

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

جامعة سعد دحلب – البليدة 1

Université Saad Dahlab Blida 1



كلية التكنولوجيا

Faculté De Technologie

قسم الهندسة المدنية

Département de Génie Civil

مذكرة نهاية التخرج

MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDE

Pour l'obtention du diplôme master en Génie Civil

Option : Construction métalliques et mixtes

THÈME

ETUDE D'UN BATIMENT EN R+10 ETAGES + SOUS-SOL
(PARKING)EN CHARPENTE METALLIQUE.

Etudié et réaliser par

BRAHMI Anis Nouar & HAMMOUDI Mohamed

Devant le jury composé de :

	U. Saad Dahleb-Blida	Président
	U. Saad Dahleb-Blida	Examineur
Mr. Rahmani Khaled	U. Saad Dahleb-Blida	Promotrice

Blida, Juin 2023.

REMERCIEMENTS

Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude et nos vifs remerciements :

Tous d'abord, nous tenons à remercier Allah le Clément et le Miséricordieux de nous avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

*Un grand merci, bien qu'à notre sens il ne saurait être assez grand, également à notre promoteur **Mr. Rahmani Khaled** pour ses remarques objectives et ses conseils avisés lors de l'élaboration de ce projet de fin d'étude.*

Aux membres des jurys qui nous ont fait l'honneur d'examiner notre modeste travail.

A nos parents pour leur présence constante à nos côtés, leurs encouragements dans les moments difficiles et leur soutien inconditionnel tout au long des années.

À tous nos amis pour leur aide, patiences, leur compréhension et leur encouragement.

A tous nos amis pour leur soutien, aide, leur compréhension et leur encouragement. Ainsi que toute personne ayant contribué à l'achèvement de ce projet, directement ou indirectement.

Dédicaces

Avec l'expression de ma reconnaissance, Je dédie ce mémoire a ceux qui, quelleque soient les termes embrassés, je n'arriverais jamais à leur exprimer mon amour le plus sincère.

A mes grands-parents Allah « yerhamhom» qui ont toujours étai là pour me soutenir et me donner tant d'amour.

A mes chers parents qui ont souffert sans me laisser souffrir, qui n'ont jamais dit non à mes exigences et qui n'ont épargnés aucun effort pour me rendre heureux, je leur dois ma vie, ma réussite et tout mon respect.

A mes chères sœurs qui sont toujours procurer la joie et le bonheur.

A mes chères Frères qui sont toujours procurer la joie et le bonheur.

A toute ma famille pour l'intérêt et la patience qu'ils ont su porter à l'égard demes études.

Qu'Allah les protèges et leurs offre une longue vie pleine de bonheur et de réussite.

A tous mes amis Tarek soudaki, John, Aymen, Hamza, Farida, Maria, sohaib, chakib, bilbel, qui m'ont apporté leur support moral et intellectuel tout aulong de ma démarche.

*Sans oublier mon très cher binôme **Hammoudi Mouhamed** que je remercie pour ces belles années d'amitié, de joie et de succès.*

A toute la promotion 2023.

Brahmi Anis

Dédicaces

Je tiens à dédie ce travail d'abord :

Mes très chers parents *Votre prière et votre bénédiction m'ont été d'un grand secours pour mener à bien mes études.*

Je te souhaite une bonne santé et bien-être, que Dieu vous protège

A ma chère sœur qui a toujours procurer la joie et le bonheur.

A mes chères amies

Spécialement mon amie Amri hakim et boubakar

A tous mes amies

*Spécialement **ayman, farida, chaima, houda, kader***

Et pour tout la famille Hammoudi

*Sans oublier mon très cher binôme **Brahmi Anis Nouar** que je remercie pour ces belles années d'amitié, de joie et de succès.*

Hamomoudi Mohamed

Résumé

La construction métallique, qu'elle soit dans le domaine de la construction ou du génie civil, se consacre à la réalisation d'ouvrages en métal, en particulier en acier, en raison de sa résistance. Elle est largement utilisée dans les secteurs industriel et agricole. De nos jours, on observe une augmentation de son utilisation dans le domaine de génie civil.

C'est pourquoi notre projet porte sur l'étude d'un bâtiment en charpente métallique de forme rectangulaire, destiné à un usage multiple (habitation et administration). Sa structure comprend des sous-sols, un rez-de-chaussée et dix étages. Le bâtiment est situé dans la capitale de l'Algérie, plus précisément dans la commune de Hydra, classée en zone III de forte sismicité selon les normes RPA99 version 2003.

Cette étude se divise en quatre parties :

La première partie présente une description générale du projet, mettant en avant l'aspect architectural des éléments.

Ensuite, nous abordons le prédimensionnement des éléments principaux et secondaires, ainsi que l'étude climatique.

La deuxième partie est consacrée à l'étude dynamique de la structure, modélisée à l'aide du logiciel ETABS, afin de déterminer les différentes sollicitations engendrées par les charges permanentes, d'exploitation et sismiques.

La troisième partie vérifie les éléments de l'ossature et étudie les assemblages métalliques.

Enfin, la quatrième partie concerne le ferrailage des éléments du sous-sol et l'étude des fondations, en tenant compte des recommandations des normes BAEL 99 et RPA99 version 2003.

المخلص

البناء المعدني، سواءً في مجال البناء أو الهندسة المدنية، يختص في إنشاء منشآت من المعدن، وبخاصة الفولاذ، بسبب مقاومته. يتم استخدامه على نطاق واسع في القطاعات الصناعية والزراعية. وفي الوقت الحاضر، يشهد استخدامه ارتفاعاً في مجالات السكن والإدارة.

لذلك، يركز مشروعنا على دراسة مبنى بنية معدنية ذات شكل مستطيل، مخصص للاستخدام المشترك (السكن والإدارة). تتضمن البنية أدوار الطابق السفلي، والطابق الأرضي، وعشرة طوابق. يقع المبنى في العاصمة الجزائرية، تحديداً في بلدية حيدرا، وهي مصنفة كمنطقة ثالثة ذات قوة زلزالية عالية وفقاً لمعايير RPA99

:تنقسم هذه الدراسة إلى أربعة أجزاء

يقدم الجزء الأول وصفاً عاماً للمشروع، مع التركيز على الجوانب المعمارية للعناصر. ثم نناقش التصميم المسبق للعناصر الرئيسية والثانوية، بالإضافة إلى دراسة المناخ.

يُخصص الجزء الثاني لدراسة الحركة الديناميكية للبنية، مع النمذجة باستخدام برنامج ETABS لتحديد التحميلات المختلفة الناتجة عن الأحمال الدائمة والتشغيلية والزلزالية.

يتحقق الجزء الثالث من العناصر الهيكلية ويدرس تجميعات المعدن.

أما الجزء الرابع، فيتعلق بتسليح عناصر الطابق السفلي ودراسة الأساسات، مع مراعاة التوصيات الواردة في معايير RPA99 الإصدار 2003

Abstract

Metal construction, whether in the field of construction or civil engineering, is dedicated to the realization of structures made of metal, particularly steel, due to its resistance. It is widely used in industrial and agricultural sectors. Nowadays, there is an increasing use of metal construction in the residential and administrative domains.

That is why our project focuses on the study of a rectangular-shaped building with a metal framework, designed for mixed-use (residential and administrative). Its structure includes basement levels, a ground floor, and ten floors. The building is located in the capital of Algeria, specifically in the commune of Hydra, classified as a Zone III area with high seismicity according to the RPA99 version 2003 standards.

This study is divided into four parts:

The first part presents a general description of the project, highlighting the architectural aspect of the elements. Then, we delve into the preliminary sizing of the main and secondary elements, as well as the climatic study.

The second part is dedicated to the dynamic analysis of the structure, modeled using the ETABS software, in order to determine the different solicitations generated by permanent, operational, and seismic loads.

The third part verifies the elements of the framework and studies the metal connections.

Finally, the fourth part focuses on the reinforcement of the basement elements and the study of foundations, taking into account the recommendations of the BAEL 99 and RPA99 version 2003 standards.

Sommaire

REMERCIEMENTSDEDIDACE

Résumé

الملخص

Abstract

Liste Des Figures

Liste des Tableaux

LISTE DES ABREVIATION

Introduction Générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1 Introduction 1	1
I.2 Présentation de l'ouvrage	1
I .2.1 Conception architecturale :	1
I .2.2 Dimension de l'ouvrage	1
I .2.3 Elément de l'ouvrage	1
I .2.4 Assemblages	3
I .3 Matériaux utilisés.....	4
I .3.1 L'acier	4
I .3.2 Le béton	5
I .4 Règlements utilisés	6
I .5 Logiciels utilisés	6
I .6 Etats limite de calcul.....	6
I .6.1 Etats limites ultimes :	6
I .6.2 Etats limites services :	7
I .7 Les actions et les combinaisons	7
I .7.1 les actions	7
I .7.2 les combinaisons d'action :	7

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

II.1 Introduction	9
II.2 Quelques notions relatives au règlement CCM97	9
II.2.1 Objectifs	9

II.2.2	Domaine d'application	9
II.2.3	Classification des sections transversales selon ccm97	9
II.2.4	Coefficient partiel de sécurité :	11
II.2.5	Valeur limite des flèches.....	11
II.3	Evaluation des charges et surcharges.....	11
II.3.1	Terrasse accessible.....	12
II.3.2	Etage courant (administration/habitation)	13
II.3.3	Etage sous-sol (parking)	14
II.4	Pré dimensionnement.....	15
II.4.1	Pré-dimensionnement des planchers.....	15
II.4.1.1	Méthode de calcul.....	15
II.4.1.2	Phase de construction	16
II.4.1.3	Phase finale.....	16
II.4.2	Pré dimensionnement des solives	16
II.4.2.1	Plancher Courant	16
II.4.2.2	Phase de construction.....	17
II.4.2.3	Phase finale.....	19
II.4.2.4	Les vérifications	21
II.4.2.5	Conclusion.....	22
II.4.2.6	Calcul des connecteurs	22
II.4.3	Prédimensionnement des poutres porteuses	24
II.4.3.1	Pré dimensionnement de la poutre principale du plancher courant	25
II.4.3.2	Phase construction	25
II.4.3.3	Phase finale.....	27
II.4.3.4	les vérifications.....	28
II.4.3.5	concluions.....	29
II.4.3.6	calculs des connecteurs.....	30
II.4.4	Prédimensionnements des poteaux.....	32
II.4.4.1	La descente des charges.....	33
II.4.4.2	Pré dimensionnement	34
II.4.4.3	Vérification du flambement.....	35

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

III.1	Introduction.....	37
III.2	L'acrotère :	37

III.2.1 Introduction :	37
III.2.2 Etude de l'acrotère :	37
III.2.3 Évaluations charges	38
III.2.4 L'actionne forces horizontales Q_h (F_p)	39
III.2.5 Ferrailage de l'acrotère	40
III.2.6 Vérification de la section d'acier selon « BAEL 91 modifié 99 »	42
III.2.7 Calcul des contraintes	44
III.3 Escalier métallique	45
III.3.1 Introduction	45
III.3.2 Choix des dimensions	46
III.3.3 Dimensionnement des limons	47
III.3.3.1 Evaluation des charges	47
III.3.3.2 Dimensionnement	47
III.3.3.3 Dimensionnement par la condition de flèche à l'ELS	48
III.3.3.4 Vérification du moment fléchissant à l'ELU	48
III.3.3.5 Vérification de l'effort tranchant	48
III.3.3.6 Dimensionnement de la cornière de marche	48
III.3.3.6.1 Dimensionnement par la condition de flèche à l'ELS	49
III.3.3.6.2 Vérification du moment fléchissant à l'ELU	49
III.3.4 Dimensionnement de la poutre palière	50
III.3.4.1 Dimensionnement par la condition de flèche à l'ELS	50
III.3.4.2 Vérification en tenant compte du poids propre du profilé	50
III.3.4.3 Vérification du moment fléchissant à l'ELU	51
III.3.4.4 Vérification de l'effort tranchant	51

CHAPITRES IV : NEIGE ET VENT

IV.1 Introduction	53
IV.2 Etude de neige	53
IV.2.1 Charge de neige sur le sol S_k	53
IV.2.2 Coefficient de forme de la toiture μ	54
IV.3 Action du vent	54
IV.3.1 Détermination de la pression dynamique de pointe	55
IV.3.2 Calcul des pressions aérodynamique du vent	58
IV.3.2.1 Calcul du coefficient de pression extérieure C_{pe}	58
IV.3.2.2 Calcul du coefficient de pression intérieure C_{pi}	61
IV.3.3 Calcul de la force de frottement	63

IV.3.4 conclusions	63
--------------------------	----

Chapitre V : Etude dynamique et sismique

V.1 Introduction.....	65
V.2 L'étude dynamique	65
V.2.1 Modélisation de la structure.....	65
V.3 Choix de la méthode de calcul.....	66
V.3.1 La méthode statique équivalente.....	66
V.3.2 La méthode modale spectrale	67
V.3.2.1 Spectres de réponse de calcul	67
V.3.2.2 Principales vérifications exigent par le RPA pour cette méthode	68
V.3.2.3 Résultante des forces sismiques de calcul (article 4.3.6 RPA 2003)	68
V.3.2.4 Déplacements inter étages (article 5.10 RPA 2003).....	69
V.3.2.5 Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ (les effets du second ordre)	69
V.4 Résultats de l'analyse dynamique.....	70
V.4.1 Vérification de la structure selon le RPA99/V2003	70
V.4.1 Modèles initiale	70
V.4.2 Modèles intermédiaires.....	73
V.4.1.2.1 Estimation de la période fondamentale de la structure (T)	76
V.4.1.2.2 Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente	77
V.4.1.2.3 Vérification des déplacements inter étages	79
V.4.3 Modèles final.....	81
V.4.1.3.1 Estimation de la période fondamentale de la structure (T)	83
V.4.1.3.2 Vérification des déplacements inter étages	84
V.4.1.3.3 Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ (les effets du second ordre) ..	86
V.5 Conclusion	88

Chapitre VI : Vérification des éléments

VI.1 Introduction	89
VI.2 Vérification des poutres	89
VI.2.1 Poutre principale	89
VI.2.2 Poutre secondaire	90
VI.3 Vérification des poteaux	91

VI.4 Dimensionnement des contreventements.....	98
VI.4.1 Dimensionnement des contreventements.....	98

Chapitre VII : Calcul et vérification des assemblages

VII.1 Introduction	100
VII.2 Calcul des assemblages	100
VII.2.1 Assemblage Poteau –Poutre (HEA450-IPE400)	100
VII.2.1.1 Efforts sollicitant	100
VII.2.1.2 Calcul de la soudure platine-poutre IPE400	100
VII.2.1.3 Choix de diamètre du boulon	101
VII.2.1.4 Détermination du nombre de boulons nécessaires. ...	102
VII.2.2 Assemblages poutre solive	106
VII.2.2.1 Boulons assemblant la cornière à la poutre	108
VII.2.2.2 Boulons assemblant la cornière à la solive	109
VII.2.3 Assemblages pied poteau	110
VII.2.4 Assemblages contreventement	111
VII.2.5 Assemblages poteau poutre secondaire	112
VII.2.6 Assemblages poteau poteau	113

Chapitre VIII : Fondations

VIII.1 Introduction	115
VIII.2 Fonctions assurées par les fondations	115
VIII.3 Choix de type de fondations	115
VIII.4 Calcul des fondations	116
VIII.4.1 REACTIONSDES APPUIS A L'ELS ET A L'ELU	117
VIII.4.2 Semelles isolées	119
VIII.4.3 Semelles filantes	120
VIII.4.3.1 Semelles filantes	122
VIII.4.3.1 ferrailage des semelles filantes	125
VIII.5 Voile périphérique.....	127
VIII.5.1 Introduction.....	127
VIII.5.2 Pré dimensionnement	128
VIII.5.3 Evaluation des charges.....	128
VIII.5.4 Effort dans le voile périphérique.....	129
VIII.5.5 Ferrailage du voile périphérique.....	130
VIII.5.6 Condition exigée par les RPA99/version 2003.....	131

VIII.6 Ferrailage des poteaux de l'infrastructure	131
VIII.6.1 Ferrailage longitudinal.....	131
Conclusion générale	134

LISTE DES ABREVIATION

- A : Section brute d'une pièce
- A_{net} : Section nette d'une pièce
- A_w : Section de l'âme
- A_v : Aire de cisaillement
- C_t : Coefficient de topographie
- C_r : Coefficient de rugosité
- $C_{p, net}$: Coefficient de pression nette
- C_e : Coefficient d'exposition
- C_d : Coefficient dynamique
- K : Coefficient d'encastrement ou de rigidité Poteaux/ Poutre
- K_0 : Coefficient de flambement
- K Facteur de déformée modale
- M_{rd} : Moment résistant.
- M_{ply} : Moment plastique.
- M_{cr} : Moment critique.
- $M_{b, rd}$: Valeur de calcul de la résistance au déversement.
- $N_{pl, rd}$: Valeur de calcul de la résistance plastique de la section transversale brute.
- $N_{b, rd}$: Valeur de calcul d'un élément comprimé au flambement.
- N_{sd} : Effort normal sollicitant.
- $N_{t, sd}$: Effort normal de traction.
- $N_{c, sd}$: Effort normal de compression.
- N_{pl} : Effort normal plastique.
- $N_{c, rd}$: Valeur de calcul de la résistance de la section transversale à la compression.
- W : Poids total de la structure.
- Q : Charge d'exploitation.
- R : Coefficient de comportement de la structure.
- S : Surface.
- S : Charge de la neige.
- V_{sd} : Valeur de calcul de l'effort tranchant sollicitant.
- $V_{pl, rd}$: Valeur de calcul de la résistance plastique au cisaillement.
- V_{ref} : Vitesse de référence du vent.
- W : Pression aérodynamique.
- W_{pl} : Module de résistance plastique.
- W_{el} : Module de résistance élastique.

f_u : Résistance à la traction.

l : Longueur d'une pièce.

L_f : Longueur de flambement.

r : Rayon d'une section circulaire.

t : Épaisseur de la semelle (poutre, solive, poteau).

t_w : Épaisseur de l'âme (poutre, solive, poteau).

Z : Hauteur au-dessus du sol.

z_0 : Paramètre de rugosité.

z_{eq} : Hauteur équivalente.

Z_{min} : Hauteur minimale.

χ : Coefficient de réduction pour le mode de flambement ou déversement approprié.

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

β_w : Facteur de corrélation.

β_M : Facteur de moment uniforme équivalent.

β_j : Coefficient relatif à la liaison.

γ_M : Coefficient de sécurité.

λ : Élancement.

λ_{LT} : Élancement de déversement.

α : Facteur d'imperfection.

\varnothing : Rotation.

\varnothing_{LT} : Rotation de déversement.

η : Contrainte limite de cisaillement en élasticité.

ε : Coefficient de réduction élastique de l'acier.

ζ_a : Contrainte de l'acier.

ζ_b : Contrainte du béton.

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

η : Facteur de correction d'amortissement.

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismique F_i .

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

μ : Coefficient de forme de la charge de neige.

Liste Des Figures

Figure I.1 : plancher collaborant	2
Figure I.2 : Escalier métallique	2
Figure I.3 : Acrotère	2
Figure I.4 : Assemblage boulonner	3
Figure I.5 : La soudure de l'élément	4
Figure I.6 : Diagramme contraintes et déformations de l'acier	4
Figure II.1 : lois types de comportement moment-rotation correspondant à chaque classe de section.....	10
Figure II.2 : plancher terrasse inaccessible	12
Figure II.3 : plancher courant	13
Figure II.4 : Caractéristiques géométriques d'Hibond 55-750.....	14
Figure II.5 : plancher mixte	16
Figure II.6 : Solive	18
Figure II.7 : Largeur de la dalle effective	20
Figure II.8 : poutres porteuses	25
Figure II.9 : Le poteau le plus sollicité	33
Figure III.1 : Acrotère	39
Figure III.2 : Charges et surcharges agissent	40
Figure III.3 : Effort interne et moment	40
Figure III.4 : La section de calcul	40
Figure III.5 : Schéma de ferrailage de l'acrotère	45
Figure III.6 : Constituant d'un escalier	45
Figure III.7 : Vue en plan et schéma statique de l'escalier	46
Figure III.8 : Charges revenant au limon	47
Figure III.9 : Disposition des cornières	49
Figure III.10 : Charges repris par la cornière	50
Figure III.11 : Schéma statique de la poutre palière	50

Figure IV.1 : coefficient de forme toiture a un versant	54
Figure IV.2 : Directions du vent	55
Figure IV.3 : Hauteur de référence Z_e (Direction V1)	57
Figure IV.4 : Hauteur de référence Z_e (Direction V2)	57
Figure IV.5 : Représentation des parois verticales (Direction V1)	59
Figure IV.6 : Valeur de c_{pe} pour les parois verticales (Direction V1)	59
Figure IV.7 : Représentation des parois verticales (Direction V2)	60
Figure IV.8 : Valeur de c_{pe} pour les parois verticales (Direction V2)	60
Figure IV.9 : Coefficients de pression intérieur C_{pi} des bâtiments sans face dominante	61
Figure V.1 : Spectre de réponses sens	68
Figure V.2 : Structure en 3D	71
Figure V.3 : Vu en plant	72
Figure V.4 : Structure en 3D	74
Figure V.5 : Vu en plant	75
Figure V.6 : Structure en 3D	82
Figure V.7 : Vu en plant	82
Figure VI.1 : Facteurs de distribution de rigidité	92
Figure VI.2 : Vu 3d de nœud	92
Figure VI.3 : Schéma des contreventements	98
Figure VII.1 : Assemblage soudé poutres –platine	101
Figure VII.2 : Assemblage poteau – poutre	103
Figure VII.3 : Distribution des boulons sur la platine d’extrémité	106
Figure VII.4 : Schéma de l’assemblage poutre – solive	106
Figure VII.5 : Disposition constructif de l’assemblage poutre – solive	107
Figure VII.6 : Disposition constructive de l’assemblage pied de poteau	111
Figure VII.7 : Vue « 3D » de l’assemblage contreventement sur le gousset au niveau de la poutre	112
Figure VII.8 : Vue de l’assemblage poteau poutre	112
Figure VII.9 : Vue 3D de raboutage poteau-poteau	113

Figure VII.10 : Vérification globale	113
Figure VII.11 : Contrainte équivalente	114
Figure VIII.1 : Identification des nœuds a la base	116
Figure VIII.2 : Semelle isolée sous poteau	119
Figure VIII.3 : Semelles filantes sous poteaux	120
Figure VIII.4 : Calcul de la longueur élastique	124
Figure VIII.5 : Coffrage et ferrailage des nervures	126
Figure VIII.6 : Schéma statique du débord	126
Figure VIII.7 : Diagramme des Moments	126
Figure VIII.8 : Evaluation des charges	128
Figure VIII.9 : Poussées des terres	129
Figure VIII.10 : Ferrailage du Voile Périphérique suivant les deux (2) sens	131

Liste des Tableaux

Tableau I.1 : Valeurs nominales des résistances.....	3
Tableau I.2 : Valeurs nominales de F_y & F_u pour les profilés.....	5
Tableau I.3 : Valeurs nominales de f_y pour le ferrailage.....	5
Tableau II.1 : valeur limites recommandées pour les flèches verticales.....	11
Tableau II.2 : Charge permanente d'un plancher terrasse inaccessible.....	12
Tableau II.3 : Charge permanente d'un plancher courant.....	13
Tableau II.4 : Charge permanente d'un plancher sous-sol.....	14
Tableau II.5 : masse de Hi bond 55.....	15
Tableau II.6 : Caractéristiques du profilé IPE160.....	17
Tableau II.7 : les choix des solives en phase initiale.....	24
Tableau II.8 : les choix des solives en phase finale.....	24
Tableau II.9 : Caractéristiques du profilé IPE300.....	25
Tableau II.10 : les choix des poutres principales en phase initiale.....	31
Tableau II.11 : les choix des poutres principales en phase finale.....	32
Tableau II.12 : les charges permanente et d'exploitation sur le poteau central.....	33
Tableau II.13 : les efforts normaux, la section et le profilé des poteaux.....	35
Tableau II.14 : Les vérifications du flambement pour poteau central.....	36
Tableau IV.1 : coefficient de forme – toiture à un versant.....	54
Tableau IV.2 : choix de la zone.....	56
Tableau IV.3 : Coefficient en fonction de la catégorie de terrain.....	56
Tableau IV.4 : Valeurs de la pression dynamique de pointe (Direction V1 et V2).....	58
Tableau IV.5 : Surfaces des zones et cpe (direction V1).....	59
Tableau IV.6 : Surfaces des zones et cpe (direction V2).....	60
Tableau IV.7 : Valeurs de la pression $W(N/m^2)$ pour la paroi verticale (direction V1).....	62
Tableau IV.8 : Valeurs de la pression $W(N/m^2)$ pour la paroi verticale (direction V2).....	63
Tableau V.1 : Valeurs des modes propres.....	73
Tableau V.2 : Valeurs des modes propres.....	76
Tableau V.3 : Périodes caractéristiques associée à la catégorie du site.....	78
Tableau V.4 : facteur de qualité.....	79
Tableau V.5 : Vérification déplacement inter étages sens X.....	80
Tableau V.6 : Vérification déplacement inter étages sens Y.....	81
Tableau V.7 : Valeurs des modes propres.....	83

Tableau V.8 : Vérification déplacement inter étages sens X.....	85
Tableau V.9 : Vérification déplacement inter étages sens Y.....	86
Tableau V.10 : justifications vis-à-vis de l'effet p- Δ (sens X-X)	87
Tableau V.11 : justifications vis-à-vis de l'effet p- Δ (sens Y-Y)	87
Tableau VI.1 : Résistance des poteaux pour Nsdmax , Msdy ^{cor} ,Msdz ^{cor} ...	96
Tableau VI.2 : Résistance des poteaux pour Msdy ^{max} ,Msdz ^{cor} , Nsd ^{cor} ...	96
Tableau VI.3 : Résistance des poteaux pour Msdz ^{max} ,Msdy ^{cor} , Nsd ^{cor}	96
Tableau VI.4 : déversement des poteaux	97
Tableau VI.5 : Les profilés finaux	98
Tableau VII.1 : résumé de rabotage poteau-poteau	114
Tableau VIII.1 : Réactions à l'ELS	117
Tableau VIII.2 : Réactions à l'ELU	118
Tableau VIII.3 : Récapitulatif des sections de semelles filantes et des efforts normaux	121
Tableau VIII.4 : Choix la hauteur de nervure	124
Tableau VIII.5 : Choix la hauteur de nervure	125
Tableau VIII.6 : Ferrailage du débord	127
Tableau VIII.7 : Ferrailage du voile périphérique	130
Tableau VIII.8 : les efforts normaux dans les poteaux	132
Tableau VIII.9 : Ferrailage des poteaux de l'infrastructure	132

Introduction Générale

Introduction Générale

L'Algérie se trouve dans une région à haut risque sismique, mettant ainsi en péril la stabilité des bâtiments et la vie des résidents, comme cela a été déjà constaté dans les villes de Alger et d'autres localités du pays. Il est primordial de construire des habitations résistantes aux séismes, aux vents violents, aux éruptions volcaniques, aux tsunamis et aux marées importantes pour assurer la sécurité des habitants.

En effet, les tremblements de terre et les vents représentent les principales causes de l'effondrement des structures en Algérie, ce qui rend indispensable l'intervention de professionnels du bâtiment afin de renforcer leur résistance et garantir leur durabilité. Le rôle de l'ingénieur civil est crucial dans la préservation de vies humaines en assurant la stabilité et la résistance des bâtiments face aux risques potentiels tels que les séismes, les vents violents ou les catastrophes naturelles.

Bien qu'il soit impossible d'empêcher totalement l'effondrement d'un édifice, l'ingénieur civil travaille pour offrir aux occupants un temps suffisant pour s'évacuer en toute sécurité. Grâce à son expertise technique et à ses compétences mathématiques, l'ingénieur civil peut garantir la stabilité structurelle et la résistance des bâtiments afin d'assurer la sécurité des occupants.

Nous mettons l'accent sur les avantages et les inconvénients de l'utilisation de l'acier dans la construction de bâtiments.

Avantages :

Le bâtiment en acier présente de multiples atouts :

L'atelier permet une précision accrue et une rapidité supérieure lors de l'assemblage sur le chantier. Les composants du bâtiment sont aisément transportables, y compris pour des projets à l'international. Grâce à sa ductilité, l'acier offre une excellente résistance aux secousses sismiques.

Il est envisageable d'ériger des édifices en acier de très grande hauteur.

En cas de modification des plans de construction, le bâtiment peut être démonté et déplacé rapidement et facilement.

Inconvénients :

L'acier présente deux inconvénients significatifs lors de son utilisation :

Introduction Générale

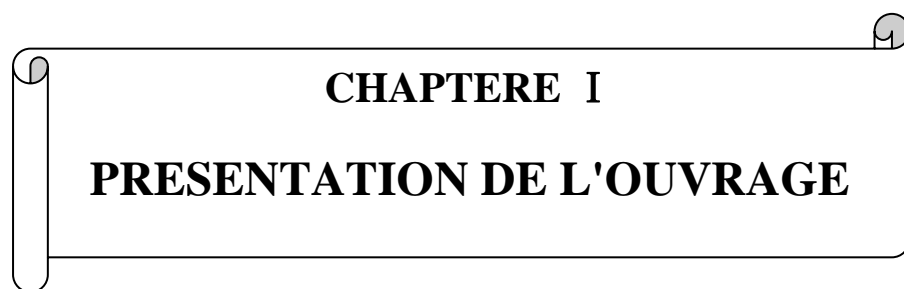
Son exposition à la corrosion et sa vulnérabilité face au feu.

Effectivement, l'acier peut perdre sa résistance structurelle et subir un effondrement rapide à des températures relativement élevées.

Dans notre étude, nous examinerons un bâtiment à usage multiple de dix étages (R + 10+ sous-sol) construit en acier et béton armé. Bien que la plupart des constructions en Algérie soient principalement en béton armé ou en acier, nous avons choisi de nous pencher spécifiquement sur un bâtiment en acier afin d'approfondir nos connaissances et compétences dans ce domaine. Le travail a été divisé en deux parties principales :

La première partie sera réservée à la superstructure, qui contient : la Présentation de l'ouvrage et le Pré dimensionnement des éléments principaux et secondaires, l'étude du vent et de la neige, l'étude dynamique et la vérification des éléments.

La deuxième partie sera consacrée à l'étude de l'infrastructure qui contient l'étude de fondation.



CHAPTERE I
PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1 Introduction

Le projet en question est un bâtiment en charpente métallique de (RDC+10 étages), Implanté à wilaya de Alger. « Zone III selon la classification du l'RPA 99Version 2003 ».

La structure est une ossature poteaux poutres contreventé par des palées triangulées en charpente métallique. Les planchers sont de type collaborant (béton-acier)

I.2 Présentation de l'ouvrage

Ce projet consiste à une étude d'un bâtiment à usage multiple (habitation + administration), implantée à Alger. La structure se compose d'un rez-de-chaussée et 10 étages.

- Hypothèses climatiques : Zone B pour la neige (RNV2013)
Zone I pour le vent (selon le RNV2013)
- Zone sismique : zone III (forte sismicité selon le RPA99V2003)

I .2.1 Conception architecturale :

- S-sol sera aménagé en parking.
- RDC et 1^{er} étage seront destinées pour usage administratif.
- Du 2^{ème} étage aux derniers étages seront destinées pour usage d'habitation.
- La terrasse inaccessible.

I .2.2 Dimension de l'ouvrage

- Longueur totale du bâtiment : 40 m.
- Largeur totale du bâtiment : 39.3 m.
- Hauteur totale du bâtiment : 34,6 m.
- Hauteur de chaque niveau :
- RDC : 3,4 m
- 1^{ère} au 10^{ème} étage :3,06 m

I .2.3 Elément de l'ouvrage

- **Ossature** : partie d'une structure, comprenant un ensemble d'élément structural directement assemblés et dimensionnés pour agir ensemble afin de résister aux charges. La structure est constituée des poteaux en HEA. Poutres en IPE et contreventé par des palées en X.

- **Plancher** : plancher mixte avec dalle collaborant d'épaisseur 12 cm. Le profilé métallique est connecté mécaniquement à la dalle de béton qu'il porte. Il est constitué de :
 - Dalle en béton armé collaborant (béton+ treille soudée)
 - Solives
 - Connecteurs soudés
 - Tôle profilée en Hibond 55

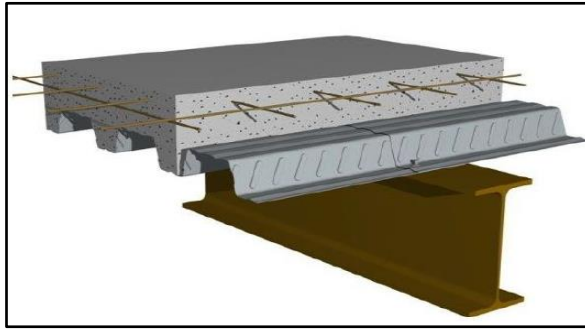


Figure I.1 : plancher collaborant.

- **Escalier** : Le bloc contient deux cages d'escalier, il est en structure métallique.



Figure I.2 : Escalier métallique

- **Acrotère** : La terrasse est entourée par un acrotère en béton armé d'une hauteur de 60,00 cm et une épaisseur de 10,00 cm.



Figure I.3 : Acrotère.

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

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

I .2.4 Assemblages

- **Assemblage boulonné**

Le boulonnage est une méthode d'assemblage mécanique démontable. Les boulons servant à créer une liaison de continuité entre élément ou à assurer la transmission intégrale des efforts d'une partie à l'autre d'une construction. Les valeurs nominales de la résistance limitent d'élasticité « σ » ainsi que celle de la résistance à la traction « σ » des différentes classes des boulons sont indiquées dans le tableau suivant :

Tableau I.1: Valeurs nominales des résistances

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
fyb	240	320	300	400	480	640	900
fub	400	400	500	500	600	800	1000



Figure I.4 : Assemblage boulonner.

- **Assemblage soudé**

Le soudage est une technique de fixation des éléments structurels en acier à l'aide de soudures. Cette technique est souvent utilisée pour assembler les poutres, les colonnes et les autres éléments structurels d'un bâtiment en charpente métallique.

L'assemblage soudé permet d'obtenir une connexion solide et résistante, capable de supporter les charges imposées par la structure.



Figure I.5 : La soudure de l'élément.

I .3 Matériaux utilisés

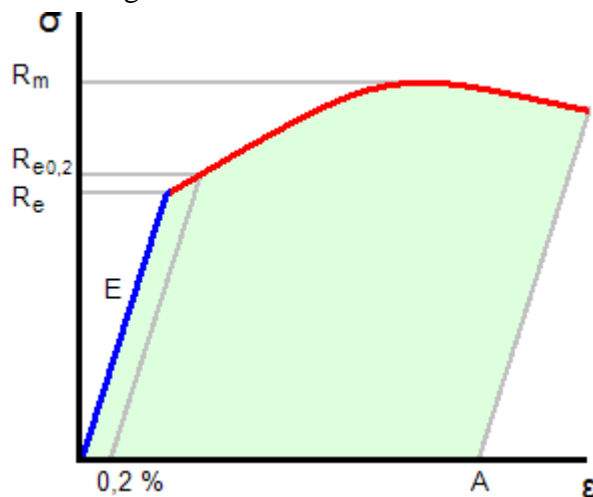
I .3.1 L'acier

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

-L'acier de construction doit satisfaire les conditions suivantes :

- Le rapport $\frac{f_u}{f_y} > 1.2$
- La déformation ultime doit être supérieure à 20 fois la déformation élastique ($\varepsilon_u \geq 20\varepsilon_y$)
- Avoir une bonne soudabilité
- A la rupture l'allongement sur une longueur doit être supérieur à 15%

Figure I.6 : Diagramme contraintes et déformations de l'acier.



-Les valeurs de calcul normalisées sont les suivantes :

- Module d'élasticité longitudinal : $E=210000 \text{ N/mm}^2$
- Masse volumique : $\rho=7850 \text{ kg/m}^3$

- Coefficient de contraction latéral (poisson) : $\nu=0.3$
- Module de cisaillement : $G = E/ [2(1+\nu)]$
- Coefficient de dilatation : $\alpha = 12 \times 10^{-6}$ par °c

-La nuance choisie pour la réalisation de cet ouvrage est l'acier **S275JR** caractérisé par :

- Limite d'élasticité : $F_y = 275 \text{ N/mm}^2$
- Limite ultime : $F_u = 430 \text{ N/mm}^2$

Tableau I.1 : Valeurs nominales de F_y & F_u pour les profilés

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

-Acier pour ferrailage :

Pour assurer un bon fonctionnement des fondations on utilise des armatures et des treillis à soudé de type HA et dont les caractéristiques sont :

- Contrainte limite d'élasticité : $F_e = 500 \text{ MPa}$
- Module d'élasticité longitudinale : $E = 2.110^5 \text{ MPa}$

Tableau I.2: Valeurs nominales de f_y pour le ferrailage

	Nuances	$F_y \text{ (MPa)}$
Ronds lisses	Fe 220	215
	Fe 240	235
Barres HA	Fe 400	400
	Fe 500	500

I .3.2 Le béton

Le béton est un matériau de construction composé de granulats, de sable, de ciment, d'eau et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés. Il présente une excellente résistance à la compression, 10 fois plus que sa résistance en traction. Pour notre étude on étudier type de béton leur caractéristiques physiques et mécaniques sont :

- **Plancher collaborant**
- Masse volumique : $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$
- La résistance à la compression a 28 jours pour le béton de classe C25/30.
- **Fondation**
- Masse volumique : $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$
- La résistance à la compression a 28 jours pour le béton de classe C25/30.

I .4 Règlements utilisés

- RPA99/2003 (règles parasismique Algériennes).
- D.T.R.B.C2.44, Eurocode 3 (règles de conception et de calcul des structures en acier « CCM 97 »).
- Eurocode 4 (conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton).
- D.T.R.C.2.2 (charges permanentes et charges d'exploitations).
- D.T.R.C2-4.7 (règlement neige et vent « RNV2013 »).
- BAEL 91-CBA93 (béton armé aux états limites).

I .5 Logiciels utilisés

- ETABS : Logiciel d'analyse de charge structurelle qui vérifie la conformité des structures.
- Autodesk AutoCAD 2016 : outils de dessin (DAO).
- Excel : tableau pour faciliter les calculs, tels que les vérifications de l'analyse sismique, les vérifications des éléments...

I .6 Etats limite de calcul

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

I .6.1 Etats limites ultimes :

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

résistance (y compris la plastification, le flambement, et la transformation au mécanisme) et l'équilibre statique d'ensemble.

I .6.2 Etats limites services :

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

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

I .7 Les actions et les combinaisons

I .7.1 les actions

C'est l'ensemble des forces dues aux charges auxquelles l'ouvrage sera soumis, elles sont classées en catégories en fonction de leurs fréquences d'apparitions.

