

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 Dahlab Blida 1



كلية التكنولوجيا
Faculté De Technologie



قسم الهندسة المدنية
Département de Génie Civil

مذكرة نهاية التخرج

MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDE

Pour l'obtention du diplôme master en Génie Civil

Option : Construction métalliques et mixtes

THÈME

ÉTUDE D'UN BATIMENT RDC+8 ETGES+S/SOL EN CHARPENTE
METALLIQUE A USAGE D'HABITATION

Etudié et réaliser par

GHOUL Abderahmane & MAKHLOUFI Mohamed

Devant le jury composé de :

	U. Saad Dahleb-Blida	Président
	U. Saad Dahleb-Blida	Examineur
Mme. HALFAYA F/Z	U. Saad Dahleb-Blida	Promotrice

Blida, Juillet 2023.

Remerciements

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

Saad Dahleb Blida.

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

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

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

Nous tenons à remercier vivement

Mr BENTAFAT Rachid et Mr TALEB BAHMED Yacine

Pour leur précieuse aide.

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

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

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

Dédicaces

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

En premier, Je dédie ce modeste travail :

A mes chers parents.

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

A tous mes amis.

A tous mes collègues du secteur du GENIE CIVIL.

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

*Enfin je remercie mon binôme **GHOUL ABDERAHMANE**.*

Mohamed

Dédicaces

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

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

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

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

*A tous mes amis : **Youcef, Balla Mohamed, Tirichine Mohamed**
Enfin je remercie le meilleur « mon binôme **Makhloufi Mohamed** »*

Abderahmane

ملخص

يهدف هذا المشروع الى دراسة مبنى ذو بنيه حديدية يتالف من 8 طوابق + طوابق ارضي، تم انجازه في ولايه البليدة، مصنفة في المنطقه الزلزالية رقم III حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل (RPA99 version 2003) مقاومة واستقرارالبناية لكل الحمولات العموديه والافقيه مضمونة بواسطة العارضات والاعمدة الدراسة.

الدراسة الديناميكية تمت باستعمال برنامج **Autodesk Robot Structural Analysais18**.
اختيار مختلف العناصر المشكله للبنيه الحديدية للبناية صممت طبقا للمعايير والقوانين معمول بها حاليا
(RPA 99 2003, CCM97, EC3 et BAEL 91).

Résumé

Le but de cette étude est la conception d'un bâtiment en charpente métallique de R+8+Sous-Sol.

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

L'étude dynamique a été faite par le logiciel **Autodesk Robot Structural Analysais 18**.

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

Abstract

The purpose of this study is the design of a steel frame building of grand flour and eight flour.

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

The dynamic study was made by the **Autodesk Robot Structural Analysis 18 software**.

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

Sommaire

Remerciements	
Dédicaces	
ملخص	
Résumé	
Abstract	
Liste Des Figures	
Liste des Tableaux	
Notations et symboles	
Introduction Générale	1

Chapitre I :Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction.....	4
I.2. Présentation de l'ouvrage étudié	4
I.3. Eléments de l'ouvrage	6
I.3.1 Ossature de la structure	6
I.3.1.1 Les planchers	6
I.3.1.2 Assemblages	7
I.3.1.3 Escaliers.....	7
I.3.1.4 Fondations	8
I.3.1.5 Les Connecteurs	8
I.3.1.6 Maçonnerie	8
I.3.1.7 Infrastructure	8
I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	9
I.4.1 Acier.....	9
I.4.2. Béton	9
I.4.2.1. Caractéristiques du béton	9
I.4.2.2. Module de déformation longitudinale	10
I.4.2.3. Module de déformation instantanée	10
I.4.2.4. Module de déformation différée	10
I.5. Conclusion	10

Chapitre II :Pré dimensionnement des éléments

II.1. Introduction	12
--------------------------	----

II.2. Evaluation des charges et surcharges	12
II.2.1. Plancher terrasse	12
II.2.2 Plancher courant	12
II.3. Pré dimensionnement des planchers	13
II.4. Pré dimensionnement des solives	13
II.4.1 Pré dimensionnement de la solive du plancher terrasse inaccessible	14
II.4.1.1. Choix de profilé.....	14
II.4.1.2. Phase de construction	14
II.4.1.3. Phase finale	17
II.5. Pré dimensionnement des poutres principales.....	19
II.5.1. Calcul de la poutre principale	19
II.5.1.1. Poutre principale intermédiaire de grande portée (courant).....	20
II.6. Calcul des connecteurs	24
Résistance au cisaillement P_{rd} :	24
II.6.1. Influence du sens du bac d'acier.....	25
II.6.1.1. Solive.....	25
II.6.1.2. Poutre	26
II.7. Calcul des poteaux.....	27
II.7.1. Les charges permanentes	28
II.7.3. Calcul de la sollicitation	29
II.7.4. Vérification du flambement:	30
II.7.4.1. Détermination de χ	31
II.7.4.2 Vérification selon la réglementation du flambement simple	31
II.8. Conclusion.....	31

Chapitre III :Calcul des éléments secondaires

III.1 Introduction	33
III.2. Calcul des Escaliers.....	33
III.2.1. La vérification de la relation de BLONDEL	33
III.2.2. Dimensionnement des éléments porteurs	34
III.2.2.1. Conception d'une marche	34
III.2.2.2. Dimensionnement des cornières	34
III.2.2.3. Dimensionnement du support des marches.....	35
III.2.3. Étude du palier.....	36

III.3. Acrotère.....	38
III.3.1. Calcul des charges sollicitant l'acrotère	38
III.3.2. Calcul de la force sismique.....	39
III.3.2.1. Détermination des efforts.....	39
III.3.2.2. Ferrailage de la section de l'acrotère	39
III.3.3. Vérification.....	41
III.3.3.1. Vérification à l'ELS.....	41
III.4. Conclusion.....	43

Chapitre IV :Neigé et vent

IV.1. Introduction.....	45
IV.2. Effet de la neige	45
IV.2.1. Calcul des charges de neige.....	45
IV.3. Effet du vent	45
IV.3.1. Nature de la Structure.....	45
IV.3.2. Hypothèses de calcul	46
IV.3.3. Données relatives au site	46
IV.3.4. Direction V1	46
IV.3.4.1. Pression dynamique de pointe	46
IV.3.4.2. Coefficient dynamique C_d	47
IV.3.5. Calcul de la pression due au vent.....	50
IV.3.5.1. Détermination de la pression dynamique	50
IV.3.6. Toiture:	53
IV.3.6.1. Coefficients de pressions extérieures C_{pe}	53
IV.3.6.2. Coefficient de pression intérieur C_{pi}	54
IV.3.7. Direction V2	54
IV.3.7.1. Pression dynamique de pointe	55
IV.3.7.2. Coefficient dynamique C_d	56
IV.3.7.3. Coefficient de pression intérieur C_{pi}	57
IV.3.8. Toiture:	58
IV.3.8.1. Coefficients de pressions extérieures C_{pe}	58
IV.3.8.2. Coefficient de pression intérieur C_{pi}	58
IV.4. Calcul des forces de frottement.....	59
IV.5. Conclusion	60

Chapitre V :Etude dynamique

V.1. Introduction	62
V.2. Etude sismique	62
V.3. La méthode de calcul.....	62
V.3.1. Classification de l'ouvrage	62
V.3.2. Utilisation des spectres de réponse	63
V.3.3. Estimation de la période fondamentale de la structure.....	63
V.3.4. Analyse de la structure	64
V.3.5. Calcule de la force sismique totale par la méthode statique équivalente	67
V.4 Vérification des déplacements inter-étages.....	70
V.5. Vérification cis à vis de l'effet P- Δ (les effets du second ordre).....	71
V.6. Conclusion.....	72

Chapitre VI :Vérification des éléments

VI.1. Introduction.....	74
VI.2. Vérification des poteaux	74
VI.2.1. Vérification de la stabilité au flambement	74
VI.2.1.1. Détermination de la longueur de flambement	74
VI.2.1.2. Calcul de χ_{\min}	75
VI.2.1.3. Calcul de K_y et K_z	76
VI.2.2. Vérification du déversement	76
VI.3. Vérification des poutres porteuses	77
VI.3.1. Vérifications de la résistance.....	78
VI.3.1.1. Moment fléchissant.....	78
VI.3.1.2. Effort tranchant.....	78
VI.4. Vérification des poutres non porteuse.....	78
VI.4.1. Vérifications de la résistance.....	79
VI.4.1.1. Moment fléchissant.....	79
VI.4.1.2. Effort tranchant.....	79
VI.5. Vérification des palées de stabilité	80
VI.5.1. Vérification à la traction.....	80
VI.5.2. Vérification à la compression.....	80
VI.5.2.1. Choix de la courbe de flambement	80
VI.5.2.2. Coefficient de réduction	80

VI.6. Conclusion	81
------------------------	----

Chapitre VII :Les assemblages

VII.1. Introduction	83
VII.2. Les différents modes d'assemblages.....	83
VII.2.1. Assemblage par boulonnage.....	83
VII.2.1.1. Fonctionnement des assemblages.....	84
VII.2.2. Assemblage par soudure.....	84
VII.3. Assemblage poutre–solive (IPE 360 – IPE160).....	84
VII.3.1. Dimension de la platine (cornier).....	84
VII.3.2. Disposition constructive.....	85
VII.4. Assemblage Poteau - Poutre (HEB 500- IPE360)	85
VII.4.1. Efforts sollicitant.....	85
VII.4.2. Calcul de la soudure poutre IPE360.....	85
VII.4.2.1. Calcul de l'épaisseur du cordon sur semelle	86
VII.4.2.2. Calcul de l'épaisseur du cordon sur l'âme	86
VII.4.2.3. Vérification de la soudure	86
VII.4.3. Vérification des boulons HR.....	87
VII.4.3.1. Épaisseur de la platine	87
VII.4.3.2. Choix de diamètre du boulon	87
VII.4.3.3. Détermination du nombre de boulons nécessaires	87
VII.4.3.4. Dispositions constructives.....	88
VII.4.3.5. Détermination des efforts dans les boulons.....	88
VII.5. Conclusion	93

Chapitre VIII :Les fondations

VIII.1. Introduction	95
VIII.2. Choix du type de fondations.....	95
VIII.3. Calcul des fondations	95
VIII.3.1. Semelles filantes	95
VIII.3.2. Radier général.....	97
VIII.3.2.1. Surface nécessaire	97
VIII.3.2.2. Pré dimensionnement de radier.....	97
VIII.3.2.3. Caractéristiques géométriques du radier	99

VIII.3.2.4. Ferrailage du radier	102
VIII.3.2.5. Ferrailage des nervures	104
VIII.3.2.6. Armature de peau	106
VIII.3.2.7. Ferrailage du Débord	107
VIII.3.3. Voile périphérique	107
VIII.3.3.1. Pré dimensionnement	108
VIII.3.3.2. Evaluation des charges	108
Conclusion Générale	113
REFERENCE	

Liste Des Figures

Figure I. 1: Façade principale.	4
Figure I. 2: Plan rez-de-chaussée.	5
Figure I. 3: Plan étage courant.	6
Figure I. 4: Plancher.	7
Figure I. 5: Bac d'acier.	7
Figure I. 6: Connecteur.	8
Figure II. 1: Schéma des solives.	14
Figure III. 1: Schéma de la conception d'une marche.	34
Figure III. 2: Dimensions de l'acrotère.	38
Figure III. 3: Diagramme des contraintes de section partiellement comprimée.	41
Figure IV. 1: Hauteur de référence Z_e et profil correspondant de la pression dynamique.	46
Figure IV. 2: Légende pour la paroi verticale.	51
Figure IV. 3: Légende pour la paroi verticale.	51
Figure IV. 4: Représentation des coefficients C_{pe} sur les différentes zones (V_2).	52
Figure IV. 5: Légende pour la paroi vertical la toiture (V_1).	53
Figure IV. 6: Légende pour les toitures plates.	54
Figure IV. 7: Légende pour la paroi verticale.	56
Figure IV. 8: Représentation des coefficients C_{pe} sur les différentes zones (V_2).	57
Figure IV. 9: Légende pour la paroi vertical la toiture (V_2).	58
Figure IV. 10: Légende pour les toitures plates.	58
Figure V. 1: Schéma de première mode sens (Y-Y).	65
Figure V. 2: Schéma de deuxième mode sens (X-X).	65
Figure V. 3: Schéma de troisième mode (mode de rotation).	66
Figure VII. 1: Schéma d'assemblage poutre -solive.	85
Figure VII. 2: Assemblage soudé poutres –platine.	85
Figure VII. 3: Schéma des différentes zones.	90

Figure VII. 4: Résultat de vérification d'assemblage de Poutre-Poteau.....	91
Figure VII. 5: Résultat de vérification d'assemblage de gousset.....	92
Figure VII. 6: Résultat de vérification d'assemblage de Pied de Poteau.....	92
Figure VII. 7: Résultat de vérification d'assemblage de l'Encastrement traverse- Poteau.	93
Figure VIII. 1: La forme de semelle filante.	96
Figure VIII. 2: Schéma statique du bâtiment.	100
Figure VIII. 3: Le panneau le plus sollicité.	102
Figure VIII. 4: Schéma statique.	108
Figure VIII. 5: Ferrailage du radier, nervure, voile périphérique et débord sur une coupe en travée.	112

