

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 mixte

THÈME

ETUDE D'UN STRUCTURE METALIQUE A USAGE INDUSTRIEL
(REZ DE CHAUSSE + 8 ETAGES + SOUS-SOL)

Etudié et réalise par

FRAOUI Lina & BOUGHADAOUI Ihcene

Devant le jury composé de :

	U. Saad Dahleb-Blida	Président
	U. Saad Dahleb-Blida	Examineur
Mr. ZAHAF.A	U. Saad Dahleb-Blida	Promoteur

Blida, Juillet 2023.

REMERCIEMENTS

Tout d'abord, nous exprimons notre reconnaissance à Allah pour nous avoir accordé la patience jusqu'à la fin de nos études.

Nous souhaitons adresser nos sincères remerciements et notre reconnaissance à notre encadreur, M. ZAHAF, pour son attention, sa disponibilité, sa patience et ses précieux conseils tout au long de notre projet.

Nous tenons également à remercier :

Tous les enseignants de département de Génie Civil, pour leur contribution à notre formation.

Les membres du jury pour l'honneur qu'ils nous ont fait en participant à l'évaluation de notre mémoire de fin d'étude.

La société CR-Métal, ainsi que les ingénieurs de l'entreprise GCB, et tous les membres concernés pour leur soutien.

Nos familles, à qui nous exprimons nos remerciements et notre reconnaissance pour leur amour et leur soutien constants tout au long de notre parcours d'études.

Nous sommes profondément reconnaissants envers toutes ces personnes pour leur contribution essentielle à notre réussite

Lina.F & ihcene.B

Dédicace

Je dédie humblement ce travail aux personnes les plus chères à mon cœur, ma chère mère Samira et mon cher père Mustapha. Votre amour inconditionnel, vos encouragements constants et la confiance que vous avez placée en moi ont été des piliers essentiels dans la réalisation de ce projet.

Ma chère sœur Ichrak et son mari Burak

Chères sœurs Nihal et Zineb

Pour le soutien moral les encouragements continus que vous m'avez témoignés,

Ma meilleure amie Nesrine, qui a toujours été là pour moi avec son soutien inconditionnel. Et également à mes chères amies Hanane, Sonia, Ichrak, Amina, Aymen, Abdelhak, Mohamed, ainsi qu'à tous ceux qui occupent une place spéciale dans mon cœur,

À Mon binôme ihcene

Lina.F

Dédicace

A tous ceux que j'aime. C'est avec un très grand honneur que je dédie ce modeste travail aux personnes les plus chères au monde mes chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, Que dieu les protège A mon :

À mon Frère rafik

À Mes grands-parents

À Toute ma famille

À Mon binôme lina

À mes chères amies : nada et hidaia et tous ceux que j'aime

ihcene.B

ملخص

رسالة ماجستير الثاني تتناول دراسة مصنع دوائي يقع في منطقة وادي سمار دار البيضاء في ولاية الجزائر، والتي تصنف كمنطقة زلزالية من الدرجة 3 وفقًا للرموز واللوائح الزلزالية RPA99 الإصدار 2003.

يغطي المشروع مساحة هكتار واحد ويتكون من مبنى بأبعاد 23.5×57 مترًا مبنيا بإطار فولاذي . يبلغ ارتفاع المبنى الكلي 48 مترًا ويتألف من طابق سفلي وثمانية طوابق . يبلغ ارتفاع السقف لكل طابق 6 أمتار.

يتم تقوية الطابق السفلي بواسطة جدار حجري حولي وأعمدة مركبة من الصلب ذو مقطع HEB900. تغطي هذه الأعمدة بالخرسانة بنسبة 400 كجم/م³ وتتصل بواسطة ربطات تضمن الاتصال بين المواد الاثني . يتم دمج نواة مركزية بمساحة 6×7.50 مترًا في الهيكل لزيادة صلابتها أمام الجهود الزلزالية واللين.

تم تجهيز جميع واجهات المبنى بجدران ساترة محكمة لضمان النظافة وتجنب تلوث المنتجات . يتم حماية الشبكة الداخلية بواسطة أنابيب تهوية اصطناعية، وتتم عمليات التنقل باستخدام رافعات كهربائية . يسمح ارتفاع الطابق الكبير في المبنى بتهوية جيدة وتبريد فعال للآلات، بالإضافة إلى تخزين المنتجات.

لقد تم استخدام الرموز واللوائح الزلزالية RPA99 الإصدار 2003 والمعايير الأوروبية EC3/EC4 في حسابات وتحليل الهيكل المعدني . ولضمان وتأكيد الدراسة الديناميكية للهيكل، تم استخدام برنامج ROBOT الإصدار 2020 لتحديد التحميلات المختلفة) الحمولات الدائمة والتشغيلية والزلزالية .(تتم تأمين المقاومة للزلازل من خلال استخدام هياكل مرتبطة بنظام

Résumé

Notre thèse de master porte sur l'étude d'une usine pharmaceutique située dans la zone d'OUED SMAR DAR BEIDA, dans la wilaya d'Alger, classée en zone sismique 3, selon le RPA99 version 2003.

Le projet s'étend sur une superficie d'un hectare et se compose d'un bâtiment de dimensions 23,5x57 mètres, construit en charpente métallique. Le bâtiment a une hauteur totale de 48 mètres est composé d'un sous-sol et de huit étages. Chaque étage a une hauteur sous plafond de 6 mètres. Le sous-sol est renforcé par un voile périphérique et des poteaux mixtes en acier de profil HEB900. Ces poteaux sont enrobés dans du béton dosé à 400 kg/m³ et sont reliés par des connecteurs assurant la liaison entre les deux matériaux. Un noyau central, d'une surface de 7,50x6 mètres, est intégré à la structure pour augmenter sa rigidité face aux efforts sismiques et à la torsion.

Toutes les façades du bâtiment sont équipées de murs rideaux bien joints pour assurer l'hygiène et éviter la contamination des produits. Le réseau intérieur est protégé par des gaines de ventilation artificielle, et les déplacements se font à l'aide de chariots élévateurs électriques. La hauteur d'étage importante du bâtiment permet une bonne ventilation et un bon refroidissement des machines, ainsi que le stockage des produits.

Pour les calculs et les vérifications de la structure métallique le RPA99V2003 et le EC3/EC4 ont été utilisés, et pour assurer et valider l'étude dynamique de la structure nous avons utilisé le logiciel ROBOT VERSION 2020, afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique). Le contreventement est assuré par les portiques associés avec les systèmes CV X.

Mot clés : Charpente métallique, CCM97, Etude dynamique.

Abstract

Our Master's thesis focuses on the study of a pharmaceutical factory located in the OUED SMAR DAR BEIDA area, in the province of Algiers, classified as seismic zone 3 according to RPA99 version 2003.

The project covers an area of one hectare and consists of a building with dimensions of 23.5x57 meters, constructed with a steel frame. The building has a total height of 48 meters and comprises a basement and eight floors, with each floor having a ceiling height of 6 meters.

The basement is reinforced with a peripheral wall and steel composite columns with an HEB900 profile. These columns are encased in concrete with a mix of 400 kg/m³ and are connected by connectors to ensure the bond between the two materials. A central core, with a surface area of 7.50x6 meters, is integrated into the structure to increase its rigidity against seismic forces and torsion.

All building facades are equipped with well-sealed curtain walls to ensure hygiene and prevent product contamination. The internal network is protected by artificial ventilation ducts, and movement is facilitated by electric forklifts. The significant floor height of the building allows for proper ventilation and cooling of machinery, as well as product storage.

For the calculations and verification of the steel structure, RPA99V2003 and EC3/EC4 were used. To ensure and validate the dynamic study of the structure, the software ROBOT VERSION 2020 was employed to determine the various stresses resulting from loads (permanent, operational, and seismic loads). The bracing is provided by the portal frames associated with the CV X systems.

Key words: Metal frame, CCM97, Dynamic study.

Table des matières

REMERCIEMENTS

Dédicace

Résumé

Liste des Figures

Liste des Tableaux

Liste des Symboles

INTRODUCTION GENERALE 1

CHAPITRE I :PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1. Introduction	4
I.2. Présentation Du Projet	4
I.3. Conception de l'ouvrage	4
I.3.1. Conception Architecturale	4
I.3.2 Conception structurale.....	7
I.4.Caracteristiques des matériaux.....	9
I.4.1. Béton	9
I.4.2. Acier	11
I.5. Règlement Utilises.....	14
I.6. Conclusion.....	15

Chapitre II :Prédimensionnement des éléments Principaux

II.1. Introduction.....	17
II.2. Les Planchers	17
II.3. Méthode De Calcul.....	17
II.4. Estimation des charges des plancher	18
II.5. Prédimensionnement des solives.....	20
II.5.1. Solive de terrasse inaccessible.....	20
II.5.2. Plancher étage courant	28
II.5.3. Solive étage courant	35
II.6. Calcul des connecteurs (connexion totale)	43
II.6.1. Détermination de Prd	43
II.6.2. Influence du sens du bac d'acier.....	43
II.6.3. Effort tranchant repris par les goujons Détermination de R_L	44
II.7. Prédimensionnement des poutres principale.....	45
II.7.1. Prédimensionnement Poutre principale du plancher terrasse.....	45
II.7.2. Prédimensionnement Poutre principale du plancher étage courant	52
II.7.3. Prédimensionnement poutre principale du plancher étage courant	61
II.8. Calcul des connecteurs (connexion totale)	66
II.8.1. Détermination de Prd	66
II.8.2. Influence du sens du bac d'acier.....	66
II.8.3. Effort tranchant repris par les goujons Détermination de R_L	67
II.9. Prédimensionnement des poteaux	68

II.9.1. Principe de calcul.....	68
II.9.2. Étapes de prédimensionnement	68
II.9.3. La Descente des charges	69
II.9.4. Pré dimensionnement de poteau central.....	71
III.1. Introduction	76
III.2. Domaine d'application du DTR.....	76
III.3. Présentation de l'ouvrage	76
III.4. Étude de la neige	77
III.4.1. Calcul la charge de neige	77
III.5. Étude au vent	77
III.5.1. La pression dynamique de pointe	78
III.5.2. La vitesse de référence de vent $V_{réf}$	79
III.5.3. Intensité de turbulence $I_v (Z)$	79
III.5.4. Catégorie de terrain	79
III.5.5. Coefficient de topographie C_t	80
Pression dynamique de pointe	81
III.5.6. Calcul de la pression due au vent	82
La pression aérodynamique	88

Chapitre IV :Etude dynamique et sismique

IV.1. Introduction	90
IV.2. Objectifs de l'étude dynamique	90
IV.3. Étude sismique.....	90
IV.3.1. Modélisation de rigidité	91
IV.3.2. Modélisation de la masse	91
IV.4. Choix de la méthode de calcul.....	91
IV.4.1. La méthode d'analyse modale spectrale.....	92
IV.5. Vérification de la structure	94
IV.5. 1. Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente.....	94
IV.6. Résultats de l'analyse sismique	99
IV.6.1. Model initial	99
IV.6.3. Model final:.....	106
IV.7. Conclusion.....	112
V.1. Introduction.....	114
V.2. Les Combinaisons De Charge.....	114
V.3. Les Phénomènes D'instabilité	116
V.4. Vérification Des Poteaux.....	118
V.4.1 Exemple de calcul.....	118
V.4.1. Vérification du flambement	119
V.5. Vérification des poutres principales.....	123
V.5.1. Vérification des poutres principales (ipe500)	124
V.5.2. Vérification des poutres principales de terrasse (ipe500)	126
V.6. Vérification Poutre secondaire (IPE270).....	129
V.6.1. Vérification de la résistance	130

V.7. Système d'ossature contreventée par cadre ductiles et palées en x	132
V.7.1. Vérifications des contreventements en X.....	133
V.8. Ferrailage de Noyau Central.....	136
V.8.1. Combinaison.....	136
V.8.2. Prescriptions imposées par RPA99/2003	136
V.8.3. Méthode de calcul des voiles de noyau central	138
V.8.4. Méthode de Ferrailage	139
V.8.5. Ferrailage	140
VI.1. Introduction	149
VI.2. Modes d'assemblages	149
VI.3. Les Assemblages	151
VI.3.1. Assemblage poutre-solive.....	152
VI.4. Assemblage entre élément métallique et noyau en béton Arme.....	167
VI.4.1. Introduction.....	167
VI.4.2. Les moyennes de fixation	168
VI.4.3. Choix de la méthode de calculs.....	170
VI.5. Assemblage pied de poteau	174
VI.5.1. Pied de poteau de HEB900	174
V.6. Conclusion	183
VII.1 Etude du voile périphérique	185
VII.1.1 Introduction.....	185
VII.1.2. Prédimensionnement	185
VII.1.3. Évaluation des charges	185
Avec :	188
VII.2. Poteaux mixtes	191
VII.2.1 Introduction.....	191
VII.2.2. Etude des poteaux mixtes	191
VII.2.3. Pre-dimensionnement du poteau mixte	192
5.Calcul déclanchement réduit :	195

Chapitre VIII :Etude de fondation

VIII.1. Introduction.....	198
VIII.2. Choix du type de fondation.....	198
VIII.3. Facteur intervenant dans le calcul des fondations.....	198
VIII.4. Fondation superficielle	199
VIII.4.1. Type des fondation superficielles	199
VIII.4.2. Calcul des fondations	199
VIII.4.3. Semelle filante	200
VIII.4.4. Raider général.....	202
1.2 Calcul du ferrailage :	210
Conclusion	212

Conclusion générale 213

Référence bibliographique

Annexes

Liste des Figures

Figure I. 1: Vue transversal étage courant usine.	5
Figure I. 2: Vue transversale étage courant administration.	5
Figure I. 3: Vue longitudinal.	6
Figure I. 4: vue longitudinal droit.	7
Figure I. 5:vue longitudinal gauche.	7
Figure I. 6: Eléments constructifs d'un plancher.	8
Figure I. 7: Diagramme contraintes-déformation ELU.	11
Figure I. 8: Diagramme contraintes / Déformations de l'Acier.	12
Figure I. 9 :Caractéristiques de HI-BOND55-750.	13
Figure I. 10: Connecteur type goujon soudé.	14
Figure II. 1: Schéma statique de la solive.	22
Figure II. 2: Largeur participante de la dalle 25	25
Figure II. 3: Schéma statique de la solive.	29
Figure II. 4: Largeur participante de la dalle.	33
Figure II. 5: Largeur participante de la dalle.	40
Figure II. 6: La position de la poutre principale.	45
Figure II. 7 : Schéma statique de réaction des solives sur la poutre principale.	47
Figure II. 8: Largeur participant de la dalle.	50
Figure II. 9: Largeur participante de la dalle.	59
Figure II. 10: Largeur participante de la dalle.	64
Figure II. 11: Position du poteau le plus sollicité.	69
Figure II. 12: Schéma statique du poteau des étages.	72
Figure II. 13: Schéma poteau pour RDC Error! Bookmark not defined.	
Figure III. 1: Représentation des coefficients Cpe sur les différentes zones(V1).	84
Figure III. 2: Légende pour la paroi verticale la toiture (V1)	85
Figure III. 3: Légende pour la paroi verticale(v2).	87
Figure IV. 1: Structure auto stable.	99
Figure IV. 2: Vue 3D du modèle avec la stabilité en X.	101
Figure IV. 3: Vue 3D du modèle avec un noyau est les stabilités en X.	103
Figure IV. 4: Vue 3D de noyau.	104

Figure IV. 5: Modification de la structure vu en 3D.....	106
Figure IV. 6: Mode 1 translation sens x-x vu 3D.....	110
Figure IV. 7: Mode 2 translation sens y-y vu 3D.....	111
Figure IV. 8: Mode 3 torsion autour de Z.....	111
Figure V. 1: Vue en plan de la structure.....	114
Figure V. 2: Vue en 2D suivant YZ.....	115
Figure V. 3: Vue en 2D suivant XZ.....	115
Figure V. 4: Phénomène du flambement.....	116
Figure V. 5: Phénomène du déversement.....	116
Figure V. 6:Facteurs de distribution de la rigidité.....	117
Figure V. 7: poteaux RDC (D-3).....	118
Figure V. 8: Portique principale.....	123
Figure V. 9: La position la poutre IPE500.....	124
Figure V. 10 :Diagramme des moments de la poutre IPE500 la plus sollicité.....	124
Figure V. 11:Diagramme de l'effort tranchant.....	125
Figure V. 12: La position la poutre IPE500.....	126
Figure V. 13: Diagramme des moments.....	127
Figure V. 14: Diagramme de l'effort tranchant.....	127
Figure V. 15: Portique secondaire.....	129
Figure V. 16: Diagramme des moments.....	130
Figure V. 17: Diagramme de l'effort tranchant.....	130
Figure V. 18: Système de contreventement en X.....	132
Figure V. 19: Contreventement au niveau des rampes sens xx.....	133
Figure V. 20:Contreventement intérieur au niveau des rampes sens yy.....	133
Figure V. 21 :Contreventement en X la plus sollicité.....	133
Figure V. 22: Diagramme de l'effort.....	135
Figure V. 23: Modèle générale d'un voile.....	136
Figure V. 24: Disposition des armatures verticales dans le voile.....	139
Figure V. 25:Coupe de voile en élévation.....	140
Figure V. 26:Schéma des contraintes.....	142
Figure V. 27: Ferrailage vertical de la zone 1.....	143
Figure V. 28: Ferrailage vertical de la zone 2.....	145
Figure V. 29: Ferrailage vertical de la zone 3.....	146

Figure VI. 1: Position des assemblage.	151
Figure VI. 2: assemblage poutre solive IPE270-IPE500.....	152
Figure VI. 3: Schéma assemblage poutre solive IPE270-IPE500.....	155
Figure VI. 4: Assemblage poteau-poutre secondaire (HEB900– IPE270).....	155
Figure VI. 5: Assemblage poteau-poutre secondaire (HEB900– IPE270).....	156
Figure VI. 6:Assemblage de diagonale X.....	159
Figure VI. 7:Assemblage poteau-poutre IPE500- HEB550	161
Figure VI. 8: Assemblage poteau-poutre IPE500- HEB550	164
Figure VI. 9: Pièce d'appuis boulonnée	168
Figure VI. 10: Pièce d'appui scellée.	168
Figure VI. 11:Pièce d'appuis chevillée	169
Figure VI. 12: Pièce d'appuis cornière.....	169
Figure VI. 13: Encrage d'un demi-poteau	170
Figure VI. 14 : Soudure poutre sur la platine	173
Figure VI. 15: Vue d'assemblage pied de poteau HEA550	174
Figure VI. 16: Schema de assemblage pied de Poteau	176
Figure VII. 1: Plan de 1 ^{er} sous-sol	185
Figure VII. 2: Vue illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité.....	186
Figure VII. 3: Schéma de ferrailage longitudinal	190
Figure VII. 4: Schéma de ferrailage transversal.	190
Figure VII. 5: Poteau partiellement ou totalement enrobé	191
Figure VII. 6: Sections transversale de poteau entièrement enrobé.....	193
Figure VIII. 1: Les différents types de fondations superficielles.	199
Figure VIII. 2: schéma de semelle filant.	200
Figure VIII. 3: entraxe de la vue de sous-sol.....	200
Figure VIII. 4: Disposition des nervures par rapport à la dalle et aux poteaux.....	202
Figure VIII. 5: Schéma du radier.	210
Figure VIII. 7: Ferrailage de la dalle du radier.	212

Liste des Tableaux

Tableau I. 1: Valeurs nominales de F_y & F_u pour les profilés	13
Tableau I. 2 : Valeurs nominales de f_y pour le ferrailage	13
Tableau I. 3: Caractéristiques de HI-BOND55-750.....	13
Tableau II. 1: Caractéristiques du profile IPE 270.....	21
Tableau II. 2 : Caractéristiques du profile IPE 270.....	28
Tableau II. 3:Caractéristiques du profile IPE 270.....	36
Tableau II. 4: Caractéristiques du profile IPE 450.....	46
Tableau II. 5: Caractéristiques du profilé (IPE500)	56
Tableau II. 6: Caractéristiques du profilé (IPE500).....	61
Tableau II. 7: La descente de charge permanente de poteau central.	70
Tableau II. 8: La charge d'exploitation de poteau centrale	71
Tableau II. 9: Les efforts normaux, la section et le profilé des poteaux	72
Tableau II. 10: Facteur d'imperfection α	73
Tableau II. 11: Les vérifications du flambement pour poteau central	74
Tableau II. 12: choix des profiles.....	74
Tableau III. 1: Coefficients de forme-Toitures à versants multiples.....	77
Tableau III. 2: Valeur de la pression dynamique de référence	78
Tableau III. 3: La vitesse de référence de vent $V_{réf}$	79
Tableau III. 4: Définition des catégories de terrain.....	80
Tableau III. 5: Définition catégorie de terrain	80
Tableau III. 6: Coefficient de rugosité	81
Tableau III. 7: Coefficient topographique	81
Tableau III. 8: Coefficient Intensité de turbulence	82
Tableau III. 9:Coefficient d'exposition	82
Tableau III. 10:Tableau Récapitulatif :	82
Tableau III. 11: Les surfaces et les valeurs de C_{pe} pour les parois verticales- sensV1.	83
Tableau III. 12: Récapitulatif (V1).....	84
Tableau III. 13 :Les surface et les valeurs des pressions C_{pe} pour les différentes zones de terrasse inaccessible-sens(V1).	85
Tableau III. 14 :Récapitulatif (V2).....	86

Tableau III. 15:Les surfaces et les valeurs de C_{pe} pour les parois verticales- sens V1	86
Tableau III. 16: Récapitulatif(V1).....	87
Tableau III. 17: Valeurs des pressions C_{pe} pour les différentes zones de terrasse sous V2.	87
Tableau IV. 1: Périodes caractéristiques associée à la catégorie du site	95
Tableau IV. 2:Choix de la période de calcul	96
Tableau IV. 3: Facteurs de qualité	97
Tableau IV. 4: Présentation des éléments de structure.....	100
Tableau IV. 5: Période et facteurs de participation massique du modèle initial.....	100
Tableau IV. 6: Période et facteurs de participation massique du 2eme modèle	102
Tableau IV. 7: changement des éléments de structure	103
Tableau IV. 8 : Période et facteurs de participation massique du 3eme modèle	104
Tableau IV. 9 :Vérification de déplacement inter étages selon x-x.	105
Tableau IV. 10 : Vérification de déplacement inter étages selon y-y.	105
Tableau IV. 11:Les périodes et les facteurs de participation massique.....	107
Tableau IV. 12: Vérification de déplacement inter étages selon x-x.	108
Tableau IV. 13:Vérification de déplacement inter étages selon y-y.	108
Tableau IV. 14: Vérification de l'effet $P-\Delta$ (effet de second ordre) selon x-x	109
Tableau IV. 15 :Vérification de l'effet $P-\Delta$ (effet de second ordre) selon y-y..	109
Tableau IV. 16: Vérification l'effort a la base	109
Tableau IV. 17: Base de réaction.	110
Tableau IV. 18: Vérification de effort tranchant a la base	110
Tableau V. 1:Caractéristique de profile HEB900	118
Tableau V. 2: Les valeurs des efforts internes	119
Tableau V. 3: Vérification du Poteau au flambement composé	121
Tableau V. 4: Les valeurs des efforts internes	121
Tableau V. 5: Vérification du poteau au flambement compose.....	122
Tableau V. 6: Les valeurs des efforts internes	122
Tableau V. 7: Vérification du poteau au flambement composé.....	122
Tableau V. 8: Choix final des poteaux	123
Tableau V. 9:Calcule de l'axe neutre.	128
Tableau V. 10: Vérification de la flexion.	128

Tableau V. 11: Vérification de l'effort tranchant	128
Tableau V. 12: Caractéristiques de profilé UPN300.....	131
Tableau V. 13: Vérification de noyaux	135
Tableau V. 14: Zone de calcul pour le ferrailage des voiles	140
Tableau V. 15 : Choix d'armature des voiles du zone 1	143
Tableau V. 16: Armature horizontales voile	144
Tableau V. 17: Choix d'armature des voiles du zone 2	144
Tableau V. 18: Armature horizontales voile zone 2.....	145
Tableau V. 19: Choix d'armature des voiles du zone 3	145
Tableau V. 20: Armature horizontales voile zone 3.....	146
Tableau V. 21: Vérification de la contrainte de cisaillement	146
Tableau VI. 1: Classes des boulons.....	150
Tableau VI. 2: Caractéristiques géométriques des boulons.....	150
Tableau VI. 3: Caractéristique géométriques	173
Tableau VII. 1: Tableau des moments en travée a ELU et ELS.....	187
Tableau VII. 2: Tableau des moments en appui à ELU et ELS.....	188
Tableau VII. 3: Ferrailage de voile périphérique.....	189
Tableau VII. 4: Calcul des contraintes du voile périphérique.....	190
Tableau VIII. 1: Calcul de la surface nécessaire pour la semelle filante	201
Tableau VIII. 2: Contraintes sous le radier à l'ELU	208
Tableau VIII. 3: Contraintes sous le radier à l'ELS	208
Tableau VIII. 4: Calcul des moments à l'ELU et ELS	210
Tableau VIII. 5: Ferrailage des panneaux du radier.....	211
Tableau VIII. 6: Ferrailage des panneaux du radier.....	211

Liste des Symboles

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

W_{pl} : Module de résistance plastique.

W_{el} : Module de résistance élastique.

f_u : Résistance à la traction.

l : Longueur d'une pièce.

L_f : Longueur de flambement.

r : Rayon d'une section circulaire.

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

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

Z : Hauteur au-dessus du sol.

z_0 : Paramètre de rugosité.

z_{eq} : Hauteur équivalente.

Z_{min} : Hauteur minimale.

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

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

β_w : Facteur de corrélation.

β_M : Facteur de moment uniforme équivalent.

β_j : Coefficient relatif à la liaison.

γ_M : Coefficient de sécurité.

λ : Élancement.

λ_{LT} : Élancement de déversement.

α : Facteur d'imperfection.

\varnothing : Rotation.

\varnothing_{LT} : Rotation de déversement.

η : Contrainte limite de cisaillement en élasticité.

ε : Coefficient de réduction élastique de l'acier.

ζ_a : Contrainte de l'acier.

ζ_b : Contrainte du béton.

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

η : Facteur de correction d'amortissement.

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

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

μ : Coefficient de forme de la charge de neige.

INTRODUCTION GENERALE

Le développement actuel que le monde traverse nous pousse à innover et à accélérer dans tous les secteurs, en particulier dans le domaine de la construction. L'objectif est de "rechercher des solutions plus hautes, plus rapides et plus légères".

L'Algérie, de son côté, tente de s'adapter à ce développement en introduisant la charpente métallique dans le secteur de la construction, en raison de ses bonnes caractéristiques et de ses nombreux avantages, parmi lesquels on peut citer :

- La grande résistance de l'acier à la traction qui permet de franchir de grandes portées.
- La bonne tenue au séisme grâce à sa bonne ductilité
- L'acier est un produit recyclable, et les structures en acier sont facilement démontables et les différents éléments peuvent être réutilisés.
- Possibilités architecturales plus étendues que le béton.

Par contre, les principaux inconvénients de l'acier sont : sa corrodabilité et de sa faible résistance au feu.

Dans le présent mémoire nous allons essayer d'appliquer toutes les connaissances acquises durant notre cursus à l'université SAAD DAHLAB. BLIDA. Sur un projet réel.

Pour cela, ce projet de fin d'étude est subdivisé en plusieurs chapitres présentant chacun un objectif différent ;

En premier lieu une brève présentation de la structure, les différents matériaux utilisés aussi que les règlements techniques, Juste après avoir déduit les charges, les surcharges d'exploitation de la structure et Le pré dimensionnement des éléments, tels que les poteaux, les poutres et les solives sont présentés dans le chapitre deux alors que le 3eme chapitre comporte l'étude de l'ouvrage sous la neige et le vent. En plus du calcul statique, nous allons essayer de chercher un bon comportement dynamique de notre structure ce qui fera l'objet de 4ème chapitre on modélise la structure par logiciel ROBOT 2020 et on retiendra le bon si non le meilleur modèle qui offre à la structure un comportement dynamique qui satisfait les critères imposés par les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version 2003). Le chapitre 5 ème porte sur la vérification au flambement et de l'ossature en charpente métallique. Le calcul des ferraillements des éléments résistants, fondé sur les résultats du logiciel. Le 6ème chapitre traite les différents assemblages des éléments de la structure. Le

7^{ème} Chapitre se basera sur l'étude de sous-sol Etude d'infrastructure en fin le 8^{ème} chapitre des fondations, À cause de l'irrégularité en élévation d'a structure le choix optimal des fondations a été vraiment discuté afin d'aboutir à une solution. On a chevé le travail par une conclusion générale qui résumé l'essentiel de notre travail

CHAPITRE I
PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1. Introduction

Notre projet de fin d'étude consiste à dimensionner et étudier un usage de R+8 étages avec sous-sol en charpente métallique. Cet ouvrage est implanté à OUAD SMAR dans la wilaya d'Alger, classer en zone sismique III (forte sismicité) selon le règlement parasismique algérien RPA99 2003. Notre étude comporte quatre grandes parties. Dans ce chapitre nous ferons une présentation de toutes les données relatives au projet.

I.2. Présentation Du Projet

Cette structure est à usage industrielle située à OUAD SMAR : wilaya d'Alger. Composée de

- D'un côté de bloc administrative et autre cote d'usine
- D'un RDC
- 8 étages divisés en partie administrative et grande partie pour l'usine
- Un sous-sol qui sert pour stockage de la matière première
- Une terrasse inaccessible.
- Dans notre étude on a utilisé les règles de calculs Neige et Vent « **DTR/2003** ».

I.3. Conception de l'ouvrage

I.3.1. Conception Architecturale

Cet ouvrage est constitué de :

- sous-sol utilisé : pour stockage de matière première
- RDC est destiné pour : usine
- Du 1^{er} étage au 8^{ème} étages (partie 1) : usine
- Du 1^{er} étage au 6^{ème} étage partie administrative

Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

I. 3.1.1. Dimension en élévation

- Hauteur de RDC6m
- Hauteur du 1^{er} étage au 6^{ème} étage 6m
- Hauteur d'étage au milieu des étages 3m cote administrative
- Hauteur sous-sol 4.30m
- Hauteur du 7^{ème} et 8^{ème} étage 3 m
- Hauteur Totale48m
- Ecartement des portiques7,5m et 6m

I.3.1.2. Dimension en plan

- Longueur Totale..57m
- Largeur Totale..23,5m

I.3.1.3. Les Coupes

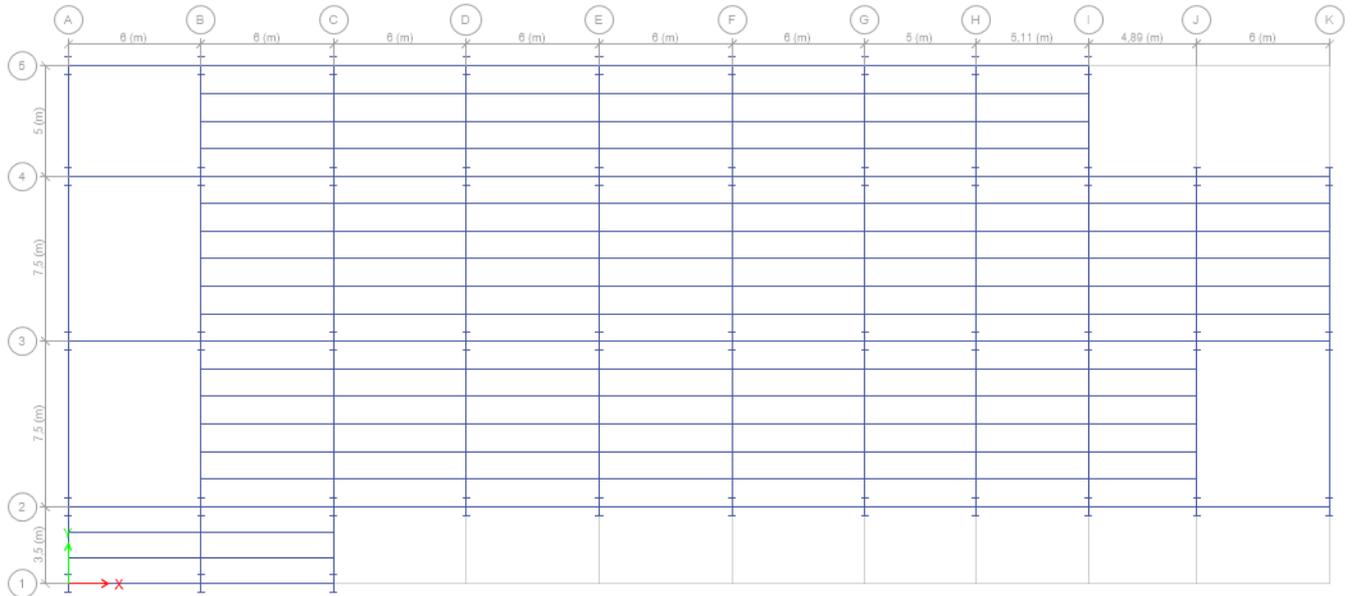


Figure I. 1: Vue transversal étage courant usine.

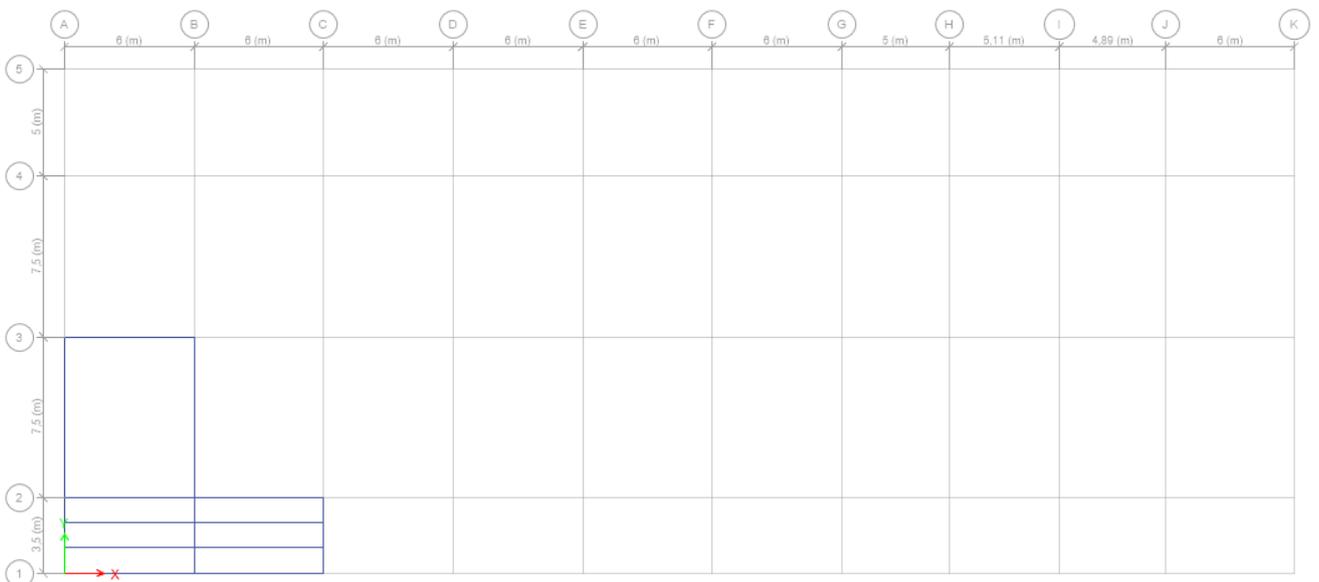


Figure I. 2: Vue transversale étage courant administration.

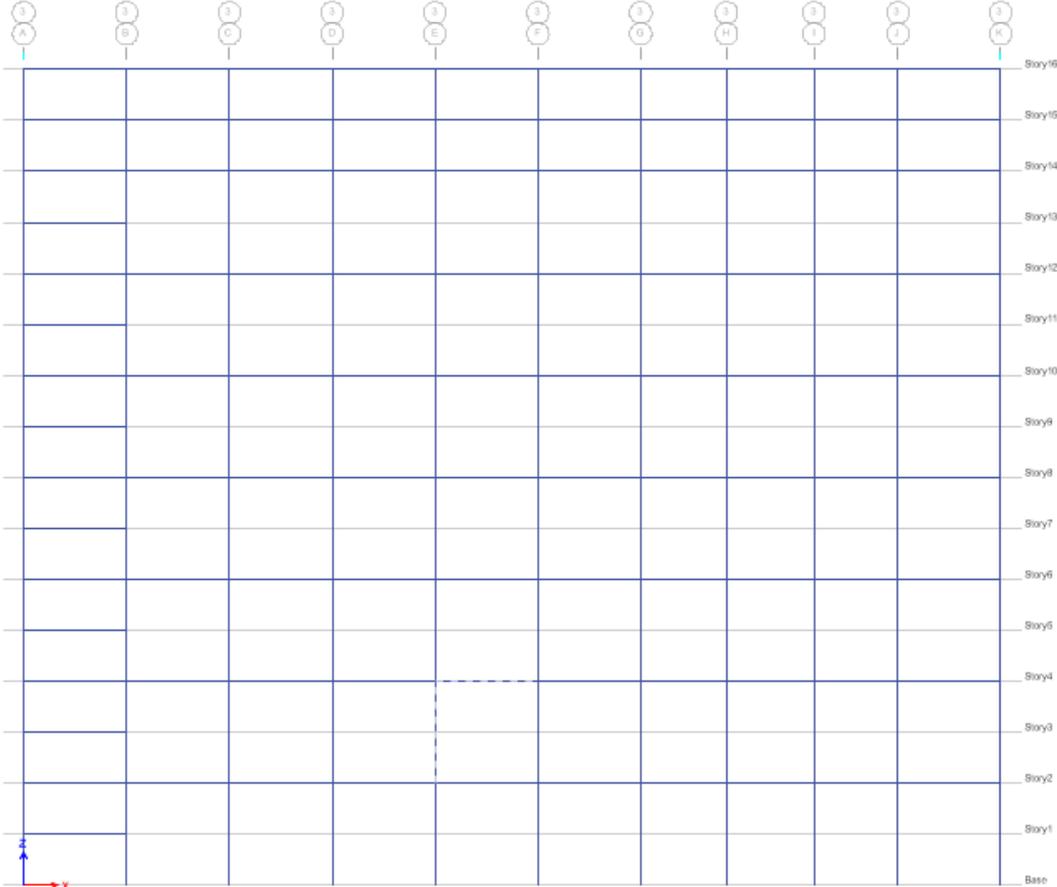


Figure I. 3: Vue longitudinale.

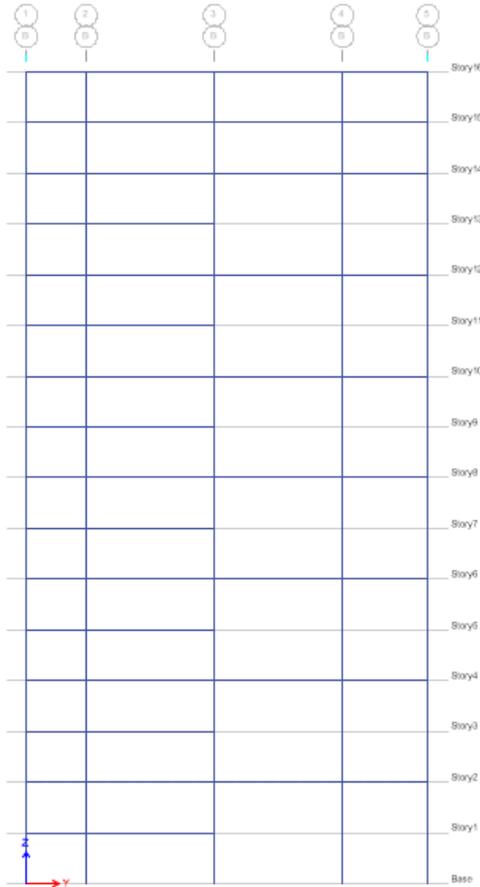


Figure I. 4: vue longitudinal droit.

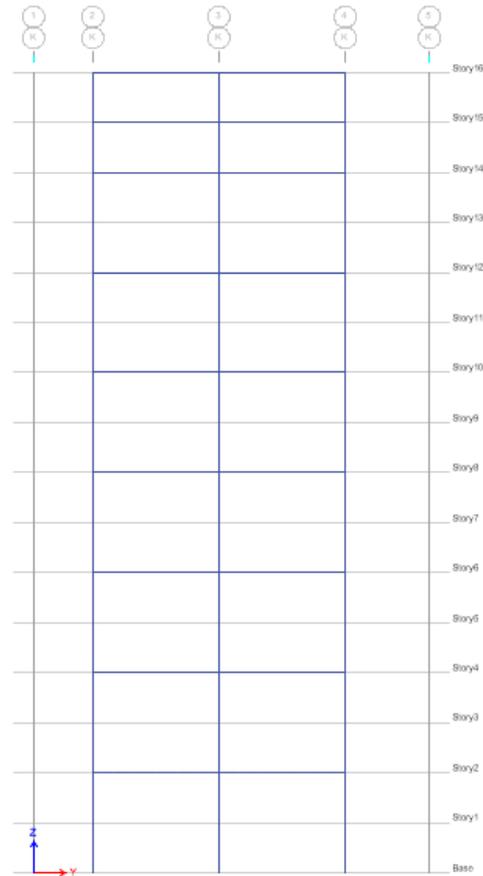


Figure I. 5:vue longitudinal gauche.

I.3.2 Conception structurale

I.3.2.1. Superstructure horizontale

Les planchers : dans cette étude les planchers utilisés sont des planchers mixtes (dalle collaborant) pour les planchers courants et le plancher terrasse.

a) Plancher courant

Pour notre construction, concernant les planchers courants on a choisi des planchers mixtes à dalle collaborant dont la composition est illustrée sur la figure (I.5).

Un plancher mixte est composé d'une couche en béton armé ou précontrainte connecté aux semelles supérieures des solives par des éléments de liaison appelés connecteurs dont le rôle est de rendre solidaire les solives en acier de la dalle de béton en évitant tout glissement relatif. Une telle dalle est dite collaborant, elle participe à l'inertie globale du plancher. Étant la solution la plus économique et la plus judicieuse techniquement.

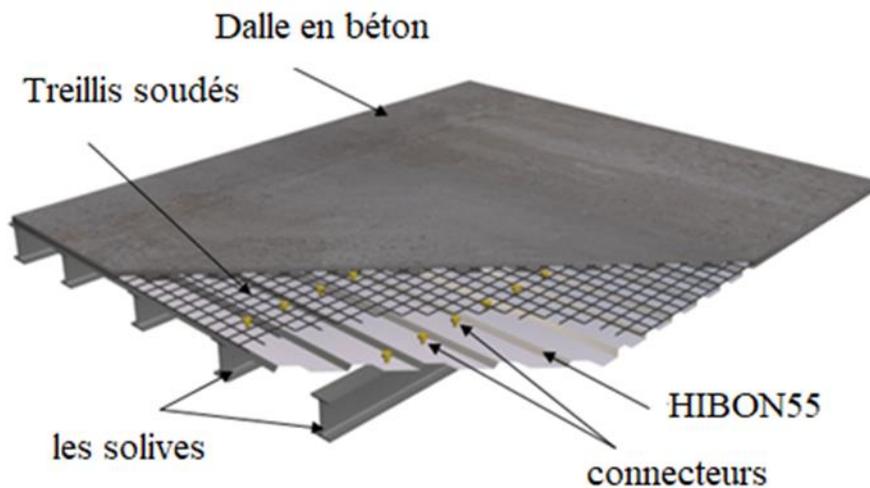


Figure I. 6: Eléments constructifs d'un plancher.

- Les bacs aciers sont type HIBON55.
- L'épaisseur totale de la dalle BA y compris l'onde, varie entre 7 et 15 cm.
- Les planchers reposent sur un ensemble de poutres et solives métalliques.
- La liaison entre la dalle, le bac acier collaborant et la structure porteuse est assuré par des connecteurs.
- Les planchers mixtes à dalle collaborant étant la solution la plus économique et la plus judicieuse techniquement.

Les planchers mixtes à dalle collaborant étant la solution la plus économique et la plus judicieuse techniquement.

- **Ossature** : partie d'une structure, comprenant un ensemble d'éléments structuraux directement assemblés et dimensionnés pour agir ensemble afin de résister aux charges. La structure est constituée des poteaux en HEB, poutres en IPE et contreventé par des palées triangulées.
- **Plancher** : Plancher mixte avec dalle collaborant coulée sur un bac d'acier HIBOUN 55.
- **Escalier** : Nous avons un seul type d'escalier fabrique
- **L'assemblage** : L'assemblage des éléments de notre construction est assuré par des boulons de haute résistance HR, des boulons ordinaires ainsi que des soudures.
- **Contreventement** : Le contreventement de la structure est assuré initialement par un noyau central en béton armé de forme carrée et des palées de stabilités

I.4. Caractéristiques Des Matériaux

I.4.1. Béton

Le béton est un assemblage de matériaux de nature généralement minérale. Il met en présence des matières inertes, appelées granulats (gravier, sable...etc.) et un liant (ciment, argile...etc.) et de l'eau.

Le béton de ciment présente une résistance à la compression assez élevée, de l'ordre de 25 à 40 MPa mais sa résistance à la traction est faible. De l'ordre de 1/10 de sa résistance en compression.

I.4.1.1. Résistance de béton

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

a) Résistance à la compression

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{c_j} à j jours d'âge est déterminée à partir sur des éprouvettes 16cm x 32 cm.

On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité $f_{c_{28}}$. Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à J jours définies à partir de $f_{c_{28}}$.

- Pour des résistances $f_{c_{28}} \leq 40$ MPa :

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{c_j} = \frac{j}{4,76 + 0,83 j} \times f_{c_{28}} & \text{si } j < 60 \text{ jours.} \\ f_{c_j} = 1,1 f_{c_{28}} & \text{si } j > 60 \text{ jours.} \end{array} \right.$$

- Pour des résistances $f_{c_{28}} > 40$ MPa :

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{c_j} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} \times f_{c_{28}} & \text{si } j < 28 \text{ jours.} \\ f_{c_j} = f_{c_{28}} & \text{si } j > 28 \text{ jours.} \end{array} \right.$$

b) Résistance à la traction

La Résistance caractéristiques à la traction du béton à j jours notée f_{t_j} , est conventionnellement définie par les relations suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{t_j} = 0,6 + 0,06 f_{c_j} & \text{si } f_{c_{28}} \leq 60 \text{ MPa.} \\ f_{t_j} = 0,275 (f_{c_j})^{2/3} & \text{si } f_{c_{28}} > 60 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

I.4.1.2. Module de déformation longitudinal

Le module de Young, module d'élasticité longitudinal en module de traction et la constante qui relie la contrainte de traction ou de compression et le début de la déformation d'un matériau élastique isotrope.

- Module de déformation

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c_j}} \text{ D'ou : } E_{i_{28}} = 32164,20 \text{ MPa.}$$

- Module de déformation différée

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c_j}} \text{ D'ou : } E_{v_{28}} = 10818,87 \text{ MPa.}$$

I.4.1.3. Coefficient de Poisson

Le coefficient de Poisson est défini comme l'opposé du rapport de l'allongement relatif transversal sur l'allongement relatif longitudinal.

$$\nu = \frac{\text{allongement relatif transversal}}{\text{allongement relatif longitudinale}}$$

Selon BAEL [6] :

$\nu = 0$; Pour le calcul des sollicitations et dans le cas de béton fissuré à l'ELU.

$\nu = 0,2$; Pour le calcul des déformations et dans le cas de béton fissuré à l'ELS.

I.4.1.4. Contraintes limites

a) L'état limite ultime ELU

L'état limite ultime correspond à la valeur maximale de la capacité portante :

- Résistance de la structure ou de l'un de ces éléments.
- Equilibre statique.
- Stabilité de forme.

La contrainte ultime du béton en compression est donnée par la formule suivante :

$$\delta_{bu} = \frac{0,85 f_{c_{28}}}{\gamma_b}$$

Avec : γ_b : Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1.5$ cas des actions courantes transitoires.

$\gamma_b = 1.15$ cas des actions accidentelles

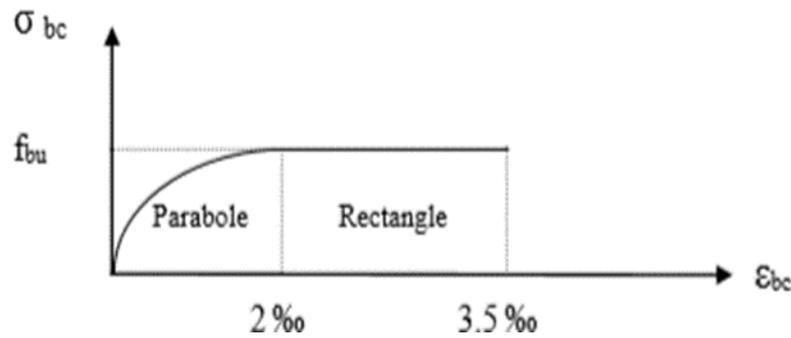


Figure I. 7: Diagramme contraintes-déformation ELU.

b) Etat limite de service ELS

Qui constituent les frontières au delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de l'un de ses éléments ne sont plus satisfaites :

- Ouverture des fissures
- Déformations excessives des éléments porteurs
- Vibration inconfortable pour les usages etc.

La contrainte limite de service est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

I.4.2. Acier

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction. Nous utilisons les types d'aciers suivants :

I.4.2.1. Etat limite ultime ELU

On adoptera un diagramme contraintes déformations déduit des diagrammes précédents par affinité parallèle à la tangente à l'origine dans le rapport $1/\gamma_s$.

- σ_s : contrainte de l'acier..... $\sigma_s = f_e/\gamma_s$.
- γ_s : coefficient de sécurité de l'acier, il a pour valeur :
 - $\gamma_s = 1.15$ cas d'actions courantes.
 - $\gamma_s = 1.00$ cas d'actions accidentelles.

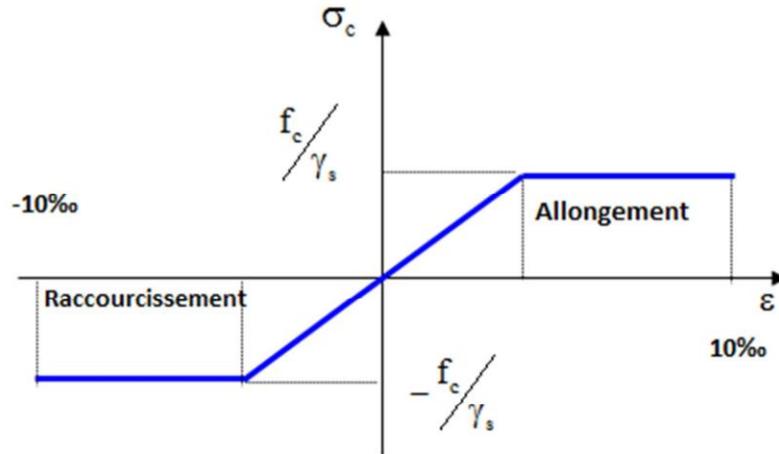


Figure I. 8: Diagramme contraintes / Déformations de l'Acier.

I.4.2.2. Etats limites de service ELS

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

- Fissuration nuisible : Pas de limitation de contrainte.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; 150\eta \right]$.
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min \left[\frac{1}{2} f_e ; 110\eta \right]$.

Avec :

η : Coefficient de fissuration tel que :

- $\eta = 1$ pour des aciers ronds lisses.
- $\eta = 1.6$ pour des aciers de H.A.

a) Acier de Charpente métallique

Les différentes caractéristiques mécaniques des aciers de Charpente métallique sont [2] :

- Module d'élasticité longitudinale $E = 210000$ MPa.
- Module d'élasticité transversale (Module de cisaillement) :
 $G = E / (2(1+\nu)) = 8,1.10^4$ MPa.
- Coefficient de dilatation : $\alpha = 12.10^{-6}$ par °C.
- Coefficient de poisson $\nu = 0,3$
- Masse volumique $\rho = 7850$ kg/m³.

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

- La résistance à la traction : $f_u = 430$ MPa
- La limite élastique : $f_y = 275$ MPa

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

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

b) Acier pour ferrailage

Pour le ferrailage en utilisé des armatures et des treuillés à soudé de type HA et de dont les caractéristiques sont :

- Module d'élasticité longitudinale : $E = 2.1 \times 10^5$ MPa
- Contrainte limite d'élasticité : $F_e = 400$ MPA

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

	Nuances	F_y (MPa)
Ronds lisses	Fe 220	215
	Fe 240	235
Barres HA	Fe 400	400
	Fe 500	500

I.4.2.3. Bac d'acier

Le bac d'acier de type HI-BOND55-750 dont les caractéristiques suivantes :

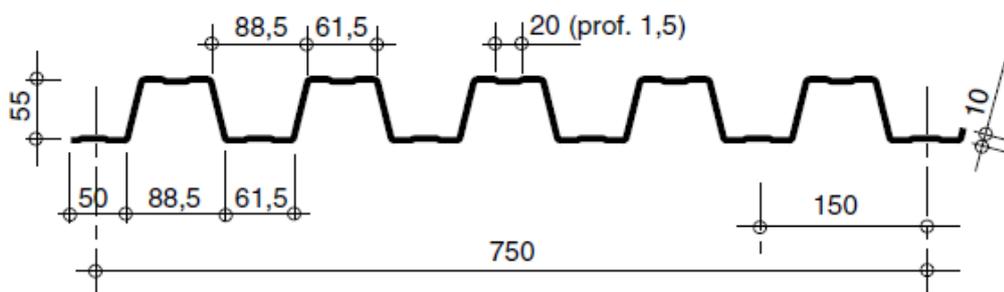


Figure I. 9 :Caractéristiques de HI-BOND55-750.

Tableau I. 3: Caractéristiques de HI-BOND55-750

Hauteur des nervures (mm)	Nombre de nervure par bac	Espacement des nervures (mm)	Largeur outil de bac (mm)	Epaisseur de tôle (mm)	Poids (dan/m ²)
55	5	150	750	1	15

I.4.2.4. Les connecteurs

La liaison acier - béton est réalisée par des connecteurs, ils permettent de développer le comportement mixte entre la poutre en acier et le béton. La connexion est essentiellement prévue pour résister au cisaillement horizontal.

Deux types de connecteurs principaux sont disponibles, les goujons soudés et les connecteurs cloués. 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)

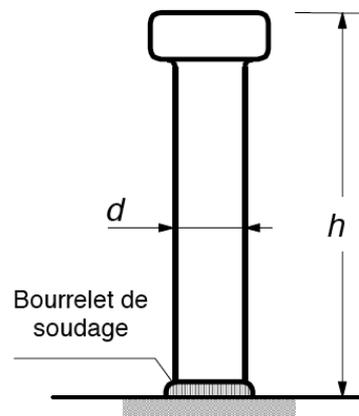


Figure I. 10: Connecteur type goujon soudé.

I.5. Règlement 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 d'exploitation)
- **RPA99 V2003** : règlement parasismiques algériennes version 2003
- **RNV2013** : règles définissant les efforts de la neige et du vent version 2003
- **CBA** : Béton armé aux états limite
- **EC 1** : EC1-1-4 vent
- **EC3** : Calcul des structures en acier.
- **EC4** : Conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton.

I.6. Conclusion

Ce chapitre met en lumière le projet de fin d'études en exposant en détail l'ouvrage réalisé. Il offre une analyse approfondie de l'usage, de la classification et des caractéristiques géométriques de la construction, tant dans sa configuration horizontale que verticale. De plus, il définit les éléments structuraux clés du bâtiment et examine en détail les propriétés mécaniques des matériaux de construction sélectionnés. Enfin, il présente les hypothèses de calcul qui ont été adoptées pour ce projet.

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 (poutres, poteaux ... 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 prédimensionnement des éléments sont déterminés. **DTR2.2, EC3, EC4**

II.2. Les Planchers

Les planchers collaborant associent une dalle de compression en béton armé à des bacs nervurés en acier galvanisé pour qu'ils participent ensemble, par leur "collaboration" à la résistance à la flexion, pour éviter le glissement entre les nervures du profil en acier et le béton, les parois latérales des bacs sont embouties ou crantées. Les solives peuvent être rendues solidaires de la dalle par l'intermédiaire des connecteurs soudés ou cloués pour constituer une poutre mixte

II.3. Méthode De Calcul

Le calcul de plancher collaborant se fait en deux phases :

- Phase de construction
- Phase finale

a) 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)

b) 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. Estimation des charges des plancher[A][7]**II.4.1. Plancher terrasse inaccessible****II.4.1.1. Charge permanente**

Charge Permanente de terrasse	KN/m ²
• Protection en gravillon (e=5cm)	0,85
• Tuyouteries + conduit	0,50
• Forme de pente (e=5cm)	1,10
• Complexe étanchéité et d'isolation	0.15
• Dalle en béton armé (12 cm)	3
• Bac d'acier (HIBON55) (t=1,20)	0,15
• Faux plafond (technique)	0,50
Totale	6,25

II.4.1.2. Charges d'exploitation

Terrasse inaccessible : $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$.