- **Charge permanent G_i**
 - Poids propre des éléments de la construction
 - Poids propre des équipements fixes Actions variables
- **Charges d'exploitation Charges Q_i**
 - Appliquées en cours d'exécutions
- **Charges climatiques**
 - Vent (W)
 - Neige (S)
- **Actions accidentelles E**
 - Séisme

I .7.2 les combinaisons d'action :

-A l'ELU :

- **Combinaisons d'actions fondamentales :**

$$\sum_j \gamma_{Gj} G_j + \underbrace{\gamma_{Q,1} Q_1 + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_i}_{= 1,5}$$

➤ **Combinaisons d'actions accidentelles :**

$$\sum_j G_j + A + \psi_{1,1} Q_1 + \sum_{i>1} \psi_{2,i} Q_i$$

	Charge d'exploitation	Vent	Neige	Température
ψ_0	0,87	0,67	0,87	0,53
ψ_1	1,00	0,20	0,30	0,50
ψ_2	1,00	0,00	0,10	0,00

-A'ELS :

➤ **Combinaisons rares :**

$$\sum_j G_j + Q_1 + \sum_{i>1} \psi_{0,i} Q_i$$

➤ **Combinaisons fréquentes :**

$$\sum_j G_j + \psi_{1,1} Q_1 + \sum_{i>1} \psi_{2,i} Q_i$$

➤ **Combinaisons quasi permanentes :**

$$\sum_j G_j + \sum_{i>0} \psi_{2,i} Q_i$$



CHAPTERE 2

**PRE DEMENTIONNEMENT DES
ELEMENTS**

II.1 Introduction

Une fois la décision prise concernant la structure porteuse du bâtiment (poutres principales, secondaires et solives), on procède à un prédimensionnement de chaque élément en se basant sur trois critères :

- Condition de flèche pour déterminer le type de profilé adéquat
- Vérification faite selon la condition de résistance
- Vérification aux vibrations (pare les éléments de plancher)

II.2 Quelques notions relatives au règlement CCM97

II.2.1 Objectifs :

Le règlement **CCM97** a pour objet la codification du dimensionnement par le calcul et des vérifications des structures des bâtiments à ossature en acier

Ce document :

- ne traite pas directement l'exécution des travaux de construction en acier
- ne définit que des exigences relatives à la résistance mécanique, à l'aptitude au service et à la durabilité des structures
- il ne traite pas les exigences relatives à la sécurité parasismique
- Il ne traite pas les exigences relatives à la protection anti-feu

II.2.2 Domaine d'application :

Ce document présente des principes, des règles et des commentaires qui s'appliquent principalement aux bâtiments courants qui respectent les limites spécifiées dans les sections suivantes :

- -Les bâtiments courants se réfèrent généralement à ceux dans lesquels les charges d'exploitation sont modérées, tels que les bâtiments résidentiels, les hébergements, les bureaux, les établissements scolaires et hospitaliers, ainsi que les magasins et autres bâtiments commerciaux.
- -Les structures utilisant des produits de construction en acier laminé à chaud sont incluses, à l'exception des aciers à haute résistance.

II.2.3 Classification des sections transversales selon ccm97 :

Pour les besoins de calcul le ccm97 a proposé quatre classes de section transversales qui sont définies comme suit :

a. Classe 1

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

b. Classe 2

Section transversale pouvant développer leur moment de résistance plastique, mais avec une capacité de rotation limitée

c. Classe 3

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

d. Classe 4

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

Les trois types de comportement moment-rotation correspondant à chaque classe de section sont présentés sur la figure ci-dessous :

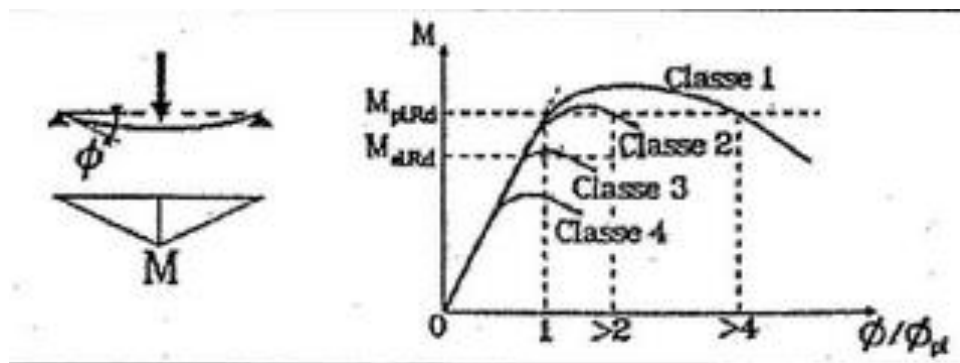


Figure II.1 : lois types de comportement moment-rotation correspondant à chaque classe de section

M_{plRd} : moment à l'état plastique réduit

M_{elRd} : moment à l'état élastique réduit

ϕ_p : rotation

ϕ_{pl} : rotation à l'état plastique

II.2.4 Coefficient partiel de sécurité :

Le Coefficient partiel de sécurité γ_M pour les matériaux doit être prise égal aux valeurs suivantes :

- Section de classe (1, 2, 3) $\rightarrow \gamma_{M0} = 1$
- Section de classe(4) $\rightarrow \gamma_{M1} = 1.1$
- Sections nettes au droit des trous $\rightarrow \gamma_{M2} = 1.25$
- Cas des états limites ultimes des éléments $\rightarrow \gamma_{M1} = 1.1$

II.2.5 Valeur limite des flèches :

Il est essentiel de dimensionner les structures en acier de manière à ce que les déformations restent dans des limites appropriées en fonction de l'utilisation prévue du bâtiment et de la nature des matériaux de remplissage à supporter. Les valeurs recommandées pour les déformations verticales sont présentées dans le tableau ci-dessous.

Tableau II.1 : valeur limites recommandées pour les flèches verticales

Conditions $\sigma_{y\ MAX}$	La flèche dans l'état final
Toitures en générales	L/200
Toiture supportant des personnels autres que les personnels d'entretien	L/250
Planchers en général	L/250
Planchers et toiture supportant des cloisons en plâtre ou en autres matériaux fragiles ou rigides	L/250
Plancher supportant des poteaux (à moins que la flèche ait été incluse dans l'analyse globale de l'Etat limite ultime	L/400
Cas ou $\sigma_{y\ MAX}$ peut nuire à la l'aspect du bâtiment	L/250

Dans ce chapitre, nous examinerons les diverses charges qui agissent sur notre structure, comprenant les charges permanentes, les charges d'exploitation et les effets climatiques. Ces derniers exercent une influence considérable sur la stabilité de l'ouvrage. Ainsi, des normes ont été établies pour déterminer les valeurs des charges, qui sont spécifiées dans le règlement technique DTRB.C2.2 (charges et surcharges).

II.3 Evaluation des charges et surcharges

Il est nécessaire de déterminer les diverses charges qui affectent notre structure, notamment les charges permanentes et les charges d'exploitation. À cet effet, des normes ont été établies pour définir les valeurs des charges, lesquelles sont stipulées dans le règlement technique RNV2013 (charges et surcharges).

- **Charge permanente :**
Elle désigne le poids propre de tous les éléments permanents constituant l'ouvrage.
- **Charges d'exploitation Q :**
Elles désignent les surcharges dues à l'exploitation des surfaces par les usagers.

II.3.1 Terrasse accessible

➤ Charge permanente

Tableau II.2 : Charge permanente d'un plancher terrasse inaccessible

Matériaux	G (KN/m ²)
▪ Gravillon de protection (ép= 5 cm)	0.85
▪ Etanchéité multicouche (ép=2 cm)	0.12
▪ Forme de pente (dalle flottante, ép = 10 cm)	2.2
▪ Isolation thermique (blocs de liège : ép=4 cm)	0.16
▪ Dalle de compression (ép = 12cm)	2.33
▪ Tôle d'acier nervuré Hi bond 55 (coffrage perdu)	0.093
▪ Faux plafond	0.1
Total	5.853

➤ Charge d'exploitation ($Q_{\text{terrasse}} = 1(\text{KN/m}^2)$)

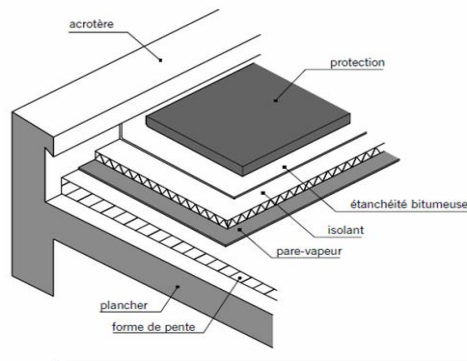


Figure II.2 : plancher terrasse inaccessible

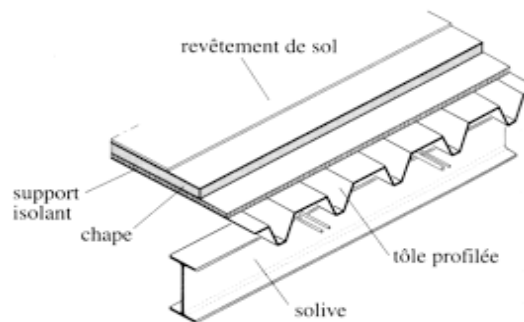
II.3.2 Etage courant (administration/habitation)

➤ Charge permanente

Tableau II .3 : Charge permanente d'un plancher courant

Matériaux	G (KN/m ²)
▪ Revêtement en carrelage	0.4
▪ Mortier de pose (2 cm)	0.36
▪ Dalle de compression (12 cm)	2.33
▪ Tôle nervurée Hi bond 55	0.093
▪ Faux plafond (2 cm)	0.1
▪ Cloison (ép. =10 cm)	0.75
Total	4.033

- Charge d'exploitation (usage habitation) (Q_{courant}) = 1.5(KN/m²)
- Charge d'exploitation administration (Q_{courant}) = 2.5(KN/m²)



Figures II .3 : plancher courant

II.3.3 Etage sous-sol (parking)

➤ Charge permanente

Tableau II.4 : Charge permanente d'un plancher sous-sol

Matériaux	G (KN/m ²)
▪ Asphalte coulé et béton bitumineux (e=2 cm)	1.4
▪ Mortier de pose (e=2 cm)	0.4
▪ Isolation thermique (e=4 cm)	0.16
▪ Dalle en béton armé (e=12cm)	2.33
▪ Tôle nervurée hibond55	0.093
▪ Faux plafond	0.1
Total	4.483

➤ Charge d'exploitation (Q_{ss}) = 2,5(KN/m²)

Remarque 1 :

On a calculé le poids de la dalle d'après l'avis technique de Hi bond 55 utilisé pour notre projet.

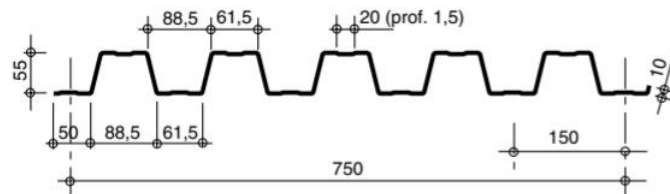


Figure II.4 : caractéristiques géométriques d'Hibond 55-750

- On a choisis Hi bond 55-750

Donc on doit calculer h équivalent par la formule suivante :

$$h_{\text{éq}} = h_1 + \frac{h_2}{2} \times \left(\frac{I_1 + I_2}{I_1 + I_3} \right)$$

Avec :

- $h_1 = 120 - 55 = 65\text{mm}$
- $h_2 = 55\text{mm}$
- $I_1 = 88.5\text{mm}$
- $I_2 = 61.5\text{mm}$

- $I_3 = 61.5\text{mm}$

D'après calculer : $h_{\text{éq}} = 92.5\text{ m}$

Donc : $G_{\text{dalle}} = 25 \times 0.0925 = 2.33\text{kN/m}^2$

Remarque 2 :

On a choisi le poids du bac d'acier d'après la fiche technique de Hi bond 55

Tableau II .5 : masse de Hi bond 55

Épaisseur t en cm	Poids en kg/m ²
0.75	9.30
0.88	10.91
1.00	12.40
1.20	14.88

II.4 Pré dimensionnement

L'objectif du pré-dimensionnement est d'établir une estimation approximative de la taille de chaque élément structural porteur ou résistant (poutre, poteau, etc.), afin de pouvoir effectuer ultérieurement les vérifications des portiques vis-à-vis des charges verticales et horizontales.

II.4.1 Pré-dimensionnement des planchers

Les planchers sont des éléments horizontaux qui délimitent les différents niveaux d'un bâtiment. Ils reposent, avec ou sans continuité, sur des éléments porteurs tels que les murs porteurs, les poteaux et les poutres. Dans notre structure, nous utilisons des planchers mixtes.

II.4.1.1 Méthode de calcul

Pour le pré dimensionner des planchers collaborant à dalle collaborant il est nécessaire de pré dimensionner chaque élément le constituant à la condition d'utilisations la plus défavorable.

Les éléments constituant un plancher mixte :

- Panneaux de dalles.
- Solives.
- Poutre porteuse.
- Des connecteurs.

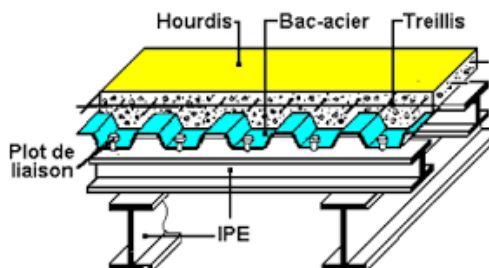


Figure II.5 : plancher mixte.

Le calcul de plancher collaborant se fait en deux phases :

- Phase de construction
- Phase finale

II.4.1.2 Phase de construction

Le profilé d'acier travaille seul et reprend les charges suivantes :

- Le poids propre du profilé
- Le poids propre du béton frais
- La surcharge de construction (ouvriers)

II.4.1.3 Phase finale

Le béton ayant durci, par conséquent le profilé et la dalle, qui constituent la section mixte, travaillent ensemble.

On doit tenir compte des charges suivantes :

- Le poids propre du profilé
- Le poids propre du béton (sec)
- La surcharge d'exploitation
- Finition.

II.4.2 Pré dimensionnement des solives

Les solives, qui sont des poutres de type IPE, sont soumises à une flexion simple. La disposition des solives, quant à elle, est souvent déterminée en se basant sur des règles empiriques de prédimensionnement, pour fixer l'écartement entre chaque solive.

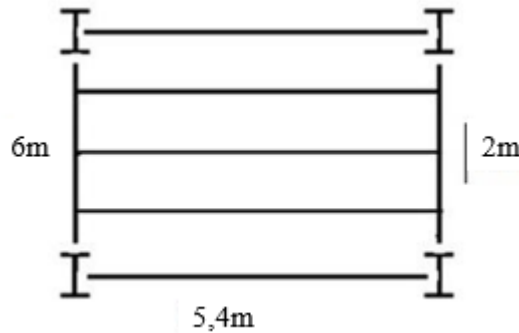
II.4.2.1. Plancher Courant

La solive, la plus sollicitée, a une portée de 5.40m

$$\frac{L}{35} < h < \frac{L}{30}$$

Avec **h** : la hauteur du profilé

L : la longueur de la solive



Donc : $L=5.40m$ et $\text{espacement} = 2.00m$

$$\frac{5400}{35} < h < \frac{5400}{30} \Rightarrow 154.28mm < h < 180mm$$

On prend un **IPE 160**

Tableau II.6 : Caractéristiques du profilé IPE160

Poid <i>G</i> Kg/m	Section <i>A</i> cm ⁴	Dimensions				Caractéristiques					
		<i>H</i> mm	<i>B</i> mm	<i>t_f</i> mm	<i>t_w</i> mm	<i>I_y</i> cm ⁴	<i>I_z</i> cm ⁴	<i>W_{pl-y}</i> cm ³	<i>W_{pl-z}</i> cm ³	<i>i_y</i> cm	<i>i_z</i> cm
15.8	20.09	160	82	6.3	7.4	869.3	68.31	123.9	26.1	6.58	1.84

II.4.2.2 Phase de construction

- Poids P du profile (IPE 160) $g_p = 0,158 \text{ KN /ml}$
- Poids P du béton frais $G_b = 2.33 \text{ KN/m}^2$
- Poids du bac d'acier $G_{bac} = 0,093 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge de construction $Q_c = 0,75 \text{ KN/m}^2$

➤ **Combinaisons de charges**

- **ELU**

$$q_u = 1,35 \times (g_p + (G_b + g) \times 2) + 1,5 \times Q_c \times 2$$

$$q_u = 1,35 \times (0.158 + (2.33 + 0,093) \times 2) + 1,5 \times 0,75 \times 2 \quad \longrightarrow \quad q_u = 9.005 \text{ KN/ml}$$

- **ELS**

$$q_s = g_p + (G_b + g) \times 2 + Q_c \times 2$$

$$q_s = 0.2 + (2.33 + 0.093) \times 2 + 0.75 \times 2 \quad \longrightarrow \quad q_s = 6.546 \text{ KN/ml}$$

Les vérifications

a. La flexion

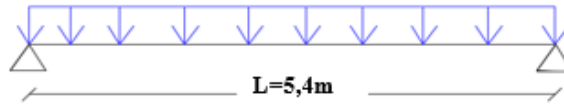


Figure II.6 : Solive

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

$$M_{pl,rd} \geq M_{sd} = W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

Avec $M_{pl,rd}$ le moment appliqué.

$$\gamma_{m0} = 1$$

$$f_y = 275 \text{ Mpa.}$$

- Le moment appliqué

$$M_{\max} = M_{sd} = \frac{q_u \times (l/2)^2}{8} = \frac{9.005 \times 2.7^2}{8} = 8.206 \text{ KN.m}$$

Moment résistant plastique

$$M_{pl,rd} = \frac{123.9 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3}{1} = 30.975 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,rd} > M_{sd} \Rightarrow \text{vérifiée} \quad r = \frac{8.206}{30.975} = 0,26$$

"r" Est le rapport entre la valeur maximale et la valeur admissible, il montre le pourcentage de participation de l'élément dans la résistance de l'ensemble.

b. L'effort tranchant

$$V_{sd} < V_{pl,rd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$$

Avec : $V_{pl,rd}$: effort tranchant de plastification de la section.

A_v : aire de cisaillement.

- $A_v = 631 \text{ mm}^2$

Donc

$$V_{pl,rd} = \frac{275 \times 10^3 \times 966 \times 10^{-6}}{\sqrt{3}} = 139.43 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l/2}{2} = \frac{9.005 \times 2.7}{2} = 12.156 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} > V_{sd} \Rightarrow 139.43 \text{ kN} > 12.156 \text{ kN} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$0,5 \times V_{pl,rd} = 69.715 > V_{sd}$$

Donc il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

c. Vérification de la rigidité

$$f^{\max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq \bar{f}$$

Avec

$$q_s = 6.546 \text{ KN/ml.}$$

$$L = 2.7 \text{ m.}$$

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

$$I_y = 869.3 \text{ cm}^4.$$

$$f^{\max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} = 2.481 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{5400}{250} = 21.6 \text{ mm}$$

$$f^{\max} 2.481 \text{ mm} \leq \bar{f} = 21.6 \text{ mm} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

Remarque :

- On a divisé $l/2$ Car on a utilisé un étaielement

II.4.2.3. Phase finale

- Poids P du profilé (IPE 160) $g_p = 0,158 \text{ KN/ml}$
- Charge permanente $G_t = 4.033 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$ (usage d'habitation)

L'entraxe entre les solives est de 2m.

➤ **Combinaisons de charge**

• **ELU**

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

$$q_u = 1,35 \times [0,158 + (4,033 \times 2)] + 1,5 \times 1,5 \times 2 \quad \longrightarrow \quad q_u = 15,602 \text{ kN/ml}$$

• **ELS**

$$q_s = g_p + (G_t + Q) \times 1,1$$

$$q_s = 0,158 + (5,04 + 1,5) \times 1,1 \quad \longrightarrow \quad q_s = 11,224 \text{ kN/ml}$$

➤ **Largeur de la dalle**

$$b_{\text{eff}} = \inf \quad 2 \times L_0 / 8 \quad \longrightarrow \quad L_0 : \text{longueur libre d'une poutre simplement appuie}$$

b_b : Entraxe entre les poutres

$$b_{\text{eff}} = \inf \quad \begin{cases} 2 \times L_0 / 8 = 2 \times 5,4 / 8 = 1,35 \text{ m} \\ b = 2,5 \text{ m} \end{cases} \quad \longrightarrow \quad b_{\text{eff}} = 1,35 \text{ m}$$

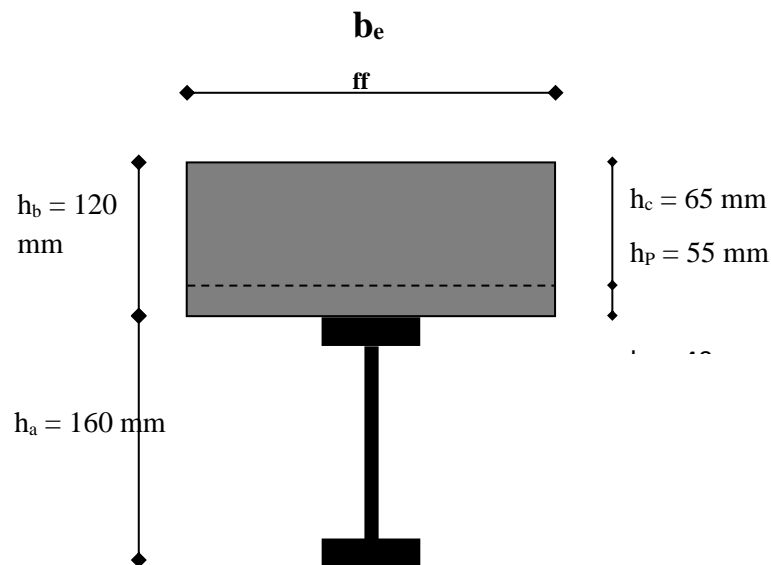


Figure II.7 : Largeur de la dalle effective

➤ **Position de l'axe neutre plastique**

$$R_{\text{béton}} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{\text{eff}} \times h_c = (0,57 \times 25 \times 1,35 \times 65) = 1250,4 \text{ kN}$$

$$R_{\text{Acier}} = 0,95 \times f_y \times A_0 = 0,95 \times 275 \times 20,09 \times 10^{-3} = 524,85 \text{ kN}$$

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

Axe neutre se trouve dans la dalle de béton. Donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est

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

II.4.2.4 Les vérifications

a. Vérification de la flexion

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

- Le moment appliqué :

$$M_{\max} = M_{sd} = \frac{q_u * l^2}{8} = \frac{15.602 \times 5.4^2}{8} = 56.871 \text{ kN.m}$$

- Le moment résistant plastique développé par la section mixte

$$M_{pl,Rd} = 344.85 \times 10^3 \left[\frac{120}{2} + 80 + 40 - \left(\frac{344.85 \times 10^3 \times 80}{2 \times 1083.06 \times 10^3} \right) \right] = 97.811 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,Rd} > M_{sd} \Rightarrow \text{vérifiée} \quad r = \frac{.58.531}{99.153} = 0,58$$

b. Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que : $V_{sd} < V_{p,Rd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$

- $A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2 \times r) \times t_f = 631 \text{ mm}^2$

Donc

$$V_{p,Rd} = \frac{275 \times 10^3 \times 966 \times 10^{-6}}{\sqrt{3}} = 139.43 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{16.058 \times 3.8}{2} = 42.126 \text{ kN}$$

$$V_{p,Rd} > V_{sd} \Rightarrow 139.49 \text{ kN} > 43.356 \text{ kN} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$0,5 \times V_{p,Rd} = 69.745 \text{ kN} > V_{sd}$$

Il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

c. Vérification de la rigidité

$$f^{\max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_c} \leq \bar{f}$$

Avec

$$q_{ser} = 11.224 \text{ kN/ml.}$$

$$L = 5.4 \text{ m.}$$

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

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

$$v = \frac{A_a}{A_b} = \frac{2009}{1350 \times 80} = 0,0155 \quad m = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$I_c = \frac{2009 \times (80 + 2 \times 40 + 120)^2}{4 \times (1 + 15 \times 0,0177)} + \frac{1350 \times 80^3}{12 \times 15} + 141,2 \times 10^4$$

$$= 57,50235 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

- **La valeur de la flèche maximale est**

$$f^{\text{max}} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_c} = \frac{5 \times 11,224 \times 5400^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 57,50235 \times 10^6} = 10,291 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{5400}{250} = 21,6 \text{ mm}$$

$$f^{\text{max}} = 10,291 \text{ mm} < \bar{f} = 21,6 \text{ mm} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

La solive du plancher courant est de profilé IPE160

d. Vérification du déversement

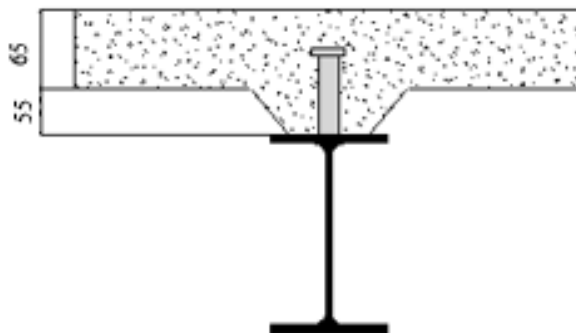
Dans cette phase il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement car la semelle supérieure est maintenue par dalle béton.

II.4.2.5 Conclusion

Après les vérifications faites avec des différents profilés on a choisi le profilé **IPE 160** qui vérifie toutes les conditions de résistance.

II.4.2.6 Calcul des connecteurs

Type goujons : $\begin{cases} \text{hauteur} = 65 \text{ mm} \\ \text{Diamètre} = 19 \text{ mm} \end{cases}$



- **Détermination de (Résistance au cisaillement)**

$$P_{rd} = K_t \times \inf \left\{ \begin{array}{ll} 0,29 \times \alpha \times d^2 \times \frac{\sqrt{F_{ck} \times E_c}}{\gamma_v} & \text{Résistance dans le béton qui entoure le goujon} \\ 0,8 \times F_u \times \frac{\pi \times d^2}{4 \times \gamma_v} & \text{La force dans le goujon} \end{array} \right.$$

Avec $F_{ck} = 25 \text{ KN/mm}^2$ Résistance caractéristique de béton

$E_c = 32 \text{ KN/m}^2$ Module de Young de béton

$F_u = 430 \text{ N/mm}^2$ Résistance caractéristique des connecteurs

$\gamma_v = 1,25$

$$\alpha = 1 \quad \text{si } \frac{h}{d} > 4 \quad ; \quad \alpha = 0,2 \left(\frac{h}{d} + 1 \right) \quad \text{si } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4$$

Dans notre cas

$$\alpha = 0,88 \quad \text{car } 3 \leq \frac{h}{d} = \frac{65}{19} = 3,42 \leq 4$$

$$P_{rd} = K_1 \times \inf \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \times 0,88 \times 19^2 \times \frac{\sqrt{25 \times 32 \times 10^3}}{1,25} = 65,92 \text{ KN} \\ 0,8 \times 430 \times \frac{\pi \times 19^2}{4 \times 1,25} = 78,027 \text{ KN} \end{array} \right.$$

- **Influence du sens du bac d'acier**

K_t : Coefficient de réduction fonction du sens des nervures du bac pour un bac d'acier dont les nervures sont perpendiculaires à la solive. Le coefficient de réduction pour la résistance au cisaillement est calculé par

$$k_t = \frac{0,7}{\sqrt{Nr}} \times \frac{b_0}{h_p} \times \left[\frac{h_c}{h_p} - 1 \right]$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Nr : \text{Nombre de goujon par nervure} = 1 \\ h_p = 55 \text{ mm} \\ h_c = 65 \text{ mm (hauteur du connecteur)} \\ b_0 = 88,5 \text{ mm Largeur moyenne de la nervure} \end{array} \right.$$

$$K_t = \frac{0,7}{\sqrt{1}} \times \frac{88,5}{55} \times \left[\frac{65}{55} - 1 \right] = 0,54$$

Les connecteurs seront soudés à travers le bac d'acier d'après les EC4 kt doit être inférieur à 1 donc

$$Prd \text{ (Résistance au cisaillement)} \quad K_t = 0,54 \quad \longrightarrow \quad Prd = 35.59 \text{ KN}$$

- **Effort tranchant repris par les goujons détermination de R_L**

$$R_L = \inf (R_{\text{béton}}; R_{\text{Acies}}) ; R_L = 524.85 \text{ KN}$$

- **Nombre de connecteurs : par demi-portée**

$$N_{bre} = \frac{R_L}{P_{rd}} = \frac{524.85}{35.59} = 14.74$$

On prend **15 connecteurs** pour le demi porté ; c'est-à-dire **30 connecteurs** sur toute la longueur totale de la poutre.

L'espacement minimal des connecteurs doit être supérieur à 5 fois le diamètre

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

$$esp = \frac{L}{N_{bre} - 1} = \frac{5400}{30 - 1} = 186.2 \text{ mm} \quad \Rightarrow esp = 186.2 \text{ mm}$$

Conclusion :

Tableau II.7 : les choix des solives en phase initiale

profile	V _{sd} (KN)	V _{plrd} (KN)	M _{sd} (KN.m)	M _{plrd} (KN.m)	Flèche (mm)	Flèche adm. (mm)
IPE 160	12.156	139.43	8.2062	30.975	2.481	21.6

Tableau II.8 : les choix des solives en phase finale

Plancher	Profilé	V _{sd} (KN)	V _{plrd} (KN)	M _{sd} (KN.m)	M _{plrd} (KN.m)	Flèche (mm)	Flèche adm (mm)
Terrasse inaccessible	IPE 160	69.315	139.43	69.315	97.811	12.712	21.6
Courant (Habitation)	IPE 160	42.126	139.43	56.871	97.811	10.291	21.6
Courant (Administration)	IPE160	39.55	153.55	49.44	97.24	8.3	21.6

II.4.3 Pré-dimensionnement des poutres porteuses

Les poutres principales jouent un rôle essentiel dans la structure en supportant les charges des planchers et en les transmettant aux poteaux. Elles sont principalement soumises à des efforts de flexion. Pour leur dimensionnement, nous utilisons une formule simplifiée et approximative qui dépend de la hauteur de la poutre et de sa portée.

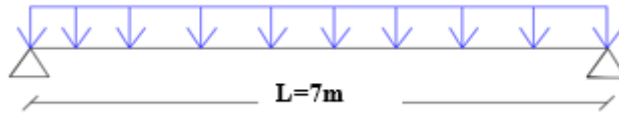


Figure II.8 : poutres porteuses

II.4.3.1 Pré dimensionnement de la poutre principale du plancher courant :

$$\frac{L}{25} < h < \frac{L}{15}$$

$$\frac{7000}{25} < h < \frac{7000}{15} \Rightarrow 280 \text{ mm} < h < 466.67 \text{ mm}$$

On prend un **IPE 300**

Tableau II.9 : Caractéristiques du profilé IPE300

Poids <i>G</i> Kg/m	Section <i>A</i> cm ²	Dimensions				Caractéristiques					
		<i>H</i> mm	<i>b</i> mm	<i>t_f</i> mm	<i>t_w</i> mm	<i>I_y</i> cm ⁴	<i>I_z</i> cm ⁴	<i>W_{pl-y}</i> cm ³	<i>W_{pl-z}</i> cm ³	<i>i_y</i> cm	<i>i_z</i> cm
42.2	53.81	300	150	10.7	7.1	8356	103.8	628.4	125.2	12.46	3.35

II.4.3.2 Phase construction

Le profilé d'acier travail seul, donc les charges de la phase de construction, en plus des réactions des solives sont :

- Poids propre du profiler IPE 300..... $g_p=0,422 \text{ KN/ml}$
- Poids propre du béton frais $G_b=2,33 \text{ KN/m}^2$
- Poids du bac d'acier..... $g=0,093 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge de construction $Q_c=0,75 \text{ KN/m}^2$

➤ Calcul des réactions des poutres

ELU

$$q_u = 9.005 \text{ kN/ml}$$

$$R_u = \frac{q_u \text{ solive} \times L \text{ solive}}{2}$$

$$R_u = \frac{9 \times 5.4}{2} + \frac{9 \times 3}{2} = 37.8 \text{ kN}$$

ELS

$$q_s = 6.546 \text{ kN/ml}$$

$$R_s = \frac{q_{\text{solive}} \times L_{\text{solive}}}{2}$$

$$R_s = \frac{6.5 \times 5.4}{2} + \frac{6.5 \times 3}{2} = 27.3 \text{ kN}$$

➤ **Combinaisons des charges**

• **ELU**

$$q_u = 1,35 \times (gp + (Gb + g) \times bs) + 1,5 \times Qc \times bs$$

$$q_u = 1,35 \times (0,422 + (2,33 + 0,093) \times 0,15) + 1,5 \times 0,75 \times 0,15$$

$$q_u = 1,23 \text{ kN/ml}$$

• **ELS**

$$q_s = gp + (Gb + g) \times bs + Qc \times bs$$

$$q_s = 0,422 + (2,33 + 0,093) \times 0,15 + 0,75 \times 0,15$$

$$q_s = 0,9 \text{ kN/ml}$$

Les vérifications

a. Moment fléchissant

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

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

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} + \frac{Ru \times l}{2} = \frac{0,9 \times 7^2}{8} + \frac{37,8 \times 7}{2} = 137,812 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{628,4 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3}{1} = 157,1 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} > M_{sd} \Rightarrow \text{vérifiée} \quad r = 0,89$$

b. Effort tranchant

On doit vérifier que

$$V_{sd} < V_{pl,rd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0v}}$$

D'où

$$A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2 \times r) \times t_f = 2568 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{275 \times 2568}{1 \times \sqrt{3}} = 407,725 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = \frac{3 \times 37,8}{2} + \frac{1,23 \times 7}{2} = 61,005 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} > V_{sd} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$0,5 \times V_{pl,rd} = 203,86 > V_{sd}$$

Il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

c. La rigidité

Il faut vérifier que

$$f^{max} \leq f_{adm} = \frac{l/2}{250} = 14 \text{ mm}$$

$$f^{max} = f^1 + f^2$$

$$f^1 = \frac{2.05 \times q_s \times \left(\frac{l}{2}\right)^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{2.05 \times 0.9 \times (3500)^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 8356 \times 10^4} = 0.04 \text{ mm}$$

$$f^2 = \frac{19 \times R_s \times \left(\frac{l}{2}\right)^3}{384 \times E \times I_y} = \frac{19 \times 27.3 \times 10^3 \times (3500)^3}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 8356 \times 10^4} = 3.30 \text{ mm}$$

$$f^{max} = 0.04 + 3.3 = 3.34 \text{ mm} < f_{adm} = 14 \text{ mm} \Rightarrow \text{vérifié}$$

d. Vérification du déversement

La vérification au déversement en phase de construction est exigée par les Euro codes néanmoins la poutre étant maintenue latéralement par les solives de part et d'autre, on considère que la poutre ne risque pas de se déverser.

II.4.3.3 : Phase finale

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

- Poids propre du profilé IPE 300..... $g_p=0,422 \text{ kN/m}$
- Charge permanente..... $G_t=4.033 \text{ kN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation $Q_t= 1.5 \text{ kN}$

➤ Calcul des réactions des poutres**ELU****ELS**

$$R_u = \frac{15.6 \times 5.4}{2} + \frac{15.6 \times 3}{2} = 65.52 \text{ kN} \quad R_s = \frac{11.224 \times 5.4}{2} + \frac{11.224 \times 3}{2} = 47.140 \text{ kN}$$

➤ Combinaison des charges**• ELU**

$$q_u = 1,35 [(G_t \times b_p) + g_p] + 1.5 \times Q_t \times b_p$$

$$q_u = 1,35 [(4.033 \times 0,15) + 0,15] + 1.5 \times 1.5 \times 0,15 \longrightarrow q_u = 1.723 \text{ kN/ml}$$

• ELS

$$q_s = g_p + (G_t + Q_t) \times b_p$$

$$q_s = 0,422 + (4.033 + 1.5) \times 0,15 \quad q_s = 1.25 \text{ kN/ml}$$

➤ **Largeur de la dalle**

$$b_{\text{eff}} = \inf \begin{cases} 2 \times L_0 / 8 \dots\dots\dots L: \text{longueur libre d'une poutre simplement appuie} \\ b \dots\dots\dots \text{Entraxe entre les poutres} \end{cases}$$

$$b_{\text{eff}} = \inf \begin{cases} 2 \times L_0 / 8 = 2 \times 7 / 8 = 1.75 \text{ m} \\ b = 4.2 \text{ m} \end{cases}$$

Donc $b_{\text{eff}} = 1.75 \text{ m} \longrightarrow$

➤ **Position de l'axe neutre plastique**

- $R_{\text{béton}} = 0,57 \times f_{\text{ck}} \times b_{\text{eff}} \times h_c = 0,57 \times 25 \times 1750 \times 65 \times 10^{-3} = 1620.94 \text{ kN}$
- $R_{\text{Acier}} = 0,95 \times f_y \times A_0 = 0,95 \times 275 \times 5381 \times 10^{-3} = 1405.79 \text{ kN}$

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

Axe neutre se trouve dans la dalle de béton. Donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est

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

II.4.3.4 Les vérifications

a. Vérification de la flexion

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

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

Le moment appliqué

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

$$M_{pl,Rd} = 1405.7 \frac{300}{2} + 65 + 55 - \left(\frac{1405.7}{1620.94} \cdot 65 / 2 \right) = 352.7 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = \left(\frac{q l^2}{8} \right) + \left(\frac{p l}{2} \right) = 239.879 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,Rd} > M_{sd} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$r = \frac{239.879}{352.7} = 0.68$$

b. Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que : $V_{sd} < V_{pl,Rd}$

$$V_{pl,rd} = \frac{275 \times 10^3 \times 2568 \times 10^{-6}}{1 \times \sqrt{3}} = 370.659 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = \frac{3 \times 65.52}{2} + \frac{7 \times 1.72}{2} = 104.314 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} > V_{sd} \Rightarrow 370.659 \text{ kN} > 104.31 \text{ kN} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$0,5 \times V_{pl,rd} = 185.329 \text{ kN} > V_{sd}$$

Il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

c. Vérification de la rigidité

$$\text{Il faut vérifiée que : } f_{max} < f_{adm} = \frac{L}{250}$$

Avec

$$q_{ser} = 1.25 \text{ kN/ml.}$$

$$R_{ser} = 47.14 \text{ kN}$$

$$L = 7 \text{ m.}$$

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

$$V = \frac{Aa}{Ab} = \frac{5381}{1750 \times 65} = 0.047, \quad m = \frac{Ea}{Eb} = 15$$

$$I_c = \frac{5381 \times (65 + 2 \times 55 + 300)^2}{4 \times (1 + 15 \times 0.047)} + \frac{1750 \times 65^3}{12 \times 15} + 8356 \times 10^4$$

$$= 263.771 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$f^1 = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_c} = \frac{5 \times 1.25 \times (7000)^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 263.771 \times 10^6} = 0.705 \text{ mm}$$

$$f^2 = \frac{19 \times p \times l^3}{384 \times E \times I_c} = \frac{19 \times 47.14 \times 10^3 \times (7000)^3}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 263.771 \times 10^6} = 14.443 \text{ mm}$$

$$f_{max} = f^1 + f^2 = 0.31 + 4.18 = 15.14 \text{ mm} < f_{adm} = 28 \text{ mm} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

d. Vérification du déversement

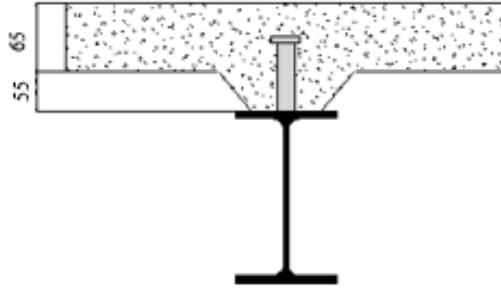
Dans cette phase il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement car la semelle supérieure est maintenue par dalle béton.

