

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 - البلدية 1
Université Saad Dahleb 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 métallique et mixtes

THÈME

ETUDE ET CONCEPTION D'UN BATIMENT (R+9+ SOUS-SOL)
EN CHARPENTE METALLIQUE

Etudié et réaliser par

BEN HADOUA Mounir & TIRICHINE Mohamed

Devant le jury composé de :

	U. Saad Dahleb-Blida	Président
	U. Saad Dahleb-Blida	Examineur
Mme. HALFAYA.FZ	U. Saad Dahleb-Blida	Promotrice

Blida, Juin 2024

Remerciements

Ce jour marque la fin d'une longue période d'étude à l'université

Saad Dahleb Blida.

En cette mémorable occasion nous tenons à remercier Dieu qui nous a donné la force et la patience d'accomplir ce travail.

*Nous tenons à remercier vivement tous ceux qui nous ont aidés à élaborer cet ouvrage et en particulier notre promotrice **Mme. HALFAYA F/Z** pour leurs conseils et orientations.*

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

*Nous tenons à remercier vivement **Mr. Oussama** Pour leur précieuse aide.*

Nous remercions aussi l'ensemble des enseignants du département de génie civil qui ont contribué à notre formation master en Génie Civil.

Que tous ceux ou celles qui nous ont apportés leur soutien et qui nous ont aidé de loin ou de près pour l'achèvement de ce projet trouvent ici l'expression de notre vive et sincère reconnaissance, en particulier.

Que tous ceux ou celles qui nous ont apportés leur soutien et qui nous ont aidé de loin ou de près pour l'achèvement de ce projet trouvent ici l'expression de notre vive et sincère reconnaissance, en particulier.

Dédicace

*Avant de commencer, je tiens d'abord à remercier le bon dieu pour
M'accorder la patience et la sérénité pour la réalisation de ce travail.*

En premier, Je dédie ce modeste travail :

A mes chers parents.

A mes chers frères et sœurs et à toute ma famille.

A tous mes amis.

A tous mes collègues du secteur du GENIE CIVIL.

*A tous mes collègues de la section de STRUCTURE METALLIQUE ET
MIXTE Master II. Qui j'ai passé avec eux des moments inoubliables.*

Enfin je remercie mon binôme tirichine mohamed

Mounir

Dédicace

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

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

*À mes chers grand-père grand-mère et tante pour leurs encouragements
permanents et leur soutien moral*

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

A tous mes amis, Balla Amin, Ghoul Abderrahman

Enfin je remercie le meilleur « mon binôme Ben hadouda Mounir »

Mohamed

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة مبنى ذو بنية حديدية يتألف من 9 طوابق + طابق أرضي، تم إنجازه حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل (RPA99 version 2003) البناية تقع في ولاية البليدة، المصنفة في المنطقة الزلزالية رقم III. تم ضمان مقاومة واستقرار البناية لكل الحمولات العمودية والأفقية بواسطة العارضات والأعمدة.

الدراسة الديناميكية تمت باستعمال برنامج Autodesk Robot Structural Analysis 20 اختيار مختلف العناصر المكونة للبنية الحديدية للبنية صُمم طبقاً للمعايير والقوانين المعمول بها حالياً (RPA 99 2003, CCM97, EC3 et BAEL 91) الكلمات المفتاحية: هيكل فولاذي، أرضية مركبة، زلزال، تجميع.

Résumé

Le but de cette étude est la conception d'un bâtiment en charpente métallique de R+9+Sous-Sol.

Cette structure sera réalisée à la wilaya de Blida, classée comme une zone de fortesismicité (zone III) selon le RPA99 version 2003.

L'étude dynamique a été faite par le logiciel Autodesk Robot Structurals 20.

Le dimensionnement et la vérification des éléments résistants a été effectué conformément aux règlements en vigueur (RPA 99 2003, CCM97, EC3 et BAEL 91)

Mots clé : Charpente métallique, plancher mixtes, séisme, assemblage.

Abstract

The purpose of this study is the design of a metal frame building of R +9 + Basement.

This structure will be built in the wilaya of Blida, classified as a zone of high seismicity (Zone III) according to the RPA99 version 2003.

The dynamic study was made by the Autodesk Robot Structural Analysis 20 software.

The design and verification of the resistant elements was carried out in accordance with the regulations in force (RPA 99 2003, CCM97, EC3 and BAEL 91).

Key words: Steel frame, composite floor, seismic, assembly.

Sommaire

Remerciements

Dédicace

Liste des Figures

Liste des Tableaux

Liste des Symboles

Introduction Générale 1

Chapitre I : Généralités et présentation de l’ouvrage

I.1 Introduction..... 3

I.2 Présentation du projet 3

I.3 Caractéristique de l’ouvrage 4

I.4 Données géométriques : 4

I.5 Caractéristiques mécaniques des matériaux 7

I.5.1 Acier 7

I.5.2 Béton..... 8

I.6 Règlements utilisés 9

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments principaux

II.1 Introduction..... 11

II.2 Les planchers..... 11

II.3 Méthode de calcul 11

II.3.1 Phase de construction..... 11

II.3.2 Phase finale..... 11

II.4 Largueur de la dalle collaborant 12

II.5 Estimation des charges des planchers..... 12

II.5.1 Plancher terrasse inaccessible 12

II.5.2 Plancher courant 12

II.6 Prédimensionnement des Solives 13

II.6.1 Plancher courant (panneau bureau 7.5m) 13

II.7 Calcul des connecteurs (connexion totale)..... 19

II.7.1 Plancher courant (panneau bureau 5.5m) 20

II.7.2 Plancher courant (panneau de salle de conférence 5.5m)..... 21

II.7.3 Plancher terrasse (panneau 7.5m)..... 22

II.7.4 Plancher terrasse (panneau 5.5m)..... 23

II.8	Pré dimensionnement des poutres principales	24
II.8.1	Plancher courant	24
II.8.2	Prédimensionnement de la poutre.....	24
II.9	Prédimensionnement des poteaux.....	34
II.9.1	Introduction	34
II.9.2	Poteau central (le plus sollicité)	34
II.10	Pré dimensionnement des voiles.....	37
II.11	Prédimensionnement de la dalle plein.....	38

Chapitre III : Prédimensionnement des éléments secondaire

III.1	Etude d'acrotère	41
III.1.1	Introduction.....	41
III.1.2	Evaluation des charges.....	41
III.1.3	La force horizontale due à l'effet du séisme	42
III.1.4	Calcul des sollicitations	43
III.1.5	Calculs de Ferrailage	43
III.2	Etude des escaliers	45
III.2.1	Introduction.....	45
III.2.2	Prédimensionnement des marches	46
III.2.3	Dimensionnement de limon	50

Chapitre IV : Etude Climatique

□	Effet du vent.....	55
IV.1	Introduction.....	55
IV.2	Action du vent.....	55
IV.2.1	Coefficients de calcul.....	56
IV.2.1.1	Effet de la région.....	56
IV.2.1.2	Catégorie de terrain	56
IV.2.1.3	Détermination du coefficient d'exposition C_e (z_e).....	56
IV.2.1.4	Détermination du coefficient de la rugosité C_r	56
IV.2.1.5	Coefficient de topographie.....	57
IV.2.1.6	Intensité de turbulence	57
IV.2.2	Paramètre de calcul.....	57
IV.2.2.1	Direction du vent V_1 (0°).....	57
IV.2.2.2	Direction du vent V_2 (90°).....	65
IV.2.3	La force de frottement	71

□	Effet de neige	73
	IV.3 Introduction.....	73
	IV.3.1 Calcul des charges de neige.....	73
	IV.3.2 Charge de neige sur le sol.....	73
	IV.3.3 Coefficient de forme de la toiture.....	73
	Chapitre V : Etude Dynamique	
	V.1 Introduction.....	76
	V.2 Objectif de l'étude dynamique.....	76
	V.3 Modélisation de rigidité.....	76
	V.4 Modélisation de la masse.....	76
	V.5 Choix de la méthode de calcul.....	77
	V.5.1 La méthode statique équivalente.....	77
	V.5.2 La méthode modale spectrale.....	77
	V.5.3 Analyse spectrale.....	78
	V.5.3.1 Utilisation des spectres de réponse.....	78
	V.5.3.2 Résultante des forces sismiques de calcul.....	79
	V.5.4 Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente.....	79
	V.5.4.1 Estimation de la période fondamentale de la structure (T).....	80
	V.5.4.2 Procédure de calculs.....	82
	V.6 Conclusion.....	86
	Chapitre VI : Vérification des éléments	
	VI.1 Introduction.....	88
	VI.2 Le flambement.....	88
	VI.3 Le déversement.....	88
	VI.4 Vérification de la stabilité.....	89
	VI.4.1 Vérification des poteaux.....	89
	VI.4.1.1 Procédure de calcul.....	89
	VI.4.1.2 Exemple de calcul (Niveau RDC).....	90
	VI.4.1.3 Vérification des autres poteaux.....	92
	VI.4.1.4 Vérification de la stabilité des poteaux vis-à-vis du déversement.....	93
	VI.4.2 Vérification des poutres.....	93
	VI.5 Ferrailage de noyau central.....	96
	VI.5.1 La méthode de calcul.....	97
	VI.5.2 Ferrailage.....	98

VI.5.2.1 Ferrailage vertical	98
VI.5.2.2 Ferrailages horizontaux.....	99
VI.5.2.3 Armature de joint de bétonnage (aciers de couture)	99
Chapitre VII : Assemblages des éléments	
VII.1 Introduction.....	103
VII.2 Assemblage poutre-solive (HEA360 – IPE270).....	103
Chapitre VIII : Etude des éléments de l’infrastructure	
VIII.1 Introduction.....	109
VIII.2 Choix du type de fondation.....	109
VIII.3 Définition de radie.....	109
VIII.4 Pré-dimensionnement de radier	110
VIII.4.1 Dalle.....	110
VIII.4.2 Les Nervures	110
VIII.4.2.1 Largeur de la nervure.....	110
VIII.4.2.2 La hauteur de la nervure	110
VIII.4.3 Vérification de la stabilité du radier	111
VIII.4.4 Vérification des contraintes	112
VIII.4.4.1 Sollicitation du premier genre	112
VIII.4.4.2 Sollicitation du second genre.....	112
VIII.5 Ferrailage du radier	113
VIII.5.1 Ferrailage de la dalle.....	113
VIII.5.2 Calcul du ferrailage.....	114
VIII.5.3 Vérification nécessaire.....	115
VIII.6 Ferrailage de la nervure.....	116
VIII.6.1 Détermination des efforts.....	116
VIII.6.2 Calcul des armatures	116
VIII.6.3 Vérification nécessaire.....	117
Conclusion générale.....	120
Bibliographie	
Annexes	

Liste des Figures

Figure I. 1: Vue 2D de bâtiments.	3
Figure I. 2: Conception d'un plancher collaborant.....	5
Figure I. 3: Dimensions transversales des dalles.....	5
Figure I. 4: Bac d'acier type Hi Bond 55.	6
Figure I. 5: Goujon soudée.	6
Figure II. 1: La vue en plans de l'étage 01.....	13
Figure II. 2: Schéma statique des poutres.	25
Figure II. 3: Poteau central.....	34
Figure II. 4: Coupe de voile en élévation.....	38
Figure II. 5: Dalle pleine.	38
Figure III. 1: Dimension de l'acrotère.	41
Figure III. 2: Schéma statique de l'acrotère.....	42
Figure III. 3: Diagrammes des efforts à L'E.L.U.....	43
Figure III. 4: Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	45
Figure III. 5: Schéma des escaliers.	46
Figure III. 6: Disposition des cornières.....	47
Figure III. 7: Charges repris par la cornière.....	47
Figure IV. 1: Direction principale de vent.....	55
Figure IV. 2: Hauteur de référence z_e et profil correspondant de la pression dynamique.	58
Figure IV. 3: Hauteur de référence z_e et profil correspondant de la pression dynamique.	58
Figure IV. 4: Légende relative aux murs verticaux.....	59
Figure IV. 5: Coefficient de pression intérieur C_{pi} des bâtiments sans face dominants.	60
Figure IV. 6: Légende pour les toitures plates.....	62
Figure IV. 7: Distribution de la pression aérodynamique sur les parois.	65
Figure IV. 8: Hauteur de référence z_e et profil correspondant de la pression dynamique.	65
Figure IV. 9: Légende relative aux murs verticaux.....	66
Figure IV. 10: Zone de pression pour les parois verticales.	67
Figure IV. 11: Coefficient de pression intérieur C_{pi} des bâtiments sans face dominants.	67
Figure IV. 12: Légende pour les toitures plates.	69
Figure IV. 13: Distribution de la pression aérodynamique sur les parois.	71

Figure IV. 14: Coefficient de forme (toiture à un seul versant).	73
Figure V. 1: Spectre de réponse selon les deux directions.	78
Figure V. 2: Vue 3D du 1er modèle.	82
Figure V. 3: Vue 3D de modèle final.	84
Figure VI. 1: Phénomène du flambement.....	88
Figure VI. 2: Phénomène du déversement.	89
Figure VI. 3: La rigidité des poteaux.....	90
Figure VI. 4: Schémas de la poutre principale.	94
Figure VI. 5: Schémas de la poutre secondaire.	95
Figure VI. 6: Cas d'un voile de section partielle.....	98
Figure VI. 7: Disposition des armatures verticales dans le voile.	98
Figure VI. 8: Disposition et nomination des voiles de contreventement.	99
Figure VII. 1: Les points d'assemblés de la structure.	103
Figure VII. 2: Schéma de l'assemblage poutre – solive.....	103
Figure VII. 3: Disposition constructif de l'assemblage poutre – solive.....	104
Figure VII. 4: Assemblage soudé poutre- platine.....	105
Figure VIII. 1: Surface nécessaire de radie.....	109
Figure VIII. 2: Contrainte sous le radier.	112
Figure VIII. 3: Schéma de ferrailage de la nervure.	119
Figure VIII. 4: Schéma de ferrailage du radier.	119

Liste des Tableaux

Tableau I. 1: Valeurs nominales de f_y et f_u pour les profilés	8
Tableau I. 2: Caractéristiques mécaniques de l'acier	8
Tableau II. 1: Estimation des charges de plancher terrasse	12
Tableau II. 2: Estimation des charges de plancher courant.....	12
Tableau II. 3: Vérification du profilé en phase final pour panneau de 7.5m	20
Tableau II. 4: Vérification du profilé en phase de construction pour panneau de 5.5m	21
Tableau II. 5: Vérification du profilé en phase final pour panneau de 5.5m	21
Tableau II. 6: Vérification du profilé en phase de construction pour panneau de 5.5m	21
Tableau II. 7: Vérification du profilé en phase final pour panneau de 5.5m	22
Tableau II. 8: Vérification du profilé en phase de construction pour panneau de 7.5m	22
Tableau II. 9: Vérification du profilé en phase final pour panneau de 7.5m.	23
Tableau II. 10: Vérification du profilé en phase de construction pour panneau de 5.5m ..	23
Tableau II. 11: Vérification du profilé en phase final pour panneau de 5.5m	23
Tableau II. 12: Caractéristiques du profilé IPE400 (poutre principal)	24
Tableau II. 13: Vérification du profilé en phase de construction pour panneau de 5.5m ..	31
Tableau II. 14: Vérification du profilé en phase final pour panneau de 5.5m	32
Tableau II. 15: Vérification du profilé en phase de construction pour panneau de 7.5m ..	32
Tableau II. 16: Vérification du profilé en phase final pour panneau de 7.5m	33
Tableau II. 17: Vérification du profilé en phase de construction pour panneau de 5.5m ..	33
Tableau II. 18: Vérification du profilé en phase final pour panneau de 5.5m	33
Tableau II. 19: La descente des charges (les poteaux centraux).....	35
Tableau II. 20: Les sections et les profilés des poteaux centraux	36
Tableau II. 21: Les sections final pour les poteaux centraux	37
Tableau III. 1: Calcule des sollicitations.	43
Tableau III. 2: Calcule de ferrailage.	44
Tableau IV. 1: Caractéristique des zones.	59
Tableau IV. 2: Le coefficient de pression intérieur C_{pi} (direction V1)	61
Tableau IV. 3: La pression aérodynamique pour $C_{pi1}=+0.80$ (direction V1)	61

Tableau IV. 4: La pression aérodynamique pour $C_{pi1} = -0.50$ (<i>direction V1</i>).....	61
Tableau IV. 5: La pression aérodynamique pour $C_{pi1} = +0.80$ (<i>direction V1</i>).....	62
Tableau IV. 6: La pression aérodynamique pour $C_{pi1} = -0.50$ (<i>direction V1</i>).....	62
Tableau IV. 7: Le coefficient de pression intérieur C_{pi} (LA TERASSE V1).....	63
Tableau IV. 8: La pression aérodynamique pour $C_{pi1} = +0.80$ (<i>directionV1</i>).....	64
Tableau IV. 9: La pression aérodynamique pour $C_{pi1} = -0.50$ (<i>direction V1</i>).....	64
Tableau IV. 10: La pression aérodynamique pour $C_{pi1} = +0.80$ (<i>direction V1</i>).....	64
Tableau IV. 11: La pression aérodynamique pour $C_{pi1} = +0.80$ (<i>direction V1</i>).....	64
Tableau IV. 12: Caractéristique des zones	67
Tableau IV. 13: Le coefficient de pression intérieur C_{pi} (<i>direction V2</i>)	68
Tableau IV. 14: La pression aérodynamique pour $C_{pi1} = +0.80$ (<i>direction V2</i>).....	69
Tableau IV. 15: La pression aérodynamique pour $C_{pi1} = -0.50$ (<i>direction V2</i>).....	69
Tableau IV. 16: Le coefficient de pression intérieur C_{pi} (LA TERASSE V2).....	70
Tableau IV. 17: La pression aérodynamique pour $C_{pi1} = +0.80$ (<i>direction V2</i>).....	70
Tableau IV. 18: La pression aérodynamique pour $C_{pi1} = +0.80$ (<i>direction V2</i>).....	71
Tableau V. 1: Facteur de qualité Q.....	81
Tableau V. 2: Caractéristique de la force sismique	81
Tableau V. 3: Participation massique du modèle initial	82
Tableau V. 4: Vérifications des déplacements inter étage pour le 1er modèle	83
Tableau V. 6: Vérifications des déplacements inter étage pour le modèle final	85
Tableau V. 7: Vérification de l'effet P- Δ	86
Tableau VI. 1: Vérification au flambement par flexion pour N_{max}	92
Tableau VI. 2: Vérification au flambement par flexion pour M_y^{max}	92
Tableau VI. 3: Vérification au flambement par flexion pour M_y^{max}	93
Tableau VI. 4: Vérification de l'élançement réduit du diversement	93
Tableau VI. 5: Vérification du diversement avec le moment M_{brd}	93
Tableau VI. 6: Caractéristique géométrique et mécanique de HEA360	94
Tableau VI. 7: Caractéristique géométrique et mécanique de IPE200.....	95
Tableau VI. 8: Zone de calcul pour le ferrailage des voiles.....	99
Tableau VI. 9: Ferrailage vertical dans <i>pier 1 et 2</i>	100
Tableau VI. 10: Ferrailage vertical dans <i>pier 3</i>	100

Tableau VI. 11: Choix des armatures vertical dans <i>pier 1 et 2</i>	100
Tableau VI. 12: Choix des armatures vertical dans <i>pier 3</i>	100
Tableau VI. 13: Choix des armatures vertical dans <i>pier 1 et 2</i>	101
Tableau VI. 14: Choix des armatures vertical dans <i>pier 3</i>	101
Tableau VIII. 1: Contrainte sous le radier à L'ELU.....	113
Tableau VIII. 2: Contrainte sous le radier à L'ELS.....	113
Tableau VIII. 3: Calcul des moments à l'ELU.....	114
Tableau VIII. 4: Calcul des moments à l'ELS.....	114
Tableau VIII. 5: Ferrailage du panneau le plus sollicité du radier.....	115
Tableau VIII. 6: Vérification des contraintes de la dalle du raider à l'ELS.....	115
Tableau VIII. 7: Vérification des contraintes de nouveau choix.....	116
Tableau VIII. 8: Calcul du ferrailage de la nervure.....	116
Tableau VIII. 9: Vérification des contraintes de la dalle du raider à l'ELS.....	117
Tableau VIII. 10: Vérification des contraintes de nouveau choix.....	117

Liste des Symboles

La signification des principaux symboles est la suivante :

A : Coefficient d'accélération de zone.

A_s : Aire d'une section d'acier.

φ : Angle de frottement.

Q : Charge d'exploitation.

γ : Coefficient de sécurité dans l'acier.

γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.

σ_s : Contrainte de traction de l'acier.

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

σ_s : Contrainte de traction admissible de l'acier.

σ_{bc} : Contrainte de compression admissible du béton.

$u \tau$: Contrainte ultime de cisaillement.

τ : Contrainte tangentielle.

β : Coefficient de pondération.

σ_{sol} : Contrainte du sol.

σ_m : Contrainte moyenne.

G : Charge permanente.

ξ : Déformation relative.

V : Effort tranchant à la base.

E.L.U : Etat limite ultime.

E.L.S : Etat limite service

N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.

T_u : Effort tranchant ultime.

T : Période.

S_t : Espacement.

λ : Elancement.

F : Force concentrée.

f : Flèche.

f_{adm} : Flèche admissible.

L : Longueur ou portée.

L_f : Longueur de flambement.

F_e : Limite d'élasticité de l'acier.

M_u : Moment à l'état limite ultime.

M_{ser} : Moment à l'état limite de service.

M_t : Moment en travée.

M_a : Moment sur appuis.

M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.

I : Moment d'inertie.

M : Moment, Masse.

E_{ij} : Module d'élasticité instantané.

E_{vj} : Module d'élasticité différé.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age.

K : Coefficient de raideur de sol.

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques (y compris l'effet de torsion).

E : Module d'élasticité longitudinale de l'acier ($E = 210\ 000\ \text{MPa}$).

G : Module d'élasticité transversale de l'acier ($G = 84\ 000\ \text{MPa}$).

F_p : Effort de précontrainte dans les boulons.

M : Moment sollicitant, en générale.

M_{cr} : Moment critique élastique de déversement.

M_{el} : Moment élastique.

M_{pl} : Moment plastique.

M_R : Moment résistant.

N_{pl} : Effort normal de plastification.

f_u : Contrainte de rupture d'une pièce.

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

f_y : Limite d'élasticité d'une pièce.

K : Coefficient d'encastrement ou de rigidité poteau/ poutre.

k_s : Coefficient de dimension des trous de perçage pour boulon.

k_y Coefficient de flambement –flexion.

n : Nombre de plans de cisaillement ou de frottement.

nbr : Nombre de boulons.

β_M : Facteur de moment uniforme équivalent (flambement).

β_w : Facteur de corrélation (soudure).

ε : Coefficient de réduction élastique de l'acier.

η : Facteur de distribution de rigidité (flambement).

λ : Elancement.

λ_k : Elancement eulérien.

λ : Elancement réduit.

λ_{LT} : Elancement de déversement.

μ : Coefficient de frottement.

χ : Coefficient de réduction de flambement.

χ_{LT} : Coefficient de réduction de déversement.

Anet : Section nette d'une pièce.

As : Section résistant de la tige d'un boulon en fond de filet.

It : Moment d'inertie de torsion.

Iy : Moment d'inertie de flexion maximale.

Iz : Moment d'inertie de flexion minimale.

Weff : Module de résistance efficace.

Wel : Module de résistance élastique.

Wpl : Module de résistance plastique.

b : Largeur d'une semelle de poutre.

D: Diamètre nominale des tiges des boulons.

d0 : Diamètre de perçage des trous de boulonnage.

i : Rayon de giration d'une section.

l : Largeur d'une poutre.

t : Epaisseur d'une pièce ou d'une tôle.

tf : Epaisseur d'une semelle de poutre.

tw : Epaisseur d'une âme de poutre.

vs : Distance de la fibre extrême supérieur à l'axe neutre d'une section.

vi : Distance de la fibre extrême inférieur à l'axe neutre d'une section.

α : Angle en général.

γ_{Mb} : Résistance des boulons au cisaillement.

γ_{Mb} : Résistance des boulons au à la traction.

Fv : Résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement.

Fbrd : Résistance à la pression diamétrale des pièces assemblées.

Ftrd : Résistance des boulons en traction.

α : Facteur d'imperfection (flambement).

β_{MLT} : Facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.

F_y : Limite d'élasticité.

F_t, R_d : Résistance à la tension du boulon EN 1993-1-8 tab.

HR : boulons à haut résistance.

OR : boulon ordinaire.

F_{vsd} : effort de cisaillement.

F_{tsd} : effort de traction.

a: cordon de la soudure.

M_t : moment de torsion.

Introduction Générale

L'étude de ce projet consiste à calculer les éléments résistants d'un bâtiment mixte en (R+9+1ss) contreventé par noyau en béton armé et par palées de stabilité en charpente métallique. Ce projet a été choisi à partir d'un plan qui à la base, était destiné à être réalisé en béton armé. Avec l'accord de l'encadreur, des modifications ont été apportées dans la conception de l'ouvrage pour être conforme aux règles de calcul et réalisation. Ce travail sera mené selon sept chapitres :

- * Le premier chapitre constitue une présentation descriptive de l'ouvrage avec les dimensions en plan et en élévation et les caractéristiques des matériaux utilisés.
- * Le prédimensionnement des éléments résistants (poteaux, poutres, planchers), fait l'objet du 2^{ème} chapitre.
- * Dans le 3^{ème} chapitre on s'intéressera à l'étude climatique neiges et vent, qui peut avoir un impact sur le comportement de notre structure.
- * Le 4^{ème} chapitre consiste à modéliser la structure et déterminer les modes de vibration, en renforçant l'ossature par des palées de stabilité, on observe ainsi le comportement de la structure jusqu'à la vérification des justifications imposées par les règles parasismiques qui a été réalisée par un logiciel de calcul.
- * Puis on enchaîne avec les vérifications des éléments dans le 5^{ème} chapitre.
- * Le 6^{ème} chapitre comportera l'étude des assemblages.
- * Dans le dernier chapitre on fera une étude des infrastructures.
- * On termine le travail par une conclusion générale qui regroupe l'ensemble des remarques et des constatations.

Dans le présent mémoire, on va essayer d'abord d'appliquer toutes les notions acquises durant mon cursus à l'université Saad Dahleb Blida sur un projet réel.

Ceci va compléter mes connaissances sur les cours de construction métallique, ensuite, de présenter un travail satisfaisant pour l'obtention de mon diplôme de fin d'étude.

Chapitre I :
Généralités et présentation de
l'ouvrage

I.1 Introduction

L'étude architecturale d'un projet de bâtiment se base sur les aspects fonctionnels, structuraux et formels de ce dernier, l'ingénieur en génie civil doit élaborer ses études en tenant compte des paramètres suivants :

- L'usage de la structure.
- La résistance.
- Les exigences esthétiques de l'architecte.
- L'aspect économique

I.2 Présentation du projet

L'ouvrage faisant l'objet de notre étude est un bâtiment multifonctionnel en charpente métallique implanté à la wilaya de BLIDA qui est classée comme zone de forte sismicité (zone III) selon les (RPA 99 version 2003).

Cet ouvrage est classé comme étant un ouvrage de grande d'importance, car c'est un bâtiment à usage bureaux dans la hauteur dépasse 48 m « Groupe IB ».

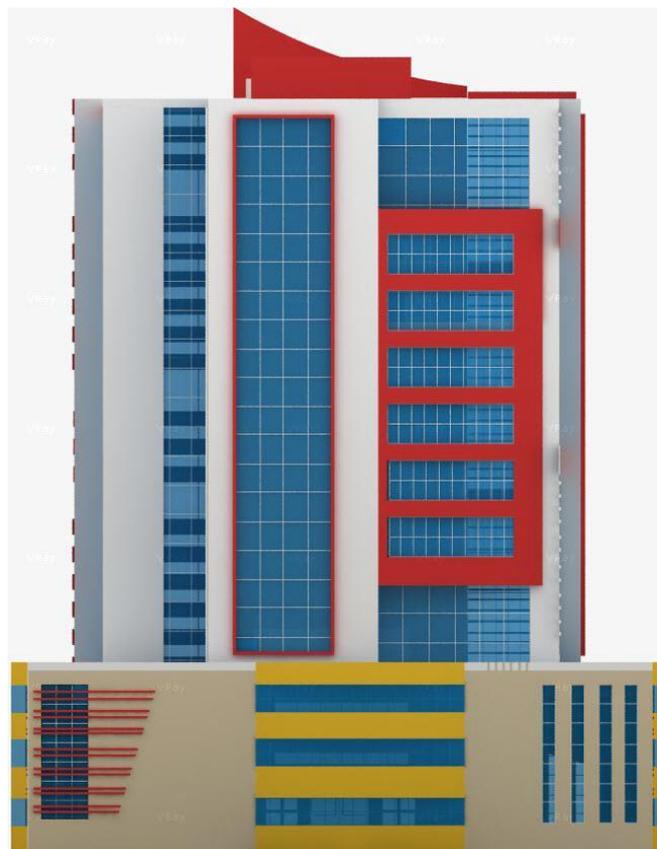


Figure I. 1: Vue 2D de bâtiments.

I.3 Caractéristique de l'ouvrage

L'ouvrage en question à une forme irrégulière, il se compose de RDC+9 étages avec des décrochements au 3^{ème} jusque à 9^{ème} niveau.

- RDC et le 1^{er} étage (réception avec deux salles de conférence)
- 2^{ème} étage à 9^{ème} étage (les bureaux).

I.4 Données géométriques :

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

- En plan :

* Longueur totale : L x : 59m

* Largeur totale : L y : 44,5m

- En élévation :

* Hauteur rez-de-chaussée : H RDC : 4,08m

* Hauteur étage courant : H ec : 4,08m

* Hauteur du sous-sol : H ss : 3,6m

* Hauteur totale du Bâtiment : H tot : 40.8m

* Ossature

En se référant aux RPA 99 version 2003 qui exige que pour toute structures dépassant une hauteur de 17m en zone III, le type de contreventement sera soit mixte (palées-portiques) ou bien contreventé totalement par des palées triangulées.

* Les Planchers

Selon l'EUROCODE 4 l'épaisseur hors-tout de la dalle mixte, ht doit être d'au moins 80mm. L'épaisseur de béton hc , au-dessus de la surface plane principale du sommet des nervures de la tôle ne doit pas être inférieure à 40mm.

Si la dalle a une action mixte avec la poutre ou si elle est utilisée comme diaphragme, ht doit être d'au moins 90mm et hc ne doit pas être inférieure à 50 mm donc on a choisie plancher collaborant

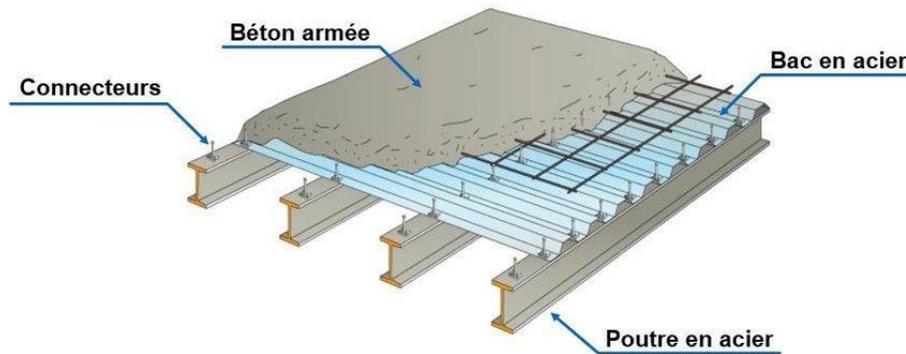


Figure I. 2: Conception d'un plancher collaborant.

*Résistance au feu

La résistance au feu selon le critère d'isolation thermique, ne dépend que de l'épaisseur de la dalle. L'épaisseur efficace h_{eff} est donnée par les formules suivantes :

Pour une classe de résistance au feu normalisé (R60), $h_{eff} \geq 80\text{mm}$

On Choisit $h_t = 115\text{ mm}$; avec $h_c = 60\text{mm}$ et $h_{eff} = 87.5\text{mm}$

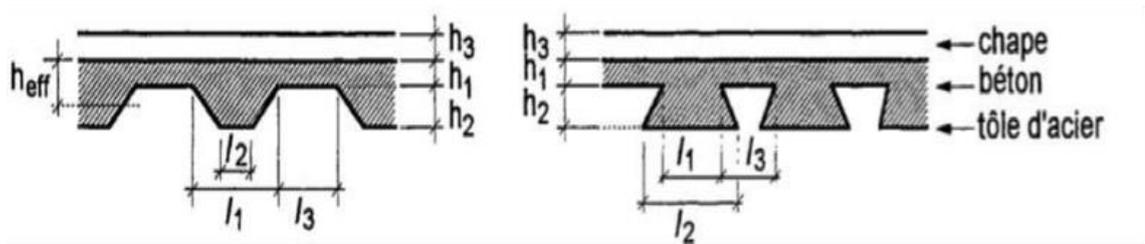


Figure I. 3: Dimensions transversales des dalles.

* Bac d'acier

Les bacs aciers sont de type Hi Bond 55

Cet élément forme un coffrage pour la dalle en béton, il permet :

- D'assurer un coffrage efficace et étanche en supprimant les opérations de décoffrage.
- De constituer une plateforme de travail avant la mise en œuvre du béton.
- D'éviter souvent la mise en place des étais et gagner du temps.
- Le Hi-Bond utilisé dans notre calcul a les caractéristiques géométriques montrées la figure ci-dessous :

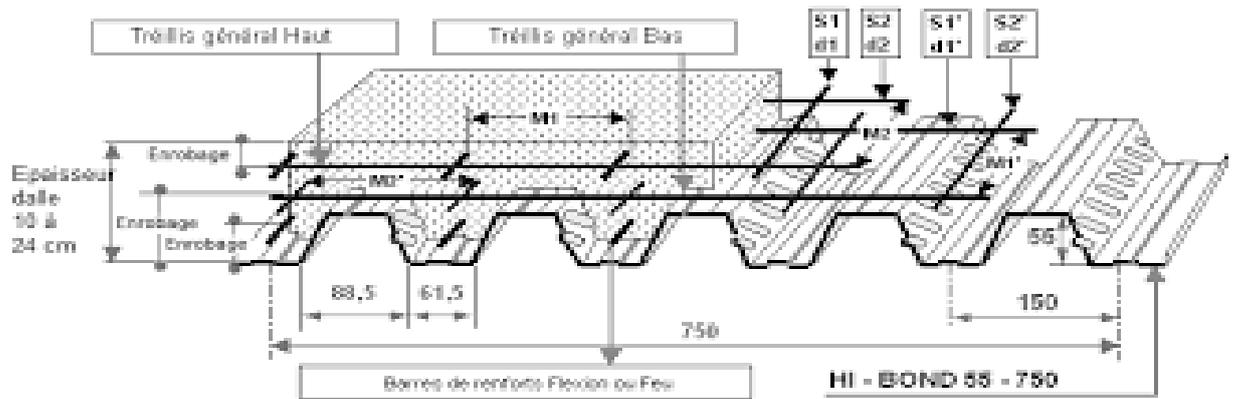


Figure I. 4: Bac d'acier type Hi Bond 55.

* Les connecteurs

Le type des connecteurs principaux sont disponibles : les goujons soudés

Dans notre cas, on utilise des goujons de hauteur $h=95\text{mm}$ et de diamètre $d=19\text{mm}$, qui sont assemblés par soudage (voir figure ci-dessous) :

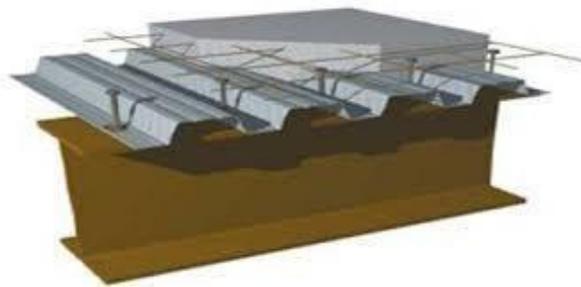


Figure I. 5: Goujon soudée.

* Etanchéité

Nous avons un plancher qui est inaccessible, qui se résume par une charge d'exploitation réduite. Donc on peut dire que se plancher est soumis à son poids propre plus la charge du système d'étanchéité.

Il est connu que le système d'étanchéité classique avec protection lourde en gravillon exerce une charge considérable sur le plancher. Pour cela on a essayé de trouver une solution plus légère et efficace, et c'est là qu'on a sollicité le service commercial des produits SIKA qui nous a proposé multicouches ; une étanchéité pour terrasse inaccessible qui ne nécessite pas forcément de protection lourde, et qui se résulte par une diminution de la charge permanente.

* Terrasse

Terrasse inaccessible.

***Ascenseurs**

La structure comporte une cage d'ascenseur du RDC jusqu'au 9ème étage.

*** Maçonnerie**

Les murs de notre structure seront exécutés en brique creuse.

***Murs extérieurs :**

Ils seront constitués d'une double cloison de 25cm d'épaisseur Brique creuse de 10 cm d'épaisseur pour la paroi externe du mur.

L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur.