II.4.2. Plancher étage courant +0,30**II.4.2.1. Charges permanentes**

Charge permanente	KN/m ²
• Dalle en béton armé (e=15 cm)	3,75
• Bac d'acier (HIBON55) (t=1,20)	0,15
• Faux plafond (technique)	0,50
• Tuyouteries + conduit	0,5
• autre	0,3
Totale	5,20

II.4.2.2. Charges d'exploitation

Planche niveau +0,30 $Q=7,5 \text{ KN/m}^2$

II.4.3. Plancher étage courant +3,90, +9,30, +21,30, +27,30, +33,30, +39,30**II.4.3.1. Charges permanentes**

Charge Permanente de terrasse	KN/m ²
• Dalle en béton armé (12 cm)	3
• revêtement du sol	1
• Cloisement légère	0,40
• Mortier de pose	0,40
• Bac d'acier (HIBON55) (e=1,25)	0,15
• Faux plafond (administrative)	0,20
totale	5,15

II.4.3.2. Charges d'exploitation

Plancher étage courant : +3,90, +9,30, +21,30 ,+27,30, +33,30,+39,30

Q=2,5 KN/m²

II.4.4. Plancher courant Planche niveau +6,30, +12,30, +18,30 , +24,30, +30,30, +36,30 ,+42,30 ,+45,30**II.4.4.1. Charges permanentes**

Charge permanente	KN/m ²
• Dalle en béton armé (e=15 cm)	3,75
• Bac d'acier (HIBON55) (e=1,25)	0,15
• Faux plafond (technique)	0,50
• Tuyouteries + conduit	0,5
• autre	0,3
Totale	5,20

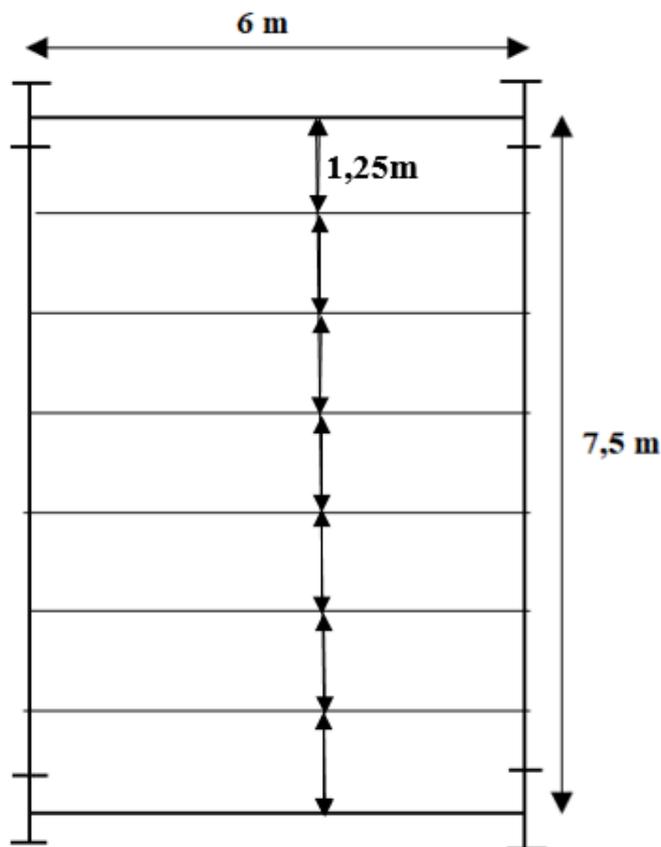
II.4.4.2. Charges d'exploitation

Planche niveau +0,30 : Q= 5 kn/m²

II.5. Prédimensionnement des solives

Les solives sont généralement des profilés en **IPE**, **IPN**, dont leur espacement est compris entre 1,25 et 4m selon le type de plancher utilisé.

Il est d'usage que le pré dimensionnement se fait selon le critère de résistance ou le critère de flèche, mais dans notre cas, on utilise une formule approchée et simplifiée qui est en fonction de la hauteur du profilé et la portée de la solive, tel que la solive la plus sollicitée a une portée de **6 m** et un espacement de **1,25 m** disposées dans chaque trame de **5 poutrelles (solives)**



II.5.1. Solive de terrasse inaccessible

Solive plus sollicitée dont le travée BC parelle la poutre 3-4 :

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

$$\frac{6000}{25} = 240\text{mm} < h < \frac{6000}{15} = 400\text{mm}$$

On prend IPE 270 :

Tableau II. 1: Caractéristiques du profile IPE 270

Poids	Section	Dimension			Caractéristiques					
		h	b	tf	tw	Iy	Iz	Wpl-y	iy	iz
G Kg/m	A cm ²	mm	mm	mm	mm	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm	cm
36,1	45,95	270	135	10,2	8,8	5790	419,9	484	11,23	3,02

II.5.1.1. Classification

La classe de la section transversale

a) La semelle

$$b = 135 \text{ mm}$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,924$$

$$\varepsilon = 0,924$$

$$c = \frac{b - (2r + tw)}{2} = \frac{135 - (2 \times 15 + 8,8)}{2} = 48,1 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{48,1}{10,2} = 4,715 < 9 \varepsilon$$

$$4,715 < 8,316 \dots\dots\dots \text{classe 1}$$

Donc la semelle est de classe 1.

b) Ame

$$d = h - (2r + 2t_f) = 270 - (2 \times 15) + (2 \times 10,5) = 219,2 \text{ mm.}$$

$$t_w = 5,6 \text{ mm.}$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{219,2}{8,8} = 24,90 < 72 \varepsilon$$

$$24,90 < 66,24 \dots\dots\dots \text{classe 1}$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,924$$

Donc l'âme est de classe 1.

La section globale est de **classe 1**.

II.5.1.2. Phase de construction

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

- Poids propre de profilé G=36,1 Kg/m².

- Poids propre de béton frais(e=12cm)G=3KN/m².
- Poids du bac d'acier.....G_p = 0,15KN/m².
- Surcharge de construction ouvrier..... Q=0,75 KN/m².

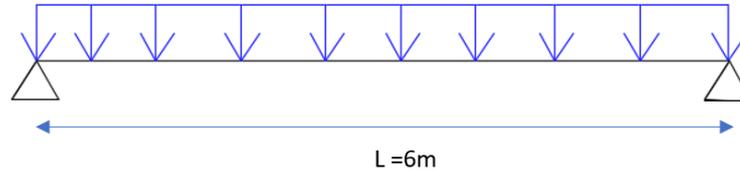


Figure II. 1: Schéma statique de la solive.

a) Combinaisons des charges

L'entraxe entre les solives est de e= 1,25 m.

• ELU :

$$q_u = 1,35 \times [G_p + (G_b + G_{bac}) \times e] + 1,5 \times Q_c \times e$$

$$q_u = 1,35 \times [0,361 + (0,15 + 3) \times 1,25] + 1,5 \times 0,75 \times 1,25$$

$$q_u = 7,21 \text{ KN/ml.}$$

• ELS:

$$q_{ser} = [g_p + (G_b + G_{bac}) \times e] + q_c \times e$$

$$q_{ser} = [0,361 + (3 + 0,15) \times 1,25] + 0,75 \times 1,25$$

$$q_{ser} = 5,236 \text{ KN/ml.}$$

b) Vérification[1]

1. La flexion

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

$$M_{sd} \leq M_{plrd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

Le moment appliqué :

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{q_u \times (L)^2}{8} = \frac{7,21 \times 6^2}{8} = 32,44 \text{ KN. m.}$$

- Moment résistant plastique :

$$M_{pl.rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{484 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 121 \text{ KN. m}$$

$$M_{sd} = 32,44 \text{ KN. m} < M_{pl.rd} = 121 \text{ KN. m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$r = \frac{N_{sd}}{N_{plrd}} = 0,27 < 1 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

2. L'effort tranchant

On doit vérifier que :

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma_{M_0}}$$

V_{PLRd} : effort tranchant de plastification de la section.

A_v : aire de cisaillement.

$$A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f = 45,95 - (2 \times 135 \times 10,2) + (8,8 + 2 \times 15) \times 10,2$$

$$A_v = 2209,32 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{275 \times 2209,32}{\sqrt{3} \times 1,1} \times 10^{-3} = 318,88 \text{ KN.}$$

$$V_{sd} = \frac{7,21 \times 6}{2} = 21,63 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 21,63 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 318,88 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$V_{sd} = 30,216 \text{ KN} < 0,5 V_{pl,rd} = 159,44 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant donc on n'a pas besoin de réduire la résistance à la flexion.

3. La rigidité

$$f^{\max} = \frac{5}{384} \frac{q_s \bar{L}^4}{E I_Y} \leq f^{\text{adm}} = \frac{L}{250}$$

$$f^{\max} = \frac{5}{384} \frac{q_s \bar{L}^4}{E I_Y} \leq f^{\text{adm}} = \frac{L}{250}$$

- $q_{ser} = 5,236 \text{ KN/ml.}$
- $L = 6 \text{ m.}$
- $E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2.$
- $I_y = 5790 \text{ cm}^4.$

$$\text{Donc on aura : } f^{\max} = \frac{5 \times 5,236 \times (6000^4)}{384 \times 2,1 \cdot 10^5 \times 5790 \times 10^4} = 7,26 \text{ mm}$$

$$\text{Et la flèche admissible est } f^{\text{adm}} = \frac{L}{250} = \frac{6000}{250} = 24 \text{ mm}$$

$$f^{\max} = 7,26 \text{ mm} \leq f^{\text{adm}} = 24 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

4. Vérification au déversement

On doit vérifier :

$$Msd \leq Mbrd$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{i_z}}{\sqrt{C_1} \times \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{\frac{L}{i_z}}{\frac{h}{t_f}} \right]^2 \right]^{0,25}} = \frac{\frac{6000}{3,02 \times 10}}{\sqrt{1,132} \times \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{\frac{6000}{3,02 \times 10}}{\frac{270}{10,2}} \right]^2 \right]^{0,25}} = 133,60$$

IPE 270 de classe 1 (C1=1,132 ; $\beta_w=1$) .

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}}}$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{93,9\epsilon} = \frac{133,60}{93,9 \times 0,924} = 1,54 > 0,4 \quad \text{ilya un risque de déversement}$$

$\overline{\lambda}_{LT} = 1,54 > 0,4$ il ya un risque de déversement

$$\varphi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha (\overline{\lambda}_{LT} - 0,2) + \overline{\lambda}_{LT}^2 \right] \varphi_{LT}$$

$$\varphi_{LT} = 0,5 [1 + 0,21 (1,54 - 0,2) + 1,54^2] = \mathbf{1,83}$$

$$X_{LT} = \frac{1}{1,83 + \sqrt{1,83^2 - 1,54^2}}$$

$$X_{LT} = \mathbf{0,354}$$

$$M_{b,rd} = X_{LT} \cdot \beta_w \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m1}} = 0,352 \times 1 \times \frac{484 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 42,59 \text{ KN.m}$$

32,445 kN.m < 42,59 KN.m**Condition vérifiée.**

II.5.1.3. Phase finale[1]

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 (IPE270)G_p = 36,1KN/ml.
- Poids permanente.....G_t=6,25 KN/m².
- Surcharge d'exploitation.....Q = 1,5 KN/m².

a) Combinaisons des charges

L'entraxe entre les solives est de 1,25 m.

• ELU

$$q_u = 1,35 \times [G_p + (G \times e)] + 1,5 \times Q \times e$$

$$q_u = 1,35 \times [0,361 + (6,25 \times 1,25)] + 1,5 \times 2,5 \times 1,25$$

$$q_u = 15,72 \text{ KN/ml.}$$

• ELS

$$q_{ser} = [G_p + (G_t + Q) \times e]$$

$$q_{ser} = [0,361 + (6,25 + 2,5) \times 1,25]$$

$$q_{ser} = 11,30 \text{ KN/ml}$$

b) Largeur de la dalle collaborant (Largeur Effective)

Dans les calculs des poutres mixtes, 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 :

$$b_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} \frac{2 \times 6}{8} = 1,5 \text{ m} \\ b = 1,25 \text{ m} \end{array} \right.$$

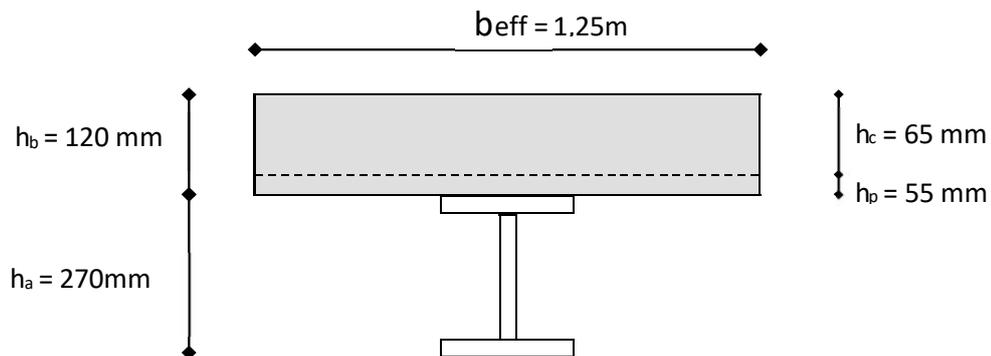


Figure II. 2: Largeur participante de la dalle

Avec :

l_0 : Longueur libre d'une poutre simplement appuie

b : Entraxe entre les poutres.

$$\Rightarrow b_{eff} = 1,25 \text{ m.}$$

c) Position de l'axe neutre plastique

$$R_{\text{béton}} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{\text{eff}} \times h_c = (0,57 \times 25 \times 1250 \times 65) \times 10^{-3} = 1157,81 \text{ KN.}$$

$$R_{\text{acier}} = 0,95 \times f_y \times A_a = (0,95 \times 275 \times 45,9 \times 10^2) \times 10^{-3} = 1199,137 \text{ KN.}$$

$$R_a = 1199,137 \text{ KN} > R_b = 1157,81 \text{ KN}$$

$R_{\text{acier}} > R_{\text{béton}}$ l'axe neutre se trouve dans le profile an acier

$$R_w = 0,95 \times A_{\text{âme}} \times F_y$$

$$A_{\text{âme}} = (h - (2tf)) \times tw$$

$$A_{\text{âme}} = (270 - (2 \times 10,2)) \times 6,6$$

$$A_{\text{âme}} = 1647,36 \text{ mm}^2$$

$$\text{Donc : } R_w = 0,95 \times 275 \times 1647,36 \times 10^3$$

$$R_w = 430,37 \text{ KN}$$

$R_b > R_w$ l'axe neutre dans la semelle supérieur du profile

$$M_{\text{PLrd}} = R_{\text{acier}} \frac{h_0}{2} + R_{\text{beton}} \left(\frac{h_c}{2} + h_p \right)$$

$$M_{\text{PLrd}} = 1199,1 \times \frac{270}{2} + 1157,81 \times \left(\frac{65}{2} + 55 \right)$$

$$M_{\text{plrd}} = 263,19 \text{ KN.m}$$

$$h_c = 65 \text{ cm} \quad h_p = 55 \text{ cm}$$

d) Vérification [1]**1. La flexion**

Le moment appliqué :

$$M_{\text{max}} = M_{\text{sd}} = \frac{qu \times (L)^2}{8} = \frac{15,72 \times 6^2}{8}$$

$$M_{\text{sd}} = 70,74 \text{ KN.m.}$$

Moment résistant plastique :

$$M_{\text{plrd}} = 263,19 \text{ kn.m}$$

$$M_{\text{sd}} = 70,74 \text{ KN.m} < M_{\text{plrd}} = 263,19 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$r = \frac{N_{\text{sd}}}{N_{\text{plrd}}} = 0,27 < 1 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

2.L'effort tranchant

On doit vérifier que :

$$V_{\text{sd}} \leq V_{\text{pl.rd}} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma_{M_0}}$$

$V_{\text{pl.Rd}}$: effort tranchant de plastification de la section.

A_v : aire de cisaillement.

A_v : aire de cisaillement.

$$A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f = 28940 - (2 \times 100 \times 8,5) + (5,6 + 24) \times 8,5$$

$$A_v = 22,1 \text{ mm}^2.$$

$$V_{pl.rd} = \frac{275 \times 2209,32}{\sqrt{3} \times 1,1} \times 10^{-6} = 318,88 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = \frac{15,72 \times 6}{2} = 47,16 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 47,16 \text{ KN} < V_{pl.rd} = 318,88 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification d'interaction**

$$V_{sd} = 41,55 \text{ KN} < 0,5 V_{plrd} = 159,44 \text{ KN}$$

- Il ya pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant donc on n'a pas besoin de réduire la résistance à la flexion.

3. Vérification de la rigidité

$$f^{max} = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot L^4}{E I_y} \leq f^{adm} = \frac{L}{250}$$

- $q_{ser} = 5,75 \text{ KN/ml}$.
- $L = 6 \text{ m}$.
- $E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$.

$$I_c = \frac{Aa(hc + 2hp + ha)^2}{4(1 + mv)} + \frac{beff \times hc^3}{12 \times m} + I_a$$

$$m = \frac{Ea}{Eb} = 15$$

$$v = \frac{A_a}{A_b} = \frac{45,9 \times 10^2}{1250 \times 65} = 0,056$$

$$I_c = \frac{4590(65 + 2 \times 55 + 270)^2}{4(1 + 15 \times 0,056)} + \frac{1250 \times 65^3}{12 \times 15} + 5790 \times 10^4 = 1,83 \times 10^8 \text{ mm}^4.$$

$$I_c = 1,83 \times 10^8 \text{ mm}^4.$$

La valeur de la flèche maximale :

$$f^{max} = \frac{5 \times 11,30 \times (6000^4)}{384 \times 2,1 \cdot 10^5 \times 1,83 \times 10^8} = 4,96 \text{ mm}$$

Et la flèche admissible est $f^{adm} = \frac{6000}{250} = 24 \text{ mm}$

$f^{max} = 4,412 \text{ mm} \leq f^{adm} = 24 \text{ mm} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

$f_{tot} = 4,96 + 7,27 = 12,22 \text{ mm} < f^{adm} = 24 \text{ mm} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

4. Vérification du déversement

Dans cette phase on ne vérifie pas le déversement, car la solive est maintenue par le béton dur.

II.5.1.4. Conclusion

Le profile IPE270 vérifie toutes les conditions de résistance rigidité et déversement donc on opte pour la solive de plancher terrasse un IPE27

II.5.2. Plancher étage courant

Planche niveau +6,30, +12,30, +18,30, +24,30, +30,30, +36,30, +42,30, +45,30

Solive plus sollicitée dont le travée BC parallèle la poutre 3-4

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

$$\frac{6000}{25} = 240 \text{ mm} < h < \frac{6000}{15} = 400 \text{ mm}$$

On prend IPE 270 :

Tableau II. 2 : Caractéristiques du profile IPE 270

poids	section	Dimension			Caractéristiques					
		h	b	tf	tw	Iy	Iz	Wpl-y	iy	iz
Kg/m	cm ²	mm	mm	mm	mm	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm	cm
36,1	45,95	270	135	10,2	8,8	5790	419,9	484	11,23	3,02

II.5.2.1. Classification

a) La semelle

b= 135 mm

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,924$$

$\varepsilon = 0,924$

$$C = \frac{b - (2r + tw)}{2} = \frac{135 - (2 \times 15 + 8,8)}{2} = 48,1 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{tf} = \frac{48,1}{10,2} = 4,715 < 9 \varepsilon$$

$$4,715 < 8,316 \dots\dots\dots \text{classe}$$

Donc la semelle est de classe 1.

b) Ame

$$d = h - (2r + 2tf) = 270 - (2 \times 15) + (2 \times 10,5) = 219,2 \text{ mm.}$$

$$t_w = 5,6 \text{ mm.}$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{219,2}{8,8} = 24,90 < 72\varepsilon$$

$$24,90 < 66,24 \dots\dots\dots \text{classe 1}$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,924$$

Donc l'âme est de classe 1.

La section de profile est de **classe1**.

II.5.2.2. Phase de construction [1]

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

- Poids propre de profilé $G=36,1 \text{ Kg/m}^2$.
- Poids propre de béton frais($e=15\text{cm}$) $G=3,75\text{Kg/m}^2$.
- Poids du bac d'acier..... $G_p = 0,15\text{KN/m}^2$.
- Surcharge de construction ouvrier..... $Q=0,75 \text{ KN/m}^2$.

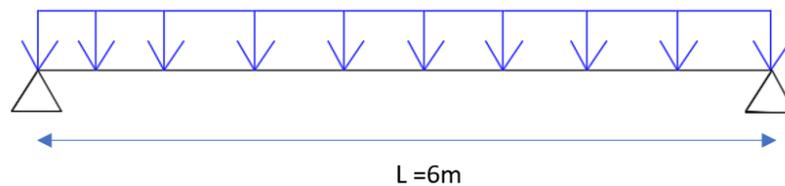


Figure II. 3: Schéma statique de la solive.

a) Combinaisons des charges

L'entraxe entre les solives est de $e= 1,25 \text{ m}$.

La charge permanent..... $G= 5,20 \text{ KN/m}^2$

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

• **ELU :**

$$q_u = 1,35 \times [G_p + (G_b + G_{bac}) \times e] + 1,5 \times Q_c \times e$$

$$q_u = 1,35 \times [0,361 + (0,15 + 3,75) \times 1,25] + 1,5 \times 0,75 \times 1,25$$

$$q_u = 8,474 \text{ KN/ml.}$$

• **ELS:**

$$q_{ser} = [g_p + (G_b + G_{bac}) \times e] + q_c \times e$$

$$q_{ser} = [0,361 + (3,75 + 0,15) \times 1,25] + 0,75 \times 1,25$$

$$q_{ser} = 6,173 \text{ KN/ml.}$$

b) Vérification[1]**1.La flexion**

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

$$M_{sd} \leq M_{plrd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

Le moment appliqué :

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{q_u \times (L)^2}{8} = \frac{8,474 \times 6^2}{8} = 38,133 \text{ KN. m.}$$

Moment résistant plastique :

$$M_{pl.rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{484 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 121 \text{ KN. m}$$

$$M_{sd} = 38,133 \text{ KN. m} < M_{pl.rd} = 121 \text{ KN. m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$r = \frac{N_{sd}}{N_{plrd}} = 0,31 < 1 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

2. L'effort tranchant

On doit vérifier que :

$$V_{sd} \leq V_{pl.rd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$$

V_{PLRd} : effort tranchant de plastification de la section.

A_v : aire de cisaillement.

$$A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f = 45,95 - (2 \times 135 \times 10,2) + (8,8 + 2 \times 15) \times 10,2$$

$$A_v = 2209,32 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl.rd} = \frac{275 \times 2209,32}{\sqrt{3} \times 1,1} \times 10^{-3} = 318,88 \text{ KN.}$$

$$V_{sd} = \frac{8,474 \times 6}{2} = 25,422 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 25,422 \text{ KN} < V_{pl.rd} = 318,88 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$V_{sd} = 25,422 \text{ KN} < 0,5 V_{pl.rd} = 159,44 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- donc pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant donc on n'a pas besoin de réduire la résistance à la flexion.

3. La rigidité

$$f^{\max} = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot L^4}{E I_y} \leq f^{\text{adm}} = \frac{L}{250}$$

$$f^{\max} = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot L^4}{E I_y} \leq f^{\text{adm}} = \frac{L}{250}$$

- $q_{\text{ser}} = 5,236 \text{ KN/ml}$.
- $L = 6 \text{ m}$.
- $E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$.
- $I_y = 5790 \text{ cm}^4$.

$$\text{Donc on aura : } f^{\max} = \frac{5 \times 6,173 \times (6000^4)}{384 \times 2,1 \cdot 10^5 \times 5790 \times 10^4} = 8,567 \text{ mm}$$

$$\text{Et la flèche admissible est } f^{\text{adm}} = \frac{L}{250} = \frac{6000}{250} = 24 \text{ mm}$$

$$f^{\max} = 8,567 \text{ mm} \leq f^{\text{adm}} = 24 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

4. Vérification au déversement

On doit vérifier :

$$M_{sd} \leq M_{brd}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{i_z}}{\sqrt{C_1} \times \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{\frac{L}{i_z}}{\frac{h}{t_f}} \right]^2 \right]^{0,25}} = \frac{\frac{6000}{3,02 \times 10}}{\sqrt{1,132} \times \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{\frac{6000}{3,02 \times 10}}{\frac{270}{10,2}} \right]^2 \right]^{0,25}} = 133,60$$

IPE 270 de classe 1 ($C_1=1,132$; $\beta_w=1$) .

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}}}$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{93,9\epsilon} = \frac{133,60}{93,9 \times 0,924} = 1,54 > 0,4 \text{ il ya un risque de déversement}$$

$\overline{\lambda}_{LT} = 1,54 > 0,4$ il ya un risque de déversement

$$\varphi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha (\overline{\lambda}_{LT} - 0,2) + \overline{\lambda}_{LT}^2 \right] \varphi_{LT}$$

$$\varphi_{LT} = 0,5 [1 + 0,21 (1,54 - 0,2) + 1,54^2] = 1,83$$

$$X_{LT} = \frac{1}{1,83 + \sqrt{1,83^2 - 1,54^2}}$$

$$X_{LT} = 0,354$$

$$M_{b,rd} = X_{LT} \cdot \beta_w \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m1}} = 0,352 \times 1 \times \frac{484 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 42,59 \text{ KN.m}$$

38,133 kN.m < 42,59 KN.mCondition vérifiée.

II.5.2.3. Phase finale[1]

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 (IPE270) $G_p = 36,1 \text{ KN/ml}$.
- Poids permanente..... $G_t = 5,20 \text{ KN/m}^2$.
- Surcharge d'exploitation..... $Q = 5 \text{ KN/m}^2$.

a) Combinaisons des charges

L'entraxe entre les solives est de 1,25 m.

• ELU

$$q_u = 1,35 \times [G_p + (G \times 1,25)] + 1,5 \times Q \times 1,25$$

$$q_u = 1,35 \times [0,361 + (5,20 \times 1,25)] + 1,5 \times 5 \times 1,25$$

$$q_u = 18,637 \text{ KN/ml}$$

• ELS

$$q_{ser} = [G_p + (G_t + Q) \times e]$$

$$q_{ser} = [0,361 + (5,20 + 5) \times 1,25]$$

$$q_{ser} = 13,11 \text{ KN/ml}$$

b) Largeur de la dalle collaborant (Largeur Effective)

Dans les calculs des poutres mixtes, 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 :

$$b_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} \frac{2 \times 6}{8} = 1,5 \text{ m} \\ b = 1,25 \text{ m} \end{array} \right.$$

Avec :

l_0 : Longueur libre d'une poutre simplement appuie

b : Entraxe entre les poutres.

$$\Rightarrow b_{eff} = 1,25 \text{ m.}$$

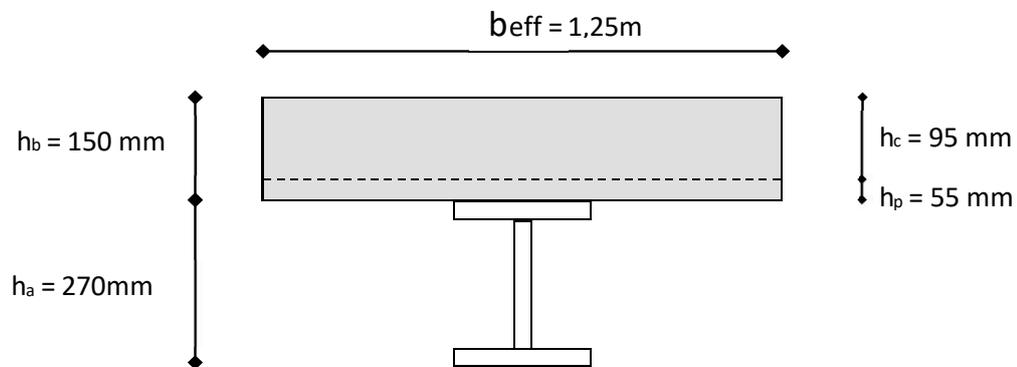


Figure II. 4: Largeur participante de la dalle.

c) Position de l'axe neutre plastique

$$R_{\text{béton}} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{eff} \times h_c = (0,57 \times 25 \times 1250 \times 95) \times 10^{-3} = 1692,18 \text{ KN.}$$

$$R_{\text{acier}} = 0,95 \times f_y \times A_a = (0,95 \times 275 \times 45,9 \times 10^2) \times 10^{-3} = 1199,137 \text{ KN.}$$

$$R_a = 1692,18 \text{ KN} > R_a = 1199,137 \text{ KN}$$

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

Axe neutre se trouve dans la dalle en béton, donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$h_c = 95 \text{ cm} \quad h_p = 55 \text{ cm}$$

$$M_{pl,rd} = R_{\text{acier}} \left[\frac{h_0}{2} + h_c + h_p - \left(\frac{R_{\text{acier}} \times h_c}{2R_{\text{béton}}} \right) \right]$$

$$M_{pl,rd} = 1199,137 \times \left[\frac{270}{2} + 95 + 55 - \left(\frac{1199,137 \times 95}{2 \times 1692,18} \right) \right]$$

$$M_{pl,rd} = 301,38 \text{ KN.m}$$

d) Vérification[1]**1. La flexion**

Le moment appliqué :

$$M_{\max} = M_{sd} = \frac{qu \times (L)^2}{8} = \frac{18,637 \times 6^2}{8}$$

$$M_{sd} = 83,866 \text{ KN.m.}$$

- Moment résistant plastique :
- $M_{plrd} = 301,38 \text{ KN.m}$
- $M_{sd} = 83,866 \text{ KN.m} < M_{plrd} = 301,38 \text{ KN.m} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**
- $r = \frac{N_{sd}}{N_{plrd}} = 0,26 < 1 \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

2. L'effort tranchant

On doit vérifier que :

$$V_{sd} \leq V_{pl.rd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma_{M_0}}$$

$V_{pl.Rd}$: effort tranchant de plastification de la section.

A_v : aire de cisaillement.

A_v : aire de cisaillement.

$$A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f = 28940 - (2 \times 100 \times 8,5) + (5,6 + 24) \times 8,5$$

$$A_v = 22,1 \text{ mm}^2.$$

$$V_{pl.rd} = \frac{275 \times 2209,32}{\sqrt{3} \times 1,1} \times 10^{-6}$$

$$V_{pl.rd} = 318,88 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = \frac{18,637 \times 6}{2} = 55,911 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 55,911 \text{ KN} < V_{pl.rd} = 318,88 \text{ KN} \dots \dots \dots$$
 Condition vérifiée

3. Vérification d'interaction

$$V_{sd} = 55,911 \text{ KN} < 0,5 V_{plrd} = 159,44 \text{ KN}$$

Il ya pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant donc on n'a pas besoin de réduire la résistance à la flexion.

5. Vérification de la rigidité

$$f^{max} = \frac{5}{384} \frac{q_s \bar{L}^4}{E I_Y} \leq f^{adm} = \frac{L}{250}$$

- $q_{ser} = 5,75 \text{ KN/ml}$.
- $L = 6 \text{ m}$.
- $E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$.

$$I_c = \frac{Aa(hc+2hp+ha)^2}{4(1+mv)} + \frac{beff \times hc^3}{12 \times m} + I_a$$

$$m = \frac{Ea}{Eb} = 15$$

$$v = \frac{Aa}{Ab} = \frac{45,9 \times 10^2}{1250 \times 95} = 0,038$$

$$I_c = \frac{4590(95+2 \times 55+270)^2}{4(1+15 \times 0,038)} + \frac{1250 \times 95^3}{12 \times 15} + 5790 \times 10^4 = 2,28 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

$$I_c = 1,83 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

La valeur de la flèche maximale :

$$f^{max} = \frac{5 \times 13,11 \times (6000^4)}{384 \times 2,1 \cdot 10^5 \times 2,28 \times 10^8} = 4,620 \text{ mm}$$

Et la flèche admissible est $f^{adm} = \frac{6000}{250} = 24 \text{ mm}$

$f^{max} = 2,77 \text{ mm} \leq f^{adm} = 24 \text{ mm} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

$$f_{tot} = 2,77 + 8,567 = 11,33 \text{ mm} < f^{adm} = 24 \text{ mm} \dots \dots$$
 Condition vérifiée.

6. Verification dévasement

Dans cette phase on ne vérifie pas le déversement, car la solive est maintenue par le béton dur.

II.5.2.4. Conclusion

Le profile IPE270 vérifie toutes les conditions de résistance rigidité et déversement donc on opte pour les solives de plancher courant de niveau +6,30, +12,30, +18,30, +24,30, +30,30, +36,30, +42,30, +45,30 un IPE270

II.5.3. Solive étage courant

Niveaux de : +3,90, +9,30, +21,30, +27,30, +33,30, +39,30 la charge d'exploitation $Q=2,5 \text{ KN/m}^2$ solive plus sollicitée dont le travée BC pareille la poutre 3-4

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

$$\frac{6000}{25} = 240\text{mm} < h < \frac{6000}{15} = 400\text{mm}$$

On prend IPE 270 :

Tableau II. 3:Caractéristiques du profile IPE 270

poids G Kg/m	section A cm ²	Dimension			Caractéristiques					
		h mm	b mm	tf mm	tw mm	Iy cm ⁴	Iz cm ⁴	Wpl-y cm ³	iy cm	iz cm
36,1	45,95	270	135	10,2	6,6	5790	419,9	484	11,23	3,02

II.5.3.1. Classification

a) La semelle

$$b = 135 \text{ mm}$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{fy}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,924$$

$$\varepsilon = 0,924$$

$$C = \frac{b - (2r + tw)}{2} = \frac{135 - (2 \times 15 + 8,8)}{2} = 48,1\text{mm}$$

$$\frac{c}{tf} = \frac{48,1}{10,2} = 4,715 < 9 \varepsilon$$

$$4,715 < 8,316 \dots\dots\dots \text{classe 1}$$

Donc la semelle est de classe 1.

b) Ame

$$d = h - (2r + 2tf) = 270 - (2 \times 15) + (2 \times 10,5) = 219,2 \text{ mm.}$$

$$t_w = 5,6\text{mm.}$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{219,2}{8,8} = 24,90 < 72\varepsilon$$

$$24,90 < 66,24 \dots\dots\dots \text{classe 1}$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{fy}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,924$$

Donc l'âme est de classe 1.

La section globale est de **classe 1**.

II.5.3.2. Phase de construction [1]

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

- Poids propre de profilé $G=36,1 \text{ Kg/m}^2$.
- Poids propre de béton frais (12cm)..... $G= 3 \text{ KN/m}^2$.
- Poids propre de Bac d'acier $G= 0,15 \text{ KN/m}^2$.
- Surcharge de construction ouvrier..... $Q= 0,75\text{KN/m}^2$.

a) Combinaisons des charges

L'entraxe entre les solives est de $e= 1,25 \text{ m}$.

• ELU :

$$q_u = 1,35 \times [G_p + (G_b + G_{bac}) \times e] + 1,5 \times Q_c \times e$$

$$q_u = 1,35 \times [0,361 + (0,15 + 3) \times 1,25] + 1,5 \times 0,75 \times 1,25$$

$$q_u = 7,21 \text{ KN/ml.}$$

• ELS:

$$q_{ser} = [g_p + (G_b + G_{bac}) \times e] + q_c \times e$$

$$q_{ser} = [0,361 + (3 + 0,15) \times 1,25] + 0,75 \times 1,25$$

$$q_{ser} = 5,236 \text{ KN/ml.}$$

b) Vérification[1]**1.La flexion**

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

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

- Le moment appliqué :

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{q_u \times (L)^2}{8} = \frac{7,21 \times 6^2}{8} = 32,44 \text{ KN. m.}$$

- Moment résistant plastique :

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{484 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 121 \text{ KN. m}$$

$$M_{sd} = 32,44 \text{ KN. m} < M_{pl,rd} = 121 \text{ KN. m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$r = \frac{N_{sd}}{N_{pl,rd}} = 0,27 < 1 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

2.L'effort tranchant

On doit vérifier que :

$$V_{sd} \leq V_{pl.rd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma_{M_0}}$$

V_{PLRd} : effort tranchant de plastification de la section.

A_v : aire de cisaillement.

$$A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f = 45,95 - (2 \times 135 \times 10,2) + (8,8 + 2 \times 15) \times 10,2$$

$$A_v = 2209,32 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl.rd} = \frac{275 \times 2209,32}{\sqrt{3} \times 1,1} \times 10^{-3} = 318,88 \text{ KN.}$$

$$V_{sd} = \frac{7,21 \times 6}{2} = 21,63 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 21,63 \text{ KN} < V_{pl.rd} = 318,88 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$V_{sd} = 30,216 \text{ KN} < 0,5 V_{pl.rd} = 159,44 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Donc pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant donc on n'a pas besoin de réduire la résistance à la flexion.

3. La rigidité

$$f^{\max} = \frac{5}{384} \frac{q_s \bar{L}^4}{E I_Y} \leq f^{\text{adm}} = \frac{L}{250}$$

$$f^{\max} = \frac{5}{384} \frac{q_s \bar{L}^4}{E I_Y} \leq f^{\text{adm}} = \frac{L}{250}$$

- $q_{\text{ser}} = 5,236 \text{ KN/ml.}$
- $L = 6 \text{ m.}$
- $E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2.$
- $I_y = 5790 \text{ cm}^4.$

$$\text{Donc on aura : } f^{\max} = \frac{5 \times 5,236 \times (6000^4)}{384 \times 2,1 \cdot 10^5 \times 5790 \times 10^4} = 7,267 \text{ mm}$$

$$\text{Et la flèche admissible est } f^{\text{adm}} = \frac{L}{250} = \frac{6000}{250} = 24 \text{ mm}$$

$$f^{\max} = 7,267 \text{ mm} \leq f^{\text{adm}} = 24 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

4.Vérification au déversement

On doit vérifier :

$$Msd \leq Mbrd$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{iz}}{\sqrt{C1} \times \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{\frac{L}{iz}}{\frac{h}{tf}} \right]^2 \right]^{0,25}} = \frac{\frac{6000}{3,02 \times 10}}{\sqrt{1,132} \times \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{\frac{6000}{3,02 \times 10}}{\frac{270}{10,2}} \right]^2 \right]^{0,25}} = 133,60$$

IPE 270 de classe 1 (C1=1,132 ; βw=1) .

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}}}$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{93,9\epsilon} = \frac{133,60}{93,9 \times 0,924} = 1,54 > 0,4 \text{ il ya un risque de déversement}$$

$\overline{\lambda}_{LT} = 1,54 > 0,4$ il ya un risque de déversement

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

$$\phi_{LT} = 0,5 [1 + 0,21 (1,54 - 0,2) + 1,54^2] = 1,83$$

$$X_{LT} = \frac{1}{1,83 + \sqrt{1,83^2 - 1,54^2}}$$

$$X_{LT} = 0,354$$

$$M_{b,rd} = X_{LT} \cdot \beta_w \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m1}} = 0,352 \times 1 \times \frac{484 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 42,59 \text{ KN.m}$$

32,445 kN.m < 42,59 KN.m**Condition vérifiée.**

II.5.3.3. Phase finale [1]

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 (IPE270) G_p = 36,1 KN/ml.
- Poids permanente.....G_t= 5,15 KN/m²
- Surcharge d'exploitation..... Q = 2,5 KN/m².

a) Combinaisons des charges [1]

L'entraxe entre les solives est de 1,25 m.

• ELU

$$q_u = 1,35 \times [G_p + (G \times 1,25)] + 1,5 \times Q \times 1,25$$

$$q_u = 1,35 \times [0,361 + (5,15 \times 1,25)] + 1,5 \times 2,5 \times 1,25$$

$$q_u = 13,86 \text{ KN/ml.}$$

• ELS

$$q_{\text{ser}} = [G_p + (G_t + Q) \times e]$$

$$q_{\text{ser}} = [0,361 + (5,15 + 2,5) \times 1,25]$$

$$q_{\text{ser}} = 9,923 \text{ KN/ml}$$

b) Largeur de la dalle collaborant (Largeur Effective)

Dans les calculs des poutres mixtes, 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 :

$$b_{\text{eff}} = \inf \left\{ \begin{array}{l} \frac{2 \times 6}{8} = 1,5 \text{ m} \\ b = 1,25 \text{ m} \end{array} \right.$$

Avec :

l₀ : Longueur libre d'une poutre simplement appuie

b : Entraxe entre les poutres.

$$\Rightarrow b_{\text{eff}} = 1,25 \text{ m.}$$

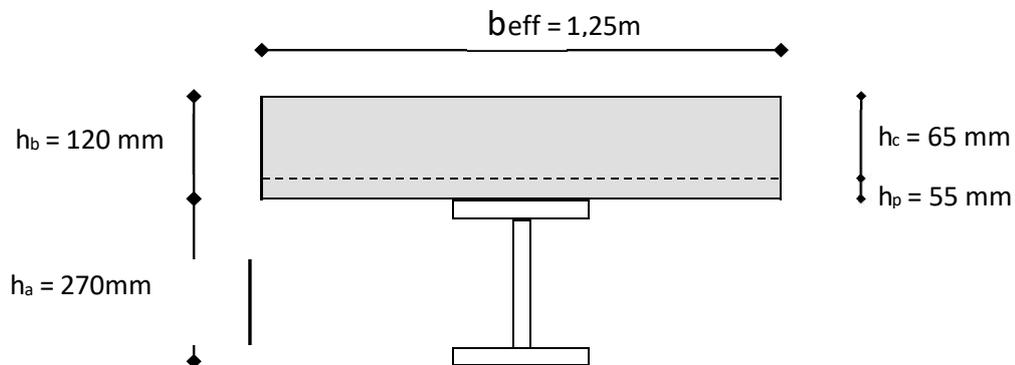


Figure II. 5: Largeur participante de la dalle.

c) Position de l'axe neutre plastique

$$R_{\text{béton}} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{\text{eff}} \times h_c = (0,57 \times 25 \times 1250 \times 65) \times 10^{-3} = 1157,81 \text{ KN.}$$

$$R_{\text{acier}} = 0,95 \times f_y \times A_a = (0,95 \times 275 \times 45,9 \times 10^2) \times 10^{-3} = 1199,137 \text{ KN.}$$

$$R_a = 1199,137 \text{ KN} > R_b = 1157,81 \text{ KN}$$

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

L'axe neutre se trouve dans le profil en acier

$$R_w = 0,95 \times A_{\text{âme}} \times F_y$$

$$A_{\text{âme}} = (h - (2tf)) \times t_w$$

$$A_{\text{âme}} = (270 - (2 \times 10,2)) \times 6,6$$

$$A_{\text{âme}} = 1647,36 \text{ mm}^2$$

$$\text{Donc : } R_w = 0,95 \times 275 \times 1647,36 \times 10^{-3}$$

$$R_w = 430,37 \text{ KN}$$

$$R_b > R_w$$

Axe neutre dans la semelle supérieure du profil

$$h_c = 65 \text{ cm} \quad h_p = 55 \text{ cm}$$

$$M_{\text{PLrd}} = R_{\text{acier}} \frac{h_0}{2} + R_{\text{béton}} \left(\frac{h_c}{2} + h_p \right)$$

$$M_{\text{PLrd}} = 1199,1 \times \frac{270}{2} + 1157,81 \times \left(\frac{65}{2} + 55 \right)$$

$$M_{\text{plrd}} = 263,19 \text{ KN.m}$$

d) Vérification [1]**1) La flexion**

Le moment appliqué :

$$M_{\text{max}} = M_{\text{sd}} = \frac{qu \times (L)^2}{8} = \frac{13,86 \times 6^2}{8} = 62,37 \text{ KN.m.}$$

- Moment résistant plastique :

$$M_{\text{plrd}} = 263,19 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{sd}} = 62,37 \text{ KN.m} < M_{\text{plrd}} = 263,19 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$r = \frac{N_{\text{sd}}}{N_{\text{plrd}}} = 0,24 < 1 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

2) L'effort tranchant

On doit vérifier que :

$$V_{\text{sd}} \leq V_{\text{pl.rd}} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma_{M_0}}$$

$V_{pl.Rd}$: effort tranchant de plastification de la section.

A_v : aire de cisaillement.

A_v : aire de cisaillement.

$$A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f = 4590 - (2 \times 100 \times 8,5) + (5,6 + 24) \times 8,5$$

$$A_v = 22,1 \text{ mm}^2.$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{275 \times 2209,32}{\sqrt{3} \times 1,1} \times 10^{-6} = 318,88 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = \frac{13,86 \times 6}{2} = 41,58 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 41,58 \text{ KN} < V_{pl.Rd} = 318,88 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

3) Vérification d'interaction

$$V_{sd} = 41,55 \text{ KN} < 0,5 V_{pl.Rd} = 159,44 \text{ KN}$$

- Il ya pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant donc on n'a pas besoin de réduire la résistance à la flexion.

4) Vérification de la rigidité

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot L^4}{E I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{250}$$

- $q_{ser} = 5,75 \text{ KN/ml}$.
- $L = 6 \text{ m}$.
- $E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$.

$$I_c = \frac{Aa(hc + 2hp + ha)^2}{4(1 + mv)} + \frac{beff \times hc^3}{12 \times m} + I_a$$

$$m = \frac{Ea}{Eb} = 15$$

$$v = \frac{Aa}{Ab} = \frac{45,9 \times 10^2}{1250 \times 65} = 0,056$$

$$I_c = \frac{4590(65 + 2 \times 55 + 270)^2}{4(1 + 15 \times 0,056)} + \frac{1250 \times 65^3}{12 \times 15} + 5790 \times 10^4 = 1,83 \times 10^8 \text{ mm}^4.$$

$$I_c = 1,83 \times 10^8 \text{ mm}^4.$$

La valeur de la flèche maximale :

$$f_{\max} = \frac{5 \times 9,923 \times (6000^4)}{384 \times 2,1 \cdot 10^5 \times 1,83 \times 10^8} = 4,357 \text{ mm}$$

Et la flèche admissible est $f^{adm} = \frac{6000}{250} = 24 \text{ mm}$

$f^{max} = 4,357 \text{ mm} \leq f^{adm} = 24 \text{ mm} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

$f_{tot} = 4,357 + 7,27 = 11,627 \text{ mm} < f^{adm} = 24 \text{ mm} \dots \dots$ **Condition vérifiée**

5)Vérification du déversement

Dans cette phase on ne vérifie pas le déversement, car la solive est maintenue par le béton dur

II.5.3.4. Conclusion

Le profile IPE270 vérifie toutes les conditions de résistance rigidité et déversement donc on opte pour les solives de plancher étage courant des niveaux +3,90, +9,30, +21,30, +27,30, +33,30, +39,30 un IPE270

II.6. Calcul des connecteurs (connexion totale) [10]

Type goujon Hauteur $h = 95 \text{ mm}$

Diamètre : $d = 19 \text{ mm}$

II.6.1. Détermination de Prd

$$P_{rd} = K_r \times \inf \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \times \alpha \times d^2 \times \frac{\sqrt{F_{ck} \times E_c}}{\gamma_v} \Rightarrow \text{résistance dans le béton qui entoure le goujon.} \\ 0,8 \times f_u \times \frac{\pi \times d^2}{4 \times \gamma_v} \Rightarrow \text{la force dans le goujon.} \end{array} \right.$$

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

E_c : module de Young de béton.....30,5KN/mm².

f_u : résistance caractéristique des connecteurs..... 450 N/mm².

$\gamma_v = 1,25$.

$\alpha = 1 \dots \dots \dots$ si $\frac{h}{d} > 4$.

$\alpha = 0,2 \left(\frac{h}{d} + 1 \right) \dots \dots \dots$ si $3 < \frac{h}{d} < 4$.

On a $\frac{h}{d} = \frac{95}{19} = 5 > 4 \Rightarrow \alpha = 1$.

II.6.2. Influence du sens du bac d'acier

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

$$K_T = \frac{0,7}{\sqrt{N_r}} \times \frac{b_0}{h_p} \times \left[\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right] = \frac{0,7}{\sqrt{1}} \times \frac{88,5}{55} \times \left[\frac{95}{55} - 1 \right] = 0,82 < 1.$$

Avec :

N_r : Nombre de goujon par Nervure =1 ou max 2 ($N_r=1$).

$h_p = 55$ mm.

h : hauteur du connecteur ($h=95$ mm).

b_0 : Largeur moyenne de la nervure ($b_0= 88.5$ mm).

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

$$P_{rd} = 0,82 \times \inf \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \times 1 \times 19^2 \times \frac{\sqrt{25 \times 30,5}}{1,25} = 73,13 \text{ KN.} \\ 0,8 \times 450 \times \frac{\pi \times 19^2}{4 \times 1,25} = 81,66 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

$P_{rd} = 59,97$ KN.

II.6.3. Effort tranchant repris par les goujons Détermination de R_L

Dans le cas d'une connexion totale, l'effort total de cisaillement de calcul R_L auquel sont tenus de résister les connecteurs entre le point de moment fléchissant positif maximal et un appui d'extrémité est calculé selon la formule suivante :

$$R_L = \inf (R_{\text{béton}} ; R_{\text{acier}}) = \inf (2207,56; 2538,281) = 2207,56 \text{ KN.}$$

$R_L = 2207,56$ KN.

Nombre des connecteurs (par demi-porté)

$$N_{\text{bre}} = \frac{R_L}{P_{rd}} = \frac{2207,56}{59,97} = 36,81$$

- Soit $N = 37$ goujons sur la demi longueur de la poutre ; c'est-à-dire 74 connecteurs sur toute la longueur totale de la solive.
- L'espacement minimal des connecteurs doit être supérieur à 5 fois le diamètre $e_{\min} \geq 5.d = 5 \times 19 = 95$ mm

$$Esp = \frac{L}{N_{br}-1} = \frac{7500}{74-1} = 102,74 \text{ mm}$$

On prend $Esp = 105$ mm

$Esp = 105 \text{ mm} > 95 \text{ mm}$

$E_{\max} = 6 h_c = 570 \text{ mm}$

$95\text{mm} \leq 105\text{mm} \leq 570\text{mm}$Condition vérifiée.

On opte pour $\text{Esp} = 105\text{ mm}$

De la même manière, nous avons étudiés le plancher terrasse

II.7. Prédimensionnement des poutres principale[1]

Les poutres principales jouent un rôle essentiel en tant qu'éléments structuraux chargés de soutenir les charges des planchers et de les transmettre aux poteaux. Elles sont principalement soumises à des contraintes de flexion.

Dans cette étude, une approche simplifiée est utilisée pour calculer les poutres principales, en prenant en compte la hauteur du profilé et la portée de la poutre. Cette méthode approximative permet d'obtenir des résultats satisfaisants tout en simplifiant les calculs.

La poutre la plus sollicitée dans notre cas, avec une longueur de 7,5 m, est indiquée dans la Figure II.7

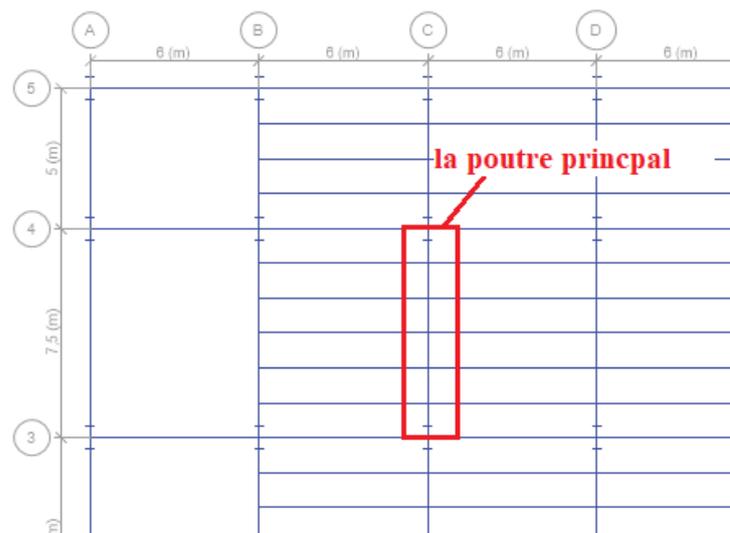


Figure II. 6: La position de la poutre principale.

II.7.1. Prédimensionnement Poutre principale du plancher terrasse

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

$$\frac{7500}{25} \leq h \leq \frac{7500}{15}$$

$$300 \leq h \leq 500$$

On prendre IPE450.

Tableau II. 4: Caractéristiques du profile IPE 450

poids G Kg/m	section A cm ²	Dimension			Caractéristiques					
		h mm	b mm	tf mm	tw mm	Iy cm ⁴	Iz cm ⁴	Wpl-y cm ³	iy cm	iz cm
77,6	98,82	450	190	14,6	9,4	33740	1318	1702	16,6	3,95

II.7.1.2. Classification

a) La semelle

$$C = \frac{b - (2r + tw)}{2} = \frac{190 - (2 \times 21) - 9,4}{2} = 69,3\text{m}$$

$$\frac{c}{tf} = \frac{69,3}{14,6} = 4,75 < 9 \varepsilon$$

4,75 < 8,28classe 1

Donc la semelle est de classe 1.

b) Ame

$$d = h - (2r + 2tf) = 450 - (2 \times 21) - (2 \times 14,6) = 378,8\text{mm.}$$

$$t_w = 9,4\text{mm.}$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{378,8}{9,4} = 40,30 < 72\varepsilon$$

40,30 < 66,24classe 1

Donc l'âme est de classe 1.