II.4.3.5 Conclusion :

Après les vérifications faites avec des différents profilé le profilé **IPE 300** vérifie toutes les conditions de résistance, rigidité et déversement, donc on opte un **IPE 300** pour les poutres de plancher courant.

II.4.3.6 Calcul des connecteurs

Type goujons : $\begin{cases} \text{hauteur} = 95 \text{ mm} \\ \text{Diamètre} = 19 \text{ mm} \end{cases}$



➤ Détermination de (Résistance au cisaillement)

$$\left\{ \begin{array}{l} P_{rd} = K_t \times \inf \left(0,29 \times \alpha \times d^2 \times \frac{\sqrt{F_{ck} \times E_c}}{\gamma_v} \right) \quad \text{Résistance dans le béton qui entoure le goujon} \\ 0,8 \times F_u \times \frac{\pi \times d^2}{4 \times \gamma_v} \quad \text{La force dans le goujon} \end{array} \right.$$

Avec : $F_{ck} = 25 \text{ KN/mm}^2$ Résistance caractéristique de béton

$E_c = 32 \text{ KN/m}^2$ Module de Young de béton

$F_u = 460 \text{ N/mm}^2$ Résistance caractéristique des connecteurs

$\gamma_v = 1,25$

$$\alpha = 1 \quad \text{si } \frac{h}{d} > 4 \quad ; \quad \alpha = 0,2 \left(\frac{h}{d} + 1 \right) \quad \text{si } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4$$

Dans notre cas

$$\alpha = 1 \quad \text{car } \frac{h}{d} = \frac{80}{18} = 4,44 \geq 4$$

$$P_{rd} = K_t \times \inf \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \times 1 \times 19^2 \times \frac{\sqrt{25 \times 32 \times 10^3}}{1,25} = 74,87 \text{ KN} \\ 0,8 \times 430 \times \frac{\pi \times 19^2}{4 \times 1,25} = 65,637 \text{ KN} \end{array} \right.$$

➤ Influence du sens du bac d'acier

K_t Coefficient de réduction fonction du sens des nervures du bac pour un bac d'acier dont les nervures sont perpendiculaires à la solive. Le coefficient de réduction pour la résistance au cisaillement est calculé par.

$$k_t = \frac{0,7}{\sqrt{Nr}} \times \frac{b_0}{h_p} \times \left[\frac{h_c}{h_p} - 1 \right]$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Nr \text{ Nombre de goujon par nervure} = 1 \\ h_p = 55 \text{ mm} ; h_c = 65 \text{ mm (hauteur du connecteur)} \\ b_0 = 88,5 \text{ mm Largeur moyenne de la nervure} \end{array} \right.$$

$$K_t = \frac{0,7}{\sqrt{1}} \times \frac{88,5}{55} \times \left[\frac{65}{55} - 1 \right] = 0,54$$

Les connecteurs seront soudés à travers le bac d'acier. Après les EC4 k_t doit être inférieur à 1 donc P_{rd} (Résistance au cisaillement) $K_t = 0,2$ $P_{rd} = 35,44 \text{ kN}$

➤ **Effort tranchant repris par les goujons détermination de R_L**

$$R_L = \inf (R_{\text{béton}} ; R_{\text{Acies}}) ; R_L = \inf (1620,94 ; 1405,74) \quad R_L = 1405,74 \text{ kN}$$

• **Nombre de connecteurs par demi-portée**

$$\text{Nbre} = \frac{R_L}{P_{rd}} = \frac{1405,74}{35,44} = 39,66$$

On prend **40 connecteurs** pour le demi porté ; c'est-à-dire **80 connecteurs** sur toute la longueur totale de la poutre.

L'espacement minimal des connecteurs doit être supérieur à 5 fois le diamètre :

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

$$\text{esp} = \frac{L}{N_{bre} - 1} = \frac{7000}{80 - 1} = 88,6 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \text{esp} = 88,6 \text{ mm}$$

• **Conclusion :**

Tableau II.10 : les choix des poutres principales en phase initiale

Vsd (KN)	Vplrd(KN)	Msd (KN.m)	Mplrd(KN.m)	Flèche (mm)	Flèche adm(mm)
61.0161	370.659	139.853	157.1	3.341	14

Tableau II.11 : les choix des poutres principales en phase finale

Plancher	Profile	Vsd (KN)	Vplrd (KN)	Msd (KN.m)	Mplrd (KN.m)	Flèche (mm)	Flèche adm(mm)
Courant	IPE 300	60,73	408,21	106,27	339,94	7,5	28
Terrasse inaccessible	IPE 300	55,48	408,21	97,08	339,94	6,5	28
Courant (Administration)	IPE300	71,23	408,21	124,64	339,94	8,2	28

II.4.4 Prédimensionnements des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux chargés de supporter les efforts, tels que la compression et la flexion, et de les transmettre aux fondations.

➤ Principe de calcul

Pour le pré-dimensionnement des poteaux en compression simple, on sélectionne le poteau le plus sollicité de la structure, généralement un poteau central.

La charge appliquée sur le poteau est déterminée en fonction de la surface du plancher qui lui est attribuée, et un calcul basé sur la descente de charge est utilisé.

➤ Étapes de pré dimensionnement

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Évaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau d'après la descente des charges.
- La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.

$$N_u = 1,35G + 1,5Q$$

G : Poids propre des éléments qui sollicitent 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.

La structure étudiée possède des poteaux en profilé **HEA**

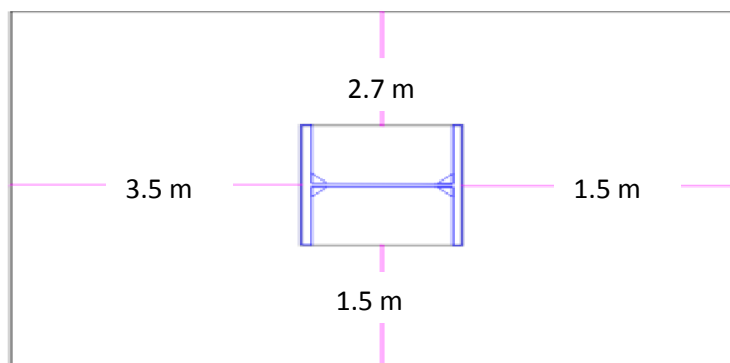


Figure II.9 : Le poteau le plus sollicité

II.4.4.1 La descente des charges

✓ Poteau central

$$S = (3.5+1.5) \times (2.7+1.5) = 21 \text{ m}^2.$$

- Les charges permanentes

- Poids du plancher terrasse Inaccessible... $(5.85 \times 21) + (5 \times 0.422) + (4.2 \times 0.158) = 125.62 \text{ KN}$

- Poids du plancher courant... $4.033 \times 21 + (5 \times 0.422) + (4.2 \times 0.158) = 87.46 \text{ KN}$

- Les charges d'exploitation.

- Plancher terrasse inaccessible..... $1 \times 21 = 21 \text{ KN}$
- Plancher courant..... $1.5 \times 21 = 31.5 \text{ KN}$.

✓ Charge permanente et d'exploitation

Tableau II.12 : les charges permanente et d'exploitation sur le poteau central

Niv m	G(KN)	Q(KN)	$\Sigma G(KN)$	$\Sigma Q(KN)$	Nsd (KN)
34	125.62	21	125.62	21	201,087
30.94	87.46	31.5	213.08	52.5	366,408
27.88	87.46	31.5	300.54	80.85	527,004
24.82	87.46	31.5	388	106.05	682,875
21.76	87.46	31.5	475.46	128.1	834,021
18.7	87.46	31.5	562.92	147	980,442
15.64	87.46	31.5	650.38	162.75	1122,138
12.58	87.46	31.5	737.84	175.35	1259,109
9.52	87.46	31.5	825.3	184.8	1391,355
6.46	87.46	31.5	912.7	191.1	1518,795
3.4	87.46	31.5	1000.22	194.25	1641,672

- **La charge d'exploitation est déterminée par la loi de dégression :**

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment Q_1, Q_2, Q_3, Q_n les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1, 2, 3, n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitations suivant :

Terrass	Q_0
Sous dernier étage (étage 1)	Q_0+Q_1
(étage 2)	$Q_0+0.95(Q_1+Q_2)$
(étage 3)	$Q_0+0.90(Q_1+Q_2+Q_3)$
(étage 4)	$Q_0+0.85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$
(étage n)	$Q_0+\frac{3+n}{2n} (Q_1+Q_2+Q_3\dots+Q_n)$

II.4.4.2 Pré dimensionnement

Les poteaux sont des éléments sollicités en compression axiale, la valeur de calcul N_{sd} de l'effort de compression dans chaque section transversale doit satisfaire à la condition suivante

$$N_{sd} \leq N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} \rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M_0}}{f_y}$$

N Effort de compression.

$$f_y = 275 \text{ MPa}$$

$$\gamma_{M_0} = 1,1$$

➤ **Poteau centrale**

Poteau du RDC

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

$$N_{sd} = 1641,672 \text{ KN}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M_0}}{f_y} = \frac{1641,672 \times 10^3 \times 1,1}{275} = 74,17 \text{ cm}^2$$

Profilé choisi **HEA 240**

Tableau II.13 : les efforts normaux, la section et le profilé des poteaux

NIV (m)	Nsd (KN)	A calcule cm ²	A choisi cm ²	Profile
34	201,087	8,043	21.24	HEA 100
30.94	366,408	14,65	21.24	HEA 100
27.88	527,004	21,08	25.34	HEA 120
24.82	682,875	27,31	31.41	HEA 140
21.76	834,021	33,36	38.77	HEA 160
18.7	980,442	39,21	45.25	HEA 180
15.64	1122,138	44,88	53.83	HEA 200
12.58	1259,109	50,36	64.34	HEA 220
9.52	1391,355	55,65	64.34	HEA 220
6.46	1518,795	60,75	76.84	HEA 240
3.4	1641,672	65,66	76.84	HEA 240

II.4.4.3 Vérification du flambement

➤ **Poteau central**

➤ **Poteaux HEA 100 (10eme étage)**

Il faut vérifier que : $N_{sd} \leq N_{brd} = \chi \frac{\beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}}$

Avec

$\beta_A = 1$ Pour les sections classe 1 et 2

$\gamma_{M1} = 1,1$

χ Facteur de réduction pour du flambement.

$f_y = 275$ MPa

$l_{fy} = 0,5l_0 = 1.53$ m $l_0 = 3.06$

$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{0.5 \times 3060}{40.6} = 37.68$

$\lambda_z = \frac{l_{fz}}{i_z} = \frac{0.5 \times 3060}{25.1} = 60.95$

$\lambda = \max \{ \lambda_y, \lambda_z \} = 60.95$

Choix de la courbe de flambement (**CCM97.Tab 5.5.3**)

$\frac{h}{b} = \frac{96}{100} = 0.96 < 1,2$

$$t_f = 8 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

⇒ Courbe de flambement b ⇒ $\alpha = 0,34$

$$\bar{\lambda} = (60.95/86.4) = 0.7$$

$$\phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = 0,5[1 + 0,34(0,7 - 0,2) + 0,7^2] = 0,83$$

$$\chi = \frac{1}{(\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2})} = \frac{1}{(0,83 + \sqrt{0,83^2 - 0,7^2})} = 0,78 < 1$$

$$N_{sd} = 201.087 \text{ kN} < N_{brd} = 414.18 \text{ kN} \text{ Condition vérifiée}$$

Remarque

Les mêmes étapes seront suivies pour les vérifications des autres poteaux, les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau II.14 : Les vérifications du flambement pour poteau central

Niv étage	Profilé	χ	N_{sd} (KN)	N_{brd} (KN)	Condition
10eme	HEA100	0,783	201,087	415,773	Vérifiée
9eme	HEA140	0,884	366,408	469,404	Vérifiée
8eme	HEA140	0,884	527,004	560,014	Vérifiée
7eme	HEA180	0,930	682,875	730,2825	Vérifiée
6eme	HEA180	0,930	834,021	901,4025	Vérifiée
5eme	HEA200	0,944	980,442	1067,9	Vérifiée
4eme	HEA200	0,944	1122,138	1270,388	Vérifiée
3eme	HEA220	0,957	1259,109	1539,3345	Vérifiée
2eme	HEA220	0,957	1391,355	1539,3345	Vérifiée
1 ^{er}	HEA240	0,967	1518,795	1857,607	Vérifiée
RDC	HEA240	0,954	1641,672	1832,634	Vérifiée



CHAPTERE III

**PRE DEMENTIONNEMENT DES
ELEMENTS SECONDAIRES**

III.1 Introduction

Dans le présent chapitre, nous présentons l'étude des éléments secondaires qui ne contribuent pas directement aux contreventements contrairement aux éléments porteurs principaux. Nous citons l'acrotère, les escaliers, et les planchers.

Cette étude est indépendante de l'action sismique et le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement BAEL91 en respectant le règlement parasismique Algérien « RPA99 version 2003 > ».

III.2 L'acrotère :

III.2.1 Introduction :

Un acrotère est un élément de construction qui se trouve sur le bord d'un toit-terrasse ou d'une terrasse accessible. Il sert à retenir l'eau de pluie et à empêcher les objets de tomber du toit.

Dans les règlements parasismiques, l'acrotère est considéré comme un élément non-structurel et doit être conçu pour résister aux effets du séisme. Selon le type de construction, il peut être constitué de différents matériaux tels que le béton armé, l'acier ou le bois.

Le calcul de l'acrotère doit être effectué en suivant les règles de calcul des éléments non-structuraux des codes CBA93, BAEL99 et RPA 2003. Ces règles prescrivent les dimensions minimales de l'acrotère, ainsi que les charges à prendre en compte pour le calcul, telles que les charges permanentes (poids de l'acrotère et des revêtements), les charges d'exploitation (personnes, mobilier, etc.) et les charges climatiques (vent, neige, etc.).

Il est important de noter que la conception de l'acrotère doit être intégrée dès la phase de conception de la structure, car il doit être lié solidement à celle-ci pour assurer son efficacité en cas de séisme. De plus, l'acrotère doit être correctement dimensionné pour éviter tout risque de rupture ou de déformation excessive, ce qui pourrait compromettre la stabilité de la structure.

III.2.2 Etude de l'acrotère :

Pour calculer l'acrotère en flexion composée, il convient de prendre en compte les moments fléchissant qui agissent sur l'élément, ainsi que les efforts tranchants et les moments de torsion.

En ce qui concerne la fissuration, elle doit être évitée car elle peut réduire la résistance de l'acrotère. Pour ce faire, le calcul doit être effectué à l'état limite ultime (ELU) et à l'état limite de service (ELS).

Pour calculer l'acrotère, les dimensions doivent être déterminées en fonction des charges appliquées. Pour une bande de 1 mètre de largeur, les dimensions dépendront de plusieurs paramètres, tels que la hauteur de l'acrotère, l'épaisseur des parois, la section transversale, etc.

Les règles de calcul des codes CBA93, BAEL99 et RPA 2003 définissent les charges à prendre en compte, ainsi que les coefficients de sécurité à appliquer pour chaque état limite.

En résumé, le calcul de l'acrotère doit être effectué en considérant les charges permanentes, les charges d'exploitation et les charges climatiques, en respectant les règles de calcul des éléments non-structuraux des codes CBA93, BAEL99 et RPA 2003. Les dimensions de l'acrotère doivent être déterminées en fonction de ces charges, en évitant la fissuration et en prenant en compte les états limites ultimes et de service.

D'après sa disposition, l'acrotère est soumis à une flexion composée due aux surcharges suivantes :

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

Le calcul se fait pour une bande d'un mètre de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

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

III.2.3 Évaluations charges

a). Charges permanentes

Le poids propre de l'acrotère pour 1 ml est de $G1 = \rho b \times S$

- ρb : Le poids volumique du béton tel que $\rho b = 25 \text{ KN/m}^3$
- S : La surface transversale totale

$$- S = [(0.1 \times 0.6) + (0.08 \times 0.1) + (\frac{0.10 \times 0.02}{2})] = 0.069 \text{ m}^2$$

D'où le poids propre de l'acrotère :

$$G1 = 25 \times 0.069 = 1.725 \text{ kN/m}$$

Le poids de revêtement ($ep = 2 \text{ cm}$) :

$$G2 = [2 \times 0,02 \times (0.6 + 0,1)] \times 15 = 0,42 \text{ kN/m}$$

Le poids total de l'acrotère :

$$G = G1 + G2 = 2,145 \text{ kN/m}$$

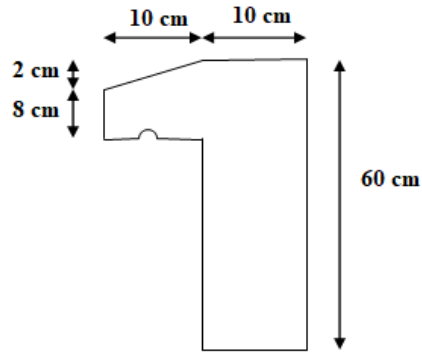


Figure III.1 : Acrotère

III.2.4 L'actionne forces horizontales Q_h (F_p) :

L'actionne forces horizontales est données par :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \text{ (Art 6.2.3)}$$

Avec :

- **A** : Coefficient d'accélération obtenu dans le tableau (4.1) : pour la **zone III** et le **groupe d'usage 2**. Donc : **A= 0.25**.
- **C_p** : facteur de force horizontale pour les éléments secondaires donnés par le tableau (6.1), dans notre cas : **C_p=0.8**.
- **W_p** : Poids de l'acrotère : **W_p = 2,145 kN/ml**.

Donc :

$$F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 2,145 = 1,716 \text{ kN/ml.}$$

$$F_p = 1,649 \text{ kN} \quad 1.5Q = 1.5 \text{ kN}$$

$$Q_h = \text{Max} (1,5Q ; F_p)$$

Donc $Q_{hc} = 1,716 \text{ kN}$

- **Combinaisons de charges :**

Pour une bande de 1m de largeur :

E.L.U :

$$N_u = 1,35G = 2,8957 \text{ kN}$$

$$M_u = 1.5Q_{hc} \times h = 1,544 \text{ kNm}$$

$$V_u = 1.5F_p = 2,574 \text{ kN}$$

E.L.S:

$$N_{ser} = G = 2,145 \text{ kN}$$

$$M_{ser} = Q_{hc} \times h = 1,03 \text{ kNm}$$

$$V_{ser} = F_p = 1,716 \text{ kN}$$

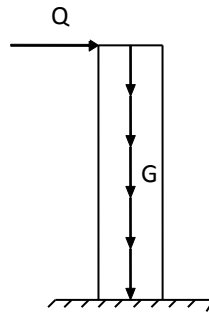
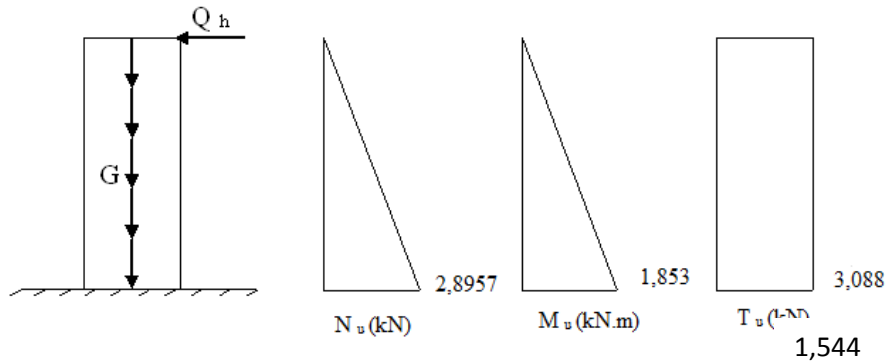


Figure III.1: Charges et surcharges agissent



2,574

Figure III.3 : Effort interne et moment

III.2.5 Ferrailage de l'acrotère :

$h=10\text{cm}$; $b=100\text{cm}$; $f_{c28}= 30 \text{ MPa}$; $\sigma_{bc}=17\text{MPa}$; $c=c'=2\text{cm}$; $f_e=500\text{MPa}$

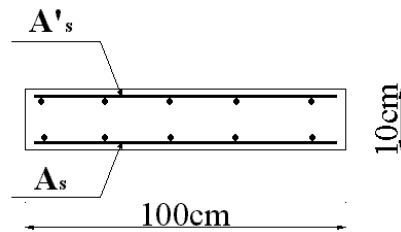


Figure III.1 : La section de calcul.

a. Calcul de l'excentricité :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,544}{2,8957} = 53,32 \text{ cm}$$

b. Coefficient de remplissage : ψ_1

$$\psi_1 = \frac{N_u}{bh f_{bc}}$$

$$\psi_1 = \frac{2,8957 \times 10^3}{1000 \times 100 \times 17} = 1,703 \times 10^{-3}$$

$\Psi_1 \leq 0,81$ on calcul l'excentricité critique relative ξ

$$\text{On a } \Psi_1 \leq 2/3 \text{ donc } \xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi_1}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\psi_1})} = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 1,703 \times 10^{-3}}}{4(3 + \sqrt{9 - 12 \times 1,703 \times 10^{-3}})} = 0,1666$$

c. Calcul e_{NC} :

$$e_{NC} = \xi \times h = 0,1666 \times 10 = 1,666 \text{ cm.}$$

Donc : $e > e_{NC} \rightarrow$ Section partiellement comprimée.

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

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

- Calcul de moment fictif :**

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 1,544 + 2,8957 * \left(\frac{0,10}{2} - 0,02 \right) = 1,63 \text{ KN.m}$$

- Calcul en flexion simple :**

- $\mu_{bu} = \frac{M_f}{f_{bc} b d^2} = \frac{1,63 * 10^6}{17 * 1000 * 90^2} = 0,0118 < \mu_R = 0,392$

- Armatures fictives :**

$$\mu = 0,0118 < \mu_R = 0,392 \text{ donc } A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0118}) = 0,0148$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 80 \times (1 - 0,4 \times 0,0148) = 79,53 \text{ mm}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,782 \text{ MPa}$$

$$A_f = \frac{M_f}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{1,63 \times 10^6}{79,43 \times 434,782} = 0,472 \text{ cm}^2$$

- **Armatures réelles (en flexion composée) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} A'_{\text{réel}} = A'_{\text{S fictif}} = 0 \\ A'_{\text{réel}} = A'_{\text{S fictif}} - \frac{N_U}{\sigma_S} = 47,2 - \frac{2,8957 \times 10^3}{434,782} = 40,54 \text{ mm}^2 \end{array} \right.$$

$$\text{Donc: } \begin{cases} A_{S1} = 0 \text{ cm}^2 \\ A_{S2} = 0,4054 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

III.2.6 Vérification de la section d'acier selon « BAEL 91 modifié 99 » :

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

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

Avec :

$$f_{t28} = 2,4 \text{ MPa} ; f_e = 500 \text{ MPa} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 8 \text{ cm} ; h = 10 \text{ cm}$$

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \{1 \text{ cm}; 0,883 \text{ cm}\}$$

Donc : on opte finalement pour 4T6 = 1,13 cm²

$$\text{Avec un espacement } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

- **Armatures de répartitions :**

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} = \frac{1,13}{4} \Rightarrow A_r \geq 0,282 \text{ cm}^2$$

On choisit 4T6=1,13cm² avec un espacement $S_t = \frac{60-5}{3} = 18,33 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

- **Vérification à l'E.L.S :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1,03}{2,145} = 0,48 \text{ m}$$

$$C = \frac{h}{2} - e$$

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

$$C = \frac{0,1}{2} - 0,48 = -0,43 \text{ m} = -43 \text{ cm}.$$

D'après le «BAEL 91 modifié 99» [5], on doit donc résoudre l'équation suivante :

$$z^3 + pz + q = 0$$

y_c : Distance entre le centre de pression et l'axe neutre.

$$\text{Avec : } \begin{cases} p = -3c^2 - \frac{90A'_s}{b}(c - d') + \frac{90A_s}{b}(d - c) = -8238,65 \text{ cm}^2 \\ \text{et} \\ q = -2c^3 - \frac{90A'_s}{b}(c - d')^2 - \frac{90A_s}{b}(d - c)^2 = -294797,942 \text{ cm}^3 \end{cases}$$

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

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27}\right) = -4,06 \times 10^9$$

On $\Delta < 0$ donc :

$$\cos \phi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,99 \Rightarrow \phi = 171,89^\circ$$

$$a = 2 \times \sqrt{\frac{-p}{3}} = 104,80$$

$$\begin{cases} z_1 = a \cos\left(\frac{\phi}{3} + 120\right) = -84,29 \text{ cm} \\ z_2 = a \cos\left(\frac{\phi}{3}\right) = 45,59 \text{ cm} \\ z_3 = a \cos\left(\frac{\phi}{3} + 240\right) = 38,70 \text{ cm} \end{cases}$$

On calcul Y_{ser} , la distance entre le centre de pression et l'axe de la fibre la plus comprimé (supérieure) :

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

Pour z , on choisit parmi les trois solutions précédentes celui qui donne :

$$0 \leq y_{ser} \leq d \rightarrow 0 \leq y_{ser} \leq 8 \text{ cm}$$

Alors on prend :

$$Z = z_2 = 45,59 \text{ cm}$$

$$y_{ser} = 45,59 - 42,6 = 2,99 \text{ cm} < 8 \text{ cm}$$

En suite en calcul l'inertie de la section homogène réduite :

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + 15[A_s(d - y_{ser})^2 + A'_s(y_{ser} - d')^2] = 1741,92 \text{ cm}^4$$

III.2.7 Calcul des contraintes : σ_{bc} et σ_s :

a. Contrainte du béton :

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{z \times N_{ser}}{I} \right) y_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{45,59 \times 10 \times 2,145 \times 10^3}{1741,92 \times 10^4} \right) \times 2,99 = 0,167 \text{ MPa} < 18 \text{ MPa}$$

→ Condition vérifiée

b. Contraintes de l'acier :

$$\sigma_s = 15 \left(\frac{z \times N_{ser}}{I} \right) \times (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_s \rightarrow \text{Acier tendu}$$

$$\sigma_s = 15 \left(\frac{45,59 \times 10 \times 2,145 \times 10^3}{1741,92 \times 10^4} \right) \times (80 - 29,9) = 42,19 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) = 215,55 \text{ MPa} \text{ avec } (\eta = 1,6 \text{ pour les acier HA})$$

$$\sigma_s = 42,19 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 215,55 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de l'effort tranchant :

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \{ 0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa} \} = 3 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{3,088 \times 10^3}{80 \times 1000} = 0,0386 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

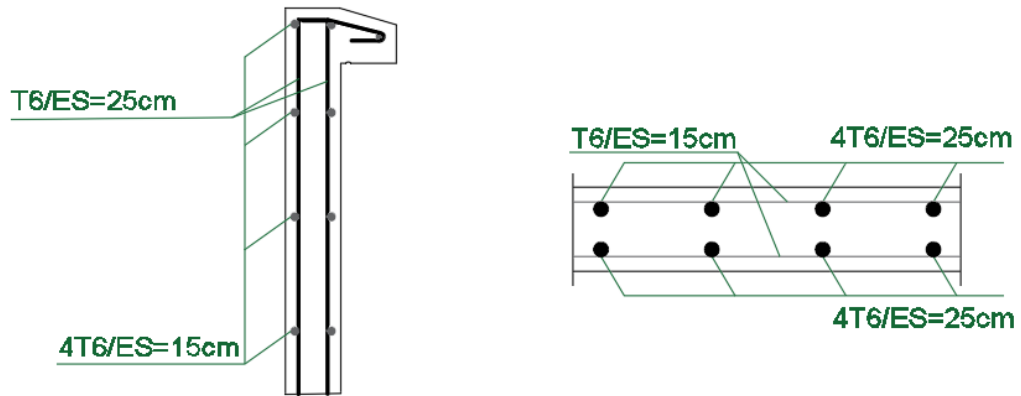


Figure III.2 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.3 Escalier métallique

II.3.1 Introduction

Notre projet comprend l'utilisation d'un escalier en charpente métallique, composé de deux volées reliées entre elles par un palier de repos. Le palier de repos est construit avec une solive solidement fixée aux poteaux. Chaque volée est constituée de deux limons en profilé UPN, accompagnés de marches fabriquées à partir de cornières de support.

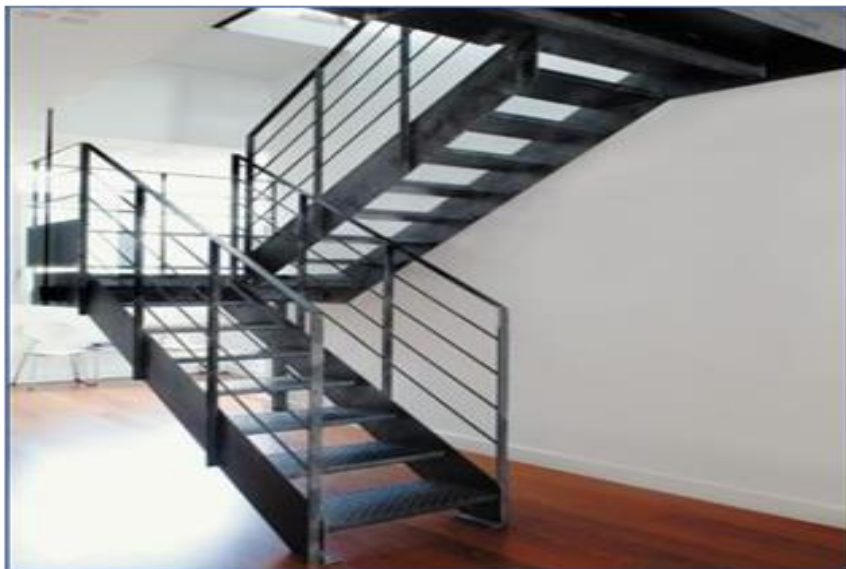


Figure III.6 : Constituant d'un escalier.

III.3.2 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.

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

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

Longueur horizontale de la volée : $L = g(n - 1) \longrightarrow L = 0.3(10 - 1) = 2.7\text{m}$

Angle d'inclinaison de la volée : $\text{tg } \alpha = \frac{H}{L} \longrightarrow \text{tag } \alpha = \frac{1.7}{2.7} = 0.63 \longrightarrow 32.21^\circ$

Longueur de la volée : $L_v = \frac{L}{\cos \alpha} \longrightarrow L_v = \frac{2.7}{\cos 32.21} = 3.19$

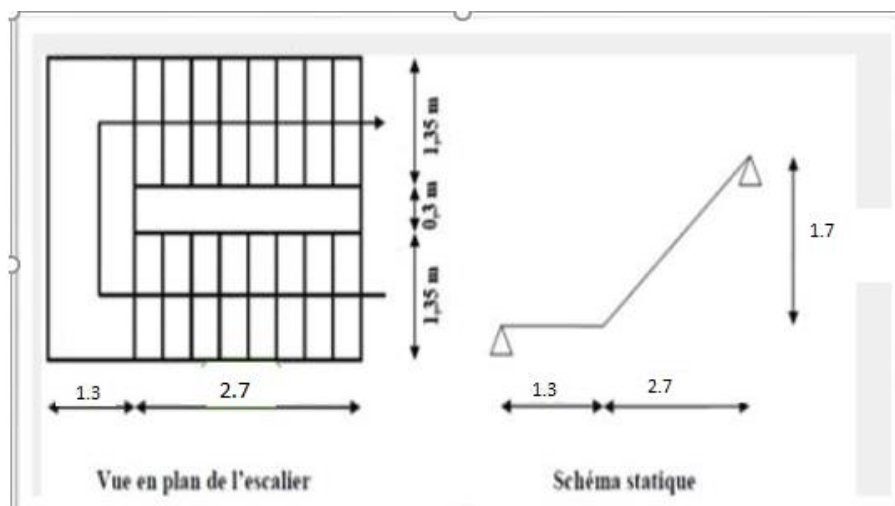


Figure III.7 : Vue en plan et schéma statique de l'escalier.

III.3.3 Dimensionnement des limons

III.3.3.1 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 ; $Q_{esc} = 2,5 \text{ kN/m}^2$

III.3.3.2 Dimensionnement

Pour la paillasse :

$$G1 = 3,06 \times (1,35/2) + 1 = 3,07 \text{ kN/m}$$

Pour le palier de repos :

$$G2 = 3,06 (1,35/2) = 2,07 \text{ kN/m}$$

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

$$Q1 = 3,07 + 1,7 = 4,77 \text{ kN/m}$$

$$Q2 = 2,07 + 1,7 = 3,77 \text{ kN/m}$$

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

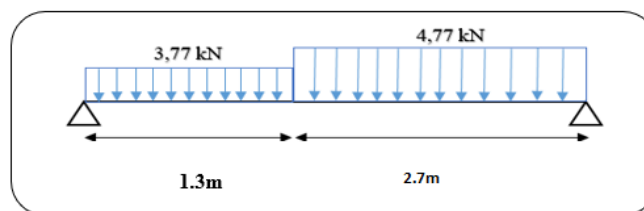


Figure III.8 : Charges revenant au limon.

Pour être en sécurité et simplifier nos calculs on prend : $Q_{eq} = \max (Q1 ; Q2) = 4,77 \text{ kN/m}$

Réaction du limon sur la poutre palière : $R_L = 4,77 \times \frac{4}{2} = 9.54 \text{ kN}$

III.3.3.3 Dimensionnement par la condition de flèche à l'ELS

$$f^{max} = \frac{5 \times 4.77 \times 3700^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times I_y} \leq \frac{3700}{300} \longrightarrow I_y \geq 567.86 \text{ cm}^4$$

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

III.3.3.4 Vérification du moment fléchissant à l'ELU

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

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

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

$$M_{sd} = \frac{6.91 \times 4^2}{8} = 13.82 \text{ KN.m}$$

$$M_{Pl,rd} = \frac{103 \times 275}{1} \times 10^{-3} = 28.3 \text{ KN.m}$$

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

III.3.3.5 Vérification de l'effort tranchant

$$V_{sd} = \frac{6.91 \times 4}{2} = 13.82 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{275 \times 1040}{\sqrt{3} \times 1.1} \times 10^{-3} = 150,11 \text{ KN}$$

$V_{sd} = 12,83 \text{ kN} < V_{plrd} = 150,11 \text{ kN}$, La condition est vérifiée.

III.3.3.6 Dimensionnement de la cornière de marche

Les deux cornières travaillent simultanément en flexion simple, chacune d'entre elles supportant la moitié de la charge permanente et la moitié de la charge d'exploitation. La marche, quant à elle, est modélisée comme une poutre simplement appuyée.

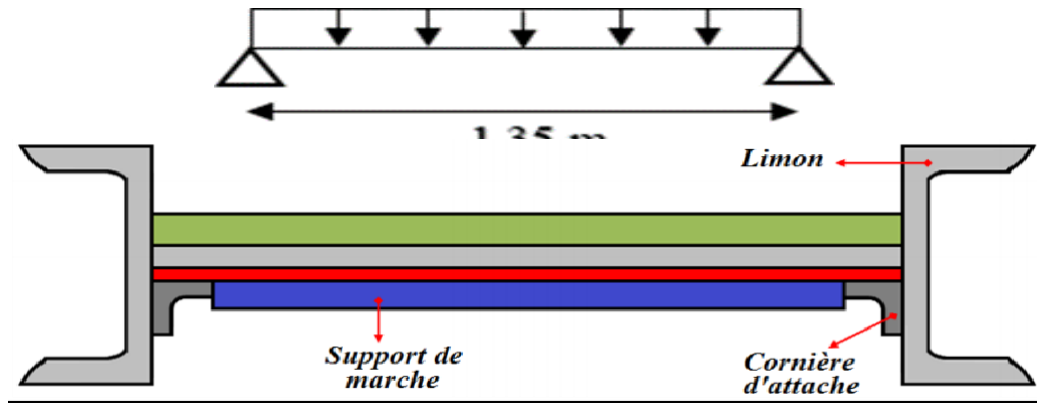


Figure III.9 : Disposition des cornières.

III.3.3.6.1 Dimensionnement par la condition de flèche à l'ELS

$$G_{\text{marche}} = 3,06 \times (0,3) = 0,92 \text{ kN/ml}$$

$$Q_{\text{marche}} = 2,5 \times (0,3) = 0,75 \text{ kN/ml}$$

$$Q_{\text{ser}} = 0,92 + 0,75 = 1,67 \text{ kN/ml}$$

$$f^{\text{max}} = \frac{5 \times 0,75 \times 1350^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times I_y} \leq \frac{1350}{300} \longrightarrow I_y \geq 3,43 \text{ cm}^4$$

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

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

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

$$G_{\text{profilé}} = 0,0246 \text{ kN/m.}$$

III.3.3.6.2 Vérification du moment fléchissant à l'ELU

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

$$q_u = 1,35 (0,92 + 0,0242) + 1,5(0,75)$$

$$q_u = 2,40 \text{ kN/m}$$

$$M_{\text{sd}} = \frac{2,40 \times 1,35^2}{8} = 0,55 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{pl.Rd}} = \frac{2,46 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 0,62 \text{ KN.m}$$

$M_{\text{sd}} = 0,55 \text{ KN.m} < M_{\text{pl.Rd}} = 0,62 \text{ KN.m}$, La condition est vérifiée.

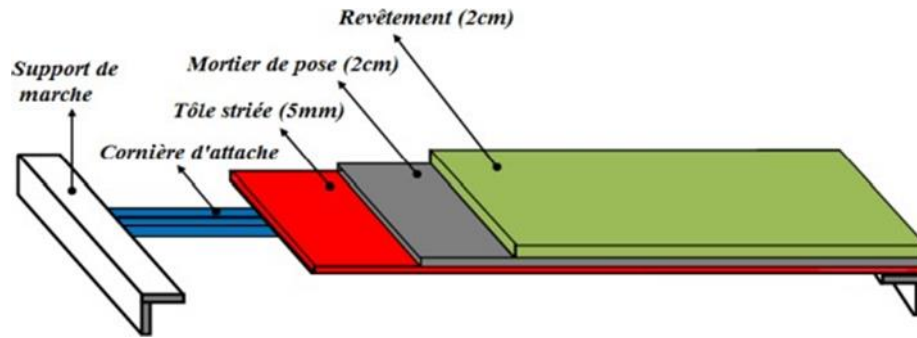


Figure III. 10 : Charges repris par la cornière

III.3.4 Dimensionnement de la poutre palière

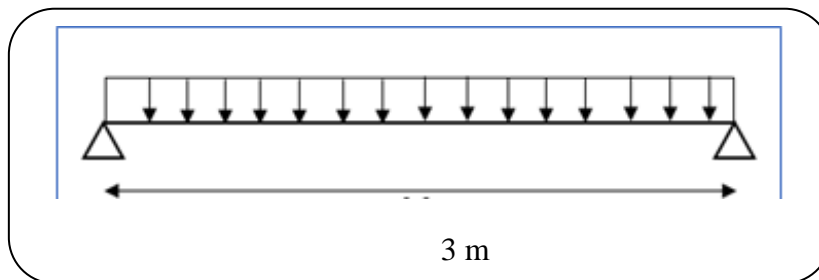


Figure III.11 : Schéma statique de la poutre palière.

