) V₀ = N_{fleEd}

(***) V_{effRd} = 2*[f_u*A_{nt}/γ_{M2} + (1/√3)*f_y*A_{nv}/γ_{M0}]

PLATINE EXTERNE DROITE

Nr	Modèle	A _{nv} [cm ²]	A _{nt} [cm ²]	V ₀ [kN]	V _{eff,Rd} [kN]	V ₀ /V _{eff,Rd}	Etat
1		12.00	28.00	15.00 (*1)	672.13 (*)	0.02	vérifié
2		28.00	18.00	717.39 (*2)	1063.76 (**)	0.67	vérifié
3		56.00	14.00	717.39 (*2)	1370.72 (**)	0.52	vérifié

(*1) V₀ = 0.5*V_{yEd1}

(*2) V₀ = N_{fueEd}

(*) V_{effRd} = 0.5*f_u*A_{nt}/γ_{M2} + (1/√3)*f_y*A_{nv}/γ_{M0}

(**) V_{effRd} = f_u*A_{nt}/γ_{M2} + (1/√3)*f_y*A_{nv}/γ_{M0}

PLATINE EXTERNE GAUCHE

Nr	Modèle	A _{nv} [cm ²]	A _{nt} [cm ²]	V ₀ [kN]	V _{eff,Rd} [kN]	V ₀ /V _{eff,Rd}	Etat
1		12.00	28.00	15.00 (*1)	672.13 (*)	0.02	vérifié
2		28.00	18.00	467.56 (*2)	1063.76 (**)	0.44	vérifié
3		56.00	14.00	467.56 (*2)	1370.72 (**)	0.34	vérifié

(*1) V₀ = 0.5*V_{yEd1}

(*2) V₀ = N_{fleEd}

(*) V_{effRd} = 0.5*f_u*A_{nt}/γ_{M2} + (1/√3)*f_y*A_{nv}/γ_{M0}

(**) V_{effRd} = f_u*A_{nt}/γ_{M2} + (1/√3)*f_y*A_{nv}/γ_{M0}

VERIFICATION DES SECTIONS AFFAIBLIES PAR LES TROUS - [5.4]

POTEAU

A _t =	75.13	[cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute	
A _{t,net} =	65.53	[cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
0.9*(A _{t,net} /A _t) ≥ (f _y *γ _{M2})/(f _u *γ _{M0})			0.78 < 0.80	
W =	4145.63	[cm ³]	Facteur élastique de la section	
W _{net} =	4145.63	[cm ³]	Facteur élastique de la section	
M _{c,Rdnet} =	1140.05	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	M _{c,Rdnet} = W _{net} *f _{yp} /γ _{M0}
M ₀ ≤ M _{c,Rdnet}			69.95 < 1140.05	vérifié (0.06)
A =	211.76	[cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute	A = h _{pi} *t _{pi}
A _{net} =	192.56	[cm ²]	Aire de la section nette	A _{net} = A - n _v *d ₀ *t _{pi}
N _{pl,Rd} =	5823.40	[kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	N _{pl,Rd} = A*f _y /γ _{M0}
N _{u,Rd} =	5961.66	[kN]	Résistance ultime de la section nette à un effort normal	N _{u,Rd} = 0.9*A _{net} *f _u /γ _{M2}
F _{Ed} =	1184.95	[kN]		A = h _{pi} *t _{pi}
F _{Ed} ≤ N _{u,Rd}			1184.95 < 5961.66	vérifié (0.20)
F _{Ed} ≤ N _{pl,Rd}			1184.95 < 5823.40	vérifié (0.20)
A _v =	67.50	[cm ²]	Aire de la section efficace en cisaillement	A _v = h _p *t _p
A _{v,net} =	67.50	[cm ²]	Aire de la section efficace nette en cisaillement	A _{v,net} = A _v - n _v *d ₀ *t _p

Annexe A
LES ASSEMBLAGES CALCULÉS PAR LOGICIEL

$V_{pl,Rd} = 1071.71$ [kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	$V_{pl,Rd} = (A_v * f_{yp}) / (\sqrt{3} * \gamma_{M0})$
$ V_0 \leq V_{pl,Rd}$	31.92 < 1071.71	(0.03) vérifié