La section globale est de **classe1**

II.7.1.3. Phase de construction[1]

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

- Poids propre de profilé
- Poids du bac d'acier
- Poids propre de béton frais
- Surcharge de construction ouvrier

a) Calcule les réactions

$$q_u = 7,21 \text{ KN/m} \quad q_s = 5,36 \text{ KN/m}$$

$$R_u = \frac{q_u \cdot L_{solive}}{2} = \frac{7,21 \cdot 6}{2} = 21,63 \text{ KN} \quad ; \quad R_s = \frac{q_s \cdot L_{solive}}{2} = \frac{5,236 \cdot 6}{2} = 15,708 \text{ KN}$$

$$2R_u = 43,26 \text{ KN}$$

$$2R_s = 31,416 \text{ KN}$$

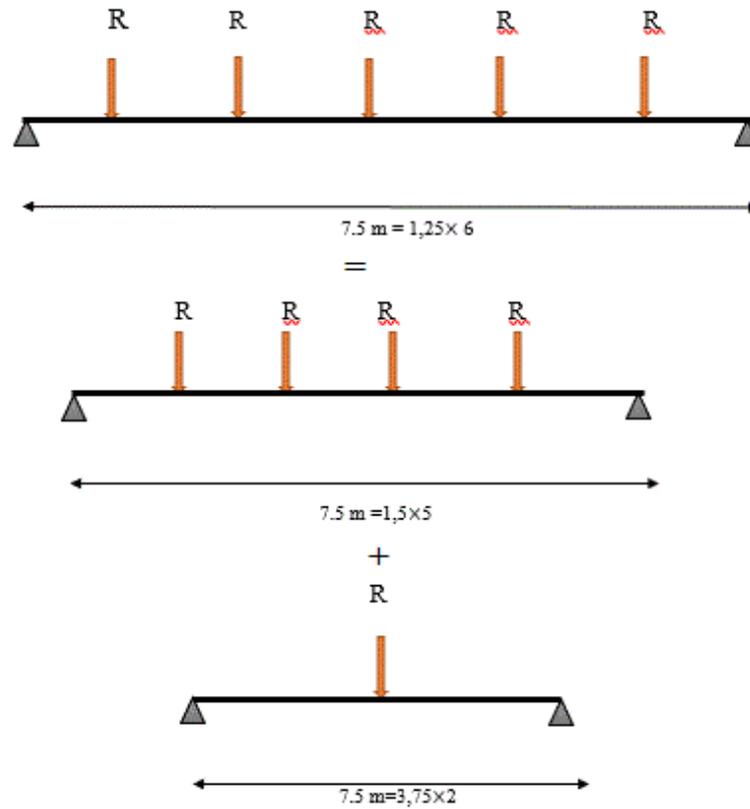


Figure II. 7 : Schéma statique de réaction des solives sur la poutre principale.

b) Combinaisons des charges

- **ELU**

$$q_u = 1,35 \times [G_p + (G_b + G_{bac}) \times e] + 1,5 \times Q_c \times e$$

$$q_u = 1,35 \times [0,776 + (0,15 + 3) \times 0,19] + 1,5 \times 0,75 \times 0,19$$

$$q_u = 2,07 \text{ KN/ml}$$

- **ELS:**

$$q_{ser} = [g_p + (G_b + G_{bac}) \times e] + q_c \times e$$

$$q_{ser} = [0,776 + (3 + 0,15) \times 0,19] + 0,75 \times 0,19$$

$$q_{ser} = 1,52 \text{ KN/ml.}$$

c) Vérification [1]**1. La flexion**

$$M_{sd} \leq M_{plrd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

- **Le moment appliqué**

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{q_u \times (L)^2}{8} + \frac{3R_u * L}{5} + \frac{R_u * l}{4} = \frac{2,07 \times 7,5^2}{8} + \frac{3 \times 43,26 \times 7,5}{5} + \frac{43,26 \times 7,5}{4} = 290,34 \text{ KN.m.}$$

- **Moment résistant plastique**

$$M_{pl.rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1702 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 425,5 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 290,34 \text{ KN.m} < M_{pl.rd} = 425,5 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$r = \frac{N_{sd}}{N_{plrd}} = 0,68 < 1 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

2. L'effort tranchant

On doit vérifier que :

$$V_{sd} \leq V_{pl.rd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma_{M_0}}$$

$$A_{vz} = 50,9 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl.rd} = \frac{275 \times 50,9}{\sqrt{3} \times 1,1} \times 10^{-1} = 734,68 \text{ KN.}$$

$$V_{sd} = \frac{2,07 \times 7,5}{2} + \frac{43,26}{2} + 2 \times 43,26 = 115,91 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 115,91 \text{ KN} < V_{pl.rd} = 734,68 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$V_{sd} = 115,91 \text{ KN} < 0,5 V_{pl.rd} = 367,34 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant donc on n'a pas besoin de réduire la résistance à la flexion

3. La rigidité

$$f_{max} = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot L^4}{E I_y} + \frac{63 \cdot R_s \cdot L^3}{1000 \cdot E \cdot I_y} + \frac{R_s \cdot l^3}{48 \cdot E \cdot I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{200}$$

$$f_{max} = \frac{5 \times 1,52 \times 7500^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 33740 \times 10^5} + \frac{63 \times 31,416 \times 10^3 \times 7500^3}{1000 \times 2,1 \times 10^5 \times 33740 \times 10^4} + \frac{31,416 \times 10^3 \times 7500^3}{48 \times 2,1 \times 10^5 \times 33740 \times 10^4}$$

$$f_{max} = 0,88 + 3,90 + 11,78 = 16,56 \text{ mm} \leq f_{adm} = \frac{7500}{200} = 37,5 \text{ mm}$$

II.7.1.4. Phase finale[1]**a) Calcule des réactions des solives**

$$q_u = 15,72 \text{ KN/ml} \quad q_s = 11,30 \text{ KN}$$

$$R_u = \frac{q_u \cdot L_{\text{solive}}}{2} = \frac{15,72 \times 6}{2} = 47,16 \text{ KN}$$

$$2R_u = 94,32 \text{ KN}$$

$$R_s = \frac{q_s \cdot L_{\text{solive}}}{2} = \frac{11,30 \times 6}{2} = 33,9 \text{ KN}$$

$$2R_s = 67,8 \text{ KN}$$

b) Combinaisons des charges :**• ELU**

$$q_u = 1,35 \times [G_p + (G \times 1,5)] + 1,5 \times Q \times 1,5$$

$$q_u = 1,35 \times [0,776 + (6,25 \times 0,19)] + 1,5 \times 2,5 \times 0,19$$

$$q_u = 3,36 \text{ KN/ml.}$$

• ELS

$$q_{\text{ser}} = [G_p + (G_t + Q) \times e]$$

$$q_{\text{ser}} = [0,776 + (6,25) \times 0,19] + 2,5 \times 0,19$$

$$q_{\text{ser}} = 2,44 \text{ KN/ml}$$

c) Largueur de la dalle collaborant (Largueur Effective)

Dans les calculs des poutres mixtes, 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 :

$$b_{\text{eff}} = \inf \left\{ \begin{array}{l} \frac{2 \times 7,5}{8} = 1,875 \text{ m} \\ b = 7,5 \text{ m} \end{array} \right.$$

- $b_{\text{eff}} = 1,875 \text{ m}$

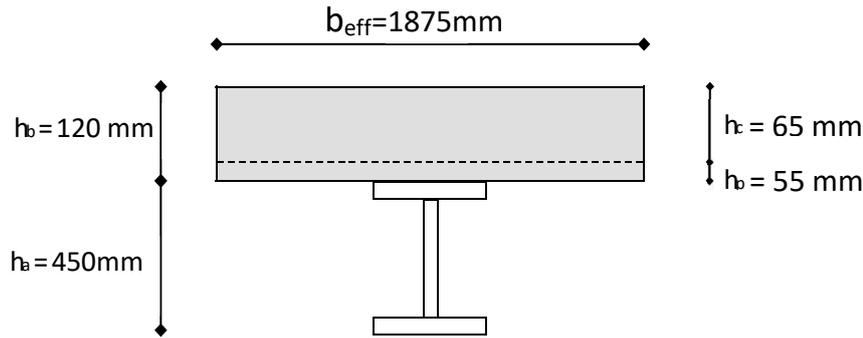


Figure II. 8: Largeur participante de la dalle.

d) Position de l'axe neutre plastique

$$R_{\text{acier}} = 0,95 \times f_y \times A_a = (0,95 \times 275 \times 9882) \times 10^{-3} = 2581,67 \text{ kN}$$

$$R_{\text{béton}} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{\text{eff}} \times h_c = (0,57 \times 25 \times 1875 \times 65) \times 10^{-3} = 1736,72 \text{ kN}$$

Axe neutre se trouve dans la dalle en béton, donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{\text{pl,rd}} = R_{\text{acier}} \frac{h_0}{2} + R_{\text{béton}} \times \left(\frac{hb}{2} + hp \right)$$

e) Vérification [1]

1. La flexion

$$M_{sd} \leq M_{plrd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

- Le moment appliqué

$$M_{\text{max}} = M_{sd} = \frac{qu \times (L)^2}{8} + \frac{3Ru * L}{5} + \frac{Ru * l}{4}$$

$$M_{\text{max}} = M_{sd} = \frac{3,36 \times 7,5^2}{8} + \frac{3 * 94,32 * 7,5}{5} + \frac{94,32 * 7,5}{4}$$

$$M_{\text{max}} = M_{sd} = 624,915 \text{ kN.m}$$

- Moment résistant plastique

$$M_{\text{plrd}} = M_{\text{pl,rd}} = 258,67 \left(\frac{450}{2} + 1736,72 \left(\frac{65}{2} + 55 \right) \right)$$

$$M_{sd} = 624,915 \text{ kN.m} < M_{\text{pl,rd}} = 732,84 \text{ kN.m} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$r = \frac{N_{sd}}{N_{plrd}} = 0,85 < 1 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

2.L'effort tranchant

On doit vérifier que :

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma_{M_0}}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{275 \times 42,7}{\sqrt{3} \times 1,1} \times 10^{-6} = 616,32 \text{ KN.}$$

$$V_{sd} = \frac{3,36 \times 7,5}{2} + 2,5 \times 94,32 = 248,40 \text{ KN}$$

$V_{sd} = 248,40 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 616,32 \text{ KN}$Condition vérifiée.

3.Vérification d'interaction

$$V_{sd} = 248,40 \text{ KN} < 0,5 V_{pl,rd} = 308,16 \text{ KN}$$

Il ya pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant donc on n'a pas besoin de réduire la résistance à la flexion.

4.La rigidité

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \frac{q_s \bar{L}^4}{E I_y} + \frac{63 \cdot R_s \cdot L^3}{1000 \cdot E \cdot I_y} \frac{R_s \cdot l^3}{48 \cdot E \cdot I_c} \leq f_{\text{adm}} = \frac{L}{200}$$

$$q_{\text{ser}} = 2,25 \text{ KN/ml.}$$

$$L = 7,5 \text{ m.}$$

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

$$m = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

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

$$v = \frac{A_a}{A_b} = \frac{98,82 \times 10^2}{1875 \times 65} = 0,081$$

$$I_c = \frac{98,82 \times 10^2 (65 + 2 \times 55 + 450)^2}{4(1 + 15 \times 0,081)} + \frac{1875 \times 65^3}{12 \times 15} + 33740 \times 10^4 = 7,759 \times 10^8 \text{ mm}^4.$$

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

$$f_{\max} = \frac{5 \cdot 2,44 \cdot 7500^4}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 7,759 \cdot 10^8} + \frac{63 \cdot 67,8 \cdot 10^3 \cdot 7500^3}{1000 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 7,759 \cdot 10^8} + \frac{67,8 \cdot 7500^3}{48 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 7,759 \cdot 10^8} =$$

$$f_{\max} = 0,62 + 11,06 + 3,66 = 15,43 < f_{\text{adm}} = 37,5 \text{ mm}$$

$$f_{\max} = 31,9 \text{ mm} < f_{\text{adm}} = 37,5 \text{ mm}$$

II.7.2. Prédimensionnement Poutre principale du plancher étage courant[1]

Niveau + 6,3+12,3+45,3

II.7.2.1. Phase de construction**a) Calcule les réactions**

$$Q_u = 8,474 \text{ kn/m} \quad q_s = 6,173 \text{ KN/m}$$

$$R_u = \frac{q_u \cdot L_{solive}}{2} = \frac{8,474 \cdot 6}{2} = 25,422 \text{ KN}$$

$$R_s = \frac{q_s \cdot L_{solive}}{2} = \frac{6,17 \cdot 6}{2}$$

$$R_s = 18,519 \text{ KN}$$

$$2R_u = 50,844 \text{ KN}$$

$$2R_s = 37,02 \text{ KN}$$

b) Combinaisons des charges**ELU :**

$$q_u = 1,35 \times [G_p + (G_b + G_{bac}) \times e] + 1,5 \times Q_c \times e$$

$$q_u = 1,35 \times [0,766 + (0,15 + 3,75) \times 0,19] + 1,5 \times 0,75 \times 0,19$$

$$q_u = 2,26 \text{ KN/ml}$$

ELS:

$$q_{ser} = [g_p + (G_b + G_{bac}) \times e] + q_c \times e$$

$$q_{ser} = [0,776 + (3,75 + 0,15) \times 0,19] + 0,75 \times 0,19$$

$$q_{ser} = 1,66 \text{ KN/ml.}$$

c) Vérification[1]**1. La flexion**

$$M_{sd} \leq M_{plrd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

- **Le moment appliqué**

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{q_u \times (L)^2}{8} + \frac{3R_u \cdot L}{5} + \frac{R_u \cdot l}{4} = \frac{2,26 \times 7,5^2}{8} + \frac{3 \cdot 50,844 \cdot 7,5}{5} + \frac{50,844 \cdot 7,5}{4} =$$

340,02 KN.m.

- **Moment résistant plastique**

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{1702 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 425,5 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 340,02 \text{ KN.m} < M_{pl,rd} = 425,5 \text{ KN.m} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$r = \frac{N_{sd}}{N_{pl,rd}} = 0,8 < 1 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

2.L'effort tranchant

$$\text{On doit vérifier que : } V_{sd} \leq V_{pl,rd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma_{M_0}}$$

$$A_{vz} = 42,7 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{275 \times 50,9}{\sqrt{3} \times 1,1} \times 10^{-1} = 734,68 \text{ KN.}$$

$$V_{sd} = \frac{2,26 \times 7,5}{2} + 2,5 * 50,844 = 135,585 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 135,585 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 734,68 \text{ KN} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$V_{sd} = 135,585 \text{ KN} < 0,5 V_{pl,rd} = 367,34 \text{ KN} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant donc on n'a pas besoin de réduire la résistance à la flexion

3.La rigidité

$$f_{max} = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot L^4}{E I_y} + \frac{63 \cdot R_s \cdot L^3}{1000 \cdot E \cdot I_y} + \frac{R_u \cdot l^3}{48 \cdot E \cdot I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{200}$$

$$f_{max} = \frac{5 \cdot 1,66 \cdot 7500^4}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 33740 \cdot 10^5} + \frac{63 \cdot 37,02 \cdot 10^3 \cdot 7500^3}{1000 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 33740 \cdot 10^4} + \frac{37,02 \cdot 10^3 \cdot 7500^3}{48 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 33740 \cdot 10^4}$$

$$f_{max} = 0,97 + 13,89 + 4,59 = 19,45 \text{ mm} \leq \frac{7500}{250} = 30 \text{ mm}$$

II.7.2.2. Phase finale[1]

Calculs des réactions des solives

$$q_u = 18,63 \text{ KN/ml} \quad q_s = 13,11 \text{ KN/ml}$$

$$R_u = \frac{q_u \cdot L_{solive}}{2} = \frac{18,637 \cdot 6}{2} = 55,911 \text{ KN}$$

$$2R_u = 111,822 \text{ KN}$$

$$R_s = \frac{q_s \cdot L_{solive}}{2} = \frac{13,11 \cdot 6}{2} = 39,33 \text{ kn}$$

$$2R_s = 78,66 \text{ kn}$$

- **ELU**

$$q_u = 1,35 \times [G_p + (G \times 1,5)] + 1,5 \times Q \times 1,5$$

$$q_u = 1,35 \times [0,776 + (5,2 \times 0,19)] + 1,5 \times 5 \times 0,19$$

$$q_u = 3,806 \text{ KN/ml.}$$

- **ELS**

$$q_{ser} = [G_p + (G_t + Q) \times e]$$

$$q_{ser} = [0,776 + (5,2 + 5) \times 0,19]$$

$$q_{ser} = 2,714 \text{ KN/ml}$$

a) Vérification[1]

1.La flexion

- **Le moment fléchissant**

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

Le moment appliqué :

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{q_u \times (L)^2}{8} + \frac{3R_u \times L}{5} + \frac{R_u \times l}{4} = \frac{3,8 \times 7,5^2}{8} + \frac{3 \times 111,822 \times 7,5}{5} + \frac{111,822 \times 7,5}{4} =$$

$$739,584 \text{ KN. m.}$$

$$b_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} \frac{2 \times 7,5}{8} = 1,875 \text{ m} \\ b = 7,5 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$b_{eff} = 1,875 \text{ m}$$

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

$$R_{acier} = 0,95 \times f_y \times A_a = (0,95 \times 275 \times 9882) \times 10^{-3} = 2581,67 \text{ KN.}$$

$$R_{béton} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{eff} \times h_c = (0,57 \times 25 \times 1875 \times 95) \times 10^{-3} = 2538,28 \text{ KN}$$

$$R_a > R_b \text{ et } R_b > R_w$$

$$R_w = 0,95 \times f_y \times A_{âme}$$

$$A_w = (h - (2 \times t_f)) \times t_w$$

$$A_w = 3955,52 \text{ mm}^2$$

$$A_w = 1033,38 \text{ mm}^2$$

$$M_{pl,rd} = R_{acier} \frac{h_0}{2} + R_{béton} \left(\frac{hb}{2} + h_p \right)$$

$$M_{pl,rd} = 2581,67 \frac{450}{2} + 2538,28 \left(\frac{95}{2} + 55 \right) = 841,04 \text{ kn.m}$$

$$M_{sd} = 739,584 \text{ KN. m} < M_{pl,rd} = \mathbf{841,04 \text{ KN. m}} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$r = \frac{N_{sd}}{N_{plrd}} = 0,88 < 1 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

2.L'effort tranchant

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq V_{pl,rd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma_{M_0}}$

$$V_{sd} = \frac{3,8 \times 7,5}{2} + 2,5 * 111,822 = 293,805 \text{KN}$$

$V_{sd} = 293,805 \text{KN} < V_{pl,rd} = 734,68 \text{KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

$V_{sd} = 240,7065 \text{KN} < 0,5 V_{plrd} = 367,34 \text{KN}$

Il Ya pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant donc on n'a pas besoin de réduire la résistance à la flexion.

3.La rigidité

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \frac{q_s \bar{L}^4}{E I_y} + \frac{63 * R_s * L^3}{1000 * E * IY} \leq f_{\text{adm}} = \frac{L}{200}$$

$L = 7;5 \text{ m.}$

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

$Q_s = 2,714 \text{kn/m}$

$m = \frac{E_a}{E_b} = 15$

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

$v = \frac{A_a}{A_b} = \frac{9882 \times 10^2}{1875 \times 95} = 0,055$

$$I_c = \frac{98,82 \times 10^2 (95 + 2 \times 55 + 450)^2}{4(1 + 15 \times 0.055)} + \frac{1875 \times 95^3}{12 \times 15} + 33740 \times 10^4 = 9,27 \times 10^8 \text{ mm}^4.$$

La valeur de la flèche maximale :

$$f_{\max} = \frac{5 * 2,714 * 7500^4}{384 * 2,1 * 10^5 * 9,27 * 10^8} + \frac{63 * 78,66 * 10^3 * 7500^3}{1000 * 2,1 * 10^5 * 9,27 * 10^8} + \frac{78,66 * 7500^3}{48 * 2,1 * 10^5 * 9,27 * 10^8} =$$

$f_{\max} = 0,57 + 10,74 + 3,55 + 19,45 < f_{\text{adm}}$

$= 30 \text{ mm} \dots \dots \text{Condition non vérifiée}$

$f_{\max} = 34,31 \text{mm} > f_{\text{adm}} = 30 \text{ mm} \dots \dots \text{Condition non vérifiée}$

Le IPE450 ne vérifie pas les conditions donc en augment la section on choisit IPE500

Avec :

- H : la hauteur du profilé
- L : la longueur de la solive

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

$$\frac{7500}{25} \leq h \leq \frac{7500}{15}$$

$$300 \leq h \leq 500$$

Caractéristiques de poutre utilisée IPE 500

Tableau II. 5: Caractéristiques du profilé (IPE500)

Désignation abrégée	Poids	Section A cm ²	Dimension						Caractéristique			
	G Kg/m		h mm	b mm	tw mm	tf mm	r mm	I _y cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{el-y} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE 500	90,7	115,5	500	200	10,2	16	21	48200	2194	1928	20.43	4,31

II.7.2.3. Classification

a) La semelle

b= 200mm.

$$c = \frac{b - (2r + tw)}{2} = \frac{200 - (2 \times 21) - 10,2}{2} = 73,9m$$

$$\frac{c}{tf} = \frac{73,9}{16} = 4,62 < 9 \epsilon$$

4,62 < 8,28classe 1

Donc la semelle est de classe 1.

b) Ame

$$d = h - (2r + 2tf) = 500 - (2 \times 21 + 2 \times 16) = 426mm. \quad tw = 10,2mm$$

tw = 10,2 mm.

$$\frac{d}{tw} = \frac{426}{10,2} = 41,76 < 72\epsilon$$

40,30 < 66,24classe 1

Donc l'âme est de classe 1.

La section globale est de **classe1**

II.7.2.4 Phase de construction [1]**a) Calcul des réactions des solives**

$$q_u = 8,47 \text{ kN/m} \quad q_s = 6,173 \text{ kN/m}$$

$$R_u = \frac{q_u \cdot L_{\text{solive}}}{2} = \frac{8,474 \cdot 6}{2} = 25,422 \text{ kN}$$

$$R_s = \frac{q_s \cdot L_{\text{solive}}}{2} = \frac{6,17 \cdot 6}{2} = 18,519 \text{ kN}$$

$$2R_u = 50,844 \text{ kN}$$

$$2R_s = 37,02 \text{ kN}$$

b) Combinaisons des charges• **ELU :**

$$q_u = 1,35 \times [G_p + (G_b + G_{\text{bac}}) \times e] + 1,5 \times Q_c \times e$$

$$q_u = 1,35 \times [0,907 + (0,15 + 3,75) \times 0,2] + 1,5 \times 0,75 \times 0,2$$

$$q_u = 2,5 \text{ kN/ml}$$

• **ELS:**

$$q_{\text{ser}} = [g_p + (G_b + G_{\text{bac}}) \times e] + q_c \times e$$

$$q_{\text{ser}} = [0,907 + (3,75 + 0,15) \times 0,2] + 0,75 \times 0,2$$

$$q_{\text{ser}} = 1,837 \text{ kN/ml.}$$

c) Vérification [1]**1. La flexion**

$$M_{sd} \leq M_{plrd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

• **Le moment appliqué**

$$M_{\text{max}} = M_{sd} = \frac{q_u \times (L)^2}{8} + \frac{3R_u \cdot L}{5} + \frac{R_u \cdot l}{4} = \frac{2,25 \times 7,5^2}{8} + \frac{3 \cdot 50,844 \cdot 7,5}{5} + \frac{50,844 \cdot 7,5}{4} =$$

$$341,71 \text{ kN.m.}$$

• **Moment résistant plastique**

$$M_{plrd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{2194 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 548,5 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 341,71 \text{ kN.m} < M_{plrd} = 548,5 \text{ kN.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$r = \frac{N_{sd}}{N_{plrd}} = 0,62 < 1 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

2.L'effort tranchant

On doit vérifier que

$$V_{sd} \leq V_{pl.rd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma_{M_0}}$$

$$A_{vz} = 59,9 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl.rd} = \frac{275 \times 59,9}{\sqrt{3} \times 1,1} \times 10^{-1} = 864,58 \text{ KN.}$$

$$V_{sd} = \frac{2,5 \times 7,5}{2} + 2,5 \times 50,844 = 136,485 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 136,485 \text{ KN} < V_{pl.rd} = 864,58 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$V_{sd} = 136,485 \text{ KN} < 0,5 V_{pl.rd} = 432,29 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant donc on n'a pas besoin de réduire la résistance à la flexion

3.La rigidité

$$f_{max} = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot L^4}{E I_y} + \frac{63 \cdot R_s \cdot L^3}{1000 \cdot E \cdot I_y} + \frac{R_u \cdot l^3}{48 \cdot E \cdot I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{200}$$

$$f_{max} = \frac{5 \cdot 1,837 \cdot 7500^4}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 48200 \cdot 10^5} + \frac{63 \cdot 37,02 \cdot 10^3 \cdot 7500^3}{1000 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 48200 \cdot 10^4} + \frac{37,02 \cdot 10^3 \cdot 7500^3}{48 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 48200 \cdot 10^4}$$

$$f_{max} = 0,75 + 3,21 + 9,72 = 13,68 \text{ mm} \leq \frac{7500}{250} = 30 \text{ mm}$$

II.7.2.5. Phase finale [1]

Calcul des réactions des solives

$$q_u = 18,637 \text{ KN/ml} \quad q_s = 13,11 \text{ kN/ml}$$

$$R_u = \frac{q_u \cdot L_{solive}}{2} = \frac{18,637 \cdot 6}{2} = 55,911 \text{ KN}$$

$$2R_u = 111,822 \text{ KN}$$

$$R_s = \frac{q_s \cdot L_{solive}}{2} = \frac{13,11 \cdot 6}{2} = 39,33 \text{ KN}$$

$$2R_s = 78,66 \text{ KN}$$

- ELU

$$q_u = 1,35 \times [G_p + (G \times 1,5)] + 1,5 \times Q \times 1,5$$

$$q_u = 1,35 \times [0,907 + (5,2 \times 0,2)] + 1,5 \times 5 \times 0,2$$

$$q_u = 4,13 \text{ KN/ml.}$$

- ELS

$$q_{\text{ser}} = [G_p + (G_t + Q) \times e]$$

$$q_{\text{ser}} = [0,907 + (5,2 + 5) \times 0,2]$$

$$q_{\text{ser}} = 2,95 \text{ KN/ml}$$

a) Vérification [1]

1. La flexion

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

- Le moment appliqué

$$M_{\text{max}} = M_{sd} = \frac{q_u \times (L)^2}{8} + \frac{3R_u * L}{5} + \frac{R_u * l}{4} = \frac{4,13 \times 7,5^2}{8} + \frac{3 * 111,822 * 7,5}{5} + \frac{111,822 * 7,5}{4} =$$

741,9 KN. m.

$$b_{\text{eff}} = 1,875 \text{ m}$$

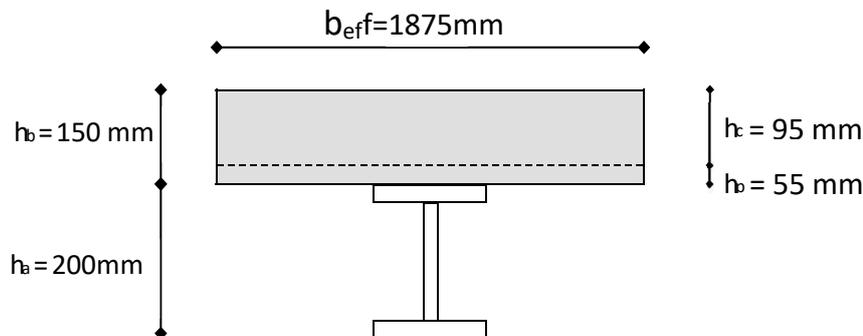


Figure II. 9: Largeur participante de la dalle.

- Position de l'axe neutre plastique

$$R_{\text{acier}} = 0,95 \times f_y \times A_a = (0,95 \times 275 \times 11600) \times 10^{-3} = 3030,5 \text{ kn KN.}$$

$$R_{\text{béton}} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{\text{eff}} \times h_c = (0,57 \times 25 \times 1875 \times 95) \times 10^{-3} = 2538,28 \text{ KN}$$

$$R_a > R_b \text{ et } R_b > R_w$$

$$R_w = 0,95 * f_y * A_{\text{âme}}$$

$$A_w = (h - (2 * t_f)) * t_w$$

$$A_w = 4773,6 \text{ mm}^2$$

$$R_w = 1247,103 \text{ KN}$$

$$M_{pl,rd} = R_{acier} \frac{h_0}{2} + R_{béton} \left(\frac{hb}{2} + hp \right)$$

$$M_{pl,rd} = 3030,5 \frac{500}{2} + 2538,28 \left(\frac{95}{2} + 55 \right) = 1017,8 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 741,9 \text{ KN.m} < M_{pl,rd} = \mathbf{1017,8 \text{ KN.m}} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$r = \frac{N_{sd}}{N_{pl,rd}} = 0,73 < 1 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

2.L'effort tranchant

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq V_{pl,rd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma_{M_0}}$

$$V_{sd} = \frac{4,13 \times 7,5}{2} + 2,5 * 111,822 = 295,04 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 295,04 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 864,58 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$V_{sd} = 295,04 \text{ KN} < 0,5 V_{pl,rd} = 432,29 \text{ KN}$$

Il ya pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant donc on n'a pas besoin de réduire la résistance à la flexion.

3.La rigidité :

$$f_{max} = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot L^4}{E I_y} + \frac{63 \cdot R_s \cdot L^3}{1000 \cdot E \cdot I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{200}$$

$$L = 7,5 \text{ m.}$$

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

$$Q_s = 2,95 \text{ kn/m}$$

$$m = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$I_c = \frac{A_a (hc + 2hp + ha)^2}{4(1 + mv)} + \frac{b_{eff} \times hc^3}{12 \times m} + I_a$$

$$v = \frac{A_a}{A_b} = \frac{11600 \times 10^2}{1875 \times 95} = 0,065$$

$$I_c = \frac{11600 \times 10^2 (95 + 2 \times 55 + 500)^2}{4(1 + 15 \times 0,065)} + \frac{1875 \times 95^3}{12 \times 15} + 48200 \times 10^4 = 1,22 \times 10^9 \text{ mm}^4.$$

La valeur de la flèche maximale :

$$f^{\max} = \frac{5 \cdot 2,954 \cdot 7500^4}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 1,227 \cdot 10^9} + \frac{63 \cdot 78,66 \cdot 10^3 \cdot 7500^3}{1000 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 1,22 \cdot 10^9} + \frac{78,66 \cdot 7500^3}{48 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 1,22 \cdot 10^9}$$

$$f^{\max} = 0,47 + 8,16 + 2,7 + 13,68 < f^{\text{adm}} = 30 \text{ mm} \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$f^{\max} = 27,01 \text{ mm} < f^{\text{adm}} = 30 \text{ mm} \dots \text{Condition vérifiée}$$

II.7.3. Prédimensionnement poutre principale du plancher étage courant[1]

Niveaux : +3,90 + 9,30 + 21,30 + 27,30 + 33,30 + 39,30

Avec :

H : la hauteur du profilé

L : la longueur de la solive

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

$$\frac{7500}{25} \leq h \leq \frac{7500}{15}$$

$$300 \leq h \leq 500$$

Caractéristiques de poutre utilisée IPE 500

Tableau II. 6: Caractéristiques du profilé (IPE500)

Désignation abrégée	Poids	Section	Dimension						Caractéristique			
	G Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	tw mm	tf mm	r mm	I _y cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{el-y} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE 500	90,7	115,5	500	200	10,2	16	21	48200	2194	1928	20.43	4,31

II.7.3.1. Classification

a) La semelle

b= 200mm.

$$c = \frac{b - (2r + tw)}{2} = \frac{200 - (2 \times 21) - 10,2}{2} = 73,9 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{tf} = \frac{73,9}{16} = 4,62 < 9 \varepsilon$$

4,62 < 8,28classe 1

Donc la semelle est de classe 1.

b) Ame

$$d = h - (2r + 2t_f) = 500(2 \times 21 + 2 \times 16) = 426 \text{ mm. } t_w = 10,2 \text{ mm}$$

$$t_w = 10,2 \text{ mm.}$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{426}{10,2} = 41,76 < 72\varepsilon$$

$$40,30 < 66,24 \dots\dots\dots \text{classe 1}$$

Donc l'âme est de classe 1.

La section globale est de **classe 1**

II.7.3.2. Phase de construction [1]

a) Calcul des réactions des solives

$$q_u = 7,385 \text{ kn/m} \quad q_s = 5,366 \text{ kn/m}$$

$$R_u = \frac{q_u \times L_{\text{solive}}}{2} = \frac{7,385 \times 6}{2} = 22,155 \text{ KN}$$

$$R_s = \frac{q_s \times L_{\text{solive}}}{2} = \frac{5,366 \times 6}{2} = 16,098 \text{ KN}$$

$$2R_u = 44,31 \text{ KN}$$

$$2R_s = 32,196 \text{ KN}$$

b) Combinaisons des charges

• ELU :

$$q_u = 1,35 \times [G_p + (G_b + G_{\text{bac}}) \times e] + 1,5 \times Q_c \times e$$

$$q_u = 1,35 \times [0,907 + (0,15 + 3) \times 0,2] + 1,5 \times 0,75 \times 0,2$$

$$q_u = 2,300 \text{ KN/ml}$$

• ELS:

$$q_{\text{ser}} = [g_p + (G_b + G_{\text{bac}}) \times e] + q_c \times e$$

$$q_{\text{ser}} = [0,907 + (3 + 0,15) \times 0,2] + 0,75 \times 0,2$$

$$q_{\text{ser}} = 1,687 \text{ KN/ml.}$$

d) Vérification [1]

1. La flexion

$$M_{sd} \leq M_{plrd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

- **Le moment appliqué**

$$M_{\max} = M_{sd} = \frac{q_u \times (L)^2}{8} + \frac{3R_u \times L}{5} + \frac{R_u \times l}{4} = \frac{2,300 \times 7,5^2}{8} + \frac{3 \times 44,314 \times 7,5}{5} + \frac{44,31 \times 7,5}{4} =$$

298,66KN.m.

- **Moment résistant plastique**

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{2194 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 548,5 \text{KN.m}$$

$M_{sd} = 298,66 \text{ KN.m} < M_{pl,rd} = 548,5 \text{ KN.m} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

$r = \frac{N_{sd}}{N_{plrd}} = 0,54 < 1 \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

2.L'effort tranchant

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq V_{pl,rd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$

$$A_{vz} = 59,9 \text{cm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{275 \times 59,9}{\sqrt{3} \times 1,1} \times 10^{-1} = 864,58 \text{KN.}$$

$$V_{sd} = \frac{2,300 \times 7,5}{2} + 2,300 \times 44,31 = 110,538 \text{ KN}$$

$V_{sd} = 110,538 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 864,58 \text{ KN} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

$V_{sd} = 110,538 \text{ KN} < 0,5 V_{pl,rd} = 432,29 \text{KN} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

Donc pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant donc on n'a pas besoin de réduire la résistance à la flexion

3.La rigidité

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot L^4}{E I_y} + \frac{63 \times R_s \times L^3}{1000 \times E \times I_y} + \frac{R_u \times l^3}{48 \times E \times I_y} \leq f_{\text{adm}} = \frac{L}{200}$$

$$f_{\max} = \frac{5 \times 1,687 \times 7500^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 48200 \times 10^5} + \frac{63 \times 32,196 \times 10^3 \times 7500^3}{1000 \times 2,1 \times 10^5 \times 48200 \times 10^4} + \frac{32,196 \times 10^3 \times 7500^3}{48 \times 2,1 \times 10^5 \times 48200 \times 10^4}$$

$$f_{\max} = 0,069 + 8,45 + 2,79 = 11,3 \text{ mm} \leq \frac{7500}{200} = 24 \text{mm}$$

II.7.3.3. Phase finale[1]

Calculs des réactions des solives

$$q_u = 14,04 \text{ KN/ml} \quad q_s = 10,05 \text{kn/ml}$$

$$R_u = \frac{q_u \times L_{\text{solive}}}{2} = \frac{14,04 \times 6}{2} = 42,12 \text{ KN}$$

$$2R_u = 84,24 \text{ KN}$$

$$R_s = \frac{q_s \times L_{\text{solive}}}{2} = \frac{10,05 \times 6}{2} = 30,15 \text{ KN}$$

$$2R_s = 60,3 \text{ KN}$$

- **ELU**

$$q_u = 1,35 \times [G_p + (G \times 0,20)] + 1,5 \times Q \times 1,5$$

$$q_u = 1,35 \times [0,907 + (5,15 \times 0,2)] + 1,5 \times 2,5 \times 0,2$$

$$q_u = 3,365 \text{ KN/ml.}$$

- **ELS**

$$q_{\text{ser}} = [G_p + (G_t + Q) \times e]$$

$$q_{\text{ser}} = [0,907 + (5,15 + 2,5) \times 0,2]$$

$$q_{\text{ser}} = 2,437 \text{ KN/ml}$$

a) Vérification[1]

1.La flexion

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

- **Le moment appliqué**

$$M_{\text{max}} = M_{sd} = \frac{q_u \times (L)^2}{8} + \frac{3R_u \times L}{5} + \frac{R_u \times l}{4} = \frac{3,365 \times 7,5^2}{8} + \frac{3 \times 84,24 \times 7,5}{5} + \frac{84,24 \times 7,5}{4} =$$

$$560,69 \text{ KN.m.}$$

$$b_{\text{eff}} = 1,875 \text{ m}$$

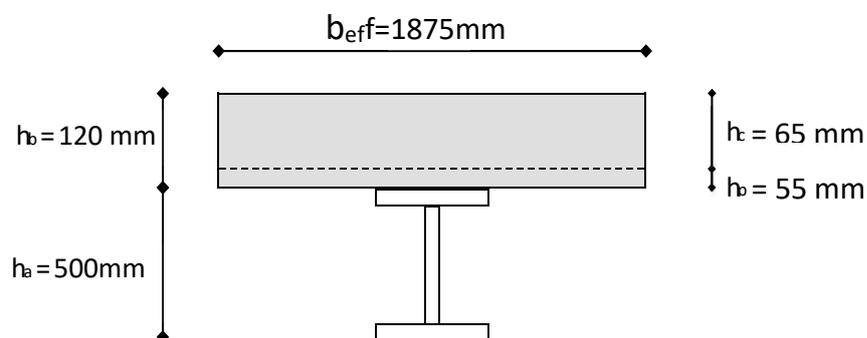


Figure II. 10: Largeur participante de la dalle.

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

$$R_{\text{acier}} = 0,95 \times f_y \times A_a = (0,95 \times 275 \times 11600) \times 10^{-3} = 3030,5 \text{ kN}$$

$$R_{\text{béton}} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{\text{eff}} \times h_c = (0,57 \times 25 \times 1875 \times 65) \times 10^{-3} = 1736,718 \text{ kN}$$

$$R_a > R_b \text{ et } R_b > R_w$$

$$R_w = 0,95 \times f_y \times A_{\text{âme}}$$

$$A_w = (h - (2 \times t_f)) \times t_w$$

$$A_w = 4773,6 \text{ mm}^2$$

$$R_w = 1247,103 \text{ kN}$$

$$M_{\text{pl,rd}} = R_{\text{acier}} \frac{h_0}{2} + R_{\text{béton}} \left(\frac{hb}{2} + h_p \right)$$

$$M_{\text{pl,rd}} = 3030,5 \frac{500}{2} + 2538,28 \left(\frac{95}{2} + 55 \right) = 1017,8 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{sd}} = 560,69 \text{ kN.m} < M_{\text{pl,rd}} = \mathbf{1017,8 \text{ kN.m}} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$r = \frac{N_{\text{sd}}}{N_{\text{plrd}}} = 0,055 < 1 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

2. L'effort tranchant

On doit vérifier que : $V_{\text{sd}} \leq V_{\text{pl,rd}} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma_{M_0}}$

$$V_{\text{sd}} = \frac{3,365 \times 7,5}{2} + 2,5 \times 84,24 = 223,218 \text{ kN}$$

$$V_{\text{sd}} = 223,218 \text{ kN} < V_{\text{pl,rd}} = 864,58 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$V_{\text{sd}} = 223,218 \text{ kN} < 0,5 V_{\text{plrd}} = 432,29 \text{ kN}$$

Il ya pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant donc on n'a pas besoin de réduire la résistance à la flexion.

3. La rigidité :

$$f_{\text{max}} = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot L^4}{E I_y} + \frac{63 \cdot R_s \cdot L^3}{1000 \cdot E \cdot I_y} \leq f_{\text{adm}} = \frac{L}{200}$$

$$L = 7,5 \text{ m.}$$

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

$$Q_s = 2,95 \text{ kN/m}$$

$$m = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$I_c = \frac{A_a(hc+2hp+ha)^2}{4(1+mv)} + \frac{beff \times hc^3}{12 \times m} + I_a$$

$$v = \frac{A_a}{A_b} = \frac{11600}{1875 \times 65} = 0,095$$

$$I_c = \frac{11600 \times 10^2 (65+2 \times 55+500)^2}{4(1+15 \times 0,095)} + \frac{1875 \times 65^3}{12 \times 15} + 48200 \times 10^4 = 1,3 \times 10^9 \text{ mm}^4.$$

La valeur de la flèche maximale :

$$f^{max} = \frac{5 \times 2,437 \times 7500^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 1,3 \times 10^9} + \frac{63 \times 60,3 \times 10^3 \times 7500^3}{1000 \times 2,1 \times 10^5 \times 1,3 \times 10^9} + \frac{60,3 \times 7500^3}{48 \times 2,1 \times 10^5 \times 1,3 \times 10^9} =$$

$$f^{max} = 0,36 + 5,87 + 1,94 + 11,68 < f^{adm} = 30 \text{ mm} \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$f^{max} = 19,47 \text{ mm} < f^{adm} = 30 \text{ mm} \dots \text{Condition vérifiée}$$

II.8. Calcul des connecteurs (connexion totale) [10]

Type goujon Hauteur $h = 95 \text{ mm}$

Diamètre : $d = 19 \text{ mm}$

II.8.1. Détermination de Prd

$$P_{rd} = K_r \times \inf \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \times \alpha \times d^2 \times \frac{\sqrt{F_{ck} \times E_c}}{\gamma_v} \Rightarrow \text{résistance dans le béton qui entoure le goujon.} \\ 0,8 \times f_u \times \frac{\pi \times d^2}{4 \times \gamma_v} \Rightarrow \text{la force dans le goujon.} \end{array} \right.$$

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

E_c : module de Young de béton.....30,5KN/mm².

f_u : résistance caractéristique des connecteurs..... 450 N/mm².

$$\gamma_v = 1,25.$$

$$\alpha = 1 \dots \dots \dots \text{si } \frac{h}{d} > 4.$$

$$\alpha = 0,2 \left(\frac{h}{d} + 1 \right) \dots \dots \dots \text{si } 3 < \frac{h}{d} < 4.$$

$$\text{On a } \frac{h}{d} = \frac{95}{19} = 5 > 4 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 1.$$

II.8.2. Influence du sens du bac d'acier

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

$$K_r = \frac{0,7}{\sqrt{N_r}} \times \frac{b_0}{hp} \times \left[\frac{hsc}{hp} - 1 \right] = \frac{0,7}{\sqrt{1}} \times \frac{88,5}{55} \times \left[\frac{95}{55} - 1 \right] = 0,82 < 1.$$

Avec :

N_r : Nombre de goujon par Nervure =1 ou max 2 ($N_r=1$).

$h_p = 55$ mm.

h : hauteur du connecteur ($h=95$ mm).

b_o : Largeur moyenne de la nervure ($b_o= 88.5$ mm).

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

$$P_{rd} = 0,82 \times \inf \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \times 1 \times 19^2 \times \frac{\sqrt{25 \times 30,5}}{1,25} = 73,13 \text{ KN.} \\ 0,8 \times 450 \times \frac{\pi \times 19^2}{4 \times 1,25} = 81,66 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

$P_{rd} = 59,97$ KN.

II.8.3. Effort tranchant repris par les goujons Détermination de RL

Dans le cas d'une connexion totale, l'effort total de cisaillement de calcul R_L auquel sont tenus de résister les connecteurs entre le point de moment fléchissant positif maximal et un appui d'extrémité est calculé selon la formule suivante :

$$R_L = \inf (R_{\text{béton}} ; R_{\text{acier}}) = \inf (2207,56 ; 2538,281) = 2207,56 \text{ KN.}$$

$$R_L = 2207,56 \text{ KN.}$$

Nombre des connecteurs (par demi-porté)

$$N_{\text{bre}} = \frac{R_L}{P_{rd}} = \frac{2207,56}{59,97} = 36,81$$

- Soit $N = 37$ goujons sur la demi longueur de la poutre ; c'est-à-dire 74 connecteurs sur toute la longueur totale de la solive.
- L'espacement minimal des connecteurs doit être supérieur à 5 fois le diamètre $e_{\min} \geq 5.d = 5 \times 19 = 95$ mm

$$E_{sp} = \frac{L}{N_{br}-1} = \frac{7500}{40-1} = 102,74 \text{ mm}$$

On prend $E_{sp} = 105$ mm

$$E_{sp} = 131,57 \text{ mm} > 95 \text{ mm}$$

$$E_{\max} = 6 h_c = 570 \text{ mm}$$

$95 \text{ mm} \leq 105 \text{ mm} \leq 570 \text{ mm}$**Condition vérifiée.**

On opte pour $E_{sp} = 105$ mm

De la même manière, nous avons étudiés le plancher terrasse

II.9. Prédimensionnement des poteaux [1]

Les poteaux sont des éléments verticaux de construction qui supportent les charges verticales, telles que la compression, la flexion et les actions gravitaires (poids propre, charges permanentes, charges de neige et charges d'exploitation). Ils assurent la transmission de ces charges aux fondations tout en résistant au flambement, garantissant ainsi la stabilité et la sécurité de la structure.

II.9.1. Principe de calcul

Les poteaux sont pré-dimensionnés en compression simple en choisissant le poteau le plus sollicité de la structure. C'est-à-dire, un poteau central.

Le poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant, on utilisera un calcul basé sur la descente de charge.

II.9.2. Étapes de prédimensionnement

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

$$\mathbf{Nu = 1,35G + 1,5Q}$$

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

Q : Surcharge d'exploitation dans le cas où la charge d'exploitation est la même pour tous

Les étages, la loi de dégression est équivalente à la règle usuelle dans laquelle les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites.

La structure étudiée possède des poteaux en profilé HEA et HEB.

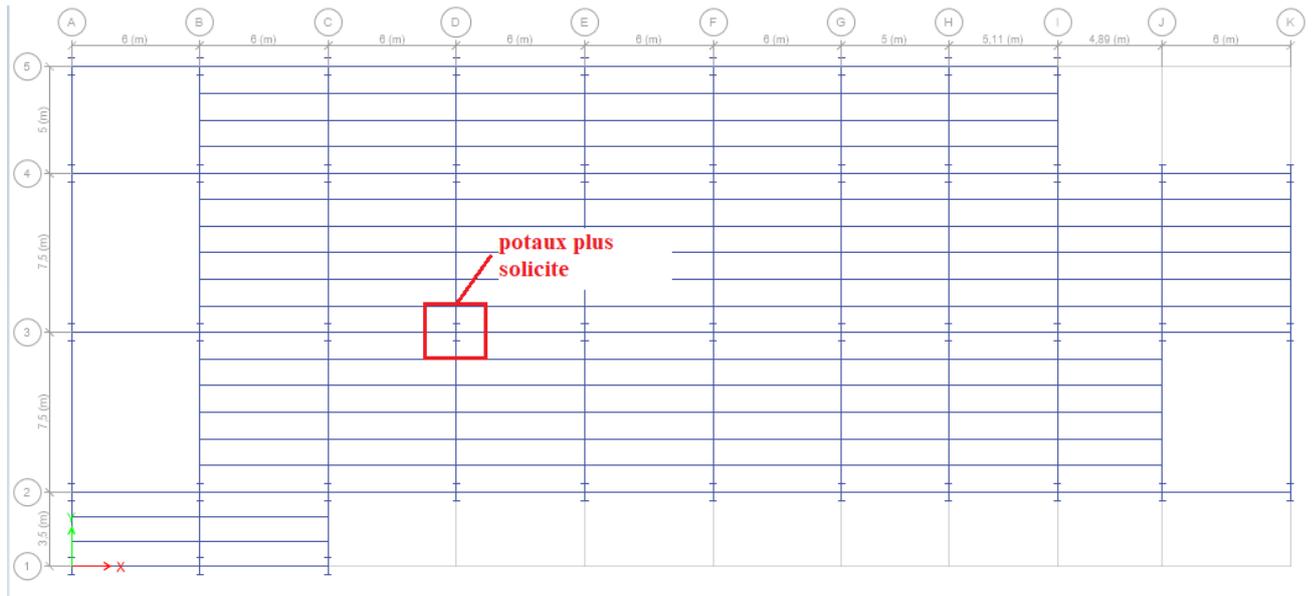


Figure II. 11: Position du poteau le plus sollicité.

II.9.3. La Descente des charges

II.9.3.1. Charge Permanente

$$G = G (\text{terrasse, courant}) \times S \text{ poteau} + g_{pp} \times L_{pp} + g_{ps} \times L_{ps} + g_s \times L_s.$$

G (terrasse, courant) : charge de plancher terrasse ou courant.

g pp : poid propre de la poutre principal (IPE450).

g ps : poid propre de la poutre secondaries (IPE270).

g s : poid propre de la solive (IPE270).

S : surface reprise par le Poteau

$$G \text{ terrasse} = 6,25 \text{ KN/m}^2. \quad G \text{ courant} = 5,20 \text{ KN/m}^2. \quad g_{pp} = g_{pp} = 0,422 \text{ KN/ml.}$$

$$g_{ps} = 0,361 \text{ KN/ml.} \quad g_s = 0,361 \text{ KN/ml.} \quad L_{pp}=7,5\text{m} \quad L_{ps} = 6\text{m.} \quad L_s= 6\text{m}$$

- Surface Poteau central : $S = 45\text{m}^2$

a) Charge Permanente Terrasse

$$G_t=6,25 \times 45=281,25\text{KN}$$

$$\text{Solive IPE270 : } g_s =0,361 \times 5 \times 6=10,83\text{KN}$$

$$\text{Poutre principale : IPE4500 } g_p=0,776 \times 7,5=5,82\text{KN}$$

$$\text{Poutre secondaire : IPE270 } g_p=0,361 \times 6=2,166\text{KN}$$

$$G_t=300,066\text{KN}$$

b) Charge Permanente étage courant

$$G_c = 5,20 \times 45 = 234 \text{ KN}$$

$$\text{Solive IPE270: } g_s = 0,361 \times 5 \times 6 = 10,83 \text{ KN}$$

$$\text{Poutre principale IPE500 : } g_p = 0,907 \times 7,5 = 6,8 \text{ KN}$$

$$\text{Poutre secondaire IPE270 : } g_p = 0,361 \times 6 = 2,166 \text{ KN}$$

$$G_c = 253,796 \text{ KN}$$

Tableau II. 7: La descente de charge permanente de poteau central.

Niveaux	Charges permanentes (KN)	G cumulées (KN)
terrasse	300,066	300,066
8 ^{ème} niveau	253,8	553,866
7 ^{ème} niveau	253,8	807,66
6 ^{ème} niveau	253,8	1061,466
5 ^{ème} niveau	253,8	1315,266
4 ^{ème} niveau	253,8	1569,066
3 ^{ème} niveau	253,8	1822,866
2 ^{ème} niveau	253,8	2076,666
1 ^{er} niveau	253,8	2330,466

II.9.3.2. Charge d'exploitation

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

$$Q \text{ étage} = 5 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q \text{ RDC} = 7,5 \text{ KN/m}^2.$$

Daprès la loi de dégression

Tableau II. 8: La charge d'exploitation de poteau centrale

Niveau	Surcharges (KN/m ²)	Poteau centrale Q*S (KN)
Terrasse	$\sum_0 = Q_0 = 2,5$	112,5
8 ^{ème} niveau	$\sum_1 = Q_0 + Q_1 = 7,5$	337,5
7 ^{ème} niveau	$\sum_2 = Q_0 + 0,95(Q_1+Q_2)= 12$	540
6 ^{ème} niveau	$\sum_3 = Q_0 + 0,90(Q_1+Q_2+Q_3)=16$	720
5 ^{ème} niveau	$\sum_4 = Q_0 + 0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)=19,5$	877,5
4 ^{ème} niveau	$\sum_5 = Q_0 + 0,80(Q_1 + \dots + Q_5) = 22,5$	1012,5
3 ^{ème} niveau	$\sum_6 = Q_0 + 0,75(Q_1 + \dots + Q_6) = 25$	1125
2 ^{ème} niveau	$\sum_7 = Q_0 + 0,714(Q_1 + \dots + Q_7) = 27,49$	1237,5
1 ^{er} niveau	$\sum_8 = Q_0 + 0,687(Q_1 + \dots + Q_8) = 30$	1350

II.9.4. Pré dimensionnement de poteau central[1]

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

$$N_{sd} \leq N_{crd} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{m_0}}$$

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

$$N_{crd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m_0}}$$

$$A \geq \frac{N \times \gamma_{m_0}}{f_y}$$

N : Effort de compression.

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

$$M_0 = 1,1$$

II.9.4.1. Exemple de calcul poteaux terrasse[1]

$$G = 300,066 \text{ KN/m}^2 ; \quad Q = 112,5 \text{ KN/m}^2$$

$$N_u = 1,35 G + 1,5Q = 1,35 \times 300,066 + 1,5 \times 112,5 = 573,84 \text{ Kn}$$

$$A = 22,95 \text{ cm}^2$$

En choisie d'après le tableau : **HEA 120**

$$\text{La section : } A = 25,3 \text{ cm}^2$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau II. 9: Les efforts normaux, la section et le profilé des poteaux

Niveau	G (KN)	Q (KN)	Effort normal (KN)	Section (cm ²)	Profilés	Section choisi (cm ²)
Terrasse	300,066	112,5	573,84	22,95	HEA 120	25,3
8 ^{ème} niveau	553,866	337,5	1259,97	50,40	HEA 240	76,8
7 ^{ème} niveau	807,66	540	1900,341	76,013	HEA 240	76,8
6 ^{ème} niveau	1061,466	720	2512,98	100,52	HEA 340	133,5
5 ^{ème} niveau	1315,266	877,5	3106,45	124,26	HEA340	133,5
4 ^{ème} niveau	1569,066	1012,5	3636,99	145,48	HEA 450	178
3 ^{ème} niveau	1822,866	1125	4168,79	166,75	HEA 450	178
2 ^{ème} niveau	2076,666	1237,5	4659,75	187,59	HEA 650	241,6
1 ^{er} niveau	2330,466	1350	5171,13	206,84	HEA 650	241,6

II.9.4.1. Vérification de flambement

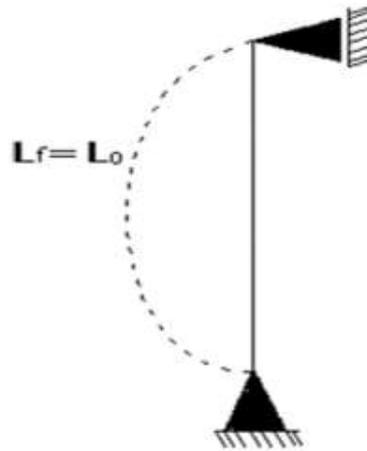


Figure II. 12: Schéma statique du poteau des étage

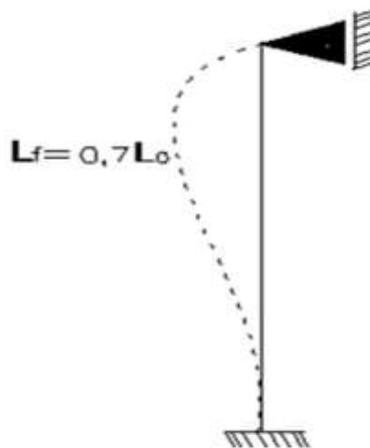


Figure II. 13: Schéma poteau pour RDC

- Il faut vérifier que : $N_{sd} \leq N_{brd}$

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

$$N_{brd} = \frac{X_{min} \times \beta \times A \times f_y}{\gamma_{m_0}}$$

a) Méthode de calcul

$\beta = 1$ classe 1, 2, 3.

$\beta = \frac{A_{eff}}{A}$ classe 4.

χ : coefficient réducteur de flambement donné par la formule suivante

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}} \leq 1$$

Avec : $\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1}$; $\lambda = \frac{l_f}{i}$; $\lambda_1 = 93,91\varepsilon$; $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$

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

α : facteur d'imperfection se déduit du tableau suivant :

Tableau II. 10: Facteur d'imperfection α

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

- **Vérification de niveau 1 ere**

Profile HEA650

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} ; \lambda = \frac{l_f}{i} ; \lambda_1 = 93,91\varepsilon ; \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i} = \frac{6000}{69,7} = 86,08$$

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i} = \frac{4200}{269,3} = 15,59$$

$$\bar{\lambda} = 0,99$$

$$\frac{h}{b} = \frac{640}{300} = 2,13 > 1,2$$

$$\alpha = 0,34$$

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

$$\phi = 1,124$$

$$\chi = \frac{1}{1,124 + \sqrt{1,124^2 - 0,99^2}} \leq 1$$

$$x = 0,6$$

$$N_{brd} = 3624 \text{ kn}$$

$$N_{sd} = 5171,13 < N_{brd} = 3624 \text{ kn} \text{ non vérifier}$$

Remarque

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

Tableau II. 11: Les vérifications du flambement pour poteau central

Niveau	profilé	N_{sd}	$X_{N_{brd}}$	condition
Terrasse	HEA 120	573,84	320,045	Non vérifier
8ème niveau	HEA 240	1259,97	1689,6	Non vérifier
7ème niveau	HEA 240	1900,341	950,4	Non vérifier
6ème niveau	HEA 340	2512,98	2129,325	Non vérifier
5ème niveau	HEA 340	3106,45	2129,325	Non vérifier
4ème niveau	HEA 450	3636,99	3083,85	Non vérifier
3ème niveau	HEA 450	4168,79	3083,85	Non vérifier
2ème niveau	HEA 650	4659,75	3624	Non vérifier
1er niveau	HEA 650	5171,13	3624	Non vérifier

Les barres choisies ne vérifie pas vis-à-vis de flambement, on doit augmenter la section des profils.

Tableau II. 12: choix des profiles

Niveau	profilé	N_{sd}	$X_{N_{brd}}$	condition
terrasse	HEA 160	573,84	661,136	verifier
8ème niveau	HEA 320	1259,97	2005,065	verifier
7ème niveau	HEA 320	1900,341	2005,065	verifier
6ème niveau	HEA 550	2512,98	3532,705	verifier
5ème niveau	HEA 550	3106,45	3532,79	verifier
4ème niveau	HEA 800	3636,99	4174,33	verifier
3ème niveau	HEA800	4168,79	4174,33	verifier
2ème niveau	HEB 800	4659,75	5330,49	verifier
1er niveau	HEB 800	5171,13	5330,49	verifier

Remarque

Pour réduire la complexité de la construction, nous avons choisi d'utiliser le même profil pour deux étages consécutifs, ce qui limite le nombre d'assemblages nécessaires. Cela permet d'économiser du temps et des ressources lors de la fabrication et de l'installation des éléments.

Chapitre III

Etude Climatique

III.1. Introduction

Une construction doit résister aux charges auxquelles elle risque d'être soumise pendant sa durée de vie. Une évaluation des charges climatiques produite par action de la neige et action du vent agissant sur toutes les parties de la construction, le passage à ce calcul est obligatoire et obligatoirement relatif au document technique réglementaire sous le titre de Règlement Neige et vent (version 2013) dont l'indice de classement est C2 – 47, ce dernier comporte les deux parties principales du chapitre :

- Évaluation de l'action du vent.
- Évaluation de la surcharge de la neige.

III.2. Domaine d'application du DTR

Le Règlement Neige et Vent « RNV 2013 » s'applique aux constructions suivantes dont la hauteur est inférieure à 200 m :

- L'ensemble des bâtiments (à usage d'habitation, administratif, scolaire, industriel, de santé, lieux de culte, etc.)
- Cheminées et ouvrages assimilables
- Ouvrages de stockage (réservoirs, châteaux d'eau, silos, etc.)
- Structures verticales et horizontales en treillis (pylônes, grues, échafaudages, etc.)
- Les panneaux de signalisation, murs de clôture et drapeaux.

III.3. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage étudié est composé de deux parties :

- Longueur : $A=57$ m ;
- Largeur : $B =23,5$ m ;
- Hauteur : $H=48,03$ m ;
- Toiture plane en plancher mixte

Données relatives au site :

- Lieu d'implantation : ALGER
- Terrain de catégorie : IV (site très meuble)
- Zone de neige : B
- Zone de vent : I

III.4. Étude de la neige[2]

Les surcharges de la neige doivent être calculées pour toutes les surfaces situées au-dessus du sol susceptible de supporter une accumulation de neige notamment sur les toitures, on applique les règles du **RNV 2013** car le projet se situe à une altitude inférieure à 2000 m.

III.4.1. Calcul la charge de neige[2]

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

$$S = \mu \times S_k$$

- **S** : charge caractéristique de neige en projection horizontale.
- **S_k** : charge de neige sur le sol en fonction de l'altitude H et de la zone de neige
- **μ** : Coefficient d'ajustement des charges, fonction de la forme de la toiture
- (Paragraphe 6)

Avec :

$$S_k = \frac{(0,04 \times H) + 10}{100}$$

$$S_k = \frac{(0,04 \times 100) + 10}{100} = 0,14 \text{ KN/m}^2$$

Les coefficients de la forme de toitures à versants multiples sont donnés par (**DTR 2013**) le tableau 3 page 25, comme suit :

Tableau III. 1: Coefficients de forme-Toitures à versants multiples

Angle de versant	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
Coefficient μ_1	0,8	$0,8 \left(\frac{60-\alpha}{30} \right)$	0,0

Donc on a : $\mu_1 = 0,8$

Ce que nous donne :

$$S_1 = \mu_1 \times S_k = 0,14 \times 0,8 = 0,112 \text{ (KN/m}^2 \text{)}$$

III.5. Étude au vent

Le vent est un phénomène naturel qui résulte du mouvement de l'air d'une zone à pression

élevée à une zone à faible pression.