Brique creuse de 10 cm d'épaisseur pour la paroi interne du mur.

*** Murs intérieurs :**

Ils seront constitués par des cloisons de 15 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux services.

***Infrastructure**

Elle sera réalisée en béton armé coulée sur place, elle doit constituer un ensemble résistant et rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
- Limiter les tassements différentiels.
- Transmettre les charges horizontales (charges sismiques) et les charges verticales au sol
- D'assise de la structure.

I.5 Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du complexe doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en charpente métallique (EUROCODE 3) et tous les règlements applicables en Algérie (RPA99version 2003).

I.5.1 Acier**• Définition**

Un acier est un alliage métallique constitué principalement de fer et de carbone (dans des proportions comprises entre 0,02 % et 2 % en masse pour le carbone).

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

- Module d'élasticité longitudinale : $E = 210\,000\text{ MPa}$.
- Module de cisaillement : $G = \frac{E}{2 \times (1 + \nu)} = 807669\text{ MPa}$
- Le coefficient de poisson : $\nu = 0,3$
- Coefficient de dilatation : $\alpha = 12 \times 10^{-6}\text{ par }c^\circ$
- Masse volumique $\rho = 7850\text{ kg/m}^3$

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

Tableau I. 1: Valeurs nominales de f_y et f_u pour les profilés

Nuance Nominale de l'acier	Epaisseur t [mm]			
	$t \leq 40$		$40 < t \leq 100$	
	f_y [MPa]	f_u [MPa]	f_y [MPa]	f_u [MPa]
S235	235	360	215	340
S275	275	430	255	410
S355	355	510	355	490

Caractéristiques mécaniques de l'acier :

Tableau I. 2: Caractéristiques mécaniques de l'acier

	Nuance	F_y [MPa]
Ronds lisses	Fe 220	215
	Fe 240	235
Barres HA	Fe 400	400
	Fe 500	500

I.5.2 Béton

*Définition

Le béton est un assemblage de matériaux de nature généralement minérale.

Caractéristiques du béton :

- Le béton utilisé est défini, du point de vue mécanique par :
- La résistance à la compression à 28 jours : $f_{c\,28} = 25\text{ MPa}$
- La résistance à la traction à 28 jours est déduite de celle de compression par la relation :

- La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours, notée F_{tj} , est conventionnellement définie par la relation :

Pour notre ouvrage, on utilise le même dosage de béton avec une résistance caractéristique à la compression $f_{c28} = 25$ MPA et à la traction $F_{t28} = 2.1$ MPA

* Module de déformation longitudinale du béton

Ce module est connu sous le nom de module de Young ou de module d'élasticité longitudinal, il est défini sous l'action des contraintes normale à courte et à longue durée.

* Module de déformation instantané

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantané E_{ij} du béton âgé de « j » jours est égale à :

Pour : $f_{c28} = 25$ MPA On trouve : $E_{i28} = 32164.20$ MPA.

*Module de déformation différé

Il est réservé spécialement pour des charges de durée d'application supérieure à 24 heures, ce module est défini par :

Pour : $f_{c28} = 25$ MPA On trouve : $E_{i 28} = 10818,87$ MPA.

*Coefficient de poisson

Il représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations et dans le cas des états – limites ultimes (béton fissuré).

$\nu = 0,2$ pour le calcul des déformations et pour les justifications aux états-limites de service (béton non fissuré).

I.6 Règlements utilisés

Pour justifier la sécurité et la résistance de la structure, on se base sur les règlements suivants:

CCM97 : règles de calcul des constructions en acier.

DTR C 2-2 : document technique réglementaire (charges permanente et exploitation).

RPA99 V2003 : règlement parasismiques algériennes version 2003.

RNV2013 : règles définissant les efforts de la neige et du vent version 2003.

BAEL : Béton armé aux états limite.

EUROCODE 03 : règles de calcul des constructions en acier.

Chapitre II :
Prédimensionnement des éléments
principaux

II.1 Introduction

Ce chapitre nous permet de faire une estimation approximative des dimensions des sections des éléments porteurs de notre structure (poteaux, poutres ... etc.). En se basant sur le principe de la descente de charges verticales transmises par les planchers aux éléments porteurs et qui les transmettent à leur tour aux fondations, le Pré-dimensionnement des éléments se fait selon les règles de calcul de **DTR2.2, EC3, EC4**.

II.2 Les planchers

Les planchers collaborant sont basés sur un principe très simple, l'association de deux matériaux. Le béton est un matériau extrêmement résistant à la compression mais très cassant en traction. Vous ne pourrez donc pas l'utiliser seul pour fabriquer un élément soumis à la flexion tel qu'une dalle. Il a donc fallu associer au béton d'autres matériaux très résistants en traction pour le laisser s'occuper des efforts de compression et ainsi créer des associations de matériaux extrêmement performantes

II.3 Méthode de calcul

Le calcul de plancher collaborant se fait en deux phases :

- Phase de construction
- Phase finale

II.3.1 Phase de construction

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

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

II.3.2 Phase finale

Le béton ayant durci, donc la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble. On doit tenir compte des charges suivantes :

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

II.4 Largeur de la dalle collaborant

On prendra en compte de chaque côté de l'axe de la poutre, une largeur de la dalle égale à la plus faible des valeurs suivantes :

$$B_{eff} = \inf$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{2L_0}{8} \\ b \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{avec } L_0 : \text{Longueur libre d'une poutre simplement appuyée} \\ \text{avec } b : \text{Entraxe entre les poutres} \end{array}$$

II.5 Estimation des charges des planchers

Cette étape consiste à déterminer les charges et les surcharges qui influent sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

II.5.1 Plancher terrasse inaccessible

Actions permanentes

Tableau II. 1: Estimation des charges de plancher terrasse

Matière	Epaisseur (cm)	Le poids (kN/m ³)	G (kN/m ²)
Gravier	5	17	0.85
Etanchité multicouche	5	2.4	0.12
Forme de pente	10	25	2.5
Isolation thermique	4	4	0.16
Dalle en béton armé	12	25	2.13
Bac d'acier HI-BOND 55	1	0.13	0.13
Climatisation	/	0.40	0.40
Faux plafond	/	0.30	0.30
Total			6.59

Surcharges d'exploitation **Q = 1 kN/m²**

II.5.2 Plancher courant

Actions permanentes

Tableau II. 2: Estimation des charges de plancher courant

Matière	Epaisseur (cm)	Le poids (kN/m ³)	G (kN/m ²)
Cloisonnements	/	1	1
Grés cérame	1.2	23.33	0.28
Mortier de pose	2	20	0.4
Dalle en béton armé	12	25	2.13
Bac d'acier HI-BOND 55	1	0.13	0.13
Climatisation	/	0.40	0.40
Faux plafond	/	0.30	0.30
Total			4.64

Surcharges d'exploitation..... $Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$

Surcharges d'exploitation (Panneau de salle de conférence) $Q = 4 \text{ kN/m}^2$

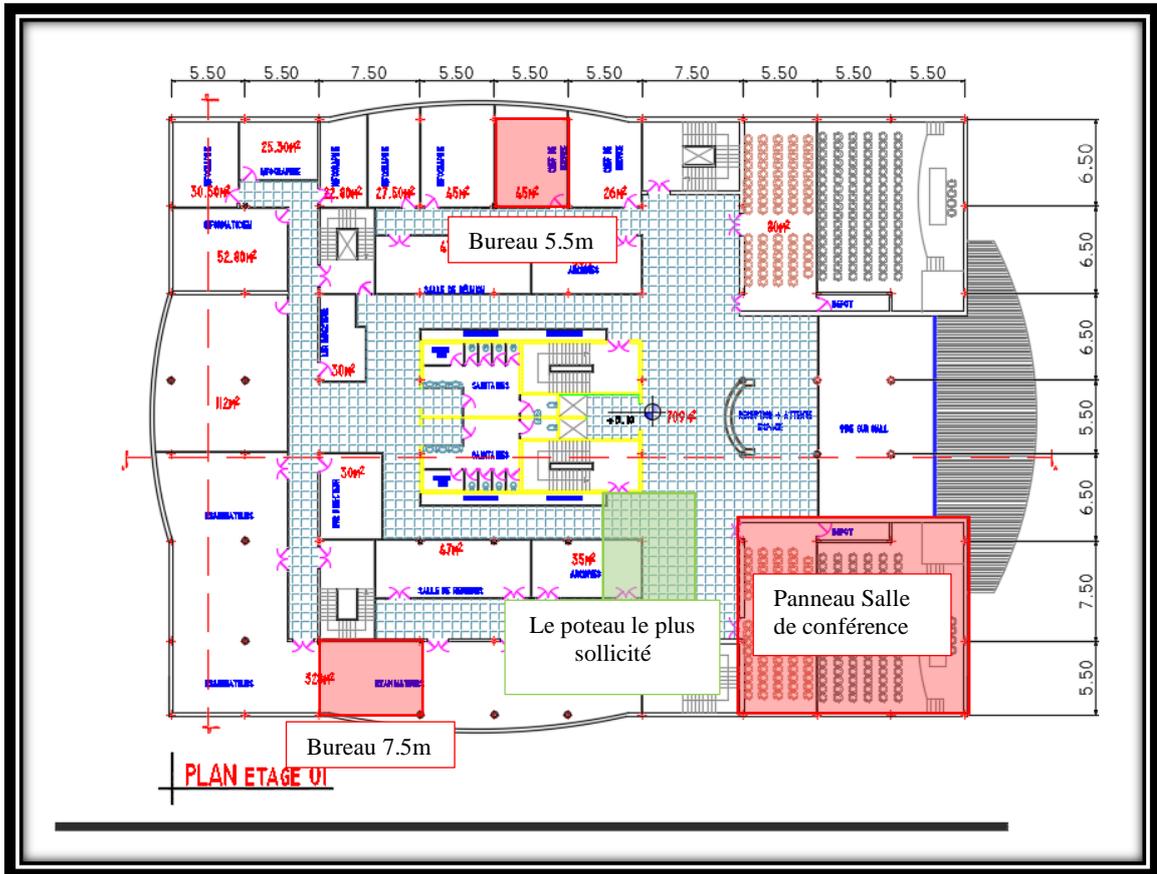


Figure II. 1: La vue en plans de l'étage 01.

II.6 Prédimensionnement des Solives

Les solives sont généralement en **IPE ou IPN**, leur espacement dépend du bac d'acier utilisé et de la charge d'exploitation. Elles se trouvent entre le plancher et les poutres, elles sont articulées à leurs extrémités et soumises à des charges uniformément réparties, elles sont généralement dimensionnées par la méthode simplifiée :

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

II.6.1 Plancher courant (panneau bureau 7.5m)

❖ Phase de construction

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

Poids propre du béton frais..... $G_b = 2.13 \text{ kN/m}^2$

Poids du bac d'acier..... $g = 0,13 \text{ kN/m}^2$

Surcharge de construction (ouvrier)..... $Q_c = 0,75 \text{ kN/m}^2$

Le prédimensionnement se fait par la méthode simplifiée avec $L = 7.5$ m, et d'espacement de 1.5m

Donc :

$$\frac{L}{35} < H < \frac{L}{30} \text{ Donc } \frac{7500}{35} < H < \frac{7500}{30} \text{ Donc } 184 < H < 250$$

On opte : $H = 200$ mm

On prend un IPE 200

L'entraxe entre les solives est de 1.5 m.

Désignation	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques					
	G Kg/m	A Mm ²	h mm	b mm	tf mm	Iy Cm ⁴	Iz Cm ⁴	WpLy Cm ³	Wplz Cm ³	iy cm	iz cm
IPE 200	22.4	2848	200	100	8.5	1943	142.4	221	44.51	8.26	2.24

▪ **ELU**

$$qu = [1,35 \times Gb + 1,5 \times Q_o] \times e + 1.35 Gp$$

$$qu = [1,35 \times (2.13+0,13) + (1,5 \times 0,75)] \times 1.5 + (1.35 \times 0.224) = \mathbf{6.566 \text{ KN/ml}}$$

▪ **ELS**

$$qser = [Gb + g + Q] \times e + Gp$$

$$qser = [2.13 + 0.13 + 0,75] \times 1.5 + 0.224 = \mathbf{4.739 \text{ kN/ml}}$$

• **Moment fléchissant**

Le moment fléchissant Msd dans la section transversale de classes 1 et 2 doit satisfaire la condition suivante :

$$Msd \leq Mplrd = \frac{Wpl \cdot Fy}{\gamma_{m0}}$$

$$Mplrd = \frac{Wpl \cdot Fy}{\gamma_{m0}} = \frac{221 \cdot 10^3 \cdot 275}{1.1} \cdot 10^{-6} = \mathbf{55.25 \text{ KN.m}}$$

$$M_{max} = Msd = \frac{qu \cdot l^2}{8} = \frac{6.566 \cdot 7.5^2}{8} = \mathbf{46.16 \text{ KN.m}}$$

$$Msd < Mpl,rd \rightarrow \text{Condition Vérifié}$$

• **Effort tranchant**

Effort interne agissant dans le plan d'une section de poutre ; provoque un glissement relatif d'une section par rapport à une autre.

On doit vérifier que :

$$V_{sd} \leq V_{plrd} = \frac{A_v \cdot F_y}{\gamma_{m0} \cdot \sqrt{3}}$$

Où $V_{pl, Rd}$: effort tranchant de plastification de la section. A_v : aire de cisaillement.

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

$$A_v = 1400 \text{ mm}^2$$

$$V_{plrd} = \frac{1400 \cdot 275}{1.1 \cdot \sqrt{3}} \cdot 10^{-3} = 202.072 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{6.566 \cdot 7.5}{2} = 24.622 \text{ KN}$$

$$V_{sd} < V_{pl, rd} \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

$$V_{sd} < 0.5 V_{plrd} = 101.036 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

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

- **Vérification de la rigidité**

Il faut vérifier que :

$$f^{max} = \frac{5 \cdot q_{ser} \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y}$$

Qs er kN/ml	L (m)	E (N/mm ²)	Iy (mm ⁴)
4.739	7.5	2,1.10 ⁵	1943*10 ⁴

$$f^{max} = \frac{5 \cdot 4.739 \cdot 7500^4}{384 \cdot 2.1 \cdot 10^5 \cdot 1943 \cdot 10^4}$$

$$\rightarrow f^{max} = 47.849 \text{ mm}$$

La valeur de la flèche admissible est :

$$\rightarrow f^{adm} = \frac{l}{250} = \frac{7500}{250} = 30 \text{ mm}$$

$$\rightarrow f^{max} > f^{adm}$$

La condition de la rigidité ne vérifie pas donc en ajoute des étaielements

$$f^{ét} = \frac{5 \cdot 4.739 \cdot 3750^4}{384 \cdot 2.1 \cdot 10^5 \cdot 1943 \cdot 10^4} = 2.99 \text{ mm}$$

$$\rightarrow f^{adm} = \frac{l}{250} = \frac{3750}{250} = 15 \text{ mm}$$

$$f^{max} < f^{adm} \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

• **Vérification du déversement**

En résistance des matériaux, le déversement est un phénomène d'instabilité affectant une poutre subissant un moment de flexion.

$$M_{sd} < M_{b,Rd} = x_{LT} * W_{ply} * \beta_w * \frac{F_y}{\gamma_{m1}}$$

β_w (classe 1,2)	α_{LT}	γ_{m1}
1	0.21	1.1

Avec :

x_{LT} : Le coefficient réducteur de diversement

$$x_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + \sqrt{\varphi_{LT}^2 + \lambda_{LT}^2}}$$

$$\varphi_{LT} = 0.5[1 + \alpha_{LT} * (\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2]$$

α_{LT} : Facteur d'imperfection

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{k * L}{iz}}{\sqrt{c1 * \left[\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 + \frac{1}{20} * \left[\frac{\frac{k * L}{iz}}{\frac{h}{tf}}\right]^2 \right]^{0.25}}}$$

$$\overline{\lambda_{LT}} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1}\right) * \sqrt{\beta_w}$$

$$\lambda_1 = 93.91\varepsilon, \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{F_y}}$$

Avec :

K	Kw	C1	L	λ_{LT}	ε	λ_1	$\overline{\lambda_{LT}}$
1	1	1.132	7500	172.313	0.924	86.773	1.985

→ $\overline{\lambda_{LT}} > 0.4$ Donc il y a un risque de diversement

$$\varphi_{LT} = 0.5[1 + 0.21 * (1.985 - 0.2) + 1.985^2] = 2.657$$

$$x_{LT} = \frac{1}{2.657 + \sqrt{2.657^2 - 1.985^2}} = 0.226$$

$$M_{b,Rd} = 0.226 * 221 * 10^3 * 1 * \frac{275}{1.1} * 10^{-6} = 12.486 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{6.566 * 3.75^2}{8} = 11.54 \text{ KN.m}$$

→ $M_{sd} < M_{b,Rd}$ → **Condition Vérifié**

❖ Phase finale

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

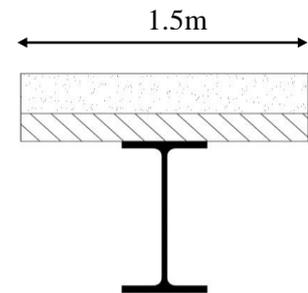
Pp IPE200 (Kn/m)	Gc(Kn/m ²)	Qc (kN/mm ²)
0.224	4.64	2.5

• Largeur participant de la dalle

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

$$B_{eff} = \inf$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{2L_0}{8} = \frac{2 \cdot 7.5}{8} = 1.875 \\ b = b_{solive} = 1.5m \end{array} \right.$$



• Combinaisons des charges

L'entraxe (m)	ELU (KN/m)	ELS (KN/m)
1.5	15.323	10.934

• Position de l'axe neutre plastique

R béton (KN)	R acier (KN)	fck (Mpa)
1389.375	1021.487	25

$$R_{béton} = 0.57 * b_{eff} * h_c * f_{ck} = 0.57 * 1500 * 65 * 25 * 10^{-3} = 1389.375 \text{ KN}$$

$$R_{acier} = 0.95 * A_a * F_y = 0.95 * 2848 * 275 * 10^{-3} = 744.04 \text{ KN}$$

$$R_{béton} = 1389.375 \text{ KN} > R_{acier} = 744.04 \text{ KN}$$

L'axe neutre se trouve dans la dalle de béton, donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{plRd} = R_a * \left(\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \frac{R_a}{R_b} * \frac{h_c}{2} \right)$$

$$M_{plRd} = \left(744.04 * \left(\frac{200}{2} + 65 + 55 - \frac{744.04}{1389.375} * \frac{65}{2} \right) \right) * 10^{-3} = 150.739 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{15.323 * 7.5^2}{8} = 107.74 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} < M_{pl,rd} \rightarrow \text{Condition Vérifié}$$

- Effort tranchant

$$V_{sd} \leq V_{plrd} = \frac{A_v * F_y}{\gamma_{m0} * \sqrt{3}}$$

$$V_{plrd} = \frac{1400 * 275}{1.1 * \sqrt{3}} * 10^{-3} = 202.073 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = \frac{qu * l}{2} = \frac{15.323 * 7.5}{2} = 57.461 \text{ KN}$$

$$V_{sd} < V_{pl, rd} \rightarrow \text{Condition Vérifié}$$

$$V_{sd} < 0.5 V_{plrd} = 101.036 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition Vérifié}$$

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

- Vérification de la rigidité

Il faut vérifier que :

$$f^{max} = \frac{5 * q_{ser} * l^4}{384 * E * I_c} < f_{adm}$$

Détermination de la position de l'axe neutre :

$$Z_{el} = \frac{Z_a * A_a + Z_b * \frac{A_b}{n}}{A_a + \frac{A_b}{n}}$$

$$Z_a = \frac{h_a}{2} = \frac{200}{2} = 100 \text{ mm}$$

$$A_a = 2848 \text{ mm}^2$$

$$Z_b = h_a + h_p + \frac{h_c}{2} = 200 + 55 + \frac{65}{2} = 287.5 \text{ mm}$$

$$A_b = h_c * b_{eff} = 65 * 1500 = 97500 \text{ mm}^2$$

$$Z_{el} = \frac{100 * 2848 + 287.5 * \frac{97500}{15}}{2848 + \frac{97500}{15}} = 230.375 \text{ mm}^2$$

L'inertie de la section mixte :

$$I_c = I_a + \frac{hc^3 * b_{eff}}{12n} + A_a \left(\frac{h_a}{2} - Z_{el} \right)^2 + \frac{h_c * b_{eff}}{n} * \left(\left(h_a + \frac{h_c + 2h_p}{2} \right) - Z_{el} \right)^2$$

$$\rightarrow I_c = 91.339 * 10^6 \text{ mm}^4$$

Qs er kN/ml	L (m)	E (N/mm ²)	Ic (mm ⁴)
10.934	7.5	2,1.10 ⁵	91. 339 * 10 ⁶

$$\rightarrow f^{max} = \frac{5 \cdot 10.934 \cdot 7500^4}{384 \cdot 2.1 \cdot 10^5 \cdot 146.326 \cdot 10^6}$$

$$f^{max} = 23.485 \text{ mm}$$

La valeur de la flèche admissible est :

$$\rightarrow f^{adm} = \frac{l}{250} = \frac{7500}{250} = 30 \text{ mm}$$

$$f^{max} < f^{adm} \rightarrow \text{Condition Vérifié}$$

• Vérification du déversement

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

II.7 Calcul des connecteurs (connexion totale)

Détermination de la résistance du goujon :

$$P_{rd} = K_t \times \min = \begin{cases} 0.29 * \alpha * d^2 * \frac{\sqrt{f_{ck} * E_c}}{\gamma_v} \\ 0.8 * f_u * \frac{\pi * d^2}{4 * \gamma_v} \end{cases}$$

Fck : Résistance caractéristique de béton.....25 N/mm²

Ec : Module de Young de béton.....30500 MPa

Fu : Résistance caractéristique des connecteurs450 N/mm²

γv = 1,25

$$\alpha = \begin{cases} 0.2 * \left(\frac{h}{d} + 1\right) \text{ pour } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4 \\ 1 \text{ pour } \frac{h}{d} > 4 \end{cases}$$

KT : est un facteur de réduction pour tenir compte de la présence de nervures du bac d'acier en fonction de leurs sens.

Pour les solives les nervures seront perpendiculaires :

$$Kt = \frac{0.7}{\sqrt{N_r}} * \frac{b_0}{h_p} * \left[\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right]$$

Nr : Nombre de goujon par nervure ≤ 2, Nr = 1

hp = 55 mm ; hsc = 95 mm ; d = 19 mm ; b0 = 88.5 mm

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

$$K_t = \frac{0.7}{1} * \frac{88.5}{55} * \left[\frac{95}{55} - 1 \right] = 0.82$$

$$P_{rd} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 0.29 * 1 * 19^2 * \frac{\sqrt{25 * 30.5 * 10^3}}{1.25} * 10^{-3} = 73.133 \text{ KN} \\ 0.8 * 450 * \frac{\pi * 19^2}{4 * 1.25} * 10^{-3} = 81.65 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$R_L = \inf (R_{\text{béton}} ; R_{\text{acier}}) = \inf (1389.375 ; 744.04) = 744.04 \text{ kN}$$

$$N_{br} = \frac{R_L}{k_t * P_{rd}} = \frac{744.04}{0.82 * 73.133} = 12.4$$

Soit $N = 13$ goujons sur la demi longueur de la Solive ; c'est-à-dire 26 connecteurs sur toute la longueur totale de la solive.

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

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

$$e_{max} = 6 * h_{sc} = 6 * 95 = 570 \text{ mm}$$

$$E_{sp} = \frac{L}{N_{br} - 1} = \frac{7500}{26 - 1} = 300 \text{ mm}$$

$$e_{min} < 300 < e_{max} \rightarrow \text{On opte un } E_{sp} = 300 \text{ mm}$$

➤ **Résumé**

Tableau II. 3: Vérification du profilé en phase final pour panneau de 7.5m

Vérification du profilé en phase de final			
Moment fléchissant	Effort tranchant	La flèche	Les connecteurs
Msd =107.74KN.m	Vsd =57.461KN	fmax =23.485mm	Nbr=26
Mpl,rd =150.739KN.m	Vpl,rd =202.072KN	fadm =30mm	Esp=300m
Ratio = 71.47%	Ratio =28.43%	Ratio =78.28%	
Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée

II.7.1 Plancher courant (panneau bureau 5.5m)

❖ **Phase de construction**

• **Combinaisons des charges**

L'entraxe(m)	ELU (kN/m)	ELS (kN/m)
2	8.654	6.244

Les vérifications de la phase de construction sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

Tableau II. 4: Vérification du profilé en phase de construction pour panneau de 5.5m

Vérification du profilé en phase de construction			
Moment fléchissant	Effort tranchant	La flèche	Déversement
Msd =32.723KN.m	Vsd =23.798KN	fmax =1.139m	Msd =8.17KN.m
Mpl,rd=55.25KN.m	Vpl,rd =202.072KN	fadm =11mm	Mb,rd =17.072KN.m
Ratio =59.23%	Ratio =11.77%	Ratio = 76.04%	Ratio =47.85%
Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée

❖ Phase de final

• Combinaisons des charges

L'entraxe(m)	ELU (kN/m)	ELS (kN/m)
2	20.33	14.504

Les vérifications de la phase de final sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

Tableau II. 5: Vérification du profilé en phase final pour panneau de 5.5m

Vérification du profilé en phase final			
Moment fléchissant	Effort tranchant	La flèche	Les connecteurs
Msd =76.87KN.m	Vsd =55.91KN	fmax =9.22m	Nbr=26
Mpl,rd=149.56KN.m	Vpl,rd =202.072KN	fadm =22mm	Esp=200m
Ratio =61.68%	Ratio =33.20%	Ratio =41.9%	
Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée

II.7.2 Plancher courant (panneau de salle de conférence 5.5m)

❖ Phase de construction

• Combinaisons des charges

L'entraxe(m)	ELU (kN/m)	ELS (kN/m)
2.6	11.16	8.05

Les vérifications de la phase de construction sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

Tableau II. 6: Vérification du profilé en phase de construction pour panneau de 5.5m

Vérification du profilé en phase de construction			
Moment fléchissant	Effort tranchant	La flèche	Déversement
Msd =42.19KN.m	Vsd =30.69KN	fmax =1.46m	Msd =10.549KN.m
Mpl,rd=55.25KN.m	Vpl,rd =202.072KN	fadm =11mm	Mb,rd =17.072KN.m
Ratio= 76.36%	Ratio=15.2%	Ratio=13.27%	Ratio=61.79%
Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée

- ❖ Phase de final
- Combinaisons des charges

L'entraxe(m)	ELU (kN/m)	ELS (kN/m)
2.6	32.24	22.68

Les vérifications de la phase de final sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

Tableau II. 7: Vérification du profilé en phase final pour panneau de 5.5m

Vérification du profilé en phase final			
Moment fléchissant	Effort tranchant	La flèche	Les connecteurs
Msd =121.907KN.m	Vsd =88.66KN	fmax =12.61m	Nbr=26
Mpl,rd=149.56KN.m	Vpl,rd =202.072KN	fadm =22mm	Esp=200m
Ratio =80.87%	Ratio =43.87%	Ratio =57.31%	
Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée

II.7.3 Plancher terrasse (panneau 7.5m)

- ❖ Phase de construction
- Combinaisons des charges

L'entraxe(m)	ELU (kN/m)	ELS (kN/m)
1.5	6.566	4.739

Les vérifications de la phase de construction sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

Tableau II. 8: Vérification du profilé en phase de construction pour panneau de 7.5m

Vérification du profilé en phase de construction			
Moment fléchissant	Effort tranchant	La flèche	Déversement
Msd =46.16 KN.m	Vsd =24.622 KN	fmax =2.99 m	Msd =11.54KN.m
Mpl,rd=55.25KN.m	Vpl,rd =202.072KN	fadm =15mm	Mb,rd =12.486 KN.m
Ratio =83.55%	Ratio =12.20%	Ratio = 19.93%	Ratio =92.42%
Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée

- ❖ Phase de final
- Combinaisons des charges

L'entraxe(m)	ELU (kN/m)	ELS (kN/m)
1.5	15.9	11.61

Les vérifications de la phase de final sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

Tableau II. 9: Vérification du profilé en phase final pour panneau de 7.5m.

Vérification du profilé en phase de final			
Moment fléchissant	Effort tranchant	La flèche	Les connecteurs
Msd =111.797KN.m	Vsd =59.625KN	fmax =24.936mm	Nbr=26
Mpl,rd =150.739KN.m	Vpl,rd =202.072KN	fadm =37.5mm	Esp=300m
Ratio = 74.16%	Ratio =29.5%	Ratio =66.5%	
Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée

II.7.4 Plancher terrasse (panneau 5.5m)

- ❖ Phase de construction
 - Combinaisons des charges

L'entraxe(m)	ELU (kN/m)	ELS (kN/m)
2	8.654	6.244

Les vérifications de la phase de construction sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

Tableau II. 10: Vérification du profilé en phase de construction pour panneau de 5.5m

Vérification du profilé en phase de construction			
Moment fléchissant	Effort tranchant	La flèche	Déversement
Msd =32.723KN.m	Vsd =23.798KN	fmax =1.139m	Msd =8.17KN.m
Mpl,rd=55.25KN.m	Vpl,rd =202.072KN	fadm =11mm	Mb,rd =17.072KN.m
Ratio =59.23%	Ratio =11.77%	Ratio = 76.04%	Ratio =47.85%
Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée

- ❖ Phase de final
 - Combinaisons des charges

L'entraxe(m)	ELU (kN/m)	ELS (kN/m)
2	21.1	15.404

Les vérifications de la phase de final sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

Tableau II. 11: Vérification du profilé en phase final pour panneau de 5.5m

Vérification du profilé en phase final			
Moment fléchissant	Effort tranchant	La flèche	Les connecteurs
Msd =79.784KN.m	Vsd =58.025KN	fmax =9.8m	Nbr=26
Mpl,rd=149.56KN.m	Vpl,rd =202.072KN	fadm =27.5mm	Esp=200m
Ratio =53.34%	Ratio =28.71%	Ratio =35.63%	
Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée

II.8 Pré dimensionnement des poutres principales

II.8.1 Plancher courant

La poutre la plus sollicitée, que ce soit pour le plancher terrasse ou le plancher courants a une portée de 7.5m, elle reprend six charges concentrées qui représentent les réactions des solives et une charge Oddsuniformément répartie due à son poids propre et le poids du béton sur la largeur de la semelle.

II.8.2 Prédimensionnement de la poutre

Le prédimensionnement se fait par la méthode simplifiée avec $L = 7.5$ m, et d’espacement entre les poutres de 7.2 m

Donc $b_p = 0.17$ m

$$\frac{L}{25} < H < \frac{L}{15} \text{ Donc } \frac{7500}{25} < H < \frac{7500}{15} \text{ Donc } 300 < H < 500$$

On opte : $H = 400$ mm

Tableau II. 12: Caractéristiques du profilé IPE400 (poutre principal)

Désignation	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques					
	G Kg/m	A Mm ²	h mm	b mm	tf mm	Iy Cm ⁴	Iz Cm ⁴	WpLy Cm ³	Wplz Cm ³	iy cm	iz cm
IPE 400	66.3	8450	400	180	13.5	23130	1318	1307	229	16.6	3.95

❖ **Plancher courant (panneau bureau 7.5m)**

➤ **Phase de 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 profilé.....gp = 0.663KN/ml.

Poids propre du béton frais.....Gb = 2.13 KN/m²

Poids du bac d’acier.....g=0,13 KN/m²

Surcharge de construction (ouvrier).....Qc = 0,75 KN/m²

- **Combinaisons des charges (charge sur la semelle sup de la poutre 7.5m)**

- **E.L.U :**

$$q_u = 1.35 * g_p + [1.35 * (G_b + g_{bac}) + 1.5 * Q_c] * b_p$$

$$q_u = (1.35 * 0.663) + [1.35 * (2.13 + 0.13) + (1.5 * 0.75)] * 0.18 = 1.646 \text{ KN/ml}$$

- **E.L.S :**

$$q_{ser} = g_p + [G_b + g_{bac} + Q_c] * b_p$$

$$q_{ser} = 0.663 + [2.13 + 0.13 + 0.75] * 0.18 = 1.205 \text{ KN/ml}$$

- **Calcule les réactions des solives**

On calcule les réactions de solives pour chaque phase car le coulage du plancher (solives, poutre) se fait en même temps on utilise pour le calcul la formule suivants.

Avec :

Solive 7.5m : $q_{u.solive} = 6.566 \text{ KN/m}$ et $q_{s.solive} = 4.739 \text{ KN/m}$

$$R_u = \frac{q_{u.solive} * L_{solive}}{2} = \frac{6.566 * 7.5}{2} = 24.62 \text{ KN}$$

$$R_s = \frac{q_{s.solive} * L_{solive}}{2} = \frac{4.739 * 7.5}{2} = 17.77 \text{ KN}$$

Solive 5.5m : $q_{u.solive} = 8.654 \text{ KN/m}$ et $q_{s.solive} = 6.244 \text{ KN/m}$

$$R_u = \frac{q_{u.solive} * L_{solive}}{2} = \frac{8.654 * 5.5}{2} = 23.80 \text{ KN}$$

$$R_s = \frac{q_{s.solive} * L_{solive}}{2} = \frac{6.244 * 5.5}{2} = 17.171 \text{ KN}$$

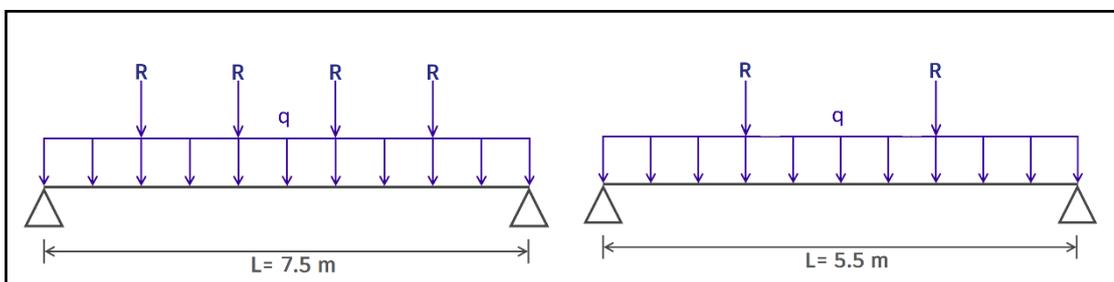


Figure II. 2: Schéma statique des poutres.

- **Moment fléchissant**

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

$$M_{sd} < M_{pl,rd}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u L^2}{8} + \frac{3R_{u(7.5m)} * L}{5} + \frac{3R_{u(5.5m)} * L}{5}$$

$$= \frac{1.646 * 7.5^2}{8} + \frac{3 * 24.62 * 7.5}{5} + \frac{3 * 23.8 * 7.5}{5} = 229.463 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{pl} * F_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1307 * 10^3 * 275}{1.1} * 10^{-6} = 326.75 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} < M_{pl,rd} \rightarrow$ Condition Vérifié

- Effort tranchant

$$V_{sd} \leq V_{plrd} = \frac{A_v * F_y}{\gamma_{m0} * \sqrt{3}}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u * L}{2} + 2R_{u(5.5m)} + 2R_{u(7.5m)} = \frac{1.646 * 7.5}{2} + 2(23.8 + 24.62)$$

$$= 103.013 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_v * F_y}{\gamma_{m0} * \sqrt{3}} = \frac{4270 * 275}{1.1 * \sqrt{3}} * 10^{-3} = 616.321 \text{ KN}$$

$V_{sd} < V_{pl,rd} \rightarrow$ Condition Vérifié

$V_{sd} < 0.5 V_{plrd} = 308.16 \text{ KN} \rightarrow$ Condition Vérifié

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

- La rigidité

Il faut vérifier que :

$$f^{max} > f^{adm}$$

La valeur de la flèche admissible est :

$$\rightarrow f^{adm} = \frac{l}{200} = \frac{7500}{200} = 37.5 \text{ mm}$$

$$f^{max} = F_1 + F_2 + F_3$$

$$F_1 = \frac{5 * q_{ser} * L^4}{384 * E * I_y} = \frac{5 * 1.205 * 7500^4}{384 * 2.1 * 10^5 * 23130 * 10^4} = 1.022 \text{ mm}$$

$$F_{2(7.5m)} = \frac{63 * R_s * L^3}{1000 * E * I_y} = \frac{63 * 17.77 * 10^3 * 7500^3}{1000 * 2.1 * 10^5 * 23130 * 10^4} = 9.723 \text{ mm}$$

$$F_{3(5.5m)} = \frac{63 * R_s * L^3}{1000 * E * I_y} = \frac{63 * 17.171 * 10^3 * 7500^3}{1000 * 2.1 * 10^5 * 23130 * 10^4} = 9.395 \text{ mm}$$

$$f^{max} = 1.022 + 9.723 + 9.395 = 20.14mm$$

→ $f^{max} > f^{adm}$

- **Le déversement**

La vérification au déversement en phase de construction est exigée par les EC4 Néanmoins la poutre étant maintenu latéralement par les solives, et la semelle supérieure est maintenu par le bac d'acier connecté par des goujons. On considère que la poutre ne risque pas de se déverser.