PLATINE EXTERNE DROITE

$A_t = 30.00$ [cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute	
$A_{t,net} = 22.00$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$0.9 * (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y * \gamma_{M2}) / (f_u * \gamma_{M0})$ 0.66 < 0.80		
$W = 75.00$ [cm ³]	Facteur élastique de la section	
$W_{net} = 53.04$ [cm ³]	Facteur élastique de la section	
$M_{c,Rdnet} = 14.59$ [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	$M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / \gamma_{M0}$
$ M_0 \leq M_{c,Rdnet}$	2.00 < 14.59	(0.14) vérifié
$A = 30.00$ [cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute	$A = h_{pi} * t_{pi}$
$A_{net} = 22.00$ [cm ²]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - n_v * d_0 * t_{pi}$
$N_{pl,Rd} = 825.00$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = A * f_y / \gamma_{M0}$
$N_{u,Rd} = 681.12$ [kN]	Résistance ultime de la section nette à un effort normal	$N_{u,Rd} = 0.9 * A_{net} * f_u / \gamma_{M2}$
$F_{Ed} = 717.39$ [kN]		$F_{Ed} = N_{Ed,pfue}$
$ F_{Ed} \leq N_{pl,Rd}$	717.39 < 825.00	(0.87) vérifié
$A_v = 30.00$ [cm ²]	Aire de la section efficace en cisaillement	$A_v = h_p * t_p$
$A_{v,net} = 22.00$ [cm ²]	Aire de la section efficace nette en cisaillement	$A_{v,net} = A_v - n_v * d_0 * t_p$
$V_{pl,Rd} = 476.31$ [kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	$V_{pl,Rd} = (A_v * f_{yp}) / (\sqrt{3} * \gamma_{M0})$
$ V_0 \leq V_{pl,Rd}$	15.00 < 476.31	(0.03) vérifié

PLATINE EXTERNE GAUCHE

$A_t = 30.00$ [cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute	
$A_{t,net} = 22.00$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$0.9 * (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y * \gamma_{M2}) / (f_u * \gamma_{M0})$ 0.66 < 0.80		
$W = 75.00$ [cm ³]	Facteur élastique de la section	
$W_{net} = 53.04$ [cm ³]	Facteur élastique de la section	
$M_{c,Rdnet} = 14.59$ [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	$M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / \gamma_{M0}$
$ M_0 \leq M_{c,Rdnet}$	2.00 < 14.59	(0.14) vérifié
$A = 30.00$ [cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute	$A = h_{pi} * t_{pi}$
$A_{net} = 22.00$ [cm ²]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - n_v * d_0 * t_{pi}$
$N_{pl,Rd} = 825.00$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = A * f_y / \gamma_{M0}$
$N_{u,Rd} = 681.12$ [kN]	Résistance ultime de la section nette à un effort normal	$N_{u,Rd} = 0.9 * A_{net} * f_u / \gamma_{M2}$
$F_{Ed} = 467.56$ [kN]		$F_{Ed} = N_{Ed,pfi}$
$ F_{Ed} \leq N_{u,Rd}$	467.56 < 681.12	(0.69) vérifié
$ F_{Ed} \leq N_{pl,Rd}$	467.56 < 825.00	(0.57) vérifié
$A_v = 30.00$ [cm ²]	Aire de la section efficace en cisaillement	$A_v = h_p * t_p$
$A_{v,net} = 22.00$ [cm ²]	Aire de la section efficace nette en cisaillement	$A_{v,net} = A_v - n_v * d_0 * t_p$
$V_{pl,Rd} = 476.31$ [kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	$V_{pl,Rd} = (A_v * f_{yp}) / (\sqrt{3} * \gamma_{M0})$
$ V_0 \leq V_{pl,Rd}$	15.00 < 476.31	(0.03) vérifié