Un bâtiment se présente comme un obstacle à la progression du vent. Ce dernier exerce sur les parois des actions qui s'appliquent directement sur les surfaces extérieures et agissent indirectement sur les surfaces intérieures (surpressions et dépressions) agissant perpendiculairement aux parois considérées.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

- La région.
- La direction.
- Le type du terrain de la structure et l'environnement.
- La forme géométrique et les ouvertures qui sont contenues par la structure.

L'effet du vent sur une construction métallique est assez prépondérant. Une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes les directions possibles. Le calcul sera mené conformément au Règlement Neige et Vent

« **RNV 2013** », dont l'indice de classement est **DTR C 2-4.7**.

III.5.1. La pression dynamique de pointe[2]

La pression dynamique à la hauteur de référence est donnée par la formule suivante :

$$q_p(z) = q_{réf} \times C_e(z_e) \quad (\text{N} / \text{m}^2) \dots\dots\dots (\text{DTR 2.3.1. Page 50})$$

$q_{réf}$ en (N / m^2) est la pression dynamique de référence donnée par le tableau (DTR 2.2 page 50) on fonction de la zone de vent (Cf annexe 1)

Tableau III. 2: Valeur de la pression dynamique de référence

Zone	q_{réf} (N/m²)
I	375
II	435
III	500
IV	575

On a dans le cas de la zone I donc : **q_{réf} = 375 (N/m²)**

III.5.2. La vitesse de référence de vent $V_{réf}$ [2]

La vitesse de référence du vent $V_{réf}$ est la vitesse moyenne sur dix minutes mesurées dans les conditions conventionnelles avec une probabilité annuelle de dépassement égale à 0,02

Tableau III. 3: La vitesse de référence de vent $V_{réf}$

Zone	$V_{réf}$ (m/s)
I	25
I	27
III	29
IV	31

On a dans le cas de la zone I donc : $V_{réf} = 25$ (N/m²)

III.5.3. Intensité de turbulence $I_v(z)$ (Chap.2 §2.4.6 page 57) [2]

L'intensité de la turbulence $I_v(z)$ à la hauteur z est définie comme l'écart type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du vent

$$\left\{ \begin{array}{l} I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad \text{pour } z > z_{\min} \quad \text{(a)} \\ I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right)} \quad \text{pour } z \leq z_{\min} \quad \text{(b)} \end{array} \right.$$

C_t : est le coefficient topographie.....(Cf. §2.4.5)

Z_0 (en m) est le paramètre de rugosité (Cf.tab.2.4)

Z : (en m) est la hauteur minimale..... (Cf.tab.2.4)

Z : (en m) est la hauteur considérée

III.5.4. Catégorie de terrain (Chape.2tab.2.4page53) [2]

Les catégories de terrain sont données dans le tableau 2.4 (RNV2013) que les valeurs des paramètres suivantes :

- K_T , facteur de terrain ;
- Z_0 (en m), paramètre de rugosité ;
- Z_{\min} (en m), hauteur minimale ;
- ε , coefficient utilisé pour le calcul du coefficient C_d

Tableau III. 4: Définition des catégories de terrain

Catégories de terrain	K_T	z_0 (m)	z_{min} (m)	ε
0 Mer ou zone côtière exposée aux vents de mer	0,156	0,003	1	0,38
I Lacs ou zone plate et horizontale à végétation négligeable et libre de tous obstacles.	0,170	0,01	1	0,44
II Zone à végétation basse telle que l'herbe, avec ou non quelques obstacles isolés (arbres, bâtiments) séparés les uns des autres d'au moins 20 fois leur hauteur.	0,190	0,05	2	0,52
III Zone à couverture végétale régulière ou des bâtiments, ou avec des obstacles isolés séparés d'au plus 20 fois leur hauteur (par exemple des villages, des zones suburbaines, des forêts permanentes).	0,215	0,3	5	0,61
IV Zones dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m.	0,234	1	10	0,67

Le terrain est des troisièmes catégories ce que nous donne les définitions suivantes :

Tableau III. 5: Définition catégorie de terrain

Catégorie de terrain	K_t	$Z_0(m)$	$Z_{min}(l)$	ε
III Zone a couverture végétale régulière ou des bâtiments, ou avec des obstacles isolés séparés d'une plus fois leur hauteur	0,215	0,3	5	0.61

III.5.5. Coefficient de topographie C_t

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

$C_t(z)$ est déterminé comme suit :

$$\begin{cases} C_t(z) = 1 & \text{pour } \phi < 0,05 \\ C_t(z) = 1 + s_{\max} \times \left(1 - \frac{|x|}{k_{red} \times L}\right) \times e^{-\alpha(z/L)} & \text{pour } \phi \geq 0,05 \end{cases}$$

- ϕ est la pente du versant au vent : $\phi = \frac{H}{L_u}$
- $H(m)$ est la hauteur du versant
- $L(m)$ est une longueur caractérisant le versant au vent et prenant la valeur :

$$L = \max(0.5Lu ; 2H) ;$$

- x (m) est la distance horizontale entre le lieu considéré et la crête de l'obstacle
- z (m) est la distance verticale mesurée à partir du niveau du sol au lieu considéré (site d'implantation)
- S_{max} , α et K_{red} sont des coefficients donnés dans le tableau 2.6 du DTR en fonction de la forme de l'obstacle et du rapport H/L .
- L_u et L_d respectivement la longueur du versant au vent et sous le vent.

Le site considère comme site plat donc $C_t(z)=1$ (site plat) pour $\phi < 0,05$

Pression dynamique de pointe [2]

La pression dynamique de pointe $q_p(Z_e)$ a une hauteur de référence Z_e et donnée par :

$$q_p(Z_e) = q_{ref} \times C_e(Z_e)$$

a-/Coefficient de rugosité

$$C_r(Z_e) = K_t \times \ln \left(\frac{Z}{Z_0} \right)$$

Pour $Z_{min} \leq Z_e \leq 200m$ (§2.4.4. RNV Version2013)

Tableau III. 6: Coefficient de rugosité

Tronçon	Z [m]	C_r
De 0 à 23,5	23,5	0,938
De 23,5 à 48	48	1,091
De 23,5 à 48,6	48,6	1,094

Coefficient de topographie :

L'ouvrage situé sur un site plat, donc on a :

Tableau III. 7: Coefficient topographique

Tronçon	Z [m]	C_t
De 0 à 23,5	23,5	1
De 23,5 à 48	48	1
De 23,5 à 48,6	48,61	1

Intensité de turbulence :

$$I_v(Z_e) = \frac{1}{C_t(Z_e) \times \ln \left(\frac{Z}{Z_0} \right)} \quad \text{Pour } Z_{min} \leq Z$$

Tableau III. 8: Coefficient Intensité de turbulence

Tronçon	Z [m]	I _v
De 0 à 23,5	23,5	0,229
De 23,5 à 48	48	0,197
De 23,5 à 48,6	48,6	0,196

Coefficient d'exposition : [2]

Cas de structures peu sensibles aux excitations dynamiques.

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

Tableau III. 9: Coefficient d'exposition

Tronçon	Ze [m]	C _e
De 0 à 23,5	23,5	2,29
De 23,5 à 48	48	2,832
De 23,5 à 48,6	48,6	2,839

Tableau III. 10: Tableau Récapitulatif :

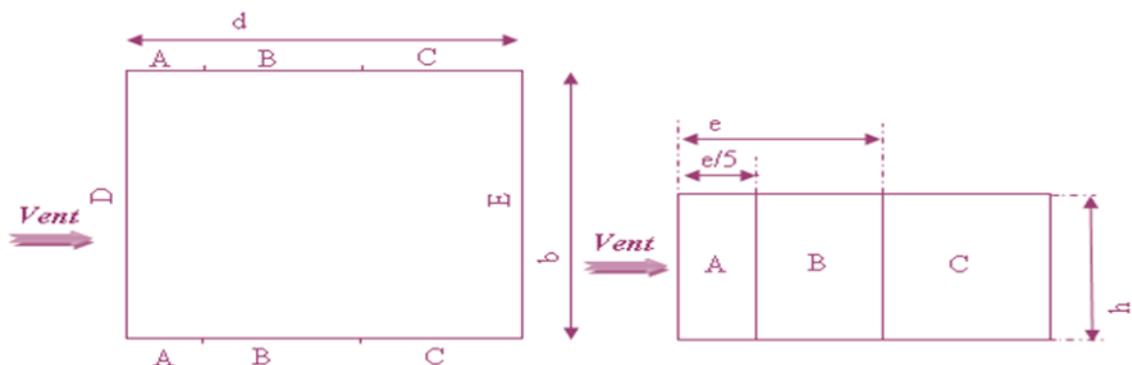
Tronçon	Ze [m]	C _r	C _t	I _v	C _e	q _p [N/m ²]
De 0 à 23,5	23,5	0,938	1	0,229	2,29	858,75
De 23,5 à 48	48	1,091	1	0,197	2,832	1062
De 23,5 à 48	48,6	1,094	1	0,196	2,839	1064,62

III.5.6. Calcul de la pression due au vent

Détermination de la pression dynamique

La pression dynamique W (z_j) agissant sur une paroi est obtenue à l'aide de la formule suivante : $W(z_j) = q_p(z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}]$ [N/m²] (§2.5.2. RNV version2013).

a- Coefficients de pressions extérieures C_{pe}



Détermine le coefficient à partir des conditions suivantes[2]

$$\left\{ \begin{array}{ll} C_{pe} = C_{pe,1} & \text{si } S \leq 1 \text{ m}^2 \\ C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log_{10}(S) & \text{si } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2 \\ C_{pe} = C_{pe,10} & \text{si } S \geq 10 \text{ m}^2 \end{array} \right.$$

1. Paroi verticale (V1)

Cas de vent perpendiculaire à la largeur du bâtiment

$$C_{pe} = C_{pe,10} \quad \text{pour} \quad S \geq 10,00 \text{ m}^2$$

b : La dimension perpendiculaire à la direction du vent.

d : La dimension parallèle à la direction du vent.

$$b = 23,5 \text{ m.}$$

$$d = 57 \text{ m.}$$

$$e = \min[b; 2h] = \min[23,5 ; 2 \times 48]$$

$$e = 23,5 \text{ m.}$$

On est dans le cas où $e < d$.

- Aire de la Zone A : $A_A = e/5 \times h = 23,5/5 \times 48 = 225,6 \text{ m}^2$
- Aire de la Zone B : $A_B = (b - e/5) \times h = (23,5 - 23,5/5) \times 48 = 902,6 \text{ m}^2$
- Aire de la Zone C : $A_C = (d - e/5) \times h = (57 - 23,5/5) \times 48 = 2510,4 \text{ m}^2$
- Aire de la Zone D : $A_D = b \times h = 23,5 \times 48 = 1128 \text{ m}^2$
- Aire de la Zone E : $A_E = b \times h = 23,5 \times 48 = 1128 \text{ m}^2$

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

Les surfaces et les C_{pe} de chaque zone sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

Tableau III. 11: Les surfaces et les valeurs de C_{pe} pour les parois verticales- sens V1.

Zone (m ²)	A	B	C	D	E
S(m ²)	225,6	902,6	2510,4	1128	1128
C _{pe}	-1	-0,8	-0,5	+0,8	-0,3

Les valeurs des coefficients correspondants aux zones A, B, C, D et E sont portées sur la figure ci-dessous :

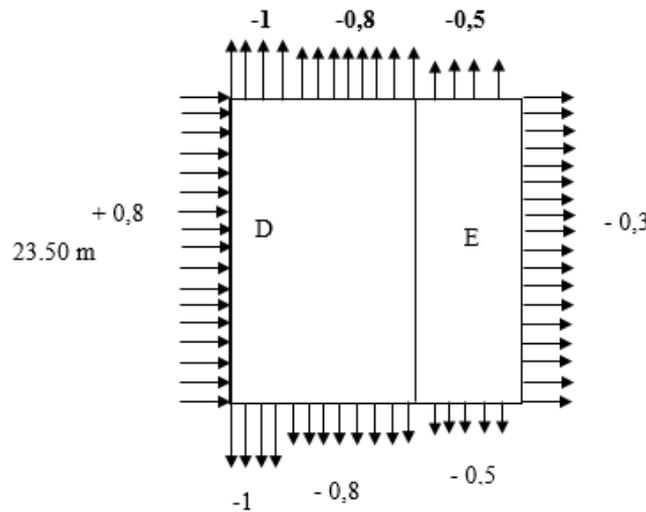


Figure III. 1: Représentation des coefficients Cpe sur les différentes zones(V1).

Coefficient de pression intérieure Cpi

D’après l’eurocode1 partie 4

Donc :

Cpi1 = 0,8

Cpi2 = -0,5

La pression aérodynamique :

$$W(z_j) = qp(z_j) \times (C_{pe} - C_{pi})$$

Tableau III. 12: Récapitulatif (V1)

Zone	Z(m)	qp(ze)	C _{pe}	C _{pi}		W (zj) [N/m ²]	
A	23,5	858,75	-1	0,8	-0,5	-1545,75	-429,375
	48	1062	-1	0,8	-0,5	-1911,6	-531
B	23,5	858,75	-0.8	0,8	-0,5	-1374	-275,625
	48	1062	-0.8	0,8	-0,5	-1699,2	-318,6
c	23,5	858,75	-0,5	0,8	-0,5	-1116,375	0
	48	1062	-0,5	0,8	-0,5	-1380,6	0
D	23,5	858,75	0,8	0,8	-0,5	0	1116,375
	48	1062	0.8	0,8	-0,5	0	1380,6
E	23,5	858,75	-0,3	0,8	-0,5	-944,625	171,75
	48	1062	-0,3	0,8	-0,5	-1168,2	212,4

2.Toiture

Terrasse inaccessible :

La hauteur de l'acrotère $h_p=0.6m$ nous avant une toiture plate Selon RNV 2013 art.5.1.3

$$e = \min[b; 2h] = \min[23,5 ; 2 \times 48,6]$$

$$e = 23,5 \text{ m.}$$

$$e/2 = 11,75 \text{ m}$$

$$e/4 = 5,875 \text{ m}$$

$$e/10 = 2,35 \text{ m}$$

Aire de la Zone F : $A_F = (e/4 \times e/10) = 5,875 \times 2,35 = 13,80 \text{ m}^2$

Aire de la Zone G : $A_G = (b - 2 \times e/4) \times e/10 = (23,5 - 2 \times (5,875)) \times 2,35 = 27,61 \text{ m}^2$

Aire de la Zone H : $A_H = (e/2 - e/10) \times b = (11,75 - 2,35) \times 27 = 220,9 \text{ m}^2$

Aire de la Zone I : $A_I = (d - e/2) \times b = (57 - 11,75) \times 23,5 = 1063,375 \text{ m}^2$

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

Dans notre cas : $h_p/h = 0,6/48,6 = 0,012 \cong 0,025$

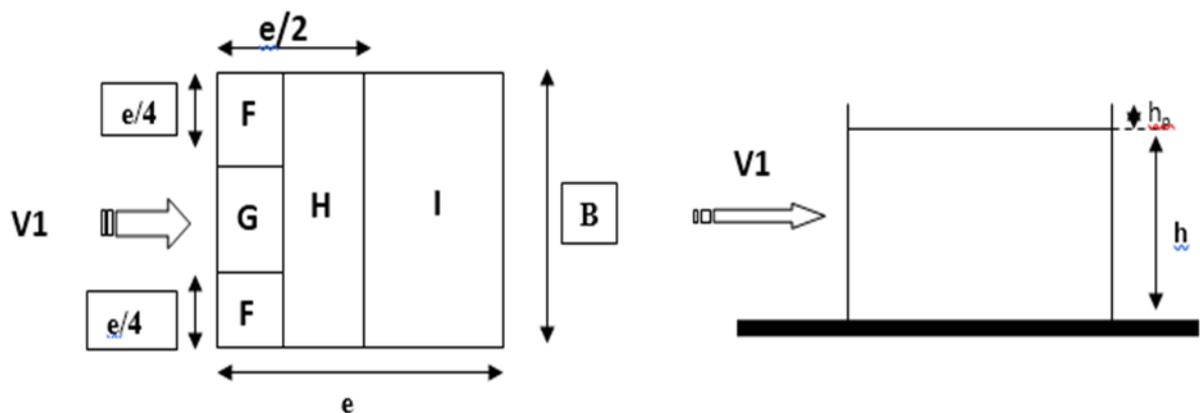


Figure III. 2: Légende pour la paroi verticale la toiture (V1)

Tableau III. 13 : Les surface et les valeurs des pressions C_{pe} pour les différentes zones de terrasse inaccessible-sens(V1).

Zone (m ²)	F	G	H	I
S(m ²)	13,80	27,61	220,9	1063,375
C_{pe}	-1,6	-1,1	-0,7	-0,2

Coefficient de pression intérieure C_{pi} [2]

Le coefficient de la pression intérieure C_{pi} des bâtiments sans cloisons intérieurs est donné en fonction de l'indice de perméabilité μ_p .

On définit l'indice de perméabilité μ_p comme suit :

D'après l'eurocode1 partie 4

✓ $C_{pi} = 0,8$

✓ $C_{pi} = -0,5$

La pression aérodynamique :

$$W(z_j) = q_p(z_j) \times (C_{pe} - C_{pi})$$

Tableau III. 14 : Récapitulatif (V2)

Zone	Z(m)	$q_p(z_e)$	C_{pe}	C_{pi}	C_{pi}	W (zj) [N/m ²]	W (zj) [N/m ²]
F	23,5	858,75	-1,6	0,8	-0,5	-2061	-944,625
	48,6	1064,625	-1,6	0,8	-0,5	-2555,088	-1171,082
G	23,5	858,75	-1,1	0,8	-0,5	-1631,625	-515,25
	48,6	1064,62	-1,1	0,8	-0,5	-2022,778	-638,772
H	23,5	858,75	-0,7	0,8	-0,5	-1288,125	-171,75
	48,6	1064,62	-0,7	0,8	-0,5	-1596,93	-212,924
I	23,5	585,75	-0,2	0,8	-0,5	-858,75	275,625
	48,6	1064,62	-0,2	0,8	-0,5	-1064,62	319,386

3.Paroi vertical (V2)

Cas de vent perpendiculaire à la largeur du bâtiment

$$C_{pe} = C_{pe,10} \quad \text{pour} \quad S \geq 10,00 \text{ m}^2$$

$$B=57\text{m}$$

$$H=48$$

$$D=23,5$$

- $e = \min [b, 2 \times ht] \Rightarrow e = 57\text{m}$

On est dans le cas où $e > d$.

Tableau III. 15: Les surfaces et les valeurs de C_{pe} pour les parois verticales- sens V1

Zone (m ²)	A'	B'	D	E
S(m ²)	547,2	580,8	2736	2736
C_{pe}	-1	-0,8	+0,8	-0,3

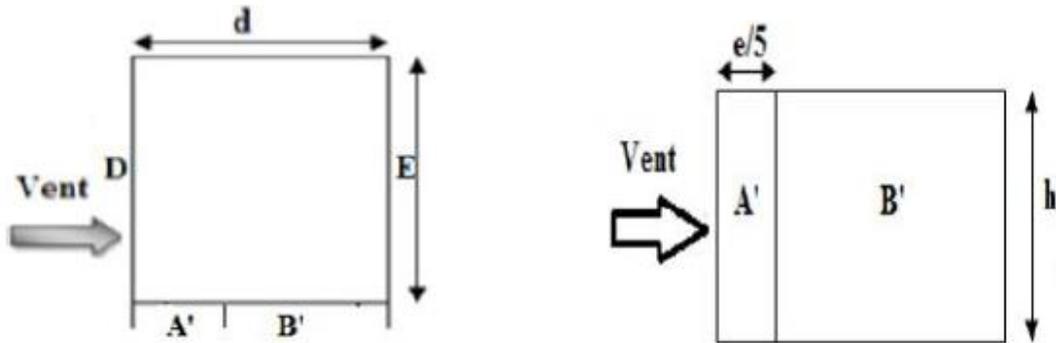


Figure III. 3: Légende pour la paroi verticale(v2).

Coefficient de pression intérieur C_{pi}

Donc : D'après l'eurocode1 partie 4

✓ **C_{pi1} = 0,8**

✓ **C_{pi2} = -0,5**

La pression aérodynamique :

$$W(z_j) = qp(z_j) \times (C_{pe} - C_{pi})$$

Tableau III. 16: Récapitulatif(V1)

Zone	Z(m)	qp(ze)	C _{pe}	C _{pi}		W(z _j) [N/m ²]	
A'	48	1062	-1	0,8	-0,5	-1911,6	-531
B'	48	1062	-0.8	0,8	-0,5	-1693,2	-318,6
D	48	1062	+0,8	0,8	-0,5	0	1380,6
E	48	1062	-0.3	0,8	-0,5	-1168,2	212,4

4.Toiture :

La hauteur de l'acrotère **h_p=0.6m** nous avant une toiture plate Selon (§5.1.3RNV Version 2013)

$$e = \min(b, 2h) = 57m$$

Coefficients de pressions extérieures C_{pe}

Tableau III. 17: Valeurs des pressions C_{pe} pour les différentes zones de terrasse sous V2.

Zone (m ²)	F	G	H
S(m ²)	81,225	162,45	335,8
C _{pe}	-1,6	-1,1	-0,7

Coefficient de pression intérieur C_{pi}

Le coefficient de la pression intérieure C_{pi} des bâtiments sans cloisons intérieurs est donné en fonction de l'indice de perméabilité μ_p.

On définit l'indice de perméabilité μ_p comme suit :

D'après l'eurocode1 partie 4

✓ **C_{pi} = 0,8**

✓ **C_{pi} = - 0,5**

La pression aérodynamique

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

Zone	Z(m)	qp(z _e)	C _{pe}	C _{pi}	C _{pi}	W (z _j) [N/m ²]	W (z _j) [N/m ²]
F	48,6	1064,62	-1,6	0,8	-0,5	-2555,088	- 1171,082
G	48,6	1064,62	-1,1	0,8	-0,5	-2022,778	-638,772
H	48,6	1064,62	-0,7	0,8	-0,5	-1596,93	-212,924

Chapitre IV

Etude dynamique

IV.1. Introduction

Les séismes représentent des événements naturels dévastateurs susceptibles d'occasionner d'importants dégâts dans les zones urbaines. Par conséquent, il revêt une importance capitale de mettre en place des édifices résistants aux secousses sismiques. C'est là que la construction parasismique intervient en se basant sur une analyse dynamique des structures soumises aux vibrations sismiques. Cette analyse permet de prédire les déformations et les charges maximales qui pourraient se produire lors d'un séisme, en vue de concevoir des structures à la fois solides et sécurisées.

Dans le cadre de ce projet, la modélisation de la structure a été réalisée à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis, qui est un outil de calcul de structure. L'objectif de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui satisfait toutes les conditions et les critères de sécurité exigés par le RPA99/ver2003.

IV.2. Objectifs de l'étude dynamique

L'objectif initial de l'analyse dynamique d'une structure consiste à déterminer ses caractéristiques dynamiques propres. Cela est réalisé en étudiant son comportement en tant que vibration libre non amortie. Cette approche permet de calculer les forces et les déplacements maximums qui se produisent lors d'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle existe réellement est souvent très complexe et requiert des calculs fastidieux, voire impossibles à réaliser. Nous avons réalisé la modélisation de notre structure à l'aide du logiciel logiciel ROBOT STRUCTURAL, un outil de calcul de structures.

IV.3. Étude sismique

Lorsqu'il s'agit de concevoir des structures résistantes aux séismes, l'analyse dynamique joue un rôle essentiel. Cette étape cruciale commence par la création d'un modèle mathématique représentant la structure à étudier. Ce modèle est ensuite intégré à un logiciel spécialisé dans le calcul dynamique, ce qui permet de déterminer les modes de vibrations propres de la structure ainsi que les efforts générés par les mouvements sismiques. Cette analyse garantit que la structure est en mesure de faire face aux contraintes potentielles induites par les séismes. En comprenant les mouvements vibratoires de la structure, les ingénieurs sont en mesure de concevoir des éléments structurels adaptés et des assemblages solides capables de résister efficacement aux séismes

IV.3.1. 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 (frame) 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).

IV.3.2. 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 **RPA99 version 2003** avec $(\beta=0,2)$ pour un bâtiment à usage d'hôtel (mass source).
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir 25kN/m^3 .
- La charge de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie aux niveaux des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).

IV.4. Choix de la méthode de calcul

Pour avoir une idée sur le comportement réel de la structure, il faut bien choisir la méthode de calcul et modélisation de la structure. Les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version 2003) proposent trois méthodes de calcul des sollicitations.

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

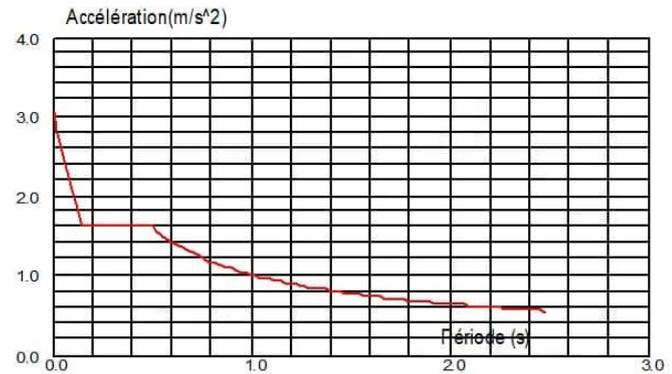
La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans notre cas, car la structure se trouve en zone III et dépasse la hauteur de 17m

Donc la méthode à utiliser est la méthode d'analyse modale spectrale.

IV.4.1. La méthode d'analyse modale spectrale

La méthode des spectres de réponse de calcul consiste à décrire l'action sismique à l'aide d'un spectre de réponse. Chaque structure peut être assimilée à un oscillateur à plusieurs degrés de liberté, et la réponse de la structure à une accélération dynamique dépend de l'amortissement (ζ) et de la pulsation naturelle (ω). Ainsi, en évaluant les réponses maximales en fonction de la période (T) pour des accélérogrammes donnés, on obtient plusieurs points sur un graphique appelé spectre de réponse. Ce spectre de réponse permet de lire directement les déplacements maximaux de la structure.

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



A : coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1)

η : Facteur de correction d'amortissement.

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

Q : Facteur de qualité (tableau 4.4).

T₁, T₂ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7) RPA99/V2003.

Dans notre cas :

- Zone sismique III « ALGER ».
- Groupe d'usage 2 (ouvrage courant ou d'importance moyenne)
- Pourcentage d'amortissement $\varepsilon = 5 \%$.
- Facteur de qualité $Q = 1.10$ (dans les deux directions).
- Coefficient de comportement, pour chaque model on lui introduit son R correspondant

- **Principales vérifications exigent par le RPA pour cette méthode**

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

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

- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients massiques de ces modes soit aux moins égales 90%.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la repense totale de la structure.

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

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

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ Et } T_K \leq 0.20\text{sec} \dots (4-14)$$

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

- **Résultante des forces sismiques de calcul (article 4.3.6 RPA 2003) [3]**

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

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

Dimensions de l'ouvrage

Dimensions en élévation

- Hauteur totale : 48 m.
- Hauteur du bureau : 3m.
- Hauteur d'étage d'usine : 6 m.

Dimensions en plan

- Largeur totale : 23,5 m.
- Longueur totale : 57 m.

IV.5. Vérification de la structure

IV.5. 1. 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 :

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

Avec :

- **Coefficient d'accélération de zone.**

Tableau 4.1.1 (RPA99 V2003) : Coefficient d'accélération en fonction de la zone

Group d'usage 2 zone III

- **Facteurs d'amplification dynamique moyen D :**

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).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 . \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s . \text{ (4.2) page 38 (RPA99 V2003)} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0s . \end{cases}$$

D'après le Tableau 4.7 des Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/version2003), pour la catégorie de site S3 qui correspond aux sites meubles, les périodes caractéristiques T_1 et T_2 sont respectivement égales à 0,15s et 0,5s. Ces valeurs dépendent de la nature du sol et de la zone sismique où se trouve la structure.

- **Estimation de la période fondamentale de la structure (T)**

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

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

C_T : coefficient, en fonction du système de contreventement, de type de remplissage donné par le tableau 4.6 [5]

$C_T = 0,05$: Contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé, ou des palées triangulées

et des murs en maçonnerie.

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

Hauteur mesurée $h_n = 48\text{m}$

D : Dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré

$D_x = 57 \text{ m} \rightarrow T'_x = 0,572 \text{ sec.}$

$D_y = 23,5 \text{ m} \rightarrow T'_y = 0,891 \text{ sec.}$

D'après la formule (1) :

$$T_{\text{exp}} = C_t * h_n^{\frac{3}{4}}$$

$$T_{\text{exp}} = 0,05 * 48^{\frac{3}{4}} = \mathbf{0,911 \text{ sec.}}$$

Sens (x-x) : $T_x = \min (0,911; 0,572) = \mathbf{0,572 \text{ sec.}}$

Sens (y-y) : $T_y = \min (0,911; 0,891) = \mathbf{0,891 \text{ sec.}}$

$$1,3 \times T_x = 0,74 \text{ sec}$$

$$1,3 \times T_y = 1,165 \text{ sec}$$

Tableau IV. 1: Périodes caractéristiques associée à la catégorie du site

Site	S1	S2	S3	S4
T_1	0,15	0,15	0,15	0,15
T_2	0,30	0,40	0,50	0,70

D'après l'article de Dr. TALEB, la période doit être comme suit :

Tableau IV. 2: Choix de la période de calcul

Cas	Période choisie pour le calcul du facteur D
$T_{\text{analytique}} \leq T_{\text{empirique}}$	$T = T_{\text{analytique}}$
$T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}} < 1.3T_{\text{empirique}}$	$T = T_{\text{empirique}}$
$T_{\text{analytique}} \geq 1.3T_{\text{empirique}}$	$T = 1.3T_{\text{empirique}}$

On est dans le cas de :

T analytique > 1,3T empirique

On a : $T_x = 0.74 \text{ sec}$ et $T_y = 1,165 \text{ sec}$

$T = 1.3 \text{ Tempirique}$

$T = 1,43 \text{ sec} > 0,74 \text{ sec}$

$T = 1,43 \text{ sec} > 1,165 \text{ sec}$

$T = 1.3 \text{ Tempirique}$

Donc $T_x = 0.74 \text{ sec}$ et $T_y = 1,165 \text{ sec}$

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

$$\left\{ 0.5 \leq 0.74 \leq 3s \Rightarrow D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_x} \right)^{2/3}$$

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

$$\left\{ 0.5 \leq 1,165 \leq 3s \Rightarrow D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_y} \right)^{2/3}$$

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

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

Dans notre cas l'amortissement = 5% $\Rightarrow \eta = 1.$

$$D_x = 2,5 \times \left(\frac{0,5}{0,74} \right)^{\frac{2}{3}} = 1,925$$

$$D_y = 2,5 \times \left(\frac{0,5}{1,165} \right)^{\frac{2}{3}} = 1,426$$

- **Le coefficient de comportement R**

En a un système mixte de portique avec contreventement de type X et de, $R = 3$ choisi selon le Tableau 4.3 à la page 41 de RPA 99 V2003.

- **Facteurs de qualité Q**

Le facteur de qualité de la structure (Q) est déterminé en fonction de plusieurs critères tels que la redondance et la géométrie des éléments qui la constituent, la régularité en plan et en élévation, ainsi que la qualité de contrôle de la construction. La valeur de Q est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

P_q : La pénalité à retenir dépend du critère de qualité q, qui peut être satisfait ou non satisfait.

Les valeurs de q sont données dans le tableau 4 des RPA 99 V2003. Le facteur de qualité Q est alors obtenu en multipliant la pénalité par la valeur initiale de Q (Q_0).

Tableau IV. 3: Facteurs de qualité

Les Critères	Observée (o/n)	Pq // xx	Observée (o/n)	Pq // yy
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	Non	0,05
Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0

$$Q_x = 0,05 + 0,05 + 1 = \rightarrow Q_x = 1,10$$

$$Q_y = 0,05 + 0,05 + 1 \rightarrow Q_y = 1,10$$

$$Q_{//xx} = 1,10$$

$$Q_{//yy} = 1,10$$

- **Poids total de la structure W**

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

Avec : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

W_{Gi} : poids due aux charges permanentes et à celle des équipements fixes solidaire à la structure ;

W_{Qi} : charge d'exploitation ;

β : coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, dans notre cas ; $\beta = 0.6$

- **Déplacements inter étages (article 5.10 RPA 2003)**

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

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

Avec :

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

Où : h_e représente la hauteur de l'étage.

Avec :

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

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

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

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

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

R : coefficient de comportement.

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

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

Les effets de second ordre (l'effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

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

Avec :

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

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

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau K.

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

h_k : Hauteur d'étage k.

IV.6. Résultats de l'analyse sismique

IV.6.1. Model initial

Pour cette étape, on va vérifier la structure autant qu'une structure auto stable comme il est indiqué dans la figure ci-dessous :

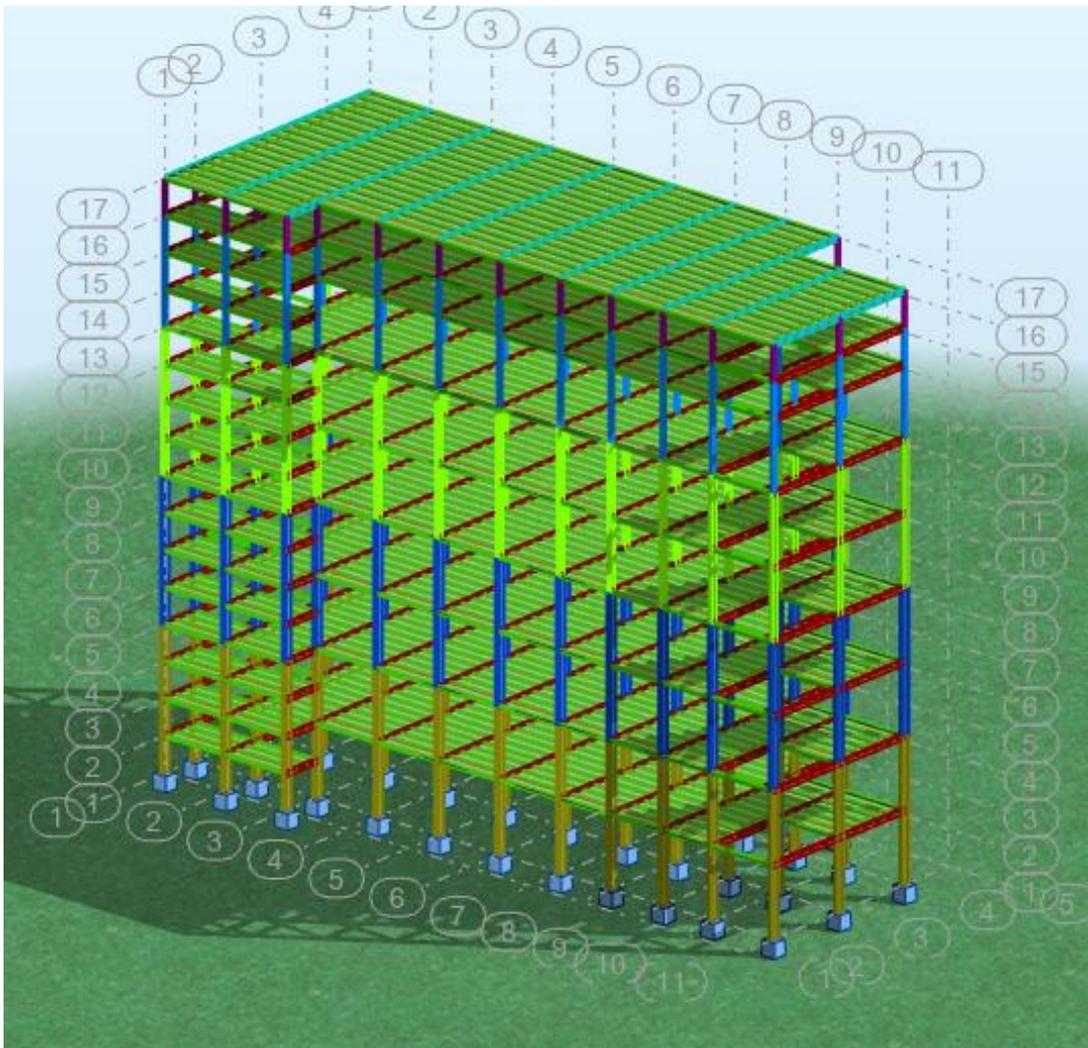


Figure IV. 1: Structure auto stable.

Tableau IV. 4: Présentation des éléments de structure.

ELEMENTS	ETAGES	PROFILE
POTEAU	RDC ^{ème} et 1 ^{ère}	HEB 800
	2 ^{ème} et 3 ^{ème}	HEA 800
	4 ^{ème} et 5 ^{ème}	HEA 550
	6 ^{ème} et 7 ^{ème}	HEA 320
	8 ^{ème}	HEA 280
Poutre principale	1 étage – 7 ^{ème} étages	IPE500
	8 ^{ème} étage	IPE450
Poutre secondaire	1 ^{ère} – 8 ^{ème} étages	IPE270
Solive	1 ^{ère} – 8 ^{ème} étages	IPE270
Contreventement en X	1 ^{ère} – 8 ^{ème} étages	2UPN200

IV.6.2. Vérification des périodes et des facteurs de participation massique du model**Résultats d'analyse dynamique**

Une période fondamental **T=8,25 sec**

Tableau IV. 5: Période et facteurs de participation massique du modèle initial

Modes	Fréquence	Période	Mass cumulé	Mass cumulé	Mass modale	Mass modale
	[Hz]	[Sec]	Ux[%]	Uy[%]	Ux[%]	Uy[%]
1	0,12	8,25	80,38	0,03	80,38	0,03
2	0,28	3,57	80,55	58,31	0,17	58,28
3	0,38	2,62	90,85	58,73	10,30	0,42
4	0,48	2,09	90,86	73,32	0,01	14,58
5	0,70	1,44	94,80	73,35	3,94	0,03
6	0,83	1,21	94,81	83,45	0,01	10,10
7	1,06	0,94	96,92	83,49	2,12	0,04
8	1,39	0,72	96,98	86,05	0,06	2,56
9	1,49	0,67	98,05	86,05	1,07	0,00
10	1,61	0,62	98,08	90,02	80,38	0,03

Remarque : la structure n'est pas stable car elle ne contient aucun contreventement, après plusieurs calculs en utilisant plusieurs positions des contreventements de la section (2UPN200), nous avons obtenu une structure comme suit :

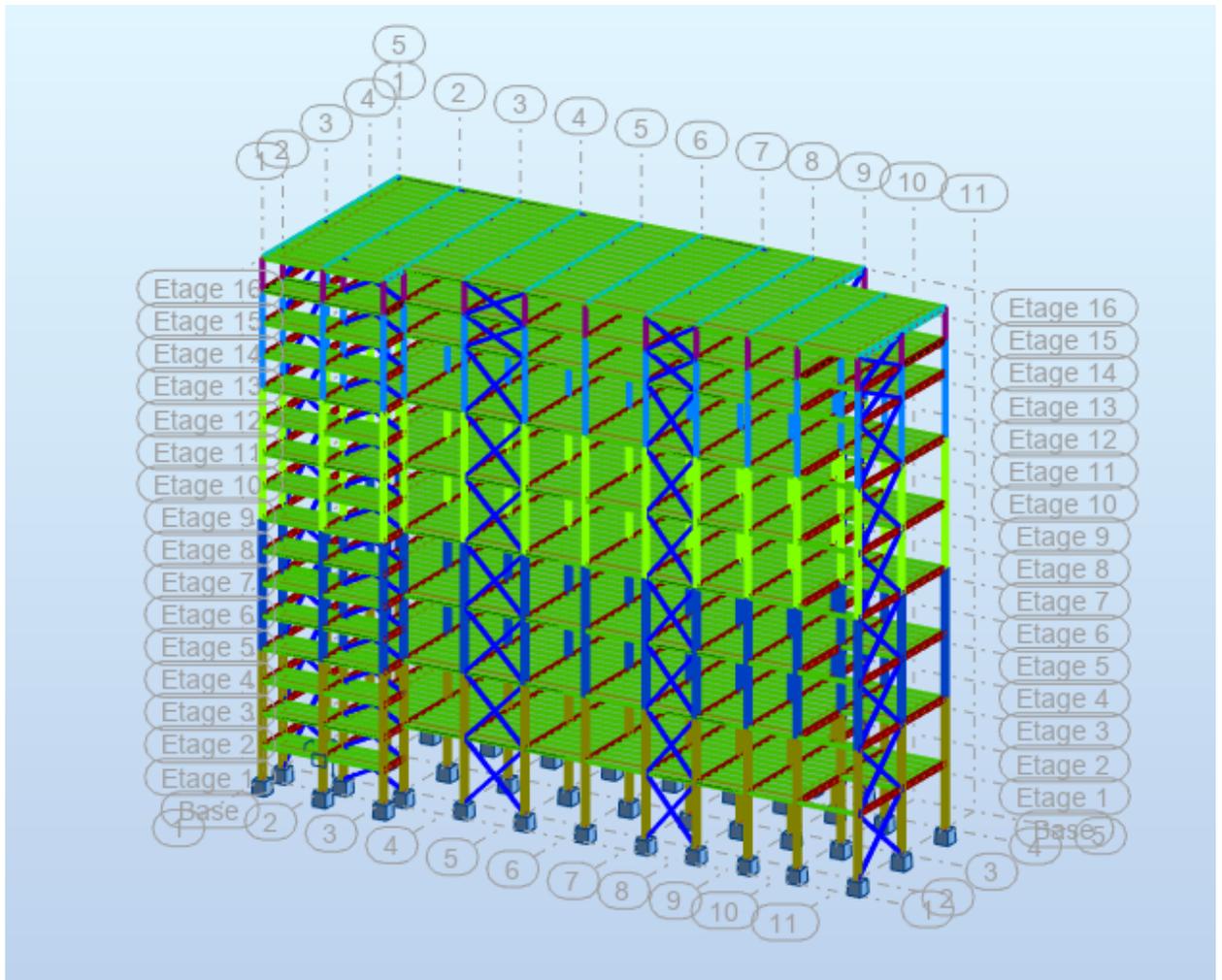


Figure IV. 2: Vue 3D du modèle avec la stabilité en X.

Pour cela le coefficient de comportement va changer d'après le tableau IV. 6

Ossature contreventée par palées triangulées en X donc la Coefficient de comportement :

$$R = 4$$

Résultats d'analyse dynamique

Une période fondamentale $T=2,73$ sec

Tableau IV. 6: Période et facteurs de participation massique du 2eme modèle

Modes	Fréquence [Hz]	Periode [Sec]	Mass cumulé Ux[%]	Mass cumulé Uy[%]	Mass modale Ux[%]	Mass modale Uy[%]
1	0,37	2,73	68,72	1,70	68,72	1,70
2	0,41	2,43	70,96	66,68	2,24	64,98
3	0,78	1,29	71,30	71,68	0,34	5,00
4	1,45	0,69	85,59	75,24	14,29	3,56
5	1,51	0,66	90,03	87,72	4,44	12,49
6	2,78	0,36	90,25	88,12	0,22	0,40
7	2,98	0,34	92,18	91,35	1,93	3,22
8	3,05	0,33	95,66	93,29	3,48	1,94
9	4,02	0,25	95,66	93,29	0,01	0,00
10	4,04	0,25	95,68	93,29	0,02	0,00

- **Résultat obtenu**

1^{er} mode une translation suivant X-X

2^{eme} mode une translation suivant Y-Y

3^{eme} mode une rotation

Le taux de participation massique atteint les 90% au 7^{eme} mode

La période = 2,73 T=1,15 *invérifiée*

Interprétations :

Après avoir vérifié les résultats dynamiques tels que la période et la participation massique, nous avons conclu qu'ils ne satisfont pas aux exigences prescrites par le RPA. Nous avons remarqué que la structure est très souple. Afin de remédier à cela, nous prévoyons d'augmenter la section des poteaux et des poutres, ainsi que de renforcer les éléments de contreventement. De plus, nous allons opter pour un noyau central de 60 cm.

Tableau IV. 7: changement des éléments de structure

ELEMENTS	ETAGES	PROFILE
POTEAU	RDC ^{ème} et 1 ^{ère}	HEB 800
	2 ^{ème} et 3 ^{ème}	HEA 800
	4 ^{ème} et 5 ^{ème}	HEA 550
	6 ^{ème} et 7 ^{ème}	HEA 320
	8 ^{ème}	HEA 280
Poutre principale	1 étage – 7 ^{ème} étages	IPE500
	8 ^{ème} étage	IPE450
Poutre secondaire	1 ^{ère} – 8 ^{ème} étages	IPE270
Solive	1 ^{ère} – 8 ^{ème} étages	IPE270
contreventement	1 ^{ère} – 8 ^{ème} étages	2UPN300

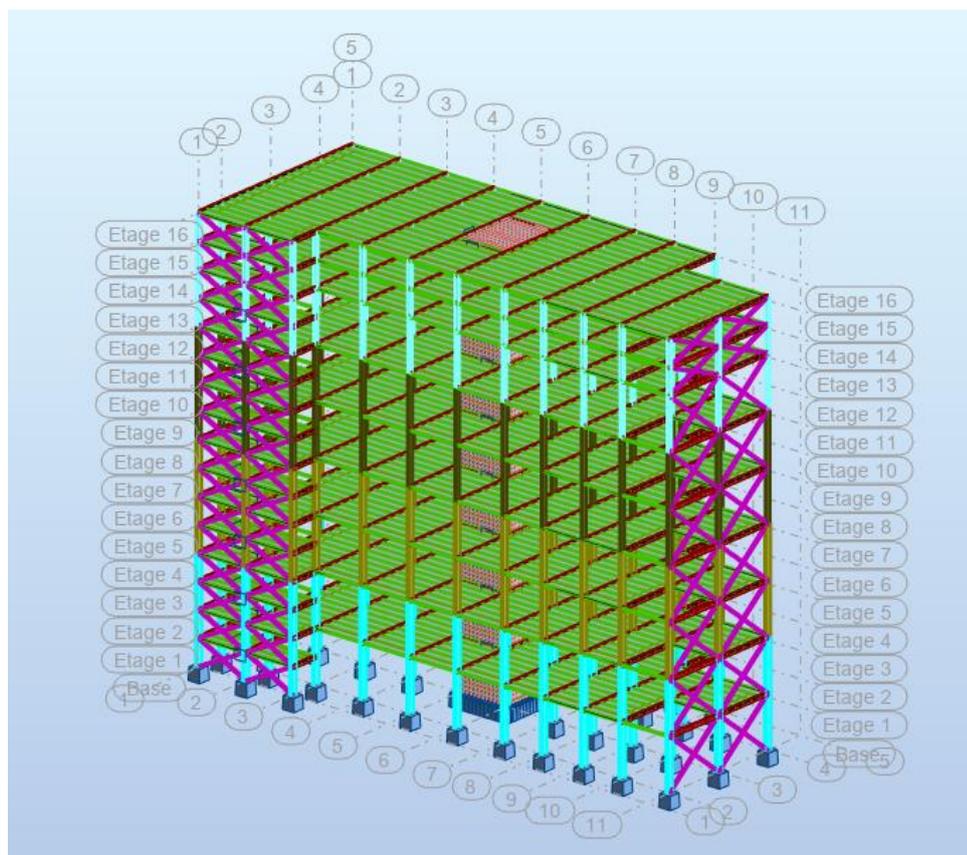


Figure IV. 3: Vue 3D du modèle avec un noyau est les stabilités en X.

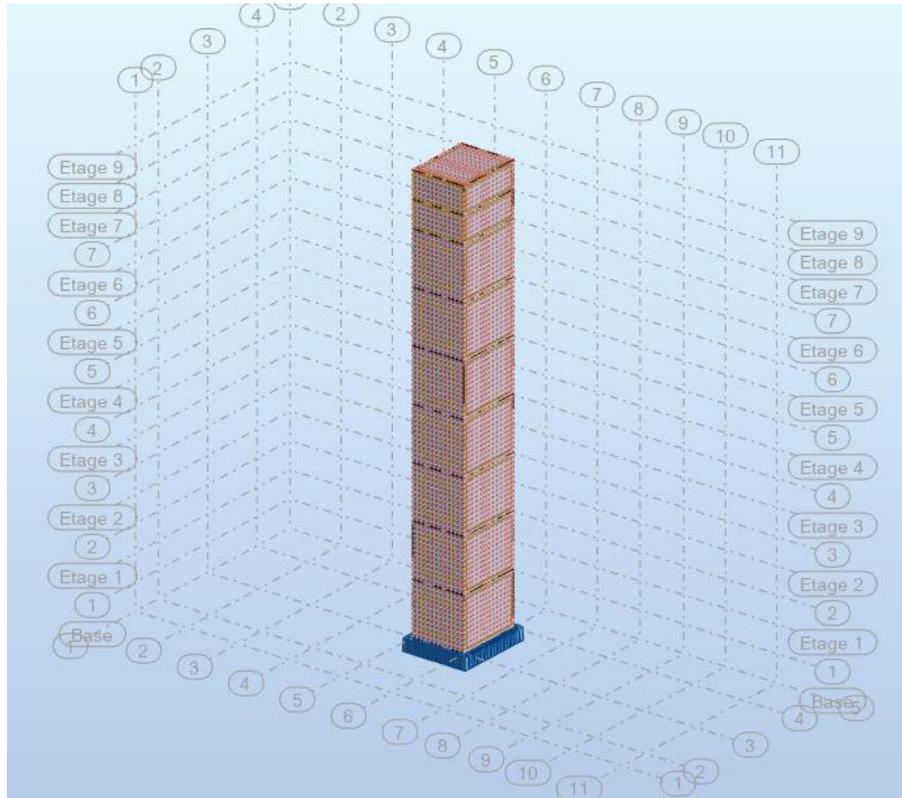


Figure IV. 4: Vue 3D de noyau.

Tableau IV. 8 : Période et facteurs de participation massique du 3eme modèle

Modes	Fréquence [Hz]	Periode [Sec]	Mass cumulé Ux[%]	Mass cumulé Uy[%]	Mass modale Ux[%]	Mass modale Uy[%]
1	0,70	1,43	65,19	0,70	65,19	0,70
2	0,89	1,13	66,15	66,06	0,97	65,36
3	1,41	0,71	66,95	67,75	0,80	1,70
4	3,34	0,30	79,73	70,42	12,77	2,66
5	4,15	0,24	85,97	80,05	6,24	9,64
6	4,23	0,24	86,06	80,16	0,09	0,11
7	4,26	0,23	86,44	80,73	0,38	0,57
8	4,27	0,23	86,56	81,02	0,12	0,29
9	4,29	0,23	86,59	81,05	0,03	0,04
10	4,32	0,23	86,61	81,08	0,02	0,03

Tableau IV. 9 : Vérification de déplacement inter étages selon x-x.

Etage	Ux(cm)	drUX (cm)	he/100	Vérification	Ratio
1ere	0,3	0,3	3	CV	0,1
2eme	1,2	0,9	3	CV	0,3
3eme	1,9	0,7	3	CV	0,233333
4eme	3,9	2	3	CV	0,666667
5eme	4,7	0,8	3	CV	0,266667
6eme	7,7	3	3	CNV	1
7eme	8,5	0,8	3	CV	0,266667
8eme	12,3	3,8	3	CNV	1,266667
9eme	12,9	0,6	3	CV	0,2
10eme	17,5	4,6	3	CNV	1,533333
11eme	17,9	0,4	3	CV	0,133333
12eme	23,1	5,2	3	CNV	1,733333
13eme	23,2	0,1	3	CV	0,033333
14eme	28,9	5,7	3	CNV	1,9
15eme	31,8	2,9	3	CV	0,966667
16eme	34,6	2,8	3	CV	0,933333

Tableau IV. 10 : Vérification de déplacement inter étages selon y-y.

Etage	UY(cm)	drUY (cm)	he/100	Vérification	Ratio
1ere	0,1	0,1	3	CV	0,033333
2eme	0,8	0,7	3	CV	0,233333
3eme	0,8	0	3	CV	0
4eme	2,3	1,5	3	CV	0,5
5eme	2,2	-0,1	3	CV	-0,033333
6eme	4,6	2,4	3	CV	0,8
7eme	4,1	-0,5	3	CV	-0,16667
8eme	3,3	-0,8	3	CV	-0,26667
9eme	6,5	3,2	3	CNV	1,066667
10eme	10,4	3,9	3	CNV	1,3
11eme	9,1	-1,3	3	CV	-0,43333
12eme	13,7	4,6	3	CNV	1,533333
13eme	12	-1,7	3	CV	-0,56667
14eme	17	5	3	CNV	1,666667
15eme	18,7	1,7	3	CV	0,566667
16eme	20,3	1,6	3	CV	0,533333

IV.6.3. Model final:

Interprétations

Modification de la structure

On a éliminé les étages d'administration de 3m car le comportement des poteaux de 6 m diffère de ceux de 3 m, ce qui rend très difficile d'obtenir un comportement stable du portique, qui fait lui-même partie de la structure.

Voici la (Figure IV.5) model après les modification.

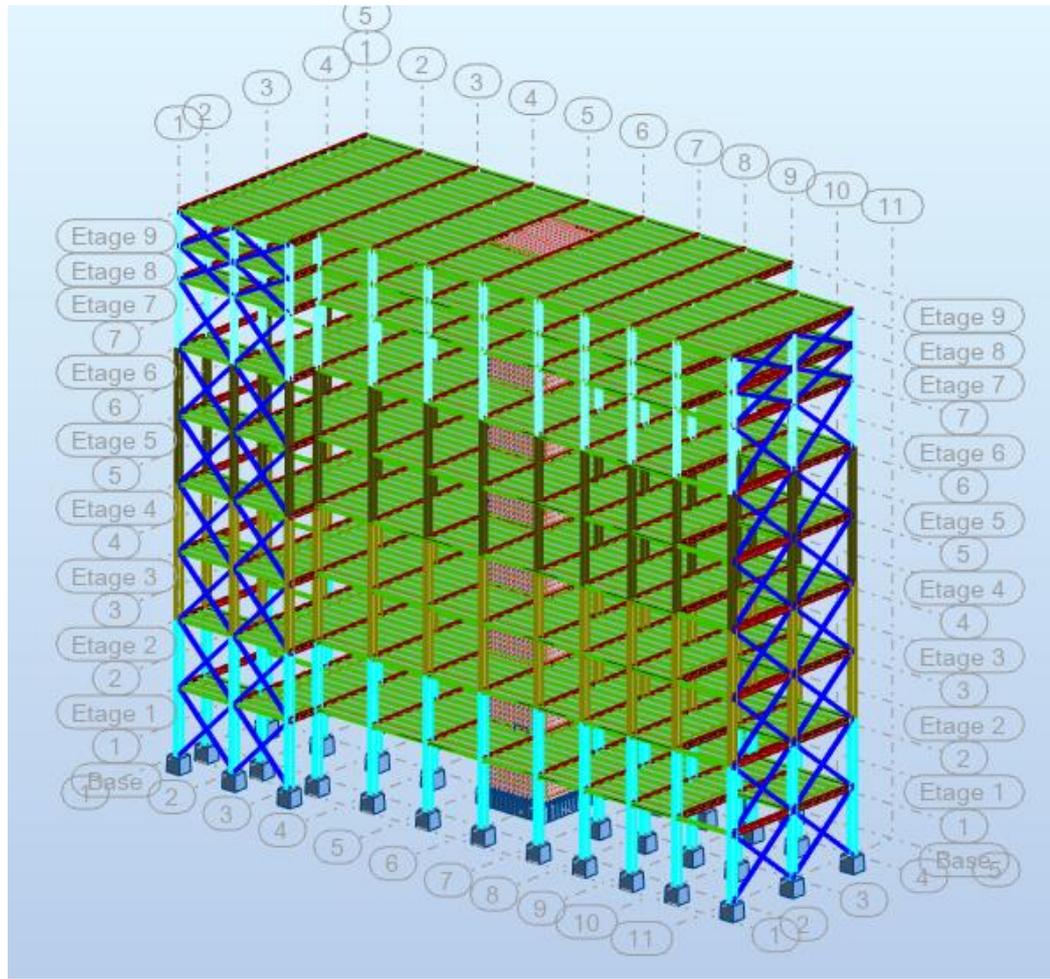


Figure IV. 5: Modification de la structure vue en 3D.

Tableau IV. 11: Les périodes et les facteurs de participation massique

Modes	Fréquence [Hz]	Periode [Sec]	Mass cumulé Ux[%]	Mass cumulé Uy[%]	Mass modale Ux[%]	Mass modale Uy[%]
1	0,70	1,43	67,24	0,01	67,24	0,01
2	0,87	1,15	67,26	67,77	0,02	67,76
3	1,20	0,83	67,39	68,23	0,13	0,46
4	3,65	0,27	73,96	70,97	6,58	2,74
5	3,78	0,26	88,06	72,59	14,09	1,62
6	4,65	0,21	88,07	88,43	0,02	15,84
7	5,40	0,19	88,08	88,43	0,00	0,00
8	5,44	0,18	88,08	88,43	0,00	0,00
9	5,47	0,18	88,08	88,43	0,00	0,00
10	5,52	0,18	88,08	88,43	0,00	0,00
11	5,56	0,18	88,08	88,43	0,00	0,00
12	5,62	0,18	88,08	88,43	0,00	0,00
13	5,70	0,18	88,08	88,43	0,00	0,00
14	6,04	0,17	88,08	88,43	0,00	0,00
15	6,75	0,15	88,11	88,94	0,03	0,51
16	6,80	0,15	88,11	88,94	0,00	0,00
17	6,80	0,15	88,11	88,96	0,00	0,02
18	7,72	0,13	88,27	88,95	0,00	0,01
19	8,70	0,11	94,26	88,97	6,15	0,01
20	9,58	0,10	94,27	89,27	0,01	0,31
21	9,74	0,10	94,28	89,28	0,01	0,01
22	9,76	0,10	94,28	89,28	0,00	0,00
23	9,76	0,10	94,28	89,29	0,00	0,01
24	9,79	0,10	94,28	89,29	0,00	0,00
25	9,81	0,10	94,29	89,29	0,00	0,00
26	9,83	0,10	94,30	89,31	0,01	0,02
27	9,85	0,10	94,30	89,31	0,00	0,01
28	9,86	0,10	94,30	88,31	0,00	0,00
29	9,87	0,10	94,30	89,31	0,00	0,00
30	9,90	0,10	94,30	89,31	0,00	0,00
31	9,93	0,10	94,30	89,32	0,00	0,00
32	9,97	0,10	94,30	89,32	0,00	0,00
33	10,10	0,10	94,30	89,32	0,00	0,00
34	10,20	0,10	94,30	89,32	0,00	0,00
35	10,37	0,10	94,30	90,1	0,00	0,00

Tableau IV. 12: Vérification de déplacement inter étages selon x-x.