- **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 400)..... $g_p = 0.646kN/m$.

Charge permanente..... $G = 4.64 kN/m^2$

Surcharge d'exploitation $Q = 2.5 kN/m^2$

- **Combinaisons des charges (charge sur la semelle sup de la poutre)**

- **E.L.U :**

$$q_u = 1.35 * [(G * b_p) + g_p] + 1.5 * Q * b_p$$

$$q_u = 1.35 * [(4.64 * 0.18) + 0.646] + (1.5 * 2.5 * 0.18) = 2.674 KN/ml$$

- **E.L.S :**

$$q_{ser} = g_p + (G * b_p) + (Q * b_p)$$

$$q_{ser} = 0.646 + (4.64 * 0.18) + (2.5 * 0.18) = 1.931 KN/ml$$

- **Calcule les réactions des solives**

On calcule les réactions de solives pour chaque phase car le coulage du plancher (solives,poutre) se fait en même temps on utilise pour le calcul la formule suivants.

Avec :

Solive 7.5m : $q_{u.solive}=15.323 KN/m$ et $q_{s.solive} = 10.934KN/m$

$$R_u = \frac{q_{u.solive} * L_{solive}}{2} = \frac{15.323 * 7.5}{2} = 57.46 KN$$

$$R_s = \frac{q_{s.solive} * L_{solive}}{2} = \frac{10.934 * 7.5}{2} = 41 KN$$

Solive 5.5m : $q_{u.solive}=20.33 KN/m$ et $q_{s.solive} = 14.504KN/m$

$$R_u = \frac{q_{u.solive} * L_{solive}}{2} = \frac{20.33 * 5.5}{2} = 55.9 KN$$

$$R_s = \frac{q_{Ssolive} * L_{solive}}{2} = \frac{14.504 * 5.5}{2} = 39.88 \text{ KN}$$

$$B_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} \frac{2L_0}{8} = \frac{2*7.5}{8} = 1.875 \text{ m} \\ b = b_{poutre} = \frac{7.5}{2} + \frac{5.5}{2} = 6.5 \text{ m} \end{array} \right.$$

- Position de l'axe neutre plastique

R béton (kN)	R acier (kN)	R ame(kN)	fck(Mpa)
1736.72	2207.562	665.4	25

$$R_{béton} = 0.57 \times b_{eff} \times h_c \times f_{ck} = 0.57 \times 1875 \times 65 \times 25 = 1736.72 \text{ KN}$$

$$R_{acier} = 0.95 \times 8450 \times 275 = 2207.562 \text{ KN}$$

$$R_{ame} = 0.85 \times 8.6 \times (400 - 2(13.5 + 21)) \times 275 = 665.4 \text{ KN}$$

$$R_{béton} < R_{acier}$$

$$R_{béton} > R_{ame}$$

L'axe neutre se trouve dans la semelle supérieure de profilé, donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{plRd} = R_a * \frac{h_a}{2} + R_b \left(h_p + \frac{h_c}{2} \right)$$

$$M_{plRd} = \left(2207.562 * \frac{400}{2} + 1736.72 \left(55 + \frac{65}{2} \right) \right) * 10^{-3} = 593.5 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned} M_{sd} &= \frac{q_u L^2}{8} + \frac{3R_{u(7.5m)} * L}{5} + \frac{3R_{u(5.5m)} * L}{5} \\ &= \frac{2.674 * 7.5^2}{8} + \frac{3 * 57.46 * 7.5}{5} + \frac{3 * 55.9 * 7.5}{5} = 528.921 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$$M_{sd} < M_{pl,rd} \rightarrow \text{Condition Vérifié}$$

- Effort tranchant

$$V_{sd} \leq V_{plrd} = \frac{A_v * F_y}{\gamma_{m0} * \sqrt{3}}$$

$$\begin{aligned} V_{sd} &= \frac{q_u * L}{2} + 2R_{u(5.5m)} + 2R_{u(7.5m)} = \frac{2.674 * 7.5}{2} + 2(55.9 + 57.46) \\ &= 236.747 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_v * F_y}{\gamma_{m0} * \sqrt{3}} = \frac{4270 * 275}{1.1 * \sqrt{3}} = 616.321 \text{ KN}$$

$$V_{sd} < V_{pl,rd} \rightarrow \text{Condition Vérifié}$$

$V_{sd} < 0.5 V_{plrd} = 308.116 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$

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

- **La rigidité**

Il faut vérifier que :

$$f^{max} > f^{adm}$$

La valeur de la flèche admissible est :

$$\rightarrow f^{adm} = \frac{l}{200} = \frac{7500}{200} = 37.5 \text{ mm}$$

Détermination de la position de l'axe neutre :

$$Z_{el} = \frac{Z_a * A_a + Z_b * \frac{A_b}{n}}{A_a + \frac{A_b}{n}}$$

$$Z_a = \frac{h_a}{2} = \frac{400}{2} = 200 \text{ mm}$$

$$A_a = 8450 \text{ mm}^2$$

$$Z_b = h_a + h_p + \frac{h_c}{2} = 200 + 55 + \frac{65}{2} = 487.5 \text{ mm}$$

$$A_b = h_c * b_{eff} = 65 * 1875 = 121875 \text{ mm}^2$$

$$Z_{el} = \frac{200 * 8450 + 487.5 * \frac{121875}{15}}{8450 + \frac{121875}{15}} = 340.93 \text{ mm}^2$$

L'inertie de la section mixte :

$$I_c = I_a + \frac{h_c^3 * b_{eff}}{12n} + A_a \left(\frac{h_a}{2} - Z_{el} \right)^2 + \frac{h_c * b_{eff}}{n} * \left(\left(h_a + \frac{h_c + 2h_p}{2} \right) - Z_{el} \right)^2$$

$$\rightarrow I_c = 576.535 * 10^6 \text{ mm}^4$$

$$f^{max} = F_1 + F_2 + F_3$$

$$F_1 = \frac{5 * q_{ser} * L^4}{384 * E * I_c} = \frac{5 * 2.674 * 7500^4}{384 * 2.1 * 10^5 * 576.535 * 10^6} = 0.9 \text{ mm}$$

$$F_{2(7.5m)} = \frac{63 * R_s * L^3}{1000 * E * I_c} = \frac{63 * 41 * 10^3 * 7500^3}{1000 * 2.1 * 10^5 * 576.535 * 10^6} = 9 \text{ mm}$$

$$F_{3(5.5m)} = \frac{63 * R_s * L^3}{1000 * E * I_c} = \frac{63 * 39.88 * 10^3 * 7500^3}{1000 * 2.1 * 10^5 * 576.535 * 10^6} = 8.75 \text{ mm}$$

$$f^{max} = 0.9 + 9 + 8.75 = 18.65 \text{ mm}$$

$$\rightarrow f^{max} < f^{adm}$$

❖ Calcul des connecteurs (connexion totale)

Détermination de la résistance du goujon :

$$P_{rd} = \begin{cases} 0.29 * \alpha * d^2 * \frac{\sqrt{f_{ck} * E_c}}{\gamma_v} \\ 0.8 * f_u * \frac{\pi * d^2}{4 * \gamma_v} \end{cases}$$

f_{ck} : Résistance caractéristique de béton.....25 N/mm²

E_c : Module de Young de béton.....30500 MPa

f_u : Résistance caractéristique des connecteurs450 N/mm²

$\gamma_v = 1,25$

$$\alpha = \begin{cases} 0.2 * \left(\frac{h}{d} + 1\right) \text{ pour } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4 \\ 1 \text{ pour } \frac{h}{d} > 4 \end{cases}$$

KT : est un facteur de réduction pour tenir compte de la présence de nervures du bac d'acier en fonction de leurs sens.

Pour les solives les nervures seront perpendiculaires :

$$Kt = 0.6 * \frac{b_0}{h_p} * \left[\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right]$$

Nr : Nombre de goujon par nervure ≤ 2 , Nr = 1

$h_p = 55 \text{ mm}$; $h_{sc} = 95 \text{ mm}$; $d = 19 \text{ mm}$; $b_0 = 88.5 \text{ mm}$

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

$$Kt = 0.6 * \frac{88.5}{55} * \left[\frac{95}{55} - 1 \right] = 0.702$$

$$P_{rd} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 0.29 * 1 * 19^2 * \frac{\sqrt{25 * 30.5 * 10^3}}{1.25} * 10^{-3} = 73.133 \text{ KN} \\ 0.8 * 450 * \frac{\pi * 19^2}{4 * 1.25} * 10^{-3} = 81.65 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$R_L = \text{Inf} (R_{\text{béton}} ; R_{\text{acier}}) = \text{Inf} (1736.72 ; 2207.562) = 1736.72 \text{ kN}$$

$$N_{bre} = \frac{R_L}{k t * P_{rd}} = \frac{1736.72}{0.702 * 73.133} = 33.82$$

Soit $N = 34$ goujons sur la demi longueur de la Solive ; c'est-à-dire 68 connecteurs sur toute la longueur totale de la poutre.

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

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

$$e_{max} = 6 \times h_{sc} = 6 \times 95 = 570 \text{ mm}$$

$$E_{sp} = \frac{L}{N_{br} - 1} = \frac{7500}{68 - 1} = 111.9 \text{ mm}$$

$$e_{min} < 110 < e_{max} \rightarrow \text{On opte un } E_{sp} = 110 \text{ mm}$$

- ❖ Plancher courant (panneau bureau 5.5m)
- Phase de construction
- Combinaisons des charges

L'entraxe(m)	ELU (kN/m)	ELS (kN/m)
0.18	1.646	1.205

Les vérifications de la phase de construction sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

Tableau II. 13: Vérification du profilé en phase de construction pour panneau de 5.5m

Vérification du profilé en phase de construction		
Moment fléchissant	Effort tranchant	La flèche
Msd = 166.013 kN.m	Vsd = 101.368 kN	fmax = 7.835 mm
Mpl,rd = 326.75 kN.m	Vpl,rd = 616.321 kN	fadm = 27.5 mm
Ratio = 50.8%	Ratio = 16.44%	Ratio = 28.5 %
Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée

- Phase de final
- Combinaisons des charges

L'entraxe(m)	ELU (kN/m)	ELS (kN/m)
0.18	2.674	1.931

Les vérifications de la phase de final sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

Tableau II. 14: Vérification du profilé en phase final pour panneau de 5.5m

Vérification du profilé en phase final			
Moment fléchissant	Effort tranchant	La flèche	Les connecteurs
Msd =384.222KN.m	Vsd =234.09KN	fmax =7.94m	Nbr=31
Mpl,rd=528.921KN.m	Vpl,rd =616.321KN	fadm =27.5mm	Esp=180mm
Ratio =72.6%	Ratio =38%	Ratio =29%	
Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée

- ❖ Plancher terrasse (panneau 7.5m)

- Phase de construction
- Combinaisons des charges

L'entraxe(m)	ELU (kN/m)	ELS (kN/m)
0.18	1.646	1.205

Les vérifications de la phase de construction sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

Tableau II. 15: Vérification du profilé en phase de construction pour panneau de 7.5m

Vérification du profilé en phase de construction		
Moment fléchissant	Effort tranchant	La flèche
Msd =229.46KN.m	Vsd =103.013KN	fmax =20.14mm
Mpl,rd=326.75KN.m	Vpl,rd =616.321KN	fadm =27.5mm
Ratio =70%	Ratio =16.71%	Ratio =7 %
Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée

- Phase de final
- Combinaisons des charges

L'entraxe(m)	ELU (kN/m)	ELS (kN/m)
0.18	2.766	2.03

Les vérifications de la phase de final sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

Tableau II. 16: Vérification du profilé en phase final pour panneau de 7.5m

Vérification du profilé en phase final			
Moment fléchissant	Effort tranchant	La flèche	Les connecteurs
Msd =548.85KN.m	Vsd =245.67KN	fmax =19.54m	Nbr=68
Mpl,rd=593.5KN.m	Vpl,rd =616.321KN	fadm =37.5mm	Esp=110m
Ratio =92.5%	Ratio =40%	Ratio =52.%	
Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée

❖ Plancher terrasse (panneau bureau 5.5m)

❖ Phase de construction

• Combinaisons des charges

L'entraxe(m)	ELU (kN/m)	ELS (kN/m)
0.18	1.646	1.205

Les vérifications de la phase de construction sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

Tableau II. 17: Vérification du profilé en phase de construction pour panneau de 5.5m

Vérification du profilé en phase de construction		
Moment fléchissant	Effort tranchant	La flèche
Msd =212.151KN.m	Vsd =97KN	fmax =7.836mm
Mpl,rd=326.75KN.m	Vpl,rd =616.321KN	fadm =27.5mm
Ratio =65%	Ratio =16%	Ratio = 28.5%
Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée

❖ Phase de final

• Combinaisons des charges

L'entraxe(m)	ELU (kN/m)	ELS (kN/m)
0.18	2.766	2.03

Les vérifications de la phase de final sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

Tableau II. 18: Vérification du profilé en phase final pour panneau de 5.5m

Vérification du profilé en phase final			
Moment fléchissant	Effort tranchant	La flèche	Les connecteurs
Msd =398.704KN.m	Vsd =243KN	fmax =8.43mm	Nbr=31
Mpl,rd=528.921KN.m	Vpl,rd =616.321KN	fadm =27.5mm	Esp=180
Ratio =75.4%	Ratio =39.42%	Ratio =30.65%	
Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée

II.9 Prédimensionnement des poteaux

II.9.1 Introduction

Les poteaux sont des éléments verticaux qui doivent reprendre les charges verticales transmises par les planchers. Leurs sections doivent présenter une bonne résistance à la compression dans toutes les directions et en particulier suivant leurs axes principaux. Ils sont généralement des profilés en **HEA** ou **HEB**.

Le pré dimensionnement se fera par la vérification de la résistance de la section en compression axial (flambement) suivant l'**Eurocode 3** Partie1-1.

II.9.2 Poteau central (le plus sollicité)

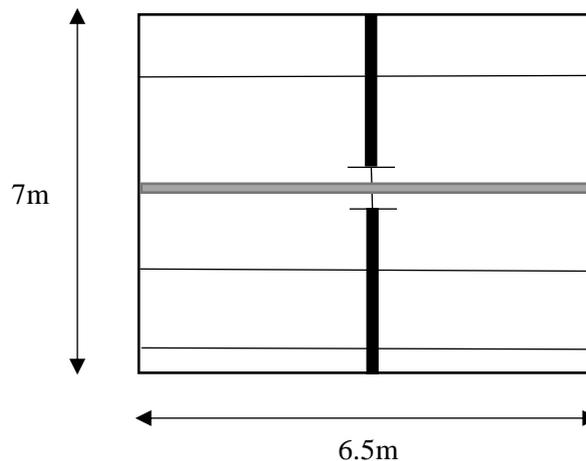


Figure II. 3: Poteau central.

❖ La Descente des charges

La surface qui revient au poteau est :

$$S_c (\text{Courant}) = 6 \times 7.5 = 45 \text{ m}^2$$

$$S_t (\text{Terrasse}) = 6 \times 7.5 = 45 \text{ m}^2$$

$$G_c = (G_{pl} * S) + (G_{pp} * L_{pp}) + (G_{ps} * L_{ps}) + n(G_{solvive} * L_{solvive})$$

Avec :

G_{pl} : Charge de plancher terrasse ou courant.

S : surface reprise par le poteau.

G_{pp} : poids propre de la poutre principale.

L_{pp} : Longueur de la poutre principale

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

L_{ps} : Longueur de la poutre secondaire.

G_{solive} : poids propre des solives.

L_{solive} : Longueur des solives.

	Terrasse	E - Courant	Poutre principale	Poutre secondaire	Solive
G	6.59KN/m ²	4.64 KN/m ²	0.663KN/m	0.224 KN/m	0.224 KN/m
Q	1.5KN/m ²	2.5KN/m ²	/	/	/
Longaure	S=45m ²	S=45m ²	7m	6.5m	6.5m

Section de classe 1 :

$$N_{sd} \leq N_{crd} = \frac{A_{sec} * F_y}{\gamma_{m0}}$$

$$\rightarrow A_{sec} \geq \frac{N_{sd} * \gamma_{m0}}{F_y}$$

❖ Remarque :

Les poutres secondaires se calculent avec la même méthode et donne les mêmes profilés que lessolives.

$$G_t = (6.59 * 45) + (0.663 * 7) + (0.224 * 6.5) + 3 * (0.224 * 6.5)$$

$$= 307.015KN$$

$$G_c = (4.64 * 45) + (0.663 * 7) + (0.224 * 6.5) + 3 * (0.224 * 6.5)$$

$$= 219.265KN$$

Tableau II. 19: La descente des charges (les poteaux centraux)

Etage	G (KN)	Q (KN)	G cumuler(KN)	Q cumuler (KN)	Nu (KN)
Terrasse	307.015	45	307.015	45	481,97
9 éme	219.265	112.5	526,28	157,5	946,728
8 éme	219.265	112.5	745,545	247,5	1377,735
7 éme	219.265	112.5	964,81	315	1774,993
6 éme	219.265	112.5	1184,075	360	2138,501
5éme	219.265	112.5	1403,34	382.5	2468,259
4 éme	219.265	112.5	1622,605	585	3068,016
3 éme	219.265	112.5	1841,87	635.625	3438,888
2 éme	219.265	112.5	2061,135	687.857	3814,317
1éme	219.265	112.5	2280,4	741.094	4190,181
RDC	219.265	112.5	2499.665	853.594	4654,93
S-SOL1	219.265	112.5	2718.93	966.094	5119,69

❖ **Remarque** : après l'application de cette loi on opte pour les profils suivant :

Tableau II. 20: Les sections et les profilés des poteaux centraux

Etage	A _{sec} (mm ²)	Profilé	A (mm ²)
Terrasse	1927,88	HEA100	2124
9 ^{ème}	3786,912	HEA160	3880
8 ^{ème}	5510,94	HEA220	6430
7 ^{ème}	7099,972	HEA240	7680
6 ^{ème}	8554,004	HEA280	9730
5 ^{ème}	9873,036	HEA300	11250
4 ^{ème}	12272,06	HEA320	12440
3 ^{ème}	13755,55	HEA360	14280
2 ^{ème}	15257,27	HEA400	15900
1 ^{ème}	16760,72	HEA450	17800
RDC	18268,2	HEA650	19750
S-SOL1	19778,47	HEA700	21180

❖ **Vérification du flambement**

Les poteaux sont des éléments qui travaillent principalement à la compression et la flexion, et comme les moments sont faibles devant l'effort normal on possède à la vérification de la résistance au flambement.

Il faut vérifier que :

$$N_{sd} \leq N_{b,rd} = x_{min} * \beta_a \frac{A_{sec} * F_y}{\gamma_{m1}}$$

➤ **Remarque** : tous les poteaux sont bi-articulés sauf le poteau du RDC

❖ **Méthode de calcul**

$$x_{min} = \min(x_y; x_z)$$

$$x = \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 + \lambda^2}} \leq 1$$

$$\varphi = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} * \sqrt{\beta_a}$$

Avec : $\lambda = \frac{L_f}{i}$; $\lambda_1 = 93.91\varepsilon$; $\beta_a = 1$

➤ Exemple de calcul

Poteaux de RDC HEA650

	Sens (y-y)	Sens (z-z)
β_a	1	1
λ_1	86.81	86.81
Lf	$0.7*4080=2856$	$0.7*4080=2856$
i	269.3	69.7
λ	10.605	40.975
$\bar{\lambda}$	0.122	0.472
α	0.21	0.34
φ	0.499	0.657
x	1.135	0.897
x_{min}	0.897	
Nbrd	5417.88	
Nsd	5701.164	
Condition non Vérifié		

Tableau II. 21: Les sections final pour les poteaux centraux

Etage	Profilé	Nsd (KN)	Nbrd (KN)	Ratio	Profilé final	Nbrd (KN)	Ratio
Terrasse	HEA100	481,97	116,55	4.135	HEA200	770,96	0.62
9ème	HEA160	946,728	429,70	2.2	HEA220	1 011,06	0.94
8ème	HEA220	1377,735	1 011,06	1.38	HEA260	1 541,49	0.90
7ème	HEA240	1774,993	1 291,45	1.41	HEA300	2 162,73	0.84
6ème	HEA280	2138,501	1 805,64	1.3	HEA320	2 391,50	0.98
5ème	HEA300	2468,259	2 162,73	1.26	HEA360	2 734,34	0.99
4ème	HEA320	3068,016	2 391,50	1.3	HEA400	3 244,85	0.96
3ème	HEA360	3438,888	2 734,34	1.27	HEA450	3 622,26	0.96
2ème	HEA400	3814,317	3 244,85	1.19	HEA500	3 891,28	0.99
1ème	HEA450	4190,181	3 622,26	1.17	HEA550	4 274,37	0.99
RDC	HEA650	5701,164	5414,29	1,06	HEA700	5812,68	0,93

II.10 Pré dimensionnement des voiles

Le pré dimensionnement des murs en béton armé est justifié par RPA l'article 7.7. Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et/ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

D'après l'article [1] les voiles sont considérés comme des éléments satisfaisant la condition, $L > 4e$.

Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires (poteaux)

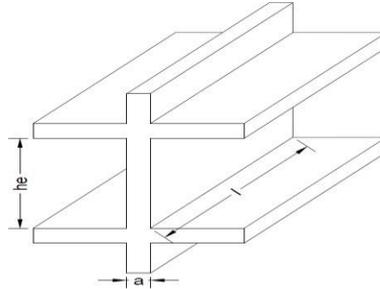


Figure II. 4: Coupe de voile en élévation

Avec :

l : Longueur du voile.

a : Epaisseur du voile.

H_e : Hauteur libre de l'étage.

D'après l'article [2], l'épaisseur des voiles doit être déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage " h_e " et les conditions de rigidité aux extrémités.

Donc :

$$a_{min} \geq \max \left\{ 15 \text{ cm} ; \frac{H_e}{25} \right\}$$

Pour le Sous-sol $h_e = 3.6 \text{ m}$

$$a_{min} \geq \{ 15 \text{ cm} ; 14.4 \text{ cm} \} \Rightarrow a_{min} \geq 20 \text{ cm}$$

Pour le R.D.C jusqu'à 12^{ème} étage $h_e = 4.08 \text{ m}$

$$a_{min} \geq \{ 15 \text{ cm} ; 16.32 \text{ cm} \} \Rightarrow a_{min} \geq 20 \text{ cm}$$

II.11 Prédimensionnement de la dalle pleine

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport à leurs dimensions en plan.

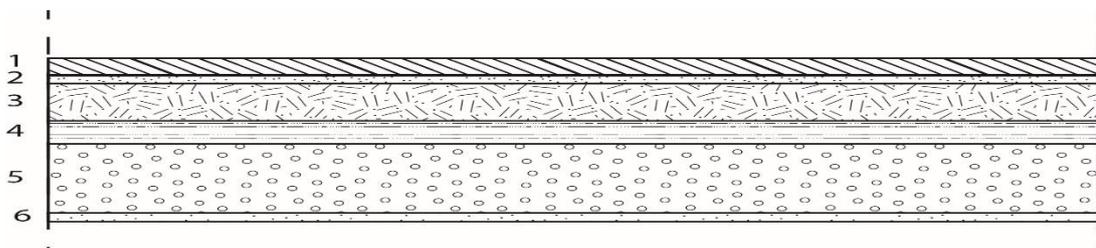


Figure II. 5: Dalle pleine.

Pour le Pré- dimensionnement de la hauteur de la dalle pleine dépend de la condition suivante:

- Dalle reposant sur deux appuis : $\alpha < 0.4$ ($L_x/35 \leq e \leq L_x/30$)
- Dalle reposant sur 2 ou 4 appuis : $0.4 \leq \alpha \leq 1$ ($L_x/50 \leq e \leq L_x/40$)

$$L_x \leq L_y$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$$

- e : l'épaisseur de la dalle en dalle pleine
- L_x : la petite portée du panneau le plus sollicité
- L_y : la grande portée du panneau le plus sollicité

Sécurité en matière d'incendie :

e = 7cm pour une heure de coupe-feu

e = 11cm pour deux heure de coupe-feu

e = 17.5cm pour quatre heure de coupe-feu

Isolation phonique :

Selon les règles CAB93 en vigueur en Algérie, l'épaisseur de la dalle doit être supérieure ou égale à 13cm pour avoir une bonne isolation phonique

$$L_x = 550 \text{ cm}, L_y = 600 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \alpha = \frac{550}{600} = 0.91$$

Donc dalle reposant sur 3 ou 4 appuis

$$550/50 \leq e \leq 600/40 \rightarrow 11 \text{ cm} \leq e \leq 15 \text{ cm}$$

\rightarrow Donc l'épaisseur de la dalle pleine céramique : **e = 15 cm**

Chapitre III :
Prédimensionnement des éléments
secondaire

III.1 Etude d'acrotère

III.1.1 Introduction

L'acrotère est un élément structural contournant le bâtiment conçu pour la protection de ligne jonctif entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

Il est assimilé à une console encastrée au plancher terrasse. La section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement. Il est réalisé en béton armé, soumise à son poids propre G et à une surcharge horizontale Q due à une main courante.

Le calcul se fera en flexion composé au niveau de la section d'encastrement pour une bande de 1 m linéaire.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable. Dans ce cas, le calcul se fera à l'ELU et à l'ELS.

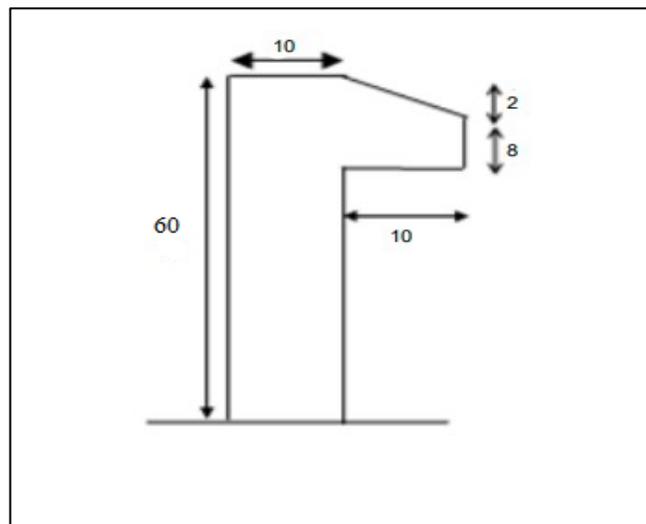


Figure III. 1: Dimension de l'acrotère.

III.1.2 Evaluation des charges

➤ **Charge permanente :**

• **Surface de l'acrotère :**

$$S = \left[(0,1 \times 0,6) + (0,1 \times 0,08) + \frac{(0,1 \times 0,02)}{2} \right] = 0,069 \text{ m}^2$$

• **Périmètre de l'acrotère :**

$$P = [0,6 + 0,1 + 0,1 + 0,02 + 0,08 + 0,5] = 1,4 \text{ m}$$

- Revêtement en ciment : ($e=2 \text{ cm}$; $\rho=14 \text{ KN/m}^3$)

$$S = \rho_{ci} \times e \times P_{cme} = 14 \times 0,02 \times (0,6 + 0,1) \times 2 = 0,392 \text{ kN/ml}$$

- Poids propre de l'acrotère :

$$G = \rho_b \times S = 25 \times 0,07 = 1,75 \text{ kN/ml}$$

$$\rightarrow G=2.12 \text{ KN/ml}$$

- Charge d'exploitation :

On prend en considération l'effet de la main courante

$$D'où : Q = 1,00 \text{ KN/ml}$$

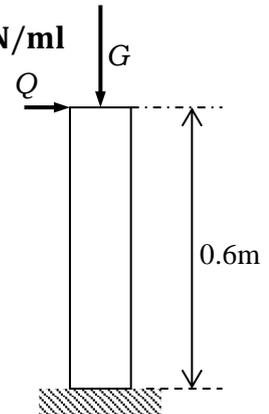


Figure III. 2: Schéma statique de l'acrotère.

III.1.3 La force horizontale due à l'effet du séisme

Les règles RPA99/Version 2003[1], recommandent dans l'article 6.2.3 la prise en compte d'un effort horizontal de calcul F_p , agissant sur les éléments non structuraux et qui se calcul par la formule suivante :

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone, obtenu à partir du tableau 4.1 des mêmes règles, pour la zone sismique III, et le groupe d'usage 2, ce coefficient prend la valeur suivante :

$$A = 0,25$$

C_p : facteur de force horizontale, donné par le tableau 6.1 des mêmes règles, et pour le cas des éléments en console, il prend la valeur suivante :

$$C_p = 0,8$$

W_p : c'est le poids propre de l'acrotère, dont :

$$W_p = G = 2,14 \text{ kN/ml}$$

Donc :

$$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,142 = 1,71 \text{ kN}$$

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

$$\left. \begin{array}{l} F_p = 1,71 \text{ kN} \\ 1,5Q = 1,5 \text{ kN} \end{array} \right\} \rightarrow Q_u = Q_h = F_p = 1,71 \text{ kN}$$

III.1.4 Calcul des sollicitations

E.L.U :

$$\begin{cases} N_u = 1.35G \\ M_u = 1.5F_p * h \\ T_u = 1.5F_p \end{cases}$$

E.L.S :

$$\begin{cases} N_s = G \\ M_s = F_p * h \\ T_s = F_p \end{cases}$$

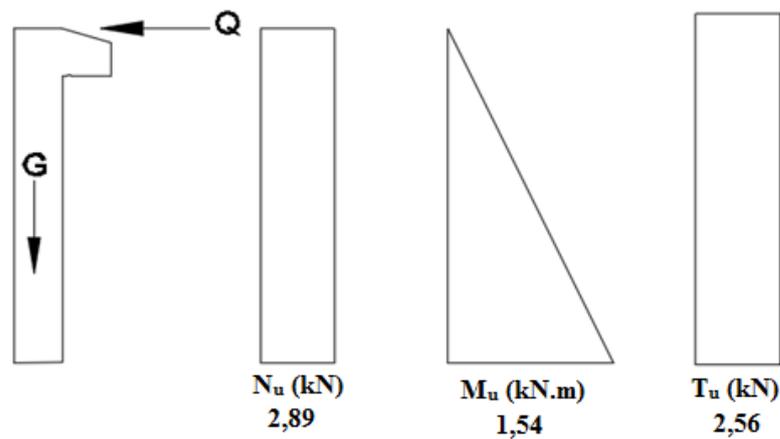


Figure III. 3: Diagrammes des efforts à l'E.L.U.

Tableau III. 1: Calcul des sollicitations.

Les Sollicitations	ELU	ELS
Effort normal N (KN)	2.89	2.12
Effort tranchant T (KN)	2.56	1.70
Moment fléchissant M (KN.m)	1.54	1.02

III.1.5 Calculs de Ferrailage

Le calcul du ferrailage se fait pour une bande de 1 m de largeur.

Données :

$h=10\text{cm}$; $b=100\text{cm}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $c=c'=2\text{cm}$; $f_e=500\text{MPa}$

$\sigma_b = 14.17 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$.

- **Calcul de l'excentricité :**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.54}{2.89} = 53.2 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = 3 \text{ cm} < e_0 \text{ Donc : } M_{as} = M_U + N_U \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1.64 \text{ kN.m}$$

D'après l'organigramme : $\mathbf{M} = \mathbf{M}_f = \mathbf{1.64 \text{ KN.m}}$

$$\mu_u = \frac{M_{as}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = 0.014$$

$$\mu_u = 0.014 < \mu_R = 0.391 \rightarrow A'_s = 0$$

D'après l'organigramme de flexion simple on aura les résultats

Tableau III. 2: Calcul de ferrailage.

μ_u	μ_R	α	$Z \text{ (cm)}$	$\sigma_s \text{ (MPa)}$	$A_s^{\text{calculé}} \text{ (cm}^2\text{)}$
0.017	0.391	0.018	8.94	348	0.52

- **Ferrailage minimale**

$$A_{s \text{ CNF}} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.087 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_s; A_{s \text{ CNF}}) = 1.087 \text{ cm}^2$$

On adoptera : 6T10 = 4.71 cm².

- **Espacement :**

$$S_h = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm.}$$

$$S_v = \frac{60 - 4 - 4(0.10)}{3} = 18.5 \text{ cm} \rightarrow S_v = 18 \text{ cm.}$$

- **Armature de répartition**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \rightarrow 1.18 < A_r \leq 2.35$$

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

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \{ 0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa} \} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{2,56 \times 10^3}{80 \times 1000} = 0,032 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

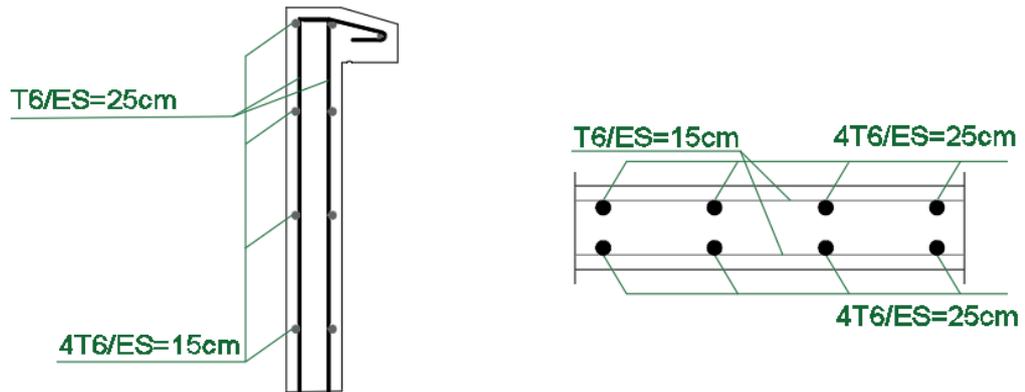


Figure III. 4: Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.2 Etude des escaliers

III.2.1 Introduction

Les escaliers sont constitués en charpente métallique l'ossature des escaliers est entièrement métallique, chaque volée est composée de deux limons, les poutres des poutres laminées en UPN sur les quelles viennent reposer des tôles par l'intermédiaire de cornières, sur la tôle on met un recouvrement de carrelage qui s'appuie sur une couche de mortier.

Dans notre projet on a un escalier intérieur à trois volées et deux paliers de repos. il sera réalisé en charpente métallique, il se compose de :

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

Volée : est une partie droite ou courbée d'escalier comprise entre deux paliers successifs.

Limon : est un élément incliné supportant les marches, et aussi appelé crémaillère, pour les limons on emploi des profilés ou de la tôle, le dispositif le plus simple consiste à utiliser un fer enU dont l'âme sera verticale.

Garde-corps : il est utilisé pour assurer la sécurité.

Giron : largeur d'une marche d'escalier, mesurée entre l'aplomb de deux contremarches successives.

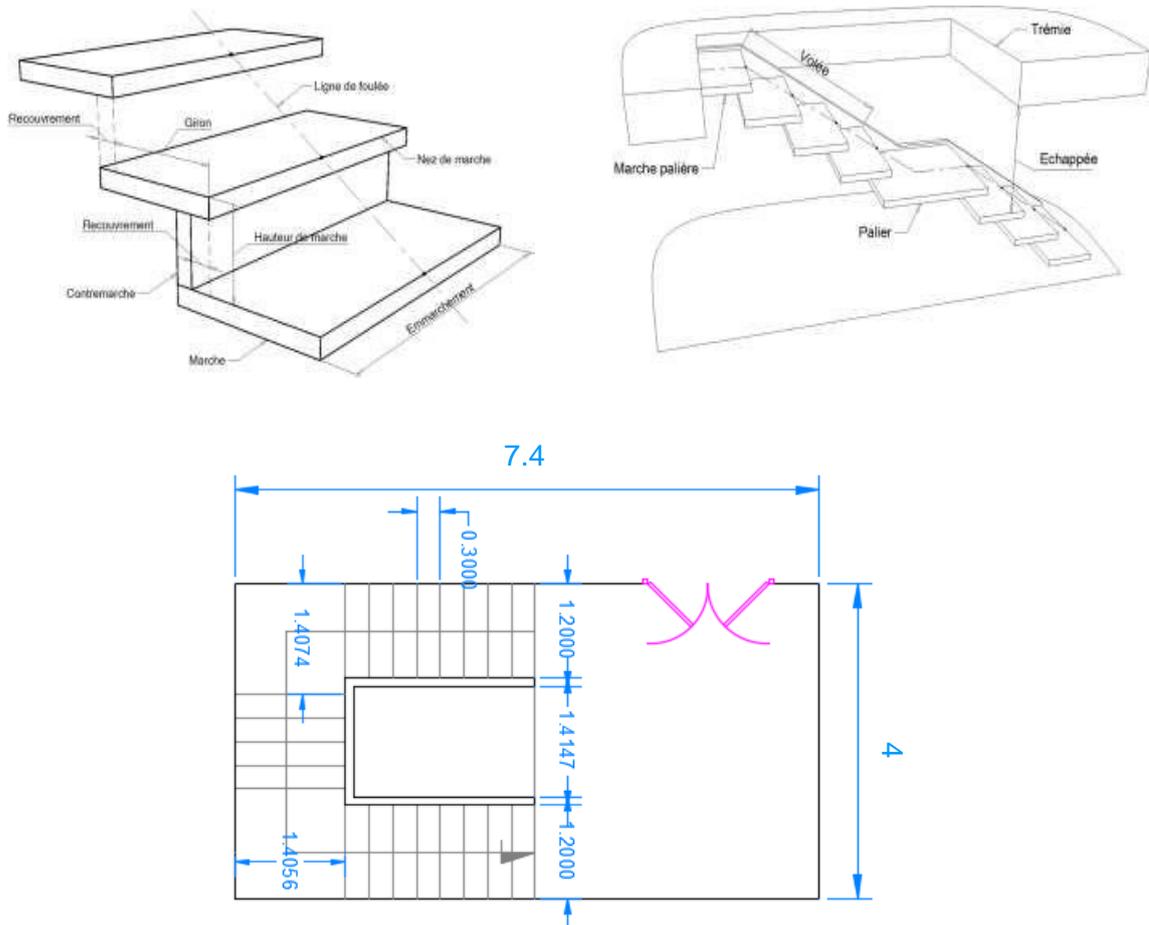


Figure III. 5: Schéma des escaliers.