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0.86

Annexe A
LES ASSEMBLAGES CALCULÉS PAR LOGICIEL



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

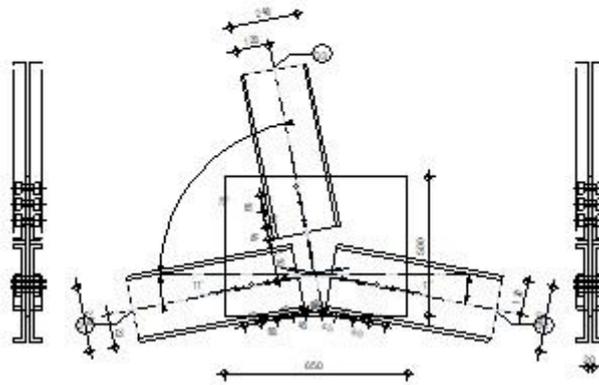
Calcul de l'assemblage au gousset

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009



Ratio
0.81

D1 - 2 UPN 240
D2 - 2 UPN 240
D3 - 2 UPN 240



GENERAL

Assemblage N°: 4
 Nom de l'assemblage : Gousset - noeud membrure de treillis
 Noeud de la structure: 2364
 Barres de la structure: 917, 918, 919,

GEOMETRIE

BARRES

		Barre 1	Barre 2	Barre 3		
Barre N°:		917	918	919		
Profilé:		2 UPN 240	2 UPN 240	2 UPN 240		
Matériau:		275	275	275		
	f_y	275.00	275.00	275.00		MPa
	f_u	430.00	430.00	430.00		MPa
Angle	α	11.2	-11.2	78.8		Deg
Longueur	l	1.41	1.41	2.60		m

BOULONS

Barre 1

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 10.9 Classe du boulon
 d = 22 [mm] Diamètre du boulon
 d₀ = 24 [mm] Diamètre du trou de boulon
 f_{yb} = 900.00 [MPa] Limite de plasticité
 f_{ub} = 1000.00 [MPa] Résistance du boulon à la traction
 n = 4 Nombre de colonnes des boulons

Annexe A LES ASSEMBLAGES CALCULÉS PAR LOGICIEL

Espacement des boulons 60; 60; 60 [mm]
 $e_1 = 45$ [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
 $e_2 = 120$ [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
 $e_c = 60$ [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 2

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 8.8 Classe du boulon
 $d = 22$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 24$ [mm] Diamètre du trou de boulon
 $f_{yb} = 640.00$ [MPa] Limite de plasticité
 $f_{ub} = 800.00$ [MPa] Résistance du boulon à la traction
 $n = 4$ Nombre de colonnes des boulons

Espacement des boulons 60; 60; 60 [mm]
 $e_1 = 45$ [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
 $e_2 = 120$ [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
 $e_c = 60$ [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 3

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 8.8 Classe du boulon
 $d = 22$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 24$ [mm] Diamètre du trou de boulon
 $f_{yb} = 640.00$ [MPa] Limite de plasticité
 $f_{ub} = 800.00$ [MPa] Résistance du boulon à la traction
 $n = 3$ Nombre de colonnes des boulons

Espacement des boulons 60; 60 [mm]
 $e_1 = 45$ [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
 $e_2 = 120$ [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
 $e_c = 150$ [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

GOUSSET

$l_p = 650$ [mm] Longueur de la platine
 $h_p = 500$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_p = 20$ [mm] Epaisseur de la platine

Paramètres

$h_1 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_1 = 0$ [mm] Grugeage
 $h_2 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_2 = 0$ [mm] Grugeage
 $h_3 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_3 = 0$ [mm] Grugeage
 $h_4 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_4 = 0$ [mm] Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres (5; 100)

$e_v = 150$ [mm] Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres
 $e_H = 320$ [mm] Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres
 $e_0 = 0$ [mm] Distance axe membrure hor.

Matériau: ACIER
 $f_y = 275.00$ [MPa] Résistance

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1.00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M2} = 1.25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Cas: Calculs manuels

Annexe A
LES ASSEMBLAGES CALCULÉS PAR LOGICIEL

$N_{b1,Ed} = -245.98$ [kN] Effort axial
 $N_{b2,Ed} = -685.97$ [kN] Effort axial
 $N_{b3,Ed} = -627.64$ [kN] Effort axial

RESULTATS

BARRE 1

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

$F_{x,Ed} = -61.50$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial
 $F_{z,Ed} = 0.00$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant
 $F_{Ed} = 61.50$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon
 $F_{Rdx} = 209.70$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon [Tableau 3.4]
 $F_{Rdz} = 258.83$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon [Tableau 3.4]