Etage	U _x (cm)	drU _X (cm)	he/100	Vérification	Ratio
Niveau 9	29,8	2,5	3	CV	0,833
Niveau 8	27,3	2,5	3	CV	0,833
Niveau 7	24,8	4,9	6	CV	0,816
Niveau 6	19,9	4,8	6	CV	0,8
Niveau 5	15,1	4,5	6	CV	0,75
Niveau 4	10,6	4	6	CV	0,66
Niveau 3	6,6	3,3	6	CV	0,55
Niveau 2	3,3	2,2	6	CV	0,366
Niveau 1	1,1	1,1	6	CV	0,183

Tableau IV. 13: Vérification de déplacement inter étages selon y-y.

Etage	U _Y (cm)	drU _y (cm)	he/100	Vérification	Ratio
Niveau 9	20,9	1,7	3	CV	0,566667
Niveau 8	19,2	1,7	3	CV	0,566667
Niveau 7	17,5	3,4	6	CV	0,566667
Niveau 6	14,1	3,4	6	CV	0,566667
Niveau 5	10,7	3,1	6	CV	0,516667
Niveau 4	7,6	2,8	6	CV	0,466667
Niveau 3	4,8	2,3	6	CV	0,383333
Niveau 2	2,5	1,7	6	CV	0,283333
Niveau 1	0,8	0,8	6	CV	0,133333

Tableau IV. 14: Vérification de l'effet P- Δ (effet de second ordre) selon x-x .

Niveaux	P (KN)	V _x (KN)	ΔK_x (cm)	H _k (cm)	Θ_x	Ratio ≤ 1	$\Theta \leq 0,1$
Niveau 9	1491906,9	2798,09	2,5	3	0,043588	0,435881	Vérifier
Niveau 8	1448866,51	4985,75	2,5	3	0,023757	0,237567	Vérifier
Niveau 7	1724730,07	6859,16	4,9	6	0,020145	0,201449	Vérifier
Niveau 6	1746596,37	8036,48	4,8	6	0,017056	0,170563	Vérifier
Niveau 5	1746596,37	9099,63	4,5	6	0,014122	0,141221	Vérifier
Niveau 4	1765079,81	10181,37	4	6	0,011338	0,11338	Vérifier
Niveau 3	1765079,81	11251,57	3,3	6	0,008464	0,084641	Vérifier
Niveau 2	1911559,5	12193,03	2,2	6	0,005639	0,056392	Vérifier
Niveau 1	1647267,99	12645,52	1,1	6	0,002343	0,023428	Vérifier

Tableau IV. 15 : Vérification de l'effet P- Δ (effet de second ordre) selon y-y..

Niveaux	P (KN)	V _y (KN)	ΔK_y (cm)	H _k (cm)	Θ_y	Ratio ≤ 1	$\Theta \leq 0,1$
Niveau 9	1491906,9	2861,44	1,7	3	0,028984	0,289837	Vérifier
Niveau 8	1448866,51	5297,16	1,7	3	0,015205	0,152048	Vérifier
Niveau 7	1724730,07	7652,28	3,4	6	0,012898	0,128978	Vérifier
Niveau 6	1746596,37	9305,67	3,4	6	0,010741	0,107407	Vérifier
Niveau 5	1746596,37	10598,86	3,1	6	0,008891	0,088913	Vérifier
Niveau 4	1765079,81	11789,74	2,8	6	0,007099	0,070987	Vérifier
Niveau 3	1765079,81	12854,07	2,3	6	0,005388	0,053883	Vérifier
Niveau 2	1911559,5	13598,63	1,7	6	0,003907	0,039071	Vérifier
Niveau 1	1647267,99	13891,3	0,8	6	0,001551	0,015511	Vérifier

- **Vérification de l'effort tranchant a la basse :****Tableau IV. 16:** Vérification l'effort a la base

Sens	A	D	Q	R	W	V
XX	0,25	1,92	1,1	4	95169,41	12562,36
YY	0,25	1,43	1,1	4	95169,41	9356,343

Remarque :

La Coefficient de comportement : $R = 4$ (Ossature métallique avec contreventement mixte comportant un noyau en béton armé et palées ou portiques métalliques en façades systèmes comportant des transparences (étage souple))

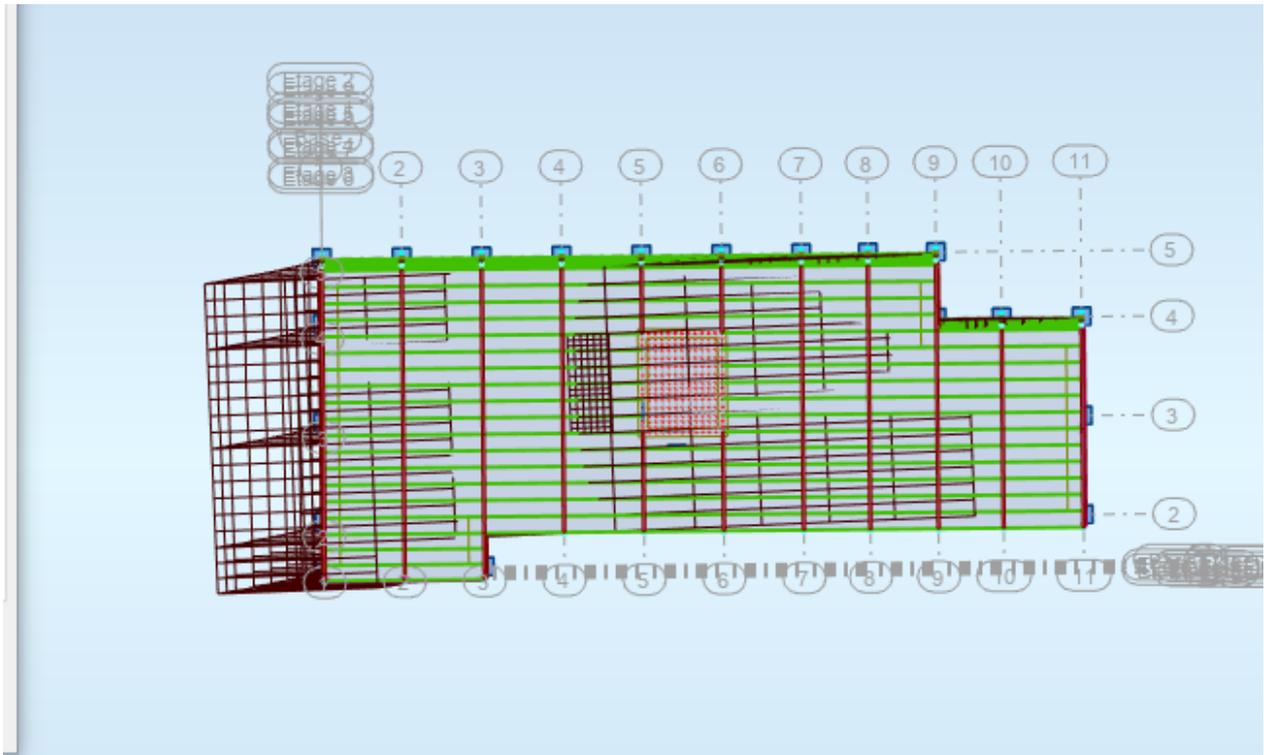
Tableau IV. 17: Base de réaction.

Output Case	F _x (KN)	F _y (KN)	V dynamique
EX	12971,23	6736,98	14621,03098
EY	5531,88	14461,48	15483,41371

$V_x \text{ dyn} = 14621,03098$; $V_y \text{ dyn} = 15483,41371$

Tableau IV. 18: Vérification de effort tranchant a la base

Sens	0,8VS	V dynamique	Vérification	Ratio
x-x	10023,08	14621,03098	cv	0,687358
y-y	7465,108	15483,41371	cv	0,483425

**Figure IV. 6:** Mode 1 translation sens x-x vu 3D

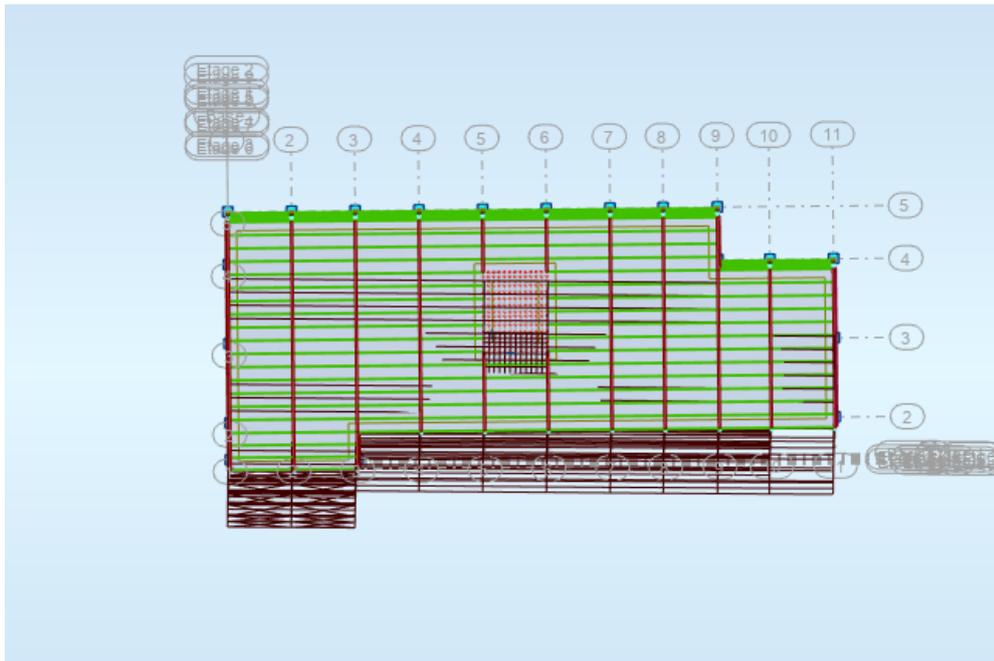


Figure IV. 7: Mode 2 translation sens y-y vu 3D.

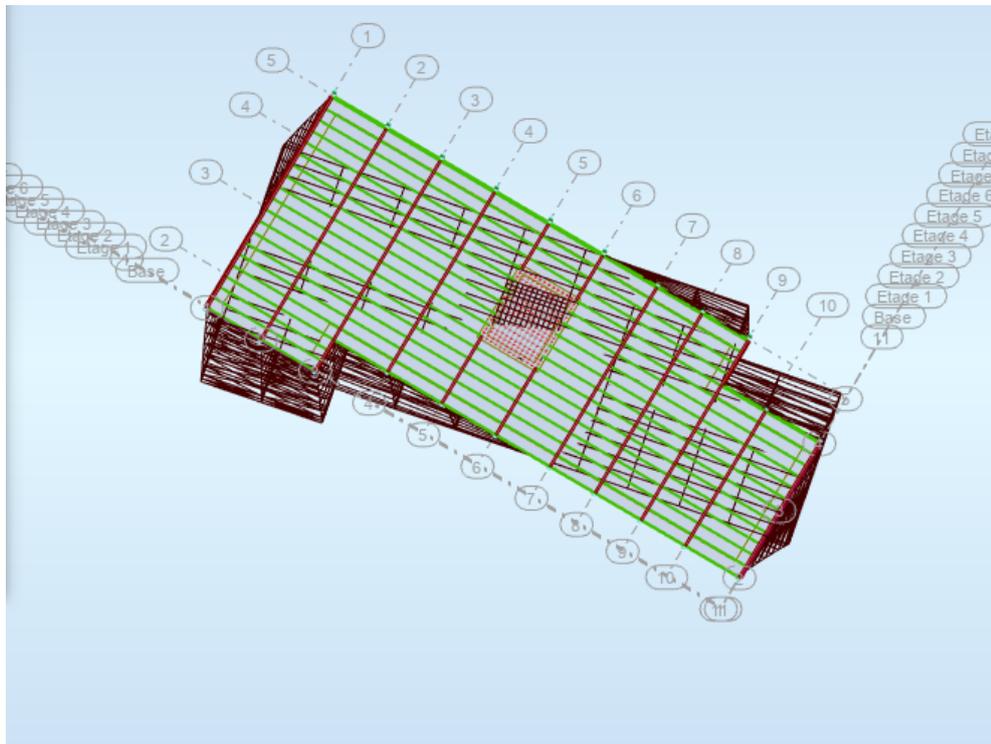


Figure IV. 8: Mode 3 torsion autour de Z.

IV.7. Conclusion

Pour définir le modèle final, les étapes de vérification suivantes ont été suivies :

Vérification de l'effort tranchant à la base : L'effort tranchant minimal à la base a été vérifié en utilisant l'approche statique équivalente. La valeur spécifiée pour l'effort tranchant minimal à la base était égale à 0,8 fois la valeur maximale de l'effort tranchant (VMSE). Si la valeur obtenue par le calcul statique équivalent était inférieure, elle a été ajustée en conséquence.

Vérification du déplacement inter-étage : Les déplacements inter-étages ont été vérifiés pour s'assurer qu'ils respectent les critères de conception. Ces critères peuvent varier en fonction des normes et des spécifications applicables.

Vérification de l'effet P- Δ pour la stabilité de la structure vis-à-vis des moments de 2ème ordre : L'effet P- Δ , qui prend en compte les déformations induites par les charges verticales et les moments de 2ème ordre, a été vérifié pour garantir la stabilité de la structure. Cela implique d'évaluer les déformations dues aux effets de la charge axiale combinés aux moments fléchissant de 2ème ordre. Ces étapes de vérification sont essentielles pour s'assurer que la structure satisfait aux critères de sécurité, de stabilité et de performance spécifiés dans les normes de conception. Elles permettent de prendre en compte les diverses forces et contraintes qui agissent sur la structure afin de garantir sa fiabilité et sa durabilité.

Chapitre V

Vérifications des éléments structuraux

V.1. Introduction

Dans ce chapitre on va vérifier les éléments principaux de la structure, d'après les résultats obtenus dans les chapitres précédents et aux efforts donnés par le logiciel **ROBOT Structural Analysais**.

Le calcul d'une structure impose que, pour toutes combinaisons d'actions possibles, définies réglementairement, la stabilité statique soit assurée :

- Globalement → au niveau de la structure.
- Individuellement → au niveau de chaque élément

On se basant sur les vérifications exigées par le **CCM97, EC3 et RPA99 ver2003**.

V.2. Les Combinaisons De Charge

Les vérifications nécessaires de chaque élément doivent être faites sous les combinaisons de charges appropriées, qui sont :

$G+Q$ et $1.35G+1.5Q$

$G+Q+E_x$ et $G+Q+E_y$

$0.8G \pm E_x$ et $0.8G \pm E_y$

$G+Q+1.25 E_x$ et $G + Q + 1.25E_y$; $0,8G \pm 1.25E_x$ et $0.8G \pm 1.25E_y$

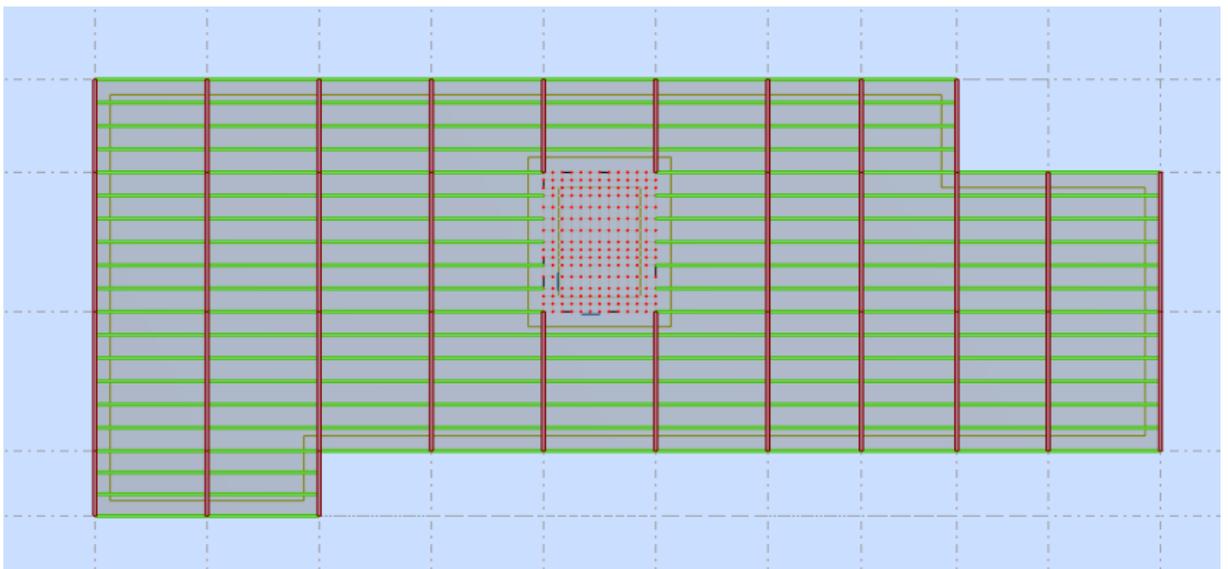


Figure V. 1: Vue en plan de la structure

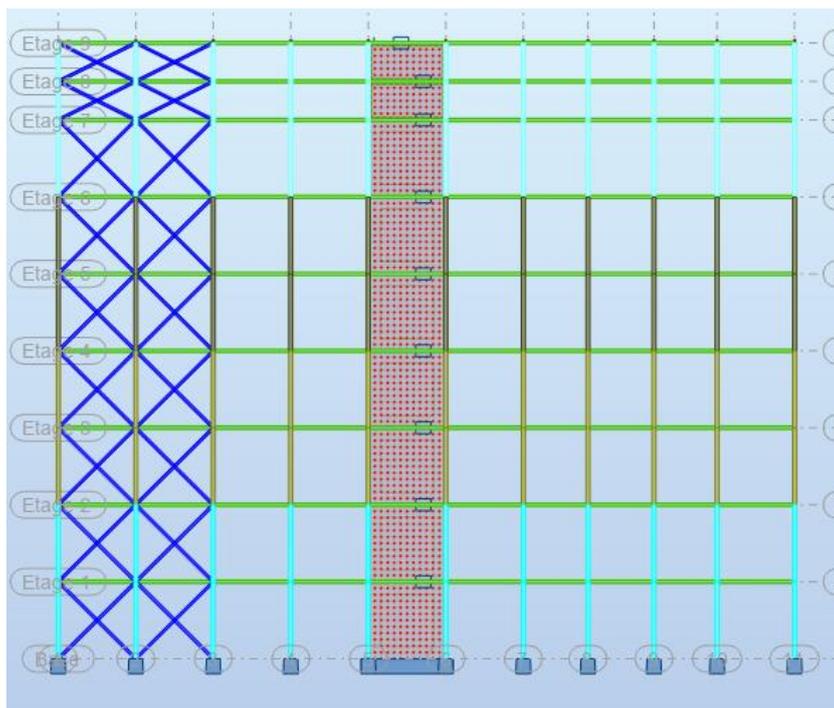


Figure V. 3: Vue en 2D suivant XZ

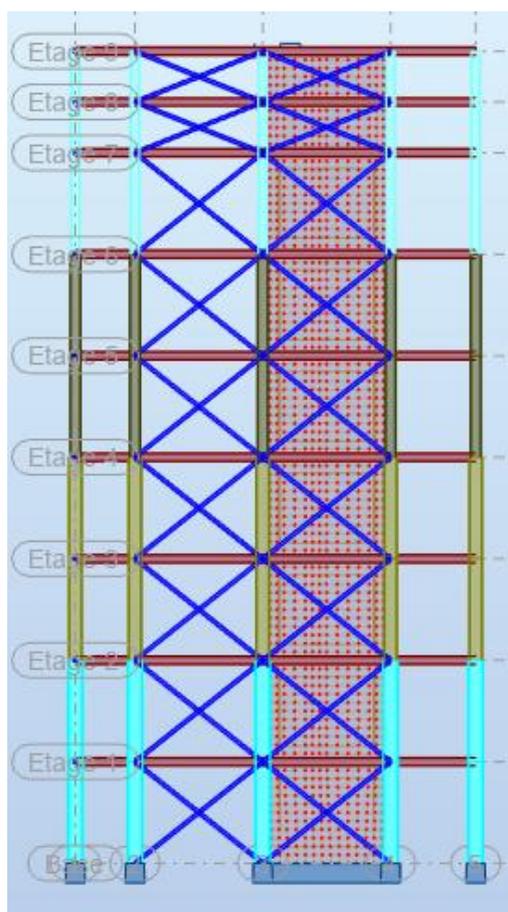


Figure V. 2: Vue en 2D suivant YZ

V.3. Les Phénomènes D'instabilité

a) Le flambement

Le flambement est une déformation affectant un élément élancé (long et mince) soumis dans le sens de la longueur à un effort de compression trop important.



Figure V. 4: Phénomène du flambement

b) Le déversement

Le déversement est un phénomène d'instabilité élastique, moins dangereux que le flambement. Il affecte les semelles comprimées des pièces fléchies.



Figure V. 5: Phénomène du déversement

V.3.1. Les étapes de la vérification du flambement par flexion

Les éléments sollicités simultanément en flexion et en compression axiale, pour une section transversale de classes 1 ou 2, doivent satisfaire à la condition suivante :

$$\frac{N}{\chi_{\min} \cdot \gamma_{M1}} + \frac{K_y \cdot M_{sdy}}{\gamma_{M1} \cdot M_{ply}} + \frac{K_z \cdot M_{sdz}}{\gamma_{M1} \cdot M_{plz}} \leq 1 \dots\dots\dots \text{CCM97 (5.51)}$$

Où :

$$N_{pl} = A \times f_y \quad M_{pl} = W_{pl} \times f_y \quad \gamma_{M1} = 1,1 \quad f_y = 275 \text{ MPa.}$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} \quad \text{Avec} \quad K_y \leq 1,5.$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \cdot \beta_{M,y} - 4) + \left(\frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right) \quad \text{Avec} \quad \mu_y \leq 0,90.$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \quad \text{Avec} \quad K_z \leq 1,5.$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2 \cdot \beta_{M,z} - 4) + \left(\frac{W_{pl,z} - W_{el,z}}{W_{el,z}} \right) \quad \text{Avec} \quad \mu_z \leq 0,90.$$

$$\chi = 1 / \left(\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2} \right) \leq 1 \text{ Et } \Phi = 0,5 (1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2)$$

$$\chi_{\min} = \min \{ \chi_y, \chi_z \}.$$

χ_y, χ_z sont les coefficients de réduction pour les axes y-y et z-z respectivement.

$\beta_{M,y}, \beta_{M,z}$ sont les facteurs de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion.

V.3.1.1. Détermination la longueur du flambement (pour les poteaux) :

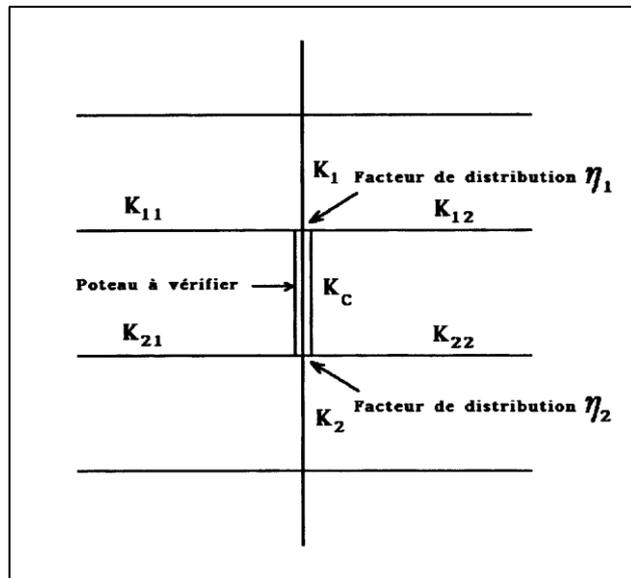


Figure V. 6:Facteurs de distribution de la rigidité.

Mode d'instabilité à nœuds fixes :

$$\frac{l_k}{l_0} = \left[\frac{1 + 0.145(\eta_1 + \eta_2) - 0.265\eta_1\eta_2}{2 - 0.364(\eta_1 + \eta_2) - 0.247\eta_1\eta_2} \right]$$

$$\eta_1 = \frac{\sum K_{poteaux}}{\sum K_{poteaux} + \sum K_{poutres}} , \eta_2 = \frac{\sum K_{poutres}}{\sum K_{poteaux} + \sum K_{poutres}}$$

Avec :

$K_{poteaux}$: Rigidités des poteaux = I / H , $K_{poutres}$: Rigidité des poutres = I / L

V.4. Vérification Des Poteaux [1]

V.4.1 Exemple de calcul

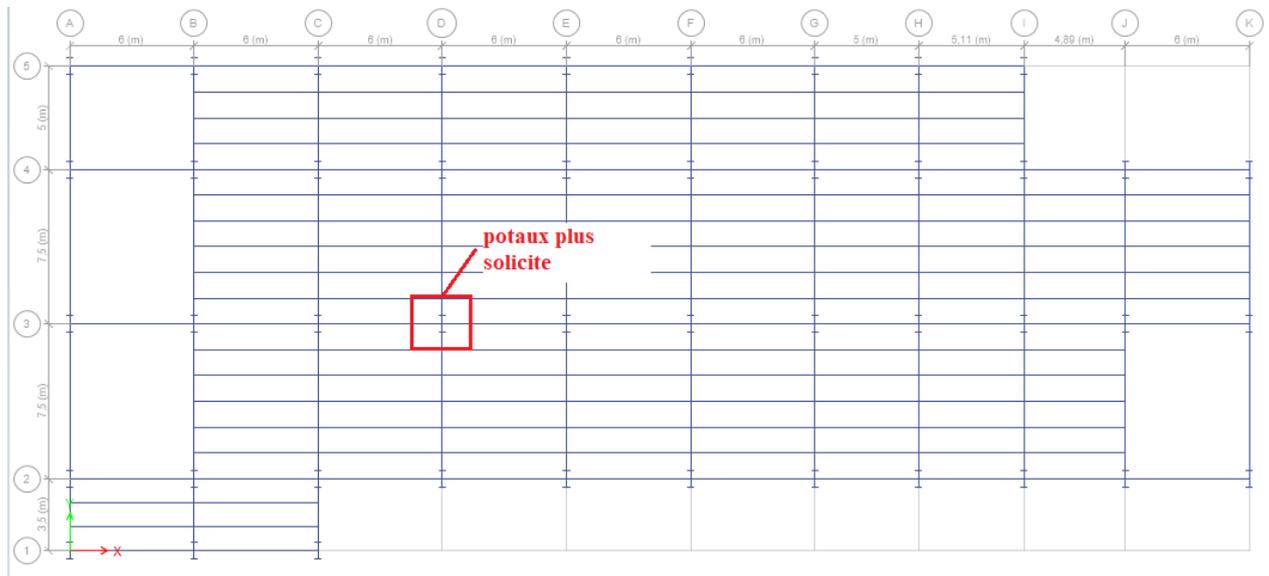


Figure V. 7: poteaux RDC (D-3)

Nos calculs vont être mené sur le Poteau central (D-3) du RDC d'un profilé HEB900 et d'une hauteur de 6 m.

Tableau V. 1:Caractéristique de profilé HEB900

Profil	A (cm ²)	I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)	W _{pl,y} (cm ³)	W _{el,y} (cm ³)	W _{pl,z} (cm ³)	W _{el,z} (cm ³)	i _y (cm)	i _z (cm)
HEB900	371,3	494100	15820	12580	10980	1658	1050	36,48	6,53

- **1^{ER} cas** : N_{sd}^{max} , $M_{sdy}^{corr.1}$, $M_{sdz}^{corr.2}$

Les résultats donnés par le logiciel **ROBOT** sont mentionnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V. 2: Les valeurs des efforts internes

Etage	Combinations	N_{sd}^{max} (KN)	$M_{sdy}^{corr.1}$ (KN.m)	$M_{sdz}^{corr.2}$ (KN.m)
RDC+1 ^{er}	ELU	5573,99	3,75	0,06
2 ^{ème} +3 ^{ème}	ELU	4273,36	11,14	0,04
4 ^{ème} + 5 ^{ème}	ELU	2998,97	16,17	0,03
6 ^{ème} + 7 ^{ème} + 8 ^{ème}	ELU	1741,45	18,96	0,02

V.4.1. Vérification du flambement

a) Suivant y-y

$$K_{CY} = \frac{494100 \times 10^4}{600} = 823500 \text{mm}^4$$

$$k_{11} = \frac{359100 \times 10^4}{750} = 598500 \text{mm}^4$$

$$k_{C2Y} = \frac{494100 \times 10^4}{600} = 823500 \text{mm}^4$$

$$\eta_1 = 0,67$$

$$\eta_2 = 0 \text{ (Les poteaux de RDC sont encastrés au niveau du sol)}$$

$$L_{fy} = 5,59 \text{ m}$$

b) Suivant z-z

$$k_{CZ} = \frac{15820 \times 10^4}{600} = 26366,67 \text{ mm}^4$$

$$k_{C1Z} = \frac{14900 \times 10^4}{750} = 24833,33 \text{ mm}^4$$

$$k_{C2Z} = \frac{15820 \times 10^4}{600} = 26366,67 \text{ mm}^4$$

$$\eta_1 = 0$$

$$\eta_2 = 0 \text{ (Les poteaux de RDC sont encastrés au niveau du sol)}$$

c) Calcul de χ_{min}

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = 8,22$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = 64,35$$

On a $\lambda_z > \lambda_y \Rightarrow$ le flambement se produit autour de l'axe (Z-Z)

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A} \quad \text{Ou} \quad \lambda_y = \frac{L f_y}{i_y} \quad \text{et} \quad \beta_A = 1 \quad \text{section de classe (II)}$$

$$\lambda_1 = 93,91 \varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} ; f_y = 275 \text{ MPa} \Rightarrow \varepsilon = 0,924 \Rightarrow \lambda_1 = 86,80$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{86,80} = 0,09 \quad \text{Et} \quad \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{86,80} = 0,74$$

$$\Phi_y = 0,5 \times [1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0,2)] + \bar{\lambda}_y^2$$

$$\Phi_z = 0,5 \times [1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_y - 0,2)] + \bar{\lambda}_z^2$$

Avec :

$$\frac{h}{b} = \frac{900}{300} = 3 > 1,2$$

Et $t_f \leq 40 \text{ mm}$

\Rightarrow Courbe de flambement (Z-Z) b $\Rightarrow \alpha=0,21$

\Rightarrow Courbe de flambement (Y-Y) a $\Rightarrow \alpha=0,34$

$$\Phi_y = 0,49 \quad \text{et} \quad \Phi_z = 0,83$$

$$\chi_y = 1 \quad \text{Et} \quad \chi_z = 0,76 \quad \rightarrow \quad \chi_{\min} = 0,76$$

d) Calcul de K_y et K_z :

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \leq 1,5$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times ((2 \times \beta_{My}) - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \quad \text{Avec} \quad \mu_y \leq 0,90$$

Avec : β_{My}, β_{Mz} : « facteur de moment uniforme équivalent »

$$\beta_{My} = 1,8 - 0,7 \cdot \varphi \quad \text{Avec} \quad \varphi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}} \quad \varphi_y = \frac{3,75}{3,75} = 1 \rightarrow \beta_{My} = 1,1$$

$$\varphi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}} \quad \varphi_z = \frac{0,06}{0,06} = 1 \rightarrow \beta_{Mz} = 1,1$$

Avec :

$$W_{ply} = 12580 \text{ cm}^3 ; W_{ely} = 10980 \text{ cm}^3 ; W_{plz} = 1658 \text{ cm}^3 ; W_{elz} = 1050 \text{ cm}^3$$

A.N :

$$\mu_y = 0.034 < 0,90 \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

$$k_y = 0,63 < 1,5$$

$$\mu_z = 0.034 < 0,90 \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

$$k_z = 1,24 < 1,5$$

e) Vérification

$$\frac{5574 \times 10^3}{0,76 \times \frac{371,3 \times 10^2}{1,1}} + \frac{0,63 \times 3,10 \times 10^6}{\frac{12580 \times 10^2 \times 275}{1,1}} + \frac{1,24 \times 0,05 \times 10^6}{\frac{1658 \times 10^2 \times 275}{1,1}} = 0,72 < 1 \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

Tableau V. 3: Vérification du Poteau au flambement composé

Etage	Profilé	$\bar{\lambda}$		Les coefficients			Valeur Final	Condition (≤ 1)
		$\bar{\lambda}_y$	$\bar{\lambda}_z$	\mathcal{X}_{\min}	k_y	k_z		
RDC+1 ^{er}	HEB900	0,09	0,74	0,76	0,62	1,21	0,72	Vérifiée
2 ^{ème} +3 ^{ème}	HEB800	0,19	0,82	0,71	0,52	1,30	0,66	Vérifiée
4 ^{ème} + 5 ^{ème}	HEB650	0,23	0,78	0,99	0,29	1,04	0,52	Vérifiée
6 ^{ème} + 7 ^{ème} + 8 ^{ème}	HEB550	0,26	0,77	0,99	0,29	0,80	0,34	Vérifiée

- **2^{ème} cas :** $M_{sdy}^{\max}, N_{sd}^{\text{corr.1}}, M_{sdz}^{\text{corr.2}}$

Tableau V. 4: Les valeurs des efforts internes

Etage	Combinaisons	M_{sdy}^{\max} (KN.m)	$N_{sd}^{\text{corr.1}}$ (KN)	$M_{sdz}^{\text{corr.2}}$ (KN.m)
RDC+1 ^{er}	G+Q-EY	330,68	-2623,16	-0,27
2 ^{ème} +3 ^{ème}	G+Q-EY	329,49	-1159,20	-0,18
4 ^{ème} + 5 ^{ème}	G+Q-EX	358,65	357,92	-0,76
6 ^{ème} + 7 ^{ème} + 8 ^{ème}	G+Q-EX	576,90	77,34	-0,23

Tableau V. 5: Vérification du poteau au flambement compose

Etage	Profilé	$\bar{\lambda}$		Les coefficients			Valeur Final	Condition (≤ 1)
		$\bar{\lambda}_y$	$\bar{\lambda}_z$	χ_{\min}	k_y	k_y		
RDC+1 ^{er}	HEB 900	0,17	0,85	0,69	0,56	1,02	0,39	Vérifiée
2 ^{ème} +3 ^{ème}	HEB 800	0,18	0,82	0,71	0,30	0,97	0,33	Vérifiée
4 ^{ème} + 5 ^{ème}	HEB 650	0,21	0,78	0,74	0,30	0,91	0,26	Vérifiée
6 ^{ème} + 7 ^{ème} + 8 ^{ème}	HEB 550	0,12	0,39	0,93	0,63	0,77	0,14	Vérifiée

- **3^{ème} cas :** M_{sdz}^{\max} , $N_{sd}^{\text{corr.1}}$, $M_{sdy}^{\text{corr.2}}$

Tableau V. 6: Les valeurs des efforts internes

Etage	Combinaisons	M_{sdz}^{\max} (KN.m)	$N_{sd}^{\text{corr.1}}$ (KN)	$M_{sdy}^{\text{corr.2}}$ (KN.m)
RDC+1 ^{er}	Q+G+E _x	7,09	1060,44	-31,62
2 ^{ème} +3 ^{ème}	Q+G+E _x	5,50	815,44	-35,21
4 ^{ème} + 5 ^{ème}	Q+G+E _x	4,36	566,67	-48,08
6 ^{ème} + 7 ^{ème} + 8 ^{ème}	Q+G+E _x	6,68	271,79	-107,21

Tableau V. 7: Vérification du poteau au flambement composé

Etage	Profilé	$\bar{\lambda}$		Les coefficients			Valeur Final	Condition (≤ 1)
		$\bar{\lambda}_y$	$\bar{\lambda}_z$	χ_{\min}	k_y	k_z		
RDC+1 ^{er}	HEB 900	0,09	0,74	0,76	0,89	0,96	0,60	Vérifiée
2 ^{ème} +3 ^{ème}	HEB 800	0,19	0,90	0,66	0,75	0,89	0,61	Vérifiée
4 ^{ème} + 5 ^{ème}	HEB 650	0,22	0,85	0,69	0,45	0,73	0,43	Vérifiée
6 ^{ème} + 7 ^{ème} + 8 ^{ème}	HEB 550	0,13	0,44	0,91	0,82	0,56	0,21	Vérifiée

Les résultats de vérification des autres poteaux obtenus par le logiciel ROBOT sont également présentés dans **Annex (2)**

Tableau V. 8: Choix final des poteaux

Étages	Profilés
RDC+1 ^{er}	HEB900
2 ^{ème} +3 ^{ème}	HEB800
4 ^{ème} + 5 ^{ème}	HEB650
6 ^{ème} + 7 ^{ème} + 8 ^{ème}	HEB550

V.5. Vérification des poutres principales [1]

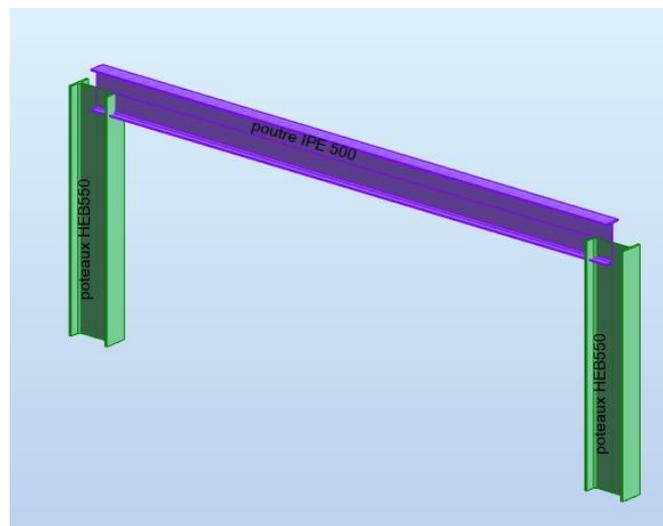


Figure V. 8: Portique principale.

Les poutres principales sont des éléments structuraux, qui supportent les charges des planchers et les transmettent aux poteaux, elles sont sollicitées principalement par un moment fléchissant.

Donc la vérification de ces éléments se fait par les formules suivantes :

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

$$M_{pl,rd} = R_{acier} \frac{h_0}{2} + R_{beton} \left(\frac{hb}{2} + hp \right)$$

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd} = \frac{A_v}{\gamma_{M0}} \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right) \dots\dots\dots(\text{CCM97 5.20})$$

$$\text{Avec } A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f \dots\dots\dots (\text{CCM97})$$

V.5.1. Vérification des poutres principales (ipe500)

Les calculs seront faits sur la poutre principale la plus sollicitée IPE500 (barre 3967 etage 8 laxe 1-2) et de longueur L=3,5 m.

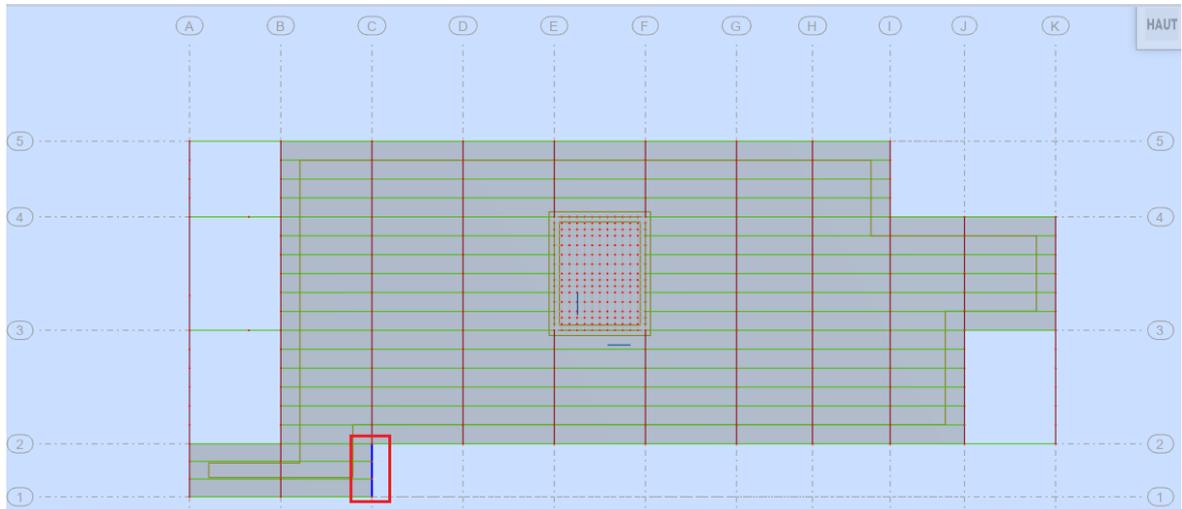


Figure V. 9: La position la poutre IPE500.

D'après le Logiciel **ROBOT**, on prend les valeurs des combinaisons les plus défavorables « G + Q - 1,25EX » dans la poutre principale la plus sollicitée :

$$M_{sd} = 529,14 \text{ KN.m et } V_{sd} = 320,28 \text{ KN}$$

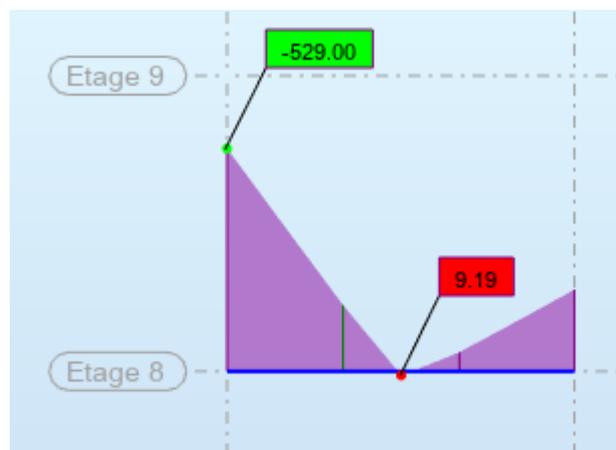


Figure V. 10 :Diagramme des moments de la poutre IPE500 la plus sollicitée.

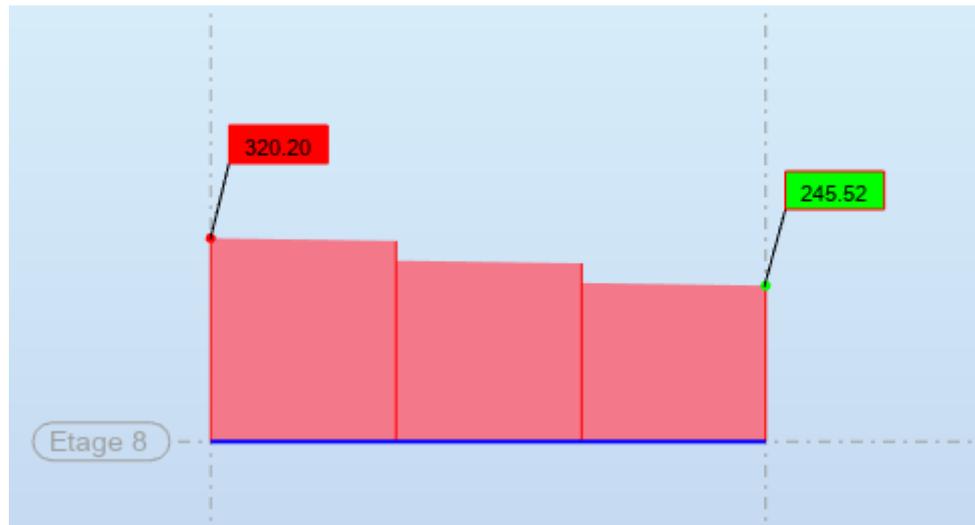


Figure V. 11: Diagramme de l'effort tranchant.

V.5.1.1. Vérification de la flexion :

Position de l'axe neutre plastique :

$$R_{\text{béton}} = 0,57 \times b_{\text{eff}} \times h_c$$

$$R_{\text{acier}} = 0,95 \times f_y \times A_a$$

$$R_{\text{béton}} = 0,57 \times 25 \times 1875 \times 95 \times 10^{-3} = 2538,28 \text{ KN}$$

$$R_{\text{acier}} = 0,95 \times 275 \times 11600 \times 10^{-3} = 3030,5 \text{ KN}$$

$$R_{\text{béton}} < R_{\text{acier}}$$

Axe neutre se trouve dans l'acier donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$R_w = 0,95 \times f_y \times A_w$$

$$A_w = (h - (2 \times t_f)) \times t_w$$

$$A_w = 4473,6 \text{ mm}^2$$

$$R_w = 0,95 \times 275 \times 4473,6$$

$$R_w = 1247,103 \text{ KN}$$

$$R_{\text{béton}} < R_w$$

Donc Axe neutre se trouve dans la semelle supérieure

$$M_{sd} = \text{Max} (M_{\text{max}} ; M_{\text{min}})$$

$$M_{sd} = \text{max}(-529,14 ; 9,18)$$

$$M_{sd} = -529,14 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \left[R_a \times \frac{h_0}{2} + R_b \left(\frac{h_c}{2} + h_p \right) \right] \times 10^{-3}$$

$$M_{plrd} = 1017,8 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} < M_{plrd} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

V.5.1.2. Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd} = \frac{A_v}{\gamma_{M0}} \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right) \dots\dots\dots (\text{CCM97 5.20})$$

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

$$A_v = 11600 - 2 \times 200 \times 16 + (10,2 + 2 \times 24) \times 16 = 5990 \text{ mm}^2$$

$$V_{sd} = 320,28 \text{ kN} < V_{pl,rd} = 864,58 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

V.5.1.3. Vérification de l'interaction de l'effort tranchant

$$0,5 \times V_{pl,rd} = 691,664 \text{ kN} > V_{sd} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

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

Les résultats de vérification des poutres principales obtenus par le logiciel ROBOT sont également présentés dans la figure suivante : annex (2)

V.5.2. Vérification des poutres principales de terrasse (ipe500) [1]

Les calculs seront faits sur une poutre principale de la terrasse de profilé IPE500 (barre 1049) et de longueur $L=7,5 \text{ m}$.

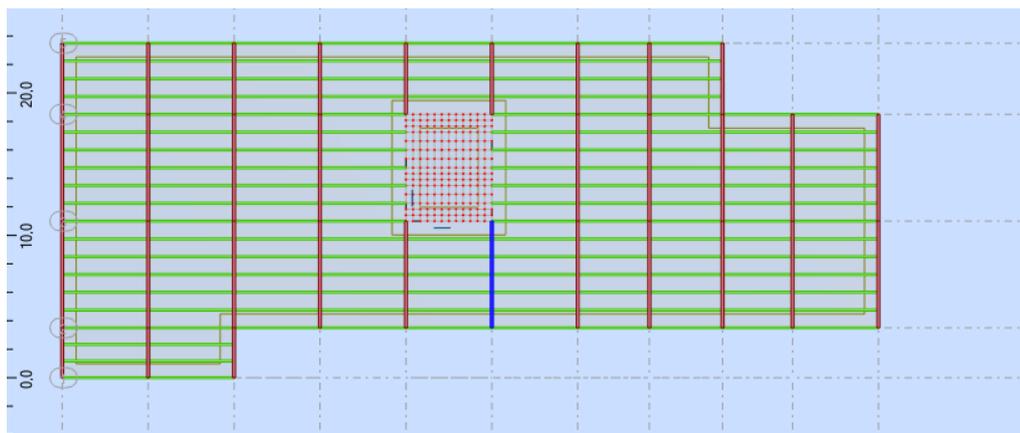


Figure V. 12: La position la poutre IPE500

D'après le Logiciel **ROBOT**, on prend les valeurs des combinaisons les plus défavorables « $G + Q - 1,25EY$ » dans la poutre principale la plus sollicitée :

$$M_{sd} = 138,68 \text{ KN.m} \text{ et } V_{sd} = 191,65 \text{ KN}$$

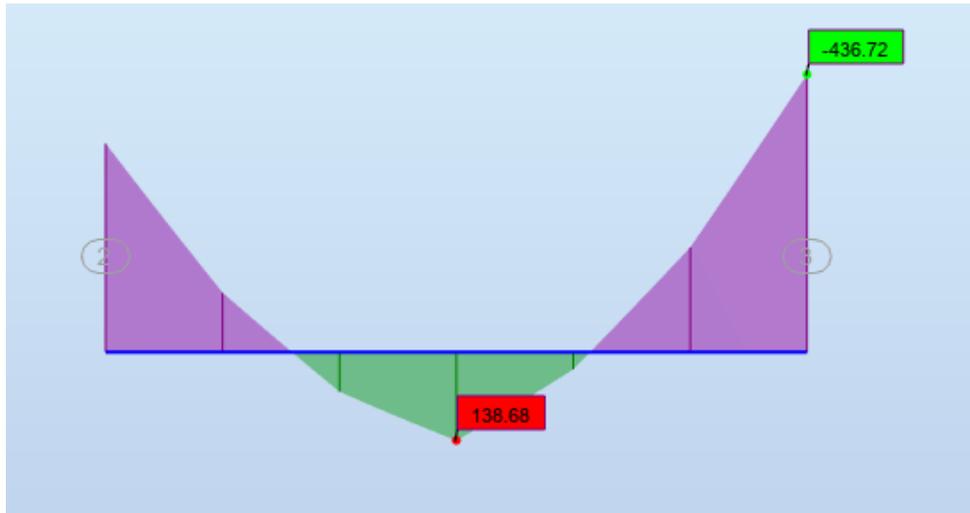


Figure V. 13: Diagramme des moments

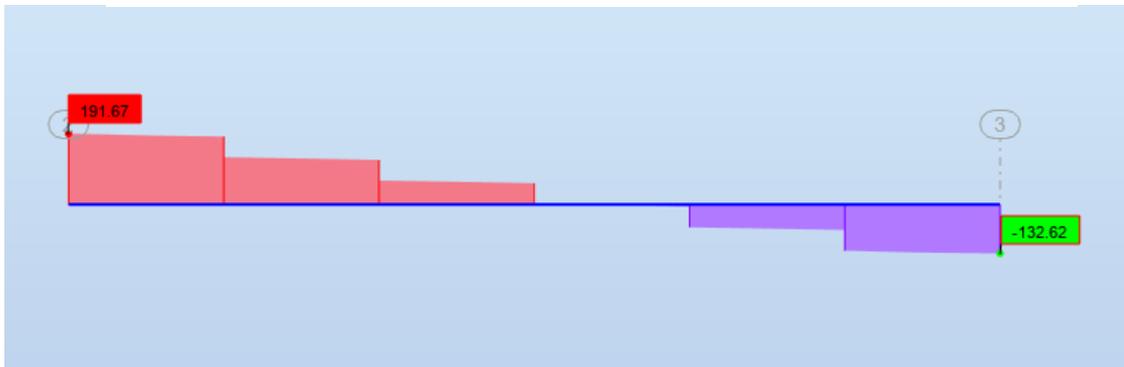


Figure V. 14: Diagramme de l'effort tranchant.

V.5.2.1. Vérification du Moment fléchissant

Position de l'axe neutre plastique :

$$R_{\text{béton}} = \frac{0.85 \times f_{ck}}{1.5} \times b_{\text{eff}} \times h_c \quad \text{Avec } f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$R_{\text{acier}} = 0.95 \times f_y \times A_a$$

$$R_w = 0.95 \times f_y \times A_{\text{âme}}$$

$$A_w = (h - (2 \times t_f)) \times t_w$$

$$A_w = 4773.6 \text{ mm}^2$$

$$R_w = 1247.103 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = \text{Max}(M_{\text{max}} ; M_{\text{min}}) = \text{max}(138.68 ; -436.78)$$

Tableau V. 9: Calcul de l'axe neutre.

Rb(KN)	Ra(KN)	Rb < Ra	Rw(KN)	Rb > Rw
3030,5	1736,72	A.N dans la semelle ou l'ame	1247,103	A.N dans la semelle sup

Tableau V. 10: Vérification de la flexion.

IPE500	Msd(KNM)	M plrd(KNM)	R=M sd/M plrd	M _{sd} < M _{pl,rd}
Barre 1049	138,68	909,588	0,15	Vérifier

V.5.2.2. Vérification de l'effort tranchant

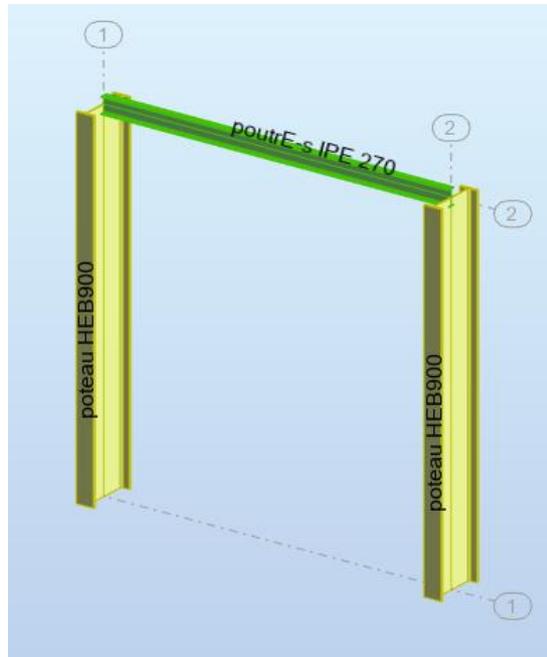
$$V_{sd} \leq V_{pl,rd} = \frac{A_v}{\gamma_{M0}} \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right) \quad \text{CCM97 (5. 20)}$$

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

Tableau V. 11: Vérification de l'effort tranchant

IPE500	Vsd(KN)	Av(mm ²)	V Plrd(KN)	R=vsd/vplrd	V _{sd} ≤ V _{pl,rd}
Barre 1049	191,65	5990	864,58	0,22	Vérifier

Remarque : la procédure de calcul de la poutre secondaire ci-dessus est la même pour les autres poutres.

V.6. Vérification Poutre secondaire (IPE270) [1]**Figure V. 15:** Portique secondaire.