III.2.2 Prédimensionnement des marches

Pour le dimensionnement des marches, on utilise la formule de **BLONDEL** pour calculer le giron

(G) et la contre marche (H)

❖ Choix des dimensions :

D'après utilise la formule de **BLONDEL**

$$\begin{cases} 59 \leq 2H + G \leq 66 \text{ cm} \\ 27 \leq G \leq 30 \text{ cm} \\ 16.5 \leq H \leq 18.5 \text{ cm} \end{cases}$$

Avec :

G : largeur de la marche (giron).

H : la hauteur du contre marche.

❖ **Caractéristique géométrique de la cage d'escalier :**

La hauteur d'étage : $h = 4.08 \text{ m}$

Les dimensions en plan de la cage d'escalier : $(3.8 \times 4) \text{ m}^2$ La largeur de la volée est : $l = 1.2 \text{ m}$

On admet une hauteur de marche $H = 17 \text{ cm}$ Nombre totale des marche (n) est :

$$n = \frac{h}{H} = \frac{408}{17} = 24$$

$n = 24$ marches

On répartit ce nombre de marche en 02 volées avec 8 marches dans chaque volée

La largeur d'une marche est : $g = 30 \text{ cm}$

❖ **Vérification de la formule de BLONDEL :**

$2H + G = 2 \times 17 + 30 = 64 \text{ cm}$ → formule de BLONDEL est vérifiée

❖ **Dimensionnement des éléments porteurs**

Dimensionnement de la cornière (support de marche) :



Figure III. 6: Disposition des cornières.

La longueur de la marche $L = 1.2 \text{ m}$

La largeur de la marche $l = G = 0.30 \text{ m}$

Les cornières sont en acier S275

$F_y = 275 \text{ N/mm}^2$ (la limite d'élasticité de l'acier).

$E = 2.1 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ (le module d'élasticité longitudinale de l'acier).

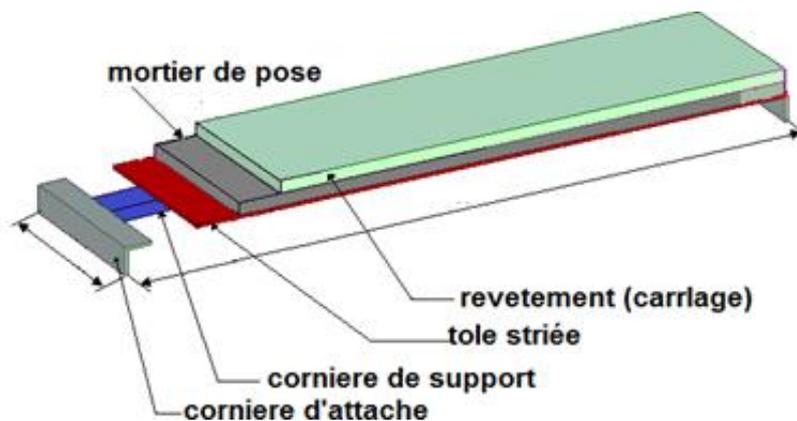


Figure III. 7: Charges reprises par la cornière.

❖ **Détermination de la section cornière :**➤ **Evaluation des charges :**

Les charges permanentes :

Tôle striée (5mm) $G_1 = 0.45 \text{ KN/m}^2$

Mortier de ciment (2cm) $G_2 = 0.40 \text{ KN/m}^2$

Revêtement (2cm)..... $G_3 = 0.40 \text{ KN/m}^2$

$$G = (G_1 + G_2 + G_3) * d = (0.45 + 0.4 + 0.4) * 0.15 = 0.187 \text{ KN/m}$$

Charge d'exploitation :

$$Q = 2.5 * 0.15 = 0.375 \text{ KN/m}$$

Les combinaisons de charges : (ELS)

$$q = G + Q = 0.187 + 0.375 = 0.563 \text{ KN/m}$$

❖ **Prédimensionnement des supports de marches :**

Condition de la flèche : $f^{max} < f^{adm}$

Dans notre cas, on a une cornière posée sur 2 appuis simples et une charge uniformément répartie donc :

La flèche maximale :

$$f_{max} = \frac{5 * q_{ser} * l^4}{384 * E * I_y}$$

La flèche admissible :

$$f_{adm} = \frac{L}{300}$$

On aura :

$$I_y = \frac{5 * 0.563 * 1200^3 * 300}{384 * 2.1 * 10^5} = 1.8 \text{ cm}^4$$

➔ Donc on adopte : une cornière L35x35x4

Designation	Poids	Section	Caractéristiques						
	G Kg/m	A mm ²	h=b mm	T mm	r mm	r ₂ mm	I _y = I _z Cm ⁴	W _{pLy} =W _{pLz} Cm ³	I _y =i _z cm
L35x35x4	2.09	267	35	4	5	2.5	2.95	1.18	1.05

Donc la charge permanente G devient (on inclue le poids de la cornière) :

$$➔ G = (G_1 + G_2 + G_3) * d + P = (0.45 + 0.4 + 0.4) * 0.15 + 0.0209 = 0.208 \text{ KN/m}$$

– Les combinaisons de charges :

$$\text{ELS} : q = G + Q = 0.208 + 0.375 = 0.583 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELU} : q = 1.35G + 1.5Q = 1.35 * 0.208 + 1.5 * 0.375 = 0.843 \text{ KN/m}$$

– Vérification à la flèche :

On vérifie la condition suivante : $f < f^{adm}$

Cornière sur deux appuis :

$$f = \frac{5 * q * l^4}{384 E * I_y} = \frac{5 * 0.583 * 1200^4}{384 * 2.1 * 10^5 * 2.95 * 10^4} = 2.54 \text{ mm}$$

La valeur de la flèche admissible est :

$$f = \frac{l}{300} = \frac{1200}{300} = 4 \text{ mm}$$

$f < f^{adm} \rightarrow$ **Condition vérifié.**

– Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{0.843 * 1.2}{2} = 0.505 \text{ Kn}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_v * f_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} = \frac{267 * 275}{1.1 \sqrt{3}} * 10^{-3} = 38.53 \text{ Kn}$$

$V_{sd} < V_{plrd} \rightarrow$ **Condition vérifié.**

– Vérification du moment fléchissant :

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{0.843 * 1.2^2}{8} = 0.515 \text{ Kn.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{ply} * f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1.18 * 10^3 * 275}{1.1} * 10^{-6} = 0.295 \text{ Kn.m}$$

$M_{sd} < M_{pl,rd} \rightarrow$ **Condition vérifié.**

\rightarrow Conclusion : les cornières L 35x35x4 convient comme cornière d'attache.

III.2.3 Dimensionnement de limon

❖ **Evaluation des charges :**

• **Volée :**

- **Les charges permanentes :** (sauf poids de profilé)

Poids des cornières (35 x 35 x 4).....	2.09 Kg/m
Tôle (e=5mm).....	G1 = 0.45 KN/m ²
Mortier de pose (2cm)	G2 = 0.40 KN/m ²
Revêtement carrelages.....	G3 = 0.40 KN/m ²
Garde-corps (cloison).....	1KN/m ²

Charge totale :

$$\rightarrow G_T = (G1 + G2 + G3) * d + P_c + P_G = (0.45 + 0.4 + 0.4+1) * 1.2 + 0.0209)$$

$$\rightarrow G_T = 2.72 \text{ KN/m}$$

Charge totale pour un limon

$$\rightarrow G = \frac{G_T}{2} = 1.36 \text{ KN/m}$$

- **Les charges d'exploitations :**

Pour 1 limon :

$$\rightarrow Q = 2.5 \frac{1.2}{2} = 1.5 \text{ KN/m}$$

• **Palier :**

- **Les charges permanentes :** (sauf poids de solive)

Tôle (TN40) G1 = 0.15 KN/m ²	
Dalle en béton (12cm)	G2 = 2.13 KN/m ²
Mortier de pose	G3 = 0.40 KN/m ²
Revêtement (2cm).....	G4 = 0.40 KN/m ²

Charge totale :

$$\rightarrow G_T = (G1 + G2 + G3 + G4) * d = (0.15 + 2.13 + 0.4 + 0.4) * 1.2 = 3.7 \text{ KN/m}$$

Charge totale pour un limon

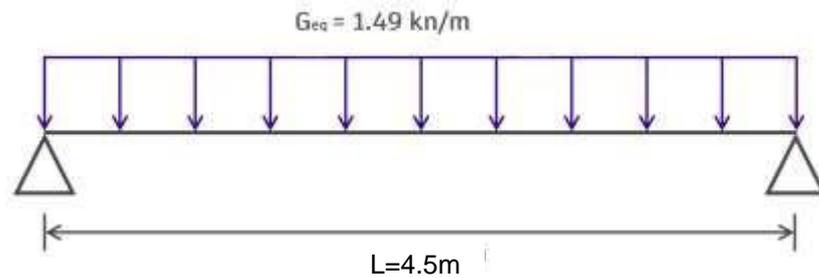
$$\rightarrow G = \frac{G_T}{2} = 1.85 \text{ KN/m}$$

- **Calcul de la charge équivalente :**

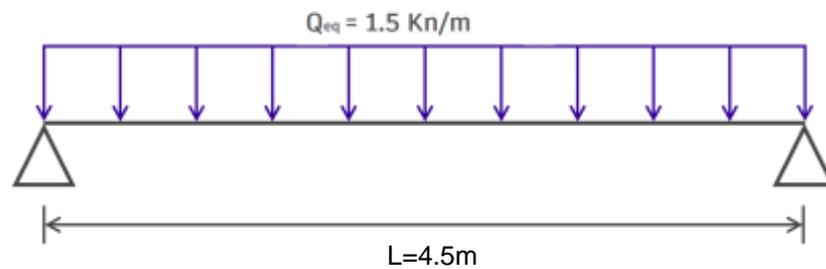
On peut exprimer les différentes charges par une charge équivalente.

Charges permanentes :

$$G_{eq} = \frac{1.85 * (1.405) + 1.36 * (3.1)}{4.5} = 1.490 \text{ Kn/m}$$



Charge d'exploitation :



$$Q_{eq} = 2.5 \frac{1.2}{2} = 1.5 \text{ KN/m}$$

❖ **Prédimensionnement des limons :**

– **Combinaison de charge**

▪ **ELU :**

$$q = 1.35G + 1.5Q = 1.35 * 1.49 + 1.5 * 1.5 = 4.26 \text{ KN/m}$$

▪ **ELS :**

$$q = G + Q = 1.49 + 1.5 = 2.99 \text{ KN/m}$$

– **Condition de flèche :**

La flèche doit satisfaire la condition suivante $f_{max} \leq f_{adm}$, pour une poutre bi-articulée :

$$f_{max} = \frac{5 * q * l^4}{384 E * I_y} \quad \text{et} \quad f_{adm} = \frac{L}{300}$$

q : la charge non pondéré

$$q = G + Q = 1.49 + 1.5 = 2.99 \text{ KN/m}$$

$$L = 4.5 \text{ m} = 450 \text{ cm}$$

$$I_y \geq \frac{5 * 2.99 * 450^3 * 300}{384 * 2.1 * 10^5} \geq 506.81 \text{ cm}^4$$

→ On opte à un UPN 200

h(mm)	b(mm)	tw (mm)	tf (mm)	r	r	D (mm)	A(cm ²)	G (KN/m)
200	75	8.5	11.5	11.5	6	151	32.2	0.253
Iy(cm ⁴)	Wely(cm ³)	iy(cm)	Wply(cm ³)	Iz(cm ⁴)	Welz(cm ³)	iz(cm)	Iy(cm ⁴)	Wply(cm ³)
1910	191	7.7	228	148	27	2.14	1910	191

– **La classe de la section :**

• **Semelle comprimée :**

$$C = \frac{b-tw}{t_f} = 5.78 \text{ mm} < 9\varepsilon = 8.32 \quad \rightarrow \text{Donc la semelle est de classe 1}$$

• **Ame fléchi :**

$$C = \frac{d}{t_w} = 17.76 \text{ mm} < 72\varepsilon = 66.55 \quad \rightarrow \text{Donc la semelle est de classe 1}$$

La section globale étant de classe 1 le calcul peut amener a la plasticité.

– **Vérification du moment fléchissant :**

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{4.26 * 3.85^2}{8} = 7.89 \text{ Kn.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{f_y * W_{pl,y}}{\gamma_{m0}} = \frac{275 * 10^3 * 228}{1.1} * 10^6 = 57 \text{ Kn.m}$$

$M_{sd} < M_{pl,rd} \rightarrow$ **Condition vérifié.**

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

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{4.26 * 3.85}{2} = 8.2 \text{ Kn}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{177.1 * 275}{1.1\sqrt{3}} * 10^3 = 25.56 \text{ Kn}$$

$V_{sd} < V_{pl,rd} \rightarrow$ **Condition vérifié.**

– **Vérification au déversement :**

La vérification au déversement est effectuée avec la formule suivante :

$$M_{sd} < M_{b,rd} = \frac{x_{LT} * \beta_w * W_{ply} * f_y}{\gamma_{m0}}$$

Calcul du moment critique au déversement :

$$M_{cr} = C^1 * \frac{\pi^2 * E * I_z}{L^2} * \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 * G * I_t}{\pi^2 * E * I_z}}$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{2.1 * 10^5}{2(1+0.3)} = 80769.23 \text{ N/mm}^2$$

I_t : Moment d'inertie de torsion

I_w : Moment d'inertie de gauchissement

I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie

$$M_{cr} = 1.13 * \frac{\pi^2 * 2.1 * 10^5 * 148 * 10^4}{3950^2} * \sqrt{\frac{9.07 * 10^4}{148 * 10^4} + \frac{3950^2 * 80769.23 * 11.9 * 10^4}{\pi^2 * 2.1 * 10^5 * 148 * 10^4}}$$

$$= 23299689.36 \text{ N.mm}$$

- Calcul de l'élançement géométrique λ_{LT} :

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{\pi^2 * E * W_{pl,y}}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{\pi^2 * 2.1 * 10^5 * 228 * 10^3}{23299689.36}} = 142.34$$

- Calcul de l'élançement réduit :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\gamma_1} * \sqrt{\beta_w}$$

Avec : $\beta_w = 1$ pour les sections de classes 1 et 2

$$\lambda_1 = 93.9\epsilon \quad \text{Avec} \quad \epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0.92$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{142.34}{86.388} = 1.647$$

- Détermination de χ_{LT} :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}} \leq 1$$

Et :

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

$\alpha_{LT} = 0.21$ Pour les profils laminés.

$\alpha_{LT} = 0.49$ Pour les sections soudées.

AN :

$$\phi_{LT} = 0.51 + [0.21(1.647 - 0.2) + 1.647^2] = 3.526$$

D'où :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{3.526 + [3.526^2 - 1.647^2]^{0.5}} = 0.15 \leq 1$$

D'où

$$M_{b,rd} = \frac{\chi_{LT} * \beta_w * W_{ply} * f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{0.15 * 1 * 228 * 275}{1,1} = 8.55 \text{ Kn.m}$$

$M_{sd} = 7.89 \text{ Kn.m} < M_{b,rd} = 8.55 \text{ Kn.m} \rightarrow \text{Condition vérifié.}$

Chapitre IV :
Etude Climatique

➤ Effet du vent

IV.1 Introduction

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

Les valeurs de pression du vent dépendent d'un certain nombre de facteurs :

- De la région.
- De site d'implantation.
- De la hauteur de la construction.
- De la forme géométrique de la construction.
- De la rigidité de la construction.
- Des ouvertures (ou de la perméabilité à l'air) de la construction

IV.2 Action du vent

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

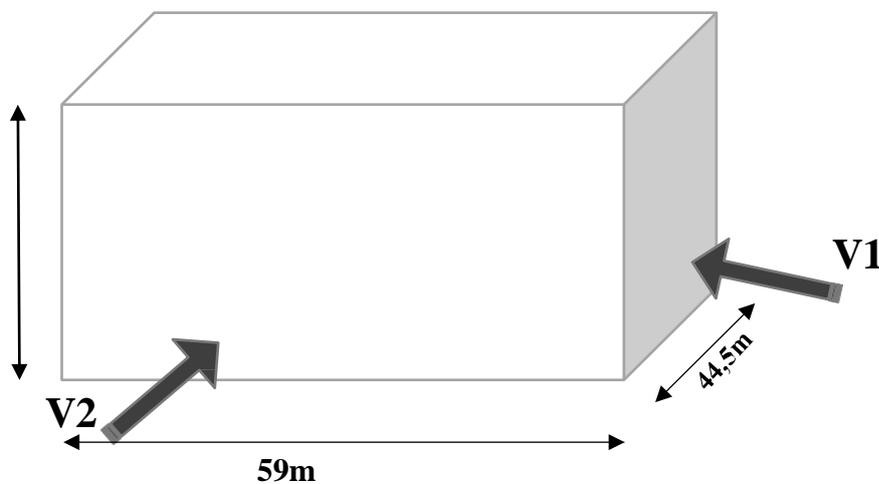


Figure IV. 1: Direction principale de vent.

IV.2.1 Coefficients de calcul

IV.2.1.1 Effet de la région

Notre structure est située à wilaya de BLIDA dans a zone I dont la pression de référence est :

$$q_{réf} = 375 N/m^2$$

IV.2.1.2 Catégorie de terrain

La structure sera implantée sur centre-ville de la wilaya de BLIDA (site plats altitude par rapport au niveau de la mer est 220m) donc la catégorie de terrain est IV

D'où :

- *Le facteur de terrain $K_T = 0.234$*
- *Le paramètre de rugosité $z_0 = 1 m$*
- *La hauteur minimale $z_{min} = 10 m$.*
- *$s = 0,67$: coefficient utilisé pour le calcul de C_d*

IV.2.1.3 Détermination du coefficient d'exposition $C_e(z)$

Le coefficient d'exposition au vent $C_e(z)$ tient compte des effets de la rugosité du terrain de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol, il tient compte de la nature turbulente du vent $C_e(z)$ est donnée par La formule suivante :

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

Avec :

- *C_r : coefficient de rugosité*
- *C_t : coefficient de topographie*
- *z (en m) : est la hauteur considérée*
- *$I_v(z)$: l'intensité de la turbulence*

IV.2.1.4 Détermination du coefficient de la rugosité C_r

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

Avec :

$$Cr(z) = Kt * Ln \frac{z}{z_0} \quad \text{pour } z_{min} \leq z \leq 200m$$

$$Cr(z) = Kt * Ln \frac{z_{min}}{z_0} \quad \text{pour } z \leq z_{min}$$

kt : facteur de terrain

z_0 : paramètre de rugosité

z_{min} : hauteur minimale

Z : hauteur considéré

IV.2.1.5 Coefficient de topographie

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

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

IV.2.1.6 Intensité de turbulence

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

$$Iv(z) = \frac{1}{Ct(z) * Ln \frac{z}{z_0}} \quad \text{pour } z \geq z$$

$$Iv(z) = \frac{1}{Ct(z) * Ln \frac{z_{min}}{z_0}} \quad \text{pour } z \leq z_{min}$$

IV.2.2 Paramètre de calcul

IV.2.2.1 Direction du vent V1 (0°)

La hauteur de référence z_e

Pour les murs au vent

$$\text{Ona: } b=44,5, h=40,8m, d=59m \rightarrow 44,5 \leq 54,06 \text{ donc } b \leq h \leq 2b$$

Pour les murs perpendiculaires au vent $z_e = 44,5 \text{ m}$ et $z_e = 40,8 \text{ m}$

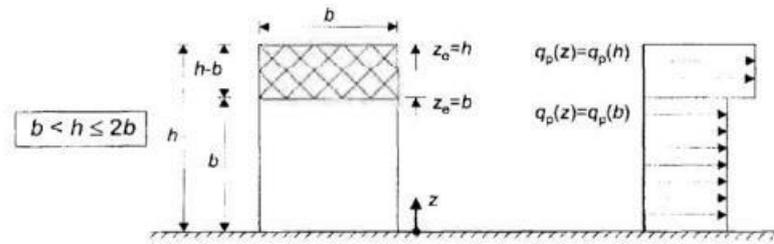


Figure IV. 2: Hauteur de référence ze et profil correspondant de la pression dynamique.

❖ Calcul de la pression :

- Détermination de la pression dynamique de pointe qp (ze) :

La pression dynamique de pointe qp(ze) à la hauteur de référence ze est donnée par :

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

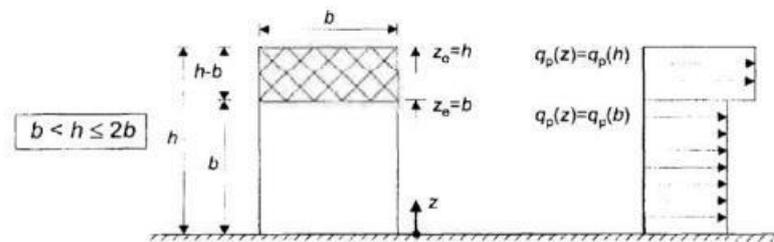


Figure IV. 3: Hauteur de référence ze et profil correspondant de la pression dynamique.

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

Ze	Ct	Cr	Iv	Ce	qp(N/m2)
44.5	1	0.888	0.263	2.240	840
40.8	1	0.895	0.261	2.264	849

• Détermination de coefficient de pression extérieure Cpe :

Les coefficients de pression extérieure Cpe applicables aux bâtiments et aux parties de Bâtiments dépendent de la dimension de la surface chargée à qui est la surface de la construction produisant l'action du vent dans la section à calculer. Les coefficients de pression extérieure sont donnés pour des surfaces chargées A de 1 m2 et 10 m2 dans les tableaux relatifs Aux configurations de bâtiment appropriées, ils sont notes Cpe1 pour les coefficients locaux, et Cpe10 pour les coefficients globaux, respectivement

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

- **Parois verticales :**

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

Pour cette direction du vent on a $b = 44.5 m$, $d = 59 m$, $h = 40.8m$ et $e = [b, 2h] = [44.5 ; 91.8] \rightarrow e = 44,5 m$.

Etona : $d = 59m > e = 44,5m$

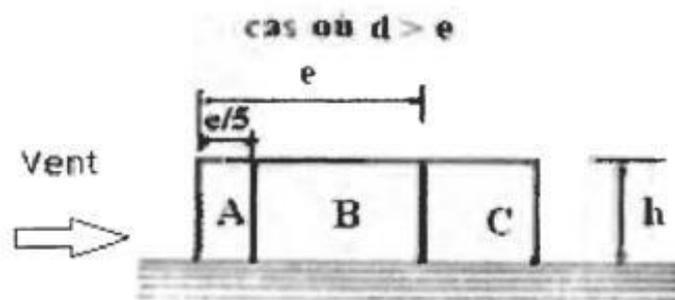


Figure IV. 4: Légende relative aux murs verticaux.

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

Tableau IV. 1: Caractéristique des zones.

Zone	A	B	C	D	E
Surface (m^2)	408.51	1634.04	655.55	2042.55	59
C_{pe}	C_{pe10}	C_{pe10}	C_{pe10}	C_{pe10}	C_{pe10}
Valeur C_{pe}	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

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

La combinaison la plus défavorable de la pression extérieure et intérieure considérées comme agissant simultanément doit être envisagée simultanément pour chaque combinaison potentielle d'ouvertures et autres sources de fuite d'air

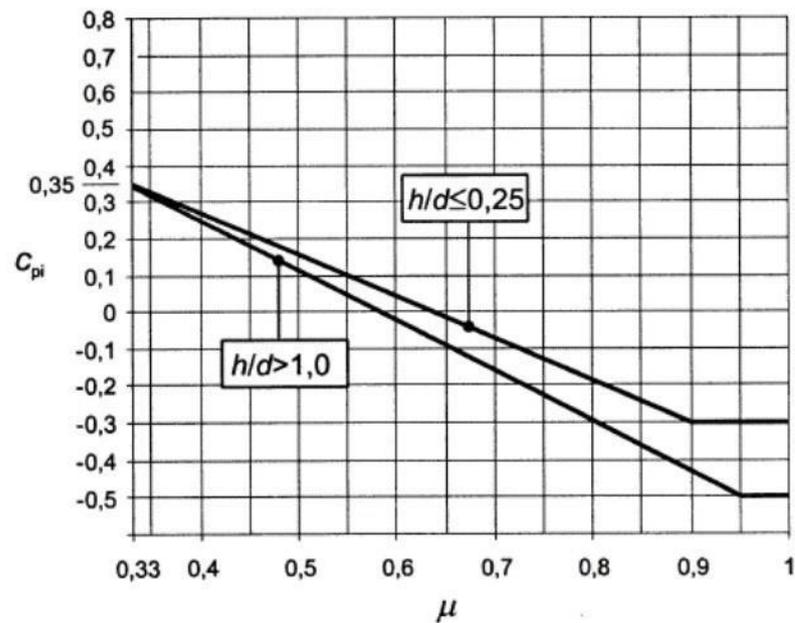


Figure IV. 5: Coefficient de pression intérieure C_{pi} des bâtiments sans face dominants.

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

Pour les bâtiments sans face dominante, le coefficient de pression intérieure C_{pi} avec (h) est la hauteur du bâtiment, (d) sa profondeur et (μ_p) l'indice de perméabilité donné par :

Pour les valeurs comprises entre $h/d = 0,25$ et $h/d = 1$ une interpolation linéaire peut être utilisée.

➤ Remarque

Pour notre bâtiment la somme des ouvertures total est nulle donc à partir l'EUROCODE 1-4:

Dans le cas de bâtiments fermés, dont les ouvrants doivent, pouvoir être manœuvres en toutes circonstances, ou dont les façades en rez-de-chaussée sont laissées sans protection et peuvent être brisées par les objets entraînés par le vent, les valeurs suivantes doivent être utilisées : **$C_{pi1} = 0,8$ ou $C_{pi2} = -0,5$**

Ces valeurs doivent aussi être utilisées dans les autres cas, mais les charges de vent ainsi déterminées ont alors la signification d'actions accidentelles, à utiliser dans les combinaisons d'actions correspondantes.

Tableau IV. 2: Le coefficient de pression intérieur Cpi(direction V1)

Zone	A	B	C	D	E
Surface (m ²)	408.51	1634.04	655.55	2042.55	59
Cpe10	-1	-0.8	-0.5	0.8	-0.3
Cpi1	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Cpi2	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5

• **Détermination de la pression aérodynamique**

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

Si une face de la paroi est intérieure à la construction, l'autre extérieure :

$$W(z_j) = qp(z_e) \times [Cpe - Cpi] \text{ [N/m}^2\text{]}$$

Avec :

Ze	qp (N/ m ²)
44.5	840
40.8	849

Pour Ze=b=44.5

Tableau IV. 3: La pression aérodynamique pour Cpi1=+0.80 (direction V1)

Zone	A	B	C	D	E
Surface(m ²)	408.51	1634.04	655.55	2042.55	59
Cpe	-1	-0.8	-0.5	0.8	-0.3
Cpi1	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
qp (N/ m ²)	840	840	840	840	840
Wj(N/ m ²)	-1512	-1344	-1092	0	-924

Tableau IV. 4: La pression aérodynamique pour Cpi1 = -0.50(direction V1)

Zone	A	B	C	D	E
Surface(m ²)	408.51	1634.04	655.55	2042.55	59
Cpe	-1	-0.8	-0.5	0.8	-0.3
Cpi2	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5
qp (N/ m ²)	840	840	840	840	840
Wj(N/ m ²)	-420	-252	0	-1092	168

Pour $Z_e=b =40.8m$

Tableau IV. 5: La pression aérodynamique pour $C_{pi1} = +0.80$ (direction V1)

Zone	A	B	C	D	E
Surface(m ²)	408.51	1634.04	655.55	2042.55	59
C _{pe}	-1	-0.8	-0.5	0.8	-0.3
C _{pi2}	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
qp (N/ m ²)	849	849	849	849	849
W _j (N/ m ²)	-1528.52	-1358.68	--339.67	0	-934.09

Tableau IV. 6: La pression aérodynamique pour $C_{pi1} = -0.50$ (direction V1)

Zone	A	B	C	D	E
Surface(m ²)	408.51	1634.04	655.55	2042.55	59
C _{pe}	-1	-0.8	-0.5	0.8	-0.3
C _{pi2}	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5
qp (N/ m ²)	849	849	849	849	849
W _j (N/ m ²)	-424.59	-254.75	0	1103.93	169.83

• La terrasse

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

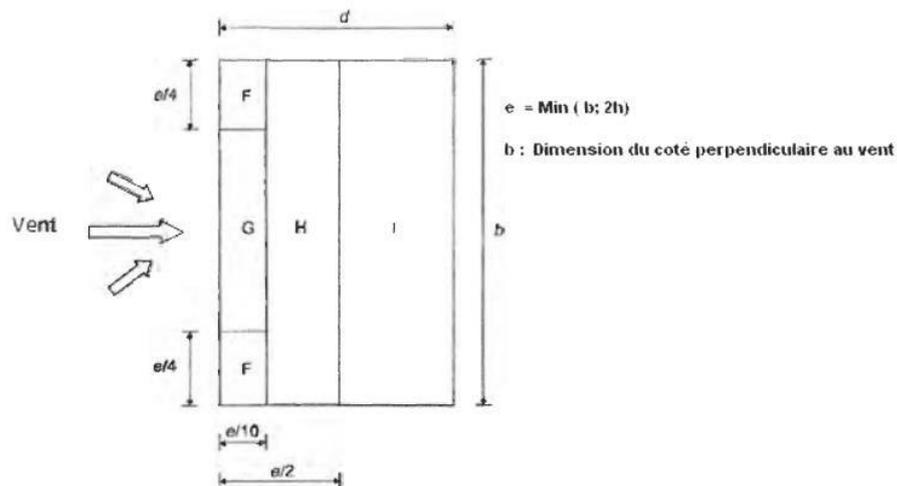


Figure IV. 6: Légende pour les toitures plates.

Pour cette direction du vent on a $b = 44.5 m$, $d = 59 m$, $h = 40.8m$

et $e = [b, 2h] = [44.5 ; 81.6] \rightarrow e = 44,5 m$.

Etona: $d= 59m > e = 44,5m$

Pour cette direction du vent on a $b = 44.5 \text{ m}$, $d = 59 \text{ m}$, $h = 40.8 \text{ m}$

et $e = [b, 2h] = [44.5 ; 81.6] \rightarrow e = 44,5 \text{ m}$.

Etona : $d = 59 \text{ m} > e = 44,5 \text{ m}$

Pour les toitures avec acrotères ou rives arrondies, une interpolation linéaire peut être faite

Pour les valeurs intermédiaires de hp/h et r/h

Les valeurs de C_{pe10} dépendent par le rapport hp/h

H_p : La longueur de l'acrotère

H : La longueur de Z_e $hp(h) = 0.6/40.8 = 0.014$

Donc : $0.014 < 0.025$ à C_{pe} (0.025)

Zone	F	G	H	I
Surface (m ²)	49.50	99.01	792	1635.37
C _{pe}	C _{pe10}	C _{pe10}	C _{pe10}	C _{pe10}
Valeur C _{pe}	-1.6	-1.1	-0.7	±0.2

Calcul coefficient de pression intérieure C_{pi} :

Tableau IV. 7: Le coefficient de pression intérieur C_{pi} (LA TERASSE V1)

Zone	F	G	H	I
C _{pe10}	-1.6	-1.1	-0.7	±0.2
C _{pi1}	+0.8	+0.8	+0.8	+0.8
C _{pi2}	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5

• Détermination de la pression aérodynamique

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

Avec :

Z_e	$q_p (N/ m^2)$
44.5	840
40.8	849

Pour $ze = b = 44,5m$

Tableau IV. 8: La pression aérodynamique pour $C_{pi1} = +0.80$ (direction V1)

Zone	F	G	H	I
Cpe	-1.6	-1.1	-0.7	± 0.2
Cpi1	0.8	0.8	0.8	0.8
qp (N/ m²)	840	840	840	840
Wj(N/ m²)	-2016	-1596	-1260	-840

Tableau IV. 9: La pression aérodynamique pour $C_{pi1} = -0.50$ (direction V1)

Zone	F	G	H	I
Cpe	-1.6	-1.1	-0.7	± 0.2
Cpi2	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5
qp (N/ m²)	840	840	840	840
Wj(N/ m²)	-924	-504	-168	588

Pour $ze = b = 40.8 m$

Tableau IV. 10: La pression aérodynamique pour $C_{pi1} = +0.80$ (direction V1)

Zone	F	G	H	I
Cpe	-1.6	-1.1	-0.7	± 0.2
Cpi2	0.8	0.8	0.8	0.8
qp (N/ m²)	849.18	849.18	849.18	849.18
Wj(N/ m²)	-2038.03	-1613.44	-1273.77	-849.18

Tableau IV. 11: La pression aérodynamique pour $C_{pi1} = +0.80$ (direction V1)

Zone	F	G	H	I
Cpe	-1.6	-1.1	-0.7	± 0.2
Cpi2	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5
qp (N/ m²)	849	849	849	849
Wj(N/ m²)	-934.40	-509.50	-169.83	254.75

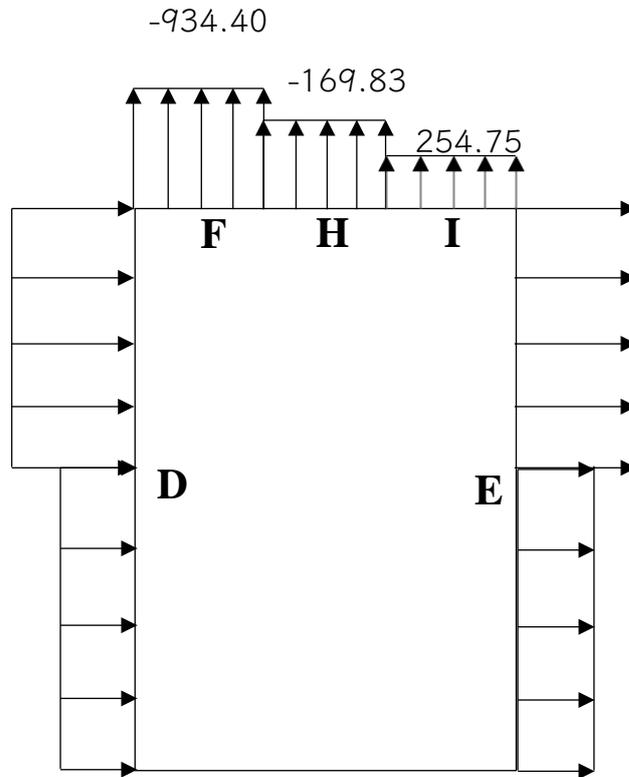


Figure IV. 7: Distribution de la pression aérodynamique sur les parois.

IV.2.2.2 Direction du vent V2 (90°)

La hauteur de référence z_e

Pour les murs au vent

On a: $b=59, h=40.8m, d=44.5m \rightarrow 59 > 54,06$ donc $b > h$ Pour les murs perpendiculaires au vent $z_e = 44,5 m$ et $z_e = 40.8 m$

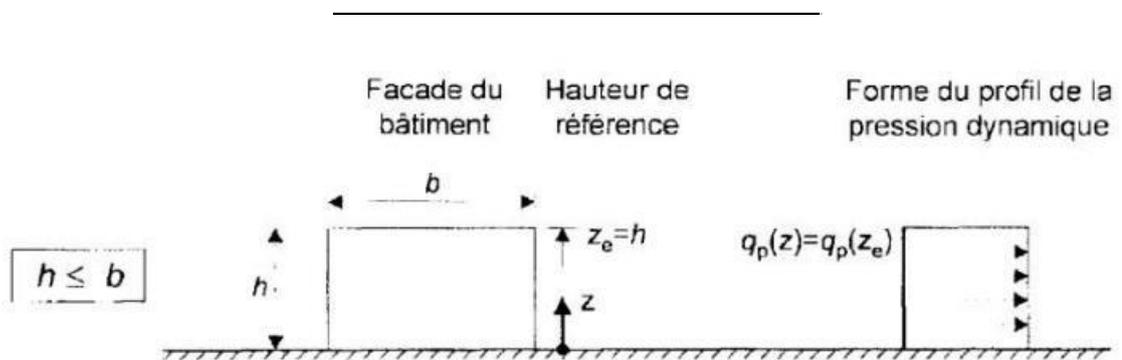


Figure IV. 8: Hauteur de référence z_e et profil correspondant de la pression dynamique.