- Les charges revenant sur la poutre palière sont :

Charges des cloisons : $2,07 \times 1,7 = 3,77 \text{ kN/m}$

Charge revenant du palier : $3,06 \times (1,3/2) = 1,2 \text{ kN/m}$
 $Q = 2,5 \times 0,65 = 1,62 \text{ kN/m}$

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

III.3.4.1 Dimensionnement par la condition de flèche à l'ELS

$$f^{max} = \frac{5 \times 6,59 \times 3000^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times I_y} \leq \frac{3000}{300} I_y \Rightarrow I_y = 330,97 \text{ cm}^4$$

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

III.3.4.2 Vérification en tenant compte du poids propre du profilé

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

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

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

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

III.3.4.3 Vérification du moment fléchissant à l'ELU

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

$$M_{plrd} = \frac{88,34 \times 275}{1} \times 10^{-3} = 13,96 \text{ KN.m}$$

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

III.3.4.4 Vérification de l'effort tranchant

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

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

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

- **Vérification de la flèche à l'ELS :**

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

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

On prend IPE 140 pour la poutre palière.

- **Vérification au déversement**

La vérification au déversement est effectuée avec la formule suivante :

$$M_{sd} \leq M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \beta_{w} W_{pl,y} f_{y}}{\gamma_{m0}}$$

➤ **Calcul du moment critique au déversement :**

$$\chi_{lt} = \frac{1}{(\phi_{lt} + \sqrt{\phi_{lt}^2 - \lambda_{lt}^2})}$$

Avec :

$\beta_w : 1$ (Section de classe I)

$\gamma_{m1} : 1,1$

$M_{b,rd}$: la résistance de calcul d'un élément non maintenu latéralement au déversement

$$\lambda_{LT} = \frac{L/IZ}{\left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/IZ}{h/t_f}\right)^2\right]^{0.25} \cdot \sqrt{C1}} \quad \text{avec : } C1=1,132$$

$$\lambda_{LT} = \frac{3000/16.5}{\left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{3000/16.5}{140/6.9}\right)^2\right]^{0.25} \cdot \sqrt{1.132}} = 114.19$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{93.9\varepsilon} \quad \text{avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

$$\lambda_{LT} = \frac{114.19}{93.9 \times 0.92} = 1.322 > 0.4 \Rightarrow \text{il y a un risque de déversement}$$

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

$$\phi_{LT} = 0,5[1 + 0,2(1,322 - 0,2) + 1,322^2] = 1,49$$

Avec :

α_{LT} : facteur d'imperfection = 0,2

$$\chi_{lt} = \frac{1}{(\phi_{lt} + \sqrt{\phi_{lt}^2 - \lambda_{lt}^2})}$$

$$\chi_{lt} = \frac{1}{(1,49 + \sqrt{1,322^2 - 1,49^2})} = 0,29$$

$$M_{b,rd} = \frac{\chi_{LT} \beta_{Wx} W_{Pl, y} f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$M_{b,rd} = \frac{0,29 \times 38,34 \times 275}{1,1} = 2,78 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 10,44 \text{ KN.m} > M_{b,rd} = 2,78 \text{ KN.m}$$

➤ **Donc la condition de déversement est vérifiée**

On prend IPE 140 pour la poutre palière.



CHAPTERE IV
ETUDE CLIMATIQUE

IV.1 Introduction

L'étude climatique est l'estimation de l'action du vent et celle de la neige qui seront éventuellement appliquées à notre Structure

L'influence du vent sur une construction est d'une importance capitale pour garantir sa stabilité. Ainsi, il est essentiel de mener une étude approfondie afin de déterminer les différentes forces exercées par le vent dans toutes les directions possibles. Les calculs seront réalisés en accord avec les dispositions du Règlement Neige et Vent de 2013. Ce document technique normatif, également connu sous le nom de RNV2013, établit les procédures et les principes généraux permettant d'évaluer les effets du vent sur l'ensemble des constructions, y compris les bâtiments ainsi que leurs composants et éléments de façade. Il est applicable aux constructions dont la hauteur est inférieure à 200 mètres.

IV.2 Action de la neige

D'après la localisation géographique et l'altitude de notre structure, on doit calculer la surcharge climatique de la neige. On doit utiliser le règlement : « Règlement Neige et Vent » RNV99– version 2013. La charge caractéristique de la neige par unité de surface est donnée par la formule suivante :

$$S = \mu \times S_k \text{ daN/m}^2$$

Avec :

S : Charge caractéristique de la neige par unité de surface.

μ : Coefficient d'ajustement des charges, en fonction de la forme de la toiture. Appelé coefficient de forme.

S_k : Charge de neige sur le sol.

- La valeur de S_k en kN/m² est déterminée par la loi de variation suivante en fonction de l'altitude H en m (par rapport au niveau de la mer).

Domaine d'application :

- Le présent règlement s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à 2000 m.
- Il ne s'applique pas aux sites d'une altitude supérieure à 2000 m, pour lesquels le cahier des charges doit fixer les valeurs à prendre en compte.

IV.2.1 Charge de neige sur le sol S_k

Notre structure se trouve à la wilaya d'Alger, classé zone B. Alors la charge de la neige sur le sol sera calculée comme suite :

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

Avec :

- H est l'altitude du site, → Hydra a une altitude d'environ 210m par rapport au niveau de la mer

Donc :

$$S_k = \frac{0.04 \times 210 + 10}{100} \rightarrow S_k = 0.184 \text{ KN/m}^2$$

IV.2.2 Coefficient de forme de la toiture μ

La structure est une toiture isolée sans rien en dessous, donc Les coefficients de forme des toitures sont obtenus par le tableau.

Tableau IV.1: coefficient de forme – toiture à un versant

(α) angle du versant par rapport à l'horizontale (en $^\circ$)	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
Coefficient μ	0.8	$0.8 \left(\frac{60 - \alpha}{30} \right)$	0.0

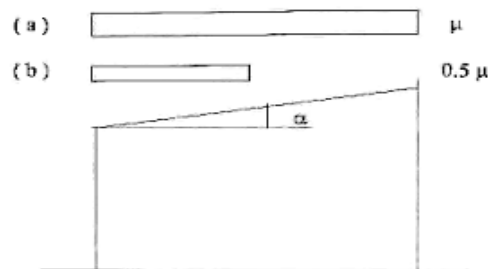


Figure IV.1: coefficient de forme toiture a un versant [2]

Donc:

$$\mu = 0.8$$

$$\rightarrow S = 0.8 \times 0.184 \rightarrow S = 0.147 \text{ KN/m}^2$$

Donc la charge de la neige est de 0.147 KN/m²

- En conclut que la charge de la neige est trop petite.

IV.3 Action du vent

Un bâtiment doit résister aux actions auxquelles il risque d'être soumis pendant sa durée de vie. Ce Chapitre indique comment déterminer les actions du vent naturel à prendre en compte pour calculer les structures des bâtiments, ainsi que leurs éléments constitutifs pour chacune des zones affectées par ces actions. La vitesse locale du vent dépend du lieu, de la hauteur au-dessus du sol, du type de terrain que celui-ci rencontre sur sa trajectoire. De

son côté, un bâtiment se présente comme un obstacle à la progression du vent. Ce dernier y exerce des pressions sur les parois qui engendrent des forces perpendiculaires à la surface de la construction. Les actions sur la construction dépendent de la forme, des dimensions, de la rigidité, des ouvertures (portes, fenêtres, fuites) pratiquées dans le bâtiment, ainsi que de son environnement immédiat]

Domaine d'application :

Le présent règlement s'applique aux constructions suivantes dont la hauteur est inférieure à 200 m.

- Bâtiments à usage d'habitation, administratifs, scolaires, industriel... etc.
- Cheminées et ouvrages similaires.
- Ouvrages de stockages (réservoirs, châteaux d'eau, silos, etc.
- Structures verticales en treillis (pylônes, grues, échafaudages, etc....
- Les panneaux de signalisation, murs de clôtures et drapeaux.

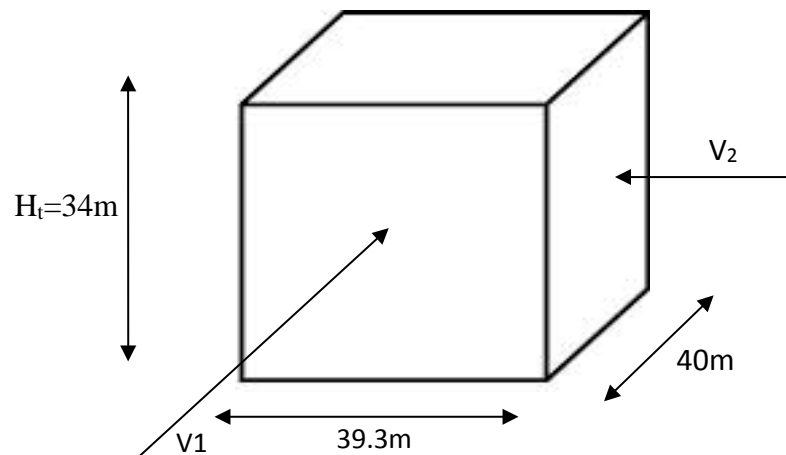


Figure IV.2 : Directions du vent

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

IV.3.1 Détermination de la pression dynamique de pointe :

La vitesse du vent peut être considérée comme l'addition vectorielle d'une composante représentant la vitesse moyenne et d'une composante représentant la vitesse turbulente et instantanée.

$$q_p(Z) = q_{ref} * C_e(Z) \text{ (dan/m}^2\text{)}$$

A. Valeur de la pression dynamique de référence :

Tableau IV.2: choix de la zone

Zone	$q_{ref} N/m^2$
I	375
II	435
III	500
IV	575

Le projet se trouve dans la commune de Hydra (Alger)

ZONE I =====> $q_{ref} = 375 N/m^2$

B. Coefficient d'exposition :

Le coefficient d'exposition tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol. En outre, il tient compte de la nature turbulente du vent.

$$C_e(Z) = C_t(Z)^2 * C_r(Z)^2 * [1 + 7 * I_v(Z)]$$

a. Coefficient topographique :

Le coefficient de topographie $C_t(z)$ prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent lorsque celui-ci souffle sur des obstacles tels que les collines, les dénivellations isolées, etc.

Le site étant supposé plat, la valeur du coefficient de topographie $C_t(z)$ est égale à 1.

b. Coefficient de rugosité :

Le coefficient de rugosité C_r traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent.

Il est défini par la loi logarithmique suivante :

$$C_r(z) = k_t * \ln \frac{z}{z_0} \quad \text{pour } z_{min} \leq z \leq 200m \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$C_r(z) = k_t * \ln \frac{z_{min}}{z_0} \quad \text{pour } z \leq z_{min} \dots\dots\dots (2)$$

Tableau IV.3: Coefficient en fonction de la catégorie de terrain

Catégorie	K_t	Z_0 (m)	Z_{min} (m)	ξ
III	0.215	0.3	5	0.61

- K_t est le facteur de terrain
- Z_0 est le paramètre de rugosité
- Z_{min} (en m) est la hauteur minimale
- Z (en m) est la hauteur considérée

c. Calcul du Coefficient de turbulence I_v :

Calcul du Coefficient de turbulence I_v

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

$$I_v(Z) = \frac{1}{C_t(Z) \cdot \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} \dots\dots \text{Pour } Z > Z_{\min}$$

$$I_v(Z) = \frac{1}{C_t(Z) \cdot \ln\left(\frac{Z_{\min}}{Z_0}\right)} \dots\dots \text{Pour } Z < Z_{\min}$$

➤ **Calcul de la pression dynamique de pointe q_p :**

○ **Direction du vent V1 :**

$h = 34\text{m}$.

$b = 39.3\text{m}$.

Donc on est dans le Cas: $h < b$

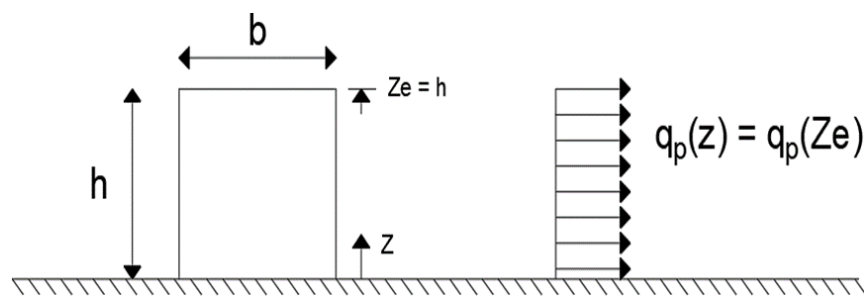


Figure IV.3: Hauteur de référence Z_e (Direction V1).

○ **Direction du vent V2 :**

$h = 34\text{m}$.

$b = 40\text{m}$.

Donc on est dans le Cas : $h < b$

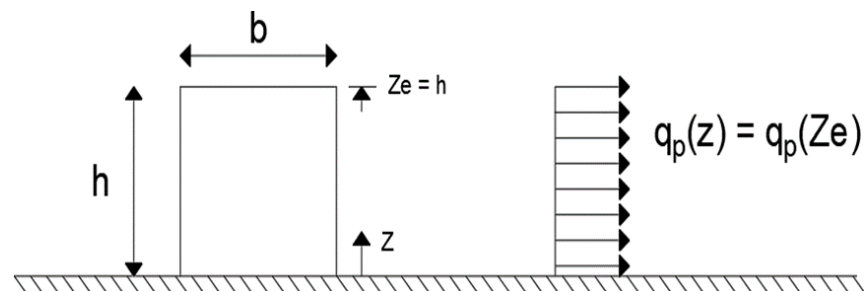


Figure IV.4: Hauteur de référence Z_e (Direction V2).

-On a le même cas donc Les Valeurs de la pression dynamique de pointe de la direction V1 égale à la direction V2.

- Les Valeurs de la pression dynamique de pointe sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.4 : Valeurs de la pression dynamique de pointe (Direction V1 et V2).

Hauteur	Z = Ze	Cr	Ct	Iv	Ce	qp (ze) (N/m ²)
0 à 34m	34	1.017	1	0.211	2.562	960.75

IV.3.2 Calcul des pressions aérodynamique du vent :

La pression aérodynamique du vent peut avoir un impact significatif sur les bâtiments en charpente métallique. En effet, ces structures ont une surface exposée importante au vent, ce qui peut générer des forces considérables sur leur enveloppe.

La pression aérodynamique du vent sur un bâtiment en charpente métallique dépend de plusieurs facteurs, tels que la vitesse du vent, la forme de l'enveloppe du bâtiment et l'orientation par rapport à la direction du vent.

$$w(zj) = qp(ze) \times [Cpe - Cpi] \text{ [N/m}^2 \text{]}$$

Avec :

- **Cpe**: coefficient de pression extérieure.
- **Cpi**: Coefficient de pression intérieure.

IV.3.2.1 Calcul du coefficient de pression extérieure Cpe :

Le coefficient de pression extérieure (Cpe) est une mesure utilisée en ingénierie pour décrire la pression aérodynamique du vent sur une surface exposée. Le Cpe est un coefficient qui dépend de la forme de la surface et de la direction du vent.

On a 3 conditions pour déterminer le coefficient de pression extérieure:

- $Cpe = Cpe.1$ si $S \leq 1 \text{ m}^2$.
- $Cpe = Cpe.1 + (Cpe.10 + Cpe.1) \times \log_{10}(S)$ si $\text{m}^2 < S < 10 \text{ m}^2$.
- $Cpe = Cpe.10$ si $S \geq 10 \text{ m}^2$.

A) Direction du vent V1 :

$$h = 34\text{m.}$$

$$b = 39.3\text{m.}$$

$$d = 40\text{m.}$$

$$e = \min(b ; 2H) = \min(39.3; 68) = 39.3\text{m}$$

Donc on a le Cas : $e < d$

Cas ou $d \geq e$

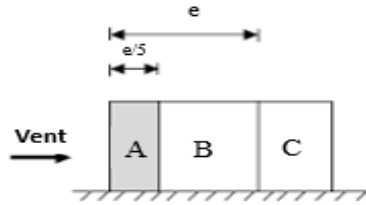


Figure IV.5 : Représentation des parois verticales (Direction V1).

- Zone A : $e/5 = 39.3/5 = 7.86m$
- Zone B : $e-(e/5) = 39.3-(39.3/5) = 31.44m$
- Zone C : $d-e = 40-39.3 = 0.7m$
- Remarque: si $d \leq e$ Zone c = 0

Les coefficients de pression extérieure **Cpe** dans chaque zone sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV.5: Surfaces des zones et cpe (direction V1)

Zone	Surface (m ²)	Cpe
A	$7.86 \times 34 = 267.24m^2 > 10 \Rightarrow Cpe = Cp10$	-1
B	$31.44 \times 34 = 1068.96m^2 > 10 \Rightarrow Cpe = Cp10$	-0.8
C	$0.7 \times 34 = 23.8m^2 > 10 \Rightarrow Cpe = Cp10$	-0.5
D	$39.3 \times 34 = 1336.2m^2 > 10 \Rightarrow Cpe = Cp10$	+0.8
E	$39.3 \times 34 = 1336.2m^2 > 10 \Rightarrow Cpe = Cp10$	-0.3

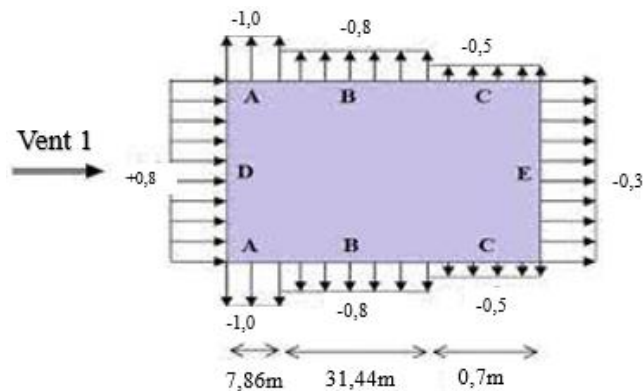


Figure IV.6 : Valeur de cpe pour les parois verticales (Direction V1).

B) Direction du vent V2 :

$$h = 34\text{m.}$$

$$b = 40\text{m.}$$

$$d = 39.3\text{m.}$$

$$e = \min (b ; 2H) = \min (40; 68) = 40\text{m}$$

Donc on a le Cas : $d < e$

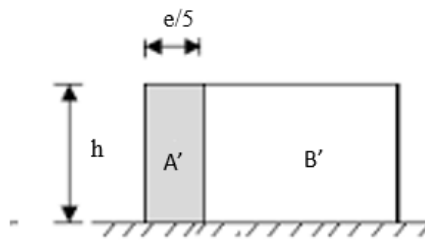
Cas ou $d \leq e$ 

Figure IV.7 : Représentation des parois verticales (Direction V2).

Donc :

- Zone A' : $e/5 = 40/5 = 8\text{m}$
- Zone B' : $e - (e/5) = 40 - (40/5) = 31.3\text{m}$
- Remarque: si $d \leq e$ Zone c = 0 donc $d = 39.3\text{m} < e = 40\text{m}$

Les coefficients de pression extérieure **C_{pe}** dans chaque zone sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV.6 : Surfaces des zones et c_{pe} (direction V2)

Zone	Surface (m ²)	C _{pe}
A'	$8 \times 34 = 272\text{m}^2 > 10 \Rightarrow C_{pe} = C_{p10}$	-1
B'	$31.3 \times 34 = 1064.2\text{m}^2 > 10 \Rightarrow C_{pe} = C_{p10}$	-0.8
D	$40 \times 34 = 1360\text{m}^2 > 10 \Rightarrow C_{pe} = C_{p10}$	+0.8
E	$40 \times 34 = 1360\text{m}^2 > 10 \Rightarrow C_{pe} = C_{p10}$	-0.3

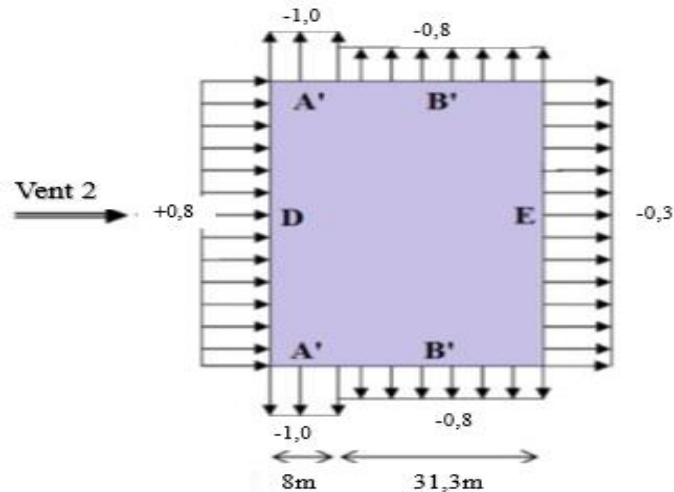


Figure IV.8 : Valeur de c_{pe} pour les parois verticales (Direction V2).

IV.3.2.2 Calcul du coefficient de pression intérieure C_{pi} :

Le coefficient de pression intérieure C_{pi} est utilisé en aérodynamique pour évaluer la pression à l'intérieur d'une structure. Il représente la pression relative à la pression atmosphérique à l'intérieur de la structure.

Ce coefficient est calculé par rapport à l'indice de perméabilité μ_p et le rapport $\frac{h}{d}$

$$\mu_p = \frac{\sum \text{Surface des ouvertures ou le } C_{pe} \leq 0}{\sum \text{Surface de toutes les ouvertures}}$$

A) Direction du vent V1:

$$h = 34\text{m.}$$

$$d = 40\text{m.}$$

$$\frac{h}{d} = \frac{34}{40} = 0.85 \rightarrow 0,25 \leq \frac{h}{d} \leq 1$$

$$\mu_p = 0,76.$$

Etant donné que la structure ne possède pas de face dominante alors le coefficient C_{pi} est déterminé comme suit :

Donc : le calcul de C_{pi} ce fait par interpolation

$$C_{pi}(\mu_p=0.76) = -0.26 \quad \text{pour } (h/d=1)$$

$$C_{pi}(\mu_p=0.76) = -0.16 \quad \text{pour } (h/d=0.25)$$

$$C_{pi} = -0.26 + \frac{-0.16 - (-0.26)}{0,25 - 1} \times (0,76 - 1) = -0.228$$

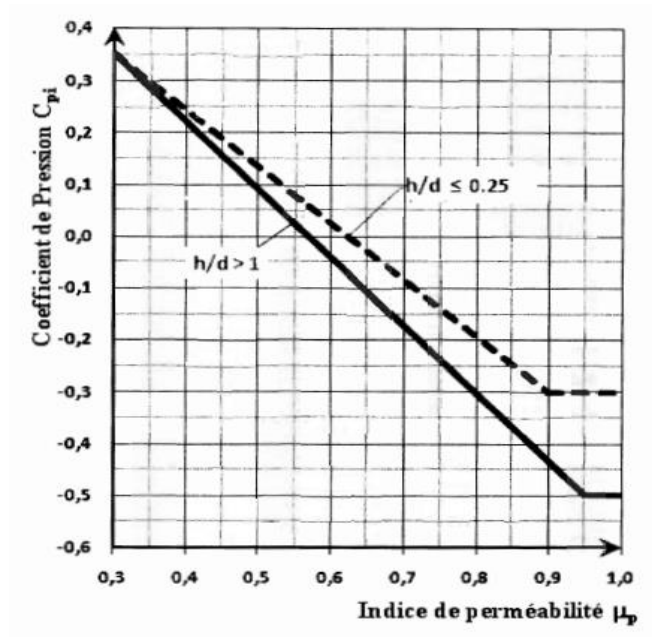


Figure IV.9 : Coefficients de pression intérieur C_{pi} des bâtiments sans face dominante.

B) Direction du vent V2:

$$h = 34\text{m.}$$

$$d = 36.7\text{m.}$$

$$\frac{h}{d} = \frac{34}{39.3} = 0.87 \rightarrow \frac{h}{d} < 1$$

$$\mu_p = 0,74.$$

Donc : le calcul de C_{pi} ce fait par interpolation

$$C_{pi}(\mu_p=0.74) = -0.23 \quad \text{pour } (h/d=1)$$

$$C_{pi}(\mu_p=0.74) = -0.13 \quad \text{pour } (h/d=0.25)$$

$$C_{pi} = -0.23 + \frac{-0.13 - (-0.23)}{0.25 - 1} \times (0.74 - 1) = -0.195$$

➤ **Direction du vent V1:**

Les valeurs de la pression dynamique pour la paroi verticale de la direction V1 sont affichées dans le tableau ci-dessous :

$$W(Z_j) = qp(z_e) * [C_{pe} - C_{pi}] [N/m^2]$$

Tableau IV.7 : Valeurs de la pression $W(N/m^2)$ pour la paroi verticale (direction V1).

Zone	$q_p(N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$W_j(N/m^2)$
A	960.75	-1	-0.228	-741.699
B	960.75	-0.8	-0.228	-549.549
C	960.75	-0.5	-0.228	-261.324
D	960.75	+0.8	-0.228	987.51
E	960.75	-0.3	-0.228	-69.174

➤ **Direction du vent V2:**

Les valeurs de la pression dynamique pour la paroi verticale de la direction V2 sont affichées dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.8: Valeurs de la pression $W(N/m^2)$ pour la paroi verticale (direction V2)

Zone	$q_p(N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$W_j(N/m^2)$
A	960.75	-1	-0.195	-773.403
B	960.75	-0.8	-0.195	-581.254
D	960.75	+0.8	-0.195	955.946
E	960.75	-0.3	-0.195	-100.878

IV.3.3 Calcul de la force de frottement :

La force de frottement exercée par le vent sur un bâtiment dépend de plusieurs facteurs tels que la vitesse du vent, la densité de l'air, la rugosité de la surface du bâtiment, la forme et la taille du bâtiment, l'angle d'attaque du vent, etc.

En général, plus la vitesse du vent est élevée, plus la force de frottement est grande. Cependant, cette force peut être réduite en utilisant des matériaux de construction lisses et aérodynamiques, en arrondissant les coins du bâtiment et en minimisant les obstacles à l'écoulement de l'air autour du bâtiment.

$$S1 + S2 \leq 4 S3$$

On a :

- $S1 = S2 = 34 \times 40 = 1360m^2$.
- $S3 = 34 \times 39.3 = 1336.2m^2$.

$$1360 + 1360 = 2720m^2 < 4 \times 1336.2 = 5344.8 m^2$$

Frottement dues au vent.

IV.3.4 conclusions :

Une étude climatique sur un bâtiment en charpente métallique doit prendre en compte les effets de la neige et du vent, qui sont des forces climatiques importantes qui peuvent affecter la stabilité et la durabilité du bâtiment.

Pour l'analyse de la neige, il est important de considérer la charge de neige locale en fonction de la région où se trouve le bâtiment. Les facteurs à prendre en compte comprennent la densité de la neige, la forme et la taille du toit, l'inclinaison du toit et l'orientation du bâtiment. En conclut que la charge de la neige est trop petite, donc on va la négliger.

En ce qui concerne le vent, il est important d'analyser les forces de vent sur le bâtiment pour déterminer les effets de la pression et de la succion sur les différents éléments du bâtiment. Les facteurs à prendre en compte comprennent la vitesse et la direction du vent, la forme et la taille du bâtiment, ainsi que la rugosité de la surface de la charpente métallique.

En conclusion, une étude climatique complète doit être réalisée pour analyser les effets de la neige et du vent sur un bâtiment en charpente métallique. Les calculs doivent être effectués pour dimensionner les éléments structuraux en fonction des charges de neige et des forces de vent applicables, afin d'assurer la stabilité et la durabilité du bâtiment dans les conditions climatiques locales.



CHAPITRE 5

**ETUDE SISMIQUE ET ANALYSE
DYNAMIQUE**

V.1 Introduction

Vu que l'activité sismique peut se produire à tout moment, provoquant d'importants dégâts humains et matériels. Les structures doivent être conçues et construites de manière adéquate afin de résister à ses secousses sismiques, toute en respectant les recommandations des règlements parasismiques.

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie toutes les conditions et critères de sécurité imposés par les règles parasismiques Algériennes RPA99/version 2003.

La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel **ETABS** v 2019 qui est un logiciel de calcul de structure.

V.2 L'étude dynamique

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

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

V.2.1 Modélisation de la structure

➤ Modélisation de rigidité

La modélisation des éléments constituant le bâtiment est effectué comme suit :

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

➤ **Modélisation de la masse**

- La charge des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par le **RPA99 version 2003** avec $(\beta=0,2)$ pour à usage habitation
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir 25kN/m^3 .

V.3 Choix de la méthode de calcul

Pour avoir une idée sur le comportement réel de la structure il faut bien choisir la méthode de calcul et modélisation de la structure.

Les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) propose trois méthodes de calcul des sollicitations.

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

V.3.1 La méthode statique équivalente

➤ **Principe**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure

➤ **Modélisation**

1. Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers e un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux directions puissent être découplés.
2. 2.Seul le mode fondamental de vibration de la structure est considéré dans le calcul de la force sismique totale.
- 3.

V.3.2 La méthode modale spectrale

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable.

➤ Principe

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

V.3.2.1 Spectres de réponse de calcul

Cette méthode consiste à définir l'action sismique par un spectre de réponse. Toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement (ζ) et de la pulsation naturelle (ω). Donc pour des accélérogrammes données si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure.

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

(Formule (4.13) RPA 2003)

A coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1) RPA99/V2003

η facteur de correction d'amortissement.

R Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement (tableau 4.3) RPA99/V2003

Q Facteur de qualité (tableau 4.4)

T_1, T_2 Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7) RPA99/V2003

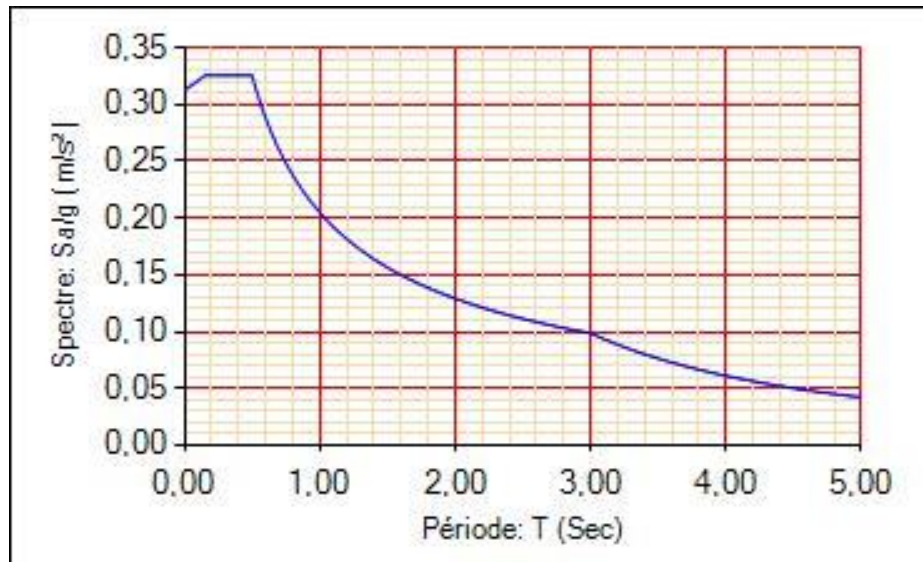


Figure V.1 : Spectre de réponses sens.

V.3.2.2 Principales vérifications exigent par le RPA pour cette méthode

a- Nombre de modes à considérer (article 4.3.4 RPA 2003)

- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients massiques de ces modes soit aux moins égales 90%.
- 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 reponse totale de la structure.

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

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

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0,20 \text{sec} \quad \dots (4-14)$$

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

V.3.2.3 Résultante des forces sismiques de calcul (article 4.3.6 RPA 2003)

La résultante des forces sismiques à la base « V_t » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente « V » pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0,8V$, il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, ...) dans le rapport $\frac{0,8V}{V_t}$.

V.3.2.4. Déplacements inter étages (article 5.10 RPA 2003)

Les déplacements latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon la formule suivante :

$$\Delta_K^x \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$$

Avec :

$$\bar{\Delta} = 0,01h_e$$

Où h_e représente la hauteur de l'étage.

Avec :

$$\begin{aligned} \delta_K^x &= Rr_x \delta_{eK}^x & \text{et} & \quad \delta_K^y = Rr_y \delta_{eK}^y \\ \Delta_K^x &= \delta_K^x - \delta_{K-1}^x & \text{et} & \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y \end{aligned}$$

Δ_K^x Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ dans le sens $x-x$.

Δ_K^y Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ dans le sens $y-y$.

δ_{eK}^x Le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens $x-x$.

δ_{eK}^y Le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens $y-y$.

R : coefficient de comportement.

V.3.2.5. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ (les effets du second ordre)

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

Les effets 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 :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,1$$

Avec

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

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

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

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

h_k : Hauteur d'étage 'k'

V.4 Résultats de l'analyse dynamique

V.4.1 Vérification de la structure selon le RPA99/V2003

Au cours d'étude de notre structure, on a passé par deux étapes et dans chaque étape on a étudié un modèle, telle que la différence entre les modèles étudiés est le système de contreventement utilisé.

V.4.1.1 Modèle initiale

Pour cette étape, on utilise les sections des pré dimensionnement pour avoir une idée sur le comportement de la structure sans les contreventements même si le RPA limite ce type de système (auto stable) dans la zone III a 17m

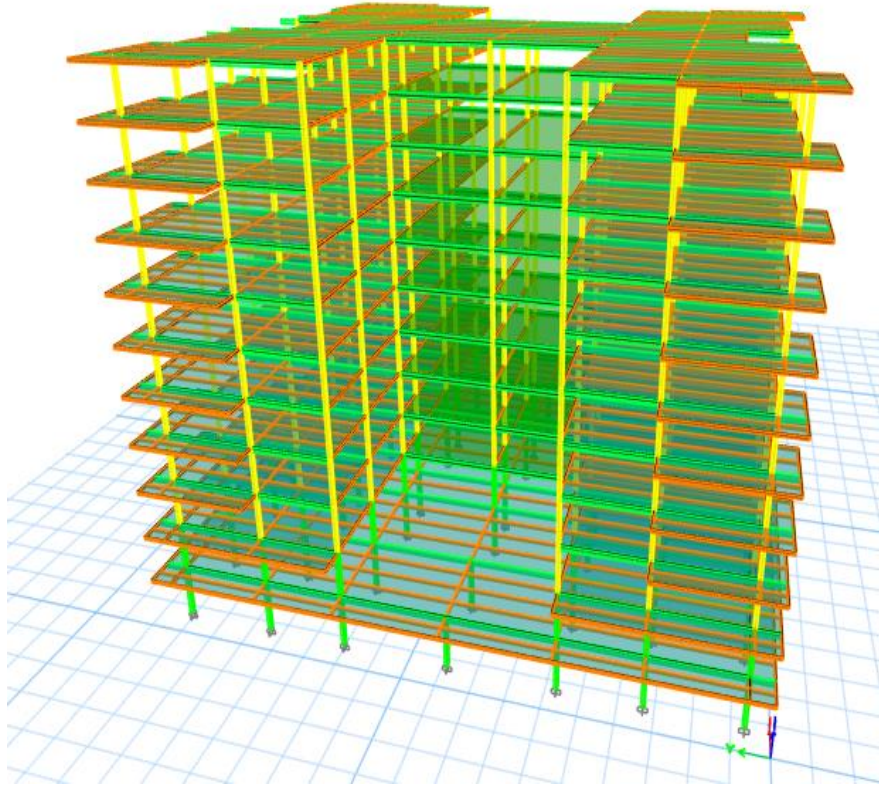


Figure V.2 : Structure en 3D

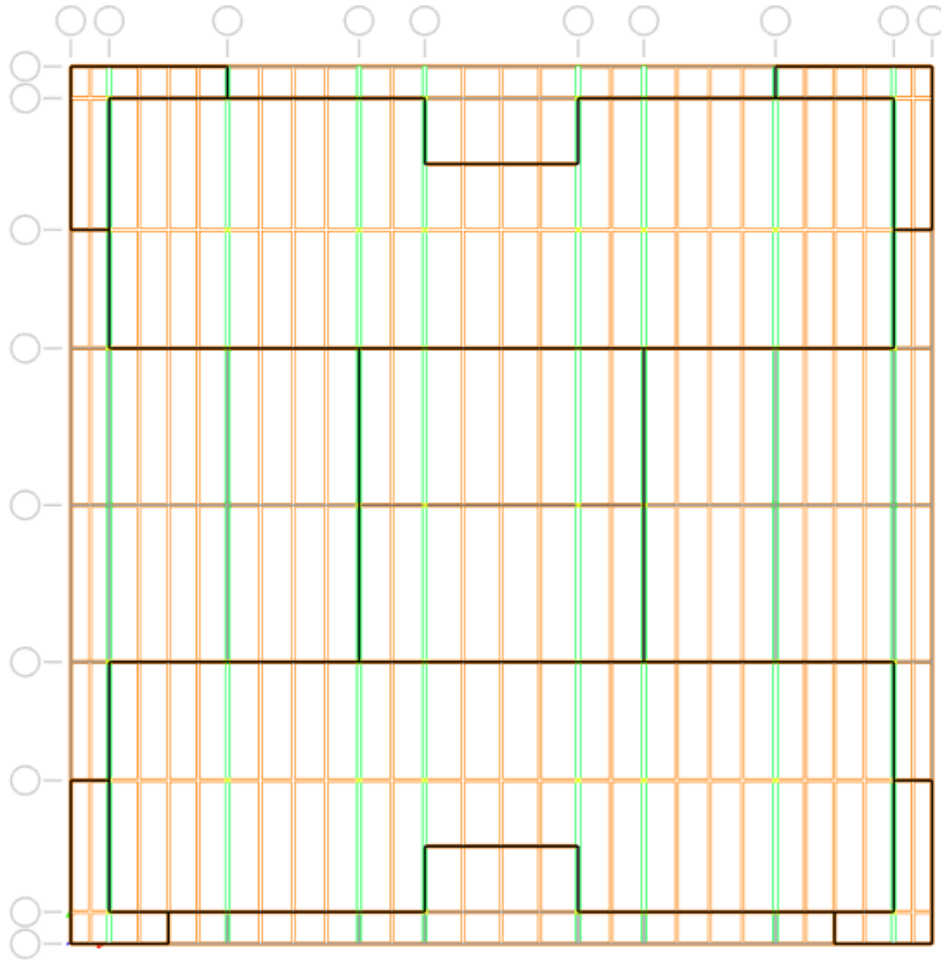


Figure V.4 : Vu en plant.

a- Les résultats du model initiale

L'analyse dynamique de la structure a conduit à

Une période fondamentale $T=9.03$ s

- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à x-x
- Le 2^{ème} mode est un mode de rotation.
- Le 3^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à y-y

Tableau V.1 : Valeurs des modes propres

Modes	Période (s)	$\sum U_x(\%)$	$\sum U_y(\%)$	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	9,033	0,741	0	0,741	0
2	7,448	0,7411	0	0,0001	0
3	5,399	0,7411	0,7653	0	0,7653
4	3,01	0,8531	0,7653	0,112	0
5	2,441	0,8531	0,7653	2,118E-05	0
6	1,814	0,8531	0,8777	0	0,1124
7	1,686	0,9046	0,8777	0,0514	0
8	1,413	0,9046	0,8777	1,566E-05	0
9	1,106	0,9046	0,9354	0	0,0577

V.4.1.2 Model intermédiaire

Pour cette étape on augmente la section des poteaux (HEA 500 pour RDC ,1^{er} et 2eme étage), HEA280 pour les niveaux (3 ,4 et 5^{ème}), HEA260 pour les niveaux (6,7 et 8^{ème}) et HEA240 pour les niveaux (9 ,10^{ème})

Est pour les poutres secondaire IPE300 et IPE400 pour les poutres principales

Est en V HEA200 et en X HEA200

Indiqué dans la figure ci-dessous

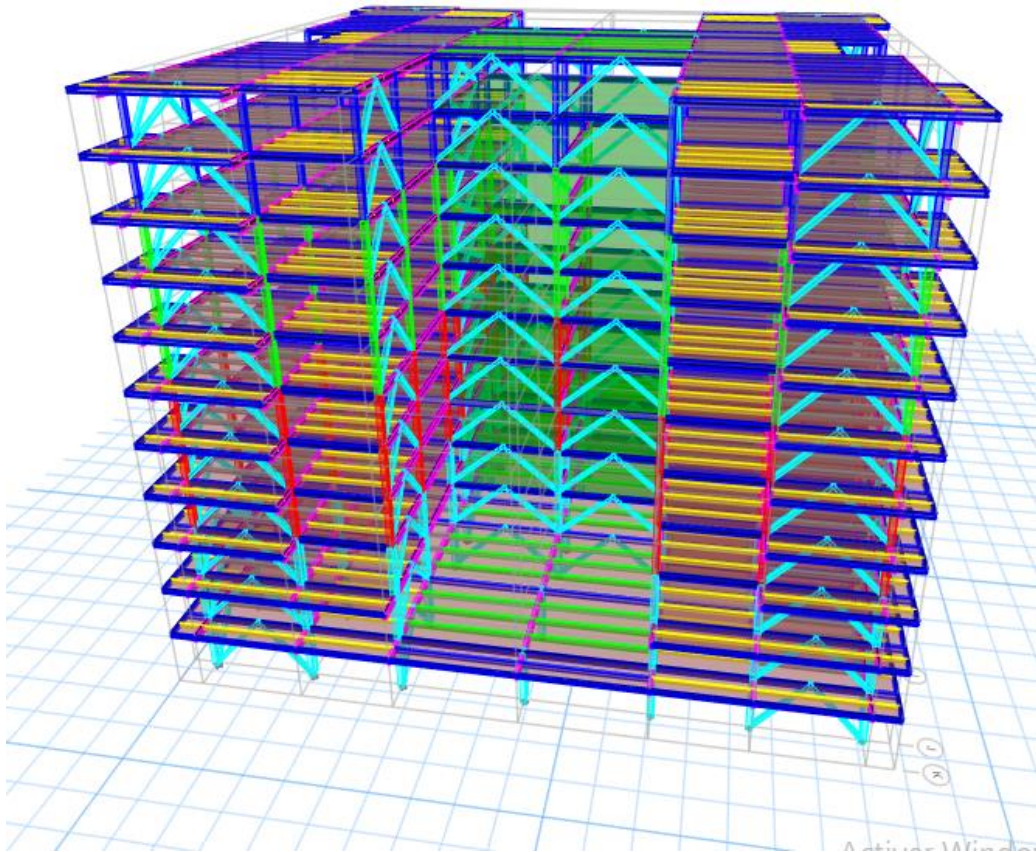


Figure V.4 : Structure en 3D

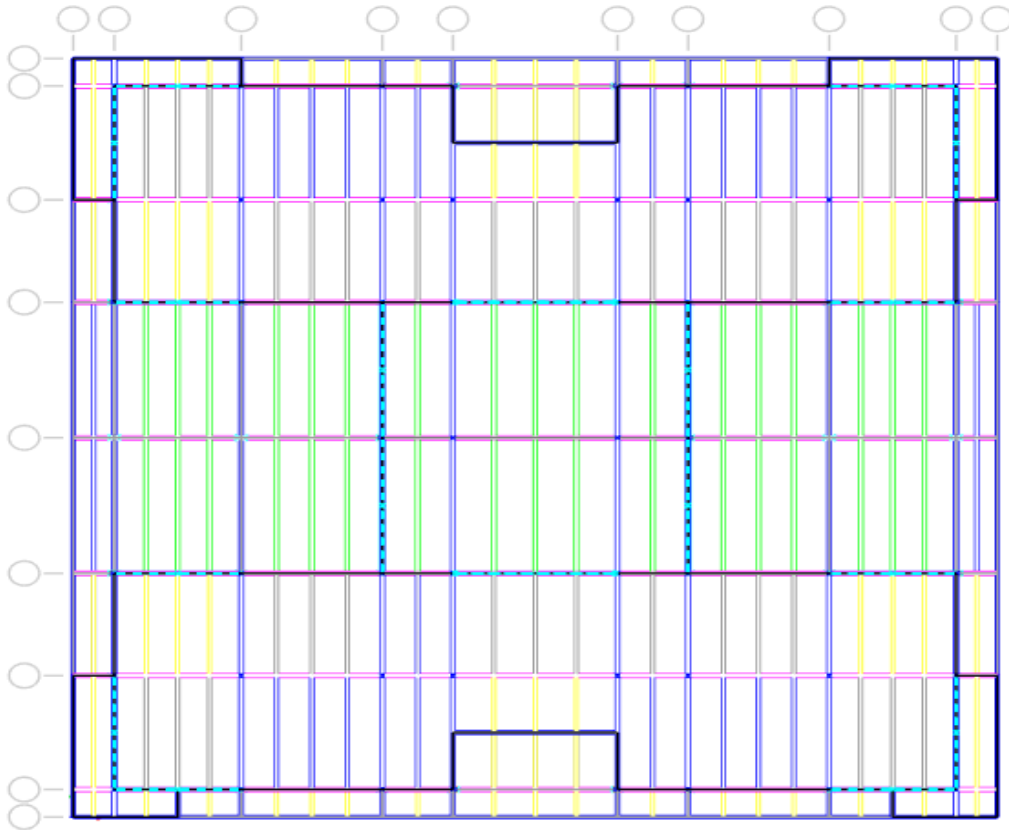


Figure V.6 : Vue en plant.

b- Les résultats de l'étape 2

L'analyse dynamique de la structure a conduit à

Une période fondamentale $T=1.13$ s

- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à x-x
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à y-y
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

Tableau V.2 : Valeurs des modes propres.