Une poutre secondaire est un élément structural situé entre les poutres principales d'une construction. Elle joue un rôle essentiel dans la répartition des charges supplémentaires et assure la stabilité de la structure. Sa conception et sa dimension sont conformes aux normes de sécurité et de performance.

$$M_{sd} < M_{plrd} = M_{plrd} = R_{acier} \left[\frac{h_0}{2} + h_c + h_p - \left(\frac{R_{acier} \times h_c}{2R_{beton}} \right) \right]$$

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd} = \frac{A_v}{\gamma_{M0}} \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)$$

D'après le Logiciel **ROBOT**, on prend les valeurs des combinaisons les plus défavorables « 1,35 G+1,5 Q » dans la poutre secondaire la plus sollicitée :

$M_{sd}=74,48 \text{ KN.m}$ et $V_{sd} = 46,83 \text{ kN}$

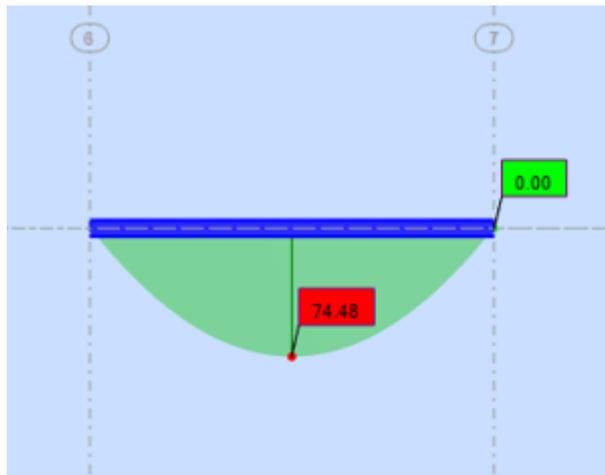


Figure V. 16: Diagramme des moments

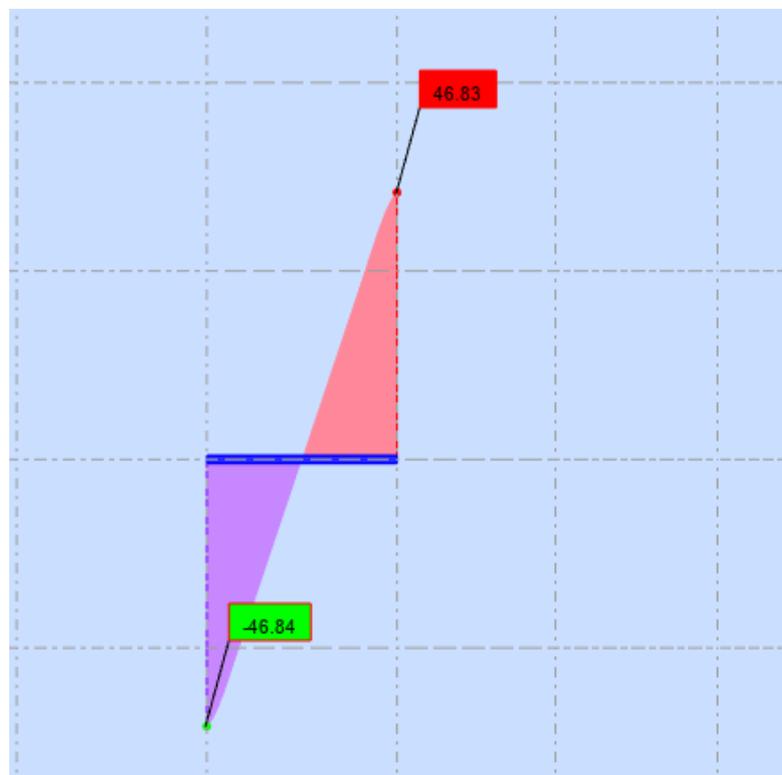


Figure V. 17: Diagramme de l'effort tranchant

V.6.1. Vérification de la résistance

V.6.1.1. Vérification du Moment fléchissant

On doit vérifier que :

Position de l'axe neutre plastique :

$$R_{\text{béton}} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{\text{eff}} \times h_c$$

$$R_{\text{béton}} = 2030,625 \text{ KN}$$

$$R_{\text{acier}} = 0,95 \times f_y \times A_a$$

$$R_{\text{acier}} = 1199,1375 \text{ KN}$$

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

$$M_{\text{plrd}} = R_{\text{acier}} \left[\frac{h_0}{2} + h_c + h_p - \left(\frac{R_{\text{acier}} \times h_c}{2R_{\text{béton}}} \right) \right]$$

$$M_{\text{pl,rd}} = 308,118 \text{ KN.M}$$

$$M_{\text{sd}} = 74,48 \text{ KNM}$$

$$M_{\text{sd}} = 74,48 \text{ KN.M} < M_{\text{pl,rd}} = 308,118 \text{ KN.M} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

V.6.1.2. Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que :

$$V_{\text{sd}} \leq V_{\text{pl,rd}} = \frac{A_v}{\gamma_{M0}} \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)$$

$$A_v = 318,98 \text{ KN}$$

$$V_{\text{sd}} = 46,83 \text{ kN} < V_{\text{plrd}} = 318,98 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

a) Vérification de l'interaction de l'effort tranchant

$$V_{\text{sd}} = 46,83 < 0,5V_{\text{plrd}} = 159,49 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

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

V.6.1.3. Vérification de système de contreventements

Tableau V. 12: Caractéristiques de profilé UPN300

Caractéristiques de profilé	I_y	I_z	W_{ply}	W_{plz}	A	i_y	i_z
UPN300	8030	495	632	130	58,8	11,7	2,90

Les types des palées triangulées utilisés dans cette étude qui sont autorisées par le règlement parasismique algérien **RPA99/2003** sont :

V.7. Système d'ossature contreventée par cadre ductiles et palées en X[1]

Dans ce système, le contreventement mixte est une combinaison de cadre auto stable ductile et des palées triangulées concentriques en X.

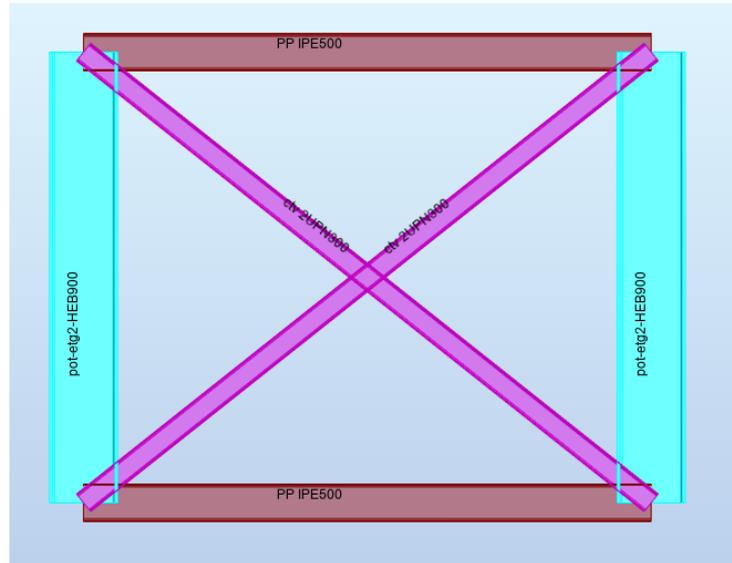


Figure V. 18: Système de contreventement en X

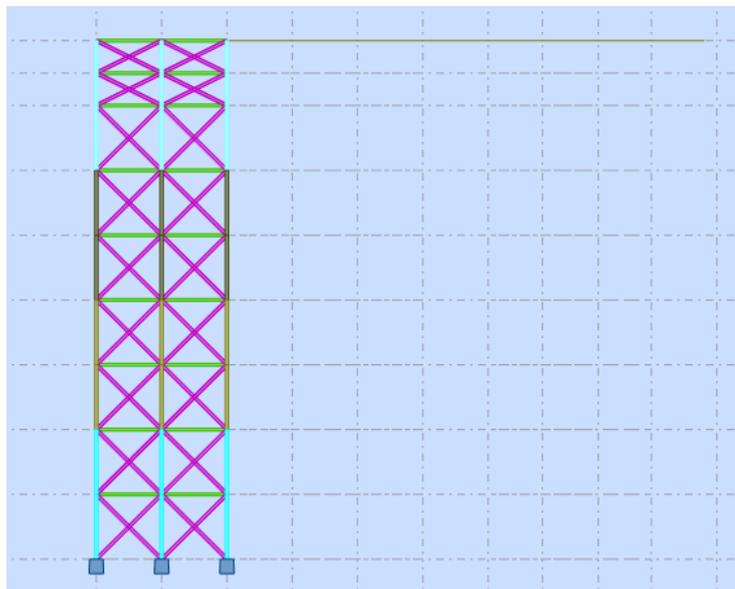
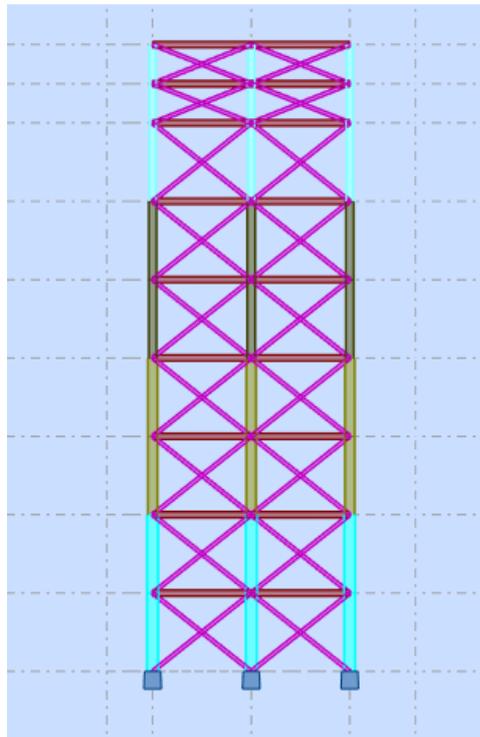
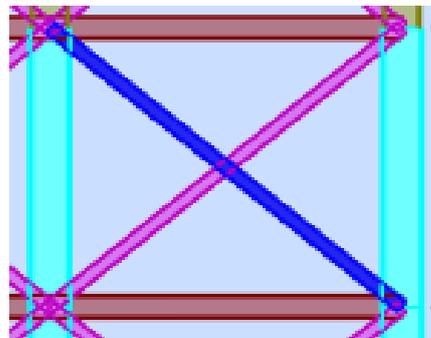


Figure V. 19: Contreventement au niveau des rampes sens xx.**Figure V. 20:**Contreventement intérieur au niveau des rampes sens yy.

V.7.1. Vérifications des contreventements en X

**Figure V. 21 :** Contreventement en X la plus sollicité

Les contreventements sont **2UPN300** de longueur $L = 9,30$ m

D'après le logiciel ROBOT, la combinaison de charge la plus défavorable est

« $G + Q - 1,25EY$ »

V.7.1.1. Vérification sous l'effort de traction simple (E.C.3.art.5.4.3. (1))

Les efforts sollicitant les plus défavorables calculée par le logiciel sous la combinaison il faut vérifier que :

$$N_{sd} < N_{pl.rd} = \frac{A \cdot F_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{2 \times 5880 \times 275}{1,1} = 2940 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 905,26 \text{ KN} < N_{pl.rd} = 2940 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée}$$

V.7.1.2. Vérification à la compression simple (EC3.art.5.5.1.1(1))

Il faut vérifier que :

$$N_{sd} \leq N_R = X \frac{\beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M_1}}$$

Avec :

$\beta_A = 1$ pour les sections classe1 et2

$$\gamma_{M_1} = 1$$

$F_y = 275 \text{ MPA}$

Suivant (y-y)

$$L_f = \sqrt{7,5^2 + 6^2} = 9,6 \text{ m}$$

$$y = \frac{I_f}{I_y}$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1}$$

$$\bar{\lambda} = 0,951$$

Suivant (z-z) :

profilé	λ	$\bar{\lambda}$	α	\emptyset	x
UPN300	82,05	0,95	0,49	1,135	0,57

$$N_{sd} = 905,26 \text{ KN} \leq N_R = X \frac{\beta_A \times 2A \times f_y}{\gamma_{M_1}} = 1843,38 \text{ KN} \dots \text{condition vérifiée}$$

Suivant (z-z) :

profilé	λ	$\bar{\lambda}$	α	\emptyset	x
UPN300	116,72	1,34	0,49	1,68	0,37

$$N_{sd} = 905,26 \text{ KN} \leq N_R = X \frac{\beta_A \times 2A \times f_y}{\gamma_{M_1}} = 1198,35 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée}$$

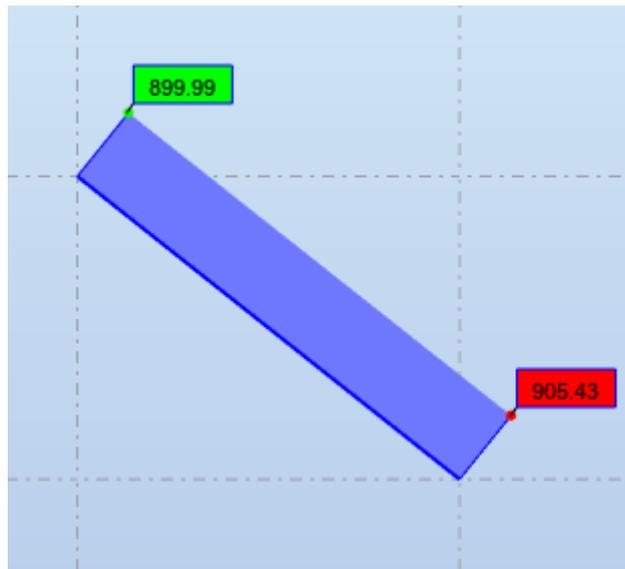


Tableau V. 13: Vérification de noyaux

Figure V. 22: Diagramme de l'effort.

Ex	Ey
Noyau Fx =7757.06 KN Fy= 22.04 KN	Noyau Fx=95.37 KN Fy= 0.27 KN
structure Fx = 8108.58KN Fy= 99.69 KN	structure Fx =99.69 KN Fy= 1.23 KN
$\% = \frac{7757.06}{8108.58} = \% = \frac{fx \text{ noyau}}{F x \text{ structure}}$ $\% = 95.66\%$ $\% = \frac{fy \text{ noyau}}{F y \text{ structure}} = \% = \frac{22,04}{99,69} = 22,11$	$\% = \frac{95.37}{99.69} = \% = \frac{fx \text{ noyau}}{F x \text{ structure}}$ $\% = 95.66\%$ $\% = \frac{0,27}{1,23} = 21,95$

Conclusion

Les profilés sélectionnés pour la structure répondent à toutes les exigences de résistance et de flèche. En conséquence, la structure étudiée est stable et satisfaite à toutes les combinaisons de charges définies par les réglementations en vigueur.

V.8. Ferrailage de Noyau Central[3]

Les voiles seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations qui les engendrent, le moment fléchissant et l'effort normal sont déterminés selon les combinaisons comprenant la charge permanente, d'exploitation ainsi que les charges sismiques

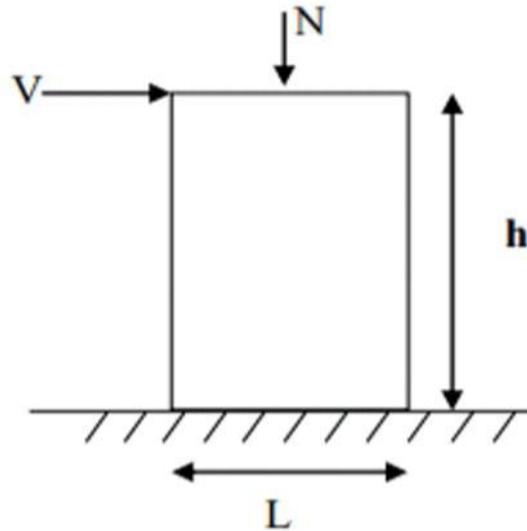


Figure V. 23: Modèle générale d'un voile

V.8.1. Combinaison

Selon le règlement parasismique algérien (RPA 99 VERSION 2003) les combinaisons à considérer dans notre cas sont les suivantes

- $G + Q + E$
- $G + Q - E$
- $0.8G + E$
- $0.8G - E$

V.8.2. Prescriptions imposées par RPA99/2003

V.8.2.1. Aciers verticaux

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il puisse reprendre les contraintes induites par la flexion composée, en tenant compte des prescriptions composées par le RPA 99 version 2003 et décrites ci-dessous :

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20%, de section horizontale du béton tendu
- A chaque extrémité de voile, l'espacement des barres doit être réduit du dixième de la longueur de voile ($L/10$), cet espacement doit être inférieur ou égal à 20 cm ($st < 20\text{cm}$).
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur des voiles
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux. Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

V.8.2.2. Aciers horizontaux

Comme dans le cas des aciers verticaux, les aciers horizontaux doivent respecter certaines prescriptions présentées ci-après :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munie de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ .

V.8.2.3. Aciers transversaux

Seuls les aciers verticaux (de diamètre Φl) pris en compte dans le calcul de $Nu\text{-lim}$ sont à maintenir par des armatures transversales (de diamètre Φt).

V.8.2.4. Règles générales

Les armatures doivent respecter les dispositions suivantes :

a) L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes.

$St \leq 1.5 \times e \rightarrow$ avec : e : épaisseur du voile. Vers l'extérieure

b) Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées.

c) Les diamètres des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

d) Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- $40\varnothing$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts sont possibles.

- $20\varnothing$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

V.8.3. Méthode de calcul des voiles de noyau central

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M) :

$$\sigma_{T.C} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{W} \leq \frac{0,85F_{c28}}{1,5} = 14,17 \text{ Mpa}$$

Avec :

N : effort normal appliqué

M : moment fléchissant appliqué.

S : section du voile.

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : moment d'inertie.

On distingue 3 cas :

- Si $(\sigma_{\min} \text{ et } \sigma_{\max}) > 0 \Rightarrow$ 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) $A_{\min}=0.15\% \cdot e \cdot L$
- Si $(\sigma_{\min} \text{ et } \sigma_{\max}) < 0 \Rightarrow$ 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 .
- Si $(\sigma_{\min} \text{ et } \sigma_{\max})$ sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

V.8.4. Méthode de Ferrailage

V.8.4.1. Méthode de Ferrailage vertical

Le calcul se fera pour des bandes verticales dont la largeur d est déterminée à partir de :

$$d \leq \min (h_e/2 ; 2L/3)$$

Avec:

L : est la longueur de la zone tendue

Pour déterminer les armatures verticales, on utilise la méthode des contraintes par des efforts (N , M).

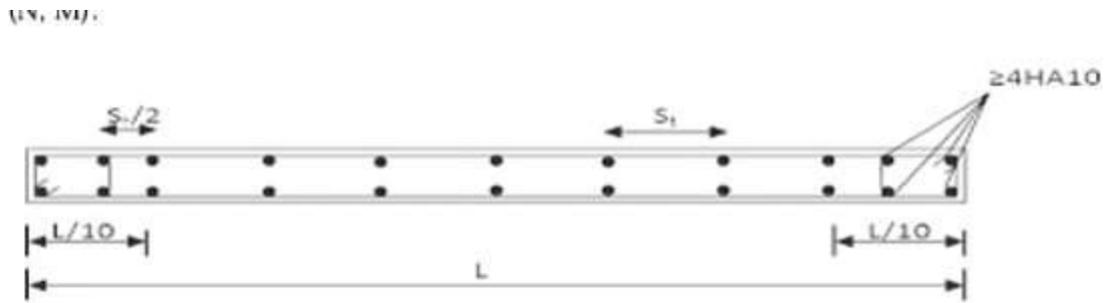


Figure V. 24: Disposition des armatures verticales dans le voile.

V.8.4.2. Méthode Ferrailages horizontaux

Ces armatures doivent reprendre les efforts de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V}{e \cdot d} \leq \bar{\tau} = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Avec : $\bar{V} = 1.4 V_{cal}$ l'effort tranchant de calcul majoré de 40%. e : épaisseur du voile. $d = 0.9h$ avec h : hauteur d'étage brute (étage – h poutre)

Armature de joint de bétonnage (aciers de couture) :

$$A_{vj} = 1.1 \cdot v / f_e$$

avec :

$$\bar{V} = 1.4 V_{u \text{ cal}}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$A_{h1} = \left(\frac{2}{3}\right) \times A_v \dots \dots \dots A_{h2} = \frac{1.4 \times \tau_u \times S_t \times e}{0.8 \times f_e}$$

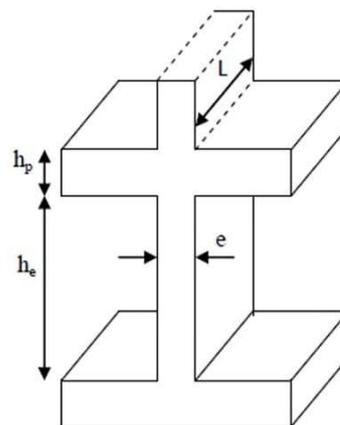
Pour le ferrailage on découpe l'ouvrage en 3 zones :

Tableau V. 14: Zone de calcul pour le ferrailage des voiles

zone	niveau
1	Sous-sol R.D.C ; 1 ^{er}
2	2 ^{eme} ,3 ^{eme} ,4 ^{eme}
3	5 ^{eme} 6 ^{eme} ; 7 ^{eme} ; 8 ^{eme}

Exemple d'application du voile de noyau dans la zone 1

On détermine les sollicitations à partir du logiciel de calcul ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2020 :

**Figure V. 25:** Coupe de voile en élévation.

$E=0,6m$

H_e ; hauteur d'étage

L : la longueur du voile

Dans notre cas $h_e=6m$

$E \geq 15 \text{ cm}$

$0,6 \geq 15 \text{ cm} \dots \dots$ vérifiée

$L= 7,5 \text{ m} \geq 4e=2,4m$

V.8.5. Ferrailage**V.8.5.1. Ferrailage vertical**

On choisit la combinaison la plus défavorables à partir du tableau au-dessus :

G+0,8EX

$$M = 40427,02 \text{ knm}$$

$$N = 38095,7 \text{ KN}$$

$$L = 7,5\text{m} ; I = 21,01 \text{ m}^4 ; B = 4,5\text{m} \quad v=L/2 = 3,75\text{m}$$

$$\sigma_c = \frac{38095,7}{4,5} + \frac{40427,02 \times 3,75}{21,09} = 15654,01 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_t = \frac{38095,7}{4,5} - \frac{40427,02 \times 3,75}{21,09} = 1277,41 \text{ KN/m}^2$$

Alors :

σ_c et $\sigma_t > 0$ selon R.P.A99 (version 2003) $A_{\min} = 0.15\% . e . L$.

Zone 1

combinaison	N_{\max} (KN)	M_{cor} (KN.M)	σ_c (KN/m ²)	σ_t (KN/m ²)	A_{\min} (cm ²)	Le choix	AV (cm ²)
G+0,8EX	38095,70	40427,02	15654,01	1277,41	9	10T12	11,319

Zone 2

combinaison	N_{\max} (KN)	M_{cor} (KN.M)	σ_c (KN/m ²)	σ_t (KN/m ²)	A_{\min} (cm ²)	Le choix	AV (cm ²)
G+0,8EX	18782,40	18983,13	7549,25	798,49	9	10T12	11,319

Zone 3

combinaison	N_{\max} (KN)	M_{cor} (KN.M)	σ_c (KN/m ²)	σ_t (KN/m ²)	A_{\min} (cm ²)	Le choix	AV (cm ²)
G+0,8EX	4565,76	5245,30	1947,28	81,95	9	10T12	11,319

La Zone 1

Combinaison de cas 1 (N_{\max} , M_{cor}) : G+Q+EY

- Armatures verticales

$$N = 24812,6 \text{ kn}$$

$$M = 55665,58 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_c = 15045,69 \text{ kn/m}^2 \quad \sigma_t = -4017,87 \text{ kn/m}^2$$

$$L_c = 5,92 \text{ m}$$

$$L_T = 1,58 \text{ m}$$

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

- **Section partiellement comprimée**

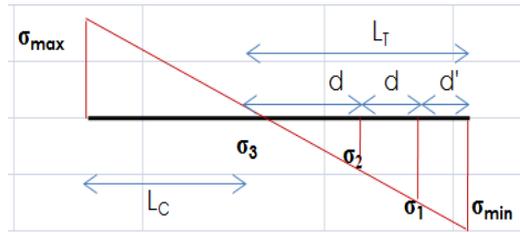


Figure V. 26: Schéma des contraintes.

Découpage des diagrammes obtenus en bandes de largeur "d" :

$$d \leq \min [h_{\text{étage}}/2 \text{ où } 2 \cdot L_C/3] = 2,93 \text{ m}$$

on prendra :

$$1^{\text{ère}} \text{ bande : } d' = 0,2 \text{ m}$$

$$2^{\text{ème}} \text{ bande : } d_1 = 0,4 \text{ m}$$

$$3^{\text{ème}} \text{ bande : } d_2 = 0,98 \text{ m}$$

Le ferrailage de la 1^{ère} bande :

$$\sigma_1 = \sigma_{\min} \cdot (L_T - d') / L_T = 3509,50 \text{ KN/m}^2$$

$$N_{u1} = \frac{1}{2} (\sigma_{\min} + \sigma_1) \cdot d' \cdot e = 451,64 \text{ KN}$$

Le ferrailage de la 2^{ème} bande :

$$\sigma_2 = \sigma_{\min} \cdot (L_T - d_1 - d') / L_T = 2492,78 \text{ KN/m}^2$$

$$N_{u2} = \frac{1}{2} (\sigma_2 + \sigma_1) \cdot d \cdot e = 720,27 \text{ KN}$$

Le ferrailage de la 3^{ème} bande :

$$\sigma_3 = \sigma_{\min} \cdot (L_T - d_1 - d_2 - d') / L_T = 0 \text{ KN/m}^2$$

$$N_{u3} = \frac{1}{2} (\sigma_2 + \sigma_3) \cdot d \cdot e = 733,41 \text{ KN}$$

La section d'acier à mettre pour chaque bande est :

$$1^{\text{ère}} \text{ bande : } A_1 = N_{u1} / \sigma_s = 11,29 \text{ cm}^2 \quad A_{v1} = 12,06 \text{ cm}^2 \text{ le choix ; } 6T16$$

$$2^{\text{ème}} \text{ bande : } A_2 = N_{u2} / \sigma_s = 18,01 \text{ cm}^2 \quad A_{v2} = 20,11 \text{ cm}^2 \text{ le choix ; } 10T16$$

$$3^{\text{ème}} \text{ bande : } A_3 = 18,34 \text{ cm}^2 \quad A_{v3} = 20,11 \text{ cm}^2$$

Armatures verticales**1. Traction simple****a) Section minimale A_{\min} (BAEL)**

$$1^{\text{ère}} \text{ bande : } A_{\min \text{ BAEL}} = \frac{S \cdot ft_{28}}{f_e} ; A_{\min \text{ BAEL}} = 6,30 \text{ cm}^2$$

$$2^{\text{ème}} \text{ bande : } A_{\min \text{ BAEL}} = \frac{S \cdot ft_{28}}{f_e} ; A_{\min \text{ BAEL}} = 12,60 \text{ cm}^2$$

$$3^{\text{ème}} \text{ bande : } A_{\min \text{ BAEL}} = \frac{S \cdot ft_{28}}{f_e} ; A_{\min \text{ BAEL}} = 30,89 \text{ cm}^2$$

b) Section minimale A_{\min} (RPA)

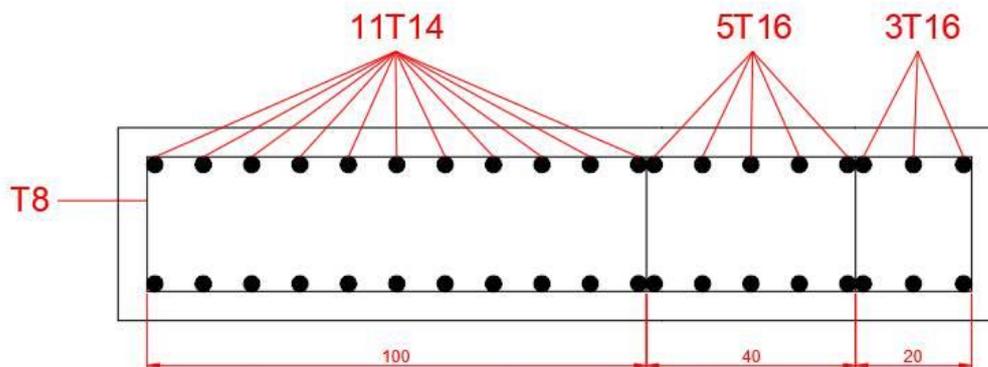
$$1^{\text{ère}} \text{ bande : } A_{\min \text{ RPA}} = 0.20\% \times e \times Lt ; A_{\text{rpa}} = 2,40 \text{ cm}^2$$

$$2^{\text{ème}} \text{ bande : } A_{\min \text{ RPA}} = 0.20\% \times e \times Lt ; A_{\text{rpa}} = 4,80 \text{ cm}^2$$

$$3^{\text{ème}} \text{ bande : } A_{\min \text{ RPA}} = 0.20\% \times e \times Lt ; A_{\text{rpa}} = 11,77 \text{ cm}^2$$

Tableau V. 15 : Choix d'armature des voiles de la zone 1

Bande	d(m)	σ (Mpa)	N (kN)	A_s (cm ²)	A_{\min} BAEL (cm ²)	A_{\min} RPA (cm ²)	Choix	A_v (cm ²)
1	0,2	3509,50	451,64	11,29	6,30	2,40	6T16	12,06
2	0,4	2492,78	720,27	18,01	12,60	4,80	10T16	20,11
3	0,98	0	733,41	18,34	30,89	11,77	22T14	33,87

**Figure V. 27: Ferrailage vertical de la zone 1.****Armatures horizontales :**

$$A_{H \text{ BAEL}} = \frac{A_v}{H}$$

$$A_{H \text{ RPA}} = 0,15\% \cdot B_{\text{voile}}$$

Tableau V. 16: Armature horizontales voile.

viol	AH BAEL	AH RPA
Zon 1	5,50	9

Le choix d'armature ; 10T12 Ah=11,319 cm² :

La Zone 2 :

Combinaison de cas 1 (N_{max}, M_{cor}) : G+Q+EY

N=10991,89KN

M=25513, 39KN.m

$\sigma_c = 6979,16 \text{ kn/m}^2$ $\sigma_T = -2093,88 \text{ kn/m}^2$

L_C = 5,77 m

L_T = 1,73m

Tableau V. 17: Choix d'armature des voiles du zone 2

Bande	D(m)	σ (Mpa)	N(kN)	As(cm ²)	A _{min} BAEL (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	Choix	Av(cm ²)
1	0,3	1730,96	344,24	8,61	10,80	3,6	6T16	12,06
2	0,4	1247,06	357,36	8,93	14,40	4,80	10T14	15,39
3	1,03	0	385,66	9,64	37,11	12,37	22T16	44,23

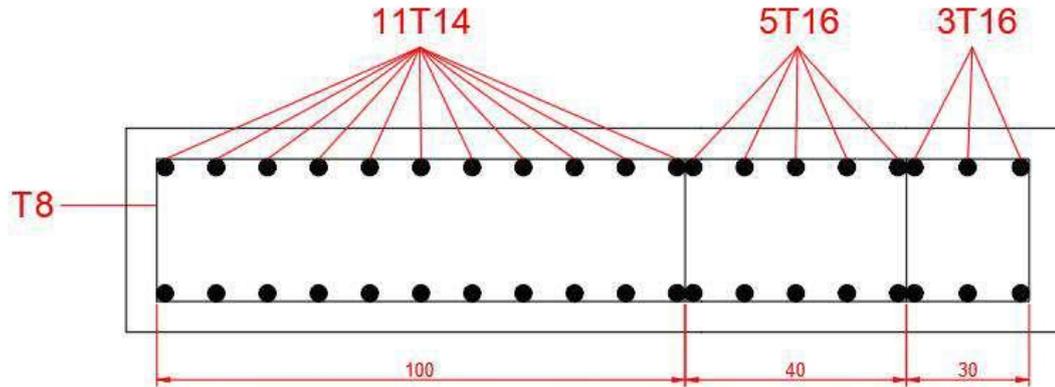


Figure V. 28: Ferrailage vertical de la zone 2

Armatures horizontales :

Tableau V. 18: Armature horizontales voile zone 2

Voile	AH BAEL	AH RPA
Zon 2	5,97	9,00

Le choix d'armature : 10T12 ; $A_h = 11,319 \text{ cm}^2$

La Zone 3 :

Armatures verticales :

Combinaison de cas 1 (N_{max}, M_{cor}) : G+Q+EY

$N = 1466,68 \text{ KN}$

$M = 5682,41 \text{ KN3M}$

$\sigma_c = 1336,31 \text{ kn/m}^2$

$\sigma_t = - 684,46 \text{ kn/m}^2$

$L_t = 2,54 \text{ m}$

$L_C = 4,96 \text{ m}$

Tableau V. 19: Choix d'armature des voiles du zone 3

Bande	D(m)	σ (Mpa)	N (kN)	A_s (cm^2)	A_{min} BAEL (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	Choix	$A_v(\text{cm}^2)$
1	0,8	468,91	276,81	6,92	28,80	9,60	18T16	36,19

2	0,8	253,36	173,34	4,33	28,80	9,60	18T16	36,19
3	0,94	0	71,47	1,79	33,85	11,28	22T14	33,87

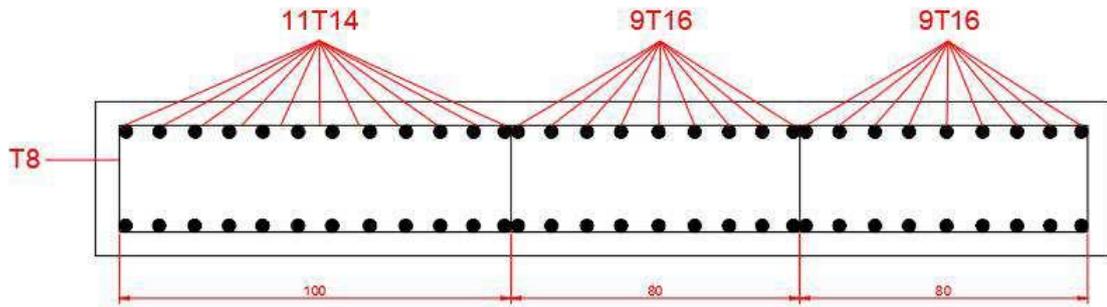


Figure V. 29: Ferrailage vertical de la zone 3.

Armatures horizontales :

Tableau V. 20: Armature horizontales voile zone 3

Voile	AH BAEL	AH RPA
Zone 1	8,85	9,00

Ah=11,39 cm² le choix : 10T12

Vérification de la contrainte de cisaillement dans les trumeaux et les linteaux :

$$\tau \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28}$$

Où $\tau_b = \frac{V}{b_0d}$ avec $V=1,4V_{calcul}$

b₀ : épaisseur du linteau ou de voile

d : hauteur utile =0,9h

h : hauteur totale de la section brute

Tableau V. 21: Vérification de la contrainte de cisaillement

Voile	V _{calcul} (kn)	1,4V _{calcul} (Mn)	B ₀ (m)	H (m)	d (m)	τ (Mpa)	τ _{adm} (Mpa)	Vérification
V=7,5m	4898,92	6858,488	0,6	6	5,4	2,11	5	Vérifiée

Chapitre VI

Etude des assemblages

VI.1. Introduction

Les assemblages jouent un rôle essentiel en assurant la liaison et la continuité des éléments constitutifs d'une structure, permettant ainsi la transmission et la répartition des diverses contraintes auxquelles ils sont soumis. Ces contraintes peuvent être statiques, mais parfois aussi dynamiques, telles que des chocs ou des vibrations, nécessitant une attention particulière. L'objectif des assemblages est de préserver l'intégrité structurelle de l'ouvrage envisagé en évitant la génération de contraintes parasites, notamment en torsion. Ils sont ainsi les éléments critiques de l'ouvrage, tant du point de vue de sa solidité que de son aspect économique, et nécessitent donc une conception et un dimensionnement minutieux, accordant une attention égale à celle apportée aux composants élémentaires.

Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il y a lieu de distinguer parmi les assemblages.

- **Les assemblages articulés** : qui transmettent uniquement les efforts tranchants.
- **Les assemblages encastés (rigides)** : qui transmettent en outre les divers moments.

VI.2. Modes d'assemblages

Les principaux modes d'exécution des assemblages sont :

- Les assemblages soudés.
- Les assemblages boulonnés.
- Les assemblages rivetés.
- Les assemblages collés.

Les moyens les plus courants dans l'assemblage des structures métalliques sont le boulonnage et la soudure.

- **Le boulonnage**

Le boulonnage est le principal moyen d'assemblage utilisé dans la construction métallique en raison de sa simplicité d'installation et des possibilités de réglage qu'il offre sur site. On distingue deux types de boulons, qui se différencient par leurs caractéristiques mécaniques plus ou moins élevées :

- a) **Les boulons ordinaires**
- b) **Les boulons à haute résistance**

- **Le soudage**

Est un procédé, qui permet d'assembler des pièces par liaison intime de la matière, obtenue par fusion ou plastification

- **Le rivetage**

Les rivets étaient historiquement le premier moyen d'assemblage utilisé dans la construction métallique, mais de nos jours, leur utilisation est limitée. Dans la plupart des pays industrialisés, on privilégie les boulons et la soudure. Les rivets sont principalement présents dans des structures anciennes, remontant au début du siècle. Leur diamètre varie généralement de 10 à 28 mm.

- **Caractéristiques géométriques des boulons classes des boulons**

Tableau VI. 1: Classes des boulons

Valeurs de la limite d'élasticité f_{yb} et de la résistance à la traction f_{ub} des boulons								
Classe	4,6	4,8	5,6	5,8	6,6	6,8	8,8	10,9
f_{yb} (N/mm ²)	240	320	300	400	360	480	640	900
f_{ub} (N/mm)	400	400	500	500	600	600	800	1000

Tableau VI. 2: Caractéristiques géométriques des boulons

	M8	M10	M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24	M27	M30
d (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
d₀ (mm)	9	11	13	15	18	20	22	24	26	30	33
A (mm²)	50,3	78,5	113	154	201	254	314	380	452	573	707
As (mm²)	36,6	58	84,3	115	157	192	245	303	353	459	561

d : Diamètre de la partie non filetée de la vis.

d_0 : Diamètre nominal du trou.

A : Section nominale du boulon.

A_s : Section résistante de la partie filetée.

VI.3. Les Assemblages

Dans ce chapitre, (05) types d'assemblage seront traités, on se basant sur les normes de l'EC 3. Les assemblages qui seront traités sont :

- Assemblage poteau-poutre.
- Assemblage poteau-poutre secondaire
- Assemblage poutre-solive.
- Assemblage des contreventements en X
- Assemblage entre élément métallique et noyau en béton armé

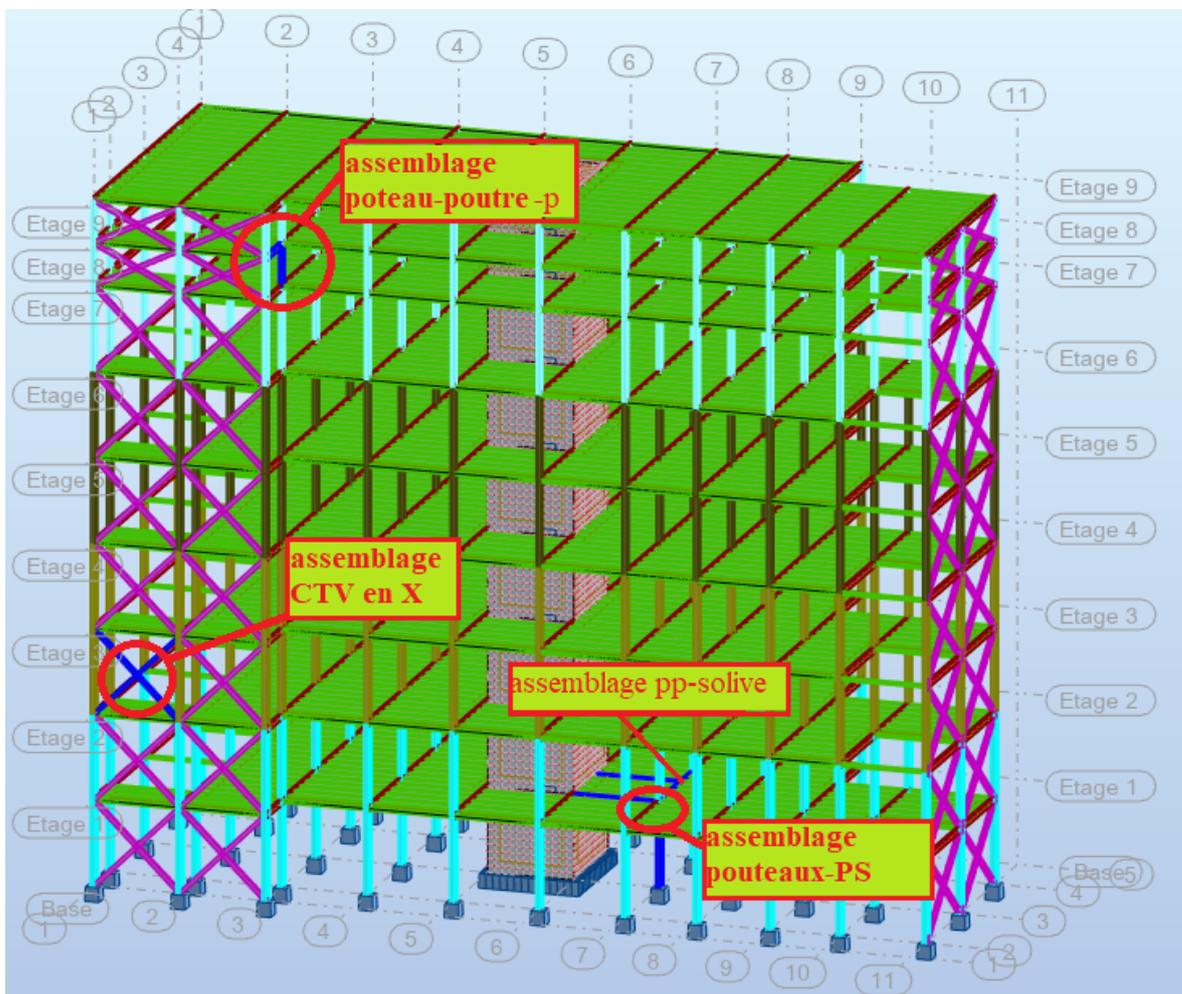


Figure VI. 1: Position des assemblage.

Remarque : On essaye de traiter un exemple de calcul manuel pour chaque type d'assemblage ; les autres seront calculés en utilisant le logiciel Auto desk Robot

VI.3.1. Assemblage poutre-solive[8]

L'assemblage est réalisé avec deux cornières à l'extrémité de la solive et l'âme de la poutre

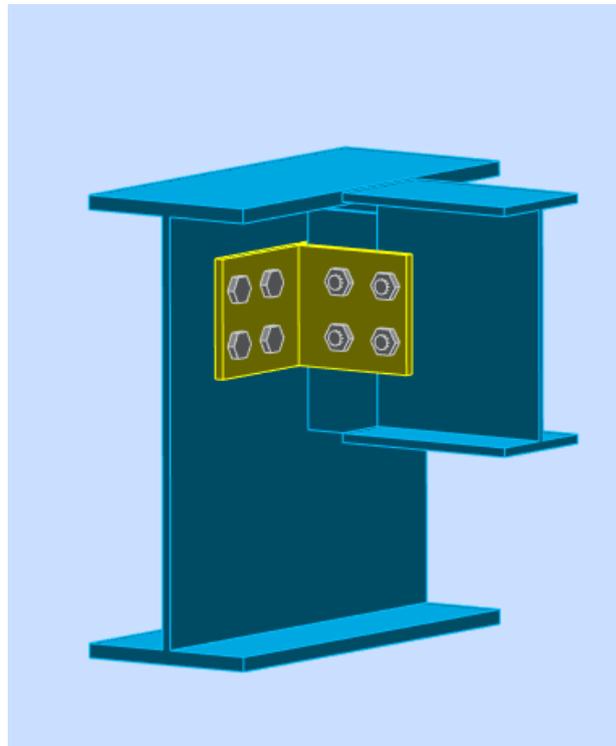


Figure VI. 2: assemblage poutre solive IPE270-IPE500

- Caractéristiques géométriques des profilés et données mécaniques

Poutre IPE550 :

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 500 \text{ mm}; b = 200 \text{ mm}; t_f = 16 \text{ mm}; t_w = 10,2 \text{ mm} \\ A = 116 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Solive IPE270 :

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 270 \text{ mm}; b = 135 \text{ mm}; t_f = 10,2 \text{ mm}; t_w = 6,6 \text{ mm} \\ A = 45,9 \text{ mm} \end{array} \right.$$

L'effort tranchant : $V_{sd} = 23,42 \text{ KN}$

VI.3.1.1. Dimensionnement de l'assemblage

1. Choix des boulons :

Pour des raisons pratiques on évite toujours la mise en œuvre dans un même assemblage des boulons de diamètre différents, le choix du diamètre se fera en déterminant leur résistance tout en étant proportionnel à l'épaisseur des pièces assemblées comme suite :

$$t \leq 10mm \quad d = (12 ; 14) mm$$

$$10 \leq t \leq 25mm \quad d = (16 ; 20 ; 24) mm$$

$$t \geq 10mm \quad d = (24 ; 27 ; 30) mm$$

On choisit 4 boulons de diamètre 14 mm (M14) de classe 6.6.

d_0 : Diamètre du trou du boulon.

$$d_0 = d + \alpha$$

α : Le jeu entre le boulon et le trou, dépend du diamètre du boulon.

$$\alpha = 1 mm \quad \text{si} \quad d \leq 14 mm$$

$$\alpha = 2 mm \quad \text{si} \quad 16 \leq d \leq 24 mm$$

$$\alpha = 3 mm \quad \text{si} \quad d > 24 mm$$

$$M14 \Rightarrow d = 14mm \quad d_0 = 15mm$$

2. Disposition constructive des boulons :

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t; 150mm) \quad \mathbf{18mm \leq e_1 \leq 150mm}$$

$$2,2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t; 200mm) \Rightarrow \mathbf{33mm \leq p_1 \leq 92,4mm \text{ (EC3.art.6.5.1.4)}}$$

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t; 150mm) \quad \mathbf{22.5mm \leq e_2 \leq 150mm}$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t; 200mm) \quad \mathbf{45mm \leq p_2 \leq 92,4mm}$$

$$e_1 = 45 mm; p_1 = 60 mm$$

$$e_2 = 55 mm; p_2 = 60 mm$$

3. Vérification de la résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement [8]

Il faut vérifier que :

$$F_{vsd} \leq F_{v,rd} \quad \text{(EC3. tab. 6.5.2)}$$

F_{vsd} : effort de cisaillement par boulon à l'état limite ultime

$F_{v,rd}$: résistance au cisaillement par boulon

$$F_{v,rd} \leq \frac{0,6f_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}} \quad \text{(EC3. tab. 6.5.3)}$$

$$f_{ub} = 600 \text{ N/mm}^2$$

Aire de la section résistante en traction du boulon : $A_s = 115 \text{ mm}^2$

Résistance des boulons à la traction : $\gamma_{Mb} = 1,25$

$$F_{v,rd} \leq \frac{0,6 \times 600 \times 115}{1,25} \times 10^{-3} = 33.12 \text{ kN}$$

Il y a 4 boulons en double cisaillement donc

$$F_{v,rd} = n \times f_{v,rd} = 8 \times 33.12 = 264.96 \text{ kN}$$

$V_{sd} = 23,42 \text{ kN} < F_{v,rd} = 264.96 \text{ kN}$ Donc la condition est vérifiée

4. Vérification de la pression diamétrale

On a une cornière **CAE150 × 150 × 10**

Il faut vérifier que : $F_{vsd} \leq F_{b,rd}$

F_{vsd} : effort de cisaillement par boulon a l'état limite ultime

$F_{b,rd}$: résistance de calcul la pression diamétrale par boulon

$$F_{b,rd} = \frac{2,5\alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{Mb}} \quad (\text{EC3. tab. 6.5.3})$$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3 \times d_0}, \frac{p_1}{3 \times d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right\} = \min (1 ; 1.08; 1.39; 1) = 1$$

f_u : La résistance à la traction des cornières : 275

$d = 14$; $d_0 = 15$; $t = 10\text{mm}$; $\gamma_{Mb} = 1.25$; $f_u = 275\text{ MPa}$;

$e_1 = 45\text{ mm}$; $p_1 = 60\text{ mm}$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times 1 \times 275 \times 14 \times 10}{1,25} = 77\text{ kN}$$

Pour un boulon on a :

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n_b \times n_s} = \frac{23,42}{4 \times 2} = 2,92\text{ kN} < F_{brd} = 77\text{ KN}$$

Donc la pression diamétrale est vérifiée.

On optera donc 4 boulons de diamètre (M14) de classe 6.6 et une cornière de (150x150x10)

Conclusion :

a l'aide de logiciel ROBOT en vérifie on confirme ce assemblage voir **Annex 3**

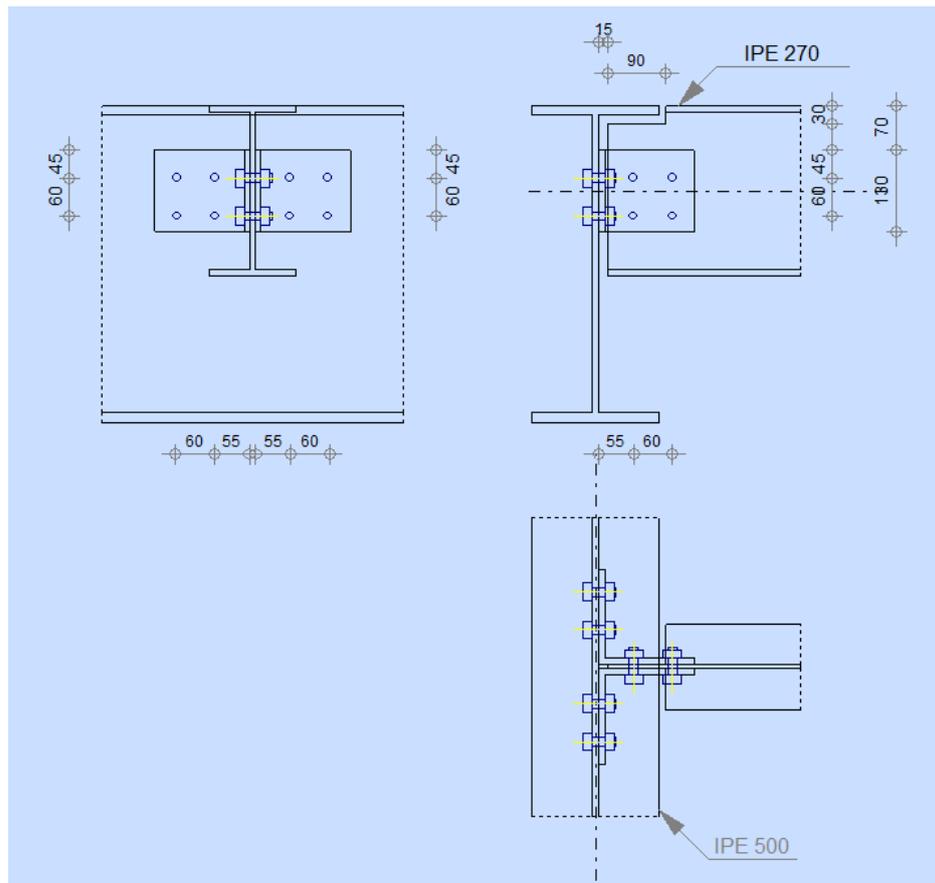


Figure VI. 3: Schéma assemblage poutre solive IPE270-IPE500

VI.3.2. Assemblage poteau - poutre secondaire (HEB900– IPE270) [8]

Cet assemblage est réalisé avec boulonnage de l'âme de la poutre secondaire avec la platine soudée perpendiculairement avec l'âme du poteau

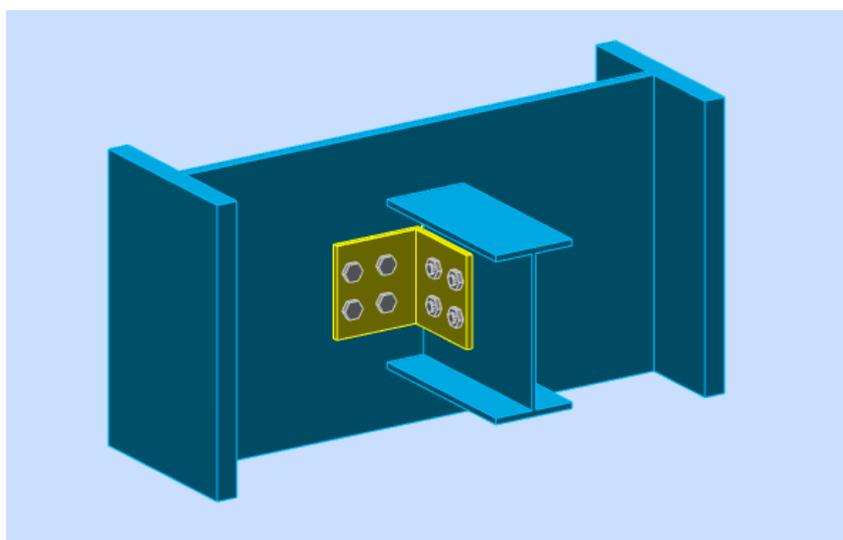


Figure VI. 4: Assemblage poteau-poutre secondaire (HEB900– IPE270)

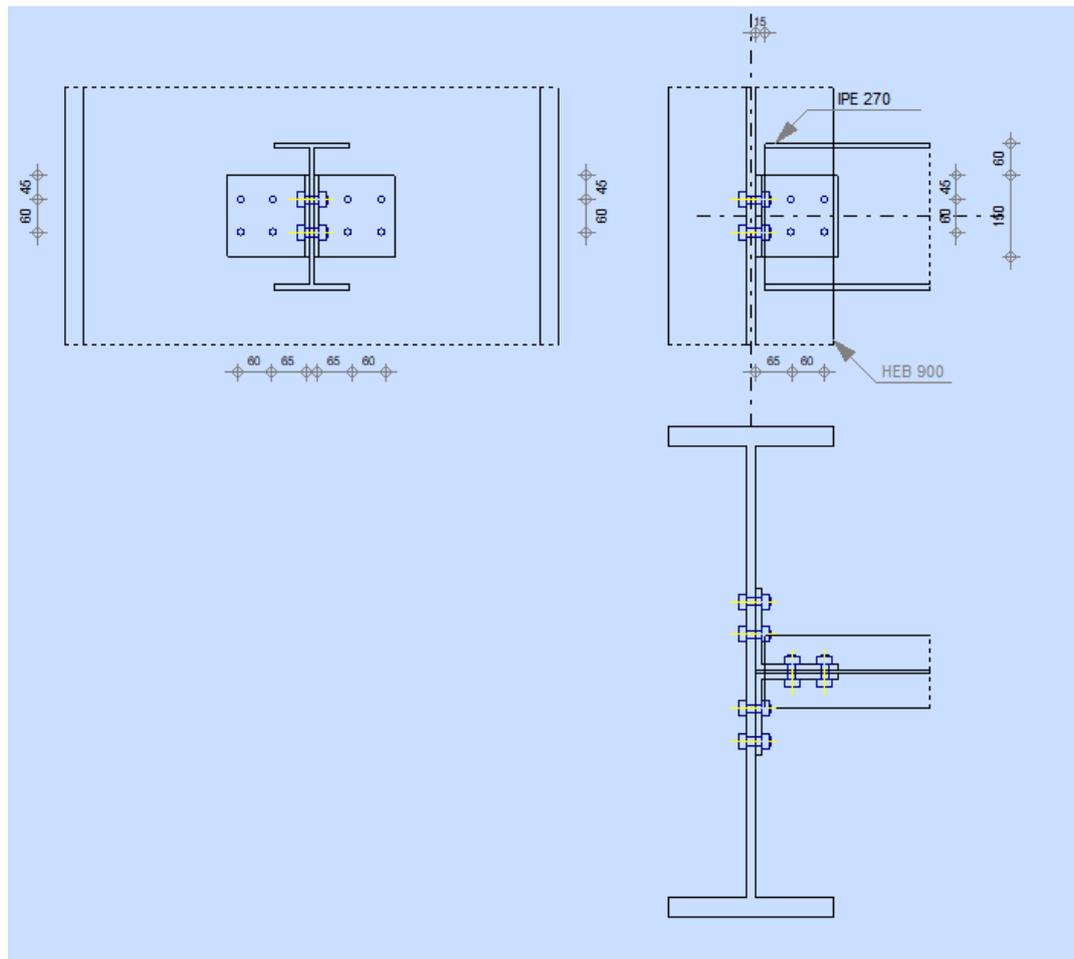


Figure VI. 5: Assemblage poteau-poutre secondaire (HEB900– IPE270)

On choisit 8 boulons de diamètre 16 mm (M16) de classe 6.6.

d_0 : Diamètre du trou du boulon.

$$d_0 = d + \alpha$$

α : Le jeu entre le boulon et le trou, dépend du diamètre du boulon.

$$\alpha = 1 \text{ mm} \quad \text{si} \quad d \leq 14 \text{ mm}$$

$$\alpha = 2 \text{ mm} \quad \text{si} \quad 16 \leq d \leq 24 \text{ mm}$$

$$\alpha = 3 \text{ mm} \quad \text{si} \quad d > 24 \text{ mm}$$

$$M16 \Rightarrow d = 16 \text{ mm} \quad d_0 = 18 \text{ mm}$$

1. Disposition constructive des boulons :

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t; 150\text{mm}) \quad 18\text{mm} \leq e_1 \leq 150\text{mm}$$

$$2,2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t; 200\text{mm}) \Rightarrow 33\text{mm} \leq p_1 \leq 92,4\text{mm} \text{ (EC3.art.6.5.1.4)}$$

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t; 150\text{mm}) \quad 22,5\text{mm} \leq e_2 \leq 150\text{mm}$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t; 200\text{mm}) \quad 45\text{mm} \leq p_2 \leq 92,4\text{mm}$$

$$e_1 = 45 \text{ mm}; p_1 = 60 \text{ mm}$$

$$e_2 = 65 \text{ mm}; p_2 = 60 \text{ mm}$$

on choisie la platine de 150× 15

Potiaux HEB900 :

$$\begin{cases} h = 900 \text{ mm}; b = 300 \text{ mm}; t_f = 18,5\text{mm}; t_w = 35 \text{ mm} \\ A = 37130 \text{ mm} \end{cases}$$

Solive IPE270 :

$$\begin{cases} h = 270\text{mm}; b = 135 \text{ mm}; t_f = 10,2 \text{ mm}; t_w = 6,6 \text{ mm} \\ A = 45,9 \text{ mm} \end{cases}$$

Données du calcul :

Les données du calcul sont tirées à partir du logiciel **ROBOT 2020**

Les assemblages ci-dessous sont sollicités par :

Un moment fléchissant :

$$M_{sd} = 0 \text{ KN.m}$$

$$\text{Effort tranchant : } V_{sd} = 46,83$$

KN

$$f_{ub} = 600 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Aire de la section résistante en traction du boulon : } A_s = 157 \text{ mm}^2$$

$$\text{Résistance des boulons à la traction : } \gamma_{Mb} = 1,25$$

$$F_{v,rd} \leq \frac{0,6 \times 600 \times 157}{1,25} \times 10^{-3} = 45,21 \text{ kN}$$

Il y a 4 boulons en double cisaillement donc

$$F_{v,rd} = n \times f_{v,rd} = 8 \times 45,21 = 361,728 \text{ KN}$$

$V_{sd} = 46,83 \text{ kN} < F_{v,rd} = 361,728 \text{ KN}$ Donc la condition est vérifiée

2. Vérification de la pression diamétrale[8]

On a une cornière **CAE150 × 150 × 15**

Il faut vérifier que : $F_{vsd} \leq F_{b,rd}$

F_{vsd} : effort de cisaillement par boulon a l'état limite ultime

$F_{b,rd}$: résistance de calcul la pression diamétrale par boulon

$$F_{b,rd} = \frac{2,5\alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{Mb}} \quad (\text{EC3. tab. 6.5.3})$$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3 \times d_0}, \frac{p_1}{3 \times d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right\} = \min (1 ; 1,08 ; 1,39; 1) = 1$$

f_u : La résistance à la traction des cornières : 275

$d = 14$; $d_0 = 15$; $t = 10\text{mm}$; $\gamma_{Mb} = 1,25$; $f_u = 275 \text{ MPa}$;

$e_1 = 45 \text{ mm}$; $p_1 = 60 \text{ mm}$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times 2 \times 275 \times 16 \times 15}{1,25} \times 10^{-3} = 264 \text{ kN}$$

Pour un boulon on a :

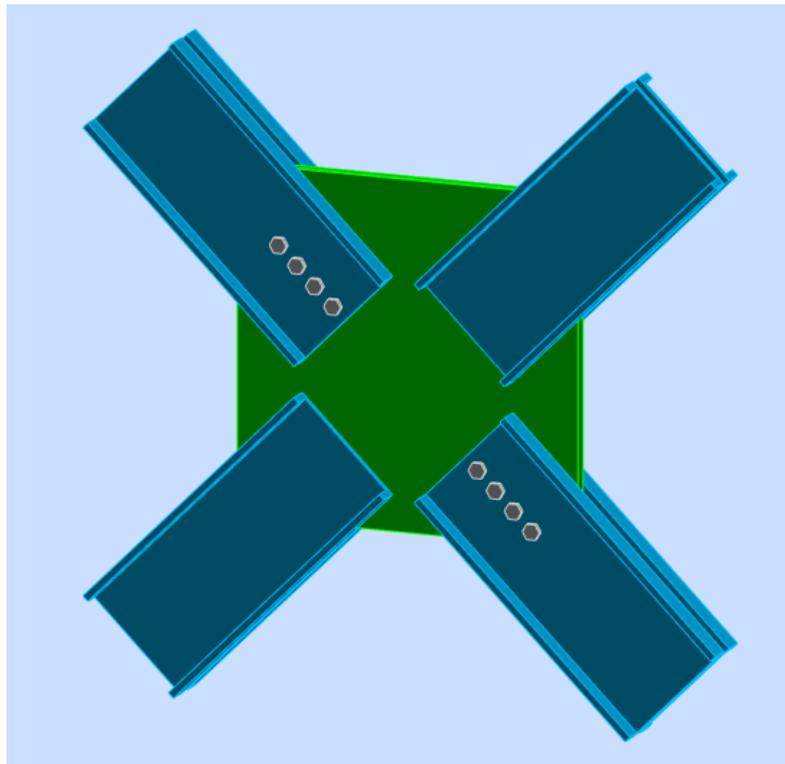
$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n_b \times n_s} = \frac{46,83}{4 \times 2} = 5,85 \text{ kN} < F_{brd} = 264 \text{ KN}$$

Donc la pression diamétrale est vérifiée.