❖ Calcul de la pression :

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

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

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

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

Ze	Ct	Cr	Iv	Ce	qp (N/ m ²)
40.8	1	0.933	0.250	2.393	849

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

Les coefficients de pression extérieure C_{pe} applicables aux bâtiments et aux parties de Bâtiments dépendent de la dimension de la surface chargée à qui est la surface de la construction produisant l'action du vent dans la section à calculer. Les coefficients de pression extérieure sont donnés pour des surfaces chargées A de 1 m² et 10 m² dans les tableaux relatifs Aux configurations de bâtiment appropriées ; ils sont notés C_{pe1} pour les coefficients locaux, et C_{pe10} pour les coefficients globaux, respectivement.

Avec :

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

• Parois verticales :

S : est la surface chargée de la paroi considérée en m²

Pour cette direction du vent on a $b = 59 \text{ m}, d = 44,5 \text{ m}, h = 40.8 \text{ m}$

et $e = [b, 2h] = [59 ; 81.6] \rightarrow e = 59 \text{ m}$.

Et on a : $d = 44.5 \text{ m} < e = 59 \text{ m}$

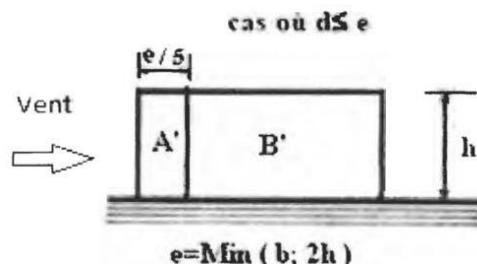


Figure IV. 9: Légende relative aux murs verticaux.

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

Tableau IV. 12: Caractéristique des zones

Zone	A'	B'	D	E
Surface (m ²)	637.908	1762.356	3189.54	3189.54
C _{pe}	C _{pe10}	C _{pe10}	C _{pe10}	C _{pe10}
Valeur C _{pe}	-1	-0.8	+0.8	-0.3

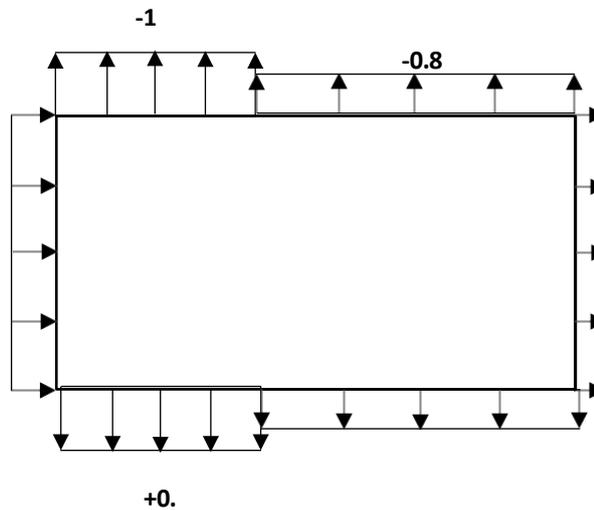


Figure IV. 10: Zone de pression pour les parois verticales.

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

La combinaison la plus défavorable de la pression extérieure et intérieure considérées comme agissant simultanément doit être envisagée simultanément pour chaque combinaison potentielle d'ouvertures et autres sources de fuite d'aire.

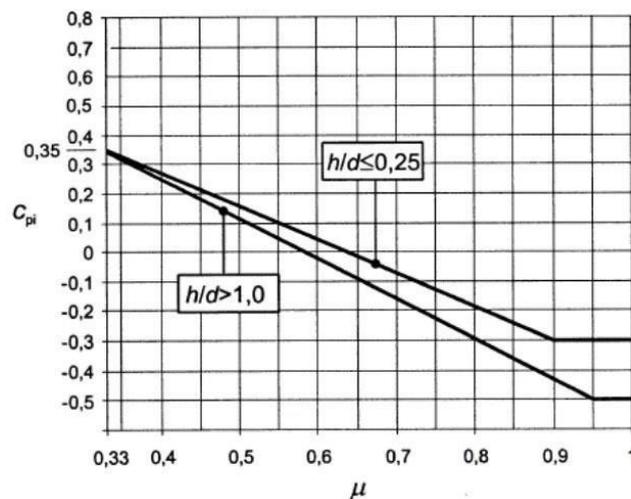


Figure IV. 11: Coefficient de pression intérieur C_{pi} des bâtiments sans face dominants.

Pour les bâtiments sans face dominante, le coefficient de pression intérieure C_{pi} avec (h) est la hauteur du bâtiment, (d) sa profondeur et (μ_p) l'indice de perméabilité donné par :

Pour les valeurs comprises entre $h/d = 0.25$ et $h/d = 1$ une interpolation linéaire peut être utilisée.

➤ **Remarque**

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

Dans le cas de bâtiments fermés, dont les ouvrants doivent, pouvoir être manœuvrés en toutes circonstances, ou dont les façades en rez-de-chaussée sont laissées sans protection et peuvent être brisées par les objets entraînés par le vent, les valeurs suivantes doivent être utilisées :

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

$$C_{pi1} = 0,8 \text{ ou } C_{pi2} = -0,5$$

Ces valeurs doivent aussi être utilisées dans les autres cas, mais les charges de vent ainsi déterminées ont alors la signification d'actions accidentelles, à utiliser dans les combinaisons d'actions correspondantes.

Tableau IV. 13: Le coefficient de pression intérieure C_{pi} (direction V2)

Zone	A'	B'	D	E
Surface (m ²)	637.908	1762.356	3189.54	637.908
C _{pe} 10	-1	-0.8	+0.8	-0.3
C _{pi} 1	0.8	0.8	0.8	0.8
C _{pi} 2	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5

• **Détermination de la pression aérodynamique**

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

Si une face de la paroi est intérieure à la construction, l'autre extérieure :

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

Avec :

Ze	qp(N/m²)
40.8	849

Pour $ze = b = 40.8\text{ m}$

Tableau IV. 14: La pression aérodynamique pour $C_{pi1} = +0.80$ (direction V2)

Zone	A'	B'	D	E
Surface (m²)	637.908	1762.356	3189.54	637.908
C_{pe 10}	-1	-0.8	+0.8	-0.3
C_{pi 1}	0.8	0.8	0.8	0.8
qp[N/m²]	849	849	849	849
W_j[N/m²]	-1528.52	-1358.68	0	-934.09

Tableau IV. 15: La pression aérodynamique pour $C_{pi1} = -0.50$ (direction V2)

Zone	A'	B'	D	E
Surface (m²)	637.908	1762.356	3189.54	637.908
C_{pe 10}	-1	-0.8	+0.8	-0.3
C_{pi 2}	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5
qp[N/m²]	849	849	849	849
W_j[N/m²]	-424.59	-254.75	1103.93	169.83

- La terrasse

Les toitures plates sont celles dont l'angle de la pente inférieur ou égal a 5° il convient de diviser la toiture comme l'indique la figure suivante :

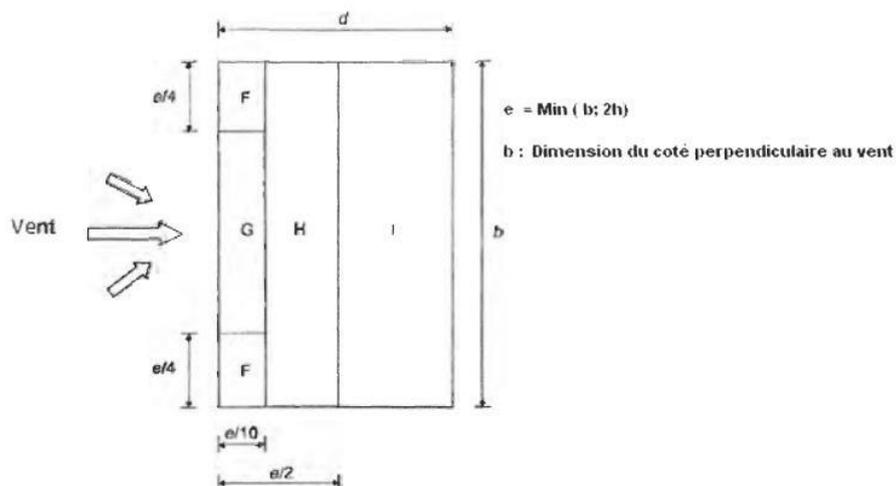


Figure IV. 12: Légende pour les toitures plates.

Pour cette direction du vent on a $b = 59\text{ m}$, $d = 44,5\text{ m}$, $h = 40.8\text{ m}$ et $e = [b, 2h] = [59 ; 81.6] \rightarrow e = 59\text{ m}$. et on a : $d = 44.5\text{ m} < e = 59\text{ m}$

Pour les toitures avec acrotères ou rives arrondies, une interpolation linéaire peut être faite

Pour les valeurs intermédiaires de hp/h et r/h

Les valeurs de **C_{pe10}** dépendent par le rapport hp/h

Avec :

H_p : la longueur de l'acrotère

H : la longueur de Z_e $hp/(h) = 0.6/40.8 = 0.014$

Donc $0.014 < 0.025 \rightarrow C_{pe}(0.025)$

Zone	F	G	H	I
Surface m^2	87.025	174.05	1392.4	885
C _{pe}	C _{pe10}	C _{pe10}	C _{pe10}	C _{pe10}
Valeur C _{pe}	-1.6	-1.1	-0.7	±0.2

– Calcul coefficient de pression intérieure C_{pi} :

Tableau IV. 16: Le coefficient de pression intérieure C_{pi} (LA TERASSE V2)

Zone	F	G	H	I
C _{pe10}	-1.6	-1.1	-0.7	+0.2
C _{pi1}	+0.8	+0.8	+0.8	+0.8
C _{pi2}	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5

– Détermination de la pression aérodynamique

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

Avec :

Z_e	qp(N/m ²)
40.8	849

Pour $z_e = b = 849.18\text{ m}$

Tableau IV. 17: La pression aérodynamique pour C_{pi1} = +0.80 (direction V2)

Zone	F	G	H	I
C _{pe}	-1.6	-1.1	-0.7	±0.2
C _{pi 2}	0.8	0.8	0.8	0.8

qp[N/m²]	849	849	849	849
Wj[N/m²]	-2038.03	-1613.44	-1273.77	-849

Tableau IV. 18: La pression aérodynamique pour $C_{pi1} = +0.80$ (direction V2)

Zone	F	G	H	I
C_{pe}	-1.6	-1.1	-0.7	±0.2
C_{pi 2}	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5
qp[N/m²]	849	849	849	849
Wj[N/m²]	-934.09	-509.50	-169.83	254.75

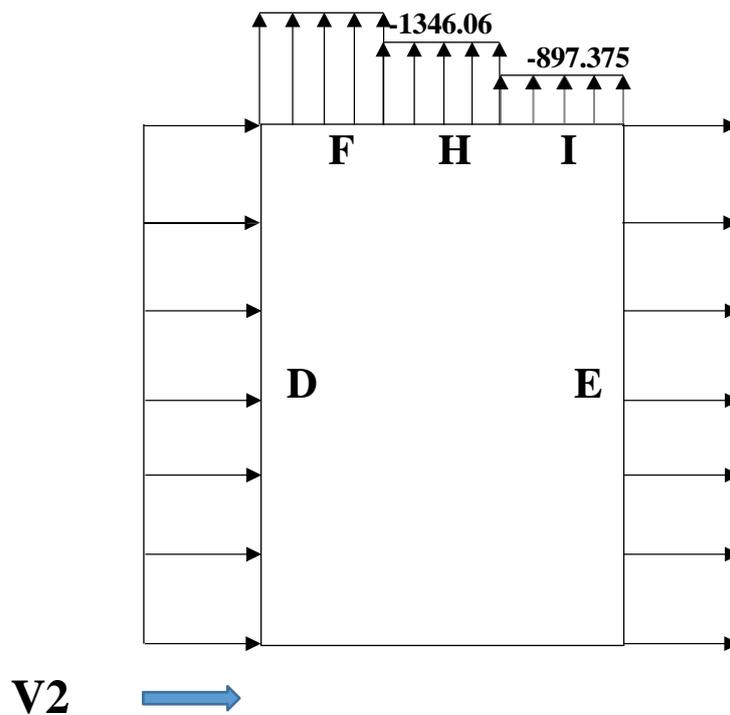


Figure IV. 13: Distribution de la pression aérodynamique sur les parois.

IV.2.3 La force de frottement

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

Avec :

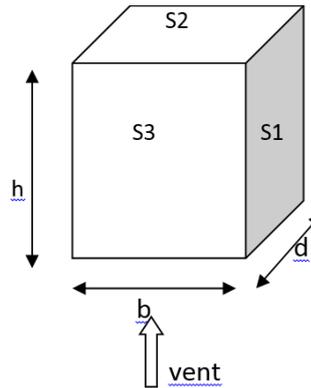
D : dimension en m de la construction parallèle au vent

B : dimension en m de la construction perpendiculaire au vent

H : hauteur en m de la construction

Remarque

La force de frottement est négligeable si : $2 s_1 + s_2 \leq 4 s_3$



$$S_1 = d \times h = 59 \times 40.8 = 2407.2 \text{ m}^2$$

$$S_2 = b \times d = 44.5 \times 59 = 2625.5 \text{ m}^2$$

$$S_3 = b \times h = 44.5 \times 40.8 = 1815.6 \text{ m}^2$$

$$S_1 + S_2 = 2407.2 + 2625.5 = 5032.7 \text{ m}^2$$

$$S_1 + S_2 \leq 4 S_3$$

$$4 S_3 = 7262.4 \text{ m}^2$$

$$2 S_1 = 4814.4 \text{ m}^2$$

Donc $2 S_1 + S_2 \leq 4 S_3$ **OK vérifier**

→ La force de frottement est négligeable

➤ Effet de neige

IV.3 Introduction

Le but de cette étude c'est de définir les valeurs représentatives de la charge statique de la neige sur toute surface située au-dessus du sol et soumise à l'accumulation de neige et notamment sur la toiture.

IV.3.1 Calcul des charges de neige

La charge caractéristique de neige S par unité de surface en projection horizontale de toiture s'obtient par la formule suivante :

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

Avec :

S_k : charge de neige sur le sol, elle est en fonction de l'altitude de la zone de neige

μ : coefficient d'ajustement des charges, il est en fonction de la forme de la toiture

IV.3.2 Charge de neige sur le sol

Notre projet est implanté à BLIDA qui est classé en zone A avec une altitude d'environ 220m. Donc S_k est donnée par la formule :

$$S_k = \frac{0.07H+15}{100}$$

$$\rightarrow S_k = \frac{0.07 \cdot 220 + 15}{100} = 0.304 \text{ N/m}^2$$

IV.3.3 Coefficient de forme de la toiture

Les coefficients de forme pour les toitures à deux versants sans obstacle de retenu sont illustrées dans la figure :

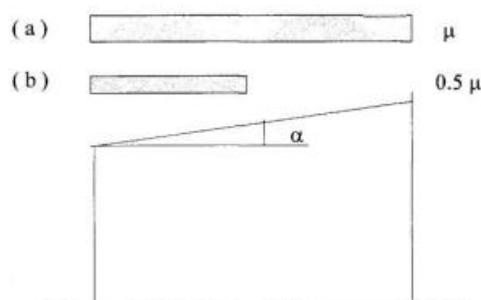


Figure IV. 14: Coefficient de forme (toiture à un seul versant).

Le coefficient d'ajustement des charges a considéré est donnée comme suit :

$\alpha=0^\circ$ Donc $\mu=0.8$

Calcul de la charge de la neige :

$$\rightarrow S = \mu \times Sk = 0.8 * 0.304 = 0.243 \text{ KN/m}^2$$

Chapitre V :
Etude 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, tout 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 **ROBOT 2020** qui est un logiciel de calcul automatique des structures.

V.2 Objectif de l'étude dynamique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

V.3 Modélisation de rigidité

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

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

V.4 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 les **RPA99 version 2003**

Avec :

- ($\beta=0,2$) pour un bâtiment à usage d'habitation bureaux ou assimilés (mass source).
- La charge des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie aux niveaux des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers.

V.5 Choix de la méthode de calcul

L'analyse d'une structure peut se faire à l'aide de deux principales méthodes. Le choix de la méthode dépend du type de la structure et de ses dimensions :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode dynamique qui regroupe :
 - La méthode d'analyse spectrale.
 - La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme

V.5.1 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.

L'utilisation de la méthode statique équivalente n'est possible que si l'ouvrage remplit les conditions de son application, présentées dans les **RPA99/2003**.

Cette dernière peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas vérifiée.

V.5.2 La méthode modale spectrale

❖ Principe

Dans cette méthode on recherche pour chaque mode de vibration le maximum d'effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets vont être combinés suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

V.5.3 Analyse spectrale

V.5.3.1 Utilisation des spectres de réponse

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

- toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement (ζ) et de la pulsation naturelle (ω).
Donc pour des accélorogrammes donnés si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure.

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

$$\frac{S_a}{g} \begin{cases} 1.25A * \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta * \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta * (1.25A) * \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta * (1.25A) * \frac{Q}{R} * \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta * (1.25A) * \frac{Q}{R} * \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

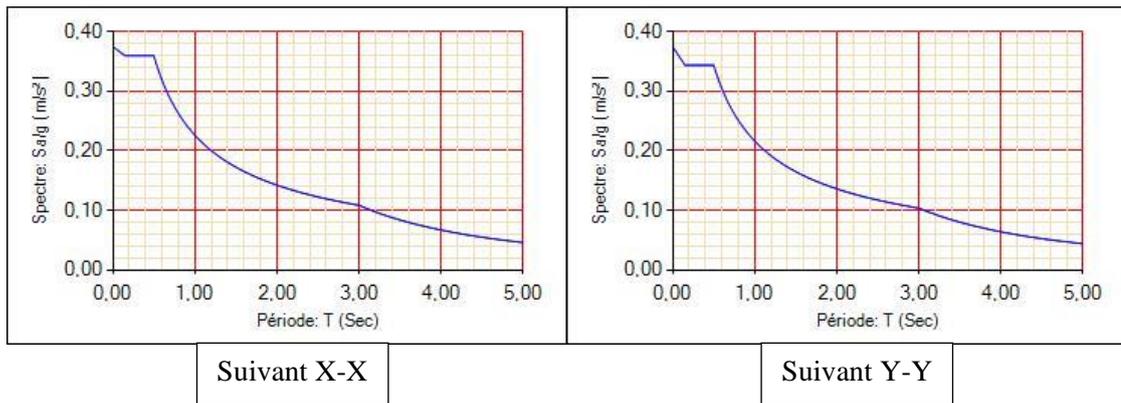


Figure V. 1: Spectre de réponse selon les deux directions.

Avec :

g : accélération de la pesanteur.

A : coefficient d'accélération de zone.

η : facteur de correction d'amortissement.

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

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

Q : Facteur de qualité.

V.5.3.2 Résultante des forces sismiques de calcul

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

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

$$r = \frac{0.8V}{V_t}$$

V.5.4 Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente

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

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

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Groupe d'usage : 1B} \\ \text{Zone sismique : III} \end{array} \right\} \rightarrow A = 0.3$$

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

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

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

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associée à la catégorie du site est donnée dans **le tableau 4.7RPA99/version 2003**

$$\text{Catégorie S3} \rightarrow \text{site meuble} \begin{cases} T_1 = 0.15 s \\ T_2 = 0.5 s \end{cases}$$

$$\bullet \quad \eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0.5$$

Avec $\xi=5\%$ (Portique en acier dense) $\rightarrow \eta = 1$

V.5.4.1 Estimation de la période fondamentale de la structure (T)

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

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

$$T = \min \left(C_t * h_n^{\frac{3}{4}} ; 0.09 * \frac{h_n}{\sqrt{D}} \right)$$

- $C_t = 0.085$ (Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie).
- h_n La hauteur mesurée par mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

$$\rightarrow h_n = 48m .$$

D : Est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré

$$\rightarrow \begin{cases} D_x = 59 m \\ D_y = 44.5 m \end{cases}$$

$$\text{Suivant les deux directions : } T = C_t * h_n^{\frac{3}{4}} = 0.085 * 48^{\frac{3}{4}} = 1.55 s$$

$$\text{Suivant la direction (x - x) : } T_x = 0.09 * \frac{h_n}{\sqrt{D_x}} = 0.09 * \frac{48}{\sqrt{44.5}} = 0.65 s$$

$$\text{Suivant la direction (y - y) : } T_y = 0.09 * \frac{h_n}{\sqrt{D_y}} = 0.09 * \frac{48}{\sqrt{59}} = 0.56 s$$

$$\text{Le sens (x - x) : } T_x = \min (1.55 ; 0.65) \rightarrow 1.3 * T_x = 0.84 s$$

$$\text{Le sens (y - y) : } T_y = \min (1.55 ; 0.56) \rightarrow 1.3 * T_y = 0.72 s$$

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

$$T \begin{cases} \text{Analytique} \rightarrow \text{Analytique} < 1.3 \text{ Empirique} \\ 1.3 \text{ Empirique} \rightarrow \text{Analytique} \geq 1.3 \text{ Empirique} \end{cases}$$

R : Coefficient de comportement

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

RPA99/version 2003

On a choisi un $R = 3$ (**Ossature métallique contreventé par un noyau central en béton armé**).

Q : facteur de qualité

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

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

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

Sa valeur est donnée par le **Tableau 4.4 (RPA 99/version 2003)**.

Tableau V. 1: Facteur de qualité Q

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

$$Q = 1 + (0+0+0.05 + 0.05 + 0.05 + 0) = \mathbf{1.15}$$

Tableau V. 2: Caractéristique de la force sismique

Paramètre	Notations	Justifications	Valeurs
Coefficient d'accélération de zone	A	Zone III et Groupe 1B	0.3
Pourcentage d'amortissement critique	Ξ	Portique en acier dense	5%
Facteur de correction d'amortissement	H	$\sqrt{7}/(2 + \xi) \geq 0,7$	1
Catégorie de sol	T ₁	Site meuble	0.15
	T ₂		0.5
Choix de la période fondamentale	1.3T	$(C_t * h_n^{\frac{3}{4}}; 0.09 * \frac{h_n}{\sqrt{D}})$	1.261
	1.3T _x		0.84
	1.3T _y		0.72
Facteur de qualité	P _{qx}	$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$	1.15
	P _{qy}		1.1
Coefficient de comportement de la structure	R	Contreventé par un noyau central	3

V.5.4.2 Procédure de calculs

❖ Modèle initial :

Pour ce modèle on a gardé les dimensions telles que calculées dans le pré-dimensionnement et on a proposé une disposition pour voir le comportement de la structure, comme il est indiqué dans la figure ci-dessous :

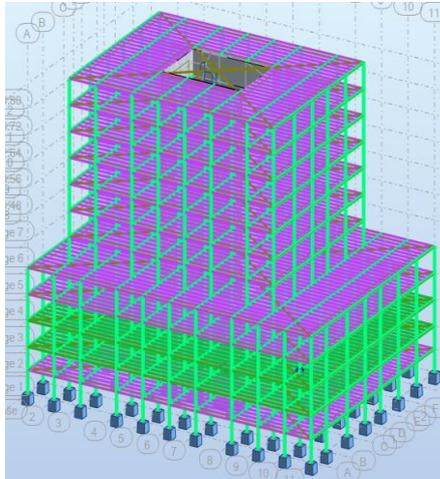


Figure V. 2: Vue 3D du 1er modèle.

❖ Résultat de l'analyse dynamique :

Une période fondamentale $T= 1.11$ s

Tableau V. 3: Participation massique du modèle initial

Mode	Period sec	UX	UY	SumUX	SumUY
1	1,11	0.11	54.73	0,56	0
2	0.98	54.48	54.89	0,56	0,4949
3	0,87	58.27	58.91	0,56	0,584
4	0.42	58.93	58.91	0,56	0,6296
5	0.33	60.18	60.87	0,56	0,7577
6	0.29	65.43	63.55	0,8236	0,7577
7	0.23	67.88	65.08	0,8236	0,8767
8	0.17	70.05	67.90	0,8236	0,8779
9	0.16	72.88	70.76	0,8247	0,9446
10	0.14	72.90	75.98	0,931	0,9452
11	0.13	75.45	76.67	0,931	0,9468
12	0.11	76.01	78.32	0,931	0,9471

❖ Résultats des forces sismiques :

$$W = 133065.93 \text{ KN}$$

$$\rightarrow \begin{cases} V_x = \frac{0.3 * 2.163 * 1.15}{3} * 133065.93 = 33099.48 \text{ KN} \rightarrow 0.8 * V_x = 26479.58 \text{ KN} \\ V_y = \frac{0.3 * 1.969 * 1.1}{3} * 133065.93 = 28820.74 \text{ KN} \rightarrow 0.8 * V_y = 23056.59 \text{ KN} \end{cases}$$

Effort tranchant à la base depuis le logiciel donne :

$$\rightarrow \begin{cases} V_{x(dyn)} = 16006.49 \text{ KN} \\ V_{y(dyn)} = 13431.47 \text{ KN} \end{cases} \rightarrow V_{dyn} < 0.8 * V_{sta}$$

$$\rightarrow \begin{cases} r_x = \frac{0.8 * V_x}{V_{x(dyn)}} = 1.654 \\ r_y = \frac{0.8 * V_y}{V_{y(dyn)}} = 1.716 \end{cases}$$

❖ Vérification des déplacements inter étage :

$$\Delta_{adm} = \frac{h_n}{100} = 40.8 \text{ mm}$$

Tableau V. 4: Vérifications des déplacements inter étage pour le 1er modèle

Etage	H [mm]	Δ_{adm}	δ_{ekx}	δ_{eky}	$\delta_{kx} = \Delta_{ekx} * R * r_x$	$\delta_{ky} = \Delta_{eky} * R * r_y$	Δ_{kx}	Δ_{ky}	Rasio x-x	Rasio y-y
9 ème	4080	40.8	62,25	45,22	308,92	232,80	45,32	28,3	1,11	0,69
8 ème	4080	40.8	53,12	39,71	263,60	204,45	43,97	28,59	1,08	0,70
7 ème	4080	40.8	44,26	34,16	219,63	175,85	42,01	28,58	1,03	0,70
6 ème	4080	40.8	35,79	28,60	177,61	147,26	39,38	28,11	0,97	0,69
5 ème	4080	40.8	27,85	23,14	138,22	119,15	36,05	26,92	0,88	0,66
4 ème	4080	40.8	20,59	17,91	102,17	92,22	31,94	25,36	0,78	0,62
3 ème	4080	40.8	14,15	12,98	70,23	66,85	27,01	30,85	0,66	0,76
2 ème	4080	40.8	8,70	6,99	43,21	35,99	21,35	15,81	0,52	0,39
1 ^{er}	4080	40.8	4,40	3,92	21,85	20,18	14,80	11,42	0,36	0,28
RDC	4080	40.8	1,42	1,70	7,05	8,76	7,05	8,76	0,17	0,21

❖ Interprétation :

- Avec une période de **1.11 sec** la structure est trop souple.
- Concernant la modélisation de notre structure initiale dont on a conçu avec les éléments du pré-dimensionnement mais finalement les vérifications exigées par (RPA99 VERSION 2003) n'étaient pas validé.
- En cherchant une solution pour stabiliser la structure, donc en essaye d'augmenter les sections de la structure, vu que notre structure est un bâtiment élancé donc on peut améliorer le noyau central en béton armé pour arriver à régler les déplacements inter étage.

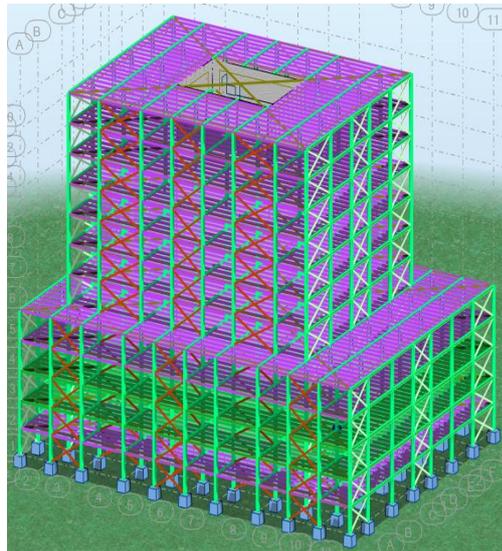


Figure V. 3: Vue 3D de modèle final.

❖ Résultat de l'analyse dynamique :

Une période fondamentale $T=0.97$ sec

La participation massique dépasse le seuil des 90%

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
8/ 1	1.03	0.97	0.00	57.49	0.00	0.00	57.49	0.00	12256984.01	12256984.01	0.00
8/ 2	1.13	0.89	57.12	57.49	0.00	57.12	0.00	0.00	12256984.01	12256984.01	0.00
8/ 3	1.56	0.64	57.33	57.53	0.00	0.22	0.04	0.00	12256984.01	12256984.01	0.00
8/ 4	3.04	0.33	58.02	75.45	0.00	0.69	17.92	0.00	12256984.01	12256984.01	0.00
8/ 5	3.23	0.31	58.02	75.45	0.00	0.00	0.00	0.00	12256984.01	12256984.01	0.00
8/ 6	3.23	0.31	58.03	75.47	0.00	0.00	0.03	0.00	12256984.01	12256984.01	0.00
8/ 7	3.23	0.31	58.03	75.47	0.00	0.00	0.00	0.00	12256984.01	12256984.01	0.00
8/ 8	3.23	0.31	58.03	75.48	0.00	0.00	0.00	0.00	12256984.01	12256984.01	0.00
8/ 9	3.24	0.31	58.04	75.54	0.00	0.02	0.07	0.00	12256984.01	12256984.01	0.00
8/ 10	3.24	0.31	58.04	75.54	0.00	0.00	0.00	0.00	12256984.01	12256984.01	0.00
8/ 11	3.26	0.31	58.04	75.55	0.00	0.00	0.00	0.00	12256984.01	12256984.01	0.00
8/ 12	3.26	0.31	58.04	75.55	0.00	0.00	0.00	0.00	12256984.01	12256984.01	0.00
8/ 13	3.26	0.31	58.04	75.55	0.00	0.00	0.00	0.00	12256984.01	12256984.01	0.00
8/ 14	3.26	0.31	58.04	75.55	0.00	0.00	0.00	0.00	12256984.01	12256984.01	0.00
8/ 15	3.26	0.31	58.04	75.55	0.00	0.00	0.00	0.00	12256984.01	12256984.01	0.00
8/ 16	3.26	0.31	58.04	75.55	0.00	0.00	0.00	0.00	12256984.01	12256984.01	0.00
8/ 17	3.26	0.31	58.05	75.56	0.00	0.00	0.00	0.00	12256984.01	12256984.01	0.00
8/ 18	3.26	0.31	58.05	75.56	0.00	0.00	0.01	0.00	12256984.01	12256984.01	0.00
8/ 19	3.26	0.31	58.05	75.56	0.00	0.00	0.00	0.00	12256984.01	12256984.01	0.00
8/ 20	3.26	0.31	58.05	75.56	0.00	0.00	0.00	0.00	12256984.01	12256984.01	0.00
8/ 21	3.26	0.31	58.05	75.56	0.00	0.00	0.00	0.00	12256984.01	12256984.01	0.00
8/ 22	3.26	0.31	58.05	75.56	0.00	0.00	0.00	0.00	12256984.01	12256984.01	0.00
8/ 23	3.26	0.31	58.06	75.57	0.00	0.01	0.01	0.00	12256984.01	12256984.01	0.00
8/ 24	3.27	0.31	58.09	75.81	0.00	0.04	0.24	0.00	12256984.01	12256984.01	0.00
8/ 25	3.41	0.29	58.09	75.81	0.00	0.00	0.00	0.00	12256984.01	12256984.01	0.00
8/ 26	3.41	0.29	58.10	75.81	0.00	0.00	0.00	0.00	12256984.01	12256984.01	0.00
8/ 27	3.41	0.29	58.10	75.81	0.00	0.00	0.00	0.00	12256984.01	12256984.01	0.00
8/ 28	3.41	0.29	58.10	75.81	0.00	0.00	0.00	0.00	12256984.01	12256984.01	0.00
8/ 29	3.60	0.28	68.38	84.44	0.00	10.29	8.63	0.00	12256984.01	12256984.01	0.00
8/ 30	3.74	0.27	69.25	84.70	0.00	0.87	0.26	0.00	12256984.01	12256984.01	0.00
8/ 31	3.74	0.27	69.25	84.70	0.00	0.00	0.00	0.00	12256984.01	12256984.01	0.00
8/ 32	3.74	0.27	69.25	84.70	0.00	0.00	0.00	0.00	12256984.01	12256984.01	0.00
8/ 33	3.75	0.27	69.25	84.70	0.00	0.00	0.00	0.00	12256984.01	12256984.01	0.00
8/ 34	3.75	0.27	69.25	84.71	0.00	0.00	0.00	0.00	12256984.01	12256984.01	0.00
8/ 35	3.75	0.27	69.25	84.71	0.00	0.00	0.00	0.00	12256984.01	12256984.01	0.00
8/ 36	3.75	0.27	69.27	84.71	0.00	0.02	0.00	0.00	12256984.01	12256984.01	0.00
8/ 37	3.75	0.27	69.27	84.71	0.00	0.00	0.00	0.00	12256984.01	12256984.01	0.00
8/ 38	3.75	0.27	69.35	84.71	0.00	0.07	0.01	0.00	12256984.01	12256984.01	0.00
8/ 39	3.75	0.27	69.38	84.72	0.00	0.04	0.01	0.00	12256984.01	12256984.01	0.00
8/ 40	3.75	0.27	69.39	84.72	0.00	0.00	0.00	0.00	12256984.01	12256984.01	0.00

❖ Résultats des forces sismiques :

$W = 134452.5296 \text{ KN}$

$$\rightarrow \begin{cases} V_x = \frac{0.3 * 2.163 * 1.15}{3} * 134452.5296 = 33444.394 \text{ KN} \rightarrow 0.8 * V_x = 26755.515 \text{ KN} \\ V_y = \frac{0.3 * 1.969 * 1.1}{3} * 134452.5296 = 29121.0734 \text{ KN} \rightarrow 0.8 * V_y = 23296.858 \text{ KN} \end{cases}$$

Effort tranchant à la base depuis le logiciel donne :

$$\rightarrow \begin{cases} V_{x(dyn)} = 17141.9624 \text{ KN} \\ V_{y(dyn)} = 13358.8622 \text{ KN} \end{cases} \rightarrow V_{dyn} < 0.8 * V_{sta}$$

$$\rightarrow \begin{cases} r_x = \frac{0.8 * V_x}{V_{x(dyn)}} = 1.560 \\ r_y = \frac{0.8 * V_y}{V_{y(dyn)}} = 1.743 \end{cases}$$

➤ Vérification des déplacements inter étage :

$$\Delta_{adm} = \frac{h_n}{100} = 40.8 \text{ mm}$$

Tableau V. 5: Vérifications des déplacements inter étage pour le modèle final

Etage	H [mm]	Δ_{adm}	δ_{ekx}	Δ_{eky}	δ_{kx} = $\Delta_{ekx} * R * r_x$	δ_{ky} = $\Delta_{eky} * R * r_y$	Δ_{kx}	Δ_{ky}	Rasio x-x	Rasio y-y
9 ème	4080	40.8	52,04	42,07	243,55	219,96	35,37	25,88	0,87	0,63
8 ème	4080	40.8	44,48	37,12	208,18	194,08	34,39	26,31	0,84	0,64
7 ème	4080	40.8	37,13	32,08	173,79	167,77	32,93	26,47	0,81	0,65
6 ème	4080	40.8	30,10	27,02	140,85	141,30	30,95	26,20	0,76	0,64
5 ème	4080	40.8	23,48	22,01	109,91	115,10	28,39	25,30	0,70	0,62
4 ème	4080	40.8	17,42	17,17	81,51	89,80	25,23	24,02	0,62	0,59
3 ème	4080	40.8	12,03	12,58	56,28	65,78	21,43	30,91	0,53	0,76
2 ème	4080	40.8	7,45	6,67	34,86	34,87	17,05	15,12	0,42	0,37
1 ^{er}	4080	40.8	3,80	3,78	17,80	19,75	11,96	10,93	0,29	0,27
RDC	4080	40.8	1,25	1,69	5,84	8,82	5,84	8,82	0,14	0,22

→ Les déplacements inter étage sont vérifier à tous les niveaux

➤ 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 du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

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

Avec :

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

$$P_K = \sum_{i=K}^n (WGi + \beta WQi)$$

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'

Tableau V. 6: Vérification de l'effet P- Δ

Etage	Hk [mm]	Pk [kN]	Vk [kN]		Δ_k		Θ_k		Obs	
			Vx [kN]	Vy [kN]	Δ_x	Δ_y	Θ_x	Θ_y	xx	yy
9 ^{ème}	4080	36 398,88	8 420,77	6 605,08	35,37	25,88	0,04	0,03	CV	CV
8 ^{ème}	4080	44 532,36	9 246,98	7 432,02	34,39	26,31	0,04	0,04	CV	CV
7 ^{ème}	4080	52 665,85	10 100,77	8 195,95	32,93	26,47	0,04	0,04	CV	CV
6 ^{ème}	4080	60 799,33	10 991,26	8 937,87	30,95	26,20	0,04	0,04	CV	CV
5 ^{ème}	4080	68 965,09	11 856,55	9 634,31	28,39	25,30	0,04	0,04	CV	CV
4 ^{ème}	4080	77 130,86	12 654,32	10 234,76	25,23	24,02	0,04	0,04	CV	CV
3 ^{ème}	4080	85 296,62	13 384,71	10 724,25	21,43	30,91	0,03	0,06	CV	CV
2 ^{ème}	4080	103 758,80	15 112,43	11 818,65	17,05	15,12	0,03	0,03	CV	CV
1 ^{er}	4080	119 961,03	16 504,27	12 833,32	11,96	10,93	0,02	0,03	CV	CV
RDC	4080	134 452,53	17 141,96	13 358,86	5,84	8,82	0,01	0,02	CV	CV

Les effets du 2^o ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés.