Liste des Tableaux

Tableau I. 1: Limites d'élasticité f_y et la résistance à la rupture en traction f_u pour l'acier .	9
Tableau II. 1: Charge permanente d'un plancher terrasse inaccessible	12
Tableau II. 2: Charge permanente d'un plancher courant.....	12
Tableau II. 3: Caractéristique du profile IPE 160	14
Tableau II. 4: Position de l'axe neutre	18
Tableau II. 5: Vérification de l'effort tranchant et le moment fléchissant.....	18
Tableau II. 6: Caractéristique du profile IPE 360	20
Tableau II. 7: Vérification de l'effort tranchant et le moment fléchissant.....	21
Tableau II. 8: Vérification de la flèche (phase de construction).....	21
Tableau II. 9: Position de l'axe neutre	23
Tableau II. 10: Vérification de l'effort tranchant et le moment fléchissant	23
Tableau II. 11: Résistance au cisaillement.....	24
Tableau II. 12: Influence du sens du bac d'acier sur la solive.....	25
Tableau II. 13: Nombre des goujons des solives	26
Tableau II. 14: Influence du sens du bac d'acier sur la poutre	26
Tableau II. 15: Nombre des goujons des poutres principales	27
Tableau II. 16: La charge permanente sur le poteau le plus sollicité.....	28
Tableau II. 17 : La charge d'exploitation sur le poteau central (loi de dégression)	28
Tableau II. 18: Les efforts normaux, la section et le profilé des poteaux.....	29
Tableau II. 19: choix du profilé.....	30
Tableau II. 20: d'imperfection α	30
Tableau II. 21: Vérification des profilées.	31
Tableau II. 22: Le choix finals des poteaux.....	31
Tableau IV. 1: Coefficient de rugosité.....	47
Tableau IV. 2: Coefficient de topographie	47
Tableau IV. 3: Coefficient d'intensité de turbulence.....	47
Tableau IV. 4: Coefficient d'exposition	47
Tableau IV. 5: Tableau Récapitulatif.....	47
Tableau IV. 6: Valeurs des pressions C_{pe} pour les différentes zones de la paroi verticale (V1).....	52

Tableau IV. 7: Récapitulatif (V_1).....	53
Tableau IV. 8: Valeurs des pressions C_{pe} pour les différentes zones de terrasse sous V_1 ...	53
Tableau IV. 9: Récapitulatif (V_2).....	54
Tableau IV. 10: Coefficient de rugosité.....	55
Tableau IV. 11: Coefficient de topographie	55
Tableau IV. 12: Coefficient d'intensité de turbulence.....	55
Tableau IV. 13: Coefficient d'exposition	55
Tableau IV. 14: Tableau Récapitulatif.....	56
Tableau IV. 15: Valeurs des pressions C_{pe} pour les différentes zones de la paroi verticale (V_1).....	56
Tableau IV. 16: Récapitulatif (V_2).....	57
Tableau IV. 17: Valeurs des pressions C_{pe} pour les différentes zones de terrasse sous V_2 .	58
Tableau IV. 18: Récapitulatif (V_2).....	59
Tableau V. 1: Périodes et facteurs de participation massique.	66
Tableau V. 2: Facteur d'amplification dynamique moyen	68
Tableau V. 3: Facteur de qualité	69
Tableau V. 4: La force sismique totale par la méthode statique équivalente	69
Tableau V. 5: Effort tranchant à la base	69
Tableau V. 6: Vérification des déplacements sans X-X inter étages.....	70
Tableau V. 7: Vérification des déplacements sans Y-Y inter étages.....	71
Tableau V. 8: Justification vis-à-vis de l'effet « P- Δ » (sans X-X).....	72
Tableau V. 9: Justification vis-à-vis de l'effet « P- Δ » (sans Y-Y).....	72
Tableau VI. 1: Caractéristique du profile HEB 500	74
Tableau VI. 2: Calcul de XLT	77
Tableau VI. 3: Choix final des poutres	81
Tableau VII. 1: Caractéristiques mécaniques des boulons selon leur classe d'acier.....	83
Tableau VII. 2: Caractéristiques géométriques des boulons.....	83
Tableau VIII. 1: Section des semelles filantes sens Y	96
Tableau VIII. 2: Section des semelles filantes sens X.....	96
Tableau VIII. 3: Vérification de la stabilité du radier.....	100

Tableau VIII. 4: Contraintes sous le radier à l'ELU	101
Tableau VIII. 5: Contraintes sous le radier à l'ELS	102
Tableau VIII. 6: Calcul des moments à l'ELU	103
Tableau VIII. 7: Calcul des moments à l'ELS	103
Tableau VIII. 8: Ferrailage des panneaux du radier	103
Tableau VIII. 9: Vérification des contraintes	104
Tableau VIII. 10: Ferrailage des nervures	105
Tableau VIII. 11: Vérification des contraintes	105
Tableau VIII. 12: Redimensionnement des armatures.....	105
Tableau VIII. 13: Vérification des contraintes	106
Tableau VIII. 14: Ferrailage transversal et l'espacement.....	106
Tableau VIII. 15: Ferrailage de débordements	107
Tableau VIII. 16: Ferrailage de débordements	107
Tableau VIII. 17: Les coefficients μ_x et μ_y à l'ELS et l'ELU	109
Tableau VIII. 18: Ferrailage du voile périphérique	110
Tableau VIII. 19: Vérification des contraintes	112

Notations et symboles

ACTIONS :

- G Charge permanente ponctuelle
- Q Charge d'exploitation ponctuelle
- R_v Charge d'exploitation du pont roulant
- R_h Charge d'exploitation due au freinage du pont roulant
- S_n Charge de neige normale
- S_e Charge de neige extrême
- W_n Charge de vent normale
- W_e Charge de vent extrême
- P Charge uniformément répartie, en général
- G Charge permanente uniformément répartie
- Q Charge d'exploitation uniformément répartie

SOLLICITATIONS/CONTRAINTES/DÉFORMATIONS :

- E Module d'élasticité longitudinale de l'acier ($E = 210\,000$ MPa)
- G Module d'élasticité transversale de l'acier ($G = 81\,000$ MPa)
- F_p Effort de précontrainte dans un boulon
- M Moment sollicitant, en général
- M_{cr} Moment critique élastique de dévrrçpmn
- M_{eff} Moment efficace (section de classe 4)
- M_{el} Moment élastique
- MN Moment résistant plastique réduit du fait de l'effort axial
- M_{pl} Moment plastique
- MR Moment résistant
- N Effort normal, en général
- NK Effort normal critique d'Euler
- N_{pl} Effort normal de plastification
- N_u Effort normal ultime
- V Effort tranchant sollicitant
- V_{pl} Effort tranchant de plastification
- V_u Effort tranchant ultime
- f (ou δ) Flèche d'une poutre
- f_u Contrainte de rupture d'une pièce
- f_{ub} Contrainte de rupture d'un boulon
- f_Y Limite d'élasticité d'un acier
- ϵ (epsilon) Déformation linéaire unitaire
- ϵ_Y Déformation correspondant à la limite d'élasticité
- σ (sigma) Contrainte normale
- σ_K Contrainte critique
- τ (tau) Contrainte tangentielle ou de cisaillement
- τ_{cr} Résistance critique élastique au voilement par cisaillement

- τ_e Contrainte limite de cisaillement pur en élasticité $\tau_e = f_y / \sqrt{3}$
- ν (nu) Coefficient de Poisson (pour l'acier $\nu = 0,3$)
- Δ ou δ (delta) Déplacement horizontal en tête de poteaux

✚ COEFFICIENTS ET GRANDEURS SANS DIMENSIONS :

- K Coefficient d'encastrement ou de rigidité poteau/poutre
- a $A_w/A =$ Rapport de la section de l'âme d'une poutre à la section totale k_o Coefficient de flambement
- k_D Coefficient de déversement
- k_s Coefficient de dimension des trous perçage pour boulons
- k_y et k_z Coefficients de flambement flexion
- k_τ Coefficient de voilement par cisaillement
- m Nombre de plans de cisaillement ou de frottement
- n N / N_{pl} ou nombre de boulons
- β_M Facteur de moment uniforme équivalent (flambement)
- β_w Facteur de corrélation (soudures)
- ε (epsilon) Coefficient de réduction élastique de l'acier
- η (eta) Facteur de distribution de rigidités (flambement)
- λ (lambda) Elancement
- λ_k Elancement eulérien
- λ Elancement réduit
- λ_{LT} Elancement de déversement
- λ_w Elancement de l'âme d'une poutre
- μ (mu) Coefficient de frottement
- ρ (rho) Rendement d'une section
- χ (chi) Coefficient de réduction de flambement
- χ_{LT} Coefficient de réduction de déversement
- ψ (psi) Coefficient de distribution de contraintes
- γ (gamma) Coefficient partiel de sécurité

✚ CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES :

- A Section brute d'une pièce
- A_{eff} Section efficace d'une pièce (classe 4)
- A_{net} Section nette d'une pièce
- A_f Section d'une semelle de poutre en double T
- A_v Aire de cisaillement
- A_w Section de l'âme d'une pièce

Introduction Générale

Les désordres et les conséquences fâcheuses engendrés par les sollicitations sismiques, dont le phénomène de ruine structurelle partielle ou total des constructions ont fait que la prise en compte du risque sismique dans la conception des ouvrages est devenue plus que nécessaire et ont contribué à la connaissance phénoménologique de l'action sismique.

Le développement rapide des techniques de constructions conjugué aux impératifs d'ordre architectural incite souvent les maîtres d'œuvres à fixer leur choix sur la construction de structures élancées présentant des irrégularités en plan ou en élévation. De telles structures sont constituées en général d'ossatures présentant des distributions de rigidités et de Masses hétérogènes excédant de loin les normes parasismiques, ce qui est le cas pour notre Structure qui est en forme « Irrégulière ».

Les activités du génie civil, en Algérie ou ailleurs, couvrent surtout l'état de l'art actuel dans les domaines inhérents aux thèmes majeurs liés aux séismes surtout après Celui du 21 MAI 2003 frappé à BOUMERDES.

Dans le cadre de ce présent projet de fin d'étude, nous proposons de faire une étude Technique complète de dimensionnement et de vérification pour un bâtiment de R+8+sous-sol, Qui sera menée selon les étapes principales suivantes :

- Le premier chapitre portera sur la présentation complète du projet à étudier, la définition de ses différents éléments et le choix de matériaux à utiliser.
- Le deuxième chapitre sera la détermination des actions verticales présentes dans le bâtiment et le pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux.
- Le troisième chapitre sera le calcul des éléments non structuraux.
- L'objectif de la quatrième étape est l'étude de neige et vent.
- Le cinquième chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment. L'étude sera réalisée par l'analyse du modèle de la structure en 3D sur le logiciel de calcul robot 2018.
- Le sixième chapitre porte sur la vérification au flambement et déversement de l'ossature en charpente métallique.
- Le calcul des assemblages, fondé sur les résultats du logiciel ROBOT est présenté dans la septième chapitre traité les différents assemblages des éléments de la structure.
- Le dernier chapitre est consacré à l'étude de l'infrastructure.

Et enfin nous terminons notre travail par une conclusion générale qui résume l'essentiel de notre travail.

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction

Notre projet de fin d'étude consiste en l'étude d'un bâtiment en charpente métallique R+8 avec sous-sol dans la wilaya de Blida, qui est classée selon RPA V 2003 comme zone de forte sismicité (ZONE III). (Voir schéma ci-dessous)

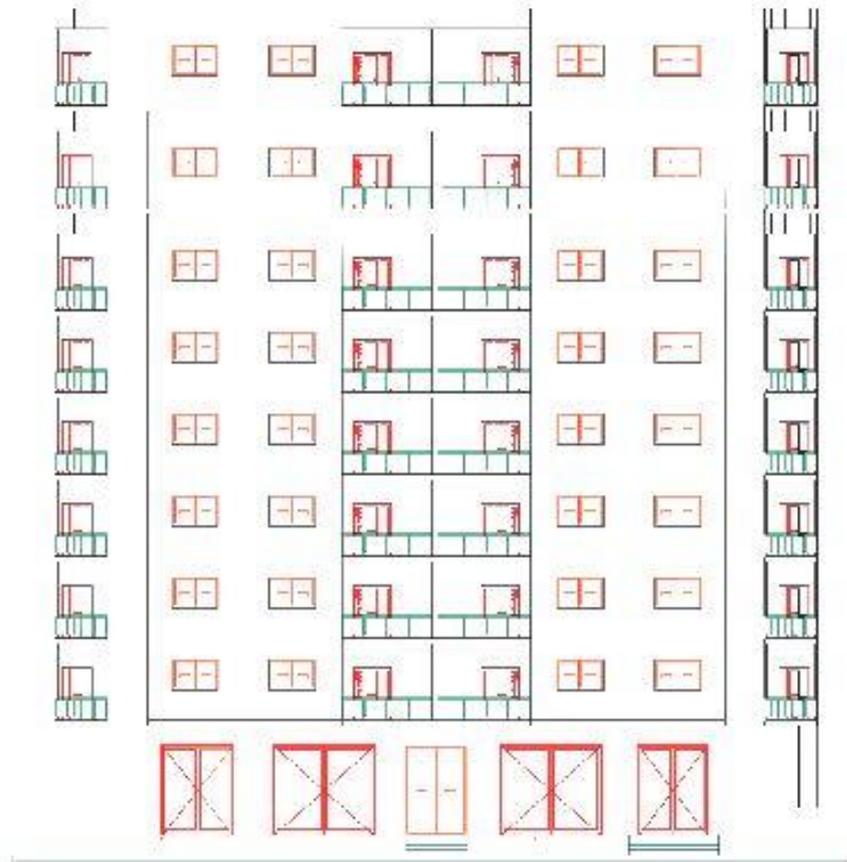


Figure I. 1: Façade principale.

I.2. Présentation de l'ouvrage étudié

Le bâtiment à usage d'habitation et commercial, composé d'un sous-sol, d'un Rez-de-chaussée et de 08 étages.

a) Les caractéristiques géométriques de bâtiment sont :

Longueur en plan.....	27.01 m
Largeur en plan.....	26.80 m
Hauteur du RDC.....	3.23 m.
Hauteur étage courant (1 ^{er} à 8 ^{eme} étage)	3.23 m.
Hauteur de sous-sol.....	3.87 m
Hauteur total.....	29.07m.

b) **RDC** : (voir les schémas représentés ci-dessous)

Longueur en plan27.01 m

Largeur en plan26.80 m

Hauteur du RDC3.23 m.