$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$-61.50 < 209.70$	vérifié	(0.29)
$F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$0.00 < 258.83$	vérifié	(0.00)
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$	$61.50 < 364.93$	vérifié	(0.17)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$N_{uRd} = 1232.98$ [kN] [1993-1-1:2005 6.1]
 $N_{plRd} = 1157.88$ [kN] Résistance de calcul plastique de la section brute [1993-1-1:2005 6.1]

$ 0.5 \cdot N_{b1,Ed} \leq N_{uRd}$	$ -122.99 < 1232.98$	vérifié	(0.10)
$ 0.5 \cdot N_{b1,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ -122.99 < 1157.88$	vérifié	(0.11)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$V_{effRd} = 565.62$ [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous [3.10.2 (3)]

$ 0.5 \cdot N_{b1,Ed} \leq V_{effRd}$	$ -122.99 < 565.62$	vérifié	(0.22)
--	----------------------	---------	--------

BARRE 2

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

$F_{x,Ed} = -171.49$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial
 $F_{z,Ed} = 0.00$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant
 $F_{Ed} = 171.49$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon
 $F_{Rdx} = 209.70$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon [Tableau 3.4]
 $F_{Rdz} = 258.83$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon [Tableau 3.4]

$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$-171.49 < 209.70$	vérifié	(0.82)
$F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$0.00 < 258.83$	vérifié	(0.00)
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$	$171.49 < 291.94$	vérifié	(0.59)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$N_{uRd} = 1232.98$ [kN] [1993-1-1:2005 6.1]
 $N_{plRd} = 1157.88$ [kN] Résistance de calcul plastique de la section brute [1993-1-1:2005 6.1]

$ 0.5 \cdot N_{b2,Ed} \leq N_{uRd}$	$ -342.99 < 1232.98$	vérifié	(0.28)
$ 0.5 \cdot N_{b2,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ -342.99 < 1157.88$	vérifié	(0.30)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$V_{effRd} = 565.62$ [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous [3.10.2 (3)]

Annexe A
LES ASSEMBLAGES CALCULÉS PAR LOGICIEL

$$|0.5 \cdot N_{b2,Ed}| \leq V_{effRd} \quad | -342.99 | < 565.62 \quad \text{vérifié} \quad (0.61)$$

BARRE 3

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

$F_{x,Ed} = -209.21$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial		
$F_{z,Ed} = 0.00$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant		
$F_{Ed} = 209.21$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon		
$F_{Rdx} = 209.70$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon		[Tableau 3.4]
$F_{Rdz} = 258.83$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon		[Tableau 3.4]
$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$-209.21 < 209.70$	vérifié	(1.00)
$F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$0.00 < 258.83$	vérifié	(0.00)
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$	$209.21 < 291.94$	vérifié	(0.72)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$N_{uRd} = 1232.98$ [kN]			[1993-1-1:2005 6.1]
$N_{plRd} = 1157.88$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute		[1993-1-1:2005 6.1]
$ 0.5 \cdot N_{b3,Ed} \leq N_{uRd}$	$ -313.82 < 1232.98$	vérifié	(0.25)
$ 0.5 \cdot N_{b3,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ -313.82 < 1157.88$	vérifié	(0.27)