Modes	Période (s)	$\Sigma U_x(\%)$	$\Sigma U_y(\%)$	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	1,13	0,6523	0,0059	0,6523	0,0059
2	1,127	0,6579	0,7014	0,0056	0,6955
3	0,969	0,6583	0,7015	0,0004	0,0001
4	0,378	0,6583	0,8965	2,005E-06	0,195
5	0,356	0,8628	0,8965	0,2046	1,931E-06
6	0,318	0,8631	0,8966	0,0002	2,668E-05
7	0,201	0,8631	0,9596	0	0,0631
8	0,185	0,9356	0,9596	0,0725	0

c- Constatations

- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8^{ème} mode.
- Le premier mode et second mode sont des modes de translation (respectivement Parallèlement à y-y et à x-x).
- Le troisième mode est un mode de torsion.

V.4.1.2.1 Estimation de la période fondamentale de la structure (T)

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

Les formules empiriques à utiliser dans notre cas selon le **RPA99/version 2003** sont

$$T = \min \begin{cases} T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} & \dots\dots\dots (4-6)\dots\dots (1) \\ T = C_T \times h_N^{3/4} & \dots\dots\dots (4-7)\dots\dots(2) \end{cases}$$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$\begin{cases} D_x = 40 \text{ m} \\ D_y = 39.3 \text{ m} \end{cases}$$

h_N hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

$$(N) \quad \Rightarrow \quad h_N = 34 \text{ m}$$

C_T est un coefficient qui est fonction du système de contreventement, du type de remplissage est donné par le tableau 4.6 du RPA99/version2003.

$$\Rightarrow C_T = 0,050$$

$$T = \min \left\{ \begin{array}{l} T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} T_x = 0,09 \times \frac{34}{\sqrt{40}} = 0.48 \text{ s} \\ T_y = 0,09 \times \frac{34}{\sqrt{39.3}} = 0.49 \text{ s} \end{array} \right. \\ T = C_T \times h_N^{3/4} = 0,05 \times 34^{3/4} = 0.70 \text{ s} \end{array} \right.$$

La valeur de T considère dans les deux directions

- Sens (x-x) : $T_x = \min(0,48 ; 0,70) \Rightarrow T_x = 0,48 \text{ s} \Rightarrow 1.3T_x = 0.624$
- Sens (y-y) : $T_y = \min(0,49 ; 0,70) \Rightarrow T_y = 0,49 \text{ s} \Rightarrow 1.3T_y = 0.637$

V.4.1.2.2 Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente

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

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

Avec :

A : coefficient d'accélération suivant la zone sismique et le groupe d'usage = 0.25

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T)

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

(Formule (4.2) RPA 2003)

T1, T2 : périodes caractéristiques associée à la catégorie du site est donnée dans le tableau 4.7 de RPA99/version 2003.

Tableau V.3 : Périodes caractéristiques associée à la catégorie du site.

Site	S1	S2	S3	S4
T₁	0,15	0,15	0,15	0,15
T₂	0,30	0,40	0,50	0,70

Donc :

$$T_2 \leq T_x \leq 3s \Rightarrow D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$$

$$T_2 \leq T_y \leq 3s \Rightarrow D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$$

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

η : facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement différent à 5%)

Dans notre cas l'amortissement =5% $\Rightarrow \eta = 1$ on utilise acier dense

$$\left\{ \begin{array}{l} D_x = 2,16 \\ D_y = 2,13 \end{array} \right.$$

• **R** : Coefficient de comportement global de la structure $R = 3$ (on a utilisé contreventement V)

Q : facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité de contrôle de la construction.

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

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

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

Sa valeur est donnée par le tableau **V.4 (RPA 99/version 2003)**.

Tableau V.4 : facteur de qualité

Les Critères	Pq // xx	Pq // yy
Conditions minimales sur les files de contreventement	0.05	0.05
Redondance en plan	0	0
Régularité en plan	0.05	0.05
Régularité en élévation	0	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0

$$Q_x=1,15 \quad Q_y=1,15$$

W : Poids de la structure, donne par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par le **RPA99 version 2003** avec $(\beta=0,2)$ pour un bâtiment à usage multiple (**Tableau 4.5 RPA99 V2003**).

Sens	A	D	Q	R	W (kn)
x-x	0.25	2.16	1.15	3	99744,6747
y-y	0.25	2.13	1.15	3	99744,6747

Sens	V dynamique(kn)	V(kn)	0.8 V(kn)	Ratio
x-x	17735.652	20647.15	16517.72	0.93
y-y	18697.585	20360.38	16288.30	0.87

Si $v_1 < 0.8$, il faudra augmenter tout les paramètres de la réponse (forces, déplacement, moments,...) dans le rapport $0.8V/v_1$

V.4.1.2.3 Vérification des déplacements inter étages

L'une des vérifications préconisées par le **RPA99 version 2003**, concerne les déplacements latéraux inter- étages, selon l'article 5.10 du **RPA99 version 2003** l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_x^k \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_y^k \leq \bar{\Delta} \quad \text{Avec}$$

$\bar{\Delta}$ est le déplacement admissible

$$\bar{\Delta} = 0.01h_e \quad \text{où} \quad h_e \text{ est la hauteur de l'étage.}$$

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit

$$\delta_x^k = R \cdot \delta_{ex}^k \quad \text{Et} \quad \delta_y^k = R \cdot \delta_{ey}^k$$

δ_e^k : Déplacement due aux forces sismiques E_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement (R=3)

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à

$$\Delta_{ex}^k = \delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1} \quad \text{Et} \quad \Delta_{ey}^k = \delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1}$$

Tableau V.5 : Vérification déplacement inter étages sens X

Etage	Ux (mm)	dr Ux (mm)	δ_e^k (mm)	H etage/100 (mm)	Ratio	Note
10ème	142,922	428,766	42,360	30.6	138,43%	Non Vérifier
9 ème	128,802	386,406	46,110	30.6	150,69%	Non Vérifier
8ème	113,432	340,296	48,024	30.6	156,94%	Non Vérifier
7ème	97,424	292,272	49,347	30.6	161,26%	Non Vérifier
6ème	80,975	242,925	48,984	30.6	160,08%	Non Vérifier
5ème	64,647	193,941	46,164	30.6	150,86%	Non Vérifier
4ème	49,259	147,777	42,000	30.6	137,25%	Non Vérifier
3 ème	35,259	105,777	35,868	30.6	117,22%	Non Vérifier
2 ème	23,303	69,909	45,246	30.6	147,86%	Non Vérifier
1ere	13,965	41,895	24,663	30.6	80,60%	Vérifier
RDC	5,744	17,232	17,232	34	50,68%	Vérifier

Tableau V.6 : Vérification déplacement inter étages sens Y

Etage	Uy (mm)	dr Uy (mm)	δ_e^k (mm)	H étage/100 (mm)	Ratio	Note
10ème	140,83	422,490	35,196	30.6	115,02%	Non Vérifier
9 ème	129,098	387,294	39,519	30.6	129,15%	Non Vérifier
8ème	115,925	347,775	42,570	30.6	139,12%	Non Vérifier
7ème	101,735	305,205	47,976	30.6	156,78%	Non Vérifier
6ème	85,743	257,229	45,186	30.6	147,67%	Non Vérifier
5ème	70,681	212,043	43,893	30.6	143,44%	Non Vérifier
4ème	56,05	168,150	41,139	30.6	134,44%	Non Vérifier
3 ème	42,337	127,011	36,489	30.6	119,25%	Non Vérifier
2 ème	30,174	90,522	60,282	30.6	197,00%	Non Vérifier
1ere	19,122	57,366	30,240	30.6	98,82%	Vérifier
RDC	9,042	27,126	27,126	34	79,78%	Vérifier

Les déplacements ne sont pas vérifiés donc on pas pour 3eme model

V.4.1.3 Modèle final

Pour cette étape on augmente la section des poteaux (HEB 550 pour RDC ,1^{er} et 2eme étage), HEB500 pour les niveaux (3 ,4 et 5ème), HEB450 pour les niveaux (6,7 et 8ème) et HEB400 pour les niveaux (9 ,10ème)

Est pour les poutres secondaire IPE300 et IPE400 pour les poutres principales

Est en V :

- Doubles UPN300 pour (RDC, 1^{er} étage, 2eme étage)

- Doubles UPN280 pour (3, 4, 5eme étage)
- Doubles UPN240 pour (6, 7, 8, 9, 10eme étage)
- HEB260 pour noyau central

Indiqué dans la figure ci-dessous.

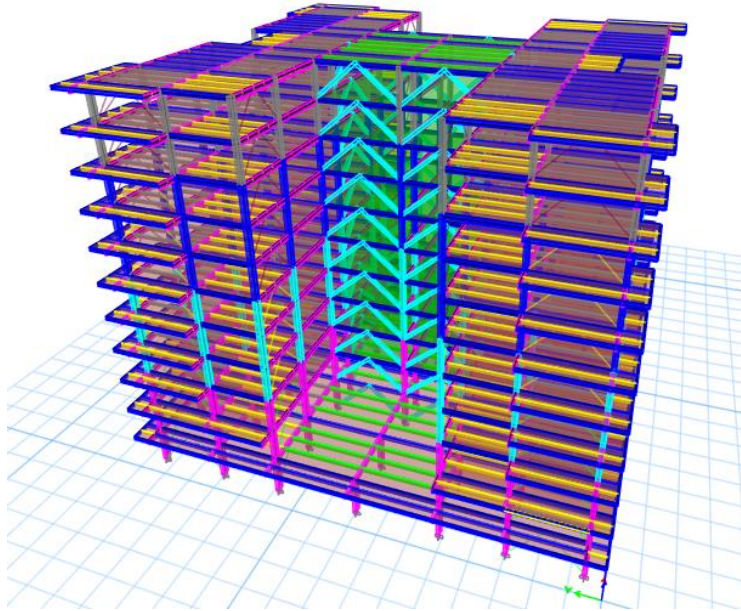


Figure V.6 : Structure en 3D

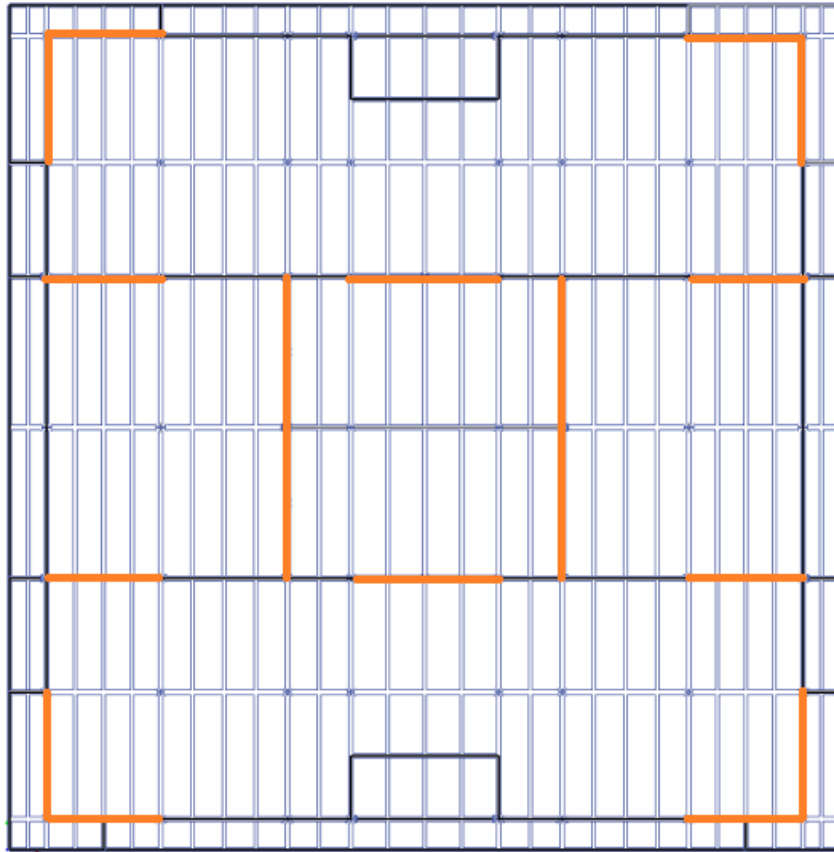


Figure V.7 : Vu en plant

d- Les résultats de l'étape 2

L'analyse dynamique de la structure a conduit à

Une période fondamentale $T=0.89$ s

- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à x-x
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à y-y
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

Tableau V.7 : Valeurs des modes propres

Modes	Période (s)	ΣU_x	ΣU_y	Masse Modale UX	Masse Modale UY
1	0,892	0,6695	4,223E-05	0,6695	4,223E-05
2	0,883	0,6695	0,6943	4,11E-05	0,6943
3	0,77	0,6699	0,6943	0,0004	0
4	0,266	0,6699	0,8966	0	0,2023
5	0,254	0,8693	0,8966	0,1994	0

6	0,228	0,8695	0,8966	0,0002	0
7	0,141	0,8695	0,9604	0	0,0638
8	0,132	0,9415	0,9604	0,072	0

e- Constatations

- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8^{ème} mode.
- Le premier mode et second mode sont des modes de translation (respectivement Parallèlement à y-y et à x-x).
- Le troisième mode est mode de torsion.

V.4.1.3.1 Estimation de la période fondamentale de la structure (T)

La valeur de T considère dans les deux directions

- Sens (x-x) : $T_x = \min(0,48 ; 0,70) \Rightarrow T_x = 0,48 \text{ s} \Rightarrow 1.3T_x = 0.624$
- Sens (y-y) : $T_y = \min(0,49 ; 0,70) \Rightarrow T_y = 0,49 \text{ s} \Rightarrow 1.3T_y = 0.637$

T=0.89 > Tx, Ty

Donc : $T^2 \leq T_x \leq 3s \Rightarrow D_x = 2.5\eta \left(\frac{T^2}{T}\right)^{2/3}$
 $T^2 \leq T_y \leq 3s \Rightarrow D_y = 2.5\eta \left(\frac{T^2}{T}\right)^{2/3}$

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

η : facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement différent à 5%)

Dans notre cas l'amortissement =5% ⇒ η = 1

$$\left\{ \begin{array}{l} D_x = 2,16 \\ D_y = 2,13 \end{array} \right.$$

W : Poids de la structure, donne par l'équation (G+βQ) imposée par le **RPA99 version 2003** avec (β=0,2) pour un bâtiment à usage habitation (**Tableau 4.5 RPA99 V2003**).

Sens	A	D	Q	R	W (KN)
x-x	0.25	2.16	1.15	3	95484,9878
y-y	0.25	2.13	1.15	3	95484,9878

Sens	V dynamique	V	0.8 V	Ratio
x-x	18478,77	17903.43	14322.75	0,78
y-y	19096,80	16113.09	12890.47	0.68

V.4.1.3.2 Vérification des déplacements inter étages

L'une des vérifications préconisées par le **RPA99 version 2003**, concerne les déplacements latéraux inter- étages, selon l'article 5.10 du **RPA99 version 2003** l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_x^k \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_y^k \leq \bar{\Delta} \quad \text{Avec}$$

$\bar{\Delta}$ est le déplacement admissible

$$\bar{\Delta} = 0.01h_e \quad \text{où} \quad h_e \text{ est la hauteur de l'étage.}$$

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit

$$\delta_x^k = R \cdot \delta_{ex}^k \quad \text{Et} \quad \delta_y^k = R \cdot \delta_{ey}^k$$

δ_e^k : Déplacement due aux forces sismiques E_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement (R=3)

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à

$$\Delta_{ex}^k = \delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1} \quad \text{Et} \quad \Delta_{ey}^k = \delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1}$$

Tableau V.8 : Vérification déplacement inter étages sens X

Etage	Ux (mm)	dr Ux (mm)	δ_e^k (mm)	H etage/100 (mm)	Ratio	Note
10ème	88,303	264,909	24,495	30.6	80,05%	Vérifier
9 ème	80,138	240,414	26,988	30.6	88,20%	Vérifier
8ème	71,142	213,426	28,329	30.6	92,58%	Vérifier
7ème	61,699	185,097	29,469	30.6	96,30%	Vérifier
6ème	51,876	155,628	29,829	30.6	97,48%	Vérifier
5ème	41,933	125,799	28,380	30.6	92,75%	Vérifier
4ème	32,473	97,419	26,952	30.6	88,08%	Vérifier
3 ème	23,489	70,467	24,456	30.6	79,92%	Vérifier
2 ème	15,337	46,011	20,433	30.6	66,77%	Vérifier
1ere	8,526	25,578	15,879	30.6	51,89%	Vérifier
RDC	3,233	9,699	9,699	34	28,53%	Vérifier

Tableau V.9 : Vérification déplacement inter étages sens y

Etage	Uy (mm)	dr Uy (mm)	δ_e^k (mm)	H étage/100 (mm)	Ratio	Note
10ème	86,26	258,780	22,509	30.6	73,56%	Vérifier
9 ème	78,757	236,271	24,870	30.6	81,27%	Vérifier
8ème	70,467	211,401	26,295	30.6	85,93%	Vérifier
7ème	61,702	185,106	27,387	30.6	89,50%	Vérifier
6ème	52,573	157,719	27,801	30.6	90,85%	Vérifier
5ème	43,306	129,918	27,501	30.6	89,87%	Vérifier
4ème	34,139	102,417	26,133	30.6	85,40%	Vérifier
3 ème	25,428	76,284	24,105	30.6	78,77%	Vérifier
2 ème	17,393	52,179	21,237	30.6	69,40%	Vérifier
1ere	10,314	30,942	17,451	30.6	57,03%	Vérifier
RDC	4,497	13,491	13,491	34	39,68%	Vérifier

V.4.1.3.3 Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ (les effets du second ordre)

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 :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,1$$

Avec

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

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

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

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

h_k : Hauteur d'étage 'k' comme indique-la figure.

Tableau V.10 : justifications vis-à-vis de l'effet p- Δ (sens X-X)

Etage	Pk(kn)	Δk	Vk	Hk	Θ	Note
10 ^{ème}	9649,7605	24,495	4030,1195	3060	1,92	Vérifier
9 ^{ème}	17614,3986	26,988	6952,6055	3060	2,23	Vérifier
8 ^{ème}	25620,5492	28,329	9362,0533	3060	2,53	Vérifier
7 ^{ème}	33626,6999	29,469	11397,1145	3060	2,84	Vérifier
6 ^{ème}	41632,8505	29,829	13114,3245	3060	3,09	Vérifier
5 ^{ème}	49689,9117	28,380	14554,4139	3060	3,17	Vérifier
4 ^{ème}	57751,0388	26,952	15762,5767	3060	3,23	Vérifier
3 ^{ème}	65812,166	24,456	16735,3265	3060	3,14	Vérifier
2 ^{ème}	73905,2914	20,433	17470,3213	3060	2,82	Vérifier
1 ^{ere}	83183,8122	15,879	18060,0204	3060	2,39	Vérifier
RDC	95484,9878	9,699	18478,7548	3400	1,47	Vérifier

Tableau V.11 : justifications vis-à-vis de l'effet p- Δ (sens Y-Y)

Etage	Pk(kn)	Δk	Vk	Hk	Θ	Note
10 ^{ème}	9649,7605	22,509	3995,8968	3060	1,78	Vérifier
9 ^{ème}	17614,3986	24,870	6953,0156	3060	2,06	Vérifier
8 ^{ème}	25620,5492	26,295	9420,4104	3060	2,34	Vérifier
7 ^{ème}	33626,6999	27,387	11511,8708	3060	2,61	Vérifier
6 ^{ème}	41632,8505	27,801	13288,109	3060	2,85	Vérifier
5 ^{ème}	49689,9117	27,501	14793,5167	3060	3,02	Vérifier
4 ^{ème}	57751,0388	26,133	16059,8654	3060	3,07	Vérifier
3 ^{ème}	65812,166	24,105	17098,4191	3060	3,03	Vérifier
2 ^{ème}	73905,2914	21,237	17907,1715	3060	2,86	Vérifier
1 ^{ere}	83183,8122	17,451	18574,4213	3060	2,55	Vérifier
RDC	95484,9878	13,491	19096,7923	3400	1,98	Vérifier

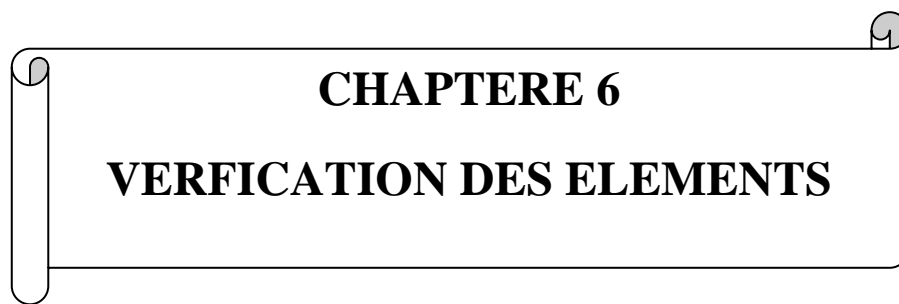
Conclusion

Vu les résultats obtenus, les conditions θ_x et $\theta_y \leq 0,1$ sont satisfaites, d'où l'effet P- Δ peut être négligé.⁷

V.5 Conclusion

Les étapes de vérification suivies pour définir le modèle final étaient de

- Déterminer les modes propres de telle sorte que le 1^{ère} et 2^{ème} translation, la 3^{ème} torsion pour avoir plus de sécurité.
- Vérifier l'effort tranchant à la base obtenue par l'approche statique équivalente est spécifié comme l'effort tranchant minimal à la base, avec l'amplification de ce obtenu par l'analyse dynamique qui est ajustée par rapport à la valeur obtenue par le calcul statique équivalent s'il été inférieur.
- Vérifier l'effet P- Δ pour la stabilité de structure.



CHAPTERE 6
VERFICATION DES ELEMENTS

VI.1 Introduction

Après avoir fait le choix de la structure porteuse du bâtiment (poteaux, poutres) on dimensionne chaque élément à partir des conditions suivantes

Vérification faite selon la condition de résistance.

VI.2 Vérification des poutres

Les poutres principales sont des éléments structuraux, qui supporte les charges des planchers et les transmettent aux poteaux, elles sont sollicitées principalement par un moment fléchissant.

VI.2.1 Poutre principale :

On prend un IPE 400.

D'après le Logiciel ETABS, on prend la valeur G+Q+EX

Le moment et l'effort tranchant sollicitant ont pour valeurs

$$M_{sd} = 302.74 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd} = 224.55 \text{ KN}$$

➤ Vérification de la résistance

On doit vérifier que $M_{sd} < M_{plrd}$

• Largeur de la dalle

$$b_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 2 \times L_0 / 8 \dots\dots\dots L : \text{longueur libre d'une poutre simplement appuie} \\ b \dots\dots\dots \text{Entraxe entre les poutres} \end{array} \right.$$

$$b_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 2 \times L_0 / 8 = 2 \times 7 / 8 = 1.75 \text{ m} \\ b = 7.15 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$\text{Donc} \longrightarrow b_{eff} = 1.75 \text{ m}$$

➤ Position de l'axe neutre plastique

- $R_{\text{béton}} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{eff} \times h_c = 0,57 \times 25 \times 1750 \times 80 \times 10^{-3} = 1995 \text{ kN}$

- $R_{\text{Acier}} = 0,95 \times f_y \times A_0 = 0,95 \times 275 \times 8446 \times 10^{-3} = 2206.51 \text{ kN}$

$$R_{\text{béton}} < R_{\text{Acier}}$$

$$A_w = 0.95 \times f_y \times A_{vz} = 0.95 \times 275 \times 4269 \times 10^{-3}$$

$$A_w = 1115.27 \text{ kN}$$

$$R_{\text{béton}} > R_w$$

Axe neutre se trouve dans l'âme de profilé IPE400. Donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{plrd} = R_a \times \left(\frac{ha}{2}\right) + R_b \times \left(\frac{hc}{2} + hp\right)$$

$$M_{plrd} = 2206.51 \times \left(\frac{400}{2}\right) + 1995 \times \left(\frac{80}{2} + 40\right) = 600.908 \text{KN}$$

$$M_{sd} = 302.74 \text{ kN.m} < M_{plrd} = 600.908 \text{ KN.m} \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que $V_{sd} \leq V_{plrd}$

$$V_{plrd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{275 \times 4269}{\sqrt{3} \times 1} 10^{-3} = 677.79 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 224.55 \text{ kN} < V_{plrd} = 677.79 \text{ kN}$$

La condition est vérifiée

➤ **Vérification de l'interaction de l'effort tranchant**

$$V_{sd} = 224.55 \text{ KN} < 0.5 V_{plrd} = 338.895 \text{KN} \quad \text{La condition est vérifiée}$$

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

VI.2.2 Poutre secondaire :

On prend un IPE 300.

D'après le Logiciel **ETABS**, on prend la valeur ELU

Le moment et l'effort tranchant sollicitant ont pour valeurs

$$M_{sd} = 190.525 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd} = 26.638 \text{ KN}$$

➤ **Largeur de la dalle**

$$b_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 2 \times L_0 / 8 \dots\dots\dots L : \text{longueur libre d'une poutre simplement appuie} \\ b \dots\dots\dots \text{Entraxe entre les poutres} \end{array} \right.$$

$$b_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 2 \times L_0 / 8 = 2 \times 6 / 8 = 1.5 \text{m} \\ b = 5.7 \text{ m} \end{array} \right.$$

Donc \longrightarrow $b_{eff} = 1.5$

➤ **Position de l'axe neutre plastique**

- $R_{b\acute{e}ton} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{eff} \times h_c = 0,57 \times 25 \times 1500 \times 80 \times 10^{-3} = 1710 \text{ kN}$

- $R_{Acier} = 0,95 \times f_y \times A_0 = 0,95 \times 275 \times 5380 \times 10^{-3} = 1405.525 \text{ kN}$

$$R_{béton} > R_{Acier}$$

Axe neutre se trouve dans la dalle de béton. Donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est

$$M_{plrd} = R_a \times \left[\left(\frac{ha}{2} \right) + hc + hp - \left(\frac{Ra \times hc}{2Rb} \right) \right]$$

$$M_{plrd} = R_a \times \left[\left(\frac{300}{2} \right) + 80 + 40 - \left(\frac{Ra \times 80}{2Rb} \right) \right] = 237.122$$

$$M_{pl,rd} > M_{sd} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$r = \frac{190.525}{237.122} = 0.803$$

$$V_{plrd} = \frac{fyAv}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{275 \cdot 2570}{\sqrt{3} \cdot 1} 10^{-3} = 408.04 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 26.638 \text{ kN} < V_{plrd} = 408.04 \text{ kN}$$

➤ **Vérification de l'interaction de l'effort tranchant**

$$V_{sd} = 26.638 \text{ kN} < 0.5V_{plrd} = 204.02 \text{ kN} \quad \text{La condition est vérifiée}$$

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

VI.3 Vérification des poteaux :

Les poteaux sont des éléments qui travaillent principalement à la compression et à la flexion et cela par les charges du plancher et des efforts horizontaux, donc les poteaux sont dimensionnés à la flexion composée.

Vérification des poteaux

D'après le Logiciel ETABS, on prend les valeurs de charges les plus importantes pour les poteaux du **1^{er} étage** sous la combinaison la plus défavorable

➤ **Vérification du flambement**

Les éléments sollicités en flexion et en compression axiale doivent satisfaire à la condition suivante

$$\frac{N_{sd}}{x_{min} \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}} + K_y \times \frac{M_{sdy}}{W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}} + K_z \times \frac{M_{sdz}}{W_{plz} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}} \leq 1$$

Avec :

$$N_{sd} = 8071.81 \text{ kN} \quad (\text{compression})$$

Msd_y cor = 21.25 kN.m

Msd_z cor = -44.086 kN.m

Détermination de la longueur de flambement (nœud fixe)

$$\frac{L_f}{L_0} = \sqrt{\frac{1 - 0.2(\eta_1 + \eta_2) - 0.12(\eta_1\eta_2)}{1 - 0.8(\eta_1 + \eta_2) + 0.6(\eta_1\eta_2)}}$$

η_1 et η_2 : Facteurs de distribution pour poteaux continus.

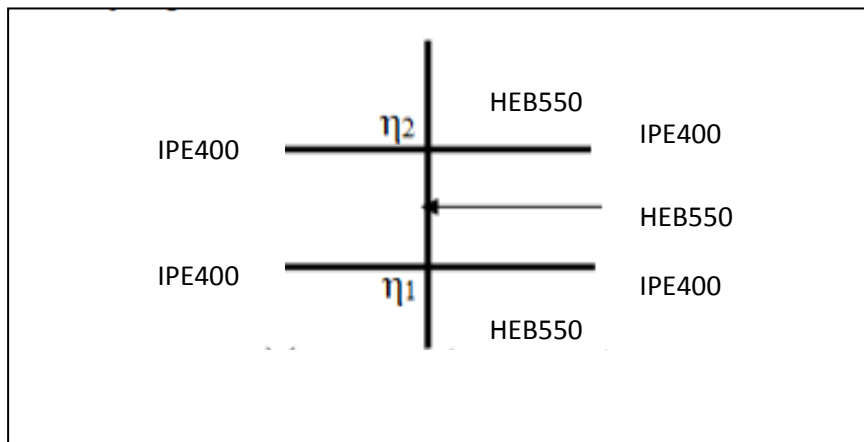


Figure VI.1 : Facteurs de distribution de rigidité.

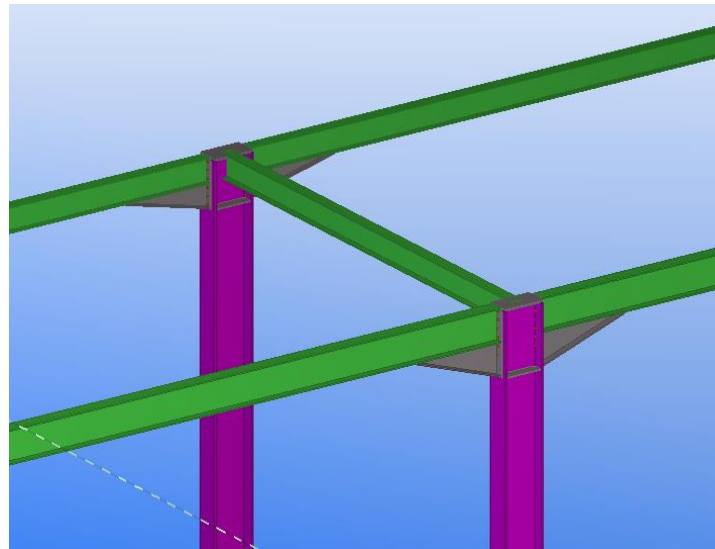


Figure VI.2 : Vu 3d de nœud

$$\eta_1 = \frac{\sum K_{poteaux}}{\sum K_{poteaux} + \sum K_{poutres}} \quad \eta_2 = \frac{\sum K_{poteaux}}{\sum K_{poteaux} + \sum K_{poutres}}$$

Avec

$K_{poteaux}$: sont les rigidités des poteaux = I / H

K_{poutre} : rigidité des poutres = I / L

(y-y)

$$K_{poteaux1} = \frac{136700}{340} = 402.058 \text{ cm}^3$$

$$K_{poteaux2} = 402.058 \text{ cm}^3$$

$$K_{poutre1} = \frac{23130}{700} = 33.04 \text{ cm}^3$$

$$K_{poutre2} = 33.04 \text{ cm}^3$$

$$\eta_2 = \frac{402.058 + 402.058}{33.04 + 33.04 + 402.058 + 402.058} = 0.924$$

$\eta_1 = 0$ (encastrement)

$$\frac{Lfy}{L} = \frac{1 + 0.145(\eta_1 + \eta_2) + 0.265(\eta_1 * \eta_2)}{2 - 0.364(\eta_1 + \eta_2) - 0.247(\eta_1 * \eta_2)}$$

$$\frac{Lfy}{L} = \frac{1 + 0.145(0.924)}{2 - 0.364(0.924)} = 0.681$$

$$Lfy = 0.681 \times L$$

$$Lfy = 0.681 \times 3.4$$

$$Lfy = 2.315$$

(z-z) (nœud fix)

$$K_{poteaux1} = \frac{10380}{340} = 30.529 \text{ cm}^3$$

$$K_{poteaux2} = 30.529 \text{ cm}^3$$

$$K_{poutre1} = \frac{1318}{700} = 1.88 \text{ cm}^3$$

$$K_{poutre2} = 1.88 \text{ cm}^3$$

$$\eta_2 = \frac{30.529 + 30.529}{30.529 + 30.529 + 1.88 + 1.88} = 0.941$$

$\eta_1 = 0$ (encastrement)

$$\frac{Lfz}{L} = \frac{1+0.145(\eta_1+\eta_2)+0.265(\eta_1 \times \eta_2)}{2-0.364(\eta_1+\eta_2)-0.247(\eta_1 \times \eta_2)}$$

$$\frac{Lfz}{L} = \frac{1+0.145(0.941)}{2-0.364(0.941)} = 0.685$$

$$Lfz = 0.685 \times L$$

$$Lfz = 0.685 \times 3.4$$

$$Lfz = 2.329 \text{ m}$$

$$L_{fy} = 2.315 \text{ m}$$

$$L_{fz} = 2.329 \text{ m}$$

✓ **Calcul de χ_{\min}**

$$\lambda_y = \frac{Lf_y}{i_y} = \frac{231.5}{23.2} = 9.97$$

$$\lambda_z = \frac{Lf_z}{i_z} = \frac{232.9}{7.18} = 32.43$$

Avec

$\beta_A = 1$ Pour les sections transversales de classe 1, 2 ou 3.

$$\lambda_1 = 93,9 \varepsilon \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.924$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_A} = \frac{9.97}{93.91 \times 0.924}$$

$$\bar{\lambda}_y = 0.114 < 0.2$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_A} = \frac{32.43}{93.91 \times 0.924}$$

$$\bar{\lambda}_z = 0.373 > 0.2$$

$$\frac{h}{b} = \frac{550}{300} = 1.83 \quad t_f = 23 < 40$$

(y-y) \Rightarrow courbe de flambement (a) $\Rightarrow \alpha = 0.21$

(z-z) \Rightarrow courbe de flambement (b) $\Rightarrow \alpha = 0.34$

$$= 0.49 \quad \text{CCM97.tab.5.5.1} \quad \left\{ \begin{array}{l} \phi_y = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2] = 0,5[1 + 0,21(0,114 - 0,2) + 0,114^2] \\ \phi_z = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0,5[1 + 0,34(0,373 - 0,2) + 0,373^2] \end{array} \right.$$

$$= 0.598$$

$$\chi_y = \frac{1}{(\phi_y + \sqrt{(\phi_y^2 - \lambda_y^2)})} = \frac{1}{(0,49 + \sqrt{(0,49^2 - 0,114^2})} = 1,034 > 1$$

$$\chi_z = \frac{1}{(\phi_z + \sqrt{(\phi_z^2 - \lambda_z^2)})} = \frac{1}{(0,598 + \sqrt{(0,598^2 - 0,373^2})} = 0,939 < 1$$

$$X_{\min} = \min\{\chi_y; \chi_z\} = \min\{1,034; 0,939\} = 0,939$$

• Calcul de K_y et K_z

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{X \times A \times f_y / 1,1} < 1,5$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{X \times A \times f_y / 1,1} < 1,5$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \beta_{m_y} - L_y) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ply}} = 0,114(2 \times 2,329 - 2,315) + \frac{5591 - 4970,9}{5591}$$

$$\mu_y = 0,37 < 0,9$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2 \beta_{m_z} - L_z) + \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{plz}} = 0,373(2 \times 1,74 - 2,329) + \frac{1341 - 872}{1341}$$

$$\mu_z = 0,78 < 0,9$$

β_{m_y} et β_{m_z} Facteurs de moment uniforme équivalent pour le flambement.

$$\beta_{M_y \phi} = 1,8 - 0,7 \phi \text{ Avec } \phi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}}$$

$$\phi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}} = \frac{21,25}{-28,10} = -0,756 \rightarrow \beta_{M_y \phi} = 2,329$$

$$\beta_{M_z \phi} = 1,8 - 0,7 \phi$$

$$\phi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}} = \frac{-3,95}{-44,086} = 0,090 \rightarrow \beta_{m_z} = 1,74$$

$$K_y = 1 - \frac{0,37 \times 8071,81 \times 10^3}{0,939 \times 245 \times 10^2 \times 275 / 1,1} = 0,48 < 1,5$$

$$K_z = 1 - \frac{0,78 \times 2712 \times 10^3}{0,939 \times 245 \times 10^2 \times 275 / 1,1} = 0,63 < 1,5$$

$$\frac{N_{sd}}{X \times A \times \frac{f_y}{1,1}} + K_y * \frac{M_{y sd}}{W_{ply} \times \frac{f_y}{1,1}} + K_z * \frac{M_{z sd}}{W_{plz} \times \frac{f_y}{1,1}} < 1$$

$$\frac{6371,81 \times 10^3}{0,939 \times 245 \times 10^2 \times \frac{275}{1,1}} + 0,48 \times \frac{21,25 \times 10^6}{5591 \times 10^3 \times \frac{275}{1,1}} + 0,63 \times \frac{44,086 \times 10^6}{1341 \times 10^3 \times \frac{275}{1,1}} = 0,97 < 1$$

La Condition Vérifiée.