V.6 Conclusion

Au vu des résultats obtenue pour ce model :

Les déplacements latéraux inter étages sont vérifiés.

L'effet P- Δ est vérifiées dans les deux sens.

On peut conclure que le model renforcé par les contreventements en X et le noyau central est satisfaisant Pourles exigences de.RPA V 2003

Chapitre VI :

Vérification des éléments

VI.1 Introduction

Le calcul d'une structure exige que, pour toutes les combinaisons d'actions possibles, définies réglementairement, la stabilité statique soit assurée,

- Tant globalement au niveau de la structure
- Qu'individuellement au niveau de chaque élément.

Les actions développent diverses sollicitations, qui génèrent les contraintes au sein du matériau et des déformations des éléments.

Et pour cela on doit vérifier deux types de phénomènes d'instabilité qui sont :

VI.2 Le flambement

La notion de flambement s'applique généralement à des éléments élancés qui lorsqu'elles sont soumises à un effort normal de compression, ont tendance à fléchir et se déformer dans une direction perpendiculaire à l'axe de compression, en raison d'un phénomène d'instabilité élastique.

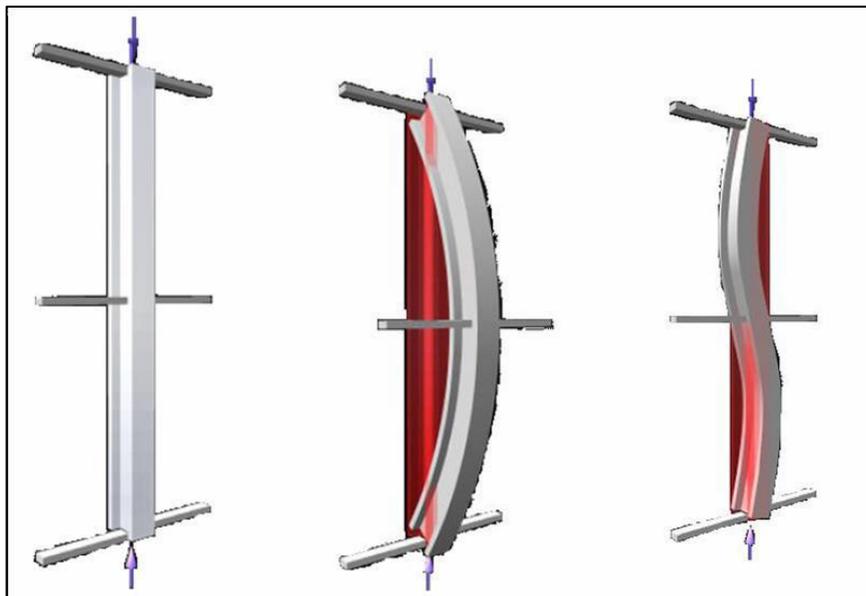


Figure VI. 1: Phénomène du flambement.

VI.3 Le déversement

Est un phénomène d'instabilité latérale (une distorsion) qui se manifeste par le flambement latéral des parties comprimées d'une section fléchie par rapport à son axe de forte inertie.

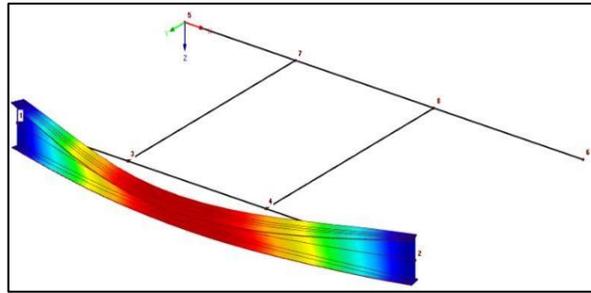


Figure VI. 2: Phénomène du déversement.

VI.4 Vérification de la stabilité

VI.4.1 Vérification des poteaux

VI.4.1.1 Procédure de calcul

Les poteaux sont soumis à la flexion composée où chaque poteau est soumis à un effort normal N_{SD} et deux moments fléchissant M_{ye} et M_z . La vérification se fait pour toutes les combinaisons inscrites aux règlements sous les sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens.

Les différentes sollicitations doivent être combinées dans les cas les plus défavorables, qui sont :

- Une compression maximale et un moment $M_{sd,y}$ et $M_{sd,z}$ correspondant
- Un moment maximal $M_{sd,y}$ et une compression N_{sd} et $M_{sd,z}$ correspondante
- Un moment maximal $M_{sd,z}$ et une compression N_{sd} et $M_{sd,y}$ correspondante

❖ Combinaisons de charges

Les vérifications doivent être faites sous les combinaisons suivantes :

- $1.35G+1.5Q$
- $G + Q \pm E$
- $0,8 G \pm E$

❖ Les étapes de la vérification du flambement par flexion

Les éléments sollicités simultanément en flexion et en compression axiale, doivent satisfaire à diverses conditions selon la classe de leur section transversale :

- Pour les sections de classe 1 et 2 :

$$\left[\frac{N_{sd}}{x_{min} \frac{N_{pl}}{\gamma_{m1}}} \right] + \left[\frac{K_y M_{sdy}}{M_{ply}} \right] + \left[\frac{K_z M_{sdz}}{M_{plz}} \right] \leq 1$$

- Pour les sections de classe 3 :

$$\left[\frac{N_{sd}}{x_{min} \frac{N_{pl}}{\gamma_{m1}}} \right] + \left[\frac{K_y M_{sdy}}{M_{ely}} \right] + \left[\frac{K_z M_{sdz}}{M_{elz}} \right] \leq 1$$

Avec:

$$N_{pl} = A * F_y$$

$$M_{ply} = W_{ply} * F_y \quad ; \quad M_{plz} = W_{plz} * F_y$$

$$M_{ely} = W_{ely} * F_y \quad ; \quad M_{elz} = W_{elz} * F_y$$

$$x_{min} = \text{Min}(x_y; x_z)$$

$$K_y = 1 - \frac{N_{sd} * \mu_y}{x_y * A * F_y} \leq 1.5 \quad \text{Avec} \quad \mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \left(\frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \right) \leq 0,90$$

$$K_z = 1 - \frac{N_{sd} * \mu_z}{x_z * A * F_y} \leq 1.5 \quad \text{Avec} \quad \mu_z = \bar{\lambda}_z (2\beta_{Mz} - 4) + \left(\frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}} \right) \leq 0,90$$

VI.4.1.2 Exemple de calcul (Niveau RDC)

- Section HEA550

- $N_{sd}^{max} = 6014.7049 \text{ kN}$
- $M_{sdy}^{corr} = -32.315 \text{ kN.m}$
- $M_{sdz}^{corr} = 0.8571 \text{ kN.m}$

❖ Sens Y-Y :

$$K_c^{HEA550} = K_{c1}^{HEA550} = \frac{215300 * 10^4}{4080} = 52.769 * 10^3 \text{ mm}^3$$

$$K_{b11}^{HEA360} = \frac{33740 * 10^4}{7500} = 4.498 * 10^3 \text{ mm}^3$$

$$K_{b12}^{HEA360} = \frac{33740 * 10^4}{3250} = 10.381 * 10^3 \text{ mm}^3$$

$$K_{c2} = K_{b21} = K_{b22} = 0$$

$$\eta_1 = \frac{K_c + K_{c1}}{K_c + K_{c1} + K_{b11} + K_{b12}} = 0.876$$

$$\eta_1 = 0 \text{ (Encastrement)}$$

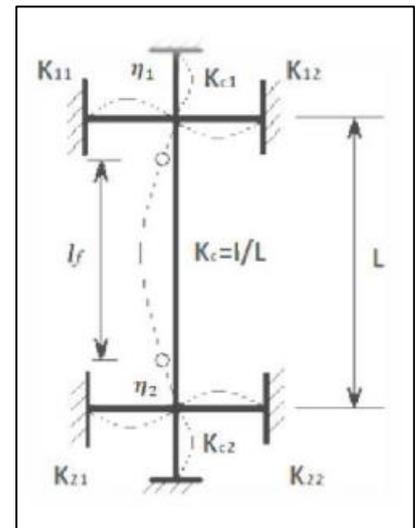


Figure VI. 3: La rigidité des poteaux.

- La longueur de flambement pour une structure a nœud fixe

$$L_{fy} = H (0.5 + 0.14(\eta_1 + \eta_2) - 0.055(\eta_1 + \eta_2)^2)$$

$$L_{fy} = 4.08 (0.5 + 0.14 * 0.876) \rightarrow L_{fy} = 2.54 \text{ m}$$

❖ Sens Z-Z :

$$K_c^{\text{HEA550}} = K_{c1}^{\text{HEA550}} = \frac{12180 * 10^4}{4080} = 2.985 * 10^3 \text{ mm}^3$$

$$K_{b11}^{\text{IPE270}} = \frac{1336 * 10^4}{7500} = 0.178 * 10^3 \text{ mm}^3$$

$$K_{b12}^{\text{IPE270}} = \frac{1336 * 10^4}{5500} = 0.243 * 10^3 \text{ mm}^3$$

$$K_{c2} = K_{b21} = K_{b22} = 0$$

$$\eta_1 = \frac{K_c + K_{c1}}{K_c + K_{c1} + K_{b11} + K_{b12}} = 0.992$$

$$\eta_2 = 0 \text{ (Encastrement)}$$

- La longueur de flambement pour une structure a nœud fixe

$$L_{fz} = H (0.5 + 0.14(\eta_1 + \eta_2) - 0.055(\eta_1 + \eta_2)^2)$$

$$L_{fz} = 4.08 (0.5 + 0.14 * 0.934) \rightarrow L_{fy} = 2.608 \text{ m}$$

❖ Calcul de l'élancement réduit :

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{2540}{287.5} = 8.835 \rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{8.835}{86.81} = 0.101 < 0.2 \text{ Alors il n'y a pas risque}$$

de flambement.

$$\chi_y = 1$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{2606}{68.4} = 37.146 \rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{37.146}{86.81} = 0.427 > 0.2 \text{ Alors il y a un risque de}$$

flambement.

$$\varphi_z = 0.5(1 + \alpha(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2) = 0.5(1 + 0.34(0.432 - 0.2) + 0.432^2) = 0.630$$

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + \sqrt{\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{0.637 + \sqrt{0.637^2 - 0.439^2}} = 0.914$$

$$\rightarrow x_{min} = \text{Min}(x_y; x_z) = 0.914$$

$$\beta_{my} = 1.8 - 0.7\psi \rightarrow \beta_{my} = 2.080 \text{ Avec } \psi = -0.400$$

$$\beta_{mz} = 1.8 - 0.7\psi \rightarrow \beta_{mz} = 2.292 \text{ Avec } \psi = -0.704$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y(2\beta_{My} - 4) + \left(\frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}}\right) = 0.101(2 * 2.080 - 4) + \left(\frac{4622 - 4146}{4146}\right) = 0.131 \leq 0,90$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z(2\beta_{Mz} - 4) + \left(\frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}}\right) = 0.432(2 * 2.292 - 4) + \left(\frac{1107 - 721.3}{721.3}\right) = 0.787 \leq 0,90$$

$$K_y = 1 - \frac{N_{sd} * \mu_y}{x_y * A * F_y} = 1 - \frac{5472934 * 0.131}{1 * 26052 * 275} = 0.882 \leq 1.5$$

$$K_z = 1 - \frac{N_{sd} * \mu_z}{x_z * A * F_y} = 1 - \frac{5472934 * 0.787}{0.91 * 26052 * 275} = 0.266 \leq 1.5$$

$$\left[\frac{5472934}{0.91 \frac{7163750}{1.1}} \right] + \left[\frac{0.882 * (-32.315)}{\frac{1716.275}{1.1}} \right] + \left[\frac{0.266 * (0.857)}{\frac{223.272}{1.1}} \right] = 0.923 < 1 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VI.4.1.3 Vérification des autres poteaux

Les vérifications son fait par chaque section lorsque on a la même section pour chaque 3 niveaux

- Cas : N^{\max} , $M_{sd,y}^{cor}$, $M_{sd,z}^{cor}$

Le tableau ci-dessous regroupe les résultats calculés manuellement et les vérifications faites :

Tableau VI. 1: Vérification au flambement par flexion pour N_{\max} .

Profilé	Combinaison	N_{sd}^{\max}	M_{sdy}^{corr}	M_{sdz}^{corr}	Valeur finale(r)	<1
HEA550	1.35G+1.5Q	6014.7049	-32.3150	0.8570	0.923	CV

- Cas : N^{cor} , $M_{sd,y}^{\max}$, $M_{sd,z}^{cor}$

Le tableau ci-dessous regroupe les résultats calculés manuellement et les vérifications faites :

Tableau VI. 2: Vérification au flambement par flexion pour M_y^{\max} .

Profilé	Combinaison	N_{sd}^{corr}	M_{sdy}^{\max}	M_{sdz}^{corr}	Valeur finale(r)	<1
HEA550	G+Q+Vy	447.1102	-695.0025	-2.0132	0.508	CV

- Cas : N^{cor} , $M_{sd,y}^{cor}$, $M_{sd,z}^{max}$

Le tableau ci-dessous regroupe les résultats calculés manuellement et les vérifications faites :

Tableau VI. 3: Vérification au flambement par flexion pour M_y^{max} .

Profilé	Combinaison	N_{sd}^{cor}	$M_{sd,y}^{cor}$	$M_{sd,z}^{max}$	Valeur finale(r)	<1
HEA550	1.35G+1.5Q	361.96890	37.8183	-177.2515	0.914	CV

VI.4.1.4 Vérification de la stabilité des poteaux vis-à-vis du déversement

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w * W_{ply} * F_y}{M_{cr}}}$$

Pour une section doublement symétrique :

$$M_{cr} = C1 \frac{\pi^2 * E * I_z}{(K * L)^2} \left\{ \sqrt{\left(\frac{K}{K_w}\right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(K * L)^2 * G * I_t}{\pi^2 * E * I_z} + (C2 * Z_g)^2} - (C2 * Z_g) \right\}$$

Avec : $K=0.5$; $K_w=1$; $\beta_w = \frac{w_{ely}}{w_{ply}}$; $C1=0.712$; $C2=0.652$; $C3=1.070$

Tableau VI. 4: Vérification de l'élanement réduit du diversement

Profilé	L (mm)	β_w	Mcr(kN.m)	$\bar{\lambda}_{LT}$	<0,4
HEA550	4080	0.887	7937.218	0.464	CNV

Donc il y a le risque de diversement dans toutes les sections. On aura besoin de calculé le moment résistant ultime au déversement M_{brd} :

$$M_{brd} = x_{LT} * \beta_w * W_{ply} * \frac{F_y}{\gamma_{m1}}$$

Tableau VI. 5: Vérification du diversement avec le moment M_{brd}

Profilé	Mcr (kN.m)	$\bar{\lambda}_{LT}$	ϕ_{LT}	x_{LT}	Mbrd (kN.m)	Msd (kN.m)	Obs
HEA550	7937.218	0.464	0.736	0.765	1321.189	-695.002	CV

VI.4.2 Vérification des poutres

Les éléments poutres sont bi encasté dans le sens porteur, supportant la charge duplancher et travaillant principalement à la flexion sous ces charges.

Donc la vérification de ces éléments se fait par les formules suivantes :

$$M_{sd} \leq M_{crd} \frac{W_{pl} * F_y}{\gamma_{m0}}$$

Dans le cas où l'effort tranchant calculé serait inférieur de 50% de $V_{pl,Rd}$ il faut vérifier que:

$$V_{plrd} = A_v * \frac{F_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}}$$

Avec : $A_v = A - (2 \cdot b \cdot t_f) + (t_w + 2r) \cdot t_f$

- V.4.2.1. Vérification de la poutre principale

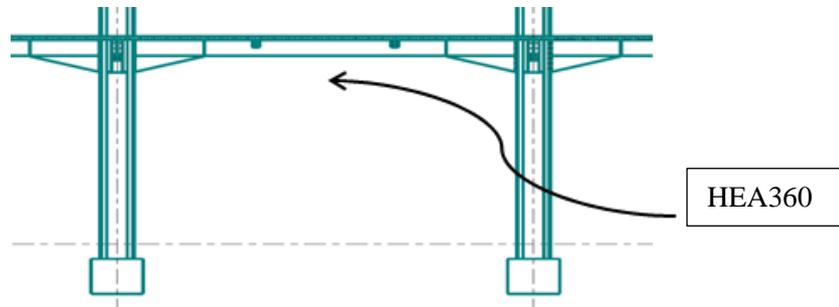


Figure VI. 4: Schémas de la poutre principale.

Tableau VI. 6: Caractéristique géométrique et mécanique de HEA360

Désignation	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques					
	G Kg/m	A Mm ²	h mm	B mm	Tf mm	I _y Cm ⁴	I _z Cm ⁴	W _{pLy} Cm ³	W _{pLz} Cm ³	i _y cm	i _z cm
HEA360	112	14280	350	300	17.5	33090	7887	2830	802.3	15.22	7.43

$$\text{On à : } \begin{cases} V_{sd}^{max} = -263.295 \text{ kN} \\ M_{sd}^{max} = -438.948 \text{ kN.m} \end{cases}$$

❖ Vérifications de la résistance

- Moment fléchissant

Position de l'axe plastique :

$$R_{b\acute{e}ton} = 0.57 \times b_{eff} \times h_c \times f_{ck} = 0.57 \times 1875 \times 65 \times 25 = 1736.72 \text{ KN}$$

$$R_{acier} = 0.95 \times A_a \times F_y = 0.95 \times 14280 \times 275 = 3730650 \text{ KN}$$

$$R_{ame} = 0.85 \times e_a \times h_{aa} \times F_y = 0.85 \times 8.6 \times (350 - 2(17.5 + 21)) \times 275 \\ = 548798.25 \text{ KN}$$

$$R_{b\acute{e}ton} < R_{acier}$$

$$R_{b\acute{e}ton} > R_{ame}$$

L'axe neutre se trouve dans la semelle supérieure de profilé, donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{plRd} = R_a * \frac{h_a}{2} + R_b \left(h_p + \frac{h_c}{2} \right)$$

$$M_{plRd} = \left(548798.25 * \frac{350}{2} + 1736.72 \left(55 + \frac{65}{2} \right) \right) * 10^{-3} = 96191.613 kN.m$$

$$\rightarrow M_{sd}^{max} = 438.948 kN.m < M_{prd} = 96191.613 kN.m \dots CV$$

– Effort tranchant

On doit vérifier que : $V_{sd}^{max} \leq V_{plrd} = A_v * \frac{F_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}}$

$$V_{plrd} = A_v * \frac{F_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}} * \frac{275}{1.1 * \sqrt{3}} = KN$$

$$\rightarrow V_{sd}^{max} = 263.295 kN < V_{plrd} = KN \dots CV$$

$$V_{sd} < 0.5 V_{plrd} = KN \rightarrow CV$$

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

❖ Vérification du déversement :

Il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement car la poutre est maintenue à la partie supérieure donc elle ne risque pas de se déverser.

– V.4.2.2. Vérification de la poutre secondaire

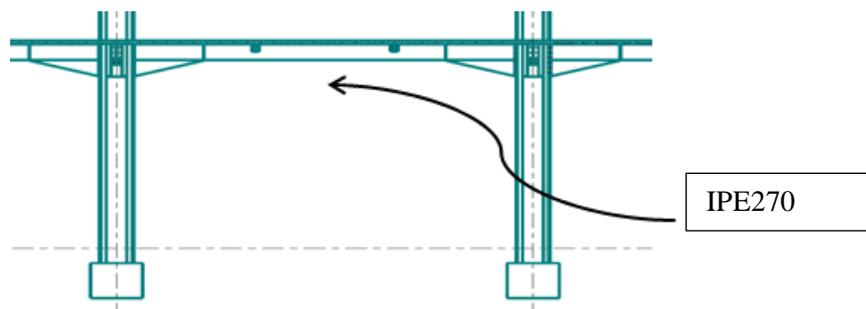


Figure VI. 5: Schémas de la poutre secondaire.

Tableau VI. 7: Caractéristique géométrique et mécanique de IPE200

Désignation	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques					
	G Kg/m	A Mm ²	H Mm	B mm	Tf mm	I _y Cm ⁴	I _z Cm ⁴	W _{pLy} Cm ³	W _{pLz} Cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE 270	36.1	4595	270	135	10.2	5790	419.9	484	96.95	11.23	3.02

$$\text{On à : } \begin{cases} V_{sd}^{max} = -99.942 kN \\ M_{sd}^{max} = 141.7782 kN.m \end{cases}$$

❖ Vérifications de la résistance

– Moment fléchissant

Position de l'axe plastique :

$$R_{\text{béton}} = 0.57 * b_{\text{eff}} * h_c * f_{\text{ck}} = 0.57 * 1500 * 65 * 25 * 10^{-3} = 1389.375 \text{ KN}$$

$$R_{\text{acier}} = 0.95 * A_a * F_y = 0.95 * 275 * 10^{-3} = 1200.44 \text{ KN}$$

$$R_{\text{béton}} = 1389.375 \text{ KN} > R_{\text{acier}} = 1200.44 \text{ KN}$$

L'axe neutre se trouve dans la dalle de béton, donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{\text{plRd}} = R_a * \left(\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \frac{R_a}{R_b} * \frac{h_c}{2} \right)$$

$$M_{\text{plRd}} = \left(744.04 * \left(\frac{200}{2} + 65 + 55 - \frac{1200.44}{1389.375} * \frac{65}{2} \right) \right) * 10^{-3} = \text{KN.m}$$

$$\rightarrow M_{\text{sd}}^{\text{max}} = 141.778 \text{ kN.m} < M_{\text{prd}} = 142.80 \text{ KN.m... CV}$$

– Effort tranchant

On doit vérifier que : $V_{\text{sd}}^{\text{max}} \leq V_{\text{plrd}} = A_v * \frac{F_y}{\sqrt{3} * \gamma_{m0}}$

$$V_{\text{plrd}} = \frac{275}{1.1 * \sqrt{3}} * 10^{-3} = 202.073 \text{ KN}$$

$$\rightarrow V_{\text{sd}}^{\text{max}} = 99.942 \text{ kN} < V_{\text{plrd}} = 202.073 \text{ KN... CV}$$

$$V_{\text{sd}} < 0.5 V_{\text{plrd}} = 101.365 \text{ KN} \rightarrow \text{CV}$$

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

– Vérification du déversement :

Il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement car la poutre est maintenue à la partie supérieure donc elle ne risque pas de se déverser.

VI.5 Ferrailage de noyau central

Le calcul des armatures des voiles sera fait par la méthode des contraintes et vérifier selon RPA 99/version 2003 sous les effets N_{max} et M_{cor}

- Pour la vérification : $G+Q \pm E$
- Pour le ferrailage : $0,8G \pm E$

VI.5.1 La méthode de calcul

Les contraintes aux extrémités du voile sont déterminées, selon les hypothèses de la résistance des matériaux comme suit :

Pour l'extrémité gauche :

$$\sigma_t = \frac{N}{S} - \frac{M \cdot v}{I}$$

Pour l'extrémité droite :

$$\sigma_d = \frac{N}{S} + \frac{M \cdot v'}{I}$$

Avec :

N : effort normal appliqué

M : Moment fléchissant appliqué

S : Section transversale du voile

v, v' : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée

I : moment d'inertie

On trouve que la section soit :

- Entièrement comprimée lorsque : $\sigma_g > 0$ et $\sigma_d > 0$.

La section du voile est entièrement comprimée c'est-à-dire pas de zone tendue, la zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A99 (version 2003) $A_{min} = 0.20\% \cdot e \cdot L$

- Entièrement tendue lorsque : $\sigma_g < 0$ et $\sigma_d < 0$

La section du voile est entièrement tendue c'est-à-dire pas de zone comprimée, on calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticale : $A_v = F_t / f_e$, on compare A_v par la section minimale exigée par le R.P.A 99(version2003).

– Si : $A_v < A_{min} = 0.15\% \cdot e \cdot L$, on ferraille avec la section minimale.

– Si : $A_v > A_{min}$, on ferraille avec A_v .

- Partiellement tendue lorsque : $\sigma_g < 0$ et $\sigma_d > 0$.

si (σ_t et σ_c) sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

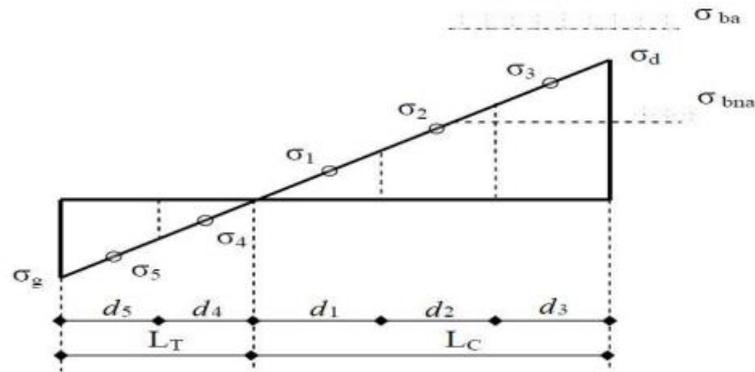


Figure VI. 6: Cas d'un voile de section partielle.

L_c : étant la longueur de la zone comprimée

L_t : étant la longueur de la zone tendue.

Calcul la longueur de la zone comprimé « L_C » et tendue « L_T » :

$$L_t = \frac{\sigma_g}{\sigma_g + \sigma_d} * L$$

$$L_t = L - L_c$$

Force de traction : $F_t = \sigma_t * d * e$

VI.5.2 Ferrailage

VI.5.2.1 Ferrailage vertical

Le calcul se fera pour des bandes verticales dont la largeur d est déterminée à partir de :

$$d \leq \min (h_e/2 ; 2L_t/3)$$

Avec h_e étant la hauteur entre nus de planchers du trumeau considéré.

Pour déterminer les armatures verticales, on utilise la méthode des contraintes par des efforts (N , M).

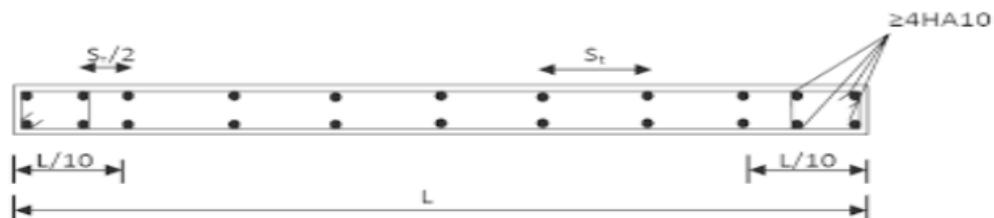


Figure VI. 7: Disposition des armatures verticales dans le voile.

VI.5.2.2 Ferrailages horizontaux

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchants, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

$$A_{sh} = 2/3 A_{sv}$$

Avec : A_{sv} La section d'acier vertical

VI.5.2.3 Armature de joint de bétonnage (aciers de couture)

$$A_{vj} = 1.1 * \frac{\bar{V}}{f_e} ; f_e = 500 MPa$$

Avec : $\bar{V} = 1.4 V_{cal}$ l'effort tranchant de calcul majoré de 40%

Donc : $A_{sv,tot} = A_{sv} + A_{vj}$

Pour le ferrailage on découpe l'ouvrage en trois zones :

Tableau VI. 8: Zone de calcul pour le ferrailage des voiles

Zone	Niveaux
1	RDC ; 3eme
2	3eme ; 7eme
3	7eme ; 9eme

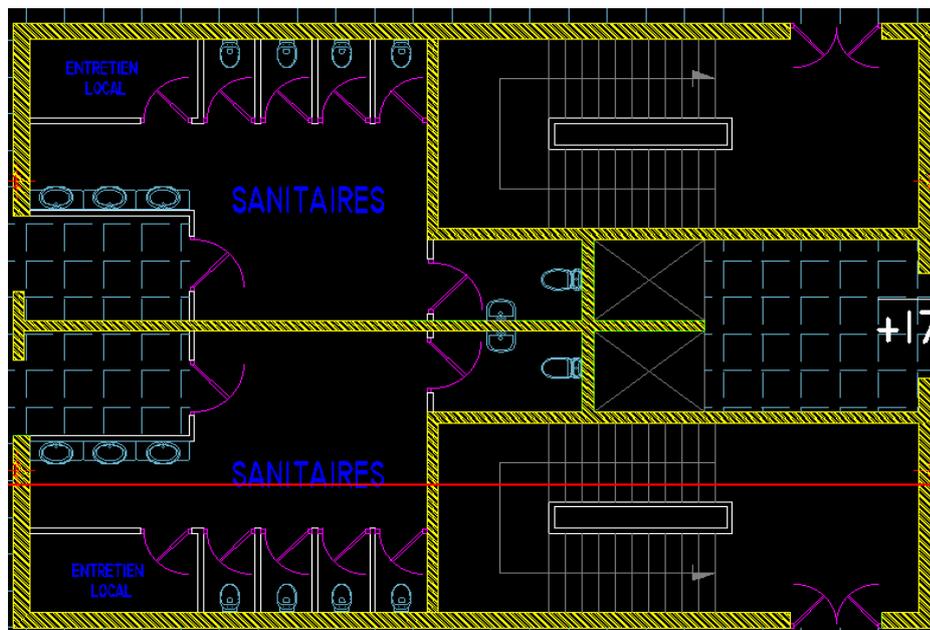


Figure VI. 8: Disposition et nomination des voiles de contreventement.

❖ Ferrailage vertical

– Pier 1 et 2 : L=16.5m

Tableau VI. 9: Ferrailage vertical dans *pier 1 et 2*

Niv	N (kN)	M (kN.m)	Σt (Mpa)	Σc (Mpa)	Lt (cm)	b (cm)	As (cm ²)	As,min (cm ²)
1	16551,18	131 851,64	2,06	-3,44	750,63	299,58	192,48	30.025
2	10556,15	75502,18	1,133	-2,01	432,22	288,15	107,332	17.288
3	-5368,56	35 446,88	0,515	-0,96	418.25	278.83	52.755	16.73

– Pier 3 :L=11m

Tableau VI. 10: Ferrailage vertical dans *pier 3*

Niv	N (kN)	M (kN.m)	Σt (Mpa)	Σc (Mpa)	Lt (cm)	b (cm)	As (cm ²)	As,min (cm ²)
1	6282.99	92787.08	1.84	-2.38	463.58	333.68	207.67	13.34
2	3789.57	38622.44	-1.04	0.71	682.93	455.29	189.45	18.21
3	2323.10	15338.52	-0.45	0.25	741.60	494.40	110.58	19.77

➤ Choix des armatures

– Pier 1 et 2 : L=16.5m

Tableau VI. 11: Choix des armatures vertical dans *pier 1 et 2*

Zone	As,min (cm ²)	As (cm ²)	Choix	As (cm ²)
1	30.025	192,48	4(16T20)	200.96
2	17.288	107,332	2(18T20)	113.1
3	16.73	52.755	2(14T16)	56.28

– Pier 3 : L=11m

Tableau VI. 12: Choix des armatures vertical dans *pier 3*

Zone	As,min (cm ²)	As (cm ²)	Choix	As (cm ²)
1	13.34	207.67	4(17T20)	213.64
2	18.21	189.45	3(21T20)	197.82
3	19.77	110.58	2(18T20)	113.1

➤ Espacement exigé par R.P.A 99 :

D'après R.P.A 99/version2003 article 7.7.4.3 :

$$S \leq (1,5a; 30\text{cm}) \Rightarrow S \leq (1,5a = 30\text{cm}, 30\text{cm})$$

On prend : $S_t = 15\text{cm}$ dans la zone courante ; $S_a = 10\text{cm}$ dans la zone d'about.

❖ Ferrailage horizontal :

– Pier 1 et 2 : L=16.5m

Tableau VI. 13: Choix des armatures vertical dans *pier 1 et 2*

Zone	Asv	2/3Asv	Choix	Ash
1	200.96	133.97	2(22T20)	138.16
2	113.1	75.4	2(20T16)	80.4
3	56.28	37.52	2(13T14)	40.04

– Pier 3 : L=11.m

Tableau VI. 14: Choix des armatures vertical dans *pier 3*

Zone	Asv	2/3Asv	Choix	Ash
1	213.64	142.42	2(23T20)	144.44
2	197.82	131.88	2(33T16)	132.66
3	113.1	75.4	2(25T14)	77

Chapitre VII :
Assemblages des éléments

VII.1 Introduction

Les assemblages sont des procédés d'attachements entre plusieurs éléments afin d'assurer continuité de la structure dans les points assemblés [Figure]. Dans la charpente métallique, les moyens d'assemblages utilisés sont soit par boulonnage soit par soudure ou les deux en même temps.

Les assemblages ont pour fonction :

- Assurer la transmission des efforts entre les différents éléments structuraux.
- Créer une liaison de continuité.
- Correspondre au type de liaison adéquat.

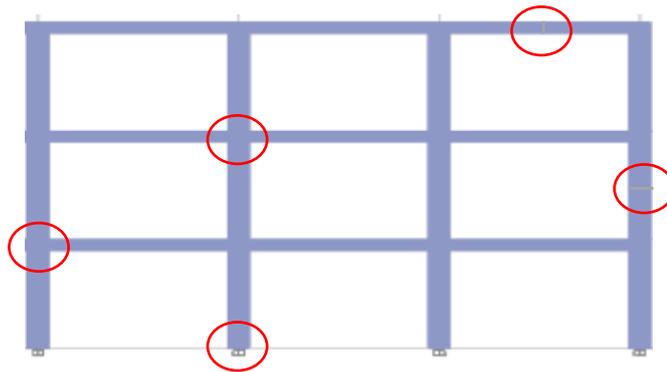


Figure VII. 1: Les points d'assemblés de la structure.

Dans notre projet nous aurons recours à trois types d'assemblages :

- Assemblages soudés.
- Assemblage par boulons ordinaires.
- Assemblage par boulons H-R.

VII.2 Assemblage poutre-solive (HEA360 – IPE270)

L'assemblage est réalisé avec deux cornières à l'extrémité de la solive et l'âme de la poutre.

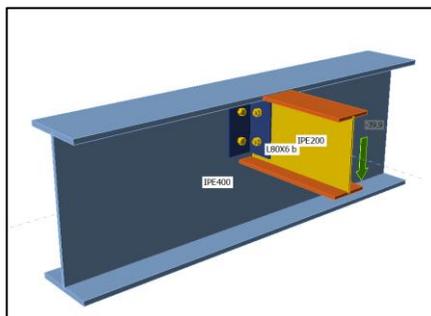


Figure VII. 2: Schéma de l'assemblage poutre – solive.

Effort : $F_{v,sd} = 64.82\text{KN}$

- Poutre **HEA360** :

$H=350\text{mm}$; $b=300\text{mm}$; $t_w=10\text{mm}$; $t_f=17.5\text{mm}$; $A=14280\text{mm}^2$

- Solive **IPE 270** :

$H=270\text{mm}$; $b=135\text{mm}$; $t_w=6.6\text{mm}$; $t_f=10.2\text{mm}$; $A=4595\text{mm}^2$

- Cornier **L100x10**:

$H=100\text{mm}$; $b=100\text{mm}$; $t=10\text{mm}$; $A=1915\text{mm}^2$

- Boulons : On choisit 6 boulons ordinaires de diamètre 16 mm (M12) et de classe 8.8

$M12 \rightarrow d=16\text{mm} \rightarrow d_0=18\text{mm} \rightarrow A_s = 157\text{mm}^2$

Disposition constructive :

$1,2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t \text{ ou } 150 \text{ mm}) \rightarrow 21.6 \text{ mm} \leq e_1 \leq 150 \text{ mm} \rightarrow e_1 = 40 \text{ mm}.$

$1,2d_0 \leq e_2 \leq \max(12t \text{ ou } 150 \text{ mm}) \rightarrow 21.6 \text{ mm} \leq e_2 \leq 150 \text{ mm} \rightarrow e_2 = 40 \text{ mm}.$

$2,2d_0 \leq P_1 \leq \min(14t \text{ ou } 200 \text{ mm}) \rightarrow 39.6 \text{ mm} \leq P_1 \leq 84 \text{ mm} \rightarrow P_1 = 80 \text{ mm}.$

$3d_0 \leq P_2 \leq \min(14t \text{ ou } 200 \text{ mm}) \rightarrow 54 \text{ mm} \leq P_2 \leq 84 \text{ mm} \rightarrow P_2 = 80 \text{ mm}.$

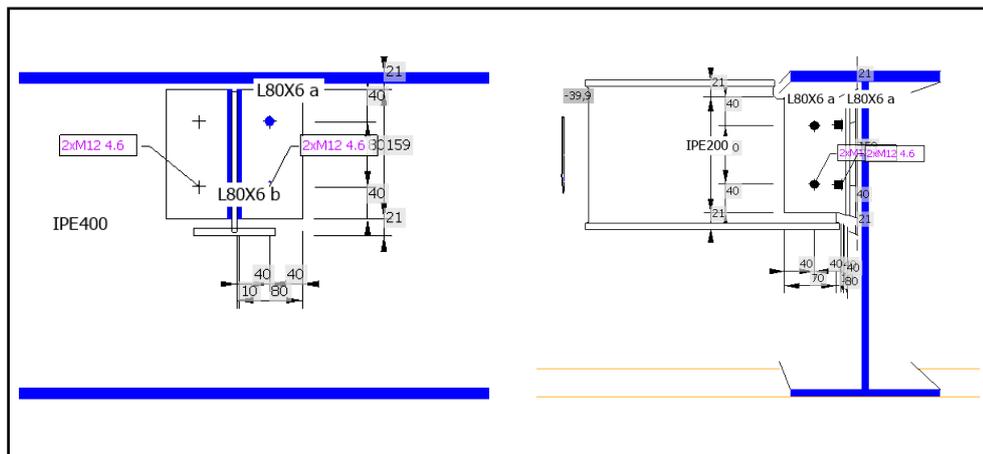


Figure VII. 3: Disposition constructif de l'assemblage poutre – solive.