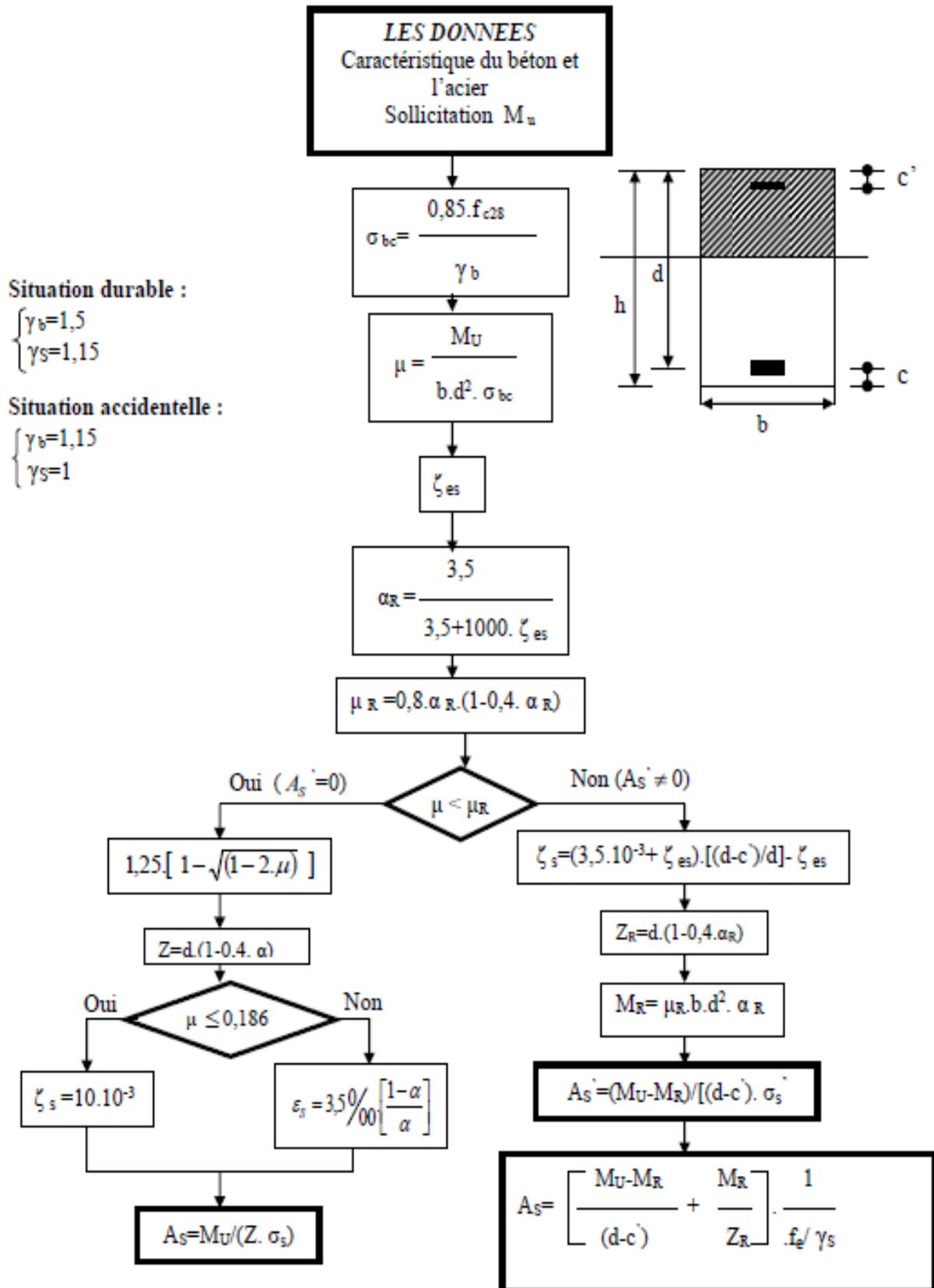
VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$V_{effRd} = 511.32$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous		[3.10.2 (3)]
$ 0.5 \cdot N_{b3,Ed} \leq V_{effRd}$	$ -313.82 < 511.32$	vérifié	(0.61)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0.81

SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE

- [1] : Cours charpente métallique 1, Mr MENNADI.
- [2] : Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-C-2-47 ;
REGLEMENT NEIGE ETVENT « RNV 99 », version 2013.
- [3] : Charges permanentes et charges d'exploitation (DTR B.C 2.2).
- [4] : Cours charpente métallique 2, Mr SETHI.
- [5]: Règles de conception et de calcul des structures en acier "CCM 97
";(Document techniqueréglementaire D.T.R-B.C.2.44).
- [6] : Règles parasismique Algérienne RPA99 version 2003 ; (Document
technique réglementaire (D.T.R-B.C.2.48).
- [7] : EC3, Calcul des structures en acier, partie 1-1, règles générales et règles
pour les bâtiments.
- [8] : Le BAEL99, D.T. U, Béton armé aux états limites 91, modifié 99. Charges
permanentes et charges d'exploitation (DTR B.C 2.2).