On optera donc **4 boulons** de diamètre (**M16**) de classe **6.6** et une cornière de (**150x150x15**)

Conclusion :

a l'aide de logiciel ROBOT en vérifie on confirme ce assemblage voir **Annex 3**

VI.3.3. Assemblage des diagonales[8]**Figure VI. 6:**Assemblage de diagonale X**1.Le choix des boulons**

- ✓ 4 boulons M20, de classe 8.8 pour chaque barre ;

$$d_0 = 22mm; A_s = 314 mm^2; f_{ub} = 800MPa$$

Figure : assemblage de diagonale X**2.L'effort tranchant de 2UPN300**

Les efforts sont tirés du logiciel Robot :

$$N_{b1,sd} = -514,42KN$$

$$N_{b2,sd} = -1137,32KN$$

$$N_{b3,sd} = -523,20 KN$$

$$N_{b4,sd} = -1144,53 KN$$

3.Disposition constructive

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150mm)$$

$$26,4mm \leq e_1 \leq 360mm$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200mm) \Rightarrow$$

$$48,4mm \leq p_1 \leq 200mm(EC3.art.6.5.1.4)$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150mm)$$

$$45mm \leq e_2 \leq 360m$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200mm)$$

$$66 mm \leq p_2 \leq 200mm$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} e_1 = 40\text{mm} \\ p_1 = 70\text{mm} \\ e_2 = 150\text{mm} \\ p_2 = 70\text{mm} \end{cases}$$

✓ Un gousset : $800 \times 800 \times 30\text{mm}$

4.Vérification de la résistance d'un boulon au cisaillement par plan de cisaillement[8]

$$\text{Il faut que } F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} < F_{v,rd} = \frac{0.6 \times f_{ub} \times A_s \times m}{\gamma_{mb}} = 241,27\text{KN}$$

Barre 01(112) :

$$F_{v,sd} = \frac{514,42}{4} = 128,60\text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 128,60\text{ KN} < F_{v,rd} = 241,27\text{KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Barre 03(104) :

$$F_{v,sd} = \frac{523,20}{4} = 130,80\text{ KN}$$

$$130,80\text{ KN} < 241,27\text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

5.Vérification de la résistance de soudage

$$|0,5N_{ed}| < N_{plrd}$$

Barre 02 (128):

$$|0,5N_{ed}| = |0,5 \times -1137,32| = 568,66 < N_{plrd} = 1617$$

Barre 04(120) :

$$|0,5N_{ed}| = |0,5 \times -1144,53| = 572,265 < N_{plrd} = 1617$$

6.La pression diamétrale :

On vérifiée la pression diamétrale, dans ce cas pour le profilé UPN300 car l'épaisseur du gousset est plus importante.

$$F_{v,sd} < F_{b,rd} = \frac{2,5 \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{mb}}$$

$$\alpha = \min\left[\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right]$$

$$\alpha = \min[0,60; 0,81; 1,86; 1]$$

$$\alpha = 0,60$$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times 0,60 \times 430 \times 20 \times 30}{1,25} = 309,60 \text{KN}$$

La condition est vérifiée pour les barres

Conclusion :

à l'aide de logiciel ROBOT en vérification on confirme ce assemblage voir **Annex 3**

VI.3.4. Assemblage poteau-poutre[8]

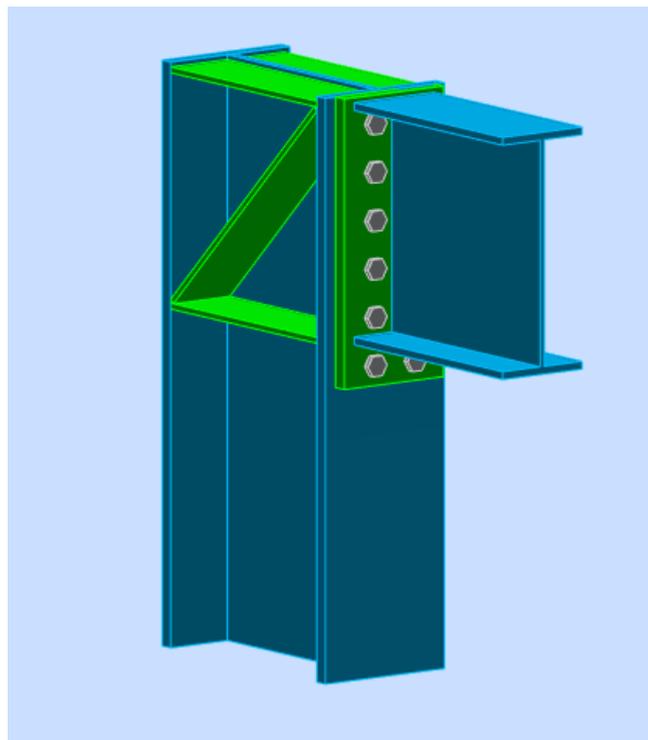


Figure VI. 7:Assemblage poteau-poutre IPE500- HEB550

1.Effort sollicitant :

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison **ELU**

$$M_{sd} = -527,40 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd} = 168,13 \text{ KN}$$

• **Poutre IPE500 :**

$$h = 500 \text{ mm}; b = 200 \text{ mm}; t_f = 16 \text{ mm}; t_w = 10,2 \text{ mm}$$

$$A = 116 \text{ mm}^2$$

• **Poteau HEA550 :**

$$h = 550 \text{ mm}; b = 300 \text{ mm}; t_w = 15 \text{ mm}; t_f = 29 \text{ mm};$$

$$A = 254,1 \text{ cm}^2$$

2.Calcul de la soudure poutre HEA 340 [8]**a- La semelle**

$$a_f \geq t_f \left(\frac{f_y}{\gamma_{Mo}} \right) \left(\frac{\beta_w \times \gamma_{M2}}{f_{us} \times \sqrt{2}} \right)$$

➤ La nuance d'acier utilisé est S275 donc $\begin{cases} \beta_w = 0,85. \\ \gamma_{mw} = 1,3. \\ f_{us} = 430. \end{cases}$

$$a_f \geq 16 \left(\frac{275}{1} \right) \left(\frac{0,85 \times 1,3}{430 \times \sqrt{2}} \right).$$

$$a_f \geq 8 \text{ mm.}$$

b- L'âme

$$a_w \geq t_w \left(\frac{f_y}{\gamma_{Mo}} \right) \left(\frac{\beta_w \times \gamma_{M2}}{f_{us} \times \sqrt{2}} \right).$$

$$a_f \geq 10,2 \times \left(\frac{275}{1} \right) \left(\frac{0,85 \times 1,3}{430 \times \sqrt{2}} \right)$$

$$a_f \geq 5,096 \text{ mm.}$$

On prend **a = 10 mm.**

3.Choix de diamètre du boulon

Epaisseur de la platine : ép = 25 mm

- $t \leq 10 \text{ mm}$ $d = (12 ; 14) \text{ mm.}$

- $10 \leq t \leq 25 \text{ mm}$ $d = (16 ; 20 ; 24) \text{ mm}$.
- $t \geq 25 \text{ mm}$ $d = (24 ; 27 ; 30) \text{ mm}$.

On a l'épaisseur de la platine $t = 25 \text{ mm}$ alors on prend $\varnothing = 24 \text{ mm}$.

4. Détermination du nombre de boulons nécessaires :

Condition de la résistance au cisaillement des boulons :

$$F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n}$$

$$F_{v,rd} = 0,5 f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{Mb}$$

$$n \geq \frac{V_{sd} \times \gamma_{Mb}}{0,5 \times A_s \times f_{ub}}$$

$$n \geq \frac{168,13 \times 1,25}{0,5 \times 353 \times 1000} \times 10^3 = 1,19$$

On prend $n = 12$ (boulons) HR.

On a l'épaisseur de la platine égale à 24 mm alors on prend deux files de 6 boulons HR de diamètre $\varnothing = 24 \text{ mm}$, classe 10.9

5. Distance entre axe des boulons

$$d_0 = \varnothing + 2 = 24 + 2 = 26 \text{ mm}$$

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \quad \mathbf{31,2 \text{ mm} \leq e_1 \leq 300 \text{ mm}}$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \Rightarrow \mathbf{57,2 \text{ mm} \leq p_1 \leq 200 \text{ mm}} \quad (\text{EC3.art.6.5.1.4})$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \quad \mathbf{39 \text{ mm} \leq e_2 \leq 300 \text{ mm}}$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \quad \mathbf{78 \text{ mm} \leq p_2 \leq 200 \text{ mm}}$$

$$e_1 = 58 \text{ mm} \quad p_1 = 100 \text{ mm}.$$

$$e_2 = 42 \text{ mm} \quad p_2 = 150 \text{ mm}.$$

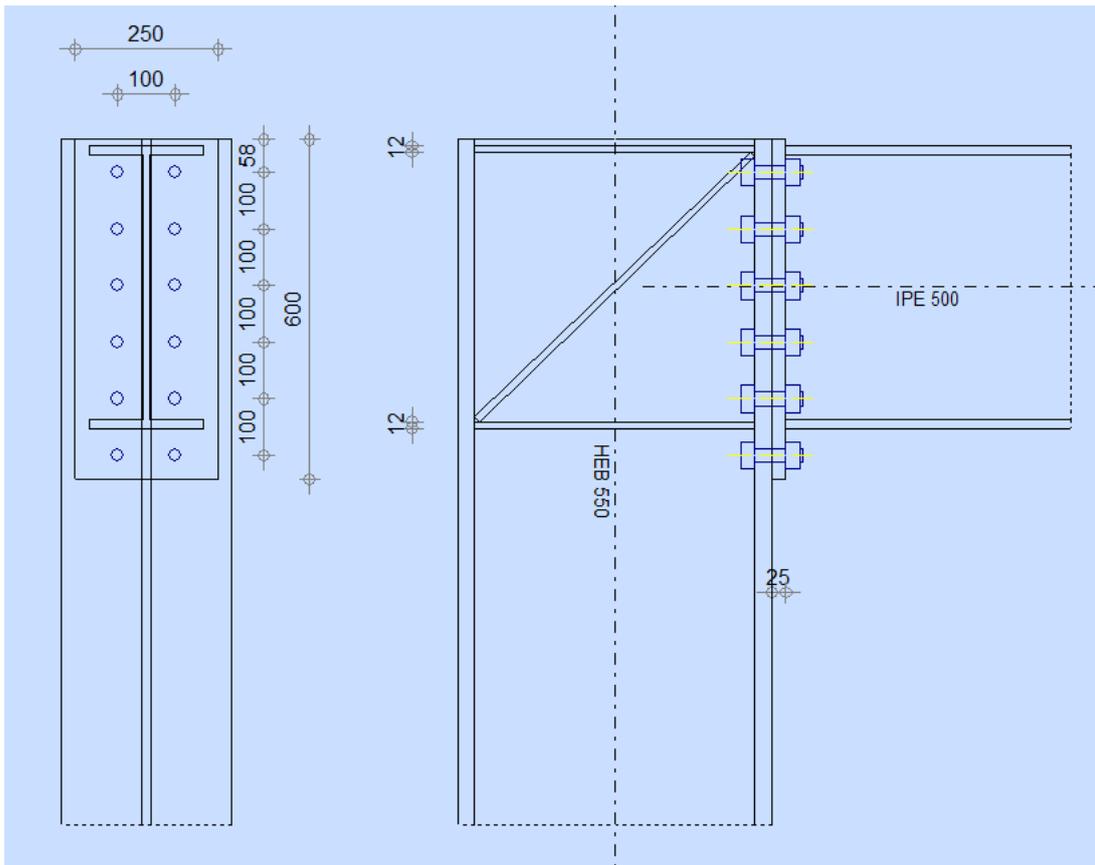
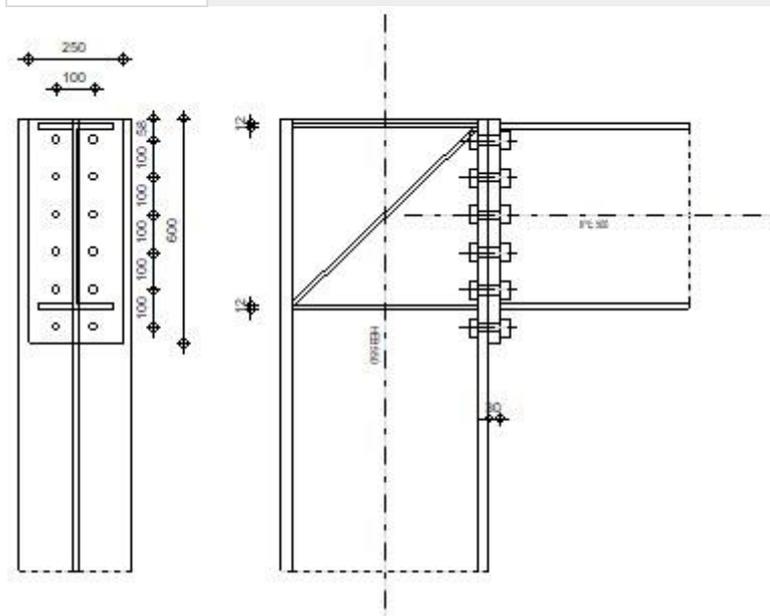


Figure VI. 8: Assemblage poteau-poutre IPE500- HEB550

	<p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020</p> <p>Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau</p> <p>NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009</p>	<p style="text-align: center;">OK</p> <p>Ratio 0,93</p>
---	---	---



7.4.1 GÉNÉRAL

Assemblage N°: 6
 Nom de l'assemblage : Poutre-poteau (âme)
 Noeud de la structure: 3641
 Barres de la structure: 4198, 3967

7.4.2 GÉOMÉTRIE

POTEAU

Profilé: HEB 550
 Barre N°: 4198
 $\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 Matériau: S 275
 $f_{yc} = 275,00$ [MPa] Résistance

POUTRE

Profilé: IPE 500
 Barre N°: 3967
 $\alpha = -0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 Matériau: S 275
 $f_{yb} = 275,00$ [MPa] Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d = 24$ [mm] Diamètre du boulon
 Classe = HR 10.9 Classe du boulon
 $F_{tRd} = 254,16$ [kN] Résistance du boulon à la traction
 $n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_v = 6$ Nombre de rangées des boulons
 $h_1 = 58$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
 Ecartement $e_i = 100$ [mm]
 Entraxe $p_i = 100; 100; 100; 100; 100$ [mm]

PLATINE

$h_p = 600$ [mm] Hauteur de la platine
 $b_p = 250$ [mm] Largeur de la platine
 $t_p = 30$ [mm] Epaisseur de la platine
 Matériau: S 235
 $f_{yp} = 235,00$ [MPa] Résistance

RAIDISSEUR POTEAU

Supérieur

$h_{su} = 492$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{su} = 143$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{hu} = 12$ [mm] Epaisseur du raidisseur
 Matériau: S 275
 $f_{ysu} = 275,00$ [MPa] Résistance

Inférieur

$h_{sd} = 492$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{sd} = 143$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{hd} = 12$ [mm] Epaisseur du raidisseur
 Matériau: S 275

$f_{ysu} = 275,00$ [MPa] Résistance

RAIDISSEUR INCLINÉ

Typ: A droite

$w_a = 143$ [mm] Largeur du raidisseur diagonal

$t_a = 12$ [mm] Epaisseur du raidisseur diagonal

Matériau: S 275

$f_{ya} = 275,00$ [MPa] Résistance

SOUDESURES D'ANGLE

$a_w = 14$ [mm] Soudure âme

$a_r = 16$ [mm] Soudure semelle

$a_s = 14$ [mm] Soudure du raidisseur

COEFFICIENTS DE MATÉRIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M1} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M3} = 1,10$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

7.4.3 EFFORTS

Etat limite: ultime

Cas: 38: G+Q-1,5EX (1+2)*1.00+4*-1.50

$M_{b1,Ed} = -527,40$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite

$V_{b1,Ed} = 168,13$ [kN] Effort tranchant dans la poutre droite

$N_{b1,Ed} = 0,00$ [kN] Effort axial dans la poutre droite

7.4.4 RÉSULTATS

RÉSISTANCES DE LA POUTRE

$N_{tb,Rd} = 3176,80$ [kN] Résistance de calcul de la section à la traction EN1993-1-1:[6.2.3]

$V_{cb,Rd} = 950,60$ [kN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ $0,18 < 1,00$ vérifié (0,18)

$M_{b,pl,Rd} = 603,38$ [kN*m] Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{cb,Rd} = 603,38$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$F_{c,fb,Rd} = 1246,6$ [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

RÉSISTANCES DU POTEAU

$V_{wp,Ed} = -1629,68$ [kN] Panneau d'âme en cisaillement [5.3.(3)]

$V_{wp,Rd} = 1874,81$ [kN] Résistance du panneau d'âme au cisaillement [6.2.6.1]

$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$ $0,87 < 1,00$ vérifié (0,87)

$F_{c,wc,Rd,upp} = 2587,51$ [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA TRACTION

$F_{t,Rd} = 254,16$ [kN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]

$B_{p,Rd} = 586,30$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]

$N_{j,Rd} = \text{Min}(N_{tb,Rd}, n_v n_h F_{t,Rd}, n_v n_h B_{p,Rd})$

$N_{j,Rd} = 3049,92$ [kN] Résistance de l'assemblage à la traction [6.2]

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,00 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h _j	F _{tj,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}
1	540	478,90	508,32	528,54	478,90	-	508,32	1172,59
2	440	508,32	508,32	528,54	508,32	512,18	508,32	1172,59
3	340	249,05	508,32	528,54	508,32	512,18	508,32	1172,59
4	240	-	508,32	528,54	508,32	512,18	508,32	1172,59
5	140	-	508,32	528,54	508,32	512,18	508,32	1172,59
6	40	-	508,32	528,54	508,32	512,18	508,32	1172,59

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 566,94 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,93 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,93)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$$V_{j,Rd} = 1848,40 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,09 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,09)$$

RÉSISTANCE DES SOUDURES

$$\sqrt{[\sigma_{\perp \max}^2 + 3^*(\tau_{\perp \max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 332,18 < 360,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,92)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3^*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 316,98 < 360,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,88)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0,9 * f_u / \gamma_{M2} \quad 166,09 < 259,20 \quad \text{vérifié} \quad (0,64)$$

RIGIDITÉ DE L'ASSEMBLAGE

$$S_{j,ini} = 241873,34 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 98383,07 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,rig} = 231352,80 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 14459,55 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,ini} \geq S_{j,rig} \quad \text{RIGIDE}$$

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

PANNEAU D'AME DU POTEAU EN CISAILLEMENT

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,93

VI.4. Assemblage entre élément métallique et noyau en béton Arme

VI.4.1. Introduction

Lorsque la structure porteuse comprend des éléments en béton armé tels qu'un noyau central, il est courant que les poutres métalliques, telles que les sommiers ou les solives, doivent s'y appuyer. Il existe plusieurs méthodes de fixation pour réaliser ces appuis, qui peuvent être classées en fonction de l'importance des efforts verticaux à transmettre.

VI.4.2. Les moyennes de fixation

VI.4.2.1. Pièce d'appui boulonnée

La pièce d'appui de la poutre est fixée en utilisant des boulons ou des tiges filetées qui traversent le mur de part en part. Les trous nécessaires pour le passage des boulons sont soit forés directement, soit créés lors de la construction du coffrage à l'aide de gaines.

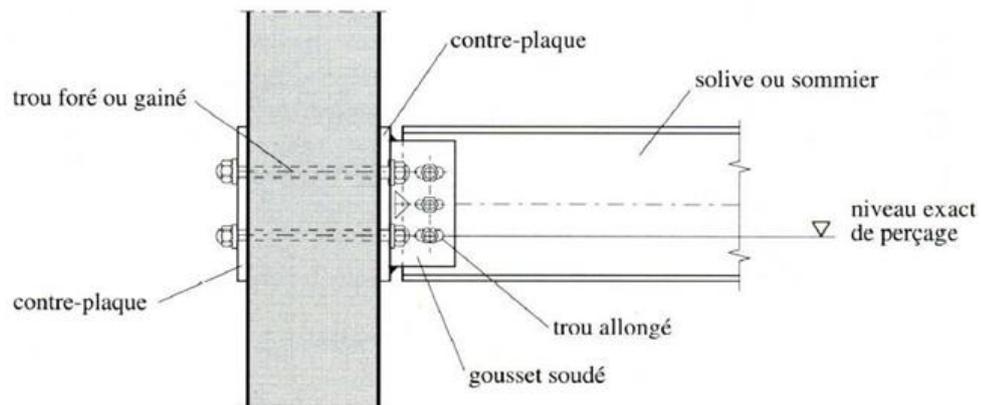


Figure VI. 9: Pièce d'appui boulonnée

VI.4.2.2 Pièce d'appui scellée

Cette fixation ; est constituée d'une plaque relativement épaisse sur laquelle sont des ancrages tels que goujons ou tiges filetées cette plaque est clouée à l'intérieur du coffrage, le scellement étant réalisé lors du bétonnage du mur le soudage du gousset d'attache de la poutre s'effectue à l'emplacement exact après décoffrage du mur.

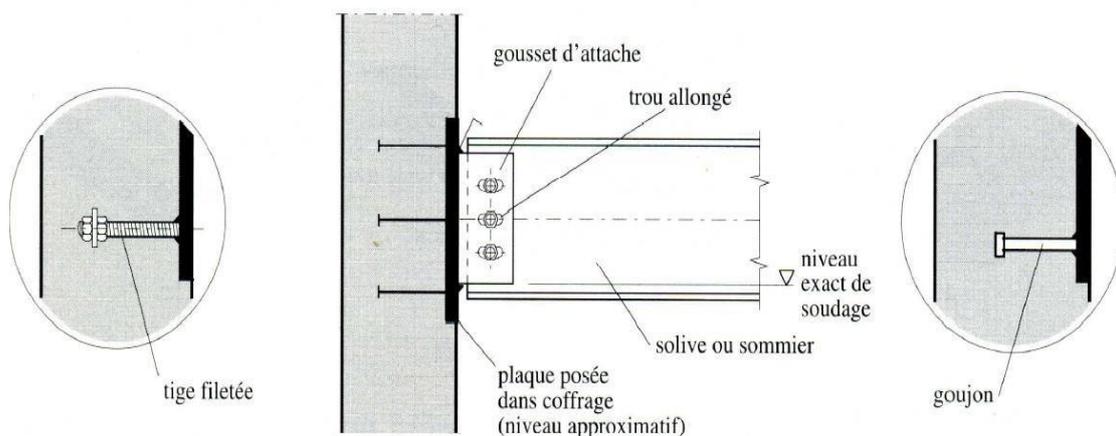


Figure VI. 10: Pièce d'appui scellée.

VI.4.2.3. Pièce d'appui chevillée

Dans ce type d'appui, la plaque est fixée au moyen de chevillées scellées dans le béton

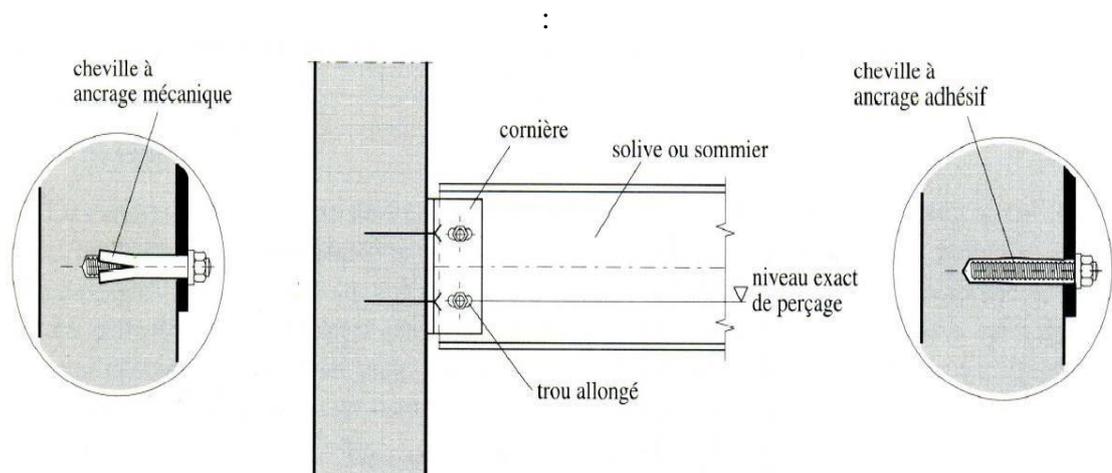


Figure VI. 11: Pièce d'appuis chevillée

VI.4.2.4. Cornière d'appui

On réalise un petit support à partir d'un tronçon de cornière le mur en béton au moyen de chevilles à ancrage mécanique le boulonnage de la poutre sur ce support nécessite des trous allongés dans la cornière ou dans la poutre.

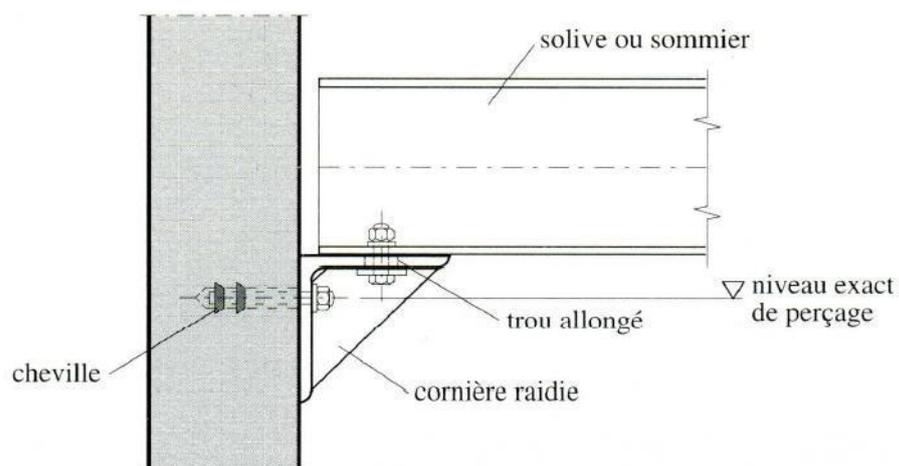


Figure VI. 12: Pièce d'appuis cornière

VI.4.2.5. Encrage d'un profilé

Cette méthode de fixation concerne d'encrer un profilé en acier dans le voile de béton armé ensuite ; on doit fixer la poutre à l'aide des boulons. Qui lier la plaque en platine et le poteau. la poutre doit être soudé sur la plaque

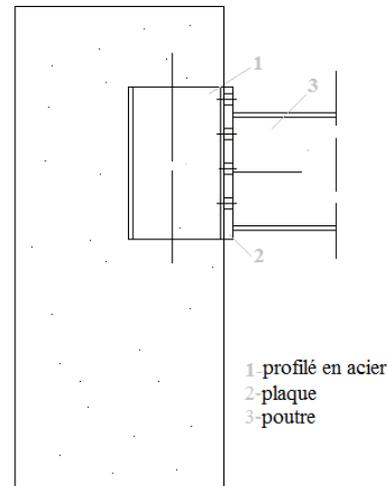


Figure VI. 13: Encrage d'un demi-poteau

VI.4.3. Choix de la méthode de calculs

L'interaction entre le béton et les profilés en acier c'est un problème pratique ; Dans notre cas on a choisi la méthode d'encrage d'un profilé en acier.

On choisit 8 boulons de diamètre de mm(M20) de classe 8,8

Boulons : M 20

$d = 20 \text{ mm}$

$d_0 = 22 \text{ mm};$

VI.4.3.1. Disposition constructive des boulons

$t \leq 10\text{mm}$ $d = (12 ; 14) \text{ mm}$

$10 \leq t \leq 25\text{mm}$ $d = (16 ; 20 ; 24) \text{ mm}$

$t \geq 10\text{mm}$ $d = (24 ; 27 ; 30) \text{ mm}$

On choisit 4 boulons de diamètre 14 mm (M14) de classe 6.6.

d_0 : Diamètre du trou du boulon.

$$d_0 = d + \alpha$$

α : Le jeu entre le boulon et le trou, dépend du diamètre du boulon.

$$\alpha = 1 \text{ mm si } d \leq 14 \text{ mm}$$

$$\alpha = 2 \text{ mm si } 16 \leq d \leq 24 \text{ mm}$$

$$\alpha = 3 \text{ mm si } d > 24 \text{ mm}$$

$$M20 \Rightarrow d = 20 \text{ mm } d_0 = 22 \text{ mm}$$

VI.4.3.2. Disposition constructive des boulons

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t; 150\text{mm}) \quad 26,4\text{mm} \leq e_1 \leq 300 \text{ mm}$$

$$2,2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t; 200\text{mm}) \Rightarrow 48,4 \text{ mm} \leq p_1 \leq 200 \text{ mm (EC3.art.6.5.1.4)}$$

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t; 150\text{mm}) \quad 33\text{mm} \leq e_2 \leq 300 \text{ mm}$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t; 200\text{mm}) \quad 66 \text{ mm} \leq p_2 \leq 308 \text{ mm}$$

$$e_1 = 50 \text{ mm ; } p_1 = 55 \text{ mm}$$

$$e_2 = 55 \text{ mm ; } p_2 = 55 \text{ mm}$$

Choisir une platine de (200×300 ×25) mm

VI.4.3.3. Détermination de l'effort max FM1 dans les boulons

Les données du calcul sont tirées à partir du logiciel **ROBOT**

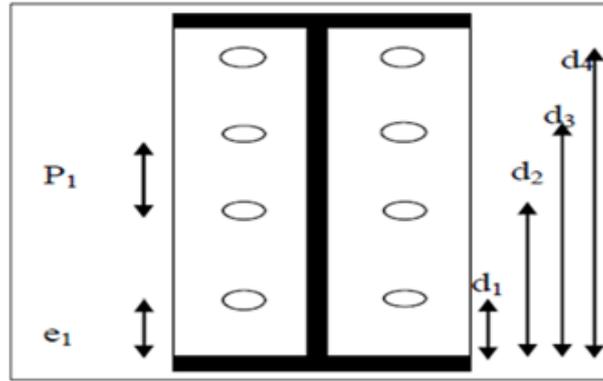
Les assemblages ci-dessous sont sollicités par :

- **Le moment fléchissant : Msd =74,48 KN.m**
- **Un effort tranchant : Vsd =46,83 KN**

VI.4.3.4. Détermination de l'effort max FM1 dans les boulons

Nous considérons uniquement les boulons tendus c'est-à-dire les quatre rangées (horizontales)supérieures, soient :

Calcul de la hauteur de la partie comprimée



$$F_{M1} = \frac{Msd \times M_{max}}{n_f \times \sum di^2}$$

$d_1 = 41,8 \text{ mm}$; $d_2 = 141,8 \text{ mm}$; $d_3 = 241,8 \text{ mm}$; $d_4 = 341,8 \text{ mm}$; $d_5 = 441,8 \text{ mm}$

$$\sum di^2 = 392336,2 \text{ mm}^2$$

$$F_{M1} = \frac{74,48 \times 10^3 \times 214,9}{2 \times 85244,04}$$

$$F_{M1} = 93,88 \text{ KN}$$

$$F_{tsd} = F_{tsdN} + F_{tsdM}$$

$$F_{tsd} = 93,88 \text{ KN}$$

$$F_P = 0,7 \times A_s \times f_{ub}$$

$$F_{srd} = \frac{KS \times n \times \mu \times (f_p - 0,8 F_{tsd})}{\gamma_{mo}}$$

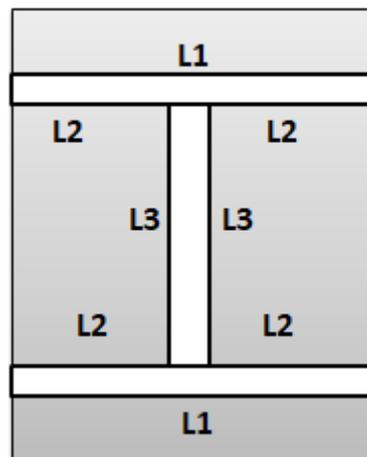
$$F_P = 0,7 \times 245 \times 800$$

$$F_P = 137,200 \text{ KN}$$

$$F_{srd} = \frac{1 \times 1 \times 0,3 \times (137,2 - 0,8 \times 93,88)}{1,1} = 16,93 \text{ KN}$$

$$F_{vsd} = \frac{vsd}{n} = \frac{46,83}{8} = 5,83$$

$F_{vsd} = 5,83 \text{ KN} < F_{srd} = 16,93 \text{ KN}$ Condition verifier

VI.4.3.5 Vérification de la soudure**Figure VI. 14 :** Soudure poutre sur la platine**Tableau VI. 3:** Caractéristique géométriques

H [mm]	t _f [mm]	l ₁ [mm]	l ₂ [mm]	l ₃ [mm]	γ _{mw}	B _w	A [mm]	f _u [MPA]	Nuanc e
270	10,2	135	64,2	249,6	1,25	0.85	8	430	S275

1. Vérification de l'effort tranchant[8]

La valeur maximale de l'effort tranchant doit être inférieure à la valeur admissible ;

$$V \leq V_{adm} = \frac{\sqrt{2} \times l_3 \times f_u}{\sqrt{3} \times B_w \times \gamma_{Mw}}$$

$$V_{adm} = \frac{\sqrt{2} \times 249,6 \times 430}{\sqrt{3} \times 0,85 \times 1,30}$$

$$V_{adm} = 79,305 \text{ KN}$$

$$V = 46,83 \text{ KN} < V_{adm} = 79,48 \text{ KN}$$

Vérification de moment :

$$M_{adm} = \frac{\sqrt{2} \times I_s \times f_u}{B_w \times \gamma_{Mw} \times h}$$

$$I_s = 2a \times l_1 \times \left(\frac{h}{2}\right)^2 + 4 \times l_2 \times a \times \left(\frac{h}{2} - t_f\right)^2$$

$$I_s = 2 \times 8 \times 135 \times \left(\frac{270}{2}\right)^2 + 4 \times 64,2 \times 8 \times \left(\frac{270}{2} - 10,2\right)^2$$

$$I_s = 71,36 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

2. Vérification du moment[8]

La valeur maximale du moment doit être inférieure à la valeur admissible ;

$$M_{adm} = \frac{\sqrt{2} \times 71,36 \times 10^6 \times 430}{0,85 \times 1,30 \times 270}$$

$$M_{adm} = 145,44 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 74,48 \text{ KN.m} < M_{adm} = 145,44 \text{ KN.m}$$

VI.5. Assemblage pied de poteau

La base de poteau a le rôle d'assurer la transmettre au massif de fondation les efforts développés dans les poteaux. Elle constitue une platine en acier assurant la réduction de la pression dans le béton, soudée à la base du poteau par un cordon de soudure appliqué sur le porteur de la section de profilé constituant le poteau reposant sur la fondation et fixée par écrous aux tiges d'ancrage qui sont noyées dans le béton.

VI.5.1. Pied de poteau de HEB900 [8]

La base de poteau est conçue pour transmettre les charges développées dans le poteau HEB 900 vers le massif de fondation. Elle est constituée d'une platine en acier solide, spécialement dimensionnée pour ce profilé. Cette platine est solidement fixée à la base du poteau en utilisant un cordon de soudure appliqué sur le porteur de la section du profilé HEB 900. Cette soudure assure une connexion robuste entre la platine et le poteau, permettant ainsi une transmission efficace des charges.

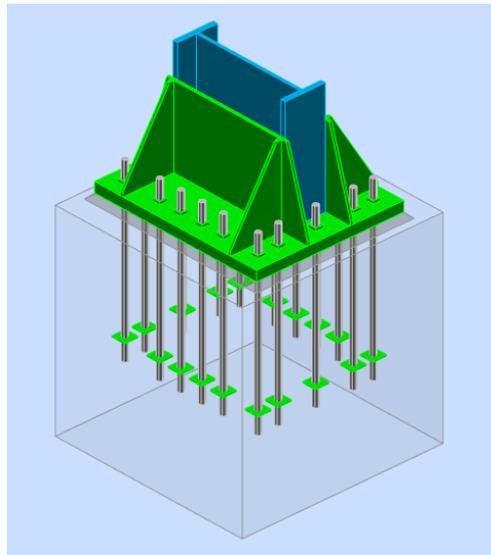


Figure VI. 15: Vue d'assemblage pied de poteau HEA550

1.La plaque d'assise (La platine d'extrémité) :

C'est un plat en acier rectangulaire soudé à la base du poteau par un cordon de soudure appliqué sur le porteur de la section du profilé constituant le poteau.

2.Les tiges d'ancrage :

Elles sont droites ou recourbées à une extrémité, elles sont destinées à s'apposer à un effort très important. L'extrémité recourbée de certaines tiges s'accroche à une barre horizontale, appelée clé d'ancrage.

3.La contre platine :

La contre platine est une plaque en acier laminé scellée à la surface de béton de fondation .la contre platine a deux fonctions, l'un est destinée pour répartir les efforts de compression transmis par poteau et l'autre permet au pied de poteau des mouvements de rotation.

4.La bêche : (non utiliser)

La bêche est un tronçon de profile souder sous la platine pour armer une butée contre le béton. Elle sert la transmission au béton de fondation l'effort horizontal qui peut affecter le poteau.

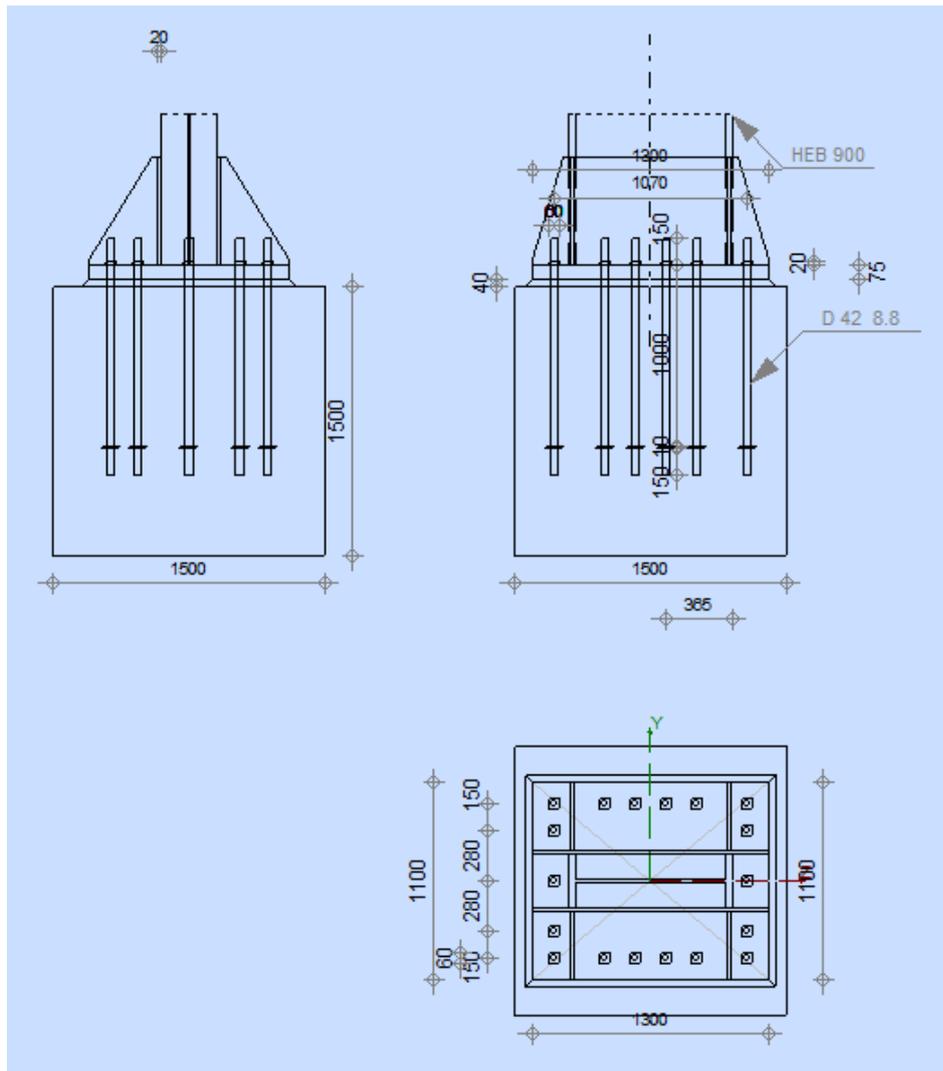
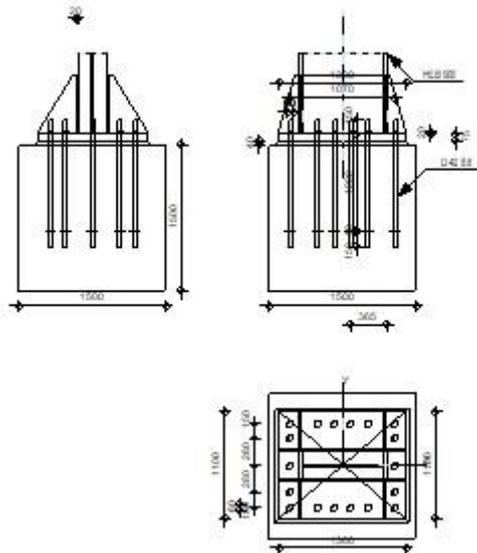


Figure VI. 16: Schéma de assemblage pied de Poteau .

Calcul avec logiciel robot

	<p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020</p> <p>Calcul du Pied de Poteau encasté</p> <p>Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009</p>	
		<p>Ratio 0,90</p>



GÉNÉRAL

Assemblage N°: 10
 Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré
 Noeud de la structure: 496
 Barres de la structure: 441

GÉOMÉTRIE

POTEAU

Profilé: HEB 900
 Barre N°: 441
 $L_c = 6,00$ [m] Longueur du poteau
 $\alpha = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 900$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 300$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 19$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 35$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 30$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 37128,00$ [mm²] Aire de la section du poteau
 $I_{yc} = 4940650000,00$ [mm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
 Matériau: S 275
 $f_{yc} = 275,00$ [MPa] Résistance
 $f_{uc} = 430,00$ [MPa] Résistance ultime du matériau

PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pd} = 1300$ [mm] Longueur
 $b_{pd} = 1100$ [mm] Largeur
 $t_{pd} = 75$ [mm] Epaisseur
 Matériau: S 355
 $f_{ypd} = 335,00$ [MPa] Résistance
 $f_{upd} = 450,00$ [MPa] Résistance ultime du matériau

ANCRAGE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon
 Classe = 8.8 Classe de tiges d'ancrage
 $f_{yb} = 550,00$ [MPa] Limite de plasticité du matériau du boulon

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	8.8	Classe de tiges d'ancrage
f_{ub} =	800,00 [MPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction
d =	42 [mm]	Diamètre du boulon
A_s =	1120,00 [mm ²]	Aire de la section efficace du boulon
A_v =	1385,44 [mm ²]	Aire de la section du boulon
n_H =	6	Nombre de colonnes des boulons
n_V =	5	Nombre de rangées des boulons
Ecartement e_{Hi} =	170;170;280 [mm]	
Entraxe e_{Vi} =	280;150 [mm]	

Dimensions des tiges d'ancrage

L_1 =	150 [mm]
L_2 =	1000 [mm]
L_3 =	150 [mm]

Plaque d'ancrage

l_p =	100 [mm]	Longueur
b_p =	100 [mm]	Largeur
t_p =	10 [mm]	Épaisseur
Matériau:	S 235	
f_y =	235,00 [MPa]	Résistance

Platine

l_{wd} =	60 [mm]	Longueur
b_{wd} =	60 [mm]	Largeur
t_{wd} =	20 [mm]	Épaisseur

RAIDISSEUR

l_s =	1300 [mm]	Longueur
w_s =	1100 [mm]	Largeur
h_s =	600 [mm]	Hauteur
t_s =	20 [mm]	Épaisseur
d_1 =	30 [mm]	Grugeage
d_2 =	30 [mm]	Grugeage

COEFFICIENTS DE MATÉRIAU

γ_{M0} =	1,00	Coefficient de sécurité partiel
γ_{M2} =	1,25	Coefficient de sécurité partiel
γ_C =	1,50	Coefficient de sécurité partiel

SEMELLE ISOLÉE

L =	1500 [mm]	Longueur de la semelle
B =	1500 [mm]	Largeur de la semelle
H =	1500 [mm]	Hauteur de la semelle

Béton

Classe	C30/37	
f_{ck} =	30,00 [MPa]	Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

t_g =	40 [mm]	Épaisseur du mortier de calage
$f_{ck,g}$ =	12,00 [MPa]	Résistance caractéristique à la compression
$C_{f,d}$ =	0,30	Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

SOUDURES

a_p =	30 [mm]	Plaque principale du pied de poteau
a_s =	16 [mm]	Raidisseurs

EFFORTS

Cas: 28: G+Q-EY (1+2) *1.00+5*-1.00

$N_{j,Ed}$	= 2489,41	[kN]	Effort axial
$V_{j,Ed,y}$	= -0,18	[kN]	Effort tranchant
$V_{j,Ed,z}$	= -593,20	[kN]	Effort tranchant
$M_{j,Ed,y}$	= -208,19	[kN*m]	Moment fléchissant
$M_{j,Ed,z}$	= -0,55	[kN*m]	Moment fléchissant

RÉSULTATS**ZONE TENDUE****RUPTURE DU BOULON D'ANCRAGE** $A_b = 1120,00$ [mm²] Aire de section efficace du boulon [Tableau 3.4] $f_{ub} = 800,00$ [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction [Tableau 3.4]

Beta = 0,85 Coefficient de réduction de la résistance du boulon [3.6.1.(3)]

 $F_{t,Rd,s1} = \text{beta} \cdot 0.9 \cdot f_{ub} \cdot A_b / \gamma_{M2}$ $F_{t,Rd,s1} = 548,35$ [kN] Résistance du boulon à la rupture [Tableau 3.4] $F_{t,Rd,s} = F_{t,Rd,s1}$ $F_{t,Rd,s} = 548,35$ [kN] Résistance du boulon à la rupture**RESISTANCE DU BOULON D'ANCRAGE A LA TRACTION** $F_{t,Rd} = F_{t,Rd,s}$ $F_{t,Rd} = 548,35$ [kN] Résistance du boulon d'ancrage à traction**FLEXION DE LA PLAQUE DE BASE****Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$** $l_{eff,1} = 464$ [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1 [6.2.6.5] $l_{eff,2} = 464$ [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2 [6.2.6.5] $m = 116$ [mm] Pince boulon-bord de renforcement [6.2.6.5] $M_{pl,1,Rd} = 218,70$ [kN*m] Résistance plastique de la dalle pour le mode 1 [6.2.4] $M_{pl,2,Rd} = 218,70$ [kN*m] Résistance plastique de la dalle pour le mode 2 [6.2.4] $F_{T,1,Rd} = 7537,50$ [kN] Résistance de la dalle pour le mode 1 [6.2.4] $F_{T,2,Rd} = 3198,20$ [kN] Résistance de la dalle pour le mode 2 [6.2.4] $F_{T,3,Rd} = 2741,76$ [kN] Résistance de la dalle pour le mode 3 [6.2.4] $F_{t,pl,Rd,y} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$ $F_{t,pl,Rd,y} = 2741,76$ [kN] Résistance de la dalle pour le mode à la traction [6.2.4]**Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$** $l_{eff,1} = 188$ [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1 [6.2.6.5] $l_{eff,2} = 188$ [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2 [6.2.6.5] $m = 42$ [mm] Pince boulon-bord de renforcement [6.2.6.5] $M_{pl,1,Rd} = 88,63$ [kN*m] Résistance plastique de la dalle pour le mode 1 [6.2.4] $M_{pl,2,Rd} = 88,63$ [kN*m] Résistance plastique de la dalle pour le mode 2 [6.2.4] $F_{T,1,Rd} = 8479,69$ [kN] Résistance de la dalle pour le mode 1 [6.2.4] $F_{T,2,Rd} = 3712,22$ [kN] Résistance de la dalle pour le mode 2 [6.2.4] $F_{T,3,Rd} = 3290,11$ [kN] Résistance de la dalle pour le mode 3 [6.2.4] $F_{t,pl,Rd,z} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$ $F_{t,pl,Rd,z} = 3290,11$ [kN] Résistance de la dalle pour le mode à la traction [6.2.4]**RESISTANCES DE SEMELLE DANS LA ZONE TENDUE** $N_{j,Rd} = 9870,34$ [kN] Résistance de la semelle à la traction axiale [6.2.8.3] $F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$ $F_{T,Rd,y} = 2741,76$ [kN] Résistance de la semelle dans la zone tendue [6.2.8.3] $F_{T,Rd,z} = F_{t,pl,Rd,z}$ $F_{T,Rd,z} = 3290,11$ [kN] Résistance de la semelle dans la zone tendue [6.2.8.3]**CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE**

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	$0,25 < 1,00$	vérifié	(0,25)
$e_y = 84$ [mm]	Excentricité de l'effort axial		[6.2.8.3]
$z_{c,y} = 436$ [mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,y}$		[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,y} = 535$ [mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,y}$		[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,y} = 396,59$ [kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion		[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)	$0,52 < 1,00$	vérifié	(0,52)
$e_z = 0$ [mm]	Excentricité de l'effort axial		[6.2.8.3]
$z_{c,z} = 249$ [mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,z}$		[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,z} = 430$ [mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,z}$		[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,z} = 1,45$ [kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion		[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23)	$0,38 < 1,00$	vérifié	(0,38)
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,90 < 1,00$	vérifié	(0,90)

CISAILLEMENT

PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$\alpha_{d,y} = 0,89$ Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$\alpha_{b,y} = 0,89$ Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$ [Tableau 3.4]

$k_{1,y} = 2,50$ Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} \alpha_{b,y} f_{up} d^* t_p / \gamma_{M2}$$

$F_{1,vb,Rd,y} = 2512,84$ [kN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$\alpha_{d,z} = 0,87$ Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$\alpha_{b,z} = 0,87$ Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$ [Tableau 3.4]

$k_{1,z} = 2,50$ Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \alpha_{b,z} f_{up} d^* t_p / \gamma_{M2}$$

$F_{1,vb,Rd,z} = 2469,89$ [kN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$\alpha_b = 0,28$ Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$ [6.2.2.(7)]

$A_{vb} = 1385,44$ [mm²] Aire de la section du boulon [6.2.2.(7)]

$f_{ub} = 800,00$ [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction [6.2.2.(7)]

$\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [6.2.2.(7)]

$$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b f_{ub} A_{vb} / \gamma_{M2}$$

$F_{2,vb,Rd} = 243,84$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier [6.2.2.(7)]

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$C_{f,d} = 0,30$ Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton [6.2.2.(6)]

$N_{c,Ed} = 0,00$ [kN] Effort de compression [6.2.2.(6)]

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} N_{c,Ed}$$

$F_{f,Rd} = 0,00$ [kN] Résistance au glissement [6.2.2.(6)]

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$$V_{j,Rd,y} = n_b \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}) + F_{f,Rd}$$

$V_{j,Rd,y} = 4389,08$ [kN] Résistance de l'assemblage au cisaillement

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$ $0,00 < 1,00$ **vérifié** (0,00)

$$V_{j,Rd,z} = n_b \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}) + F_{f,Rd}$$

$V_{j,Rd,z} = 4389,08$ [kN] Résistance de l'assemblage au cisaillement

$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$ $0,14 < 1,00$ **vérifié** (0,14)

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$ $0,14 < 1,00$ **vérifié** (0,14)

CONTRÔLE DES RAIDISSEURS

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$M_1 = 64,11$ [kN*m] Moment fléchissant du raidisseur

$Q_1 = 754,27$ [kN] Effort tranchant du raidisseur

$z_s = 114$ [mm] Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

M_1	=	64,11 [kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur	
I_s	=	1438182768,49 [mm ⁴]	Moment d'inertie du raidisseur	
σ_d	=	1,72 [MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
σ_g	=	25,03 [MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
τ	=	62,86 [MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
σ_z	=	108,88 [MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1) 0,33 < 1,00				vérifié (0,33)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

M_1	=	181,34 [kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur	
Q_1	=	697,45 [kN]	Effort tranchant du raidisseur	
Z_s	=	104 [mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)	
I_s	=	1479726562,50 [mm ⁴]	Moment d'inertie du raidisseur	
σ_d	=	3,57 [MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
σ_g	=	69,95 [MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
τ	=	58,12 [MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
σ_z	=	100,73 [MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1) 0,30 < 1,00				vérifié (0,30)

SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

σ_{\perp}	=	10,35 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
τ_{\perp}	=	10,35 [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
τ_{\parallel}	=	-0,00 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\tau_{z\parallel}$	=	-4,46 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
β_W	=	0,85	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1) 0,03 < 1,00				vérifié (0,03)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{y\parallel}^2 + \tau_{z\parallel}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) 0,05 < 1,00				vérifié (0,05)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{z\parallel}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) 0,05 < 1,00				vérifié (0,05)

SOUDURES VERTICALES DES RAIDISSEURS

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

σ_{\perp}	=	0,00 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
τ_{\perp}	=	0,00 [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
τ_{\parallel}	=	39,28 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
σ_z	=	0,00 [MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
β_W	=	0,85	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) 0,17 < 1,00				vérifié (0,17)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

σ_{\perp}	=	66,78 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
τ_{\perp}	=	66,78 [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
τ_{\parallel}	=	36,33 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
σ_z	=	147,64 [MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
β_W	=	0,85	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) 0,36 < 1,00				vérifié (0,36)

SOUDURES HORIZONTALES DES RAIDISSEURS

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$\sigma_{\perp} =$	83,34	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	83,34	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	51,42	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	188,97	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) 0,45 < 1,00				vérifié (0,45)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	40,56	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	40,56	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	43,41	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	110,60	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) 0,26 < 1,00				vérifié (0,26)

RIGIDITÉ DE L'ASSEMBLAGE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$b_{eff} =$	423	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	688	[mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$K_{13,y} = E_c * \sqrt{(b_{eff} * l_{eff})} / (1.275 * E)$				
$K_{13,y} =$	66	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} =$	464	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	116	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$K_{15,y} = 0.425 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$				
$K_{15,y} =$	53	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	492	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$K_{16,y} = 1.6 * A_b / L_b$				
$K_{16,y} =$	4	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,y} =$	0,19		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} =$	409820,11	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[Tableau 6.12]
$S_{j,rig,y} =$	5187682,50	[kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$ SEMI-RIGIDE				[5.2.2.5.(2)]

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$K_{13,z} = E_c * \sqrt{(A_{c,z})} / (1.275 * E)$				
$K_{13,z} =$	97	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} =$	188	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	42	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$K_{15,z} = 0.425 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$				
$K_{15,z} =$	462	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	492	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$K_{16,z} = 1.6 * A_b / L_b$				
$K_{16,z} =$	4	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,z} =$	1,06		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,z} =$	280637,43	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]
$S_{j,rig,z} =$	166066,95	[kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,z} \geq S_{j,rig,z}$ RIGIDE				[5.2.2.5.(2)]

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

BOULON D'ANCRAGE A LA RUPTURE

REMARQUES

Distance du boulon d'ancrage du raidisseur trop faible. 0 [mm] < 63 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,90

V.6. Conclusion

Les assemblages sont vérifiés d'après l'EC 03 et le CCM97, en utilisant le logiciel ROBOT 2020.