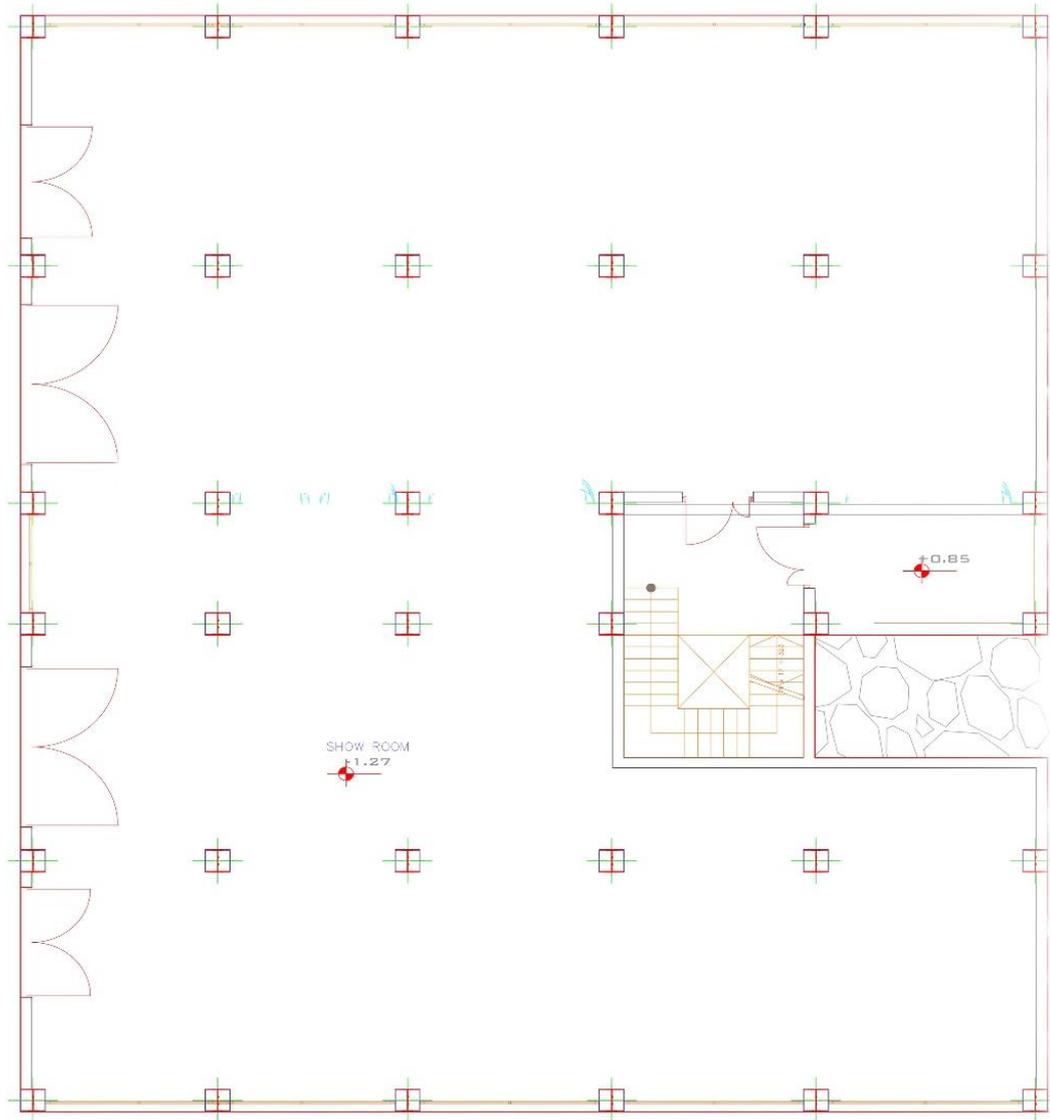


Figure I. 2: Plan rez-de-chaussée.

c) **Les étages**: (voir les schémas représentés ci-dessous)

Hauteur étage courant (1^{er} à 8^{eme} étage) 3.23 m.

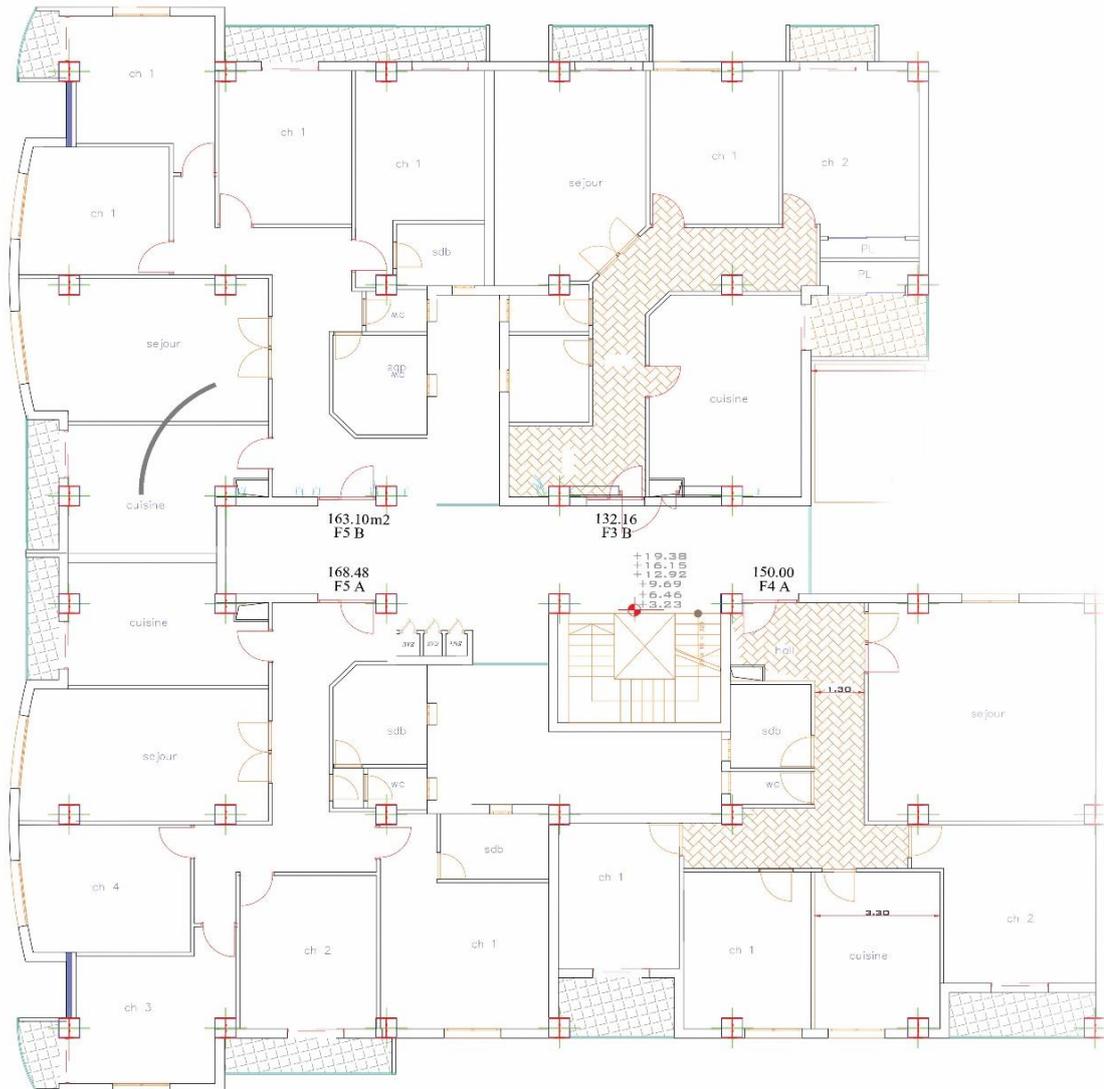


Figure I. 3: Plan étage courant.

I.3. Eléments de l'ouvrage

I.3.1 Ossature de la structure

En se référant aux [3]¹ qui exige que pour toute structures dépassant une hauteur de 17m en zone III, le type de contreventement sera soit mixte (palées- portiques) ou bien contreventé totalement par des palées triangulées.

I.3.1.1 Les planchers

Le type de plancher utiliser dans notre structure en charpente est un plancher collaborant avec une épaisseur, qui est constitué bac d'acier HIBOND55, de treillis soudé et des goujons. Cette dalle en béton est reliée aux poutres pour l'intermédiaire de connecteurs (goujons). (Voire les schémas représentés ci-dessous).

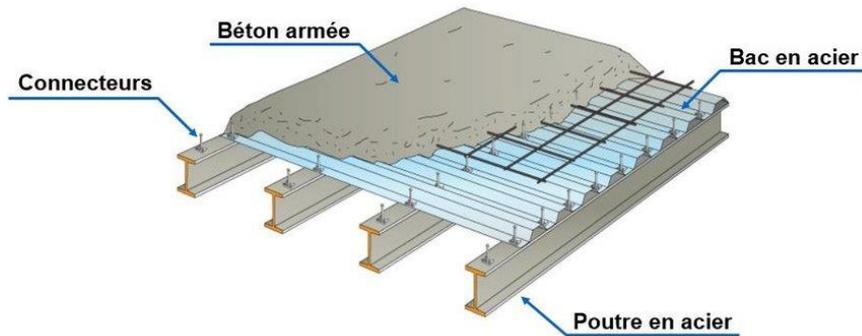


Figure I. 4: Plancher.

➤ Bac d'acier :

Les bacs aciers sont de type Hi Bond 55

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

- D'assurer un coffrage efficace et étanche en supprimant les opérations de décoffrage.
- De constituer une plateforme de travail avant la mise en œuvre du béton.
- D'éviter souvent la mise en place des étais et gagner du temps.

Le Hi-Bond utilisé dans notre calcul a les caractéristiques géométriques montrées dans la figure ci-dessous:

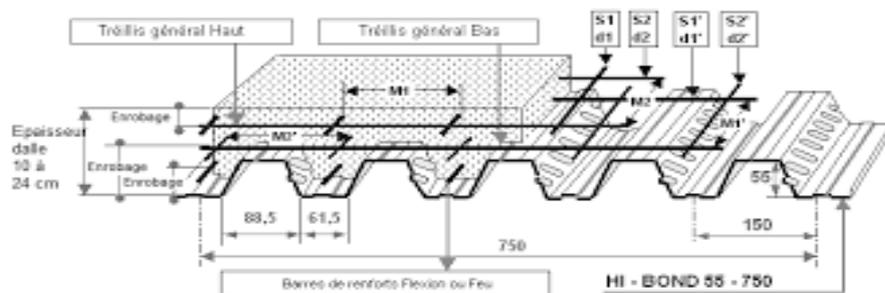


Figure I. 5: Bac d'acier.

I.3.1.2 Assemblages

L'assemblage des éléments de notre construction est assuré par des boulons de haute résistance HR, des boulons ordinaires ainsi que des soudures.

I.3.1.3 Escaliers

Les escaliers permettent l'accès du niveau RDC vers les autres étages, elles sont constituées de garde-corps et d'un palier intermédiaire métallique.

I.3.1.4 Fondations

Les fondations seront réalisées conformément à l'étude géotechnique. Les fondations de la Tour seront de type filant ou radier général.

I.3.1.5 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)

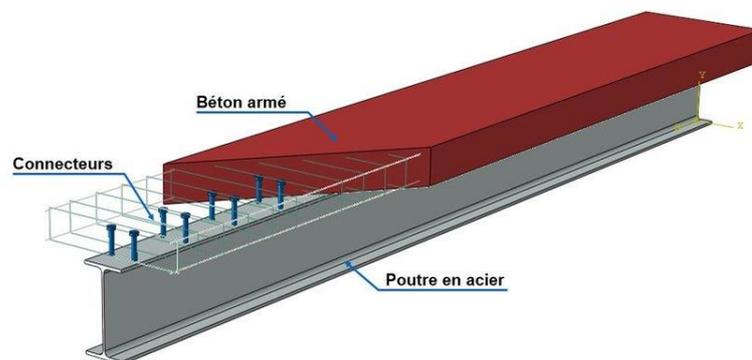


Figure I. 6: Connecteur.

I.3.1.6 Maçonnerie

Les murs de notre structure seront exécutés en brique creuse.

➤ Murs extérieurs : ils seront constitués d'une double cloison de 25cm d'épaisseur. Brique creuse de 10 cm d'épaisseur pour la paroi externe du mur. L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur.

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

➤ Murs intérieurs : ils seront constitués par des cloisons de 15 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux services.

I.3.1.7 Infrastructure

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

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

I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux

I.4.1 Acier

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction.

Les différentes caractéristiques mécaniques des aciers de Charpente métallique sont les suivantes :

- Module d'élasticité longitudinale $E = 2.1 \text{ E5 Mpa}$
- Coefficient de poisson $\mu = 0.3$
- Module d'élasticité transversale $G = 8.1 \text{ E4 Mpa}$
- Coefficient de dilatation linéaire $\lambda = 11 \text{ E-6}$
- Masse volumique de l'acier $\gamma = 7850 \text{ daN/m}^3$

Tableau I. 1: Limites d'élasticité f_y et la résistance à la rupture en traction f_u pour l'acier

Nuance nominale de l'acier	Epaisseur t (mm)			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} \leq t \leq 100 \text{ mm}$	
	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	460
Fe 510	355	510	335	490

I.4.2. Béton

I.4.2.1. Caractéristiques du béton

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

- La résistance à la compression à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- La résistance à la traction à 28 jours est déduite de celle de compression par la relation
 - 1) La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par la relation :

$$F_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ (MPa)}$$
 - 2) Pour notre ouvrage, on utilise le même dosage de béton avec une résistance caractéristique à la compression $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ et à la traction $f_{t28} = 2.1 \text{ (MPa)}$

I.4.2.2. Module de déformation longitudinale

Ce module est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou courte durée.

I.4.2.3. Module de déformation instantanée

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

D'où : $E_{ic28} = 32164.195$ MPa

I.4.2.4. Module de déformation différée

Pour des charges de longue durée d'application supérieure à 24 heures

$$E_{vj} = 37000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

D'où : $E_{v28} = 108188.66$ MPa

I.5. Conclusion

Dans ce chapitre, on conclue qu'on a un bâtiment semi élancé à cause de la hauteur qui est de 29.07 m, et des décrochements dans les deux sens, qui est situé dans une zone d'une forte sismicité, et qui est du multi - usage, donc on va obtenir des grands profilés qu'on fait le pré dimensionnement des éléments principaux.