On adopte le profilé **HEB 550** pour les poteaux du 1^{er} étage.

- Remarque

Les mêmes étapes seront suivies pour les vérifications des autres poteaux, les résultats sont regroupés dans le tableau suivant

- Cas 1 N_{sd}^{max} :

Tableau VI.1 : Résistance des poteaux pour N_{sd}^{max} , M_{sdy}^{cor} , M_{sdz}^{cor}

Niveau étage	combinaison	Profilé	N_{sd} (kN)	M_{sdy} (kN.m)	M_{sdz} (kN.m)	χ_{min}	ratio
9 ^{ème}	13.5G+1.5Q	HEB 400	742.83	163.53	0.149	1	0.355
6 ^{ème}	G+Q+EY	HEB 450	1991.45	-74.48	-47.036	1	0.576
3 ^{ème}	G+Q+EY	HEB 500	4664.20	-54.45	-42.93	0.935	0.961
RDC	G+Q+EY	HEB 550	6371.81	21.25	-44.086	0.939	0.97

- Cas 2 M_{sdy}^{max} :

Tableau VI.2 : Résistance des poteaux pour M_{sdy}^{max} , M_{sdz}^{cor} , N_{sd}^{cor}

Niveau étage	combinaison	Profilé	N_{sd} (kN)	M_{sdy} (kN.m)	M_{sdz} (kN.m)	χ_{min}	ratio
9 ^{ème}	G+Q+EX	HEB 400	547.26	-226.56	-0.0013	1	0.354
6 ^{ème}	G+Q+EX	HEB 450	1434.84	-278.78	-0.299	0.919	0.502
3 ^{ème}	G+Q+EX	HEB 500	2269.30	-277.69	-0.316	0.917	0.619
RDC	G+Q+EX	HEB 550	368.46	-263.36	-0.81	1	0.232

- Cas 2 M_{sdz}^{max} :

Tableau VI.3 : Résistance des poteaux pour M_{sdz}^{max} , M_{sdy}^{cor} , N_{sd}^{cor}

Niveau étage	combinaison	Profilé	N_{sd} (kN)	M_{sdy} (kN.m)	M_{sdz} (kN.m)	χ_{min}	ratio
9 ^{ème}	0.8G+EY	HEB 400	311.94	25.28	-52.61	1	0.272
6 ^{ème}	0.8G+EY	HEB 450	944.26	43.6	-59.76	1	0.433
3 ^{ème}	G+Q+EY	HEB 500	1741.60	43.04	-52.85	0.936	0.545
RDC	G+Q+EY	HEB 550	365.82	-11.98	-47.34	1	0.176

➤ **Vérification du déversement**

Les éléments à section transversale pour lesquels le déversement représente un mode potentiel de ruine doivent également satisfaire à la condition suivante :

$$\bar{\lambda} Lt = \sqrt{\frac{\beta w \times w_{ply} \times f_y}{M_{cr}}}$$

✓ **Poteau HEB 550(RDC)**

$M_{cr} = 9789.047 \text{ kN.m}$ (obtenu de ETABS)

$$\bar{\lambda} Lt = \sqrt{\frac{1 \times 5591 \times 10^3 \times 275}{8789.05 \times 10^6}} = 0.39 < 0.4 \quad \text{CV}$$

• **Remarque**

Les mêmes étapes seront suivies pour les vérifications des autres poteaux, les résultats sont regroupés dans le tableau suivant.

Tableau VI.4 : déversement des poteaux.

Niveau étage	M_{cr} (kN.m)	$\bar{\lambda} Lt$	Condition
9 ^{ème}	11608.58	0.27<0.4	Vérifier
6 ^{ème}	7858.90	0.37<0.4	Vérifier
3 ^{ème}	9504.83	0,37<0.4	Vérifier
RDC	8789.05	0.39<0.4	Vérifier

• **Conclusion**

En prendre les choix finals des profilés comme tableau suivant :

Tableau VI.5 : Les profilés finaux.

Niveau étage	Profilé
10 ^{ème}	HEB 400
9 ^{ème}	HEB 400
8 ^{ème}	HEB 450
7 ^{ème}	HEB 450
6 ^{ème}	HEB 500
5 ^{ème}	HEB 500
4 ^{ème}	HEB 500
3 ^{ème}	HEB 500
2 ^{ème}	HEB 550
1 ^{er}	HEB 550
RDC	HEB550

VI.4 Dimensionnement des contreventements

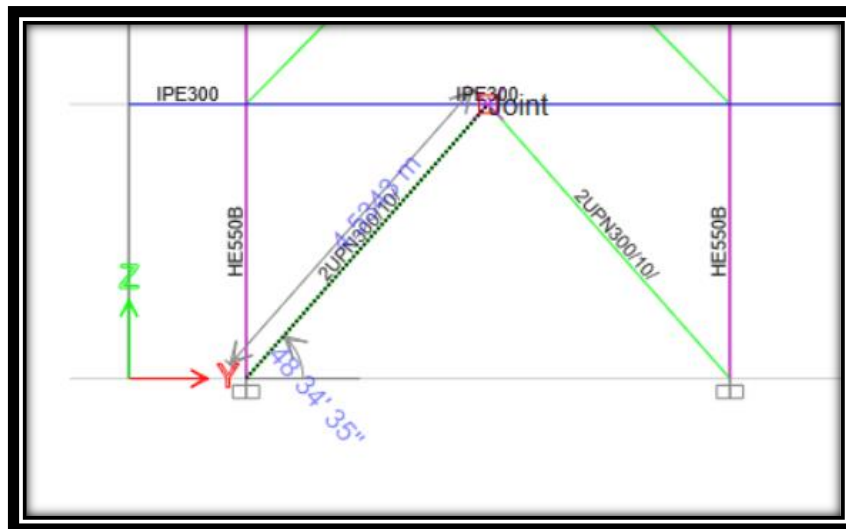


Figure VI.3 : Schéma des contreventements.

VI.4.1 Dimensionnement des contreventements

Les efforts sollicitant les plus défavorables calculés par le logiciel sous la combinaison

$G + Q + 1,25E_y$

$N_{sd} = 2050.27 \text{ kN}$

Le profilé choisit 2UPN 300

➤ Vérifications à la traction simple

Il faut vérifier que $N_{sd} \leq N_{pl,Rd}$

$$N_{plrd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{2 \times 117.5 \times 10^2 \times 275}{1.1} \times 10^{-3} \text{ kN} = 5875 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 2050.27 \text{ kN} < N_{pl,Rd} = 5875 \text{ Kn Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérifications à la compression simple**

$$\text{Il faut vérifier que } N_{sd} \leq N_R = \chi \frac{\beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec

$$\beta_A = 1 \text{ Pour les sections classe 1 et 2.}$$

$$\gamma_{M1} = 1,1$$

X Facteur de réduction pour le déversement.

$$f_y = 275 \text{ MPa}$$

$$L = l_f = 4.534 \text{ m}$$

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{4534}{2 \times 116.8} = 19.41$$

$$\lambda_z = \frac{l_{fz}}{i_z} = \frac{4534}{2 \times 43.1} = 52.60$$

$$\lambda = \max \{ \lambda_y, \lambda_z \} = 52.60$$

Choix de la courbe de flambement (**CCM97.Tab 5.5**)

$$\Rightarrow \text{Courbe de flambement c} \Rightarrow \alpha = 0,49$$

$$\bar{\lambda} = (52.6/93.9) = 0.56$$

$$\phi = 0,5 [1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = 0,5 [1 + 0,49(0,56 - 0,2) + 0,56^2] = 0,745$$

$$\chi = \frac{1}{(\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2})} = \frac{1}{(0,745 + \sqrt{(0,745^2 - 0,56^2})} = 0.81 < 1$$

$$N_{sd} = 2050.27 \text{ kN} < N_{bRd} = 4758.75 \text{ kN Condition vérifiée}$$

A decorative border resembling a scroll, with a vertical strip on the left and rounded ends on the top and right, framing the chapter title.

CHAPITRE 7
CALCUL ET VERIFICATION DES
ASSEMBLAGES

VII.1 Introduction

La conception et le calcul des assemblages revêtent, en construction métallique, une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces pour la sécurité finale de la construction.

En effet, les assemblages constituent des points de passage obligé pour les sollicitations régnant dans les différents composants structurels en cas de défaillance d'un assemblage, c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est remis en cause.

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer de sollicitation parasites notamment la torsion.

On distingue parmi les assemblages

- Les assemblages articulés.
- Les assemblages encastés (rigides).

Les principaux modes d'assemblage

- Le rivetage.
- Le boulonnage.
- Le soudage.
- Le collage.

VII.2 Calcul des assemblages

VII.2.1 Assemblage Poteau –Poutre (HEA450-IPE400) :

➤ Vérification manuelle

VII.2.1.1 Efforts sollicitant

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison $G + Q + 1.5Ex$

$$M_{sd} = 313.36 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd} = 229.99 \text{ kN}$$

VII.2.1.2 Calcule de la soudure platine-poutre IPE400

➤ Calcule de l'épaisseur du cordon sur la semelle

$$L1=180 \text{ mm}, L2=85.70 \text{ mm}, L3=373 \text{ mm}$$

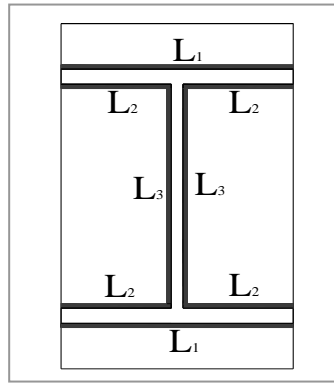


Figure VII.1 Assemblage soudé poutres –platine.

h : la hauteur du profilé.

- La nuance d'acier utilisé est S275 donc
$$\begin{cases} \beta_w = 1 \\ \gamma_{mw} = 1.1 \\ f_u = 430 \end{cases}$$

La longueur totale des cordons de soudure de la semelle $l_1 = 180 \text{ mm}$

$$a_s > \frac{\sqrt{2} \times M_{sd} \times \gamma_{mw}}{L_1 \times f_u \times h}$$

$$a_s > \frac{\sqrt{2} \times 313.36 \times 10^6 \times 1.1}{180 \times 430 \times 400} = 15.74 \text{ mm}$$

On prend $a_s = 16 \text{ mm}$

- **Calcul de l'épaisseur du cordon sur l'âme**

$$a_w > \frac{\sqrt{3} \times V_{sd} \times \gamma_{mw} \times \beta_w}{L_3 \times f_u \times h}$$

$$a_w > \frac{\sqrt{3} \times 229.99 \times 10^3 \times 1 \times 1.1}{180 \times 430 \times 400} = 1.41 \text{ mm}$$

On prend $a_w = 5 \text{ mm}$

On prend une valeur commune $a = 12 \text{ mm}$

VII.2.1.3 Choix de diamètre du boulon

Epaisseur de la platine : $é_p = 20 \text{ mm}$

- $t \leq 10 \text{ mm}$ $d = (12 ; 14) \text{ mm}$
- $10 \leq t \leq 25 \text{ mm}$ $d = (16 ; 20 ; 24) \text{ mm}$
- $t \geq 25 \text{ mm}$ $d = (24 ; 27 ; 30) \text{ mm}$

On à l'épaisseur de la platine $t = 20 \text{ mm}$ alors on prend $\emptyset = 18 \text{ mm}$.

VII.2.1.4 Détermination du nombre de boulons nécessaires

En choisie nombre des boulons 14 HR de M18 de diamètre et de classe 10.9

Condition de la résistance au cisaillement des boulons

$$F_{v,sd} \leq F_{v,rd} \quad F_{v,rd} = \frac{V_{sd}}{n}$$

$$F_{v,rd} = 0,5 f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{Mb}$$

$$0,5 \times A_s \times f_{ub} > \frac{V_{sd} \times \gamma_{Mb}}{5}$$

$$0,5 \times 192 \times 1000 > \frac{229,99 \times 10^3 \times 1,1}{14}$$

96 KN > 180.70. KN condition verifier

On prend n= 14 (boulons) HR $\left\{ \begin{array}{l} n_2 = 2 \text{ (nombre de file)} \\ n_1 = 7 \text{ (nombre des boulons par ranger)} \end{array} \right.$

➤ Disposition constructive

On a l'épaisseur de la platine égale à 20 mm alors on prend deux files de 7 boulons HR de diamètre $\emptyset = 18$ mm, classe 10.9

• Distance entre axe des boulons

$$d_0 = \emptyset + 2 = 18 + 2 = 20 \text{ mm.}$$

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \Rightarrow 24 \text{ mm} \leq e_1 \leq \text{MAX} (240 \text{ mm}, 150 \text{ mm})$$

$$2,2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \Rightarrow 44\text{mm} \leq p_1 \leq \text{Min} (280\text{mm}, 200 \text{ mm}) \text{ (EC3.art.6.5.1.4)}$$

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \Rightarrow 30 \text{ mm} \leq e_2 \leq \text{Max} (240 \text{ mm}, 150 \text{ mm})$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \Rightarrow 60 \text{ mm} \leq p_2 \leq \text{Min} (280 \text{ mm}, 200 \text{ mm})$$

A_s : L'aire de la section du boulon.

$$A_s = 192 \text{ mm}^2.$$

$$N_6 = 311.89 \text{ KN} < 2 \times (0.7 \times 1000 \times 192) \times 10^{-3} = 268.8 \text{ KN}$$

Donc la condition est vérifiée

➤ La résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant

Condition à vérifier : $F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$

L'effort tranchant par boulon :

$$V_{sd} = 108.19 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{229.99}{14} = 16.42 \text{ KN}$$

La résistance au glissement $F_{s,rd}$:

$$F_{v,rd} = \frac{k_s \times F_p \times n \times \mu}{\gamma_{ms}}$$

$k_s = 1$ Pour des trous avec tolérances nominales normales.

$\mu = 0,3$ Surfaces nettoyées par brassage métallique ou à la flamme avec enlèvement de la rouille.

$n = 2$ Nombre d'interfaces de frottement.

$\gamma_{ms} = 1,25$ Pour les résistances au glissement à l'ELU.

$$F_p = 0,7 \times f_{ub} \times A_s$$

$F_p = 134.4 \text{ KN}$ la résistance du boulon.

$$F_{v,rd} = \frac{1 \times 134.4 \times 2 \times 0,3}{1,25} = 64.512 \text{ KN}$$

$F_{v,sd} = 16.42 \text{ KN} \leq F_{v,rd} = 64.512 \text{ KN}$ Donc la condition est vérifiée.

➤ Résistance de l'âme du poteau en traction

Il faut vérifier que : $F_t \leq F_{t,Rd}$

$$F_{t,Rd} = f_y \times t_{wc} \times \frac{b_{eff}}{\gamma_{M0}} \text{ (EC3.art.2.2.3)}$$

t_w épaisseur d'âme de poteau = 11.5 mm

b_{eff} entraxe rangées boulons = 180 mm

$$F_{t,Rd} = 275 \times 14 \times \frac{90}{1} = 346.5 \text{ KN}$$

$$\text{Avec } F_t = \frac{M}{h - t_f}$$

$$H=450 \text{ mm } t_f=26 \text{ mm}$$

Donc:

$$F_t = \frac{313.36}{0.450 - 0.026} = 739.056 \text{ KN}$$

$F_t > F_{t,Rd} \Rightarrow$ Condition non vérifiée (déformation de l'âme du poteau).

La condition n'étant pas satisfaite, on choisit un raidisseur d'épaisseur égale à $e_r = 10 \text{ mm}$

➤ **Résistance de l'âme de poteau en compression** (non raidie)

Il faut vérifier que : $\sigma_n \leq f_y$

Avec

σ_n : Contrainte normale de compression dans l'âme du poteau.

$$\sigma_n = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{sd}}{w_{ely}}$$

$$\sigma_n = \frac{229.99}{21800} \times 10^3 + \frac{313.36}{3551} \times 10^3 = 98.79 \text{ MPa}$$

$\sigma_n = 98.79 \text{ MPa} < f_y = 275 \text{ MPa}$ Donc la condition est vérifiée.

➤ **Résistance de l'âme de poteau au cisaillement**

Il faut vérifier que : $F_v \leq V_R$

$$V_R = \frac{0,58 \times f_y \times h_p \times t_{wc}}{\gamma_{M0}}$$

Avec

h_p : la hauteur de profilé (poteau) $h_p = 450 \text{ mm}$.

t_{wc} : épaisseur de l'âme (poteau) $t_{wc} = 14 \text{ mm}$

$$V_R = \frac{0,58 \times 275 \times 450 \times 14}{1} \times 10^{-3} = 1004.85 \text{ kN}$$

L'effort de cisaillement vaut

$$F_v = \frac{M}{h - t_f}$$

$$F_v = 507.87$$

$F_v = 739.059 \text{ KN} < V_R = 1004.85 \text{ kN}$ Condition vérifiée.

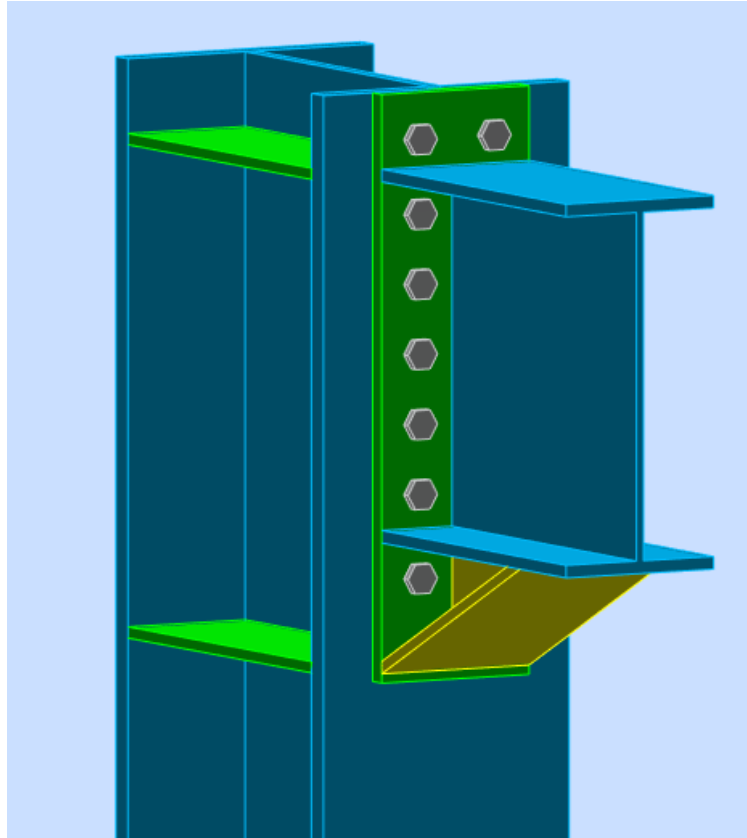


Figure VII.3 : Assemblage poteau – poutre vue 3D

VII.2.2 Assemblages poutre solive :

La hauteur $h_p \geq 0,6h_{b1} = 0,6 \times 220 = 132 \text{ mm}$ alors on prend $h_p = 150 \text{ mm}$

L'épaisseur $t_p = [10 \text{ à } 12 \text{ mm}]$ alors on prend $t_p = 10 \text{ mm}$

Alors on choisit un cornier à aile égale de dimension : $100 \times 100 \times 10 \text{ mm}$

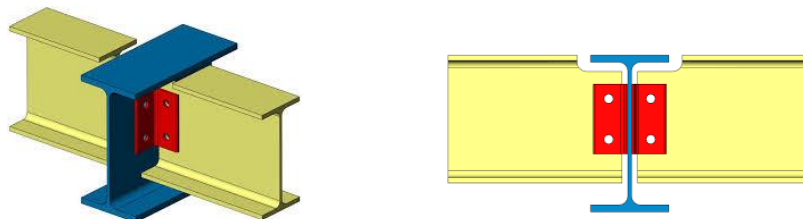


Figure VII.4 : Schéma de l'assemblage poutre – solive.

Epaisseur de la platine : $t_p = 10 \text{ mm}$

$t < 10 \text{ mm}$ $d = (12 ; 14) \text{ mm.}$

$10 \leq t \leq 25 \text{ mm}$ $d = (16 ; 20 ; 24) \text{ mm.}$

$t \geq 25 \text{ mm}$ $d = (24 ; 27 ; 30) \text{ mm.}$

On a l'épaisseur de la platine $t = 10\text{mm}$ alors on prend $\phi = 16\text{ mm}$, classe 8.8

- **Le choix des boulons**

On choisit 4 boulons ordinaire de diamètre 16 mm (M16) et de classe 8.8

Donc $d_0 = d + 2\text{mm} = 18\text{mm}$.

M16 $\rightarrow d = 16\text{ mm} \rightarrow d_0 = 18\text{ mm} \rightarrow A_s = 157\text{ mm}^2$

- **Disposition constructive :**

$1,2d_0 \leq e_1 \leq \text{maxi} (12t \text{ ou } 150\text{ mm}) \rightarrow 21,60\text{ mm} \leq e_1 \leq 150\text{ mm} \rightarrow e_1 = 45\text{ mm}$

$1,2d_0 \leq e_2 \leq \text{maxi} (12t \text{ ou } 150\text{ mm}) \rightarrow 21,60\text{ mm} \leq e_2 \leq 150\text{ mm} \rightarrow e_2 = 65\text{ mm}$

$2,2d_0 \leq P_1 \leq \text{min} (14t \text{ ou } 200\text{ mm}) \rightarrow 39,6\text{ mm} \leq P_1 \leq 140\text{ mm} \rightarrow P_1 = 60\text{ mm}$

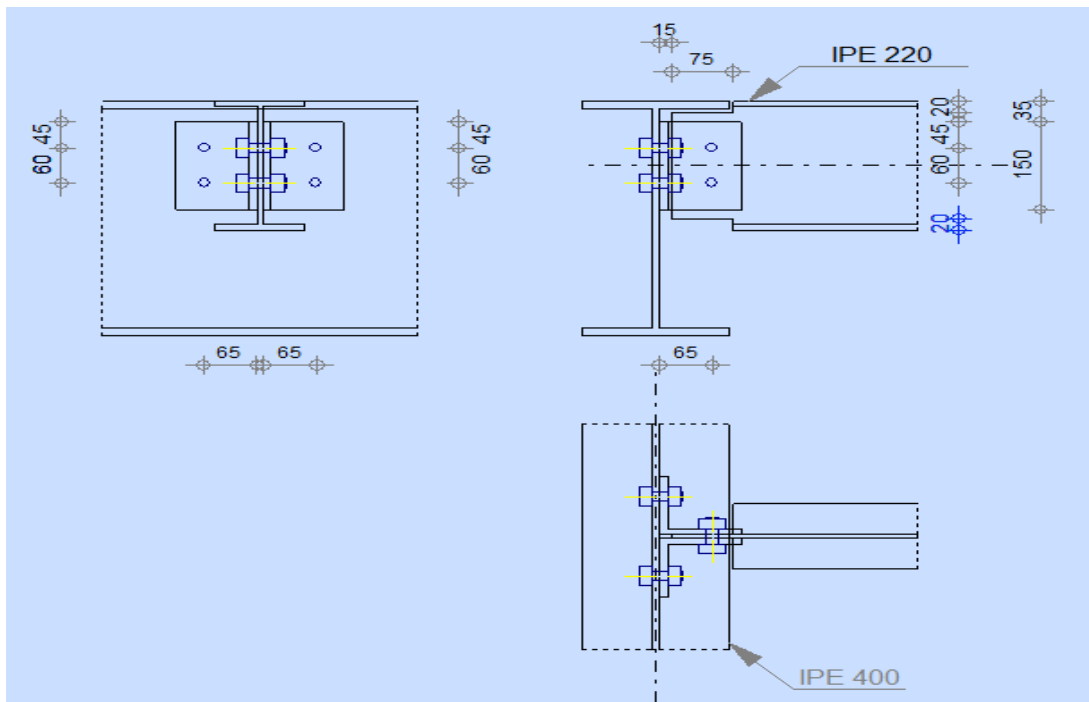


Figure VII.5 : Disposition constructif de l'assemblage poutre – solive.

VII.2.2.1 Boulons assemblant la cornière à la poutre

- **Vérification de la résistance des boulons aux efforts combinés de traction et de cisaillement**

Effort tranchant : $V_{sd} = 55.20$ KN

Est moment M_0 (existe à cause de l'excentricité e_2), c'est ce qui rend l'effort $F_{t,sd}$ présente

Donc il faut vérifier que : $\frac{F_{v,sd}}{F_{v,rd}} + \frac{F_{t,sd}}{1.4 \times F_{t,rd}} \leq 1$

$$F_{v,rd} \leq \frac{0,6f_{ub} \times A}{\gamma_{Mb}}$$

- Section résistante en traction : $A = 157$ mm².
- Résistance des boulons à la traction : $\gamma_{Mb} = 1,25$.

$$F_{v,rd} \leq \frac{0,6 \times 800 \times 157}{1,25} \times 10^{-3} = 60.29 \text{ KN.}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{55.20}{2} = 27.6 \text{ KN}$$

$$M_0 = 0.5 \times V_{sd} \times e = 0.5 \times 55.20 \times 0.065 = 1.8 \text{ KN.m}$$

$$F_{t,sd} = \frac{M_0 \times P_1}{P_1^2} = \frac{2.5 \times 0.06}{0.06^2} = 30 \text{ KN}$$

$$F_{t,rd} = \frac{0.9 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{Mb}} = \frac{0.9 \times 800 \times 157}{1,25} \times 10^{-3} = 90.43 \text{ KN}$$

$$\frac{27.6}{60.29} + \frac{30}{1.4 \times 90.43} = 0.69 < 1 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la pression diamétrale du boulon sur l'âme de la poutre et de la cornière**

On doit vérifier la résistance minimale entre la cornière et l'âme de la poutre, donc on a choisi l'épaisseur minimale.

$$t = \min(t_w, t_p) = \min(8.6, 10) = 8.6 \text{ mm}$$

Il faut vérifier que : $F_{v,sd} \leq F_{b,rd}$

Avec:

$$\begin{aligned}
 - F_{b,rd} &= \frac{2,5\alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{Mb}} \\
 - F_{v,sd} &= \frac{V_{sd}}{2} \\
 - \alpha &= \min \left\{ \frac{e_1}{3 \times d_0}, \frac{p_1}{3 \times d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right\}
 \end{aligned}$$

Donc :

$$\alpha = \min (0,83 ; 1,11 ; 1,86 ; 1) = 0,85$$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times 0,85 \times 430 \times 16 \times 10}{1,25} = 116,96 \text{ KN.}$$

$F_{v,sd} = 41,125 \text{ KN} < F_{brd} = 84 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

VII.2.2.2 Boulons assemblant la cornière à la solive

- **Vérification de la résistance des boulons au efforts de cisaillement**

Effort tranchant : $V_{sd} = 55,20 \text{ KN}$

Donc il faut vérifier que : $V_{sd} < F_{v,rd}$

$$F_{v,rd} \leq \frac{0,6 f_{ub} \times A}{\gamma_{Mb}}$$

- Section résistante en traction : $A = 157 \text{ mm}^2$.
- Résistance des boulons à la traction : $\gamma_{Mb} = 1,25$.

$$F_{v,rd} \leq \frac{0,6 \times 800 \times 157}{1,25} \times 2 \times 10^{-3} = 120,58 \text{ KN.}$$

$V_{sd} = 55,20 < F_{v,rd} = 120,58 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

- **Vérification de la pression diamétrale du boulon sur l'âme de la solive et de la cornière**

On doit vérifier la résistance minimale entre la cornière et l'âme de la solive, donc on a choisi l'épaisseur minimale ; $t = \min (t_w, t_p) = \min (5,9, 10) = 10 \text{ mm}$

Il faut vérifier que : $F_{v,sd} \leq F_{b,rd}$

Avec:

$$- F_{b,rd} = \frac{2,5\alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{Mb}}$$

- $F_{v.sd} = \frac{V_{sd}}{2}$
- $F_{b.rd}$: résistance de calcul à la pression diamétrale par boulon.
- $F_{v.sd}$: Effort de cisaillement de calcul par boulon.
- f_u : La résistance à la traction des cornières.
- $\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3 \times d_0}, \frac{p_1}{3 \times d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right\}$

Donc : $\alpha = \min (0,85 ; 1.11 ; 1,86 ; 1) = 0.85$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times 0,85 \times 430 \times 16 \times 5,9}{1,25} = 69 \text{ KN.}$$

$F_{v.sd} = 27.6 \text{ KN} < F_{b,rd} = 69 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

VII.2.3 Assemblages pied poteau :

L'assemblage du pied de poteau a été fait par le logiciel **ROBOT**

Caractéristique de l'assemblage :

- Platine 800 x 600 x 25 mm.
- 8 tiges M36 de classe 8.8.
- Raidisseur 800 x 600 x 12 mm.
- Bèche HEA 180.
- Soudure 10 mm.

Les Efforts

$$N_{j,Ed} = -3721.20 \text{ [KN]}$$

$$V_{j,Ed,y} = 28.92 \text{ [KN]}$$

$$M_{j,Ed,y} = 147.70 \text{ [KN.m]}$$

$$M_{j,Ed,z} = -9.71 \text{ [KN.m]}$$

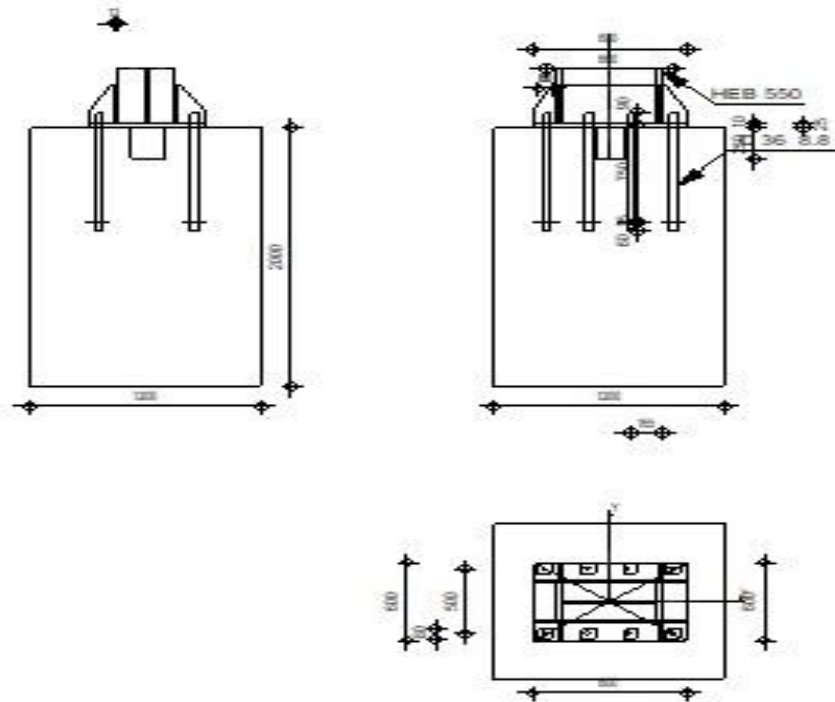


Figure VII.6 : Disposition constructive de l'assemblage pied de poteau.

VII.2.4 Assemblages contreventement

- Soudure 4 mm.
- Excentrement 200 mm.
- Gousset 660 x 660
- 3 M20 classe 10.9

$$N_{b3,Ed} = -411.99 \text{ [KN]}$$

$$N_{b4,Ed} = 411.99 \text{ [KN]}$$

VII.2.6 Assemblages poteau poteau :

- La note de calcul IDEA STATICA

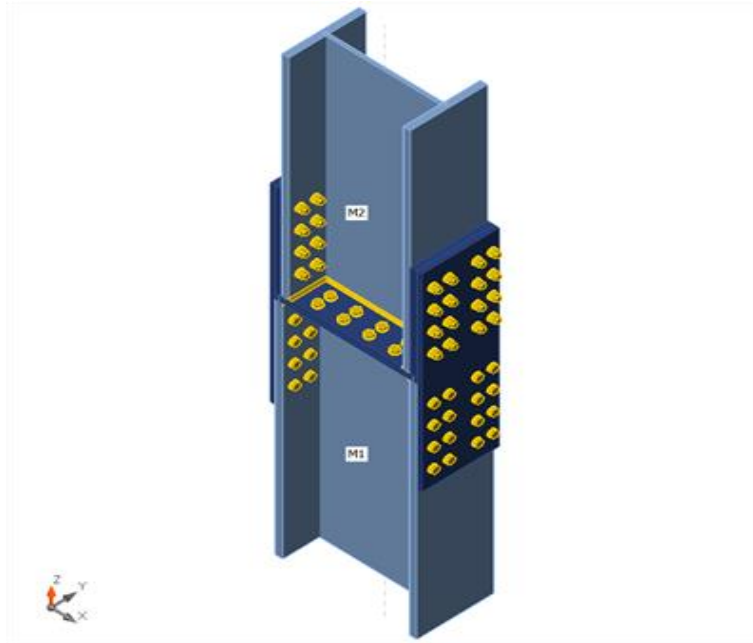


Figure VII.9 : Vue 3D de raboutage poteau-poteau

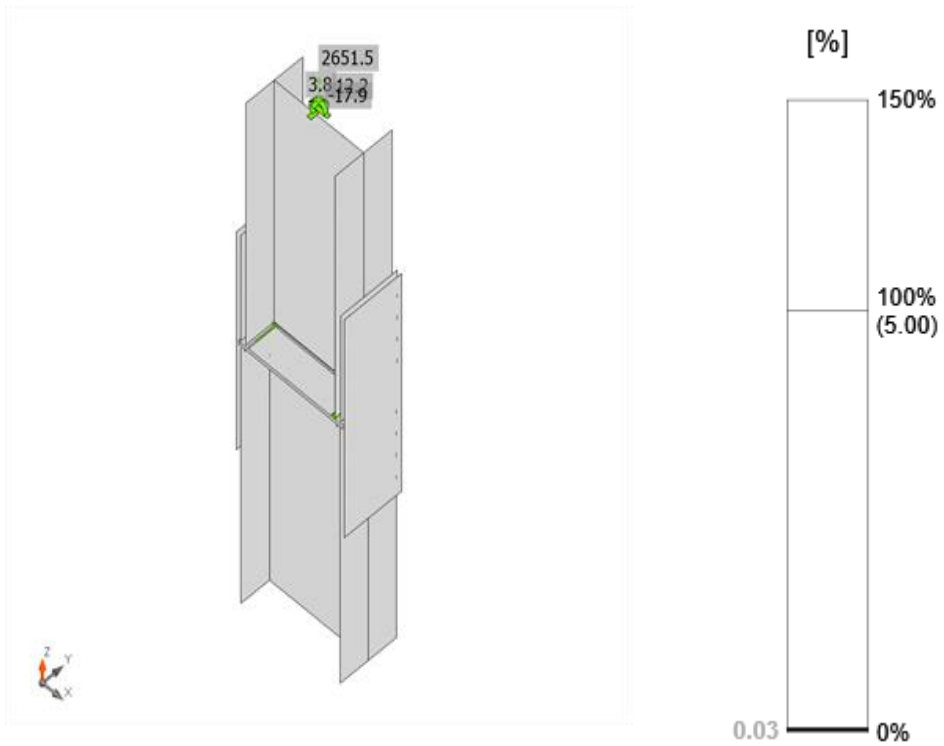


Figure VII.10 : Vérification globale

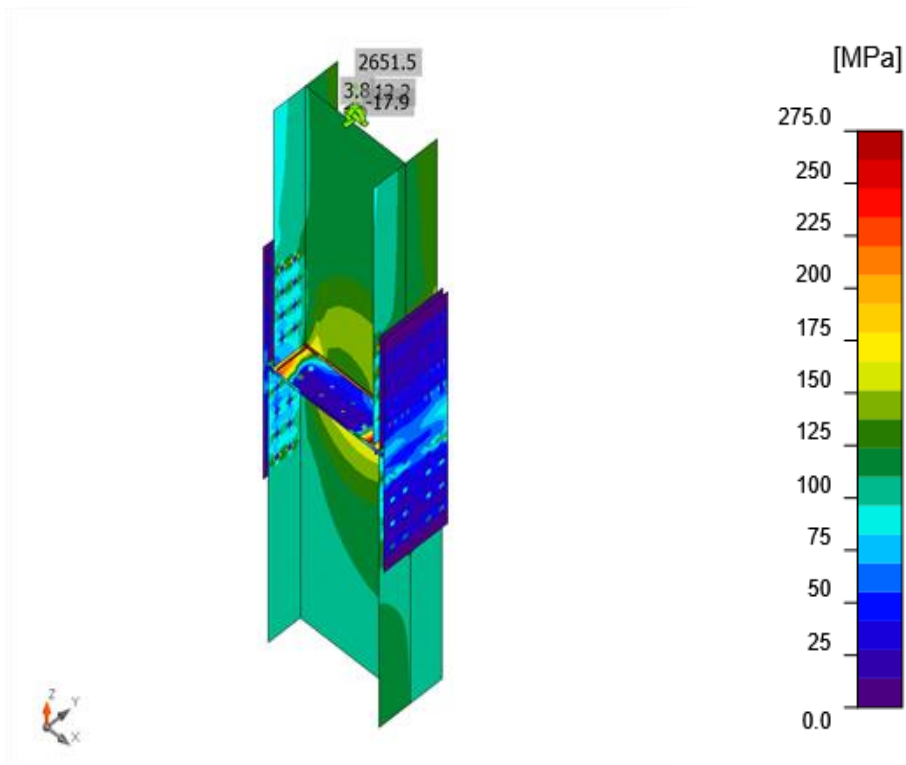


Figure VII.11 : Contrainte équivalente

Tableau 1 : résumé de raboutage poteau-poteau.