Chapitre VII

Etude d'infrastructure

VII.1 Etude du voile périphérique[3]

VII.1.1 Introduction

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC, le sous-sol et les fondations.

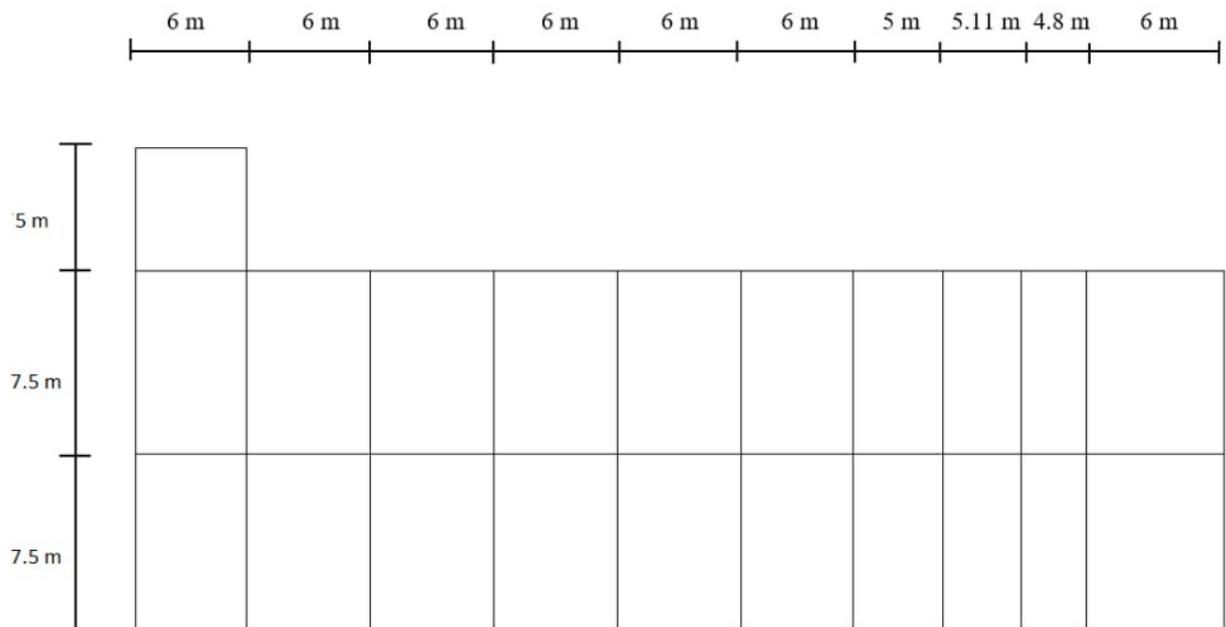


Figure VII. 1: Plan de 1^{er} sous-sol .

VII.1.2. Prédimensionnement

D'après le R.P.A 99 (version 2003), le voile doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- L'épaisseur $e \geq 15\text{cm}$ dans notre cas on adoptent un épaisseur 20cm
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0,1‰ dans les deux sens (horizontal et vertical).

VII.1.3. Évaluation des charges

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable) :

$L_x = 4,3 - 0,65 = 3,65 \text{ m}$; $L_y = 7,5 - 1,05 = 6,45 \text{ m}$; $e = 20 \text{ cm}$.

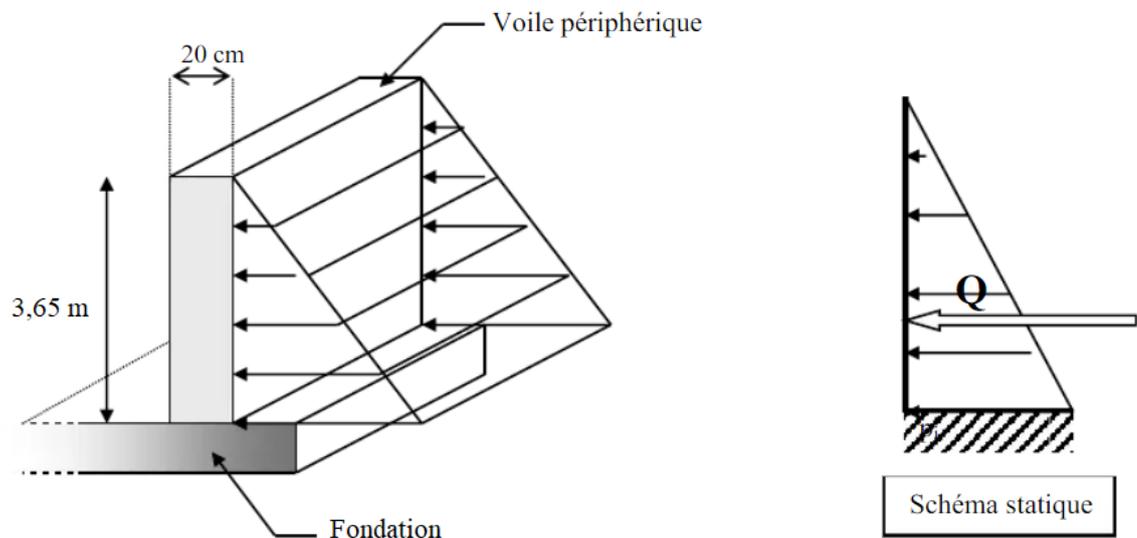


Figure VII. 2: Vue illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité.

BAEL91 modifié 99, la charge de poussées des terres est donnée par

$$Q = A \cdot \gamma \cdot h$$

Avec :

Q : Contrainte à la base sur une bande de 1m.

γ : Poids volumique des terres: $\gamma = 17 \text{ KN/m}^3$.

H : hauteur du voile

A : coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne φ

$$A_f(\varphi) = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

φ : Angle de frottement interne du sol $\varphi = 35^\circ$

$$A_f(\varphi) = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad ; \quad A_f(\varphi) = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{35}{2} \right) = 0,27$$

$$\text{Donc : } Q = A \cdot \gamma \cdot h = 0,271 \times 17 \times 4,3 = 19,81 \text{ KN/ml}$$

$$Q_u = 1,35 \times Q = 1,35 \times 19,81 = 26,74 \text{ kN/ml}$$

$$Q_s = 19,81 \text{ KN/ml}$$

Effort dans la dalle :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,65}{6,45} = 0,56 > 0,4$$

- **A partir du tableau on détermine μ_x et μ_y :**

μ_x et μ_y : sont des coefficients fonction de $\alpha = l_x/l_y$ et ν (prend 0.2 à l'ELS, 0 à l'ELU) (voire cours béton armé BAEL 91).

$$\text{ELU} : \vartheta = 0 \begin{cases} \mu_x = 0,0865 \\ \mu_y = 0,2582 \end{cases}$$

$$\text{ELU} \begin{cases} M_{xu} = \mu_{xu} \cdot Q_u \cdot L_x^2 = 0,0865 \times 26,74 \times 3,65^2 = 30,81 \text{ KN/ml} \\ M_{yu} = \mu_{yu} \cdot M_{xu} = 0,2582 \times 30,81 = 7,96 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$\text{ELS} : \vartheta = 0,2 \begin{cases} \mu_x = 0,091 \\ \mu_y = 0,4357 \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} M_{xser} = \mu_{xser} \cdot Q_{ser} \cdot L_x^2 = 0,091 \times 19,81 \times 3,65^2 = 24,02 \text{ KN/ml} \\ M_{yser} = \mu_{yser} \cdot M_{xser} = 0,4357 \times 24,02 = 10,46 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

VII.1.3 1. Moment en travée et en appui a ELU

Moment en travée :

$$M_{tx} = 0,85M_x = 26,18 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ty} = 0,85M_y = 6,76 \text{ KN/ml}$$

Moment en appui :

$$M_{ax} = 0,3M_x = 9,24 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ay} = 0,5M_y = 3,98 \text{ KN/ml}$$

VII.1.3 2. Moment en travée et en appui à ELS

Moment en travée :

$$M_{tx} = 0,85M_x = 20,42 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ty} = 0,85M_y = 8,89 \text{ KN/ml}$$

Moment en appui :

$$M_{ax} = 0,3M_x = 7,20 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ay} = 0,5M_y = 5,23 \text{ KN/ml}$$

Tableau VII. 1: Tableau des moments en travée a ELU et ELS

ELU		ELS	
M_{txu}	M_{tyu}	M_{txser}	M_{tyser}
26,18	6,76	20,42	8,89

Tableau VII. 2: Tableau des moments en appui à ELU et ELS

ELU		ELS	
M_{axu}	M_{ayu}	M_{axser}	M_{ayser}
9,24	3,98	7,20	5,23

VII.1.3 3. Vérification de la contrainte tangentielle du béton

Il faut vérifier que : $\tau_U < \bar{\tau}_U$

Avec :

$$\bar{\tau}_U = 0,05f_{c28} = 1,25 \text{ MPA}$$

$$\tau_U = \frac{T_U}{b \cdot d}$$

$$T_x = \frac{qu \times L_x \times L_y}{2 \times L_x + L_y} = \frac{26,18 \times 3,65 \times 6,45}{2 \times 3,65 + 6,45} = 44,82 \text{ KN}$$

$$T_y = \frac{26,18 \times 3,65}{3} = 31,85 \text{ KN}$$

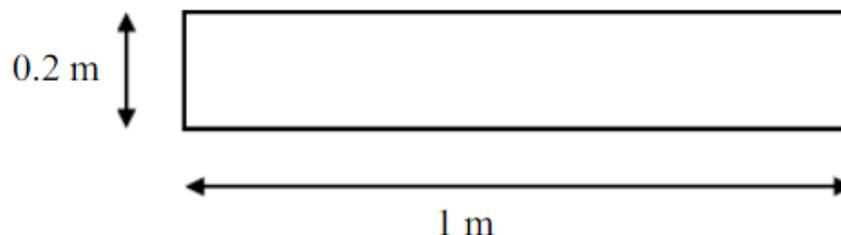
$$T_U^{MAX} = \max \{T_x, T_y\} = \max \{44,82, 31,85\} = 44,83 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{44,83 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,249$$

$$\tau_U = 0,249 \text{ MPA} < \bar{\tau}_U = 1,25 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

VII.1.4. Calcul de ferrailage vertical :

Le ferrailage se fera en flexion simple avec fissuration préjudiciable. Pour une bande d'une section ($b=1 \text{ m}$; $h=0,2 \text{ m}$) ; $d=0,9 \cdot h=18 \text{ cm}$

**CONDITIONS EXIGÉES PAR LE RPA99/version 2003**

Le RPA99 préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens et sera disposé en deux nappes.

$$A_l = 0,1\% \cdot 100 \cdot 20 = 2,0 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0,1\% \cdot 100 \cdot 20 = 2,0 \text{ cm}^2$$

Exemple Calcul de la section d'armature A_u :

$$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{26,18 \times 10^3}{100 \cdot 20^2 \cdot 14,16} = 0,046$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}}{0,8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,046}}{0,8} = 0,058$$

$$Z = d(1 - 0,4 \times \alpha_u) = (1 - 0,4 \times 0,058) = 19,53$$

$$A_u = \frac{M}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{26,18 \times 10^3}{19,53 \times \frac{400}{1,15}} = 3,85 \text{ cm}^2$$

Les résultats de ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VII. 3: Ferrailage de voile périphérique.

	Sens	M(KN. m)	μ	z	Acal(cm ²)	choix	As(cm ²)
Travée	x-x	26,18	0,057	17,43	4,31	7T12	7,92
	y-y	6,76	0,014	17,87	1,09	7T12	7,92
appui	x-x	9,24	0,020	17,82	1,49	7T8	3,52
	y-y	3,98	0,07	17,92	0,63	7T8	3,52

VII.1.4.1. Vérification des contraintes à ELS

Il faut vérifier que :

$$\text{Pour le béton : } \sigma_{bc} = \left(\frac{M_{ser}}{I} \right) \times Y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\text{Pour l'acier : } \sigma_s = n \left(\frac{M_{ser}}{I} \right) \times (d - Y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{tj}})\right)$$

Avec :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPA}$$

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 0,85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,85 \times \frac{25}{1,5} = 14,16 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPA}$$

Tableau VII. 4: Calcul des contraintes du voile périphérique

	Sens	M(KN. m)	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$
Travée	x-x	20,42	0,046	14,16	158,4	201,63	Vérifie
	y-y	8,89	0,011	14,16	68,9	201,63	Vérifie
appui	x-x	7,20	0,016	14,16	122,6	201,63	Vérifie
	y-y	5,23	0,07	14,16	89	201,63	Vérifie

- Le ferrailage vertical le choix des barres ce 7T12 espacement de 15cm dans les deux nappe (intérieur et extérieur)
- Le ferrailage horizontal le choix des barres ce 7T8 espacement de 15cm dans Les deux nappe (intérieur et extérieur)

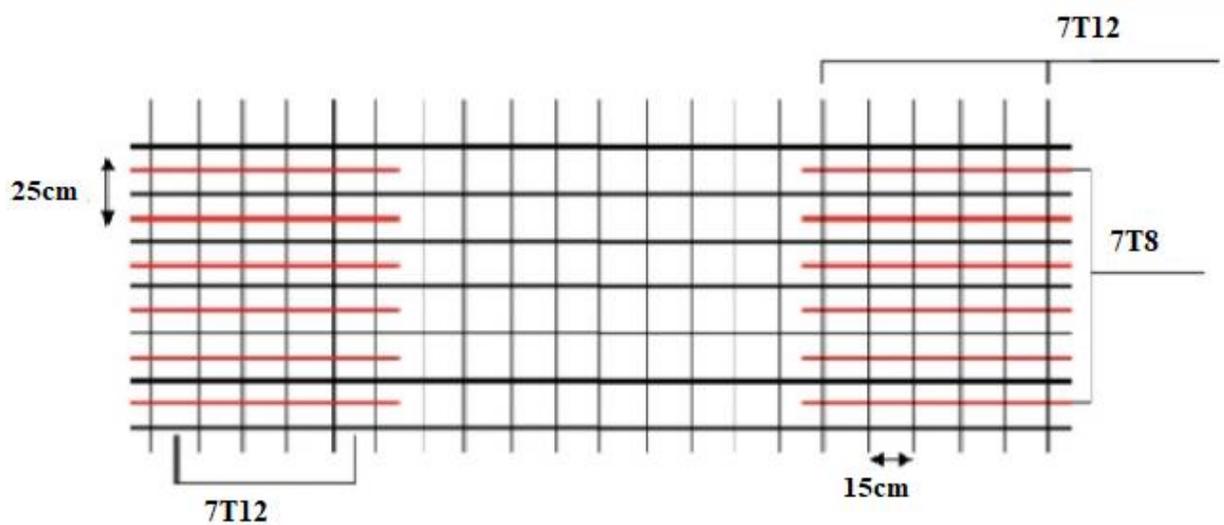


Figure VII. 3: Schéma de ferrailage longitudinal

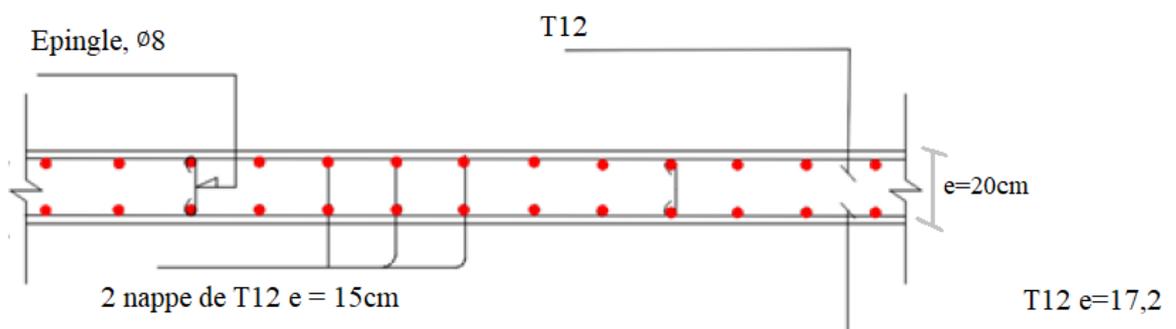


Figure VII. 4: Schéma de ferrailage transversal.

VII.2. Poteaux mixtes

VII.2.1 Introduction

L'infrastructure est constitué d'un ensemble d'éléments qui ont pour objectif de supporter les charges de la superstructure et les transmettre au sol, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage, limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales appliquées à la structure et qui peuvent nuire à sa résistance.

Etude des éléments du sous-sol

Dans notre cas on a 2 sous-sols, nous devons pour cela faire un pré dimensionnement des éléments résistants en respectant les règles et les normes en vigueur données par le RPA99 (version2003) et le CBA93 afin de concevoir une structure économique et sécuritaire.

- Les planchers : On a choisi d'utiliser des planchers mixtes comme dans les étages courants en gardant les mêmes dimensions et charges.
- Les poutres : Les mêmes profilent que celles des étages courants
- Voile périphérique : Le voile est calculé comme une dalle supposée uniformément charger par la poussée des terres.
- Les poteaux : On va utiliser des poteaux mixtes

VII.2.2. Etude des poteaux mixtes

Les poteaux mixtes sont des éléments porteurs verticaux composés essentiellement d'un profilé métallique et du béton armé ou non.

Les poteaux mixtes acier-béton sont deux types :

- Les poteaux partiellement ou totalement enrobés de béton
- Les poteaux en profilés creux remplis de béton

Pour les poteaux totalement enrobés les semelles et l'âme des profilé les constituant sont enrobé d'une couche de béton par contre, pour les poteaux partiellement seulement l'espace entre les semelles qui est remplis de béton.

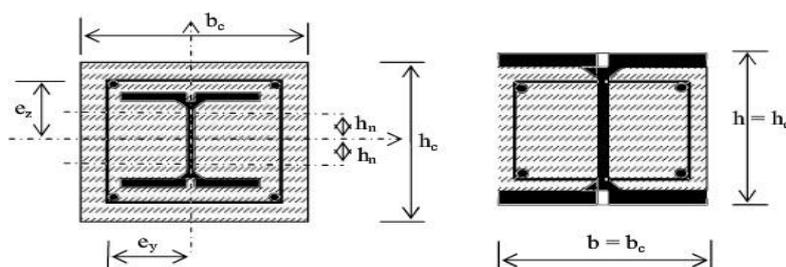


Figure VII. 5: Poteau partiellement ou totalement enrobé

On va utiliser la méthode simplifiée qui sera appliquée sur un poteau entièrement enrobé soumis à la compression axiale

VII.2.3. Pre-dimensionnement du poteau mixte[3]

VII.2.3.1. Calcul des poteaux mixtes

Pour le dimensionnement des poteaux mixtes acier-béton, deux méthodes sont présentées dans le règlement européen l'EC4.

Une méthode générale qui prend en compte les effets du second ordre et les imperfections applicables aux sections de poteaux non symétriques ainsi qu'à des poteaux de section variable sur leur hauteur. Cette méthode nécessite l'utilisation d'outils de calcul numérique. Une méthode simplifiée faisant aux courbes de flambement européennes des poteaux en acier qui tiennent implicitement compte des imperfections, applicable au calcul des poteaux mixtes présentant une section doublement symétrique et uniforme sur leur hauteur.

On propose un poteau mixte totalement enrobé avec un profile HEB900 et de section (1050*500) et armateur 16 Ø14.

Par l'utilisation de la condition d'enrobage de béton on détermine les dimensions de la section en béton.

$$40\text{mm} \leq c_y \leq 0,4h_c$$

$$40\text{mm} \leq c_z \leq 0,3h_c$$

On prend : $c_y = 50 \text{ mm}$ et $c_z = 50 \text{ mm}$

Donc : $H_c = 2 \times c_z + h_p = 100 + 900$

$$H_c = 800 \text{ cm}$$

$$B_c = 2 \times c_y + b_p = 200 + 300$$

$$B_c = 500 \text{ cm}$$

Section des armatures est déterminée à l'aide de la condition suivante : Béton C25/30

On prend un poteau mixte totalement enrobé avec un profile HEB900 et de section (1050*500) et armateur 16 Ø16.

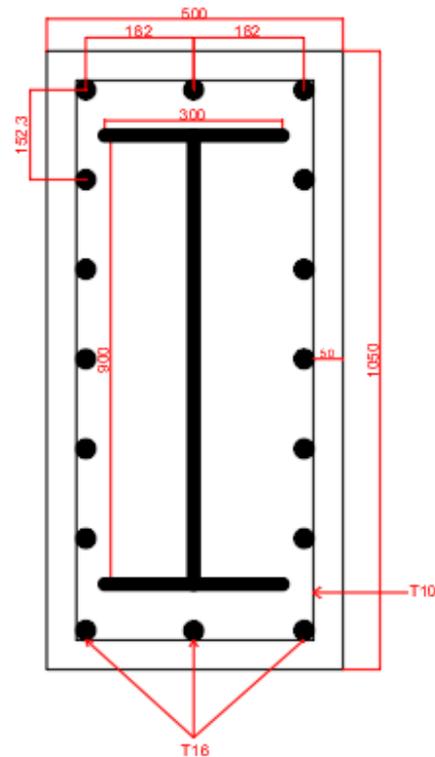


Figure VII. 6: Sections transversale de poteau entièrement enrobé.

1. Les caractéristiques du profilé laminé

HEB900 ; Acier S275 ; $f_y=275\text{MPa}$; $E_a=2,1 \times 10^8\text{MPa}$, $\gamma_a=1,1$ $A_a=371,3\text{ cm}^2$

$$I_y=494100 \times 10^4\text{ mm}^4$$

$$I_z=15820 \times 10^4\text{ mm}^4$$

2. Les caractéristiques des armatures

16Ø1616 , Acier S400; $f_{sk} = 400\text{ N/mm}^2$; $E_s = 2,10 \cdot 10^5\text{ MPa}$; $A_s = 32,17\text{ cm}^2$

$$I_s = N_{\text{barre}} \times A \times d^2$$

$$dz_1=457\text{ mm} ; dz_2= 304,67\text{ mm} ; dz_3=152,33\text{ mm}$$

$$I_{sy} = 6 \times \left(\frac{\pi \times 16^2}{4} \times 457^2 \right) + 4 \times \left(\frac{\pi \times 16^2}{4} \times 304,66^2 \right) + 4 \times \left(\frac{\pi \times 16^2}{4} \times 152,33^2 \right)$$

$$I_{sy} = 34,52 \times 10^7\text{ mm}^4$$

$$I_{sz} = 14 \times \left(\frac{\pi \times 16^2}{4} \times 182^2 \right)$$

$$I_{sz} = 93,23 \times 10^6\text{ mm}^4$$

Béton C25/30 :

$$A_c = [A_{\text{béton}} - (A_{\text{barre}} + A_{\text{profilé}})]$$

$$A_c = [1050 \times 500 - (2513 + 37130)]$$

$$A_c = 484,653 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

$$I_{cy} = \frac{b \times h^3}{12} \times [I_{sy} + I_{ay}]$$

$$I_{cy} = \frac{500 \times 1050^3}{12} \times [34,52 \times 10^7 + 494100 \times 10^4]$$

$$I_{cy} = 4,29 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$I_{cz} = \frac{b \times h^3}{12} \times [I_{sz} + I_{az}]$$

$$I_{cz} = \frac{1050 \times 500^3}{12} \times [93,23 \times 10^6 + 15820 \times 10^4]$$

$$I_{cz} = 1,06 \times 10^{10} \text{ mm}^2$$

4, La rigidité élastique

$$EI_y = E_a \times I_{ay} + 0,6 E_{cd} \times I_{cy} + E_s \times I_{sy}$$

$$EI_y = 2,1 \times 10^5 \times 359100 \times 10^4 + 0,6 \times 22,96 \times 10^3 \times 3,2 \times 10^{10} + 2,1 \times 10^5 \times 108,61 \times 10^6$$

$$EI_y = 1,7 \times 10^{15} \text{ N mm}^2$$

$$EI_z = E_a \times I_{az} + 0,6 E_{cd} \times I_{cz} + E_s \times I_{sz}$$

$$EI_z = 2,1 \times 10^5 \times 14900 \times 10^4 + 0,6 \times 22,96 \times 10^3 \times 9,71 \times 10^9 + 2,1 \times 10^5 \times 35,12 \times 10^6$$

$$EI_z = 2 \times 10^{14} \text{ MPA}$$

$$E_c = \frac{E_{cm}}{\gamma_{m0}}$$

$E_{cm} = 31000$: Module d'élasticité sécant de béton.

$$\gamma_c = 1.35$$

- I_s , I_c , I_s : Sont des moments d'inertie de flexion pour plan de flexion considéré de l'acier de construction, de béton et de l'armature.

- $(E_a, E_s) = 2.1 \times 10^5 \text{ (N/mm}^2)$: Les modules d'élasticité pour l'acier de construction
Résistance plastique en compression axiale.

- $N_{plrd} = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} + A_c \times 0,85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} + A_s \times \frac{f_{sk}}{\gamma_s}$

- f_y : Limite élastique de l'acier de construction.

- f_{ck} : Résistance en compression de béton.

- f_{sk} : Limite élastique de l'acier d'armature.

-Aa, Ac, As: Aire de la section de l'acier de construction, de béton et de l'armature.

- γ_{m0} , γ_c , γ_s : Les coefficients partiels de sécurité aux états limites ultimes.

Avec : $\gamma_{m0} = 1,1$; $\gamma_c = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$

$$N_{plrd} = 37130 \times \frac{275}{1,1} + 484,653 \times 10^3 \times 0,85 \times \frac{25}{1,5} + 3217 \times \frac{400}{1,15}$$

$$N_{plrd} = 17267,37402 \text{ KN}$$

$$\delta = \frac{Aa \times fy}{\gamma_{m0} N_{plrd}}$$

$$\delta = \frac{\frac{37130 \times 275}{1,1}}{17267,3,37} \times 10^{-3} = 0,537$$

Nsd = 5573,99 KN a partir de logiciel robot la combinaison 1,35G + 1,5Q

Nsd = 5573,99 KN < 17267,37402 KN

5.Calcul déclanchement réduit :

Nsd ≤ XNplrd

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{plrd}}{N_{cr}}}$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \times EI}{L^2}$$

Nplrd = Aa × fy + Ac × 0,85 × fck + As × fsk

-Ncr: la charge critique élastique pour la longueur de Poteau

-Nplrd : la résistance plastique en compression de la section mixte

Nplrd = 21796,426 KN

Calcul $\bar{\lambda}_y$:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \times EI_y}{L^2} = \frac{\pi^2 \times 1,7 \times 10^{15}}{4300^2} = 907427,12 \text{ KN}$$

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{21796,426}{907427,12}} = 0,15$$

Calcul $\bar{\lambda}_z$:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \times EI_z}{L^2} = \frac{\pi^2 \times 2 \times 10^{14}}{4300^2} = 106756,132 \text{ KN}$$

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{21796,426}{106756,132}} = 0,45$$

$(\bar{\lambda}_y ; \bar{\lambda}_z)$ Risque du flambement en plan z-z et y-y ($\bar{\lambda} < 2$)

Le choix

$$\frac{h}{b} = \frac{900}{300} = 3 > 1,2$$

$$t_f = 35 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

$$\alpha_y = 0,21 \text{ et } \alpha_z = 0,34$$

$$\text{Plan y-y : } \phi_y = 0,5(1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0,2)) + \bar{\lambda}_y^2$$

$$\text{Plan z-z : } \phi_z = 0,5(1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0,2)) + \bar{\lambda}_z^2$$

$$\text{Plan y-y : } \phi_y = 0,5(1 + 0,21(0,15 - 0,2)) + 0,15^2 = 0,506$$

$$\text{Plan z-z : } \phi_z = 0,5(1 + \alpha_z(0,45 - 0,2)) + 0,45^2 = 0,63$$

$$\text{Plan y-y : } x_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 + \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0,506 + \sqrt{0,506^2 + 0,15^2}} = 0,967$$

$$\text{Plan z-z : } x_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 + \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{0,63 + \sqrt{0,63^2 + 0,45^2}} = 0,712$$

$$x_{\min} = 0,712$$

$N_{sd} = 5573,99 < X \cdot N_{plrd} = 0,712 \times 21796,426 = 15519,055 \text{ KN}$ condition vérifiée

Conclusion

La collaboration entre le béton et l'acier dans les planchers mixtes à diminuer les dimensions des profilés des poteaux et augmenter leur résistance (en termes de flèche)

Chapitre VIII

Etude de fondation

VIII.1. Introduction

Les fondations sont des structures ou parties d'un bâtiment qui soutiennent la charge de la superstructure et la transmettent au sol. Elles sont essentielles pour assurer la stabilité et la solidité de l'ensemble de la construction. Les fondations sont conçues et construites de manière à résister aux forces exercées par le bâtiment et à assurer une répartition uniforme de ces charges sur le sol. Elles peuvent prendre différentes formes, telles que des semelles, des piliers, des pieux ou des radiers, en fonction des caractéristiques du sol et des exigences structurelles du projet. En résumé, les fondations sont les éléments structurels qui supportent et stabilisent un bâtiment en transférant ses charges au sol.

VIII.2. Choix du type de fondation

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égale à 2,5 bars, il y a lieu de projeter, des fondations superficielles de type :

- Semelle filante.
- Radier évider.
- Radier général.

Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.

Il est évident que l'on doit choisir le mode de fondation le plus économique, mais qui doit impérativement nous assurer la non rupture du sol et un tassement admissible.

VIII.3. Facteur intervenant dans le calcul des fondations

Il y a plusieurs facteurs qui rentrent en jeu lors du calcul des fondations, on peut citer :

- La contrainte du sol (σ_{sol}). 2 bars.
- La classification de sol.
- La réponse du sol et la réponse de la structure.
- Les efforts transmis à la base

VIII.4. Fondation superficielle

Les fondations superficielles sont mises en œuvre lorsque la construction peut prendre appui sur une couche de résistance acceptable à faible profondeur par rapport au niveau de plus bas de la construction et non du terrain naturel.

VIII.4.1. Type des fondation superficielles

La catégorie des fondations superficielles comporte trois types de fondation :

- **Les semelles isolées** : elles peuvent être carrées, rectangulaire ou circulaires.
- **Les semelles filantes** : les fondations sont de type filant si : $\frac{L}{B} > 10$.

Les semelles filantes, qui sont grandes dans un sens, peuvent supporter soit plusieurs poteaux, soit des murs voiles, parois.

- **Le radier** : c'est une dalle grande dans les deux dimensions conçues en béton armé. Le radier peut être carré ou rectangulaire. Le radier peut avoir les dimensions de la structure, comme il peut avoir des dimensions Supérieure à celles de la structure dans ce cas on parle de « Radier avec débords ».

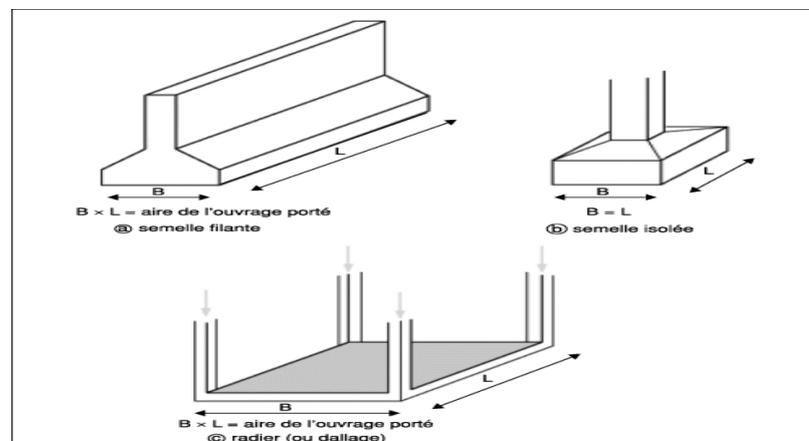


Figure VIII. 1: Les différents types de fondations superficielles.

VIII.4.2. Calcul des fondations

Nous proposons en premier lieu de vérifier la condition suivante qui nous permet de choisir soit des semelles isolées, des semelles filantes ou un radier général :

$$\sigma_{max} \leq \sigma_{sol}$$

$$\text{Tel que : } \sigma_{max} = \frac{N_{ses}}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N_{ses}}{\sigma_{sol}}$$

VIII.4.3. Semelle filante

La semelle filante fait partie des fondations superficielles, destinée à recevoir les murs porteurs, elle se réalise en béton armé dans une tranche continue sur tout le périmètre de la construction.

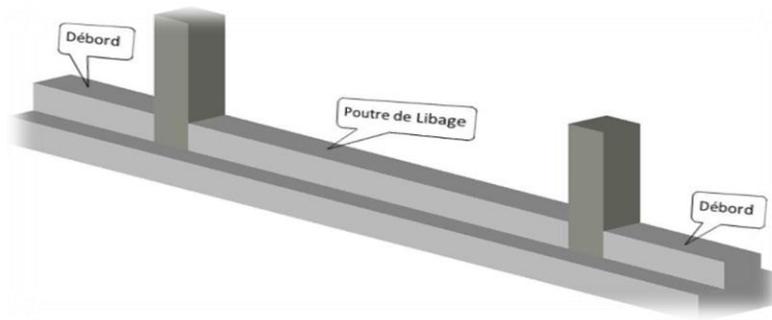


Figure VIII. 2: schéma de semelle filant.

1. Hypothèses de calcul

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

2.Méthode de calcul

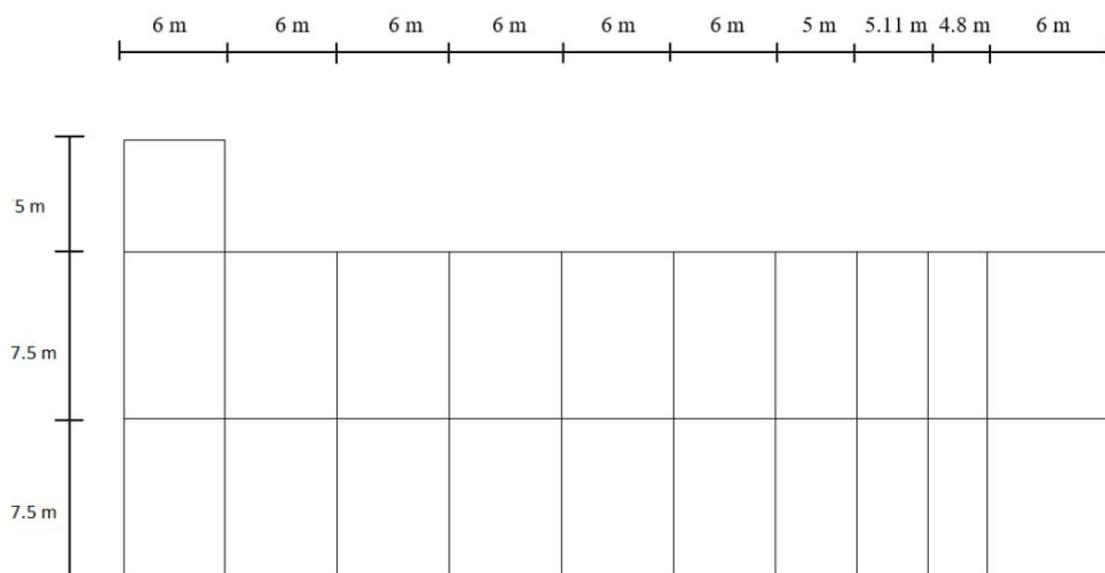


Figure VIII. 3: entraxe de la vue de sous-sol.

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

On doit vérifier que $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$.

Tel que :

N : $\sum N$ de chaque file de poteau.

$S = B \times L$ Avec B : largeur de la semelle.

L : longueur de la file considérée.

$$\Rightarrow B = \frac{N}{L \times \sigma_{sol}} \quad \Rightarrow S = B \times L \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \dots\dots\dots \text{Selon BAEL91.}$$

\Rightarrow Les résultats sont résumés sur le tableau qui suit :

Tableau VIII. 1: Calcul de la surface nécessaire pour la semelle filante

Files	N(kN)	L(m)	B(m)	B ^{choisie} (m)	S(m ²)
1	1712,4	20	0,42	1	20
2	6890,11	15	2,29	2,5	37,5
3	9274,55	15	3,09	3,5	52,5
4	9330,14	15	3,11	3,5	52,5
5	12447,87	15	4,14	4,5	67,5
6	13064,39	15	4,35	4,5	67,5
7	8591,59	15	2,86	3	45
8	8591,59	15	2,86	3	45
9	7937,2	15	2,64	3	45
10	7327,61	15	2,44	2,5	37,5
11	5817,93	15	1,93	2	30
A	2950,32	6	2,45	2,5	15
B	1241,4	57	0,10	1	57
C	28049,6	57	2,46	2,5	142,5
D	32811,84	57	2,87	3	171
$\sum S$					930,5

3. vérification

Il faut vérifier que : $\frac{S_s}{S_b} \leq 50\%$

Le rapport entre la surface du bâtiment et la surface totale des semelles vaut :

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{926}{885} = 105\% > 50\%$$

4. Conclusion :

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment ; pour cela on a opté pour un radier général comme type de fondation pour ancrer l'ouvrage.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- Une meilleure distribution des charges sur le sol.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

VIII.4.4. Raider général

VIII.4.4.1. Introduction

Un radier est une dalle pleine réalisée sur 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, dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique) renversé.

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

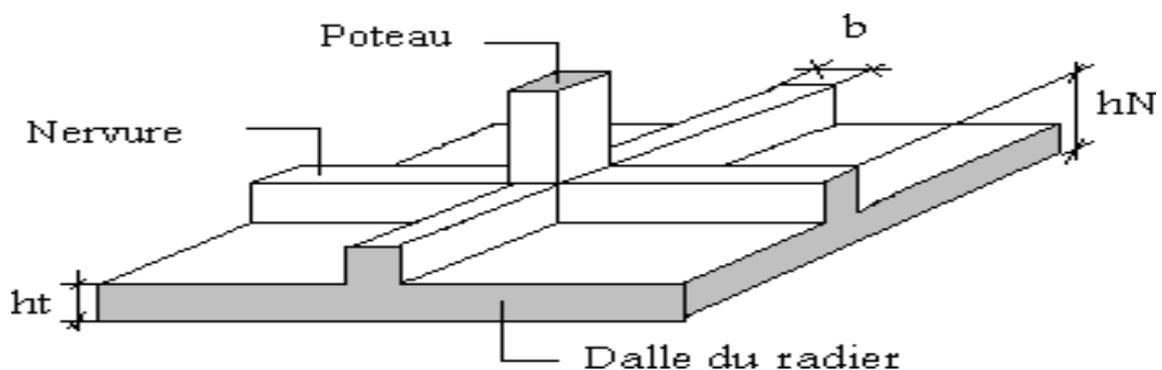


Figure VIII. 4: Disposition des nervures par rapport à la dalle et aux poteaux.

Donnés:

- Poids propre de la fondation $\approx 10\%$ de G
- $\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars}$
- $K_{sol} = 40 \text{ MPa}$

- $E_{\text{béton}} = 20\,000\text{ MPa}$
- $f_{c28} = 25\text{ MPa}$
- $\gamma_{\text{béton}} = 25\text{ kN/m}^3$
- $FeE400$
- $C_1 = C_2 = 5\text{ cm}$

2. Surface nécessaire

Pour déterminer la surface du radier, il faut que :

$$\sigma_{\text{max}} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

$$\text{Tel que : } \sigma_{\text{max}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{nec}}} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow S_{\text{nec}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}}$$

Avec :

$N_{\text{ser}} = 174644,35\text{ kN}$ (Obtenu à partir de la modélisation).

N_{ser} : L'effort normal supporté par le radier est la somme des effort normaux de la superstructure et du sous-sol.

$$\text{Pour : } 1.1 \times N = 1.1 \times 111698,67 = 192108,785\text{KN}$$

$$\sigma_{\text{sol}} = 2,00\text{ bars}$$

$$\text{On trouve : } S_{\text{néc}} \geq 558,49\text{ m}^2$$

- La surface occupée par l'ouvrage = $885\text{ m}^2 > S_{\text{néc}}$
- Le radier sera pourvu d'un débord minimum de **50 cm**.

Donc la surface totale de radier est : $885+166 \times 0,5 = 938\text{ m}^2$

VIII.4.4.2. Pré-dimensionnement de radier

1. La dalle

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

- **Condition forfaitaire**

$$\frac{L_{\text{max}}}{25} \leq h_1 \leq \frac{L_{\text{max}}}{20}$$

Avec :

- L_{max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

- $L_{max} = 7,5 \text{ m}$
- $3030 \text{ cm} \leq h_1 \leq 37,5 \text{ cm}$

On prend $h_1 = 35 \text{ cm}$ on prend $h_1=40\text{cm}$

- **Condition de cisaillement**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,1 f_{c28}}{4 \text{ MPa}}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec:

- $T_u = \frac{q \times L}{2}$
- $q = \frac{N_u \times 1 \text{ ml}}{S_{rad}}$
- $N_u = N_u(\text{superstructure}) + N_u(\text{sous - sol}) = 51689,34$
- $\tau_u = \frac{ql}{2bd} = \frac{N_u \times L1}{2S_{rad} \times bd} = \frac{N_u \times L}{2S_{rad} b(0.9h)} \leq \bar{\tau}$
- $h_2 \geq \frac{N_u \times L1}{2S_{rad} b 0.9\bar{\tau}} = 14,65 \text{ cm}$

Donc:

$$h \geq \max(h_1; h_2) = 40 \text{ cm}$$

VIII.4.4.3. Dimensionnement de la nervure

1. Condition de coffrage (Largeur de la nervures)

$$b \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{7,5}{10} = 0,75 \text{ cm}$$

Donc on opte $b = 75 \text{ cm}$

2. Hauteur de la nervure :

a. Condition de la flèche :

La hauteur des nervures se calcul par la formule qui suit :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_2 \leq \frac{L_{max}}{10}$$

Nous avons : $L_{max} = 7,5 \text{ m}$

$$\Rightarrow 50 \text{ cm} \leq h_n \leq 75 \text{ cm} \Rightarrow h = 75 \text{ cm}$$

b. Condition de la raideur :

On procédera par tâtonnement afin de choisir une inertie de la semelle de telle que la condition : $L \leq \frac{\pi}{2} l_e + a$ soit satisfaite.

Tel que:

- $l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K_{sol} \times b n}}$
- I : Inertie de la section
- E : module d'élasticité du béton
- K : Coefficient de raideur du sol ($0,5 \text{ kg/cm}^3 \leq K \leq 12 \text{ kg/cm}^3$)

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes

- $K=0,5 [\text{kg/cm}^3]$ → pour un très mauvais sol.
- $K=4 [\text{kg/cm}^3]$ → pour un sol de densité moyenne.
- $K=12 [\text{kg/cm}^3]$ → pour un très bon sol.
- b largeur de semelle en contact avec le sol
- L : Longueur de la nervure.

$$h_n \geq \sqrt[3]{\frac{3K \left(\frac{2L_{max}}{\pi}\right)^4}{E}}$$

AN:

$$h_n \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 0,04 \left(\frac{2 \times 7500}{\pi}\right)^4}{20000}} \Rightarrow h_n \geq 146 \text{ cm} \Rightarrow h_n = 150 \text{ cm}$$

c. Conclusion

On opte donc pour une nervure de hauteur $h_n = 1,15 \text{ m}$

On prend : donc : $h_n \geq \max(h_1; h_2) = 150 \text{ cm}$

VIII.4.4.4. Caractéristique géométrique du radier

- Position du centre de gravité :

$$X_G = 27,63 \text{ m}$$

$$Y_G = 13,64 \text{ m}$$

- Moment d'inertie :

$$I_{xx} = 27456,26 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 100534,15 \text{ m}^4$$

a. Vérification nécessaire

1. Vérification au poinçonnement

$$Q_u \leq 0,045 \times U_{ch} \times f_{c28} / \gamma_b \text{ [KN]}$$

Q_u (pt;v): La charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime de l'élément de plus sollicité

Avec :

U_c : le périmètre

$$U_c = (A + B + h_r \times 2) \times 2$$

$$U_c = 155,6 \text{ m}$$

$$0,045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 7854 \text{ KN}$$

$$Q_u = 1915,04 \text{ KN} \leq 0,045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 7854 \text{ KN}$$

La condition est vérifiée

2. Vérification de la stabilité du radier :

On doit vérifier que :

$$e = \frac{M_r}{N} \leq \frac{B}{4}$$

Avec:

- N : Charge verticale permanente : $N = N_1 + N_2$
- N_1 : Poids propre de la structure.
- N_2 : Poids propre du radier : $N_2 = \rho_b \times S_{rad} \times h$
- 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'ancrage de la structure.

On a:

$$N = 174644,35 \text{ kN}$$

Sens-x

$$M_R = 4076,42$$

$$B_x = 57 \text{ m}$$

Donc:

$$e_x = \frac{M_r}{N} = 0,03 \text{ m} \leq \frac{B}{4} = 14,25 \text{ m} \dots \text{Vérifiée}$$

Sens-y

$$M_R = 4577,84$$

$$B_y = 20 \text{ m}$$

Donc:

$$e_y = \frac{M_r}{N} = 0,02 \text{ m} \leq \frac{B}{4} = 5 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

3. Vérification des contraintes sous le radier :

D'après les différents essais réalisés in-situ et en laboratoire, nous avons la contrainte de sol

$$\sigma_{sol} = 2.00 \text{ bars.}$$

Les contraintes du sol sont données par :

4. Sollicitation du premier genre :**AL'ELS :**

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{174644,35}{938} = 186,18 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{ser} = 186,18 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

5. Sollicitation du second genre :

On doit vérifier les contraintes sous le radier (σ_1 ; σ_2)

Avec:

$$- \sigma_{12} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} X$$

$$- \sigma_{12} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} Y$$

Le moment d'inertie : $bh^3/12$

On vérifie que :

- σ_1 Ne doit pas dépasser $1,5 \sigma_{sol}$.
- σ_2 Reste toujours positive pour éviter des tractions sous le radier.
- $\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + 2\sigma_2}{4}$ Reste toujours inférieur à $1,33 \sigma_{sol}$

AL'ELU:

- $N_u = 1,35G + 1,5Q = 138276,53kN$
- M : Moment de renversement.
- $M_x = 5076,42kn.m$, $i=X_G= 27,63m$
- $Y_G=13,64 m$
- $M_y = 4577,84 kn.m$

Tableau VIII. 2: Contraint sous le radier à l'ELU

	$\sigma_1 (kN/m^2)$	$\sigma_2 (kN/m^2)$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) (kN/m^2)$
Sens x-x	156,13	138,70	186,44
Sens y-y	147,68	147,14	184,33
Vérification	$\sigma_1^{max} < 1,5 \sigma_{sol} = 300$	$\sigma_2^{min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33 \sigma_{sol} = 266$

AL'ELS:

- $N_s = G + Q = 174644,35 kN$
- M : Moment de renversement.

Tableau VIII. 3: Contrainte sous le radier à l'ELS

	$\sigma_1 (kN/m^2)$	$\sigma_2 (kN/m^2)$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) (kN/m^2)$
Sens x-x	194,90	177,47	234,91
Sens y-y	186,46	185,92	232,805
Vérification	$\sigma_1^{max} < 1,5 \sigma_{sol} = 300$	$\sigma_2^{min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33 \sigma_{sol} = 266$

Conclusion :

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

VIII.4.4.5. Ferrailage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

On peut donc se rapporter aux méthodes données par le **BAEL 91**.

1. Ferraillage de la dalle du radier :

1.1.1.1. Valeur de la pression sous radier :

$$\text{ELU : } q_u = \sigma_m^u \cdot 1 \text{ m} = 186,44 \text{ kN/m}$$

$$\text{ELS : } q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1 \text{ m} = 234,91 \text{ kN/m}$$

2.

1.1. Méthode de calcul :

Notre radier comporte des panneaux de dalles appuyées sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie. Si $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens, et les

moments au centre de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit :

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots \dots \dots \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots \dots \dots \text{sens de la grande portée.}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont encastres aux niveaux 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 Appuis:

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,3 M_x \quad (\text{appui de rive})$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x \quad (\text{autre appui})$$

- Panneau intermédiaire

- **Moment en travée:**

$$M_{tx} = 0,75 M_x$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y$$

- Moment sur appuis:

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x$$

➤ Si $\frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.

- **Moment en travée :** $M_t = 0,85M_0$

- **Moment sur appuis:** $M_a = 0,5M_0$

Avec: $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

ELU: $v = 0$

Tableau VIII. 4: Calcul des moments à l'ELU et ELS

	Lx (m)	Ly (m)	$\frac{Lx}{Ly}$	μ_x	μ_y	qu (kN/m)	Mx (kN.m)	M _y (kN.m)	M _{tx} (kN.m)	M _{ty} (kN.m)	M _{arive} (kN.m)	M _{arive} (kN.m)
ELU	6	7,5	0,8	0,056	0,595	186,44	376,53	224,38	320,05	190,72	188,27	112,19
ELS	6	7,5	0,8	0,062	0,711	234,91	531,08	224,38	451,42	321,01	159,33	188,83

1.2 Calcul du ferrailage :

a) Ferrailage du radier :

Le ferrailage se calcule avec le moment maximum en travée et sur appuis, en suivant l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

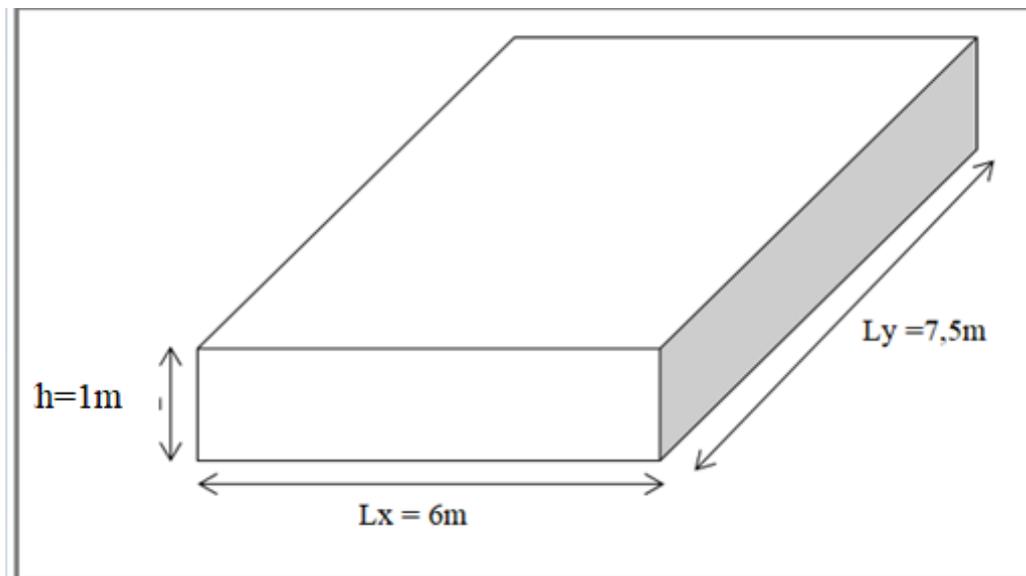


Figure VIII. 5: Schéma du radier.

Les données :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; \sigma_{bc} = 14,7 \text{ MPa} ; FeE400 ;$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa} ; b = 100 \text{ cm} ; h = 40 \text{ cm} ; d = 0,9h = 36 \text{ cm}$$

Section minimal:

- Sens y-y : $0,08\% bh = 3,2 \text{ cm}^2$
- Sens x-x : $A_{s \text{ min}} = 1,2 (A_{s \text{ min}} \text{ suivant } y - y) = 2,88 \text{ cm}^2$

Tableau VIII. 5: Ferrailage des panneaux du radier

	Sens	M_u (kN/m^2)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm^2)	Choix	A_s^{adp} (cm^2)	ESP
Travée	x-x	320,05	0,174	0,24	32,54	10,27	8T20	25,13	12,5
	y-y	190,72	0,103	0,137	34,02	16,11	8T20	25,13	12,5
Appuis	x-x	188,27	0,102	0,120	34,07	15,88	8T20	25,13	12,5

Remarque : En raison des importants efforts exercés, le ferrailage ne satisfait pas critères de l'État Limite de Service (ELS) , $\sigma_s > \bar{\sigma}_s$. ce qui nous nécessite à augmenter la hauteur du radier on prend $h=1\text{m}$ la hauteur de nervure $h_n=1\text{m}$

Tableau VIII. 6: Ferrailage des panneaux du radier

	Sens	M_u (kN/m^2)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm^2)	Choix	A_s^{adp} (cm^2)	ESP
Travée	x-x	320,05	0,027	0,034	88,77	10,36	8T20	25,13	12,5
	y-y	190,72	0,016	0,020	89,28	6,14	8T20	25,13	12,5
Appuis	x-x	188,27	0,016	0,020	89,28	6,14	8T12	9,05	12,5
	y-y								

Escapement:• **En Travée:**

$$\text{Sens x-x : } esp = \frac{100}{8} = 12,5 \text{ cm} < \text{Min}\left(\frac{3h}{33cm}\right) = 33cm \dots \dots \dots \text{Vérfifié}$$

$$\text{Sens y-y : } esp = \frac{100}{8} = 12,5 \text{ cm} < \text{Min}\left(\frac{4h}{45cm}\right) = 45cm \dots \dots \dots \text{Vérfifié}$$

On prend : $esp = 12,5 \text{ cm}$

• **En Appuis:**

$$\text{Sens x-x et y-y : } esp = \frac{100}{8} = 12,5 \text{ cm} < \text{Min}\left(\frac{3h}{33cm}\right) = 33cm \dots \dots \dots \text{Vérfifié}$$

On prend : $esp = 12,5 \text{ cm}$

b) Verification necessaire:**➤ Condition de non fragilite:**

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

$$A_{s \text{ min}} = 0,23 \text{ bd} \frac{f_{t28}}{f_e} = 3,26 \text{ cm}^2 < 6,79 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérfiée}$$

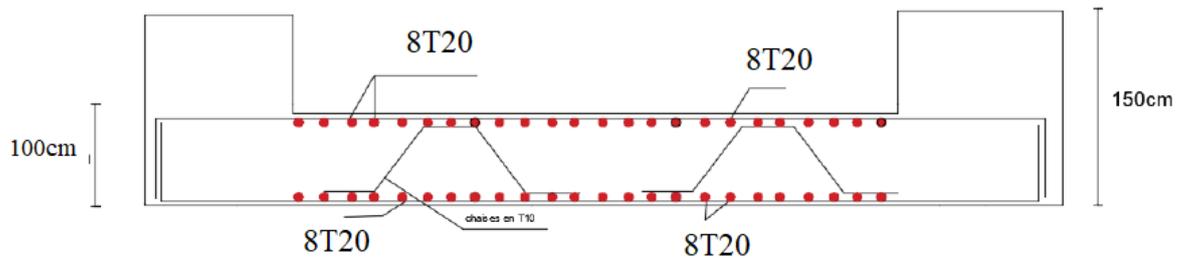


Figure VIII. 6: Ferrailage de la dalle du radier.

Conclusion

Ce chapitre consiste à calculer les éléments de sous-sol (voile périphérique, poteux) après on a étudié fondation après les calculs nous avons adopté un radier nervuré pour des raisons économiques, les nervures ont été utilisées pour rigidifier la dalle du radier.

Conclusion générale

À l'approche de la conclusion de ce modeste travail, nous sommes ravis d'avoir pu mettre en pratique toutes les connaissances que nous avons acquises au cours de notre formation en Master. Nous avons eu l'opportunité d'appliquer les règlements et d'utiliser de manière judicieuse les logiciels de calcul disponibles.

Cette expérience nous a permis de mieux appréhender le domaine de la construction en charpente métallique. D'une part, nous avons assimilé différentes techniques et logiciels de calcul, ainsi que les réglementations régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans ce domaine. D'autre part, nous avons développé nos idées grâce à la lecture de différentes références bibliographiques et aux travaux de chercheurs dans le domaine du génie civil.

La conception d'une structure métallique repose sur le dimensionnement aux états limites ultimes, en tenant compte des actions environnantes les plus sévères telles que les charges permanentes, les surcharges d'exploitation, la température, la neige, le vent et le séisme. Ce dimensionnement concerne chaque élément de la structure. Il est primordial d'être précis et rigoureux dans les calculs et les vérifications, ainsi que dans la conception précise des différents détails de la construction.

Référence bibliographique

- [1]: Règles de conception et de calcul des structures en acier CCM 97 ; (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.44).
- [2] : document technique réglementaire algérienne D.T.R-C-2-47 ; REGLEMENT NEIGE ET VENT (RNV99), version 2013.
- [3]: Règles parasismique Algérienne RPA99 version 2003 : (Document technique réglementaire (D.T.R-B.C.2.48).
- [4]: le BAEL99, D.T.U, Béton armé aux états limites 91. Modifié 99.
- [5]: EC3, calcul des structures en acier , partie 1-1 , règles générales et règles pour les bâtiments.
- [6]: EC4, conception et dimensionnement des structures mixte acier-béton partie 1-1, règles générales et règles pour les bâtiments.
- [7] : charges permanentes et charges d'exploitation (DTR B.C 2.2).
- [8]: cours charpente métallique 1 , Mr **MENADI**.
- [9]: cours charpente métallique 2,Mr **SETHI**.
- [10] : université saad dahleb de blida : Guide de rédaction d'un projet de fin d'étude.
- [11] ERECOURD 1

Annexes