Chapitre II

Pré dimensionnement des éléments

II.1. Introduction

Le Pré dimensionnement des éléments porteurs (poteaux, poutres ... etc.) d'une structure est une étape essentielle dans tout calcul d'un projet. En se basant sur le principe de la descente de charges verticales transmises par les planchers aux éléments porteurs et qui les transmettent à leur tour aux fondations, Le pré dimensionnement des éléments sont déterminés, selon les règles de calcul de BAEL91, CBA93, RPA99, CCM97.

II.2. Evaluation des charges et surcharges

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

II.2.1. Plancher terrasse

- Charges permanentes :

Tableau II. 1: Charge permanente d'un plancher terrasse inaccessible

Matériaux	G(KN/m ²)
• Etanchéité multicouches	0.12
• Forme de pente (e=10cm)	2
• Isolation thermique	0.16
• Dalle en béton armé (e=12cm)	3
• Bac d'acier (HIBON 55)	0.15
• Faux plafond	0.2
• Protection en gravillon	0.85
➤ Total	6.48

- Charges d'exploitation:

Terrasse inaccessible..... Q = 1 KN/m²

II.2.2 Plancher courant

- Charge permanentes :

Tableau II. 2: Charge permanente d'un plancher courant

Matériaux	G(KN/m ²)
• Dalle de sol	0.5
• Mortier de pose	0.4
• Cloisonnement	2.2
• Dalle en béton armé (e=12cm)	3
• Bac d'acier (HIBON 55)	0.15
• Faux plafond	0.2
• Lit de sable	0.54
➤ Total	6.99

- **Charges d'exploitation:**

Logement y compris comble aménageable..... $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

Usage commercial..... $Q = 5 \text{ KN/m}^2$

II.3. Pré dimensionnement des planchers

➤ **Méthode de calcul :**

Le calcul de plancher collaborant se fait en deux phases :

- Phase de construction
- Phase finale
 - **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)
 - **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
 - **Largueur de la dalle collaborant (Largeur Effective)**

Dans les calculs des poutres en acier, 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:

$$B_{\text{eff}} = \inf \left\{ \begin{array}{l} \frac{2L_0}{8} \\ b \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} L_0 : \text{largueur libre d'une poutre simple appuis} \\ b : \text{enteraxe entre les poutre} \end{array} \right.$$

II.4. Pré dimensionnement des solives

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

- La solive la plus sollicitée à une portée égale à **L=4.92 m** avec un espacement de **1.95 m**.

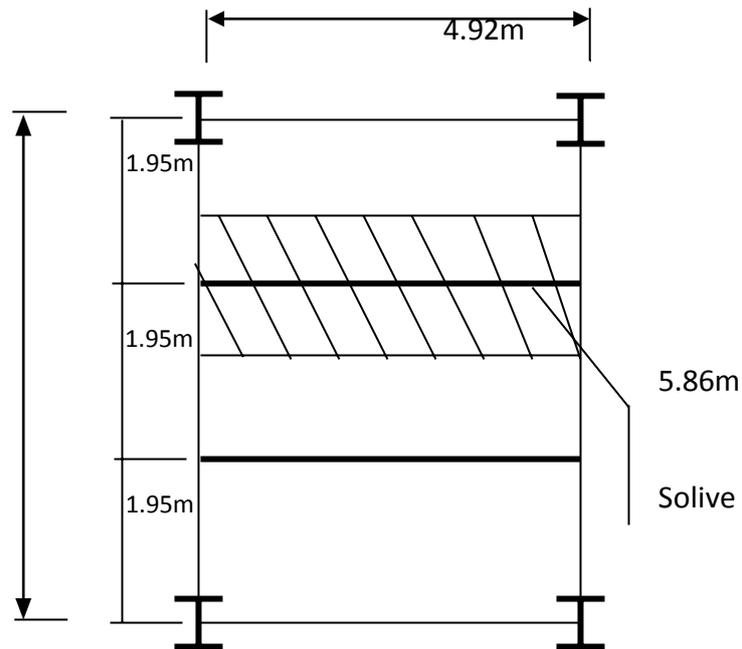


Figure II. 1: Schéma des solives.

II.4.1 Pré dimensionnement de la solive du plancher terrasse inaccessible

II.4.1.1. Choix de profilé

La portée : 4.92 m $\Rightarrow \frac{4.92}{2} = 2.46 \text{ m}$

$$\frac{L}{25} < h < \frac{L}{15} \Rightarrow \frac{4920}{25} < h < \frac{4920}{15}$$

$$98.4\text{mm} < h < 164\text{mm}$$

Le choix : IPE 160

Tableau II. 3: Caractéristique du profile IPE 160

Poids <i>G</i> Kg/m	Section <i>A</i> cm ²	Dimensions			Caractéristiques					
		<i>H</i> mm	<i>B</i> mm	<i>tf</i> mm	<i>tw</i> mm	<i>Iy</i> cm ⁴	<i>Iz</i> cm ⁴	<i>Wpl-y</i> cm ³	<i>iy</i> cm	<i>iz</i> cm
15.8	20.09	160	82	7.4	5.0	869.3	68.31	123.9	6.58	1.84

II.4.1.2. Phase de construction

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

- Poids propre du béton frais $G_b = 3\text{KN/m}^2$
- Poids du bac d'acier... $G_{bac} = 0,15\text{KN/m}^2$
- Surcharge de construction (ouvrier)..... $Q_c = 0,75\text{KN/m}^2$
- Poids P du profile (IPE160) $g_p=0,158\text{KN/m}$

a) Combinaison des charges :

L'entraxe entre les solives est de 1.95m.

➤ ELU :

$$q_u = 1.35 \times (g_p + (G_b + G_{bac}) \times e) + 1.5 \times Q_c \times e$$

$$q_u = 1.35 \times (0.158 + (3 + 0.15) \times 1.95) + 1.5 \times 0.75 \times 1.95$$

$$q_u = 10.70 \text{ KN/ml}$$

➤ ELS :

$$q_s = g_p + (G_b + G_{bac}) \times 1.95 + 0.75 \times 1.95$$

$$q_s = 0.158 + (0.15 + 3) \times 1.95 + 0.75 \times 1.95$$

$$q_s = 7.76 \text{ KN/m}$$

b) Moment fléchissant:

$$M_{sd} \leq M_{plrd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{Mo}}$$

Avec :

$M_{max} = M_{sd}$: Moment appliqué.

$$\gamma_{Mo} = 1$$

$$f_y = 235 \text{ MPa.}$$

- Le moment appliqué :

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{10.70 \times 2.46^2}{8} = 8.09 \text{ KN.m}$$

- Le moment résistant plastique :

$$M_{plrd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{123.9 \times 10^3 \times 235}{1} = 29.12 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} \leq M_{plrd} = 8.09 \text{ KN.m} \leq 29.12 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

c) L'effort tranchant :

$$V_{sd} \leq V_{plrd} = \frac{A_V \times f_y}{\gamma_{Mo} \times \sqrt{3}}$$

Avec :

V_{plrd} : Effort tranchant de plastification de la section

A_V : Aire de cisaillement.

$$A_V = A - (2 \times b \times tf) + (tw + 2r) \times tf$$

$$A_V = [2009 - (2 \times 82 \times 7.4)] + [(5 + 2 \times 9) \times 7.4]$$

$$A_V = 965.6 \text{ mm}^2$$

$$V_{plrd} = \frac{A_V \times f_y}{\gamma_{Mo} \times \sqrt{3}} = \frac{965.6 \times 235 \times 10^{-3}}{1 \times \sqrt{3}} = 131.010 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{10.70 \times 2.46}{2} = 13.16 \text{ KN}$$

$$V_{sd} \leq V_{plrd} = 13.16 \text{ KN.m} \leq 131.10 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$V_{sd} \leq 0.5V_{plrd} = 13.16 \text{ KN.m} \leq 65.55 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

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

d) Vérification de la rigidité:

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

Avec :

$$q_s = 7.76 \text{ KN/ml}$$

$$L = 2.46 \text{ m}$$

$$E = 2.1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$$

$$I_y = 896.3 \text{ cm}^4$$

$$f^{\max} = \frac{5 \times 7.76 \times 2460^4}{384 \times 2.1 \cdot 10^5 \times 896.3 \times 10^4} = 1.97 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{2460}{250} = 9.84 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = 9.84 \text{ mm} \geq f^{\max} = 1.97 \text{ mm} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

e) Vérification de déversement :

$$M_{sd} \leq M_{brd} = \chi_{LT} \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}} \beta_w$$

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

Avec :

$$\beta_w : 1 \text{ (Section de classe I)}$$

$$\gamma_{M1} : 1.1$$

M_{brd} : la résistance de calcul d'un élément non maintenu latéralement au déversement

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{i_z}}{\left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{\frac{L}{i_z}}{\frac{h}{t_f}} \right)^2 \right]^{0.25}} \times \sqrt{C_1}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{2460}{18.4}}{\left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{\left(\frac{2460}{18.4} \right)^2}{\frac{160}{7.4}} \right)^2 \right]^{0.25}} \times \sqrt{1.132} = 96.2$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) \sqrt{\beta_W}$$

$$\lambda_1 = 93.9 \times \varepsilon = 93.9 \times \sqrt{\frac{235}{235}} = 93.9$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \left(\frac{96.2}{93.9} \right) \sqrt{1} = 1.02$$

1.02 > 0.4 \Rightarrow Il faut vérifier le déversement

$$\phi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT} (\overline{\lambda}_{LT} - 0.2) + \overline{\lambda}_{LT}^2 \right] = 1.11$$

ϕ_{LT} : Facteur d'imperfection. Profilé laminé. $\phi_{LT} = 0,21$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1.11 + \sqrt{(1.11^2)(1.02^2)}} = 0.45 \leq 1$$

$$M_{bRd} = \frac{0.45 \times 123.9 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3 \times 1}{1.1} = 11.91 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} \leq M_{bRd} = 8.09 \text{ KN.m} \leq 11.91 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

II.4.1.3. Phase finale

- Poids du profile (IPE160)..... $g_p = 0.158 \text{ KN/ml}$
- Charge permanente..... $G_t = 6.48 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

a. Combinaison des charges :

➤ **ELU :**

$$q_u = 1.35 \times (g_p + (G_t \times e)) + 1.5 \times Q_c \times e$$

$$q_u = 1.35 \times (0.158 + (6.48 \times 1.95)) + 1.5 \times 1.5 \times 1.95$$

$$q_u = 21.66 \text{ KN/ml}$$

➤ ELS :

$$q_s = g_p + (G_t + Q) \times e$$

$$q_s = 0.158 + (6.48 + 1.5) \times 1.95$$

$$q_s = 15.72 \text{ KN.m}$$

• Largeur de la dalle :

$$B_{\text{eff}} = \inf \left\{ \frac{2L_0}{8} \Rightarrow \begin{cases} L_0 : \text{largueur libre d'une poutre simple appuis} \\ b : \text{enteraxe entre les poutre} \end{cases} \right.$$

$$B_{\text{eff}} = \inf \left\{ \begin{array}{l} \frac{2 \times 4.92}{8} = 1.23 \\ b = 1.95 \end{array} \right. \Rightarrow B_{\text{eff}} = 1.23 \text{m}$$

• Position de l'axe neutre plastique :

Tableau II. 4: Position de l'axe neutre

Formules	Applications numériques	Résultats
$F_a = A_a \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$	$F_a = 2009 \times \frac{235}{1}$	472.12 kN
$F_b = \frac{0.85 * B_{\text{eff}} * h_b * F_{c28}}{\gamma_b}$	$F_b = \frac{0.85 * 1230 * 95 * 25}{1.5}$	1655.38 kN
$F_a < F_b$ Axe neutre est dans la dalle de béton		

Remarque :

Axe neutre se trouve dans la dalle de béton, donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est : $M_{pl,rd} = F_a \left(\frac{h}{2} + h_b + h_p - \left(\frac{F_a h_b}{2F_b} \right) \right)$

b. Vérification de l'élément :

Il faut vérifier : $V_{sd}^{\text{max}} < 0.5V_{plrd}$ et $M_{sd}^{\text{max}} < M_{plrd}$

Tableau II. 5: Vérification de l'effort tranchant et le moment fléchissant

Formules	Applications numériques	Résultats
$V_{sd}^{\text{max}} = \frac{q_u L}{2}$	$V_{sd}^{\text{max}} = \frac{20.2 * 4.92}{2}$	49.7 kN
$V_{plrd} = A_v \frac{f_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}}$	$V_{plrd} = 965.6 * \frac{235}{1 * \sqrt{3}}$	131.01 kN
$0.5V_{plrd}$	0.5*131.01	65.51 kN
$V_{sd}^{\text{max}} < 0.5V_{plrd}$ Il y'a pas d'interaction entre l'effort tranchant et moment fléchissant		
$M_{sd}^{\text{max}} = \frac{q_u L^2}{8}$	$M_{sd}^{\text{max}} = \frac{20.2 * 4.92^2}{8}$	61.12 kN.m
$M_{pl,rd} = F_a \left(\frac{h}{2} + h_b + h_p - \left(\frac{F_a h_b}{2F_b} \right) \right)$	$M_{pl,rd} = 429.2 \left(\frac{160}{2} + 95 + 55 - \left(\frac{492.2 * 95}{2 * 1655.38} \right) \right)$	215.88 kN.m
$M_{sd}^{\text{max}} < M_{plrd}$ C'est vérifier		
$r = \frac{M_{sd}^{\text{max}}}{M_{plrd}} = 28\%$ C'est vérifier		

c. Vérification de déversement

Dans cette phase il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement car la solive est maintenue latéralement par le béton dur ce qui empêche le phénomène de se produire

d. Vérification la flèche :

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

$$V = \frac{A_a}{A_b} = \frac{2009}{1230 \times 95} = 0.017 \quad , \quad m = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$I_c = \frac{2009 \times ((95 + 2 \times 55 + 160))^2}{4 \times (1 + 15 \times 0.017)} + \frac{1230 \times 95^3}{12 \times 15} + 869.3 \times 10^4$$

$$I_c = 6.79 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$f^{\max} = \frac{5 \times 14.74 \times 4920^4}{384 \times 2.1 \cdot 10^5 \times 6.79 \times 10^7} = 7.89 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{4920}{250} = 19.68 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = 19.68 \text{ mm} \geq f^{\max} = 7.89 \text{ mm} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

On opte pour les solives de terrasse et étage courants est **IPE160**.