– **Résistance des boulons au cisaillement :**

Il faut vérifier que : $F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$

$$F_{vrd} = \frac{0.6 \cdot F_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{mb}}$$

$$f_{ub} = 400 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{vrd} = 0.6 \cdot 400 \cdot \frac{157}{1.25} \cdot 4 \cdot 10^{-3} \rightarrow F_{vrd} = 120.57 \text{KN}$$

$F_{v,sd} = 64.82 \text{ KN} < F_{vrd} = 120.57 \text{KN}$... Condition vérifier

– **Résistance à la pression diamétrale :**

Il faut vérifier que : $F_{v,sd} \leq F_{b,rd}$

$$F_{b,rd} = \frac{2.5 \cdot \alpha \cdot F_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{mb}} \text{ avec } \alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0}; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{F_{ub}}{F_u} \text{ ou } 1 \right\} \text{ et } F_u = 430 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \alpha = \min \{ 1.025; 1.801; 0.93; 1 \}$$

$$F_{b,rd} = \frac{2.5 \cdot 0.93 \cdot 430 \cdot 16 \cdot 6}{1.25} \cdot 10^{-3} = 76.78 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{4} = 16.215 \text{ KN}$$

$\rightarrow F_{v,sd} < F_{b,rd}$... **Condition vérifiée.**

– **Assemblage poutre-platine (soudure) :**

On fixe le cordon de soudure $a = 8 \text{ mm}$.

$$L_1 = b_s = 300 \text{ mm}$$

$$L_2 = \frac{b_s - t_w}{2} = 145 \text{ mm}$$

$$L_3 = h - 2t_f = 315 \text{ mm}$$

$$A_s = \sum l_i \cdot a_i = (2L_1 + 4L_2 + 2L_3) \cdot a = 14480 \text{ mm}^2$$

$$I_{s/yy} = 2[(a \cdot L_1 \cdot d_1^2) + (2a \cdot L_2 \cdot d_2^2)]$$

Avec:

$$d_1 = h/2 + a/2 = 179 \text{ mm}$$

$$d_2 = h/2 - t_f - a/2 = 153.5 \text{ mm}$$

$$\rightarrow I_{s/yy} = 263.12 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

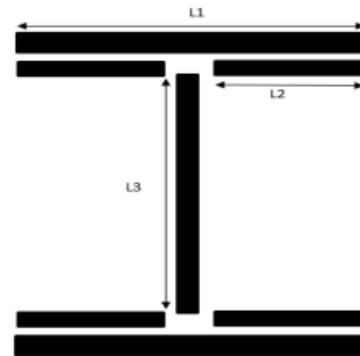


Figure VII. 4: Assemblage soudé poutre- platine

– **Vérification de la résistance :**

○ **Effet de N_{sd} et V_{sd} :**

$$\sqrt{2 \left(\frac{N_{sd}}{\sum l_i \cdot a_i} \right)^2 + 3 \left(\frac{V_{sd}}{2l_3 \cdot a} \right)^2} \leq \frac{F_{us}}{\beta_w \cdot \gamma_{mw}} \rightarrow 109.50 \text{ MPa} < 389.140 \text{ MPa}$$

○ **Effet de N_{sd} et M_{sd} :**

$$\sqrt{2 \left(\frac{N_{sd}}{\sum l_i \cdot a_i} + \frac{M_{sd}}{I_{s/yy}} \cdot \frac{h}{2} \right)^2} \leq \frac{F_{us}}{\beta_w \cdot \gamma_{mw}} \rightarrow 385.136 < 389.140 \text{ MPa}$$

– **Assemblage poteau-platine (boulonnage) :**

• **Disposition constructive :**

○ Boulons : On choisit 12 boulons HR de diamètre 18 mm (M20) et de classe 8.8
M20 → $d=18\text{mm}$ → $d_0=20\text{mm}$ → $A_s=192\text{mm}^2$ → $t_p=20\text{mm}$

Disposition constructive :

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t \text{ ou } 150 \text{ mm}) \rightarrow 24 \text{ mm} \leq e_1 \leq 240 \text{ mm} \rightarrow e_1 = 50 \text{ mm.}$$

$$1,2d_0 \leq e_2 \leq \max(12t \text{ ou } 150 \text{ mm}) \rightarrow 24\text{mm} \leq e_2 \leq 240 \text{ mm} \rightarrow e_2 = 40 \text{ mm.}$$

$$2,2d_0 \leq P_1 \leq \min(14t \text{ ou } 200 \text{ mm}) \rightarrow 44 \text{ mm} \leq P_1 \leq 280 \text{ mm} \rightarrow P_1 = 60 \text{ mm.}$$

$$3d_0 \leq P_2 \leq \min(14t \text{ ou } 200 \text{ mm}) \rightarrow 60 \text{ mm} \leq P_2 \leq 280 \text{ mm} \rightarrow P_2 = 100 \text{ mm.}$$

– **Détermination des efforts dans le boulon :**

• **Effort de traction sur les boulons**

Ces efforts sont obtenus par la formule : $F_{tsd} = \frac{M_{sd} \cdot d_i}{n_f \cdot \sum d_i^2}$ avec $M_{sd} = 312.98 \text{ kN.m}$

$$d_6 = 520 \text{ mm} \rightarrow N_6 = 62.384 \text{ kN}$$

$$d_5 = 450 \text{ mm} \rightarrow N_5 = 52.786 \text{ kN}$$

$$d_4 = 370 \text{ mm} \rightarrow N_4 = 43.189 \text{ kN}$$

$$d_3 = 290 \text{ mm} \rightarrow N_3 = 33.591 \text{ kN}$$

$$d_2 = 210 \text{ mm} \rightarrow N_2 = 7.997 \text{ kN}$$

$$d_1 = 110 \text{ mm} \rightarrow N_1 = 7.997 \text{ kN}$$

$$\sum d_i^2 = 750100 \text{ mm}^2$$

• **Effort de cisaillement sur les boulons**

$$F_{vsd} = \frac{V_{sd}}{n_b} = \frac{157.71}{12} = 13.14 \text{ kN}$$

– **Résistance des boulons à la traction :**

Il faut que : $F_{tsd} \leq F_{pcd}$

$$F_{pcd} = 0.7 \cdot F_{ub} \cdot A_s = 0.7 \cdot 800 \cdot 192 \cdot 10^{-3} = 107.52 \text{ kN}$$

→ $F_{tsd} = \text{kN} \leq F_{pcd} \dots$ **Condition vérifié.**

– Vérification de résistance au poinçonnement

Il faut que : $F_{tsd} \leq B_{prd} = \frac{0.6 \cdot \pi \cdot d \cdot t \cdot f_u}{\gamma_{m2}}$

$$B_{prd} = \frac{0.6 \cdot \pi \cdot 31.5 \cdot 20 \cdot 430}{1.25} * 10^{-3} = 408.30 \text{ kN}$$

→ $F_{vsd} < B_{prd} \dots$ Condition vérifié.

– Résistance des boulons au cisaillement :

Il faut vérifier que : $F_{vsd} \leq F_{srd} = \frac{K_s \cdot n \cdot \mu \cdot F_{pcd}}{\gamma_{ms}} \rightarrow F_{srd} = 32.928 \text{ kN} \rightarrow F_{vsd} < F_{srd} \dots$

Condition vérifié.

– Vérification de résistance à la pression diamétrale :

Il faut que : $F_{tsd} \leq F_{brd} = \frac{2.5 \cdot \alpha \cdot d \cdot t \cdot f_u}{\gamma_{mb}} \alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0}; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{F_{ub}}{F_u} \text{ ou } 1 \right\}$ et $F_u = 430 \text{ Mpa} \rightarrow$

$$\alpha = 0.65$$

$$F_{brd} = \frac{2.5 \cdot 0.65 \cdot 18 \cdot 20 \cdot 430}{1.25} * 10^{-3} = 201.24 \text{ kN}$$

→ $F_{vsd} = 13.14 \text{ kN} < F_{brd} = 201.24 \text{ kN} \dots$ Condition vérifié.

– Vérification de l'interaction cisaillement et traction :

Il faut que : $F_{tsd} \leq F_{srd}$

$$F_{srd} = \frac{K_s \cdot n \cdot \mu (F_p - 0.8 F_{tr})}{\gamma_{ms}} = \frac{1.1 \cdot 0.3 (137.2 - 0.8 \cdot 81.579)}{1.25} = 17.264 \text{ kN}$$

$F_{v,sd} = 13.14 \text{ kN} < F_{srd} = 17.26 \text{ kN} \dots$ Condition vérifié.

Chapitre VIII :
Etude des éléments de
l'infrastructure

VIII.1 Introduction

Une fondation est par définition, un organe de transmission des charges de la superstructure vers le bon sol, elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part. La répartition des contraintes dans le sol est supposée généralement linéaire (uniforme, trapézoïdale ou triangulaire), le dimensionnement de la fondation doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

VIII.2 Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres dont :

- Type de l'ouvrage à construire.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- Raison économique.

Compte tenu des charges appliquées sur notre fondation et le poids de la structure, nous avons constaté que le type de fondation superficielles approprié à notre bâtiment est un radier général.

VIII.3 Définition de radie

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction.

Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée ; dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur.

Dans notre cas, on optera pour un radier général nervuré.

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

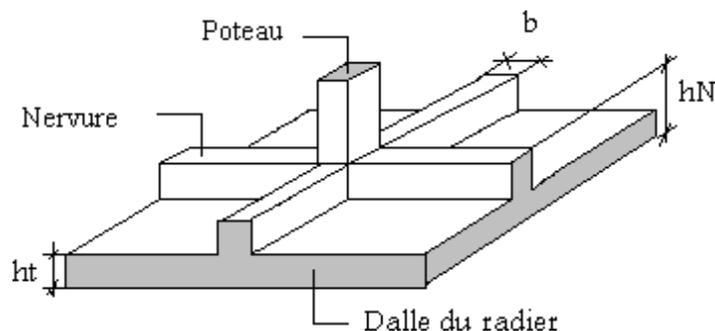


Figure VIII. 1: Surface nécessaire de radie.

VIII.4 Pré-dimensionnement de radier

VIII.4.1 Dalle

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire à la condition suivante :

$$\frac{L_{max}}{25} \leq hd \leq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec : L_{max} : La longueur maximale de la poutre

$$L_{max} = 7.5\text{m} ; 30\text{cm} \leq hd \leq 37.5\text{cm} \rightarrow hd=40\text{cm}$$

VIII.4.2 Les Nervures

VIII.4.2.1 Largeur de la nervure

$$\text{Il faut que : } bn \geq \frac{L_{max}}{10} \geq \frac{750}{10} = 75\text{cm} \rightarrow bn=75\text{cm}$$

VIII.4.2.2 La hauteur de la nervure

❖ Condition de la flèche

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq hn \leq \frac{L_{max}}{10} \rightarrow 50\text{cm} \leq hn \leq 75\text{cm}$$

On prend $hn = 70\text{cm}$

❖ Condition de la raideur

Pour étudier la raideur d'une nervure on utilise la théorie de la poutre sur sol élastique

définie par l'expression suivante : $L_{max} \leq \left(\frac{\pi}{2}\right) Le + a$ avec : $Le = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}}$

I : inertie de la section transversale (section en T).

E : module d'élasticité du béton (20000MPa)

K : coefficient de raideur du sol ($0.5\text{Kg/cm}^3 \leq K \leq 12\text{Kg/cm}^3$)

- K = 5MPa pour un très mauvais sol.
- K = 40MPa pour un sol de densité moyenne.
- K = 120MPa pour un très bon sol. 0

Pour notre cas on prend $K = 40\text{MPa}$

b : la largeur de la semelle ($b = 1\text{m}$).

$$hn \geq \sqrt[3]{\frac{48 \cdot K \cdot b \cdot L^4}{E \cdot \pi^4 \cdot bn}}$$

$$h_n \geq \sqrt[3]{\frac{48 * 40 * 1000 * 6,75^4}{20000 * \pi^4 * 750}} \geq 1.39m$$

$$h_n \geq \max(h_{n1}; h_{n2}) \geq (0.7m; 1.39m) \rightarrow h_n = 1.4m$$

Donc on a :

- Epaisseur de la dalle : $h_d=40\text{cm}$
- Les dimensions de la nervure : $h_n=140\text{cm}$; $b_n=75\text{cm}$

VIII.4.3 Vérification de la stabilité du radier

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage qui est due aux efforts horizontaux.

Selon RPA99/version 2003(Art.10.1.5) on doit vérifier que : $e = \frac{Mr}{N} \leq \frac{B}{4}$

Avec :

M_r : Moment de renversement dû aux forces sismique.

$$M_r = \sum M_0 + V_0 h$$

M_0 : Moment à la base de la structure.

V_0 : L'effort tranchant à la base de la structure.

h : Profondeur de l'ouvrage de la structure.

N : Poids de la structure (y compris le radier).

$$N = N_G + N_R + N_T$$

N_G : Poids de la structure.

N_R : Poids du radier nervuré.

N_T : Poids des terres.

$$\circ N_G = 26255\text{kN}$$

$$\circ N_R = 18611.25\text{kN}$$

$$\circ N_T = 64487.5\text{kN}$$

$$\rightarrow N = 109353.75\text{kN}$$

- Suivant X-X :

$$e_x = \frac{M_r}{N} \leq \frac{B}{4} \rightarrow e_x = \frac{740036.33 + (26741.86 * 2.4)}{109353.75} = 7.35m < \frac{59}{4} = 14.75m \rightarrow$$

Condition Vérifié.

- Suivant Y-Y :

$$e_y = \frac{M_r}{N} \leq \frac{B}{4} \rightarrow e_y = \frac{740036.33 + (23289.34 * 2.4)}{109353.75} = 7.27m < \frac{44.5}{4} = 11.12m \rightarrow$$

Condition Vérifié.

VIII.4.4 Vérification des contraintes

VIII.4.4.1 Sollicitation du premier genre

On doit vérifier que : $\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \overline{\sigma_{sol}}$

$$\rightarrow \frac{109353.75}{2730} = 40.05 \text{ kN/m}^2 < 200 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \text{Condition Vérifié.}$$

VIII.4.4.2 Sollicitation du second genre

On doit vérifier les contraintes sous le radier (σ_1 ; σ_2)

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} Xg$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} Yg$$

Avec : σ_1 et σ_2 les contraintes maximales de sol.

- Si $\sigma_2 > 0$: la répartition est trapézoïdale.

La contrainte au quart de la largeur de la semelle ne doit pas dépasser la contrainte admissible

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

- Si $\sigma_2 = 0$: la répartition est triangulaire.

La contrainte σ_1 ne doit pas dépasser 1,33 fois la contrainte admissible.

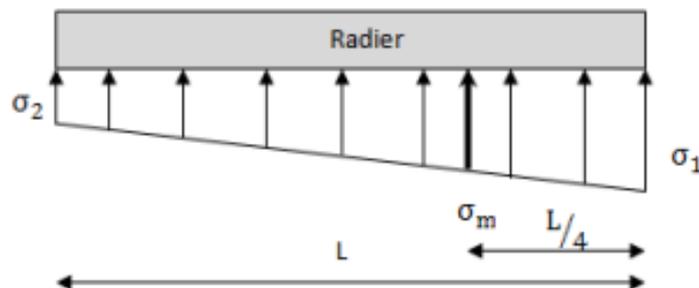


Figure VIII. 2: Contrainte sous le radier.

$$N_u = N_{structure} + 1.35 N_{radier}$$

$$N_u = 134478.93 \text{ kN}$$

Tableau VIII. 1: Contrainte sous le radier à L'ELU

	$\sigma_1(kN/m^2)$	$\sigma_2(kN/m^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right)(kN/m^2)$
Sens x-x	149.168	68.92	131.606
Sens y-y	131.848	92.247	121.947
Vérification	$\sigma_{1max} < 1.5\sigma_{sol} = 300$	$\sigma_{2min} > 0$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) < 1.33\sigma_{sol} = 266$

Tableau VIII. 2: Contrainte sous le radier à L'ELS

	$\sigma_1(kN/m^2)$	$\sigma_2(kN/m^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right)(kN/m^2)$
Sens x-x	118.25	32.04	100.69
Sens y-y	100.73	61.56	90.93
Vérification	$\sigma_{1max} < 1.5\sigma_{sol} = 300$	$\sigma_{2min} > 0$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) < 1.33\sigma_{sol} = 266$

→ Les contraintes sont vérifiées à I'ELU et à I'ELS, donc pas de risque de soulèvement.

VIII.5 Ferrailage du radier

VIII.5.1 Ferrailage de la dalle

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

Détermination des efforts :

Si : $\frac{Lx}{Ly} \leq 0.4$ → La dalle travaille dans un seul sens.

Si : $0.4 \leq \frac{Lx}{Ly} \leq 1$ → La dalle travaille dans les deux sens.

Pour une largeur unitaire, les moments sont définis comme :

$M_x = \mu_x qLx^2$ Sens de la petite portée.

$M_y = \mu_y M_x$ Sens de la grande portée.

Pour le calcul, on suppose que les panneaux soient encastres au niveau des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

➤ **Panneau de rive :**

– Moment en travée : $M_{tx} = 0.85 M_x$

$$M_{ty} = 0.85 M_y$$

– Moment sur appui : $M_{ax} = M_{ay} = 0.3M_{x,y}$ (appui de rive)

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_{x,y}$$
 (autre appui)

➤ **Panneau intermédiaire :**

– Moment en travée : $M_{tx} = 0.75 M_x$

$$M_{ty} = 0.75 M_y$$

– Moment sur appui : $M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_{x,y}$ (appui de rive)

Avec : $M_a = 0.5M_0$ et $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

I. Valeur de la pression sous radier :

ELU : $q_u = \sigma_m \times 1ml = 131.60kN/m$

ELS : $q_{ser} = \sigma_m \times 1ml = 100.69kN/m$

Le calcul des efforts sera calculé par la méthode forfaitaire d'une dalle qui repose sur 4 appuis.

- Moment en travée et sur appui pour le panneau le plus sollicité à l'ELU :

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VIII. 3: Calcul des moments à l'ELU

Lx (m)	Ly (m)	Lx/Ly	μ_x	μ_y	qu (kN/m)	Mx (kN.m)	Mtx (kN.m)	My (kN.m)	Mty (kN.m)	Ma (kN.m)
6.5	7.5	0.86	0.0617	0.6778	131.6	272.412	204.309	272.412	204.309	136.206

- Moment en travée et sur appui pour le panneau le plus sollicité à l'ELS :

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VIII. 4: Calcul des moments à l'ELS

Lx (m)	Ly (m)	Lx/Ly	μ_x	μ_y	qs (kN/m)	Mx (kN.m)	Mtx (kN.m)	My (kN.m)	Mty (kN.m)	Ma (kN.m)
6.5	7.5	0.86	0.0632	0.7385	100.69	249.77	187.33	249.77	187.33	124.885

VIII.5.2 Calcul du ferrailage

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis du panneau le plus sollicité. On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple, avec :

$b=100cm$; $h=40cm$; $d=36cm$; $f_e=500MPa$; $f_{t28}=2.1MPa$; $\sigma_s=435MPa$;

$f_{bc} = 0.85 \cdot f_{bc} / \gamma_b = 14.16MPa$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VIII. 5: Ferrailage du panneau le plus sollicité du radier

	Sens	Mu (KN.m)	As ^{cal} (cm ²)	Choix	As ^{adp} (cm ²)
Travée	X-X	204.309	13.86	7T16	14.07
	Y-Y	204.309	13.86	7T16	14.07
Appui	XX-YY	136.206	9.04	8T12	9.05

VIII.5.3 Vérification nécessaire

➤ **Espacement :**

Suivant Lx : esp < min(3h; 33cm) → esp < min(120; 33) = 30cm

Suivant Ly : esp < min(4h; 40cm) → esp < min(160;40) 40cm

➤ **Condition de non fragilité :**

As,min=0.23.b.d. $\frac{ft28}{fe} = 0.23*100*36*\frac{2.1}{400} = 4.347\text{cm}^2 \rightarrow$ **Condition Vérifier.**

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{Ms}{I} . x < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6F_{c28}$$

$$\sigma_s = \frac{n.Msr}{I} * (d - x) < \overline{\sigma_s} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max (240\text{MPa} ; 110\sqrt{\eta . ftj}) \right\} \text{ avec } \eta = 1.6$$

$$S/AN=0 \rightarrow (b*x*x/2)+(n* As'(x-c'))-(As*n*(d-x))=0$$

$$I =(bx^3 /3)+(n* As'(x-c')^2)+(As*n*(d-x)^2)$$

Tableau VIII. 6: Vérification des contraintes de la dalle du radier à l'ELS

	Sens	Mser (kN.m)	As ^{cal} (cm ²)	X (cm)	I (cm ⁴)*10 ⁴	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ _s (MPa)	Obs
Travée	X-X	187.33	12.64	13.73	18.03	14.26	15	347.07	240	NON
	Y-Y	187.33	12.64	13.73	18.03	14.26	15	347.07	240	NON
Appui	XX-YY	124.88	8.26	10.76	10.29	13.05	15	459.48	240	NON

➔ Les contraintes dépassent les valeurs admissibles Donc il faut augmenter la section de ferrailage

Tableau VIII. 7: Vérification des contraintes de nouveau choix

	Sens	Mser (kN.m)	Choix	As (cm ²)	X (cm)	I (cm ⁴)*10 ⁴	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
Travée	X-X	187.33	10T16	20.11	18.05	29.32	11.53	15	172.02	240	OUI
	Y-Y	187.33	10T16	20.11	18.05	29.32	11.53	15	172.02	240	OUI
Appui	XX-YY	124.88	10T16	20.11	18.05	29.32	7.68	15	114.67	240	OUI

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

On doit vérifier que : $\tau_u < \overline{\tau_u} = \min(0.1f_{c28} ; 4\text{MPa}) = 2.5 \text{ Mpa}$

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{T_u}{b.d}$$

$$\text{Et : } T_u = \frac{q_u.L}{2} = \frac{131.6*7.5}{2} \rightarrow T_u = 493.5\text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{493.5*10^3}{1000*360} = 1.37\text{MPa} < 2.5\text{MPa} \rightarrow \text{Condition Vérifier.}$$

VIII.6 Ferrailage de la nervure

VIII.6.1 Détermination des efforts

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire

$$\text{On a : } M_0 = \frac{q.L^2}{8}$$

○ En travée : $M_t = 0.85M_0$

○ En appuis : $M_a = 0.5 M_0$

$$M_0 = \frac{131.6*7.5^2}{8} \rightarrow M_0 = 925.31\text{kN.m}$$

VIII.6.2 Calcul des armatures

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis du panneau le plus sollicité. On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple,

Avec : $b = 75 \text{ cm}$; $h=140 \text{ cm}$; $d=126 \text{ cm}$

Tableau VIII. 8: Calcul du ferrailage de la nervure

	Mu (KN.m)	As ^{cal} (cm ²)	Choix	As ^{adp} (cm ²)
Travée	786.513	14.7	8T16	16.8
Appui	462.655	5.56	5T14	7.70

VIII.6.3 Vérification nécessaire

➤ Condition de non fragilité :

$$A_{s \min} = 0.23bd f_{t28} f_e = 6.08 \text{ cm}^2 < 6.16 \text{ cm}^2$$

➤ Vérification des contraintes à l'ELS :

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{sr}}{I} \cdot x < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6F_{c28}$$

$$\sigma_s = \frac{n \cdot M_{sr}}{I} \cdot (d - x) < \overline{\sigma_s} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max (240 \text{ MPa} ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \right\} \text{ avec } \eta = 1.6$$

$$S/AN=0 \rightarrow (b \cdot x^3 / 2) + (n \cdot A_s' (x - c')) - (A_s \cdot n \cdot (d - x)) = 0$$

$$I = (bx^3 / 3) + (n \cdot A_s' (x - c')^2) + (A_s \cdot n \cdot (d - x)^2)$$

$$M_0 = 707.976 \text{ KN.m}$$

Tableau VIII. 9: Vérification des contraintes de la dalle du raidier à l'ELS

	Mser (KN.m)	As ^{cal} (cm ²)	X (cm)	I (cm ⁴)*10 ⁴	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Obs
Travée	601.77	16.8	32.65	222.26	8.84	15	379.11	240	NON
Appui	353.98	7.70	21.3	127.74	5.90	15	435.2	240	NON

➔ Les contraintes dépassent les valeurs admissibles Donc il faut augmenter la section de ferrailage

Tableau VIII. 10: Vérification des contraintes de nouveau choix

	Mser (KN.m)	choix	As (cm ²)	X (cm)	I (cm ⁴)*10 ⁴	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Obs
Travée	601.77	8T20	25.13	40.96	616.12	4	15	124.58	240	OUI
Appui	353.98	4T20	12.57	27.81	235.55	4.1	15	221.33	240	OUI

➤ Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \min (0.1f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ Mpa}$

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d}$$

$$\text{Et : } T_u = \frac{qu \cdot L}{2} = \frac{100.69 \cdot 7.5}{2} \rightarrow T_u = 377.58 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{377.58 \cdot 10^3}{750 \cdot 1260} = 0.4 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition Vérifier.}$$

- **Armature transversale**
- **BAEL91 modifiée99**

$$\frac{At}{b_0 \cdot St} \geq \frac{\tau_u - 0.3ft_j \cdot K}{0.8fe} \quad (\text{Avec : } k = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$St = \min(0.9d; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$\frac{At}{b_0 \cdot St} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4\text{MPa}\right) = 0.4\text{MPa}$$

- **RPA version 2003**

$$\frac{At}{St} \geq 0.003b_0$$

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi t\right) \quad \text{Avec : } \phi t = \min\left(\frac{h}{35}; \phi l; \frac{b}{10}\right) = 7.5\text{cm} \quad \text{zone nodale}$$

$$St \leq \frac{h}{2} = 70\text{cm} \quad \text{zone courante}$$

On trouve :

St=20cmzone nodale

St =30cm.....zone courante

Armatures de peau :

Les armatures de peau sont réparties à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est au moins 3cm² par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculaire à leur direction.

Dans notre cas : h = 140 cm

Ap = 3 cm² /ml x 140 → Ap = 4.2 cm² On opte pour 4T12 comme armature de peau.

As' = As/2

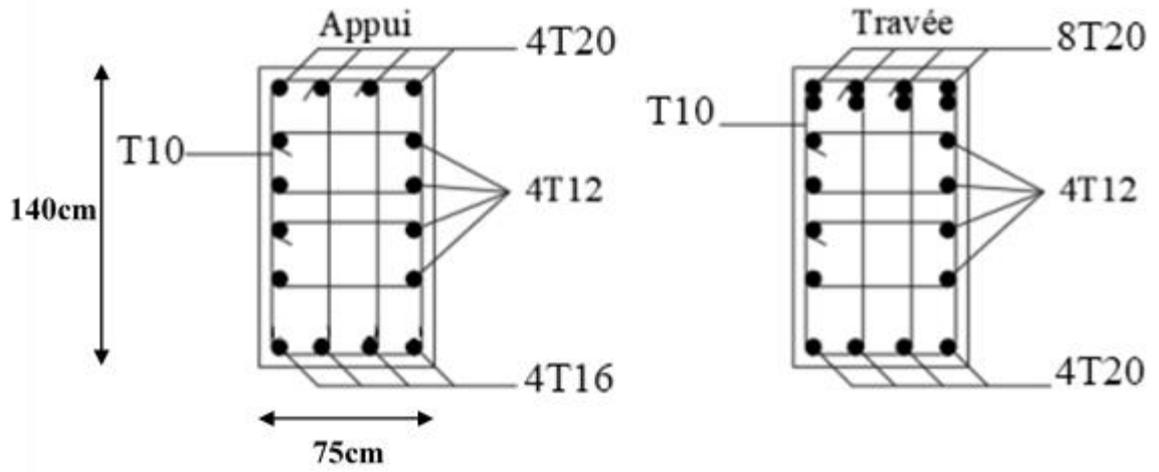


Figure VIII. 3: Schéma de ferrailage de la nervure.

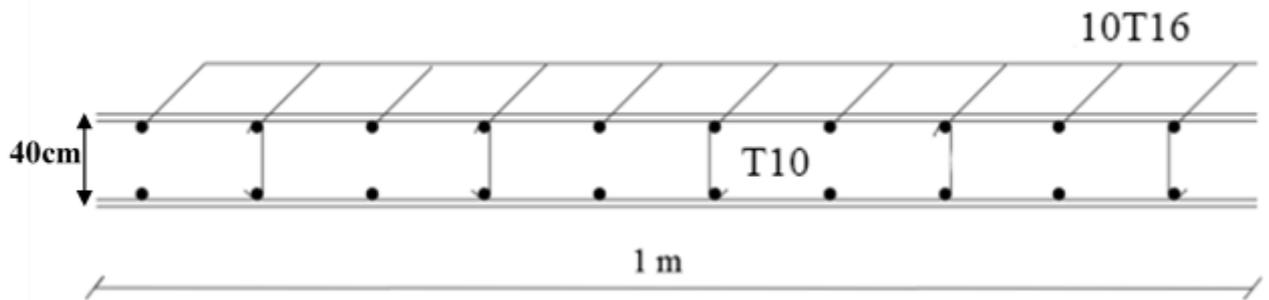


Figure VIII. 4: Schéma de ferrailage du radier.

Conclusion générale

Dans ce projet nous avons abordé les différentes étapes de l'étude d'une structure nécessitant l'ensemble des informations acquises durant notre cursus universitaire. Ce mémoire nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calcul des structures, ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment.

Les points importants tirés de cette étude sont :

- La bonne connaissance des matériaux utilisés est cruciale pour l'ingénieur en génie civil.
- Le pré dimensionnement est une étape préliminaire qui a pour but de choisir des sections pour les éléments structuraux afin de les modéliser. Un pré-dimensionnement bien fait facilitera énormément l'étude dynamique de la structure.
- Le vent peut engendrer des dégâts importants dans les constructions, ce qui fait de l'étude au vent une étape très importante dans les calculs des structures métalliques. Plus la surface d'impact du vent sur les faces de la structure est grande, plus son effet est important.
- Le séisme, un des effets à considérer dans le cadre de la conception des structures, reste le plus dangereux. Ainsi la modélisation des structures nécessite une bonne maîtrise de la méthode des éléments finis .
- La conception et le calcul des assemblages revêtent en construction métallique d'une importance équivalente à celle du dimensionnement des éléments pour la sécurité finale de la structure. Le calcul des assemblages est fait par le logiciel « **Autodesk Robot**».
- Le choix du type de fondation dépend de la nature du sol et des charges prévenant de la structure, dans notre cas, un radier nervuré a été nécessaire afin de stabiliser la structure.

Bibliographie

- [1] Règles Parasismiques Algériennes RPA99 modifiées 2003, centre national de recherche appliquée en génie parasismique, Alger, 2003.
- [2] Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des états limites « BAEL 91 révisées 99 » MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, Ed : CSTB 2000, (Algérie).
- [3] EUROCODE 3. Simple Joints to Eurocode 3 Joints in steel construction : 2011.
- [4] D.T.R B.C 2.2 « Charges permanentes et sur charges d'exploitations ».
- [5] Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-44, REGLES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES STRUCTURES EN ACIER « CCM 97 », Centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 1997, (Algérie).
- [6] EUROCODE 3 : Calcul des structures en acier : Règles générales et règles pour les bâtiments
- [7] EUROCODE 4 : Conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton
- [8] EUROCODE 4 partie 1 : « Conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton».
- [9] Règlement Neige et Vent (RNV2013).
- [10] Livre' calcul des éléments de construction métalliques (selon l'Eurocode 3), DAHMANI Iahlou.
- [11] Cours charpente métallique (4ème année) ; Mr. MENNADI.
- [12] Cours béton armé (3ème année) ; Mm. HALFAIA.
- [13] Cours Calcul des planchers mixtes (3ème année) ; Mr. ZAHAF

Annexes

Annexe A

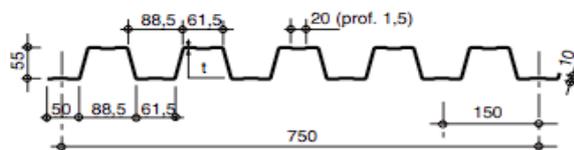
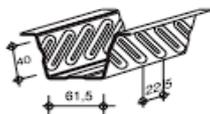
Fiche technique tôle Hi-bond 55 :



monopanel

HI-BOND 55.750

Certificat CSTBat



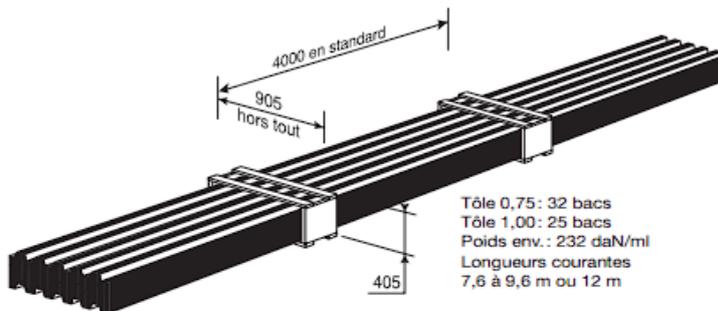
Nota: Commander des profils sans raidisseurs en fonds des nervures dans le cas de solives avec connecteurs sous le nom HI-BOND 55.750 C.

Identification

Epaisseur t en mm	Masse en kg/m ²
0,75	9,56
0,88	11,23
1,00	12,83
1,20	15,30

Manutention - Emballage

Epaisseur t en mm	Masse en kg/m ²
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/v ₁	i/v ₂
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

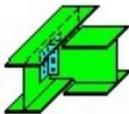
Distances maximales franchissables par la tôle HI-BOND, telles que mesurées selon la figure de la colonne de gauche, admissibles sans étalement, pour chaque épaisseur de plancher, en fonction de l'épaisseur nominale t de la tôle et du nombre de travées couvertes par la tôle, pour une déformation admissible du coffrage de 1/240 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 étais		étais		sans étais		étais		sans étais		étais		sans étais		étais	
		AA	AAA	AAAA	AAAAA												
(acier) Portée = clair + 5 cm	10	2,70	3,60	3,33	3,35	2,85	3,80	3,52	3,63	2,96	3,95	3,66	3,97	3,14	4,18	3,88	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
(béton) 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
(bois) Portée = entraxe	14	2,37	3,17	2,94	2,64	2,50	3,34	3,09	3,01	2,61	3,49	2,23	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
	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
	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	2,44	3,33	3,08	3,08
	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	2,48	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'éclatement 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.