Nom	Valeur	Résultat
Analyse	100.0%	OK
Platines	$0.0 < 5.0\%$	OK
Boulons	$30.3 < 100\%$	OK
Voilement	Pas calculé	



CHAPITRE VII I

ETUDE DE FONDATION

VIII.1 Introduction :

Une fondation se définit comme la partie d'un bâtiment ou d'un ouvrage de travaux publics qui assure la transmission dans le sol des charges (poids propre, forces climatiques, sismiques et charges d'exploitation) de celui-ci.

Les fondations d'un bâtiment représentent un enjeu essentiel de sa construction, car elles forment la partie structurelle qui assure sa portance et permet de contrôler les tassements dus aux charges qu'il applique au sol et les infiltrations dues à la présence éventuelle d'eau dans le terrain.

Suivant la capacité portante du sol, l'environnement de l'ouvrage à fonder, les forces mises en jeu et les tassements admissibles, le constructeur choisira une solution du type fondation superficielle, semi-profonde ou profonde, qui diffèrent par leur niveau de fondation, leur géométrie et leur fonctionnement.

VIII.2 Fonctions assurées par les fondations :

Les éléments de fondations ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, murs, voiles...).

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation (supposée horizontale) :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient en principe de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant, par exemple, de l'action du vent, ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un couple qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

VIII.3 Choix de type de fondations :

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres dont on cite :

- Type d'ouvrage à construire.
- Les caractéristiques du sol support.
- La nature et l'homogénéité du sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- L'aspect économique.

VIII.4 Calcul des fondations :

Nous proposons en premier lieu de vérifier la condition suivante qui nous permet de choisir soit des semelles isolées, des semelles filantes ou un radier général :

$$\sigma_{max} \leq \sigma_{sol}$$

Tel que :

$$\sigma_{max} = \frac{N_{ser}}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Les résultats des efforts normaux appliqués aux fondations sont récapitulés dans le tableau suivant (ETABS) :

	A	B	C	D	E	F	H	I	J	K
9										
8	14	28	42	56	70	84	98	112		
7	12	26	40	54	68	82	96	110		
6	10	24	38	52	66	80	94	108		
5	8	22	36	50	64	78	92	106		
4	6	20	34	48	62	76	90	104		
3	4	18	32	46	60	74	88	102		
2	2	16	30	44	58	72	86	100		
1										

Figure VIII.1 : Identification des nœuds a la base

VIII.4.1 : REACTIONS DES APPUIS A L'ELS ET A L'ELU :

Dans le tableau suivant nous avons réuni les valeurs des réactions des nœuds de la base sous les combinaisons ELS et ELU.

On rappelle que le niveau d'ancrage se situe à une profondeur de de 2.50m et que la contrainte admissible du sol est de 2 bars.

TABLEAU VIII.1 : Réactions à l'ELS

NŒUDS	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m
2	44,4643	14,8292	1870,7941	7,8471	-11,3156	-3,5042
4	5,3504	-17,2485	1891,6946	-4,2578	4,7219	0,0001
6	53,5895	2,9813	1280,8341	-3,3465	-12,5661	0,0023
8	12,1884	0,0054	289,7612	-0,0142	10,7385	0
10	53,6593	-2,9272	1281,3503	3,2683	-12,515	-0,0007
12	4,9636	17,6976	1933,9686	4,2826	4,3812	-0,0001
14	41,7587	-15,4746	1971,1716	-5,7328	-10,7039	0,0021
16	-39,8459	-3,9796	1859,4242	4,4673	15,2379	3,5041
18	4,766	-1,4379	2700,6202	1,6016	4,2077	0
20	-42,2943	3,8619	1390,9355	-4,3324	22,3929	-0,0023
22	13,2581	0,0057	365,8155	-0,0145	11,6797	0
24	-42,2791	-3,8093	1391,9592	4,2559	22,417	0,0007
26	4,7467	1,3922	2701,3478	-1,5668	4,1903	0
28	-36,2061	1,9546	1978,3773	-2,197	15,4615	-0,002
30	-12,6795	-0,0175	1293,4225	0,0114	-11,1428	0
32	-17,7993	-0,6587	2252,9751	0,7293	-15,6479	0
34	-18,6743	27,8612	1967,2878	3,8344	-16,4179	0
36	-21,4943	0,9739	2028,5778	-0,0274	-18,8994	0
38	-18,7153	-26,9494	2006,273	-3,9115	-16,4542	0
40	-17,8086	0,6931	2254,6465	-0,7841	-15,6565	0
42	-12,7719	0,064	1301,2433	-0,0798	-11,2247	0
44	16,832	-2,1312	1047,0733	2,3778	14,8248	0
46	26,2669	0,5025	2297,3316	-0,5707	23,1266	0
48	112,6387	3,5851	2560,6067	-4,0219	0,0102	0
50	34,4502	0,0245	3216.16	-0,0356	30,327	0

Dans ce tableau nous avons retenu les numéros des nœuds de 2 à 50 vue la symétrie que présente la structure.

$$N_{\text{els}}^{\text{Max}} = 3216.16 \text{ KN}$$

TABLEAU VIII.2 : Réactions à l'ELU

NŒUDS	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m
2	61,6495	20,4858	2576,8578	10,8563	-15,6444	-4,8723
4	7,4813	-23,8465	2606,3432	-5,8669	6,6024	0,0001
6	74,473	4,1518	1766,1401	-4,6604	-17,4124	0,0031
8	17,0376	0,0075	403,2892	-0,0198	15,0107	0
10	74,57	-4,0769	1766,8457	4,552	-17,3413	-0,001
12	6,9454	24,471	2664,6181	5,9015	6,1303	-0,0001
14	57,8817	-21,3831	2715,2076	-7,912	-14,7895	0,0029
16	-55,18	-5,5406	2561,9583	6,2196	21,1407	4,8722
18	6,646	-2,0018	3724,7616	2,2298	5,8673	0
20	-58,6957	5,3813	1918,8541	-6,0369	31,1378	-0,0031
22	18,4757	0,0079	509,4285	-0,0203	16,2761	0
24	-58,6748	-5,3083	1920,2657	5,9306	31,1709	0,001
26	6,6195	1,9382	3725,7719	-2,1812	5,8434	0
28	-50,1115	2,7199	2725,9175	-3,0574	21,4485	-0,0028
30	-17,6728	-0,0204	1782,9917	0,0114	-15,5311	0
32	-24,8361	-0,9152	3107,4856	1,0132	-21,8343	0
34	-26,0308	38,6959	2735,2624	5,3497	-22,8857	0
36	-29,9054	1,3557	2824,0376	-0,0382	-26,2951	0
38	-26,0872	-37,4255	2789,002	-5,4568	-22,9356	0
40	-24,8486	0,9629	3109,7803	-1,0894	-21,8459	0
42	-17,8003	0,0848	1793,7667	-0,1063	-15,6441	0
44	23,486	-2,9391	1443,7866	3,279	20,6852	0
46	36,6471	0,6837	3168,9256	-0,7768	32,2657	0
48	156,8765	4,9792	3564,694	-5,5858	0,0236	0
50	48,0171	0,034	4508.55	-0,0494	42,27	0

$$N_{\text{elu}}^{\text{Max}} = 4508.55 \text{ KN}$$

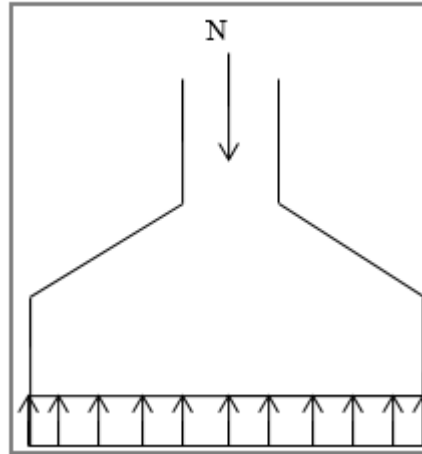


Figure VIII.2 : Semelle isolée sous poteau

VIII.4.2_Semelles isolées :

On adoptera une semelle homothétique. C'est-à-dire que le rapport de A sur B est égal au

rapport de a sur b : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

Pour les poteaux carrés : $a = b$ donc $A = B \Rightarrow S = A^2$

A est déterminé par : $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$ d'où $S = \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec :

- $A = \sqrt{S}$
- $\sigma_{sol} = 2.00 \text{ bars}$ (Supposé)

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

L'effort normal total revenant à la fondation du poteau le plus sollicité est égale à :

$$N_{els} = 3216.16 \text{ KN}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{semelle}} \leq \sigma_{sol}$$

$$S_{semelle} = \frac{3216.16}{200} = 16.09 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow A = B = \sqrt{S} = 4.01 \text{ m}$$

On prend : $A = B = 4.10 \text{ m}$

➤ Vérification de l'interférence entre deux semelles :

$$L_{min} \geq 1,5 \times B$$

Avec :

– L_{min} : l'entraxe minimum entre deux poteaux. ($L_{min} = 5.40 \text{ m}$).

– $A = B = 4.10 \text{ m}$

$\Rightarrow 1,5 \times B = 6.15 \text{ m} \geq L_{min} = 5.40 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Non vérifiée}$

Remarque :

D'après les résultats, il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

VIII.4.3 Semelles filantes :

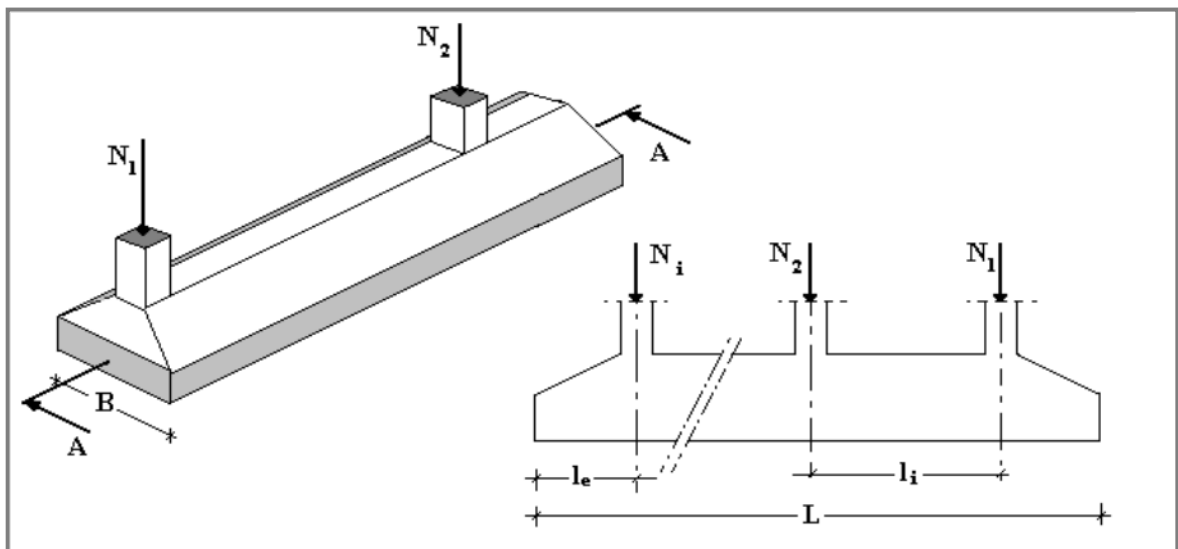


Figure VIII.3 : Semelles filantes sous poteaux

a. Hypothèse de Calcul

- La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.
- Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

- L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouvent sur le même axe.

b. Étapes de Calcul

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles qui se trouvent dans la même ligne.

On doit vérifier que : $\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S}$

Tel que : $N = \sum N_{si}$ de chaque file de poteaux calculé à l'ELS.

$S = B \times L$ avec **B**: Largeur de la semelle.

L: Longueur de la file considérée.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_s}{L\sigma_{sol}}$$

$$\Rightarrow S = B \times L \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Les résultats des efforts des sections des semelles et des efforts sont récapitulés dans le tableau suivant :

Vue la symétrie de l'ouvrage on a représenté les files qui sont différentes.

Tableau VIII.3 : Récapitulatif des sections de semelles filantes et des efforts normaux

SEMELLES FILANTES					
Files	N (KN) ELS	L(m)	B(m)	B choisie (m)	S (m ²)
B	10519,57	38.10	1.38	1.50	57.15
C	12388,48	38.10	1.63	2.00	76.20
D	13104,43	38.10	1.72	2.00	76.20
E	15041,33	38.10	1.97	2.00	76.20

a. Vérification :

Il faut vérifier que : $\frac{S_s}{S_b} \leq 50\%$

La surface totale des semelles est : $(57.15+76.20+76.20+57.15) * 2 = 533.40 \text{ m}^2$.

Le rapport entre la surface du bâtiment et la surface totale des semelles vaut :

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{571.50}{1474.99} = 38.7\% < 50\%$$

Remarque :

D'après les résultats, il n'y a pas de chevauchement des semelles,

Conclusion :

La surface totale de la semelle ne dépasse pas les 50% de la surface d'emprise du bâtiment ; pour cela on a opté pour de semelles filantes.

VIII.4.3.1 SEMELLES FILANTES :**a. La largeur des nervures :**• **Condition de coffrage :**

$$b \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{670}{10} = 67(cm)$$

$$b = 70 \text{ cm}$$

Donc :

$b = 70 \text{ (cm)}$ dans les deux sens (x-x et y-y).

b. La hauteur de nervure :• **Condition de la flèche :**

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche suivante :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_1 \leq \frac{L_{max}}{10}$$

On a $L_{max} = 6.70 \text{ m}$

$\Rightarrow 44.67 \text{ cm} < h_{N1} < 67 \text{ cm}$

On prend : **$h_1 = 70 \text{ (cm)}$** .

- **Condition de non poinçonnement :**

$$N_u \leq 0,045 U_c \cdot h^3 \cdot f_{c28}$$

Avec :

N_u = Effort normal du poteau le plus sollicité ($N_u = 4508.55$ (KN))

U_c = Périmètre de contour au niveau du feuillet moyen ($U_c = 2 [(a + b) + 2h]$)

a,b = Dimensions du poteau du sous-sol (80x80).

$$N_u \leq 0,045 (2a + 2b + 4h) \cdot h \cdot f_{c28}$$

$$h \geq 45.40 \text{ (cm)}$$

- **Condition de rigidité :**

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la longueur élastique définie par l'expression suivante :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \quad \text{Avec : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

Avec :

I : Inertie de la section transversale de la nervure (*section en T*)

E : Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne $E=20000$ MPa).

b : Largeur de la semelle ($b = 200$ cm).

K : Coefficient de raideur du sol ($0,4\text{kg/cm}^3 \leq K \leq 12\text{kg/cm}^3$).

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- $K=0,5[\text{kg/cm}^3]$ → pour un très mauvais sol.
- $K=4 [\text{kg/cm}^3]$ → pour un sol de densité moyenne.
- $K=12[\text{kg/cm}^3]$ → pour un très bon sol.

On aura : Nous avons un sol de densité moyenne → $K=4 [\text{kg/cm}^3]$.

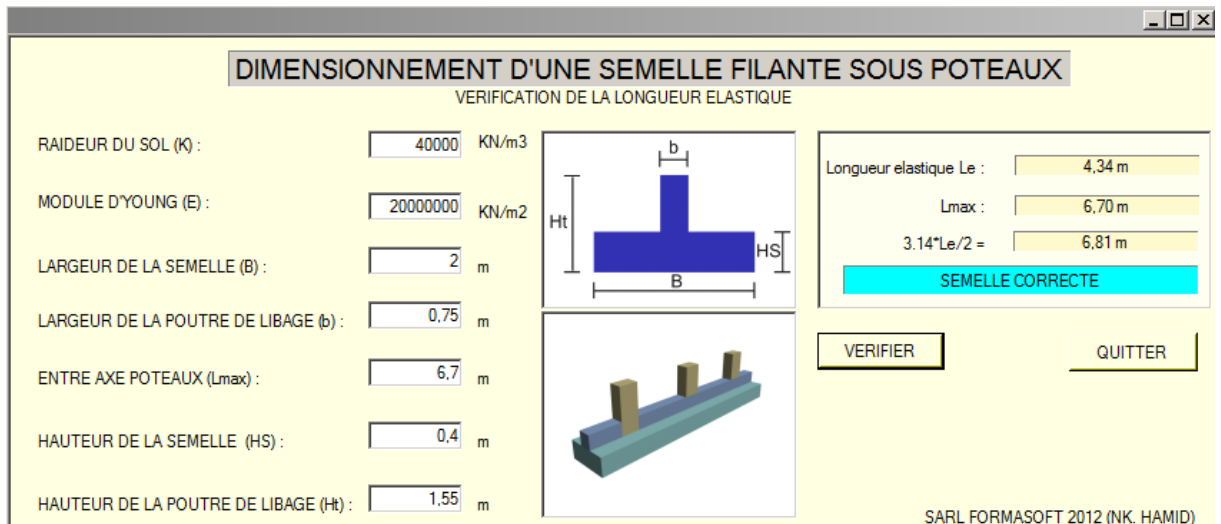


Figure VIII.4 : Calcul de la longueur élastique

Tableau VIII. 4 : Choix la hauteur de nervure.

H nervure	Le (m)	($\pi/2$) (Le + a) (m)	L _{max} (m)	Observation L _{max} < 6.72
1.55	4.28	6.72	6.70	vérifié

Résumé :

- Les dimensions de la nervure $h_n \in 1.55m$
 - $b = 75 \text{ cm}$
 - $B = 200 \text{ cm}$
 - $hL = 40 \text{ cm}$

VIII.4.3.2 Ferrailage des semelles filantes :

Les charges revenant pour chaque file à l'ELU : $q_{ELU} = N/L$

1- Ferrailage des armatures principales :**Tableau VIII. 5 : Choix la hauteur de nervure**

Files	N (KN) ELU	L (m)	B (m) choisie	qu (KN/m)
B	14499,30	38.10	1.50	253.71
C	17086,96	38.10	2.00	224.24
D	18142,33	38.10	2.00	238.09
E	20884,15	38.10	2.00	274.07

$$q_{u_{max}} = 274.07 \text{ KN/m.}$$

Moment en travée et sur appuis à l'ELU :

- **Moments en travées :** $M_t = 0,85 \times M_0$
- **Moments sur appuis :** $M_a = 0,5 \times M_0$

qu (KN/m)	M0	Mt	Ma	As t	As a
274.07	1537.88	1307.20	768.94	20.94	12.20

Choix As travée	Choix As Appui	As Travée adopté	As Appui adopté
10HA20	5HA20	31.40	15.70

La section d'acier selon les conditions réglementaires :

Condition réglementaire		As (cm ²)
C,N,F		11.55
RPA	As min 0,5%(h*b)	58.12
	As max Z,C 4%	480
	As max Z,R 6%	720

$$A_{s_{min}} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

2- Armatures de peau :

Les armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties sur les parements des poutres de grande hauteur, leur section est au moins $3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction.

$h=155 \text{ cm} \rightarrow A_p = 3 \times 1,55 = 4,65 \text{ cm}^2$

On choisit $A_p = 5T16 = 10,05 \text{ cm}^2$

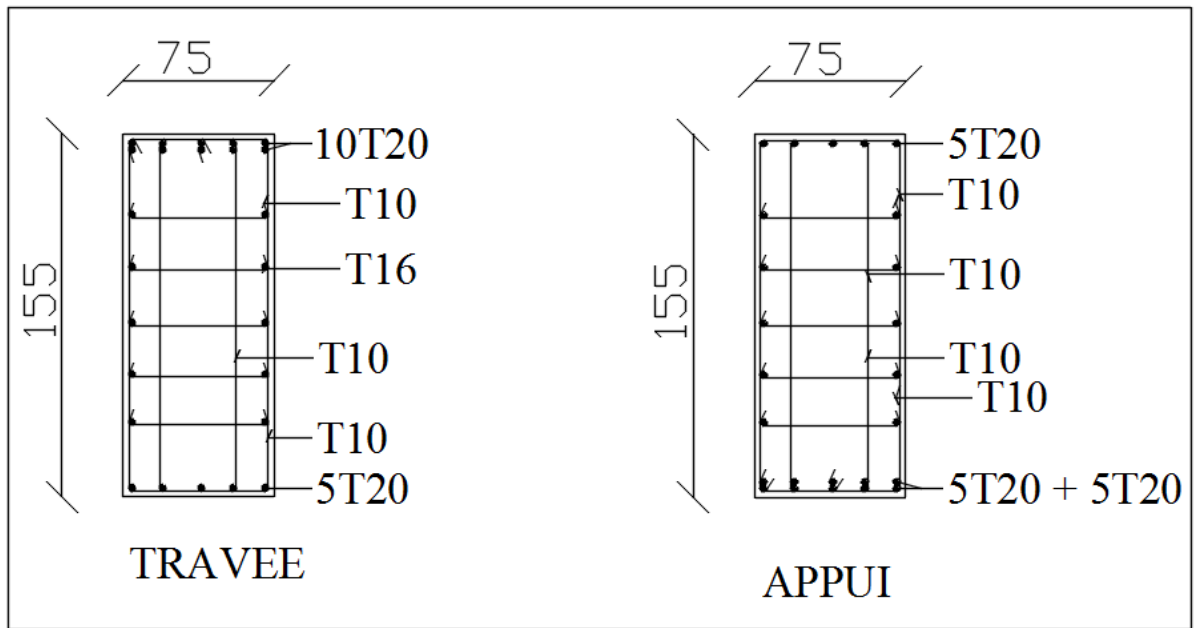


Figure VIII.5 : Coffrage et ferrailage des nervures

Ferrailage du débord :

Le calcul du débord est analogue à celui d'une poutre en console d'un mètre de largeur, on considère que la fissuration est préjudiciable.

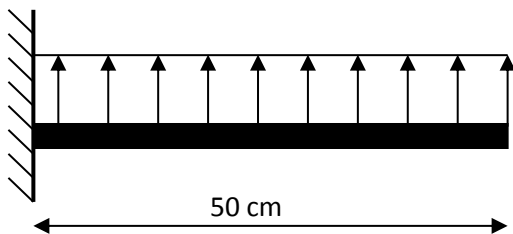


Figure VIII.6: Schéma statique du débord Moments.

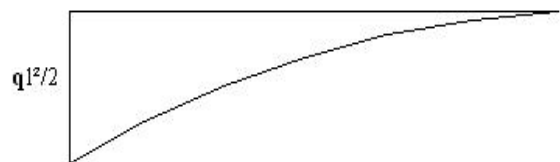


Figure VIII.7: Diagramme des moments

1- Evaluation des charges :

- E.L.U : $q_u = 274,07 \text{ KN/ml}$ \longrightarrow Pour une bande de 1m.
- E.L.S : $q_{ser} = 197,39 \text{ KN/ml}$ \longrightarrow Pour une bande de 1m.

2- Calcul des efforts :

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement

- E.L.U : $M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{2} = 34.26 \text{ KN.m}$

$$T_u = -q_u \cdot L = -137.04 \text{ KN}$$

- E.L.S : $M_{ser} = \frac{q_{ser} \cdot L^2}{2} = 24.67 \text{ KN.m}$

$$T_{ser} = -q_{ser} \cdot L = -98.70 \text{ KN}$$

3- Calcul de ferrailage :

Avec : $b = 100 \text{ cm}$, $h = 40 \text{ cm}$, $d = 36 \text{ cm}$, $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$, $\sigma_{bc} = 18 \text{ MPa}$.

Tableau VIII.6 : Ferrailage du débord

$M_u (\text{kNm})$	μ	α	$Z (\text{cm})$	$A_s^{\text{cal}} (\text{cm}^2)$
34.26	0,01	0.012	35,82	1,37

4- Condition de non fragilité :

$$A_s^{\text{min}} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 3,97 \text{ cm}^2$$

VIII.5 Voile périphérique :**VIII.5.1. 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.

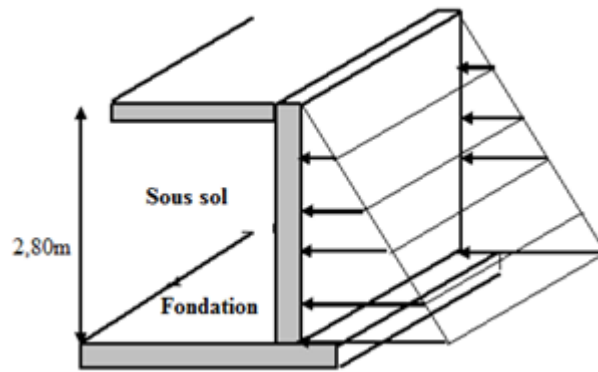


Figure VIII.8 : Evaluation des charges

VIII.5.2 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 $50\varnothing$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec : B : Section du voile.

VIII.5.3 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).

$L_x=2.80\text{m}$; $L_y=5.85\text{m}$; $e = 18 \text{ cm}$.

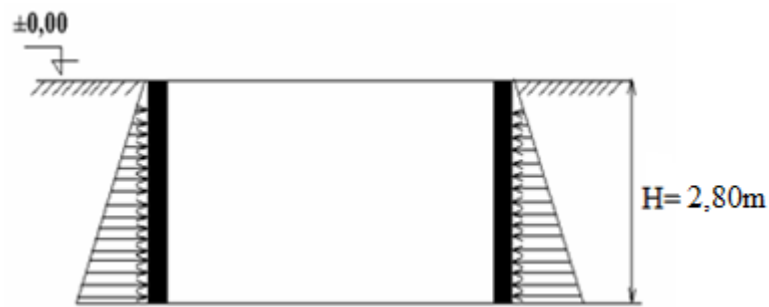


Figure VIII.9 : Poussées des terres.

La charge de poussées des terres est donnée par:

$$Q=A \times \gamma \times h$$

Avec :

Q : Contrainte sur une bande de 1m.

γ : Poids spécifique des terres ($\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$).

h : Hauteur du voile.

A : coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

$$\varphi = 27.07^\circ \Rightarrow A = f(\varphi) = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0.374$$

$$Q = A \cdot \gamma \cdot H = 20.94 \text{ kN/ml} \Rightarrow Qu = 1,35 \times 20.94 = 28.27 \text{ kN/ml}$$

VIII.5.4 Effort dans le voile périphérique :

Les efforts dans le voile périphérique seront calculés en plaçant une charge surfacique uniformément répartie sur toute la hauteur du voile (cas défavorable)

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.80}{5.85} = 0,48 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q_u L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ 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 rectangulaire

$$\rho = 0,48 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0994 \\ \mu_y = 0,2500 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 22.03 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 5.51 \text{ kNm}$$

- **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,85M_x = 18.73 \text{ kNm.}$$

$$M_{ty} = 0,85M_y = 4.68 \text{ kNm.}$$

- **Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = 0,5M_x = 11.02 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0,5M_y = 2.76 \text{ KN.m}$$

VIII.5.5 Ferrailage du voile périphérique :

$b=100\text{cm}$; $h=18\text{cm}$; $d=0,9h=16,2\text{cm}$; $f_c=500\text{MPa}$; $f_{c28}=30\text{MPa}$; $f_{t28}=2,4\text{MPa}$
; $\sigma_s=435\text{MPa}$; $F_{bc}=17\text{MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.7 : Ferrailage du voile périphérique.

	Sens	M_u (KN.m)	M	A	Z(cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	18.73	0.042	0.054	15.85	2.72	4T12	2x4,52	25
	y-y	4.68	0.010	0.013	16.12	0.67	4T12	2x4,52	25
Appuis	x-x	11.02	0.025	0.032	16	1.58	4T12	2x4,52	25
	y-y	2.76	0.0062	0.0078	16.15	0.39	4T12	2x4,52	25

Remarque :

Les voiles de contreventement du sous-sol seront ferrillés de la même manière que les voiles du RDC.

VIII.5.6 Condition exigée par les RPA99/version 2003 :

Le RPA préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens disposés en deux nappes.

$$A_L \geq 0,1 \times 18 \times 100 = 1,8 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

$$A_T \geq 0,1 \times 18 \times 100 = 1,8 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

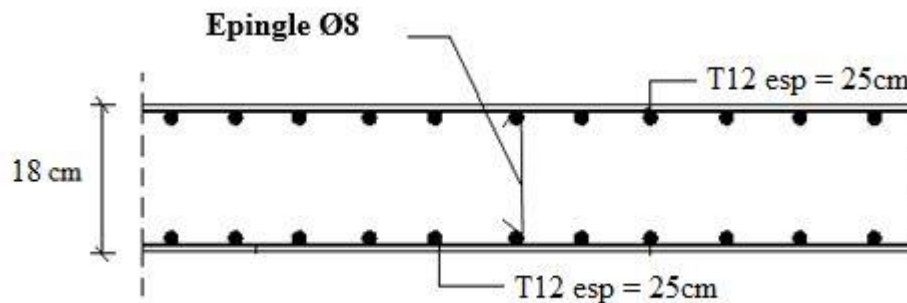


Figure VIII.10 : Ferrailage du Voile Périphérique suivant les deux (2) sens

VIII.6 Ferrailage des poteaux de l'infrastructure :**VIII.6.1 Ferrailage longitudinal :****a) Calcul du ferrailage longitudinal :**

Les poteaux de l'infrastructure sont supposés travailler à la compression simple, la section d'armatures longitudinales sera donnée par :

$$A_s \geq \left[\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{\gamma_b \cdot 0,9} \right] \frac{\gamma_s}{F_e}$$

Avec :

N_u : effort normal de compression simple pondéré

On adopte pour les poteaux de l'infrastructure la même section des poteaux du R.D.C

b) Calcul de l'effort normal pondéré :

$$N_U = 1,35 G + 1,5 Q$$

Tableau VIII.8 : les efforts normaux dans les poteaux

POTEAU	Nu supportée (kN)
80x 80	4508.55

c) Choix du ferrailage :

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.9 : Ferrailage des poteaux de l'infrastructure

Poteau	Nu (KN)	As (cm ²)	$A_{s_{rpa}}^{\min}$ (cm ²)	As ^{choisie} (cm ²)
80 × 80	4508.55	0	57.60	20T20(62.80)

Conclusion générale

Conclusion générale

La réalisation du projet de fin d'études constitue la phase capitale de notre parcours de formation. C'est une opportunité sans pareille pour mettre en pratique les connaissances acquises tout au long de notre cursus. Cette expérience nous a permis d'explorer diverses techniques et logiciels de calcul des structures, et nous en avons tiré les conclusions suivantes:

- Le prédimensionnement vise à sélectionner et vérifier les dimensions des différents éléments présentés dans le plan d'architecte. Cependant, il convient de souligner que ces dimensions peuvent être considérablement modifiées après l'étude sismique.
- L'étude dynamique en zone sismique revêt une importance capitale, car elle permet de déterminer les caractéristiques dynamiques intrinsèques d'une structure. Cela se fait en prenant en compte son comportement de vibration libre non amortie, ce qui nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.
- En présence d'un système de contreventement tel qu'un noyau central ou des pales de stabilité, le flambement sera localisé et la vérification des éléments doit être réalisée en tenant compte des conditions de nœuds fixes.
- Les assemblages au sein des structures métalliques permettent de regrouper et de solidariser plusieurs pièces entre elles, assurant ainsi la transmission et la répartition des différentes sollicitations, sans générer de contraintes parasites, notamment la torsion.
- L'outil informatique a grandement facilité le travail de l'ingénieur, mais il ne pourra jamais le remplacer. En effet, c'est l'ingénieur qui demeure responsable des décisions prises et de leur mise en œuvre. Toutefois, l'ingénieur seul ne peut rien accomplir, car la solution finale ne peut être que le fruit d'un travail d'équipe regroupant tous les acteurs intervenant dans le domaine de la construction, tout en respectant les exigences réglementaires en vigueur.

REFERENCES

- ✓ Charges permanente et charge d'exploitation DTR D.C.2.2 charges et surcharges
- ✓ Document technique réglementaire Algérienne D.T.R-C2-47 ; REGLEMENT NEIGE ET VENT « RNV99 » version 2003.
- ✓ Eurocode 4, calcul des structures mixte.
- ✓ Eurocode 3, calcul des structures en acier, partie 1-1, règles générales et règles pour les bâtiments.
- ✓ Règles de conception et de calcul des structures en acier « CCM97 » ; (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.44)
- ✓ Règles parasismique Algérienne RPA99 version 2003 ; (Document technique réglementaire D.T.R B.C.2.48).
- ✓ Calcul sismique des structures selon RPA99 version 2003, SEMINAIRE JPOGC : journée portes ouvertes sur le génie civil, juin 2008
- ✓ Jean Morel, Calcul des structures métallique selon l'Eurocode 3,
- ✓ CSTB Calcul des ouvrages en béton armé
- ✓ Le BAEL99, D.T.U, Béton armé aux états limites91, modifié 99.
- ✓ Université Saad Dahleb de Blida, guide de rédaction d'un projet de fin d'études.
- ✓ Fiche technique HI-BOND 55.800
- ✓ Fiche technique GROUPES ACIERS GROSJEAN (Tôle ondulée 18.76.988)

ANNEXES

ANNEXE A :

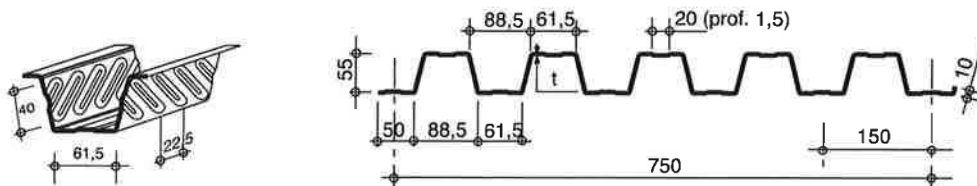
Fiche technique de l'HI BOND 55



monopanel

HI-BOND 55.750

Certificat CSTBat



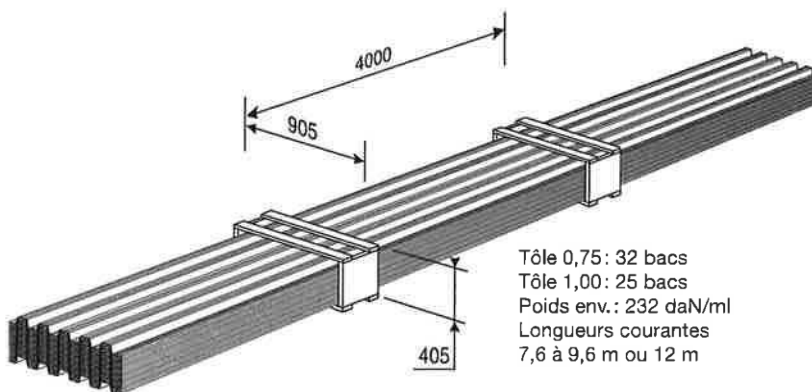
Nota: Commander des profils sans raidisseurs en fonds des nervures dans le cas de solives avec connecteurs sous le nom HI-BOND 55.750 C.

Identification

Epaisseur t en cm	Masse en kg/m ²
0,75	9,30
0,88	10,91
1,00	12,40
1,20	14,88

Manutention - Emballage

Epaisseur t en mm	Masse en kg/ml
0,75	6,97
0,88	8,18
1,00	9,30
1,20	11,16



Tôle 0,75 : 32 bacs
Tôle 1,00 : 25 bacs
Poids env. : 232 daN/ml
Longueurs courantes
7,6 à 9,6 m ou 12 m

Valeurs de calcul

Epaisseur t en mm	Epaisseur acier en mm	Aire d'acier en cm ² /m	Position fibre neutre		Mt d'inertie i en cm ⁴	Modules de résistance	
			v ₁ en cm	v ₂ en cm		i _{v₁}	i _{v₂}
0,75	0,71	11,18	2,75	2,75	57,54	20,92	20,92
0,88	0,84	13,23	2,75	2,75	68,08	24,76	24,76
1,00	0,96	15,12	2,75	2,75	77,80	28,29	28,29
1,20	1,16	18,27	2,75	2,75	94,01	34,19	34,19

PORTÉES ADMISSIBLES AU COULAGE EN MÈTRES

Distances maximales franchissables par la tôle HI-BOND, telles que mesurées selon la figure de la colonne de gauche, admissibles sans étaielement, pour chaque épaisseur de plancher, en fonction de l'épaisseur nominale t de la tôle et du nombre de travées couvertes par la tôle, pour une déformation admissible du coffrage de 1/180 ème de la portée. Les colonnes de droite indiquent la distance maximale de part et d'autre d'une file d'étais éventuelle.