II.5. Pré dimensionnement des poutres principales**II.5.1. Calcul de la poutre principale**

Les poutres principales sont des éléments structuraux, qui permettent de supporter les charges des planchers et les transmettent aux poteaux. Elles sont sollicitées principalement par un moment de flexion. La poutre la plus sollicitée est de L=5.86m

➤ Remarque :

- On citera un seul exemple de poutre la plus sollicitée bien détaillé (poutre intermédiaire de plancher courants).
- Comme les poutres non porteuses sont dans la même direction que les solives et ont le même rôle et les mêmes longueurs donc on ne fera que le calcul des poutres porteuses et on opte pour les sections trouvées dans le calcul des solives.

II.5.1.1. Poutre principale intermédiaire de grande portée (courant)

- **Choix de profilé**

$$\frac{L}{25} < h < \frac{L}{15} \Rightarrow \frac{5860}{25} < h < \frac{5860}{15}$$

$$234.4mm < h < 390.6mm$$

Le choix : IPE 360

Tableau II. 6: Caractéristique du profile IPE 360

Poids <i>G</i> Kg/m	Section <i>A</i> cm ²	Dimensions			Caractéristiques					
		<i>h</i> mm	<i>b</i> mm	<i>tf</i> mm	<i>tw</i> mm	<i>Iy</i> cm ⁴	<i>Iz</i> cm ⁴	<i>Wpl-y</i> cm ³	<i>iy</i> cm	<i>iz</i> cm
57.1	72.73	360	170	12.7	8	16270	1043	1019	14.95	3.79

- **Phase construction :**

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

- Poids propre du profiler IPE 360... $g_p=0.571$ KN/ml
- Poids propre du béton frais $G_b=3$ KN/m²
- Poids du bac d’acier... $G_{bac}=0.15$ KN/m²
- Surcharge de construction $Q_c=0.75$ KN/m²

a. Calcul des réactions des solives:

ELU:

$$q_u = 10.70 \text{ KN/ml}$$

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

$$R_u = \frac{10.70 \times 4.92}{2} = 26.32 \text{ KN}$$

ELS:

$$q_s = 7.76 \text{ KN/ml}$$

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

$$R_s = \frac{7.76 \times 4.92}{2} = 19.09 \text{ KN}$$

b. Combinaison des charges :

ELU :

$$q_u = 1.35 \times (g_p + (G_b + G_{bac}) \times b) + 1.5 \times Q_c \times b$$

$$q_u = 1.35 \times (0.571 + (3+0.15) \times 0.17) + 1.5 \times 0.75 \times 0.17$$

$$q_u = 1.69 \text{ KN/ml}$$

ELS:

$$q_s = g_p + (G_b + G_{bac}) \times b + 0.75 \times b$$

$$q_s = 0.571 + (0.15+3) \times 0.17 + 0.75 \times 0.17$$

$$q_s = 1.23 \text{ KN/m}$$

c. Vérification de l'élément :

Il faut vérifier : $V_{sd}^{max} < 0.5V_{plrd}$ et $M_{sd}^{max} < M_{plrd}$

(IPE360 est de classe 1)

$$A_v = A - (2 \times b \times tf) + (tw + 2r) \times tf$$

$$A_v = [7273 - (2 \times 170 \times 12.7)] + [(8 + 2 \times 18) \times 12.7]$$

$$A_v = 3513.8 \text{ mm}^2$$

Tableau II. 7: Vérification de l'effort tranchant et le moment fléchissant

Formules	Applications numériques	Résultats
$V_{sd}^{max} = \frac{q_u L}{2} + R_u$	$V_{sd}^{max} = \frac{1.69 * 5.86}{2} + 26.32$	31.27 kN
$V_{plrd} = A_v \frac{f_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}}$	$V_{plrd} = 3513.8 * \frac{235}{1 * \sqrt{3}} * 10^{-3}$	476.74 kN
$0.5V_{plrd}$	$0.5 * 476.74$	238.37 kN
$V_{sd}^{max} < 0.5V_{plrd}$ Il y'a pas d'interaction entre l'effort tranchant et moment fléchissant		
$M_{sd}^{max} = \frac{q_u L^2}{8} + \frac{R_u L}{3}$	$M_{sd}^{max} = \frac{1.69 * 5.86^2}{8} + \frac{26.32 * 5.86}{3}$	58.67 kN.m
$M_{plrd} = W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$	$M_{plrd} = 1019 * \frac{235}{1} * 10^{-3}$	239.47 kN.m
$M_{sd}^{max} < M_{plrd}$ C'est vérifier		
$r = \frac{M_{sd}^{max}}{M_{plrd}} = 34\%$ C'est vérifier		

d. Vérification de déversement :

La vérification au déversement en phase de construction est exigée par les Euro-codes néanmoins la poutre étant maintenu latéralement par les solives de part et d'autre, ont considéré qui la poutre ne risque pas de se déverser.

e. Vérification la flèche :

Il faut vérifier : $f^{max} < f^{adm}$

Tableau II. 8: Vérification de la flèche (phase de construction)

Formules	Applications numériques	Résultats
$f_{i1} = \frac{5q_s L^4}{384EI_y}$	$f_{i1}^{max} = \frac{5 * 1.23 * 5860^4}{384 * 2.1 * 10^5 * 16270 * 10^4}$	0.55 mm
$f_{i2} = \frac{23R_s L^3}{644EI_y}$	$f_{i2}^{max} = \frac{23 * 19.09 * 10^3 * 5860^3}{648 * 2.1 * 10^5 * 16270 * 10^4}$	3.99 mm
$f_{i tot}^{max} = f_{i1} + f_{i2}$	$f_{i tot}^{max} = 0.55 + 5.56$	4.54 mm
$f_{tot}^{max} = 4.54 \text{ mm} < f^{adm} = 23.44 \text{ mm}$..... C'est vérifié		

- **Phase finale**

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

- Poids propre du profilé IPE 360...
 $g_p = 0,571 \text{ kN/m}$
- Poids du plancher courant..... $G_t = 6.99 \text{ kN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation..... $Q_c = 1.5 \text{ kN}$

1. Calcul des réactions des solives:

ELU:

$$q_u = 21.66 \text{ KN/ml}$$

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

$$R_u = \frac{21.66 \times 4.92}{2} = 53.28 \text{ KN}$$

ELS:

$$q_s = 15.72 \text{ KN/ml}$$

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

$$R_s = \frac{15.72 \times 4.92}{2} = 38.67 \text{ KN}$$

2. Combinaison des charges :

ELU :

$$q_u = 1.35 \times (g_p + (G_t \times b)) + 1.5 \times Q_c \times b$$

$$q_u = 1.35 \times (0.571 + (6.99 \times 0.17)) + 1.5 \times 1.5 \times 0.17$$

$$q_u = 2.76 \text{ KN/ml}$$

ELS :

$$q_s = g_p + (G_t + G_c) \times b$$

$$q_s = 0.571 + (6.99 + 1.5) \times 0.17$$

$$q_s = 2.01 \text{ KN/m}$$

- **Largeur de la dalle :**

$$B_{\text{eff}} = \inf \left\{ \begin{array}{l} \frac{2L_0}{8} \\ b \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} L_0 : \text{largueur libre d'une poutre simple appuis} \\ b : \text{enteraxe entre les poutre} \end{array} \right.$$

$$B_{\text{eff}} = \inf \left\{ \begin{array}{l} \frac{2 \times 5.86}{8} = 1.45 \\ b = 4.92 \text{ m} \end{array} \right\} \Rightarrow B_{\text{eff}} = 1.45 \text{ m}$$

- Position de l'axe neutre plastique :

Tableau II. 9: Position de l'axe neutre

Formules	Applications numériques	Résultats
$F_a = A_a \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$	$F_a = 7273 \times \frac{235}{1}$	1709.16 kN
$F_b = \frac{0.85 * B_{eff} * h_b * F_{c28}}{\gamma_b}$	$F_b = \frac{0.85 * 1450 * 95 * 25}{1.5}$	1951.46 kN
$F_a < F_b$ Axe neutre est dans la dalle de béton		

Remarque :

Axe neutre se trouve dans la dalle de béton, donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est : $M_{pl,rd} = F_a \left(\frac{h}{2} + h_b + h_p - \left(\frac{F_a h_b}{2F_b} \right) \right)$

3. Vérification de l'élément :

Il faut vérifier : $V_{sd}^{max} < 0.5V_{plrd}$ et $M_{sd}^{max} < M_{plrd}$

Tableau II. 10: Vérification de l'effort tranchant et le moment fléchissant

Formules	Applications numériques	Résultats
$V_{sd}^{max} = \frac{q_u L}{2} + R_u$	$V_{sd}^{max} = \frac{2.76 * 5.86}{2} + 53.28$	61.37 kN
$V_{plrd} = A_v \frac{f_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}}$	$V_{plrd} = 3513.8 * \frac{235}{1 * \sqrt{3}} * 10^{-3}$	476.74 kN
$0.5V_{plrd}$	$0.5 * 476.74$	238.37 kN
$V_{sd}^{max} < 0.5V_{plrd}$ Il y'a pas d'interaction entre l'effort tranchant et moment fléchissant		
$M_{sd}^{max} = \frac{q_u L^2}{8} + \frac{R_u L}{3}$	$M_{sd}^{max} = \frac{2.76 * 5.86^2}{8} + \frac{53.28 * 5.86}{3}$	115.92 kN.m
$M_{pl,rd} = F_a \left(\frac{h}{2} + h_b + h_p - \left(\frac{F_a h_b}{2F_b} \right) \right)$	$M_{pl,rd} = 1709.16 \left(\frac{360}{2} + 95 + 55 - \left(\frac{1709.16 * 95}{2 * 1951.46} \right) \right)$	492.92 kN.m
$M_{sd}^{max} < M_{plrd}$ C'est vérifier		
$r = \frac{M_{sd}^{max}}{M_{plrd}} = 24\%$ C'est vérifier		

4. Vérification de déversement

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

5. Vérification la flèche :

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

$$V = \frac{A_a}{A_b} = \frac{7273}{1450 \times 95} = 0.053 \quad , \quad m = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$I_c = \frac{7273 \times ((95 + 2 \times 55 + 360))^2}{4 \times (1 + 15 \times 0.053)} + \frac{1450 \times 95^3}{12 \times 15} + 16270 \times 10^4$$

$$I_c = 4.93 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

$$f^{\max 1} = \frac{5 \times 2.01 \times 5860^4}{384 \times 2.1 \cdot 10^5 \times 4.93 \times 10^8} = 0.30 \text{ mm}$$

$$f^{\max 2} = \frac{23 \times 38.67 \times 10^3 \times 5860^3}{648 \times 2.1 \cdot 10^5 \times 4.93 \times 10^8} = 2.66 \text{ mm}$$

$$f^{\max} = f^{\max 1} + f^{\max 2} + f^{\text{con}} = 0.30 + 2.66 + 4.54$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{5860}{250} = 23.44 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = 23.44 \text{ mm} \geq f^{\max} = 7.5 \text{ mm} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

✓ On opte pour les poutres principales de terrasse et étage courants est **IPE360**.

II.6. Calcul des connecteurs

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

Résistance au cisaillement P_{rd} :

Tableau II. 11: Résistance au cisaillement

Formules	Applications numériques	Résultats
$P_{rd}^{(1)} = 0.8 * f_u * \frac{(\pi d^2 / 4)}{\gamma_v}$	$P_{rd}^{(1)} = 0.8 * 450 * \frac{(\pi * 19^2 / 4)}{1.25}$	81.66 kN
$P_{rd}^{(2)} = 0.29 * \alpha * d^2 * \frac{\sqrt{f_{ck} * E_{cm}}}{\gamma_v}$	$P_{rd}^{(2)} = 0.29 * 1 * 19^2 * \frac{\sqrt{25 * 30.5 * 10^3}}{1.25}$	73.13 kN
$P_{rd} = \min (P_{rd}^{(1)}; P_{rd}^{(2)})$	$P_{rd} = \min (73.13; 81.66)$	73.13 kN

Avec :

$P_{rd}^{(1)}$: formule concernant la ruine du goujon

$P_{rd}^{(2)}$: formule concernant le béton enrobant le goujon

d : le diamètre du fût du goujon

h : hauteur hors tout du goujon

f_{ck} : La résistance caractéristique du béton en compression

E_{cm} : La valeur moyenne du module sécant du béton

f_u : Résistance caractéristique des connecteurs ; sans dépasser $500 \text{ N/mm}^2 [1]^1$

γ_v : Le facteur partiel de sécurité, pris égale à 1.25 dans les deux formules (en conformité avec l'indice de fiabilité adopté dans [2]¹).

$$\alpha : \text{Un facteur correctif} \begin{cases} \text{si : } \frac{h}{d} > 4 \rightarrow \alpha = 1 \\ \text{si : } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4 \rightarrow \alpha = 0.2 \left(\frac{h}{d} + 1 \right) \end{cases}$$

II.6.1. Influence du sens du bac d'acier

II.6.1.1. Solive

Lorsque les nervures de la tôle profilée de la dalle sont perpendiculaires à la solive les résistances données par les formules $P_{rd}^{(1)}$ et $P_{rd}^{(2)}$ doivent être multipliées par un coefficient k_t de réduction éventuelle.

$$k_t = \frac{0.7 * b_0}{\sqrt{N_r} * h_p} * \left(\frac{h}{h_p} - 1 \right)$$

($h_p = 55 \text{ mm} \leq 85 \text{ mm}$) et ($b_0 = 88.5 \text{ mm} \geq h_p = 55 \text{ mm}$) C'est vérifié.