Annexe B



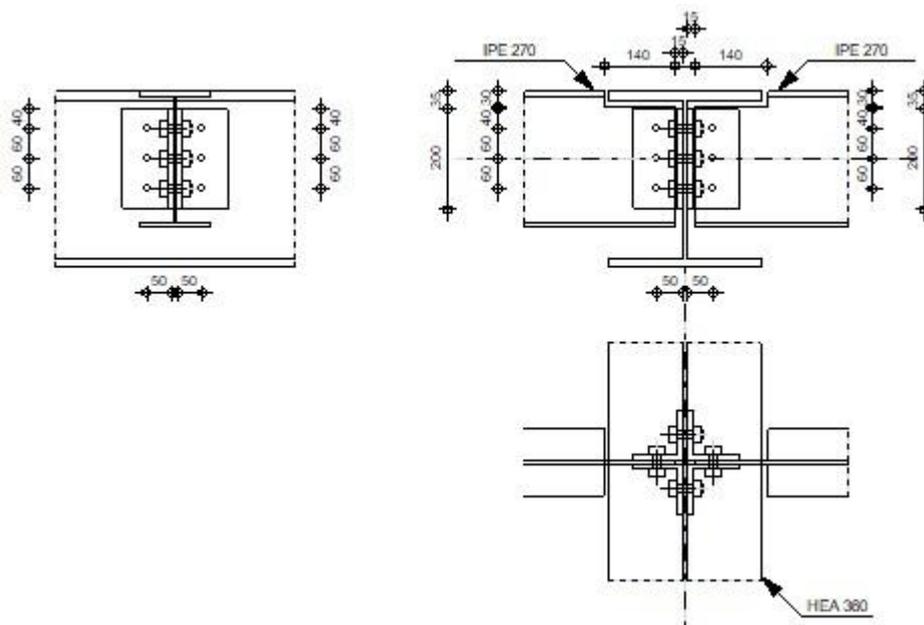
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020

Calculs de l'assemblage poutre-poutre (âme)

EN 1993-1-8:2005/AC:2009



Ratio
0.50



GENERAL

Assemblage N°: 2
Nom de l'assemblage : Poutre-poutre (âme)
Noeud de la structure: 563
Barres de la structure: 1074, 1201, 484

GEOMETRIE

POUTRE PRINCIPALE

Profilé: HEA 360
Barre N°: 1074

$\alpha =$	-90.0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_g =$	350	[mm]	Hauteur de la section poutre principale
$b_{fg} =$	300	[mm]	Largeur de l'aile de la section de la poutre principale
$t_{wg} =$	10	[mm]	Épaisseur de l'âme de la section de la poutre principale
$t_{fg} =$	18	[mm]	Épaisseur de l'aile de la section de la poutre principale
$r_g =$	27	[mm]	Rayon de congé de l'âme de la section de la poutre principale
$A_p =$	142.76	[cm ²]	Aire de la section de la poutre principale
$I_{yp} =$	33089.80	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la section de la poutre principale

Matériau: S 275

$f_{yg} =$	275.00	[MPa]	Résistance de calcul
$f_{ug} =$	430.00	[MPa]	Résistance à la traction

GAUCHE

POUTRE

Profilé: IPE 270
Barre N°: 1201

$\alpha = 0.0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_{bl} = 270$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_{bl} = 135$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wbl} = 7$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fbl} = 10$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_{bl} = 15$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_b = 45.95$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{ybl} = 5789.78$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre

Matériau: S 275

$f_{ybl} = 275.00$ [MPa] Résistance de calcul
 $f_{ubl} = 430.00$ [MPa] Résistance à la traction

ENCOCHE DE LA POUTRE

$h_1 = 30$ [mm] Encoche supérieur
 $h_2 = 0$ [mm] Encoche inférieure
 $l = 140$ [mm] Longueur de l'encoche

CORNIERE

Profilé: CAE 100x10

$\alpha = 0.0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_{kl} = 100$ [mm] Hauteur de la section de la cornière
 $b_{kl} = 100$ [mm] Largeur de la section de la cornière
 $t_{fkl} = 10$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la cornière
 $r_{kl} = 12$ [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière
 $l_{kl} = 200$ [mm] Longueur de la cornière

Matériau: S 275

$f_{ykl} = 275.00$ [MPa] Résistance de calcul
 $f_{ukl} = 430.00$ [MPa] Résistance à la traction

BOLONS

Classe = 8.8 Classe du boulon
 $d = 16$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 18$ [mm] Diamètre du trou de boulon
 $A_s = 1.57$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 2.01$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $f_{ub} = 800.00$ [MPa] Résistance à la traction
 $k = 1$ Nombre de colonnes des boulons
 $w = 3$ Nombre de rangées des boulons
 $e_1 = 40$ [mm] Niveau du premier boulon
 $p_1 = 60$ [mm] Entraxe

DROITE

POUTRE

Profilé:	IPÉ 270
Barre N°:	484
$\alpha =$	0.0 [Deg] Angle d'inclinaison
$h_{br} =$	270 [mm] Hauteur de la section de la poutre
$b_{br} =$	135 [mm] Largeur de la section de la poutre
$t_{wbr} =$	7 [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fbr} =$	10 [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_{br} =$	15 [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
$A_{br} =$	45.95 [cm ²] Aire de la section de la poutre
$I_{ybr} =$	5789.78 [cm ⁴] Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	S 275
$f_{ybr} =$	275.00 [MPa] Résistance de calcul
$f_{ubr} =$	430.00 [MPa] Résistance à la traction

ENCOCHE DE LA POUTRE

$h_1 =$	30 [mm] Encoche supérieur
$h_2 =$	0 [mm] Encoche inférieure
$l =$	140 [mm] Longueur de l'encoche

CORNIERE

Profilé:	CAE 100x10
$h_{kr} =$	100 [mm] Hauteur de la section de la cornière
$b_{kr} =$	100 [mm] Largeur de la section de la cornière
$t_{fkr} =$	10 [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la cornière
$r_{kr} =$	12 [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière
$l_{kr} =$	200 [mm] Longueur de la cornière
Matériau:	S 275
$f_{ykr} =$	275.00 [MPa] Résistance de calcul
$f_{ukr} =$	430.00 [MPa] Résistance à la traction

BOULONS

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE PRINCIPALE

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

Classe =	8.8	Classe du boulon
$d =$	16 [mm] Diamètre du boulon	
$d_0 =$	18 [mm] Diamètre du trou de boulon	
$A_s =$	1.57 [cm ²] Aire de la section efficace du boulon	
$A_v =$	2.01 [cm ²] Aire de la section du boulon	
$f_{ub} =$	800.00 [MPa] Résistance à la traction	
$k =$	1	Nombre de colonnes des boulons
$w =$	3	Nombre de rangées des boulons
$e_1 =$	40 [mm] Niveau du premier boulon	
$p_1 =$	60 [mm] Entraxe	

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

Classe =	8.8	Classe du boulon
$d =$	16 [mm] Diamètre du boulon	

Classe =	8.8	Classe du boulon
$d_0 =$	18 [mm]	Diamètre du trou de boulon
$A_s =$	1.57 [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	2.01 [cm ²]	Aire de la section du boulon
$f_{ub} =$	800.00 [MPa]	Résistance à la traction
$k =$	1	Nombre de colonnes des boulons
$w =$	3	Nombre de rangées des boulons
$e_1 =$	40 [mm]	Niveau du premier boulon
$p_1 =$	60 [mm]	Entraxe

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	1.10	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1.25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS

Cas: 26: 1.35G + 1.5 Q + 0.9 W 1/3 + 1*1.35+2*1.50+4*0.90

GAUCHE

$N_{b2,Ed} =$	-0.00 [kN]	Effort axial
$V_{b2,Ed} =$	64.82 [kN]	Effort tranchant
$M_{b2,Ed} =$	0.00 [kN*m]	Moment fléchissant

DROITE

$N_{b1,Ed} =$	-0.00 [kN]	Effort axial
$V_{b1,Ed} =$	45.67 [kN]	Effort tranchant
$M_{b1,Ed} =$	-0.00 [kN*m]	Moment fléchissant

RESULTATS

GAUCHE

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE PRINCIPALE

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} =$	60.2 [kN]	Résistance du boulon au cisaillement dans la partie filetée d'un boulon	$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_s \cdot m / \gamma_{M2}$
$F_{t,Rd} =$	90.4 [kN]	Résistance d'un boulon à la traction	$F_{t,Rd} = 0.9 \cdot f_u \cdot A_s / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la cornière

Direction x

$k_{1x} =$	2.50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	2.50 > 0.00		vérifié
$\alpha_{bx} =$	0.93	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	0.93 > 0.00		vérifié

$F_{b,Rd2x} = 127.41$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2.50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2.50 > 0.00$	vérifié
$\alpha_{bz} = 0.74$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$0.74 > 0.00$	vérifié
$F_{b,Rd2z} = 101.93$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE POUTRE PRINCIPALE – CORNIERE

cisaillement des boulons

$e = 53$ [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la cornière du centre de l'âme de la poutre	
$M_0 = 1.73$ [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = 0.5 * V_{b2,Ed} * e$
$F_{Vz} = 10.80$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant	$F_{Vz} = 0.5 * V_{b1,Ed} / n$
$F_{Mx} = 14.40$ [kN]	Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment	$F_{Mx} = M_0 * z_i / \sum z_i^2$
$F_{x2,E} = 14.40$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x2,Ed} = F_{Mx}$
$F_{z2,E} = 10.80$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z2,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{Ed} = 18.00$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{(F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2)}$
$F_{Rdx} = 127.41$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = F_{bRd2x}$
$F_{Rdz} = 101.93$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = F_{bRd2z}$
$ F_{x2,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 14.40 < 127.41$	vérifié (0.11)
$ F_{z2,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 10.80 < 101.93$	vérifié (0.11)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$18.00 < 60.29$	vérifié (0.30)

Traction des boulons

$e = 55$ [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale	
$M_{0t} = 1.78$ [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_{0t} = 0.5 * V_{b2,Ed} * e$
$F_{t,Ed} = 14.86$ [kN]	Effort de traction dans le boulon extrême	$F_{t,Ed} = M_{0t} * z_{max} / \sum z_i^2 + 0.5 * N_{b2,Ed} / n$
$F_{t,Ed} \leq F_{tRd}$	$14.86 < 90.43$	vérifié (0.16)

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$F_{v,Ed} = 18.00$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{v,Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{v,Ed}/F_{v,Rd} + F_{t,Ed}/(1.4 * F_{t,Rd}) \leq 1.0$	$0.42 < 1.00$	vérifié (0.42)

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 120.5$ [kN]	Résistance du boulon au cisaillement dans la partie filetée d'un boulon	$F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_s * m / \gamma_{M2}$
Pression du boulon sur la poutre		
Direction x		
$k_{1x} = 2.50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2.50 > 0.00$	vérifié
$\alpha_{bx} = 0.65$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0.65 > 0.00$	vérifié
$F_{b,Rd1x} = 58.86$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$
Direction z		

$k_{1z} = 2.50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2.50 > 0.00$	vérifié
$\alpha_{bz} = 0.83$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$0.83 > 0.00$	vérifié
$F_{b,Rd1z} = 75.68$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$
Pression du boulon sur la cornière		
Direction x		
$k_{1x} = 2.50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2.50 > 0.00$	vérifié
$\alpha_{bx} = 0.93$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0.93 > 0.00$	vérifié
$F_{b,Rd2x} = 254.81$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$
Direction z		
$k_{1z} = 2.50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2.50 > 0.00$	vérifié
$\alpha_{bz} = 0.74$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$0.74 > 0.00$	vérifié
$F_{b,Rd2z} = 203.85$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE CORNIERE

- POUTRE

cisaillement des boulons

$e = 55$ [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale	
$M_0 = 3.5$ [kN* 7 m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = M_{b2,Ed} + V_{b2,Ed} \cdot e$
$F_{Vz} = 21.61$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant	$F_{Vz} = V_{b1,Ed} / n$
$F_{Mx} = 29.71$ [kN]	Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment	$F_{Mx} = M_0 \cdot z_i / \sum z_i^2$
$F_{x2,Ed} = 29.71$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x2,Ed} = F_{Mx}$
$F_{z2,Ed} = 21.61$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z2,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{Ed} = 36.74$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} = 58.86$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 75.68$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 29.71 < 58.86$	vérifié (0.50)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 21.61 < 75.68$	vérifié (0.29)
$F_{Ed} \leq F_{V,Rd}$	$36.74 < 120.58$	vérifié (0.30)

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

(EFFORT TRANSVERSAL)

CORNIERE

$A_{nt} = 4.10$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} = 11.50$ [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} = 236.5$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

$$A_{nt} = 4.10 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire nette de la zone de la section en traction}$$

$$|0.5 \cdot V_{b2,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |32.41| < 236.51 \quad \text{vérifié} \quad (0.14)$$

POUTRE

$$A_{nt} = 1.72 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire nette de la zone de la section en traction}$$

$$A_{nv} = 7.92 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la zone de la section en traction}$$

$$V_{effRd} = 143.8 \text{ [kN]} \text{ Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous}$$

$$V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$$

$$|V_{b2,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |64.82| < 143.83 \quad \text{vérifié} \quad (0.45)$$

VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA CORNIERE

AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$$A_t = 10.00 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la zone tendue de la section brute}$$

$$A_{t,net} = 8.20 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire nette de la zone de la section en traction}$$

$$0.9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0}) \quad 0.74 > 0.73$$

$$W = 66.67 \text{ [cm}^3\text{]} \text{ Facteur élastique de la section}$$

$$M_{c,Rd} = 16.67 \text{ [kN}\cdot\text{m]} \text{ Résistance de calcul de la section à la flexion}$$

$$M_{c,Rd} = W \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$$

$$|M_0| \leq M_{c,Rd} \quad |1.78| < 16.67 \quad \text{vérifié} \quad (0.11)$$

$$A_v = 20.00 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section efficace en cisaillement}$$

$$A_{v,net} = 14.60 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section efficace nette en cisaillement}$$

$$A_v = I_a \cdot t_{fa}$$

$$A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0$$

$$V_{pl,Rd} = 288.68 \text{ [kN]} \text{ Résistance plastique de calcul pour le cisaillement}$$

$$V_{pl,Rd} = (A_v \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$$

$$|0.5 \cdot V_{b2,Ed}| \leq V_{pl,Rd} \quad |32.41| < 288.68 \quad \text{vérifié} \quad (0.11)$$

VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA POUTRE

AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$$A_t = 7.92 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la zone tendue de la section brute}$$

$$A_{t,net} = 5.54 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire nette de la zone de la section en traction}$$

$$0.9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0}) \quad 0.63 < 0.73$$

$$W_{net} = 60.12 \text{ [cm}^3\text{]} \text{ Facteur élastique de la section}$$

$$M_{c,Rdnet} = 15.03 \text{ [kN}\cdot\text{m]} \text{ Résistance de calcul de la section à la flexion}$$

$$M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$$

$$|M_0| \leq M_{c,Rdnet} \quad |3.57| < 15.03 \quad \text{vérifié} \quad (0.24)$$

$$A_v = 15.84 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section efficace en cisaillement}$$

$$A_{v,net} = 12.28 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section efficace nette en cisaillement}$$

$$A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0$$

$$V_{pl,Rd} = 228.63 \text{ [kN]} \text{ Résistance plastique de calcul pour le cisaillement}$$

$$V_{pl,Rd} = (A_v \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$$

$$V_{b2,Ed} \leq V_{pl,Rd} \quad |64.82| < 228.63 \quad \text{vérifié} \quad (0.28)$$

DROITE

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE PRINCIPALE

RESISTANCE DES BOULONS

$$F_{v,Rd} = 60.2 \text{ [kN]} \text{ Résistance du boulon au cisaillement dans la partie filetée d'un boulon}$$

$$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_s \cdot m / \gamma_{M2}$$

$$F_{t,Rd} = 90.4 \text{ [kN]} \text{ Résistance d'un boulon à la traction}$$

$$F_{t,Rd} = 0.9 \cdot f_u \cdot A_s / \gamma_{M2}$$

Pression du boulon sur la cornière

Direction x

$$k_{1x} = 2.50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2.50 > 0.00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bx} = 0.93 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0.93 > 0.00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd2x} = 127.41 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$$

Direction z

$$k_{1z} = 2.50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2.50 > 0.00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bz} = 0.74 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 0.74 > 0.00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd2z} = 101.93 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$$

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE POUTRE

PRINCIPALE – CORNIERE

cisaillement des boulons

$$e = 53 \text{ [mm]} \quad \text{Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la cornière du centre de l'âme de la poutre}$$

$$M_0 = 1.22 \frac{\text{[kN}^*\text{m]}}{\text{m}} \quad \text{Moment fléchissant réel} \quad M_0 = 0.5 \cdot V_{b2,Ed} \cdot e$$

$$F_{Vz} = 7.61 \text{ [kN]} \quad \text{Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant} \quad F_{Vz} = 0.5 \cdot |V_{b2,Ed}| / n$$

$$F_{Mx} = 10.14 \text{ [kN]} \quad \text{Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment} \quad F_{Mx} = |M_0| \cdot z_i / \sum z_i^2$$

$$F_{x1,Ed} = 10.14 \text{ [kN]} \quad \text{Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x} \quad F_{x1,Ed} = F_{Mx}$$

$$F_{z1,Ed} = 7.61 \text{ [kN]} \quad \text{Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z} \quad F_{z1,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$$

$$F_{Ed} = 12.68 \text{ [kN]} \quad \text{Effort tranchant résultant dans le boulon} \quad F_{Ed} = \sqrt{(F_{x,Ed})^2 + (F_{z,Ed})^2}$$

$$F_{Rdx} = 127.41 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x} \quad F_{Rdx} = F_{bRd2x}$$

$$F_{Rdz} = 101.93 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z} \quad F_{Rdz} = F_{bRd2z}$$

$$|F_{x1,Ed}| \leq F_{Rdx} \quad |10.14| < 127.41 \quad \text{vérifié} \quad (0.08)$$

$$|F_{z1,Ed}| \leq F_{Rdz} \quad |7.61| < 101.93 \quad \text{vérifié} \quad (0.07)$$

$$F_{Ed} \leq F_{v,Rd} \quad 12.68 < 60.29 \quad \text{vérifié} \quad (0.21)$$

Traction des boulons

$$e = 55 \text{ [mm]} \quad \text{Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale}$$

$$M_{0t} = 1.2 \frac{\text{[kN}^*\text{m]}}{\text{m}} \quad \text{Moment fléchissant réel} \quad M_{0t} = 0.5 \cdot V_{b1,Ed} \cdot e$$

$$F_{t,Ed} = 10.47 \text{ [kN]} \quad \text{Effort de traction dans le boulon extrême} \quad F_{t,Ed} = M_{0t} \cdot z_{\max} / \sum z_i^2 + 0.5 \cdot N_{b2,Ed} / n$$

$$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd} \quad 10.47 < 90.43 \quad \text{vérifié} \quad (0.12)$$

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$$F_{v,Ed} = 12.68 \text{ [kN]} \quad \text{Effort tranchant résultant dans le boulon} \quad F_{v,Ed} = \sqrt{(F_{x,Ed})^2 + (F_{z,Ed})^2}$$

$$F_{v,Ed}/F_{v,Rd} + F_{t,Ed}/(1.4 \cdot F_{t,Rd}) \leq 1.0 \quad 0.29 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.29)$$

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

RESISTANCE DES BOULONS

$$F_{v,Rd} = 120.5 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement dans la partie filetée d'un boulon} \quad F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_s \cdot m / \gamma_{M2}$$

Pression du boulon sur la poutre

Direction x

$k_{1x} = 2.50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$
 $k_{1x} > 0.0$ $2.50 > 0.00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0.65$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
 $\alpha_{bx} > 0.0$ $0.65 > 0.00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 58.86$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2.50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 2.5]$
 $k_{1z} > 0.0$ $2.50 > 0.00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 0.83$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
 $\alpha_{bz} > 0.0$ $0.83 > 0.00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1z} = 75.68$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la cornière

Direction x

$k_{1x} = 2.50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$
 $k_{1x} > 0.0$ $2.50 > 0.00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0.93$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
 $\alpha_{bx} > 0.0$ $0.93 > 0.00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 254.81$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2.50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 2.5]$
 $k_{1z} > 0.0$ $2.50 > 0.00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 0.74$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
 $\alpha_{bz} > 0.0$ $0.74 > 0.00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2z} = 203.85$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE CORNIERE

- POUTRE

cisaillement des boulons

$e = 55$ [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale

$M_0 = \frac{2.5}{1}$ [kN*m] Moment fléchissant réel $M_0 = V_{b1,Ed} * e$

$F_{Vz} = \frac{15.}{22}$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant $F_{Vz} = |V_{b2,Ed}| / n$

$F_{Mx} = \frac{20.}{93}$ [kN] Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment $F_{Mx} = |M_0| * z_i / \sum z_i^2$

$F_{x1,Ed} = \frac{20.}{93}$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x $F_{x1,Ed} = F_{Mx}$

$F_{z1,Ed} = \frac{15.}{22}$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z $F_{z1,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$

$F_{Ed} = \frac{25.}{89}$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon $F_{Ed} = \sqrt{(F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2)}$

$F_{Rdx} = \frac{58.}{86}$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x $F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$

$F_{Rdz} = \frac{75.}{68}$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z $F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$

$|F_{x,Ed}| \leq F_{Rdx}$ $|20.93| < 58.86$ **vérifié** (0.36)

$|F_{z,Ed}| \leq F_{Rdz}$ $|15.22| < 75.68$ **vérifié** (0.20)

$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$ $25.89 < 120.58$ **vérifié** (0.21)

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC (EFFORT TRANSVERSAL)

CORNIERE

$A_{nt} =$	4.10	[cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} =$	11.50	[cm ²]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} =$	236.5	[kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 * V_{b1,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 22.84 $	< 236.51	vérifié	(0.10)

POUTRE

$A_{nt} =$	1.72	[cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} =$	7.92	[cm ²]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} =$	143.8	[kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ V_{b1,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 45.67 $	< 143.83	vérifié	(0.32)

VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA CORNIERE

AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A_t =$	10.00	[cm ²]	Aire de la zone tendue de la sectionu brute	
$A_{t,net} =$	8.20	[cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$0.9 * (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y * \gamma_{M2}) / (f_u * \gamma_{M0})$	0.74	> 0.73		
$W =$	66.67	[cm ³]	Facteur élastique de la section	
$M_{c,Rd} =$	16.67	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	$M_{c,Rd} = W * f_{yp} / \gamma_{M0}$
$ M_0 \leq M_{c,Rd}$	$ 1.26 $	< 16.67	vérifié	(0.08)
$A_v =$	20.00	[cm ²]	Aire de la section efficace en cisaillement	$A_v = I_a * t_{fa}$
$A_{v,net} =$	14.60	[cm ²]	Aire de la section efficace nette en cisaillement	$A_{v,net} = A_v - n_v * d_0$
$V_{pl,Rd} =$	288.68	[kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	$V_{pl,Rd} = (A_v * f_y) / (\sqrt{3} * \gamma_{M0})$
$ 0.5 * V_{b1,Ed} \leq V_{pl,Rd}$	$ 22.84 $	< 288.68	vérifié	(0.08)

VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA POUTRE

AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A_t =$	7.92	[cm ²]	Aire de la zone tendue de la sectionu brute	
$A_{t,net} =$	5.54	[cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$0.9 * (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y * \gamma_{M2}) / (f_u * \gamma_{M0})$	0.63	< 0.73		
$W_{net} =$	60.12	[cm ³]	Facteur élastique de la section	
$M_{c,Rdnet} =$	15.03	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	$M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / \gamma_{M0}$
$ M_0 \leq M_{c,Rdnet}$	$ 2.51 $	< 15.03	vérifié	(0.17)
$A_v =$	15.84	[cm ²]	Aire de la section efficace en cisaillement	
$A_{v,net} =$	12.28	[cm ²]	Aire de la section efficace nette en cisaillement	$A_{v,net} = A_v - n_v * d_0$
$V_{pl,Rd} =$	228.63	[kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	$V_{pl,Rd} = (A_v * f_y) / (\sqrt{3} * \gamma_{M0})$
$ V_{b1,Ed} \leq V_{pl,Rd}$	$ 45.67 $	< 228.63	vérifié	(0.20)

VERIFICATION DE LA POUTRE PRINCIPALE

PRESSION DU BOULON SUR L'AME DE LA POUTRE PRINCIPALE

Direction x

$k_x = 2.50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_x = \min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$

$k_x > 0.0$ $2.50 > 0.00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 1.00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $1.00 > 0.00$ **vérifié**

$F_{b,Rdx} = 137.60$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rdx} = k_x * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_z = 2.50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_z = \min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 2.5]$

$k_z > 0.0$ $2.50 > 0.00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 0.86$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0.86 > 0.00$ **vérifié**

$F_{b,Rdz} = 118.49$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rdz} = k_z * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

FORCE RESULTANTE AGISSANT SUR LE BOULON DE RIVE

$F_{x,Ed} = 24.54$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x $F_{x,Ed} = F_{x1,Ed} + F_{x2,Ed}$

$F_{z,Ed} = 18.42$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z $F_{z,Ed} = F_{z1,Ed} + F_{z2,Ed}$

$|F_{x,Ed}| \leq F_{b,Rdx}$ $|24.54| < 137.60$ **vérifié** (0.18)

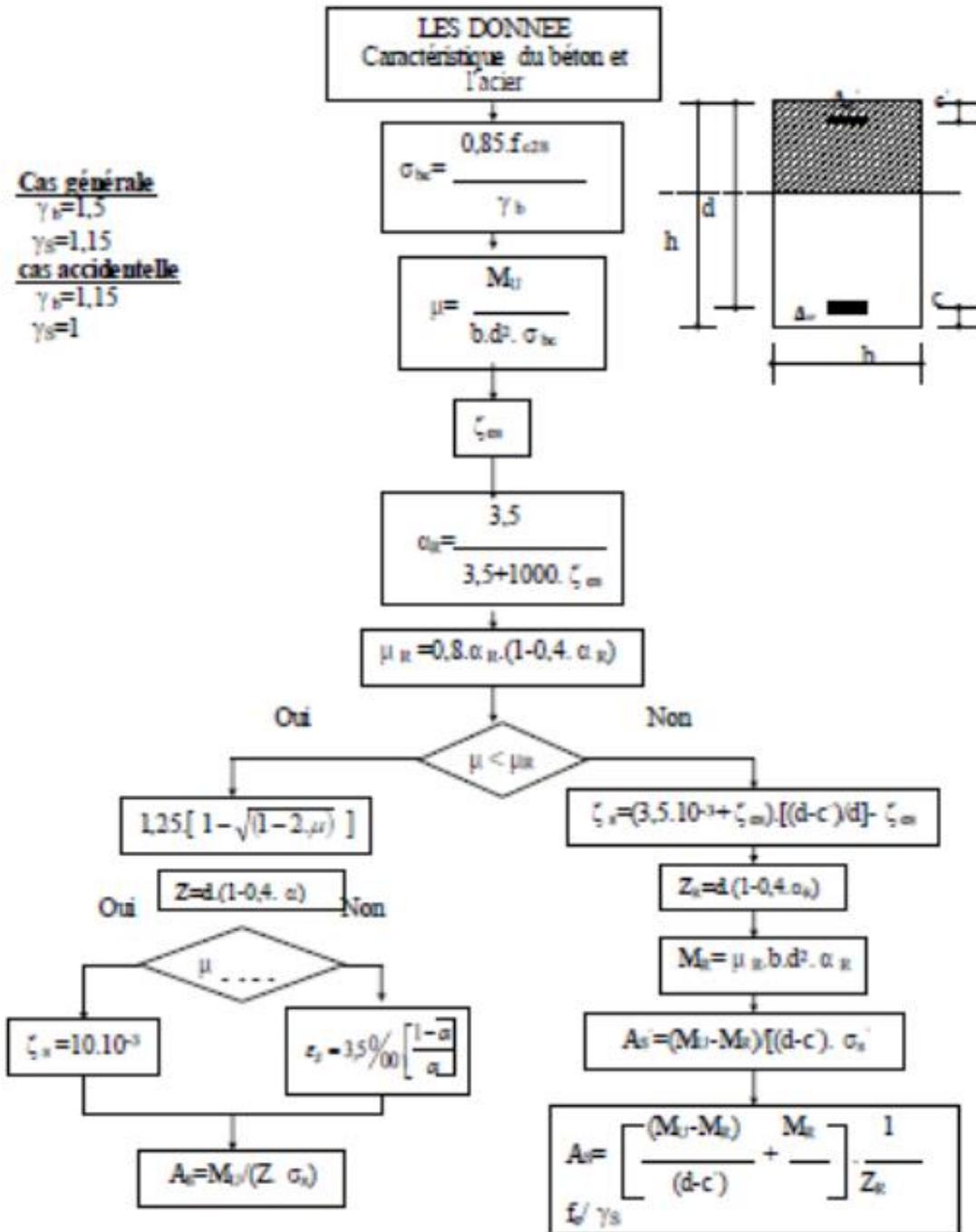
$|F_{z,Ed}| \leq F_{b,Rdz}$ $|18.42| < 118.49$ **vérifié** (0.16)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0.50

Annexe C

ORGANIGRAMME -1- SECTION RECTANGULAIRE A L'ELU EN FLEXION SIMPLE



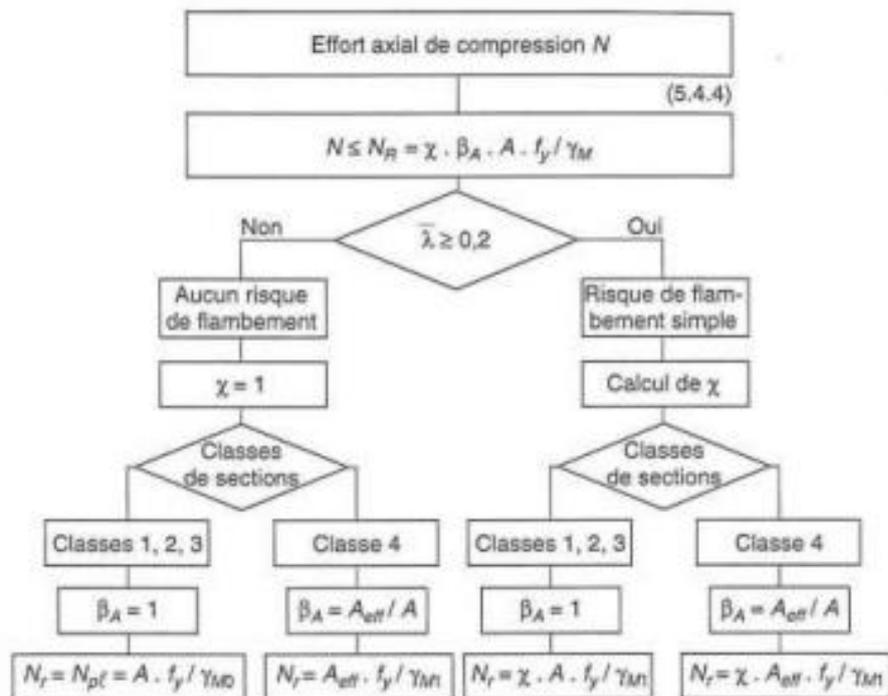
Annexe D

Φ (mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,7
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,72	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,38	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

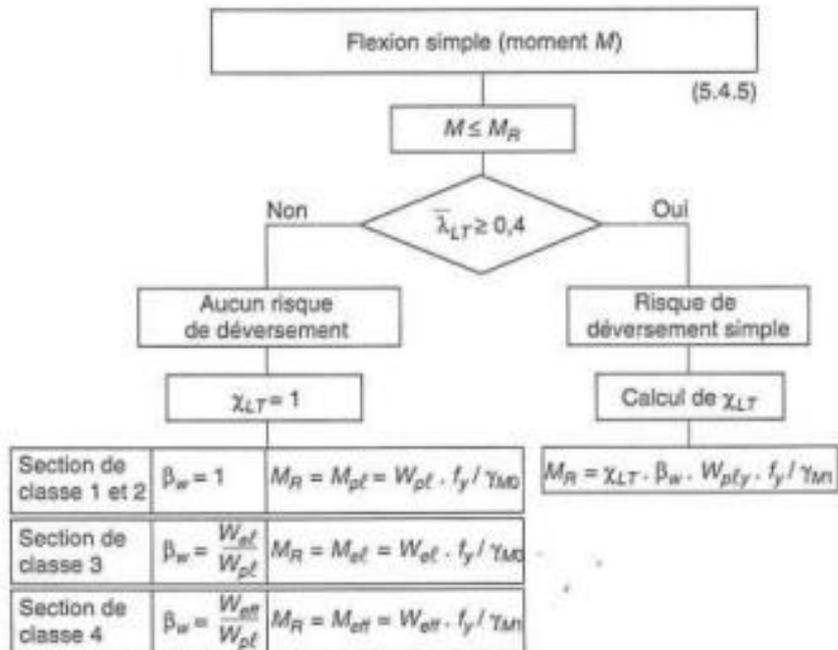
Annex E

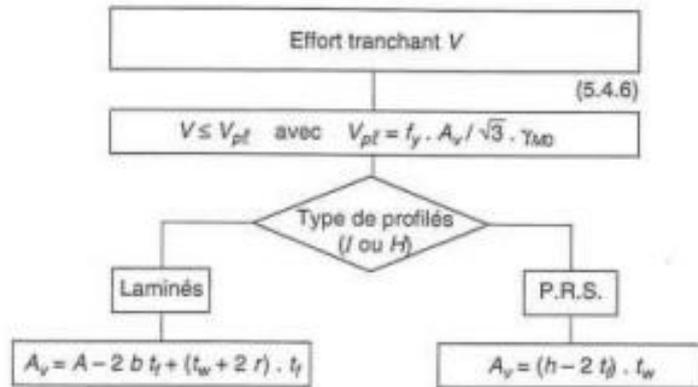
Valeur de χ en fonction de $\bar{\lambda}$

Coefficients de réduction				
$\bar{\lambda}$	Valeurs de χ pour la courbe de flambement			
	a	b	c	d
0,2	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9775	0,9641	0,9491	0,9235
0,4	0,9528	0,9261	0,8973	0,8504
0,5	0,9243	0,8842	0,8430	0,7793
0,6	0,8900	0,8371	0,7854	0,7100
0,7	0,8477	0,7837	0,7247	0,6431
0,8	0,7957	0,7245	0,6622	0,5797
0,9	0,7339	0,6612	0,5998	0,5208
1,0	0,6656	0,5970	0,5399	0,4671
1,1	0,5960	0,5352	0,4842	0,4189
1,2	0,5300	0,4781	0,4338	0,3762
1,3	0,4703	0,4269	0,3888	0,3385
1,4	0,4179	0,3817	0,3492	0,3055
1,5	0,3724	0,3422	0,3145	0,2766
1,6	0,3332	0,3079	0,2842	0,2512
1,7	0,2994	0,2781	0,2577	0,2289
1,8	0,2702	0,2521	0,2345	0,2093
1,9	0,2449	0,2294	0,2141	0,1920
2,0	0,2229	0,2095	0,1962	0,1766
2,1	0,2036	0,1920	0,1803	0,1630
2,2	0,1867	0,1765	0,1662	0,1508
2,3	0,1717	0,1628	0,1537	0,1399
2,4	0,1585	0,1506	0,1425	0,1302
2,5	0,1467	0,1397	0,1325	0,1214
2,6	0,1362	0,1299	0,1234	0,1134
2,7	0,1267	0,1211	0,1153	0,1062
2,8	0,1182	0,1132	0,1079	0,0997
2,9	0,1105	0,1060	0,1012	0,0937
3,0	0,1036	0,0994	0,0951	0,0882



- Figure 112 -





- Figure 113-B -

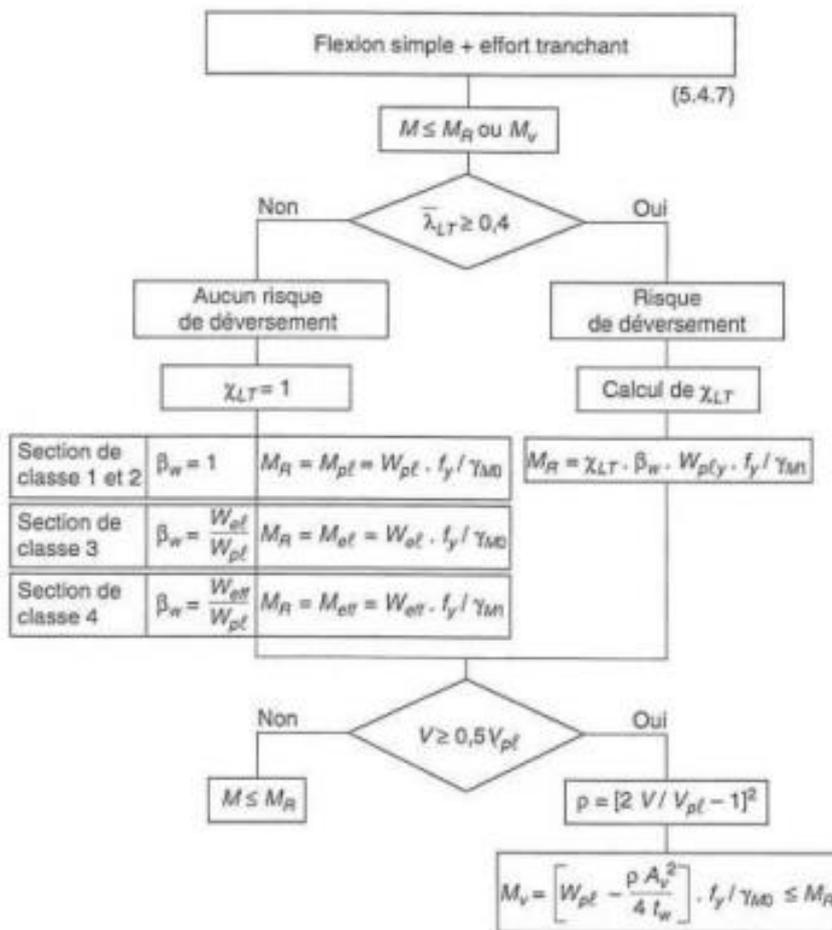


Tableau des caractéristiques du bac d'acier utilisé dans ce projet :