Portée de coulage	Epaisseur plancher h (cm)	t = 0,75 mm			t = 0,88 mm			t = 1,00 mm			t = 1,20 mm						
		sans étai		étais	sans étai		étais	sans étai		étais	sans étai		étais				
		▲▲	▲▲▲	▲▲▲▲	▲▲	▲▲	▲▲▲	▲▲▲	▲▲	▲▲	▲▲▲	▲▲▲	▲▲	▲▲	▲▲▲	▲▲▲	
(acier)	10	2,70		3,35	2,85		3,63	2,96		3,97	3,14		4,23				
	11	2,60	3,48	3,22	3,15	2,74	3,66	3,39	3,48	2,85	3,81	3,53	3,71	3,02	4,03	3,73	4,06
Portée = clair + 5 cm	12	2,51	3,36	3,11	2,95	2,65	3,54	3,28	3,35	2,76	3,69	3,41	3,57	2,93	3,91	3,62	3,91
	13	2,43	3,26	3,02	2,78	2,57	3,44	3,19	3,18	2,68	3,59	3,32	3,44	2,85	3,81	3,52	3,77
(béton)	14	2,37	3,17	2,94	2,64	2,50	3,34	3,09	3,01	2,61	3,49	3,23	3,33	2,76	3,70	3,42	3,64
	15	2,31	3,10	2,87	2,51	2,44	3,26	3,02	2,86	2,54	3,41	3,15	3,17	2,69	3,61	3,34	3,53
Portée = clair + 5 cm	16	2,25	3,02	2,80	2,39	2,38	3,19	2,95	2,72	2,48	3,33	3,08	3,02	2,63	3,53	3,26	3,43
	17	2,20	2,95	2,73	2,29	2,33	3,12	2,88	2,60	2,43	3,26	3,01	2,89	2,57	3,45	3,19	2,33
(bois)	18	2,15	2,89	2,67	2,19	2,28	3,05	2,82	2,49	2,37	3,19	2,95	2,77	2,52	3,38	3,13	3,21
	19	2,12	2,84	2,63	2,11	2,23	3,00	2,77	2,40	2,34	3,13	2,90	2,66	2,48	3,33	3,08	3,08
Portée = entraxe	20	2,08	2,79	2,58	2,03	2,19	2,94	2,82	2,31	2,29	3,07	2,84	2,56	2,44	3,27	3,02	2,96
	22	2,00	2,69	2,49	1,93	2,11	2,84	2,62	2,15	2,21	2,96	2,74	2,38	2,35	3,15	2,91	2,75
24	1,94	2,60	2,41	1,85	2,05	2,76	2,55	2,01	2,14	2,88	2,66	2,23	2,27	3,05	2,82	2,58	

pour les valeurs en italique, l'élançement du plancher est supérieur à 36

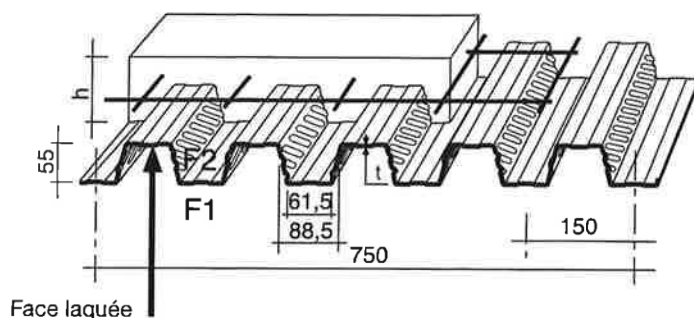
Ces valeurs maximales conviennent lorsque les arrêts de coulage éventuels sont au droit des supports, aux extrémités des tôles et si toutes les précautions utiles sont prises au moment du coulage pour éviter une surépaisseur de béton même localisée, même temporaire, sur la tôle. En cas contraires, choisir des portées moindres. Fixer les tôles par deux fixations au moins par bac à chaque extrémité.

HI-BOND 55.750

UTILISATION

Planchers d'épaisseur h de 10 cm à 24 cm

Epaisseur h en cm	Litrage l/m ²	Masse en kg/m ²
10	73	185
11	83	209
12	93	233
13	103	257
14	113	281
15	123	305
16	133	329
17	143	353
18	153	377
19	163	401
20	173	425
22	193	473
24	273	521



Béton masse volumique 2400 kg/m³

Les planchers avec une exigence Coupe-Feu de degré CF 60 min ou davantage doivent être capables de limiter l'échauffement en surface non exposée et présenter une épaisseur minimale selon le tableau ci-contre.

Degré Coupe Feu	h = Ep. mini
CF 60 min	11 cm
CF 90 min	13 cm
CF 120 min	14,5 cm

Le poids propre du plancher n'est pas à déduire des valeurs de charges admissibles données dans les tableaux.

CHARGES ADMISSIBLES SUR LE PLANCHER EN daN/m²

Charges statiques comprenant les charges permanentes ajoutées et d'exploitation

t = 0,75 mm

h	▲ ▲ ▲ ▲ ▲ ▲ ▲ ▲ ▲ ▲ ▲ ▲ ▲ ▲ ▲ ▲ ▲ ▲ ▲ ▲																			
cm	2,00	2,20	2,40	2,50	2,60	2,80	3,00	3,20	3,40	3,60	3,80	4,00	4,20	4,40	4,60	4,80	5,00	5,20	5,40	5,60
10	1324	1146	1006	947	895	645	571	485												
11	1493	1293	1136	1070	830	730	647	578	518	368										
12	1662	1441	1267	1193	927	816	724	647	581	525	371									
13	1832	1589	1398	1095	1024	902	801	716	643	581	520	370	250							
14	2003	1738	1285	1199	1122	989	878	785	706	638	580	508	366	250	155					
15	2174	1887	1397	1304	1220	1075	956	855	769	696	632	576	495	359	247	154				
16	2346	2037	1509	1409	1318	1163	1034	925	833	753	684	624	571	479	349	319	231	156		
18	2691	2007	1735	1620	1516	1338	1190	1066	960	869	790	720	659	529	478	432	391	312	229	167
20	3038	2268	1961	1832	1715	1514	1348	1207	1088	985	896	818	664	600	543	492	445	403	364	328
22	3386	2530	2189	2045	1915	1692	1506	1350	1217	1102	1003	824	744	672	609	551	499	452	409	369
24	3272	2793	2417	2259	2116	1870	1665	1493	1346	1220	1011	912	823	745	675	611	564	502	454	414

h	▲ ▲ ▲ ▲ ▲ ▲ ▲ ▲ ▲ ▲ ▲ ▲ ▲ ▲ ▲ ▲ ▲ ▲ ▲ ▲																			
cm	2,00	2,20	2,40	2,50	2,60	2,80	3,00	3,20	3,40	3,60	3,80	4,00	4,20	4,40	4,60	4,80	5,00	5,20	5,40	5,60
10																				
11	1525	1369	1238	1180	1127	1031	947	872	806	622	569									
12	1711	1536	1389	1324	1264	1157	1062	979	765	696	636	584	526							
13	1897	1702	1540	1468	1402	1282	1178	1086	846	770	704	647	597	539	430					
14	2083	1869	1691	1612	1539	1408	1294	1011	927	844	773	710	655	606	548	442	353			
15	2268	2036	1842	1756	1677	1534	1410	1100	1009	919	841	773	714	661	613	555	450	390	316	
16	2454	2203	1993	1900	1814	1660	1525	1189	1091	994	910	837	773	715	664	535	492	454	400	327
18	2826	2537	2295	2188	2089	1912	1519	1369	1258	1145	1049	965	891	732	672	617	568	524	483	446
20	3197	2870	2597	2476	2364	1870	1719	1550	1421	1296	1188	1093	906	830	462	700	645	595	549	507
22	3569	3204	2899	2764	2639	2100	1919	1731	1588	1449	1328	1109	1013	928	852	784	722	666	615	568
24	3941	3538	3201	3052	2914	2320	2120	1913	1755	1602	1345	1226	1120	1027	943	868	800	738	681	633

monopanel

Rue Géo Lulbéry - BP 103 - 02301 Craunoy Cedex - Tél. : 03 23 40 66 66 - Fax : 03 23 40 66 88
Internet : www.monopanel.fr

HI-BOND 55.750

CHARGES ADMISSIBLES SUR LE PLANCHER EN daN/m²

Charges statiques comprenant les charges permanentes ajoutées et d'exploitation

t = 0,88 mm

h cm	▲ — ▲																			
	2,00	2,20	2,40	2,50	2,60	2,80	3,00	3,20	3,40	3,60	3,80	4,00	4,20	4,40	4,60	4,80	5,00	5,20	5,40	5,60
10	1436	1238	1083	1018	959	859	613	544												
11	1616	1395	1221	1148	1083	785	694	618	553	417										
12	1798	1553	1360	1279	1207	876	775	691	619	558	422									
13	1981	1711	1500	1411	1102	968	857	764	685	618	559	422	290							
14	2165	1871	1640	1544	1207	1060	939	838	752	678	614	558	419	291	186					
15	2349	2031	1781	1404	1312	1153	1022	912	818	738	669	609	556	413	289	187				
16	2533	2191	1628	1517	1417	1246	1105	986	885	799	725	659	602	549	404	285	185			
18	2904	2513	1870	1743	1629	1433	1271	1136	1020	922	836	761	695	637	585	513	421	359	267	188
20	3277	2452	2113	1970	1842	1621	1439	1286	1156	1054	948	864	789	724	665	528	479	434	392	355
22	3651	2734	2357	2199	2056	1811	1608	1437	1293	1168	1061	967	884	722	654	592	537	487	441	399
24	4027	3018	2603	2428	2271	2001	1777	1589	1430	1293	1174	1070	884	800	724	657	596	540	489	443

h cm	▲ — ▲ — ▲																			
	2,00	2,20	2,40	2,50	2,60	2,80	3,00	3,20	3,40	3,60	3,80	4,00	4,20	4,40	4,60	4,80	5,00	5,20	5,40	5,60
10																				
11	1524	1388	1237	1179	1126	1030	947	873	807	747	605									
12	1710	1535	1388	1324	1264	1156	1063	980	906	742	677	620	570							
13	1896	1702	1539	1468	1401	1282	1179	1087	1005	820	748	686	631	583	487					
14	2081	1866	1690	1612	1539	1408	1294	1194	988	899	821	753	693	640	593	500	402			
15	2267	2035	1841	1756	1677	1535	1410	1301	1075	978	893	819	755	697	646	600	511	414	331	
16	2453	2202	1992	1900	1814	1661	1526	1268	1162	1057	966	886	817	755	700	650	606	519	423	372
18	2825	2536	2295	2188	2089	1913	1758	1459	1337	1217	1112	1021	941	870	807	750	609	561	518	478
20	3196	2870	2597	2476	2365	2165	1836	1651	1494	1378	1260	1157	1067	987	915	750	690	637	588	543
22	3568	3204	2899	2764	2640	2417	2050	1844	1669	1539	1408	1293	1193	994	912	839	773	713	658	608
24	3940	3537	3201	3053	2915	1932	2265	2038	1845	1701	1557	1430	1201	1100	1010	929	855	789	729	674

CHARGES ADMISSIBLES SUR LE PLANCHER EN daN/m²

Charges statiques comprenant les charges permanentes ajoutées et d'exploitation

t = 1,00 mm

h cm	▲ — ▲																			
	2,00	2,20	2,40	2,50	2,60	2,80	3,00	3,20	3,40	3,60	3,80	4,00	4,20	4,40	4,60	4,80	5,00	5,20	5,40	5,60
10	1538	1322	1153	1083	1019	910	652	579												
11	1730	1488	1299	1220	1149	1027	737	655	586	459										
12	1924	1656	1446	1358	1280	932	823	732	655	589	466									
13	2118	1824	1594	1498	1411	1030	909	809	724	652	589	468	324							
14	2313	1993	1742	1637	1543	1127	996	887	794	715	647	587	466	327	213					
15	2509	2162	1891	1777	1397	1225	1083	965	864	778	704	640	583	461	326	215				
16	2705	2332	2041	1617	1509	1324	1171	1043	935	842	762	693	632	577	452	322	214	123		
18	3100	2674	1995	1857	1734	1522	1347	1201	1077	971	879	799	729	667	612	562	429	308	205	215
20	3497	3017	2253	2099	1960	1721	1524	1359	1220	1100	997	907	828	758	695	639	589	462	419	379
22	3895	3362	2514	2341	2187	1921	1702	1519	1363	1230	1115	1015	927	849	779	630	572	519	470	426
24	4295	3226	2775	2585	2415	2123	1881	1679	1508	1361	1234	1123	1026	940	771	699	634	575	522	473

h cm	▲ — ▲ — ▲																			
	2,00	2,20	2,40	2,50	2,60	2,80	3,00	3,20	3,40	3,60	3,80	4,00	4,20	4,40	4,60	4,80	5,00	5,20	5,40	5,60
10																				
11	1523	1367	1236	1179	1125	1030	946	873	807	748	676									
12	1709	1534	1387	1323	1263	1156	1063	980	906	840	714	653	600							
13	1895	1701	1538	1467	1401	1282	1179	1087	1006	867	790	723	664	612	536					
14	2080	1867	1690	1611	1538	1408	1295	1194	1105	949	865	792	728	672	621	552	445			
15	2266	2034	1841	1755	1676	1534	1411	1301	1204	1033	941	862	793	731	677	628	565	459	368	
16	2452	2201	1992	1899	1814	1660	1527	1409	1211	1116	1018	933	858	791	733	680	633	574	470	380
18	2824	2535	2294	2188	2089	1913	1759	1543	1393	1284	1172	1074	988	912	845	785	730	681	637	507
20	3196	2869	2596	2476	2365	2165	1991	1745	1576	1453	1327	1216	1120	1034	958	890	829	675	623	576
22	3567	3203	2899	2764	2640	2417	2171	1949	1761	1623	1482	1359	1252	1156	1072	890	819	756	698	645
24	3939	3537	3201	3053	2915	2670	2398	2153	1946	1794	1639	1503	1384	1279	1071	985	907	837	773	714

HI-BOND 55.750

CHARGES ADMISSIBLES SUR LE PLANCHER EN daN/m²

Charges statiques comprenant les charges permanentes ajoutées et d'exploitation

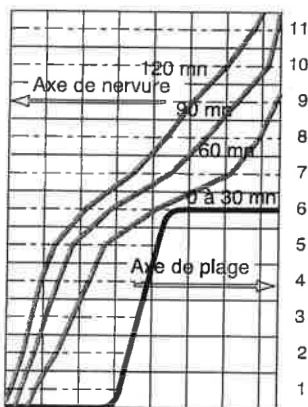
t = 1,20 mm

h cm	▲ ▲																			
	2,00	2,20	2,40	2,50	2,60	2,80	3,00	3,20	3,40	3,60	3,80	4,00	4,20	4,40	4,60	4,80	5,00	5,20	5,40	5,60
10	1649	1462	1270	1190	1118	995	894	636												
11	1878	1643	1429	1339	1259	1121	1007	718	640	525										
12	2107	1836	1589	1490	1401	1248	904	801	715	641	535									
13	2336	2010	1750	1641	1543	1375	998	885	790	709	639	540	378							
14	2559	2195	1912	1793	1686	1239	1092	969	866	777	701	635	540	383	256					
15	2774	2380	2074	1948	1830	1346	1187	1054	942	846	764	692	629	536	384	260				
16	2990	2566	2237	2098	1974	1454	1282	1139	1018	915	826	749	682	622	528	382	261	159		
18	3424	2941	2564	2406	1909	1670	1474	1310	1172	1054	952	864	787	718	658	604	508	370	254	158
20	3861	3317	2893	2313	2157	1888	1667	1483	1327	1194	1079	980	892	815	747	686	631	581	538	495
22	4299	3694	2775	2580	2406	2107	1861	1656	1483	1335	1207	1096	999	913	837	769	707	652	602	471
24	4739	4074	3062	2848	2656	2327	2058	1830	1639	1478	1335	1213	1108	1011	927	852	785	734	676	523

h cm	▲ ▲ ▲																			
	2,00	2,20	2,40	2,50	2,60	2,80	3,00	3,20	3,40	3,60	3,80	4,00	4,20	4,40	4,60	4,80	5,00	5,20	5,40	5,60
10																				
11	1521	1365	1234	1177	1124	1029	945	872	807	748	677									
12	1707	1532	1386	1321	1262	1155	1062	980	906	841	781	709	650							
13	1893	1699	1537	1465	1399	1281	1178	1087	1006	933	867	784	719	661	610					
14	2078	1866	1688	1610	1537	1407	1294	1194	1105	1025	941	859	788	725	669	620	512			
15	2264	2033	1839	1754	1675	1534	1410	1302	1205	1118	1023	934	857	789	729	675	627	529	428	
16	2450	2200	1990	1898	1813	1660	1526	1409	1304	1192	1105	1010	927	854	789	731	679	632	543	443
18	2822	2534	2293	2187	2088	1912	1759	1624	1515	1372	1272	1163	1067	989	909	842	783	729	680	636
20	3194	2868	2595	2475	2364	2165	1991	1838	1714	1552	1439	1316	1209	1114	1030	955	888	827	772	722
22	3566	3202	2898	2793	2639	2417	2224	2071	1914	1734	1607	1470	1351	1245	1152	1068	994	926	865	706
24	3937	3536	3200	3052	2915	2670	2456	2288	2114	1916	1776	1626	1494	1378	1274	1182	1100	915	846	782

DONNÉES POUR LES CALCULS DE RÉSISTANCE AU FEU

Coffrage à froid et après exposition au feu



N° tranche	Largeur équivalente : $\Phi_{e,b}$ (cm / m)			
	CF 30 min	CF 60 min	CF 90 min	CF 120 min
11	100	100	98,43	89,61
10	100	100	94,43	79,68
9	100	97,90	84,14	67,82
8	100	91,28	72,77	58,04
7	100	81,70	59,95	45,86
6	79,00	54,50	37,93	27,93
5	55,73	35,94	23,20	17,10
4	52,40	29,90	18,36	12,96
3	49,20	24,32	14,28	9,18
2	45,87	17,28	10,08	5,76
1	42,67	10,80	5,40	2,40

Température des aciers

Coefficients de la formule générale: $T = T_0 \cdot (1 - u / u_0)$ avec T et T₀ en °C, u et u₀ en mm

Degré CF min	T ₀ °C	u ₀ mm
60 min	703	111
90 min	898	126,2
120 min	1060	140,3

ANNEXE B :

- Coefficient relative aux résistances :

2. COEFFICIENTS RELATIFS AUX RESISTANCES

Tableau 3 - Valeurs des coefficients partiels de sécurité γ_M sur les résistances					
Référence dans FEC3	Résistance concernée	Symbole utilisé	Domaine d'application	Valeurs	
				ENV 1993-1-1	EC3-DAN
5.1.1(2)	Résistance des sections	γ_{M0}	- Résistance des sections . de Classe 1, 2 ou 3	1,1	1,0 ou 1,1
		γ_{M1}	. de Classe 4	1,1	1,1
		γ_{M2}	- Résistance de section nette au droit des trous de boulons	1,25	1,25
5.1.1(2)	Résistance des éléments	γ_{M1}	- Résistance aux instabilités	1,1	1,1
6.1.1(2)	Résistance des assemblages	γ_{Mb}	- Assemblages boulonnés . résistance au cisaillement . résistance à la traction	1,25 1,25	1,25 1,50
		γ_{Mr}	- Assemblages rivés	1,25	1,25
		γ_{Mp}	- Résistance des axes d'articulation	1,25	1,25
		γ_{Mw}	- Assemblages soudés . acier Fe 360 . acier Fe 430 . acier Fe 510	1,25 1,25 1,25	1,25 1,30 1,35
			γ_{Mj}	- Assemblages tubulaires	$\gamma_{M1}/1,1$
6.5.8.1(3)	Résistance des boulons HR au glissement		$\gamma_{Ms,ult}$	- aux ELU	1,25
		$\gamma_{Ms,ult}$	- aux ELU, avec trous surdimensionnés et trous oblongs	1,40	1,25
		$\gamma_{Ms,ser}$	- aux ELS	1,10	1,20
9.3.4(4)	Résistance à la fatigue	γ_{Mf}	- Eléments "redondants"	1,00 à 1,15	1,00 à 1,15
			- Eléments "non redondants"	1,25 à 1,35	1,25 à 1,35
Y.4.1(3)	Coefficient pour charge d'essai de réception	-	- Poids propre	1,00	1,00
			- Autres charges permanentes	1,15	1,00
			- Charges variables	1,25	1,00

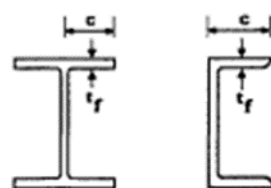
▪ Classification des éléments :

Tableau 5.3.1 (Feuille 2)		Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois comprimées			
(b) parois internes de semelles : (parois internes parallèles à l'axe de flexion)					
Classe	Type	Section fléchie		Section comprimée	
Distribution de contraintes dans la paroi et sur la hauteur de la section (compression positive)					
1	Sections creuses laminées	$(b - 3t_f)/t_f \leq 33 \epsilon$		$(b - 3t_f)/t_f \leq 42 \epsilon$	
	Autres	$b/t_f \leq 33 \epsilon$		$b/t_f \leq 42 \epsilon$	
2	Sections creuses laminées	$(b - 3t_f)/t_f \leq 38 \epsilon$		$(b - 3t_f)/t_f \leq 42 \epsilon$	
	Autres	$b/t_f \leq 38 \epsilon$		$b/t_f \leq 42 \epsilon$	
Distribution de contraintes dans la paroi et sur la hauteur de la section (compression positive)					
3	Sections creuses laminées	$(b - 3t_f)/t_f \leq 42 \epsilon$		$(b - 3t_f)/t_f \leq 42 \epsilon$	
	Autres	$b/t_f \leq 42 \epsilon$		$b/t_f \leq 42 \epsilon$	
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$		f_y (N/mm ²)	235	275	355
		ϵ	1	0,92	0,81

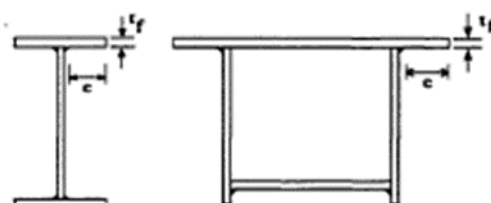
Tableau 5.3.1
(Feuille 3)

Rapports largeur-épaisseur maximaux
pour parois comprimées

(c) Parois de semelles en console :



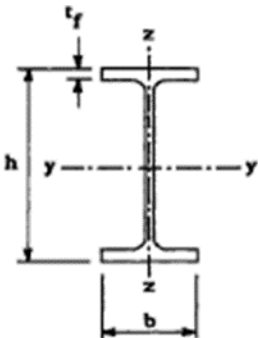
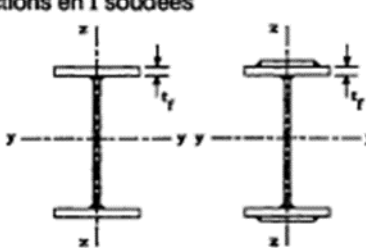

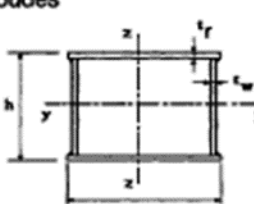
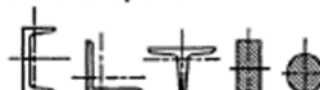
Sections laminées



Sections soudées


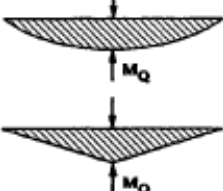
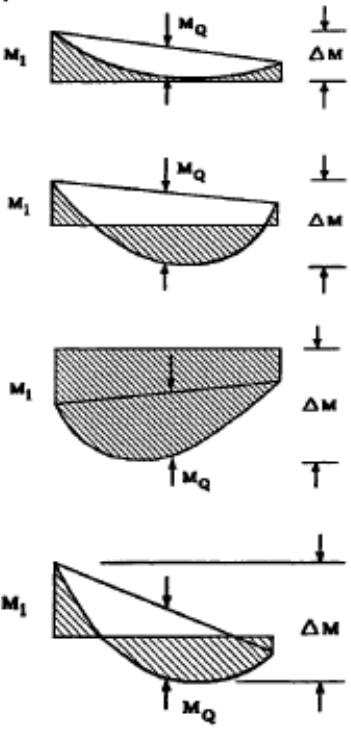
Classe	Type de section	Paroi comprimée	Paroi en flexion composée		
			bord comprimé	bord tendu	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)					
1	laminées	$c/t_f \leq 10 \epsilon$	$c/t_f \leq \frac{10 \epsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{10 \epsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$	
	soudées	$c/t_f \leq 9 \epsilon$	$c/t_f \leq \frac{9 \epsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{9 \epsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$	
2	laminées	$c/t_f \leq 11 \epsilon$	$c/t_f \leq \frac{11 \epsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{11 \epsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$	
	soudées	$c/t_f \leq 10 \epsilon$	$c/t_f \leq \frac{10 \epsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{10 \epsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)					
3	laminées	$c/t_f \leq 15 \epsilon$	$c/t_f \leq 23 \epsilon \sqrt{k_\sigma}$		
	soudées	$c/t_f \leq 14 \epsilon$	$c/t_f \leq 21 \epsilon \sqrt{k_\sigma}$		
			Pour k_σ voir tableau 5.3.3		
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$		f_y (N/mm ²)	235	275	355
		ϵ	1	0,92	0,81

- Choix de courbe de flambement :

Tableau 5.5.3 Choix de la courbe de flambement correspondant à une section			
Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
Sections en I laminées 	$h / b > 1,2 :$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$h / b \leq 1,2 :$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$ $t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z y - y z - z	b c d d
Sections en I soudées 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$ $t_f > 40 \text{ mm}$	y - y z - z y - y z - z	b c c d
Sections creuses 	laminées à chaud	quel qu'il soit	a
	formées à froid - en utilisant f_{yb}^*)	quel qu'il soit	b
	formées à froid - en utilisant f_{ya}^*)	quel qu'il soit	c
Caissons soudés 	d'une manière générale (sauf ci-dessous)	quel qu'il soit	b
	Soudures épaisses et $b / t_f < 30$ $h / t_w < 30$	y - y z - z	c c
Sections en U, L, T et sections pleines 		quel qu'il soit	c

*) Voir 5.5.1.4 (4) et figure 5.5.2

- Facteur de moment uniforme équivalent :

Diagramme de moment	Facteur de moment uniforme équivalent β_M
<p>Moments d'extrémités</p>  <p>$-1 \leq \psi \leq 1$</p>	$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7 \psi$
<p>Moments dus à des charges transversales</p> 	$\beta_{M,Q} = 1,3$ $\beta_{M,Q} = 1,4$
<p>Moments dus à des charges transversales plus des moments d'extrémités</p> 	$\beta_M = \beta_{M,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ $M_Q = \max M \quad \text{dû aux charges transversales seulement}$ $\Delta M = \begin{cases} \max M & \text{pour diagramme de moment sans changement de signe} \\ \max M + \min M & \text{pour diagramme de moment avec changement de signe} \end{cases}$
<p>Figure 5.5.3 Facteurs de moment uniforme équivalent</p>	

▪ Coefficient C1 C2 :



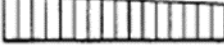


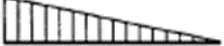




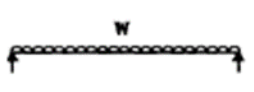

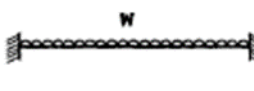

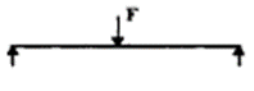

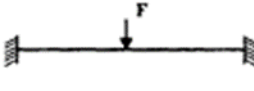

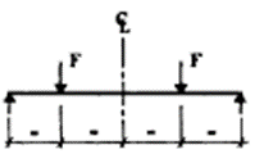
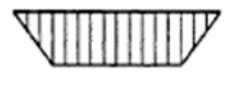
Tableau F.1.1 Coefficients C_1 , C_2 et C_3 pour différentes valeurs de k , dans le cas de moments d'extrémités					
Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	Valeur de k	Coefficients		
			C_1	C_2	C_3
	$\psi = +1$ 	1,0 0,7 0,5	1,000 1,000 1,000	-	1,000 1,113 1,144
	$\psi = +3/4$ 	1,0 0,7 0,5	1,141 1,270 1,305	-	0,998 1,565 2,283
	$\psi = +1/2$ 	1,0 0,7 0,5	1,323 1,473 1,514	-	0,992 1,556 2,271
	$\psi = +1/4$ 	1,0 0,7 0,5	1,563 1,739 1,788	-	0,977 1,531 2,235
	$\psi = 0$ 	1,0 0,7 0,5	1,879 2,092 2,150	-	0,939 1,473 2,150
	$\psi = -1/4$ 	1,0 0,7 0,5	2,281 2,538 2,609	-	0,855 1,340 1,957
	$\psi = -1/2$ 	1,0 0,7 0,5	2,704 3,009 3,093	-	0,676 1,059 1,546
	$\psi = -3/4$ 	1,0 0,7 0,5	2,927 3,258 3,348	-	0,366 0,575 0,837
	$\psi = -1$ 	1,0 0,7 0,5	2,752 3,063 3,149	-	0,000 0,000 0,000

Tableau F.1.2

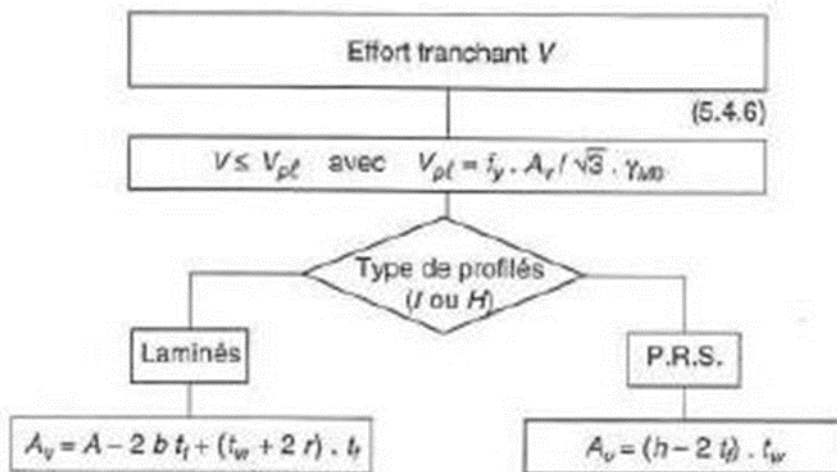
Coefficients C_1 , C_2 et C_3 , pour différentes valeurs de k , dans le cas de charges transversales

Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	Valeur de k	Coefficients		
			C_1	C_2	C_3
		1,0	1,132	0,459	0,525
		0,5	0,972	0,304	0,980
		1,0	1,285	1,562	0,753
		0,5	0,712	0,652	1,070
		1,0	1,365	0,553	1,730
		0,5	1,070	0,432	3,050
		1,0	1,565	1,267	2,640
		0,5	0,938	0,715	4,800
		1,0	1,046	0,430	1,120
		0,5	1,010	0,410	1,890

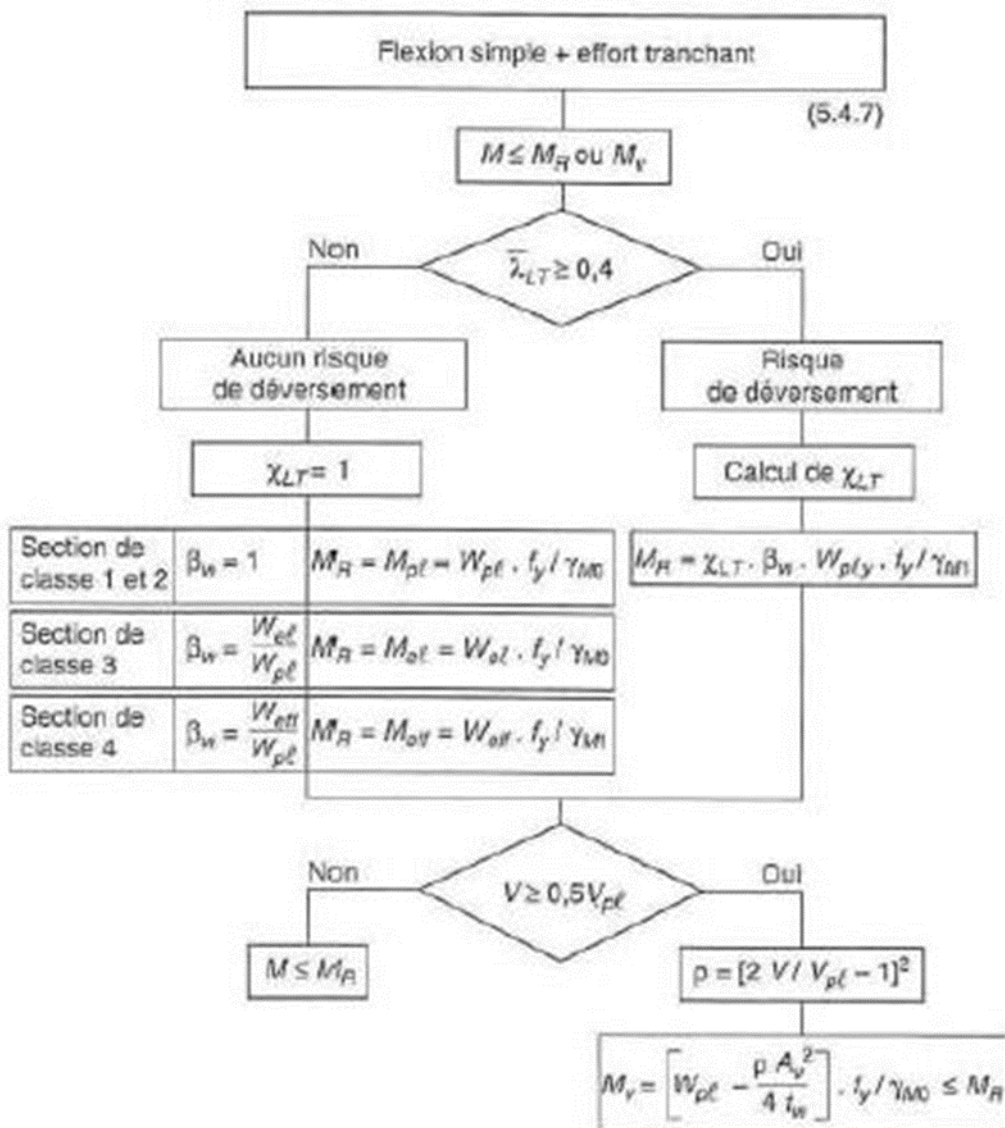
- Coefficient de reduction :

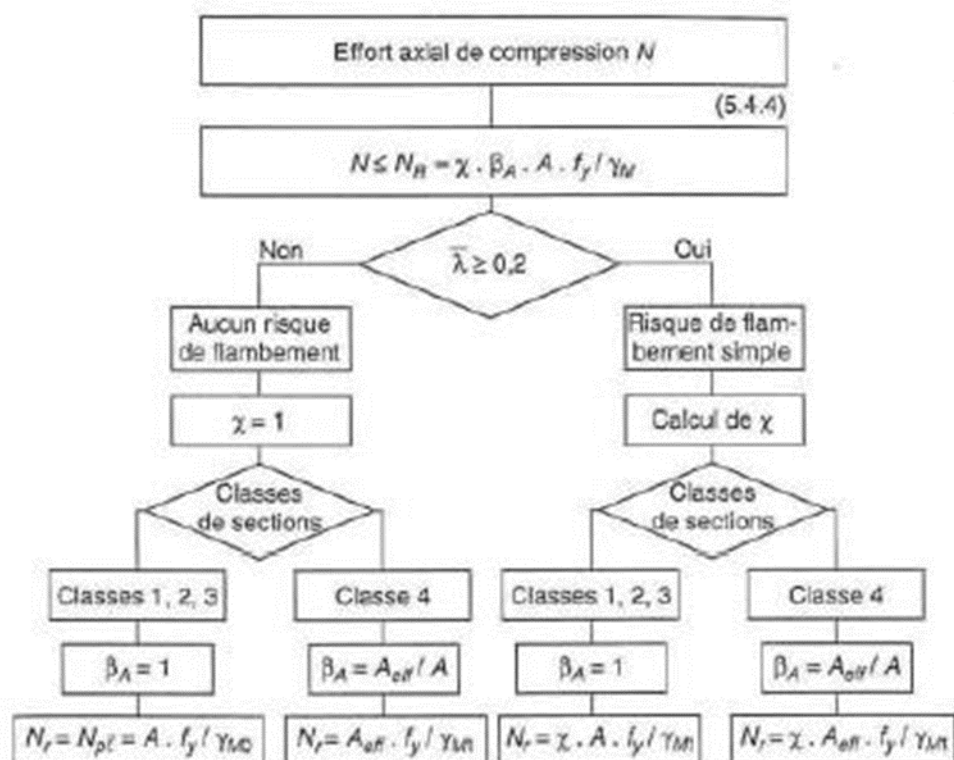
Tableau 5.5.2 Coefficients de réduction χ				
$\bar{\lambda}$	Courbe de flambement			
	a	b	c	d
0,2	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9775	0,9641	0,9491	0,9235
0,4	0,9528	0,9261	0,8973	0,8504
0,5	0,9243	0,8842	0,8430	0,7793
0,6	0,8900	0,8371	0,7854	0,7100
0,7	0,8477	0,7837	0,7247	0,6431
0,8	0,7957	0,7245	0,6622	0,5797
0,9	0,7339	0,6612	0,5998	0,5208
1,0	0,6656	0,5970	0,5399	0,4671
1,1	0,5960	0,5352	0,4842	0,4189
1,2	0,5300	0,4781	0,4338	0,3762
1,3	0,4703	0,4269	0,3888	0,3385
1,4	0,4179	0,3817	0,3492	0,3055
1,5	0,3724	0,3422	0,3145	0,2766
1,6	0,3332	0,3079	0,2842	0,2512
1,7	0,2994	0,2781	0,2577	0,2289
1,8	0,2702	0,2521	0,2345	0,2093
1,9	0,2449	0,2294	0,2141	0,1920
2,0	0,2229	0,2095	0,1962	0,1766
2,1	0,2036	0,1920	0,1803	0,1630
2,2	0,1867	0,1765	0,1662	0,1508
2,3	0,1717	0,1628	0,1537	0,1399
2,4	0,1585	0,1506	0,1425	0,1302
2,5	0,1467	0,1397	0,1325	0,1214
2,6	0,1362	0,1299	0,1234	0,1134
2,7	0,1267	0,1211	0,1153	0,1062
2,8	0,1182	0,1132	0,1079	0,0997
2,9	0,1105	0,1060	0,1012	0,0937
3,0	0,1036	0,0994	0,0951	0,0882

▪ Effort tranchant V :

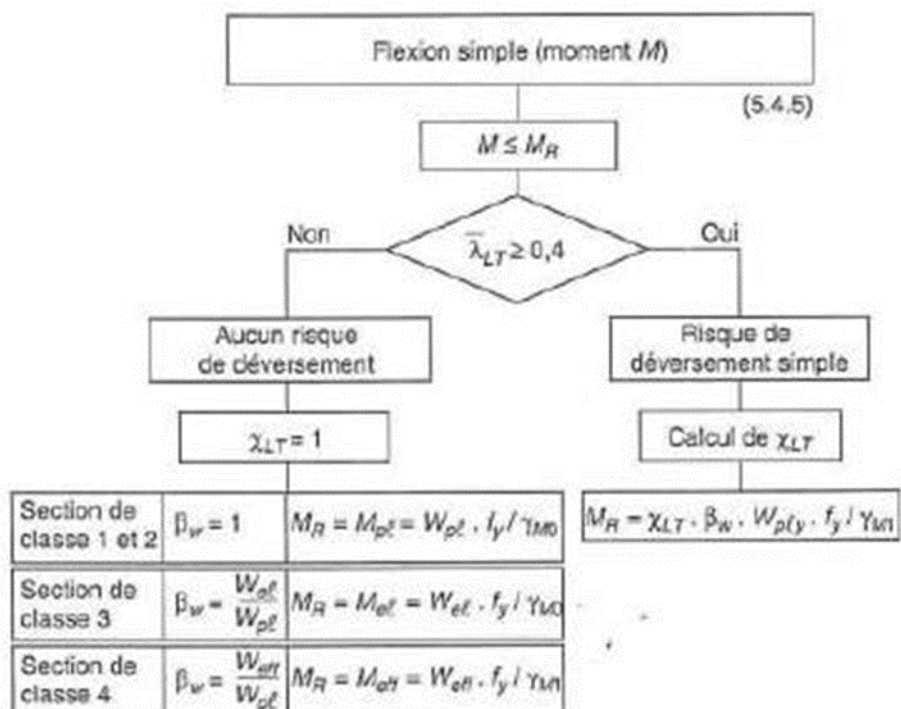


- Figure 113-8 -





- Figure 112 -



▪ Flexion composée seule (M+N) :