N_r : Nombre de goujon par nervure = $1 H_p = 55 \text{ mm}$

$h_c = 95 \text{ mm}$ (hauteur du connecteur)

$b_0 = 88,5 \text{ mm}$ Largeur moyenne de la nervure

Donc :

Tableau II. 12: Influence du sens du bac d'acier sur la solive

Formules	Applications numériques	Résultats
$k_t = \frac{0.7 * b_0}{\sqrt{N_r} * h_p} * \left(\frac{h}{h_p} - 1 \right)$	$k_t = \frac{0.7 * 88.5}{\sqrt{1} * 55} * \left(\frac{95}{55} - 1 \right)$	0.82
$P_{rd} * k_t$	$73.13 * 0.82$	59.97 kN



▪ **Effort tranchant repris par les goujons R_L :**

La méthode est basée sur le calcul de l'effort total de cisaillement longitudinal R_L exercé sur chaque longueur critique 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 :

- $R_L = \min(F_a (solive), F_b (solive))$
- $R_L = 472.12 \text{ kN}$

- **Nombre des connecteurs :**

Tableau II. 13: Nombre des goujons des solives

Formules	Applications numériques	Résultats
$N_{\text{connecteur}} = \frac{R_L}{P_{rd} * k_t}$	$N_{\text{connecteur}} = \frac{472.12}{59.97}$	7.87
Soit 8 goujons sur la demi-longueur de la solive, c'est-à-dire 16 connecteurs sur la longueur totale de la solive.		
$e = \frac{L}{N_{\text{conec}} - 1}$	$e = \frac{4920}{16 - 1}$	328 mm
$e_{\text{min}} = 5d$	$e_{\text{min}} = 5 * 19$	95 mm
$e_{\text{min}} < e$ C'est vérifié		
Terrasse		16
Courants		16

II.6.1.2. Poutre

Lorsque les nervures de la tôle profilée de la dalle sont parallèlement à la poutre les résistances données par les formules $P_{rd}^{(1)}$ et $P_{rd}^{(2)}$ doivent être multipliées par un coefficient k_t de réduction éventuelle.

$$k_t = \frac{0.7 * b_0}{\sqrt{N_r} * h_p} * \left(\frac{h}{h_p} - 1 \right)$$

La formule n'est applicable que si :

$$(h = 19 \text{ mm} < h_p + 75\text{mm} = 130\text{mm}) \dots\dots\dots \text{C'est vérifié}$$

Donc :

Tableau II. 14: Influence du sens du bac d'acier sur la poutre

Formules	Applications numériques	Résultats
$k_t = \frac{0.7 * b_0}{\sqrt{n_r} * h_p} * \left(\frac{h}{h_p} - 1 \right)$	$k_t = \frac{0.7 * 88.5}{\sqrt{1} * 55} * \left(\frac{95}{55} - 1 \right)$	0.82
$P_{rd} * k_t$	$73.13 * 0.82$	59.97 kN

- **Effort tranchant repris par les goujons R_L :**

La méthode est basée sur le calcul de l'effort total de cisaillement longitudinal R_L exercé sur chaque longueur critique 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 :

- $R_L = \min(F_{a(pp)}, F_{b(pp)})$
- $R_L = 1709.16 \text{ kN}$
- **Nombre des connecteurs :**

Tableau II. 15: Nombre des goujons des poutres principales

Formules	Applications numériques	Résultats
$N_{\text{connecteur}} = \frac{R_L}{P_{rd} * k_t}$	$N_{\text{connecteur}} = \frac{1709.16}{59.97}$	28.50
Soit 29 goujons sur la demi-longueur de la solive, c'est-à-dire 58 connecteurs sur la longueur totale de la poutre principale.		
$e = \frac{L}{N_{\text{connec}} - 1}$	$e = \frac{5860}{58 - 1}$	102.81 mm
$e_{\min} = 5d$	$e_{\min} = 5 * 19$	95 mm
$e_{\min} < e$ C'est vérifié		
Terrasse		58
Courants		58

II.7. Calcul des poteaux

Un poteau est un élément vertical destiné principalement à transmettre les charges verticales et horizontales vers les fondations. Les profilés laminés en H sont les plus utilisés pour ce type d'élément car ils ont une bonne résistance (grande inertie) dans les deux directions.

Les poteaux sont pré-dimensionnés en compression simple en choisissant le poteau le plussollicité de la structure. C'est-à-dire, **un poteau central**.

Les calculs se font selon les étapes suivantes :

- Calcul de l'effort normal de compression N_{sd} sollicitant le poteau
- Dimensionnement et choix du profilé avec la formule de résistance à la compression.
- Vérifier de ce dernier avec la formule de flambement simple :

$$N_{sd} \leq \chi * \beta_a * A * \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

- La surface : **S = 27.58 m²**

II.7.1. Les charges permanentes

- Poids du plancher terrasse : $G_t * S = 6.48 \times 27.58 = 178.72$ KN
- Poids de poutre principale : $G_{pp} \text{ (IPE 360)} = (0.571 \times 2.90) + (0.571 \times 2.93) = 3.33$ KN
- Poids des poutres non porteuses : $G_{ps} \text{ (IPE 160)} = 0.158 \times 4.92 = 0.777$ kN
- Poids des solives : $G_{solive} \text{ (IPE 120)} = (0.158 \times 4.92) \times 2 = 1.55$ kN
- Poids du plancher courant : $G_c * S = 6.99 \times 27.58 = 192.78$ KN

Tableau II. 16: La charge permanente sur le poteau le plus sollicité

Niveau	G cumulé (kN)	Surface (m ²)
Terrasse	178.72	27.58
7 ^e	357.44	27.58
6 ^e	536.16	27.58
5 ^e	714.88	27.58
4 ^e	893.6	27.58
3 ^e	1072.32	27.58
2 ^e	1251.04	27.58
1 ^e	1429.76	27.58
RDC	1608.48	27.58
SOUS SOL	1787.20	27.58

II.7.2 Les charge d'exploitation Q :

- Plancher terrasse = $1 * 27.58 = 27.58$ kN
- Plancher courant = $1.5 * 27.58 = 41.37$ kN
- Plancher courant commercial = $5 * 27.58 = 137.9$ kN

Tableau II. 17 : La charge d'exploitation sur le poteau central (loi de dégression)

Niveaux	Surface (m ²)	Surcharges	Surcharges (KN)
8 ^e	27.58	$\sum_0 = Q_0$	27.58
7 ^e	27.58	$\sum_1 = Q_0 + Q_1$	68.95
6 ^e	27.58	$\sum_2 = \sum_1 + 0,9Q_2$	106.18
5 ^e	27.58	$\sum_3 = \sum_2 + 0,8Q_3$	139.28
4 ^e	27.58	$\sum_4 = \sum_3 + 0,7Q_4$	168.24
3 ^e	27.58	$\sum_5 = \sum_4 + 0,6Q_5$	193.06
2 ^e	27.58	$\sum_6 = \sum_5 + 0,5Q_6$	213.75
1 ^e	27.58	$\sum_7 = \sum_6 + 0,5Q_7$	234.43
RDC	27.58	$\sum_8 = \sum_7 + 0,5Q_8$	255.12
SOUS SOL	27.58	$\sum_9 = \sum_7 + 0,5Q_9$	275.81

II.7.3. Calcul de la sollicitation

$$N_{sd} \leq N_{c,rd}$$

$$N_{sd} = 1.35G + 1.5Q$$

$$N_{c,rd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{m0}}$$

Avec :

N_{sd} : effort normal de compression interne de la section transversale.

$N_{c, rd}$: effort résistant à la compression.

Donc :

$$A_{calculé} \geq \frac{N_{sd} * \gamma_{m0}}{f_y}$$

$$N_{sd} = 1.35G + 1.5Q$$

$$N_{sd} = 1.35 \times 1608.48 + 1.5 \times 275.81 = 2585.16 \text{ KN}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{2585.16 \times 10^3 \times 1}{235} = \mathbf{110.01 \text{ cm}^2}$$

✓ Profilé choisi **HEB 260**.

Tableau II. 18: Les efforts normaux, la section et le profilé des poteaux

Niveaus	Nsd (KN)	A (cm ²)	Profilé
8 ^{eme} étage	283.20	12.05	HEB 100
7 ^{eme} étage	585.97	24.93	HEB 100
6 ^{eme} étage	883.09	37.58	HEB 140
5 ^{eme} étage	1174.01	49.96	HEB 160
4 ^{eme} étage	1458.72	62.07	HEB 180
3 ^{eme} étage	1737.22	73.92	HEB 200
2 ^{eme} étage	2009.53	85.51	HEB 220
1 ^{eme} étage	2281.82	97.10	HEB 240
RDC	2554.13	108.69	HEB 260
SOUS SOL	2585.16	110.01	HEB 260

II.7.4. Vérification du flambement:

- Poteau plus sollicité : Poteaux HEB 260

$$N_{sd} \leq \chi * \beta_a * A * \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

Avec :

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

$\gamma_{m1} = 1.1$

χ : Facteur de réduction pour le déversement.

$f_y = 235$ MPa

Tableau II. 19: choix du profilé

Etages	N_{sd} (kN)	$A_{calculé}$ (cm ²)	Profilé choisie	$A_{choisie}$ (cm ²)
8 ^e , 7 ^e	869.17	40.67	HEB 140	42.96
6 ^e , 5 ^e	2057.10	96.29	HEB 240	106.0
3 ^e , 4 ^e	3195.94	149.60	HEB 320	160.3
1 ^e , 2 ^e	4291.35	200.87	HEB 450	218.0
RDC et SS	5139.30	240.56	HEB 550	254.1

On a :

$$\lambda_1 = 93.91\epsilon$$

- λ_1 : Élancement intermédiaire.

$$\left. \begin{array}{l} \lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} \\ \lambda_z = \frac{l_{fz}}{i_z} \end{array} \right\} \lambda = \max(\lambda_y; \lambda_z) \rightarrow \bar{\lambda} = \frac{\lambda_{max}}{\lambda_1}$$

- Si $\bar{\lambda} \leq 0.2$ le flambement n'est pas à considérer.

$\bar{\lambda}$: Élancement réduit.

l_f : Longueur de flambement.

i : Rayon de giration

- Choix de la courbe de de flambement grâce au [2]²:

Tableau II. 20: d'imperfection α

Courbe de flambement	a	b	c	d
Facteur d'imperfection α	0.21	0.34	0.49	0.76

α : Coefficient d'imperfection.

II.7.4.1. Détermination de χ

$$\phi = 0.5 * (1 + \alpha * (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2)$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 + \bar{\lambda}^2}} \leq 1$$

$\beta_a = 1$ pour une section de classes 1,2 et 3.

$\gamma_{m1} = 1.1$ pour une section de classes 1,2 et 3.

II.7.4.2 Vérification selon la réglementation du flambement simple

$$N_{sd} \leq \chi * \beta_a * A * \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

Tableau II. 21: Vérification des profilés.

Étages	Profilé	$\bar{\lambda}$	α	ϕ	χ	$N_{sd}(\text{kN})$	$N_{b, rd}(\text{kN})$
8 ^e , 7 ^e	HEB 180	0.753	0.34	0.877	0.754	869.17	1051.06
6 ^e , 5 ^e	HEB 280	0.485	0.34	0.666	0.890	2057.10	2498.40
3 ^e , 4 ^e	HEB 360	0.459	0.34	0.649	0.903	3195.94	3484.02
1 ^{er} , 2 ^e	HEB 500	0.473	0.34	0.658	0.897	4291.35	4569.90
RDC et SS	HEB 650	0.492	0.34	0.671	0.887	5139.30	5425.89

Tableau II. 22: Le choix finals des poteaux.

Les étages	Les profilés
8 ^e , 7 ^e	HEB 180
6 ^e , 5 ^e	HEB 280
3 ^e , 4 ^e	HEB 360
1 ^{er} , 2 ^e	HEB 500
RDC et SS	HEB 650

II.8. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons fait le pré dimensionnement des éléments principaux en appliquant les formules existantes dans les règlements[1]et [2].

Cette étude nous a permis de choisir les éléments adéquats qui peuvent tenir la structure stable, le choix des profilés finals est comme suit :

-Les poutres principales **IPE 360**

-Les solives **IPE 160**

Chapitre III

Calcul des éléments secondaires

III.1 Introduction

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement au contreventement.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Dans le présent chapitre nous considérons l'étude des éléments que comporte notre bâtiment. Nous citons l'acrotère, les escaliers, dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

III.2. Calcul des Escaliers

Les escaliers sont en charpente métallique : Pour le dimensionnement des marches (g : giron) et contres marches (h), on utilise la formule de BLONDEL : $59cm \leq (g + 2h) \leq 66cm$

Donc :

$$59cm \leq (g + 2h) \leq 66cm$$

h : varie de 14 cm à 20 cm

g : varie de 22 cm à 30 cm

III.2.1. La vérification de la relation de BLONDEL

Giron = 30cm

On a: $59cm \leq (30 + 2h) \leq 66cm$; $59cm \leq 64 \leq 66cm$ CV

Pour : $h = 17cm$

On a :

Hauteur d'étage = 3.23m

Contre marche $h = 17$ cm.

Largeur de la marche $g = 30$ cm.

Nombre des contres marches contre marches $n = \frac{3.23}{0.17} = 10$

Nombre des marches $m = n - 1 = 10 - 1 = 9$

Emmarchement = 1.20

L'inclinaison de la paillasse : $\tan \alpha = \frac{9 \times 17}{300} = 0.51 \Rightarrow \alpha = 27.02$

La longueur de la paillasse : $L = l = \frac{170}{\sin \alpha} = 3.74$

III.2.2. Dimensionnement des éléments porteurs

III.2.2.1. Conception d'une marche

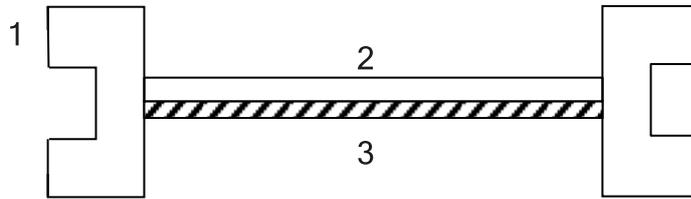


Figure III. 1: Schéma de la conception d'une marche.

1 : Limon UAP.

2 : La tôle.

3: Cornière.

III.2.2.2. Dimensionnement des cornières

➤ Évaluation des charges :

Charges Permanentes « G » :

Tôle (5mm)0,45 KN/m²

Mortier de pose (2mm)0,40 KN/m²

Revêtement (granito 2mm)0,40 KN/m²

G = 1.25 KN/m²

Surcharge d'exploitation « Q »

Q = 1.5 KN/m²

- **Remarque :** Chaque cornière reprend la moitié de la charge.

➤ Combinaison des charges :

ELU :

$$q_u = [(1.35 \times 1.25) + (1.5 \times 1.5)] \times 0.3$$

$$q_u = 1.181 \text{ KN/ml}$$

ELS :

$$q_s = (1.25 + 1.5) \times 0.3$$

$$q_s = 0.825 \text{ KN/ml}$$

III.2.2.3. Dimensionnement du support des marches

➤ Condition de la flèche :

$$\bar{f} = \frac{L}{250} \geq f^{\max} = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I} \Rightarrow I \geq \frac{5 \times q_s \times L^3 \times 250}{384 \times E}$$

$$I \geq \frac{5 \times 0.825 \times 1300^3 \times 250}{384 \times 2.1 \times 10^5} = 2.81 \text{ cm}^4$$

On opte pour une cornière **L35X35 X4** qui a les caractéristiques suivantes :

- $I_y = I_z = 2.95 \text{ cm}^4$
- $W_x = W_y = 1.18 \text{ cm}^3$
- $A = 2.67 \text{ cm}^2$

➤ Moment fléchissant:

$$M_{sd} \leq M_{plrd} = \frac{W_{el} \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

- Le moment appliqué :

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{1.181 \times 1.3^2}{8} = 0.249 \text{ KN.m}$$

- Le moment résistant plastique :

$$M_{plrd} = \frac{W_{el} \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{1.18 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 0.252 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} \leq M_{plrd} = 0.249 \text{ KN.m} \leq 0.252 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

➤ Limon de la volée :

Les charges qui sollicitent la poutre du limon sont :

ELU :

$$q_u = [(1.35 \times 1.25) + (1.5 \times 1.5)] \times (1.3/2)$$

$$q_u = 2.559 \text{ KN/ml}$$

ELS :

$$q_s = (1.25 + 1.5) \times (1.3/2)$$

$$q_s = 1.788 \text{ KN/ml}$$

➤ **Condition de la flèche :**

$$\bar{f} = \frac{L}{250} \geq f^{\max} = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I} \Rightarrow I \geq \frac{5 \times q_s \times L^3 \times 250}{384 \times E}$$

$$I \geq \frac{5 \times 1.788 \times 2520^3 \times 250}{384 \times 2.1 \times 10^5} = 44.35 \text{ cm}^4 \leq 206 \text{ cm}^4$$

On choisit un **UPN 100**

➤ **Condition de la résistance :**

$$q_u = 2.559 + 1.35 \times 0.106 = 2.70 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2.70 \times 2.54^2}{8} = 2.18 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{49 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 10.47 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification du cisaillement :**

$$V_{sd} \leq V_{plrd} = \frac{A_V \times f_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}}$$

$$A_V = A - (2 \times b \times tf) + (tw + 2r) \times tf$$

$$A_V = [1350 - (2 \times 50 \times 8.5)] + [(6 + 2 \times 8.5) \times 8.5]$$

$$A_V = 304.5 \text{ mm}^2$$

$$V_{plrd} = \frac{A_V \times f_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}} = \frac{304.5 \times 235 \times 10^{-3}}{1 \times \sqrt{3}} = 41.31 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2.70 \times 3.6}{2} = 4.86 \text{ KN}$$

$$V_{sd} \leq V_{plrd} = 4.86 \text{ KN} \leq 41.31 \text{ KN} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

On prend un **UPN 100** pour la poutre du limon.

III.2.3. Étude du palier

➤ **Évaluation des charges :**

Charges Permanentes « G » :

Cofraplus 550.13KN/ml.

Poids de la dalle (e=8cm) 2.00KN/ml

Mortier de pose (e=2cm)0.40KN/ml

Revêtement en carrelage (2cm) 0.40KN/ml

G=2.93KN/ml

Surcharge d'exploitation « Q »

Q = 1.5 KN/m²

Chargement linéaire :

$$G = 2.93 \times 4 = 11.72 \text{ kN/m}$$

$$Q = 1.5 \times 4 = 6 \text{ kN/m}$$

ELU :

$$q_u = (1.35 \times 11.72) + (1.5 \times 6)$$

$$q_u = 24.82 \text{ KN/ml}$$

ELS:

$$q_s = (11.72 + 6)$$

$$q_s = 17.72 \text{ KN/ml}$$

➤ **Condition de la flèche :**

$$\bar{f} = \frac{L}{250} \geq f^{\max} = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I} \Rightarrow I \geq \frac{5 \times q_s \times L^3 \times 250}{384 \times E}$$

$$I \geq \frac{5 \times 17.72 \times 4000^3 \times 250}{384 \times 2.1 \times 10^5} = 1757.94 \text{ cm}^4 \leq 2772 \text{ cm}^4$$

On choisit un **IPE220**.

➤ **Condition de la résistance :**

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{24.82 \times 4^2}{8} = 49.64 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{285.4 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 60.97 \text{ KN.m}$$

On prend un **IPE220** pour la poutre du palier.

III.3. Acrotère

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi contre toute chute. Il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre G et à une surcharge horizontale Q due à une main courante. Le calcul se fera en flexion composée au niveau de la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire. L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable. Dans ce cas, le calcul se fera à l'ELU et à l'ELS.

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

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

III.3.1. Calcul des charges sollicitant l'acrotère

Charges Permanentes « G » :

La surface de l'acrotère :

$$S = 0.1 \times 0.6 + 0.05 \times 0.05 + (0.05 \times 0.04) / 2 = 0.064 \text{ m}^2$$

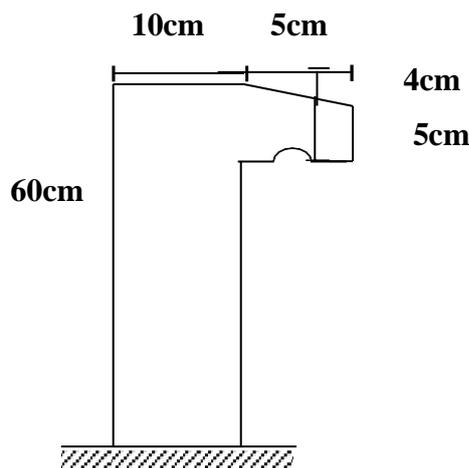


Figure III. 2: Dimensions de l'acrotère.

Poids propre de l'acrotère : $25 \times 0.064 = 1.588 \text{ kN/ml}$

Revêtement : $18 \times 2 \times 0.015 \times 0.6 = 0.324 \text{ kN/ml}$

$$\mathbf{G = 1.19 \text{ kN/ml}}$$

Surcharge d'exploitation « Q » :

On prend en considération l'effet de la main courante d'où $\mathbf{Q = 1 \text{ kN/ml}}$

III.3.2. Calcul de la force sismique

L'acrotère doit être vérifié sous l'action d'un effort sismique F_P appliqué à sa partie supérieure.

Si $F_P > 1.5 Q$; on va utiliser cette force pour déterminer les efforts qui seront utilisés pour le calcul des armatures de ferrailage.

$$\text{On a : } F_P = 4 \times C_P \times W_P$$

Avec :

F_P : force horizontale agissant sur les éléments non structuraux.

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

C_P : facteur des forces horizontales ($C_P = 0,8$) élément consol

W_P : poids de l'acrotère $W_P = 2,05 \text{ kN/ml}$

$$F_P = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,05 = 1,64 \text{ kN/ml}$$

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

Donc $F_P = 1,64 > 1,5$

Alors on va utiliser la force sismique F_P pour le calcul des efforts qui agissent sur l'acrotère.

III.3.2.1. Détermination des efforts

✓ Calcul des efforts à L'ELU

$$N_u = 1,35 G = 1,35 \times 1,19 = 2,58 \text{ kN}$$

$$M_u = F_P \times h = 1,64 \times 0,6 = 0,984 \text{ kN.m}$$

$$T_u = F_P = 1,64 \text{ kN}$$

✓ Calcul des efforts à L'ELS

$$N_s = G = 1,19 \text{ kN}$$

$$M_s = \frac{F_P}{1,5 \times h} = \frac{1,64}{1,5 \times 0,60} = 0,656 \text{ kN.m}$$

$$T_s = \frac{F_P}{1,5} = \frac{1,64}{1,5} = 1,09 \text{ kN}$$

III.3.2.2. Ferrailage de la section de l'acrotère

L'acrotère est sollicité en flexion composée le calcul s'effectuera à L'ELU. Données :

$$M_u = 0,984 \text{ kN.m} ; b = 100 \text{ cm} ; h = 10 \text{ cm} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; N_u = 2,58 \text{ kN} ;$$

$$\sigma_{bc} = 14,2 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa} ; d = 0,9 h = 9 \text{ cm} ; c = c' = 2 \text{ cm}$$

✓ Calcul de l'excentricité : (centre de pression)

$$\left\{ \begin{array}{l} e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.984}{2.58} = 38.13 \text{ cm} \\ \frac{h}{2} - c = 3 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow e_0 \geq \frac{h}{2} - c \Leftrightarrow \text{Section partiellement comprimée (SPC)}$$

✓ Calcul du moment active:

$$M_F = Mu + Nu \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$M_F = 0.984 + 2.58 (0.03)$$

$$\text{D'où : } M_F = 1.061 \text{ kN.m}$$

$$\text{D'après l'organigramme : } M = M_F = 1.061 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_F}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{1.061 \times 10^6}{1000 \times 90^2 \times 14.2} = 0.0092$$

$$\mu = 0.0029 < \mu_R = 0.392 \Rightarrow A_s' = 0 \text{ (pas d'acier comprimés)}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0092}}{0.8} = 0.0116$$

$$Z = d(1 - 0.4 \times \alpha) = 9(1 - 0.4 \times 0.0116) = 8.96 \text{ cm}$$

$$\mu < 0.186 \Rightarrow \varepsilon_s = 10\% \text{ d'où } \sigma_s = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_F}{Z \times \sigma_s} = \frac{1.061 \times 10^6}{89.6 \times 384} = 30.84 \text{ mm}^2$$

D'où

$$A_1 = A_s \text{ et } A_2 = A_s - \frac{Nu}{\sigma_s} = 30.84 - \frac{2.58 \times 10^3}{384} = 24.12 \text{ mm}^2$$

$$\text{On obtient : } A_1 = 0 \text{ et } A_2 = 0.2412 \text{ cm}^2$$

✓ Condition de non fragilité :

$$A_{s \min} \geq 0.23 b d \left(\frac{f_{t28}}{f_e} \right) = 0.23 \times 1000 \times 90 \times \left(\frac{2.1}{400} \right) = 1.09 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } A_s = \max(A_2; A_{s \min}) = 1.09 \text{ cm}^2$$

La section choisie est **4Ø6** avec $A_s = 1.13 \text{ cm}^2$ avec un espacement $St = 20 \text{ cm}$

✓ Armature de répartition :

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0.283 \leq A_r \leq 0.565 \text{ cm}^2$$

Donc :

La section choisie est **2Ø6** avec $A_r = 0.57 \text{ cm}^2$ avec un espacement $St = 20 \text{ cm}$

III.3.3. Vérification

III.3.3.1. Vérification à l'ELS

La fissuration est préjudiciable, la vérification se fera suivant l'organigramme de flexion composée à ELS.

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.656}{2.58} = 0.25 \text{ m} \Rightarrow e_0 = 25 \text{ cm}$$

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

$$\Rightarrow e_0 = 25 \text{ cm} \geq \frac{h}{2} - c = 3 \text{ cm} \Leftrightarrow \text{Section partiellement comprimée (SPC)}$$

✓ Position de l'axe neutre:

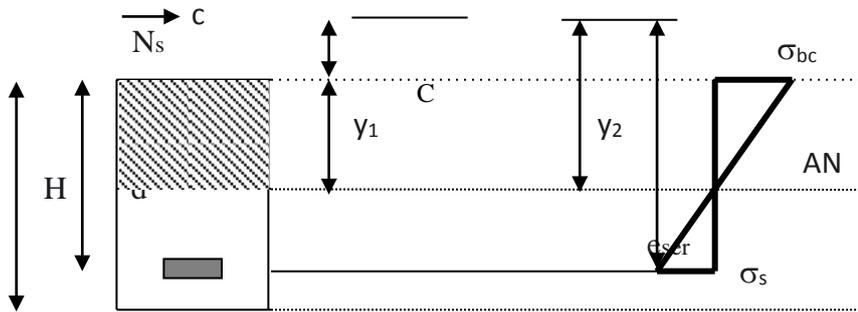


Figure III. 3: Diagramme des contraintes de section partiellement comprimée.

On a :

$$Y_1 = Y_c + c$$

C : distance de centre de pression à la fibre la plus comprimée de la section.

Y_c : la distance entre le centre de pression et l'axe neutre

$$C = e - \frac{h}{2} = 25 - \frac{10}{2} = 20 \text{ cm}$$

$$e_{ser} = \left[C + \left(d - \frac{h}{2} \right) \right] = \left[20 + \left(9 - \frac{10}{2} \right) \right] = 24 \text{ cm}$$

$$c = d - e_{ser} = 9 - 24 = -15 \text{ cm}$$

D'après le BAEL 91(modifier 99) on doit résoudre l'équation suivante :

$$Y_2^3 + P Y_2 + q = 0 \dots \dots \dots (\#)$$

Donc :

$$As' = 0 \text{ (pas d'acier comprimés)}$$

$$P = -3c^2 + \frac{90 \times As \times (d - c)}{b} = -3(-15)^2 + \frac{90 \times 1.09 \times (9 - 15)}{100} = -680.886 \text{ cm}^2$$

$$q = -2c^3 + \frac{90 \times A_s \times (d - c)^2}{b} = -2(-15)^3 - \frac{90 \times 1.09 \times (9 - 15)^2}{100} = 6714.684 \text{ cm}^2$$

D'où l'équation (#) devient

$$Y^3 - 680.886Y + 6714.684 = 0$$

La solution de l'équation est donnée par le BAEL 91 (modifiés 99) :

$$\Delta = q^2 + \frac{4 \times P^3}{27} = -1.68 \times 10^6 < 0$$

D'où :

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2P} \sqrt{\frac{-3}{P}} = \frac{3 \times 6714.684}{2 \times (-680.886)} \sqrt{\frac{-3}{(-680.886)}} = -0.982$$

$$\cos \varphi = -0.982 \Rightarrow \varphi = 169.11^\circ$$

▪ Après itération on trouve :

- $Y_1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 16.69 \text{ cm}$
- $Y_2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) = 13.38 \text{ cm}$
- $Y_3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) = -30.07 \text{ cm}$

$$\text{Avec : } a = 2 \sqrt{\frac{-P}{3}} = 30.13$$

La solution qui convient : $Y_c = 16.69 \text{ cm}$

Car : $0 < Y_{\text{ser}} = Y_c + c < h$ avec $Y_1 = Y_c + c = 1.69 \text{ cm}$

Alors : la position de l'axe neutre est $Y_1 = 1.69 \text{ cm}$

✓ **Calcul du moment d'inertie de la section:**

$$\hat{S} = \frac{b \times Y_{\text{ser}}^3}{3} + 15 \times A_s \times (d - Y_{\text{ser}})^2 = \frac{100 \times 1.69^3}{3} + 15 \times 1.31 \times (9 - 1.69)^2$$

$$\hat{S} = 1210.91 \text{ cm}^4$$

✓ **Contrainte du béton:**

$$\sigma_c = K \times Y_{\text{ser}} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{N_s}{\hat{S}} \times Y_{\text{ser}} = \frac{1.19 \times 10^3}{1210.91 \times 10^4} \times 1.69 \times 10 = 0.0017 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_c = 0.0017 \times 1.69 \times 10 = 0.029 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c = 0.029 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

✓ **Contrainte de l'acier :**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} f_e \\ 150\eta \end{array} \right. \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} \times 400 = 266.67 \\ 150 \times 1.6 = 240 \end{array} \right. \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

On a une fissuration préjudiciable : $\eta = 1.6$ (Acier HA)

$$\sigma_s = 15 \times \frac{N_s}{S} \times (d - Y_c) = 15 \times \frac{1.19 \times 10^3}{0.064} \times (90 - 166.9) = 214.48 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 214.48 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

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

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_U \leq \bar{\tau}_U$$

$$\tau_U = \frac{T_U}{b \times d} = \frac{1.64 \times 10^3}{1000 \times 90} = 0.018$$

$$\bar{\tau}_U = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.1 \times f_{c28} \\ 4 \text{ MPa} \end{array} \right. \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0.1 \times 25 = 2.5 \\ 4 \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow \bar{\tau}_U = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_U = 0.018 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_U = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

III.4. Conclusion

Nous concluons de ce chapitre que les éléments secondaires ne sont pas moins importants que les éléments principaux.

Chapitre IV

Neige et vent

IV.1. Introduction

L'effet du vent sur une construction a une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, 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 2013. [1] Ce document technique réglementaire (DTR2013) fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble des constructions et des bâtiments y compris leur composants et élément de façade. Il s'applique aux constructions dont la hauteur est inférieure à 200 m.

IV.2. Effet de la neige

IV.2.1. Calcul des charges de neige

On les calcule avec la formule suivante :

$$S = \mu \cdot S_k \text{ [kN/m}^2\text{]} \quad \dots\dots [4]^1$$

Notre structure se trouve dans la zone **A** selon les classifications de RNV2013. La valeur de S_k en kN/m^2 est déterminée par la loi de variation suivante en fonction de l'altitude H en m d site considéré :

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

Avec $H=188\text{m}$.

$$S_k = \frac{0.04 \times 188 + 10}{100} = 0.17 \text{ kN/m}^2$$

On suppose que la neige est sur toute la toiture, donc :

$$\mu = 0.8$$

$$\text{Alors : } S = 0.8 \times 0.17 \quad S = 0.136 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{La charge de la neige } S_n = 0.27 \text{ kN/m}^2.$$

IV.3. Effet du vent

IV.3.1. Nature de la Structure

La classification des structures selon leur nature dépend de leur sensibilité aux excitations dynamiques [4] on distingue :

1. Constructions peu sensibles, pour lesquelles le coefficient dynamique $C_d < 1.2$.
2. Constructions sensibles, pour lesquelles le coefficient dynamique $C_d \geq 1.2$.

IV.3.2. Hypothèses de calcul

On suppose que notre structure n'est pas entourée par d'autre structure (le vent souffle dans les deux directions).

IV.3.3. Données relatives au site

Site plat : $C_t(Z) = 1$ pour $\phi \leq 0,05$

Zone I : $q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$ [4]²

Terrain catégorie 5 $K_t = 0,234$ $Z_0 = 1\text{m}$, $Z_{min} = 10\text{m}$, $\epsilon = 0,67$ (Tab 2.4)

IV.3.4. Direction V1

Hauteur de référence Z_e [4]³

✓ $h = 29.07\text{m}$; $b = 22.35\text{m}$.

✓ La hauteur de référence est :

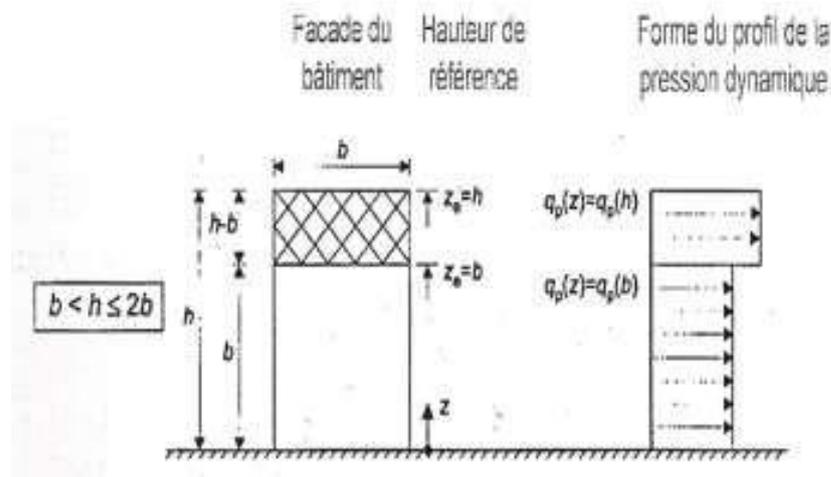


Figure IV. 1: Hauteur de référence Z_e et profil correspondant de la pression dynamique

IV.3.4.1. Pression dynamique de pointe

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 $Z_{min} \leq Z < 2b$ [4]⁴

Tableau IV. 1: Coefficient de rugosité

Tronçon	Z [m]	C _r
De 0 à 29.07	29.07	0.78

b- Coefficient de topographie

L'ouvrage situé sur un site plat, donc on a

Tableau IV. 2: Coefficient de topographie

Tronçon	Z [m]	C _t
De 0 à 29.07	29.07	1

c- Intensité de turbulence

$$I_v(Z_e) = \frac{1}{C_t(Z_e) \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} =$$

Pour $Z_{min} \leq Z$

Tableau IV. 3: Coefficient d'intensité de turbulence

Tronçon	Z [m]	I _v
De 0 à 29.07	29.07	0.29

d- Coefficient d'exposition

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 IV. 4: Coefficient d'exposition

Tronçon	Z _e [m]	C _e
De 0 à 29.07	29.07	1.91

Tableau IV. 5: Tableau Récapitulatif

Tronçon	Z _e [m]	C _r	C _t	I _v	C _e	q _p [N/m ²]
De 0 à 29.07	29.07	0.788	1	0,296	1.91	712.5

IV.3.4.2. Coefficient dynamique C_d

Il est donné par la formule suivante [4]⁵

$$C_d = \frac{1 + 2 \times g \times I_v \times \sqrt{Q^2 + R^2}}{1 + 7 \times I_v}$$

Z_{eq} (en m) : Hauteur équivalente de la construction.

$I_v(Z_{eq})$: Intensité de la turbulence pour $Z = Z_{eq}$

Q^2 : Partie quasi-statique.

R^2 : Partie résonante.

g : Facteur de pointe.

- Construction verticales telles que bâtiments.

$$Z_{eq} = 0,6 \times h \geq Z_{min}$$

$$Z_{eq} = 0,6 \times 29,07 = 17,442m > Z_{min}$$

- Partie quasi-statique

Elle est donnée par la formule suivant

$$Q^2 = \frac{1}{1 + 0,9 \left(\frac{(b+h)}{Li(ze)} \right)^{0,63}} \dots \dots \dots [4]^6$$

Avec :

b et h (en m) sont la largeur et la hauteur de la construction.

→ $b = 22,35m$ et $h = 29,07m$

$Li(Z_{eq})$ est l'échelle de turbulence pour $Z = Z_{eq}$ donnée par :

$$Li(Z_{eq}) = 300 \times \left(\frac{Z}{200} \right)^\epsilon$$

$$Z \leq Z \leq 200 \text{ m} \dots \dots \dots [4]^6$$

$$Li(z) = Li(Z_{min}) \quad \text{pour } Z \leq Z_{min}$$

$$5 \text{ m} \leq 17,44 \text{ m} \leq 200 \text{ m} \quad \rightarrow \quad Li(Z_{eq}) = 300 \times \left(\frac{17,442}{200} \right)^{0,61} = 58,51$$

$$Q^2 = \frac{1}{1 + 0,9 \left(\frac{(18,5 + 34,5)}{75,20} \right)^{0,63}} = 0,58$$

- Partie résonnante

Elle est donnée par la formule suivante

$$R^2 = \frac{M^2}{2 \times \sigma} \times R_N \times R_h \times R_b$$

δ : Décrément logarithmique d'amortissement structural → $\delta = \delta_s + \delta_a \cdot \delta_s$:

Décrément logarithmique d'amortissement structural. → $\delta_s = 0,05 \dots \dots \dots [4]^7$

δ_a : Le décrément logarithmique d'amortissement aérodynamique pris égal à 0.

$\delta_a = 0 \dots \dots \dots [4]^7$

Alors : $\delta = 0,05 + 0 = 0,05$

R_N : Fonction adimensionnelle de la densité spectrale de puissance.

$$R_N = \frac{6.8 \times N_x}{(1 + 10.2 \times N_x)^{\frac{5}{3}}} \dots\dots [4]^7$$

N_x : Fréquence adimensionnelle dans la direction x du vent.

$$R_N = \frac{n_{1x} \times Li(Zeq)}{Vm(zeq)}$$

n_{1x} : Fréquence fondamentale [4]^8

$$n_{1x} = \frac{0.5}{\sqrt{f}}$$

- ✓ f (en m) : Flèche de la structure dû au poids propre appliquée dans la direction de vibration.
- ✓ Pour ce cas en prendre le cas le plus défavorable avec une flèche

$$f = \frac{h}{100}$$

- ✓ h Hauteur totale de la structure.

$$f = \frac{29.07}{100} = 0.29 \text{ m}$$

Donc : $n_{1x} = \frac{0.5}{\sqrt{0.290}} = 0.928$

$$Vm(z) = Cr(Z) \times Ct(Z) \quad V_{réf} \text{ avec } V_{réf} = 25 \text{ m/s}$$

$$cr(z) = cr(ze) = kt \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0.234 \times \ln\frac{17.442}{1} = 0.66$$

$$Vm(Zeq) = 0.666 \times 1 \times 25 = 16.65 \text{ m/s}$$

$$N_x = \frac{0.85 \times 74.53}{22.5} = 2.8$$

$$R_N = \frac{6.8 \times 2.84}{(1 + 10.2 \times 2.84)^{\frac{5}{3}}} = 0.067$$

- ✓ R_h et R_b sont des fonctions d'admittances aérodynamiques données par

$$R_h = \left(\frac{1}{\eta_h}\right) - \left(\frac{1}{2 \times \eta_h^2}\right) \times (1 - e^{-2\eta_h}) \text{ avec } \eta_h = \frac{4.6 \times N_x \times h}{Li(Zeq)} = \frac{4.6 \times 2.8 \times 29.07}{58.51}$$

$$= 5.88$$

$$\Rightarrow R_h = 0.16$$

$$R_b = \left(\frac{1}{\eta_h}\right) - \left(\frac{1}{2 \times \eta_h^2}\right) \times (1 - e^{-2\eta_h}) \text{ avec } \eta_b = \frac{4.6 \times N_x \times b}{Li(Z_{eq})} = \frac{4.6 \times 2.8 \times 22.35}{58.51}$$

$$= 4.85$$

$$\Rightarrow R_b = 0.18$$

$$R^2 = \frac{\eta^2}{2 \times 0.05} \times 0.067 \times 0.16 \times 0.18 = 0.19$$

- Facteur de pointe g

Il est donné par la formule suivante

$$g = \sqrt{2 \times \ln(600 \times v)} + \frac{0.6}{\sqrt{2 \times \ln(600 \times v)}}$$

- ✓ La fréquence moyenne v :

$$v = n_{1x} \sqrt{\frac{R^2}{Q^2 + R^2}} > 0.08 \Rightarrow v = 0.928 \sqrt{\frac{0.19^2}{0.58^2 + 0.19^2}} = 0.42 \text{ Hz} > 0.08$$

$$g = \sqrt{2 \times \ln(600 \times 0.42)} + \frac{0.6}{\sqrt{2 \times \ln(600 \times 0.42)}} = 3.9 > 3$$

$$I_v(z) = 0,24$$

$$cd = \frac{1 + 2 \times g \times I_v(Z_{eq}) \times \sqrt{Q^2 + R^2}}{1 + 7 \times I_v(Z_{eq})}$$

$$cd = \frac{1 + 2 \times 3.9 \times 0.24 \times \sqrt{0.58^2 + 0.19^2}}{1 + 7 \times 0.24} = 0.96 < 1$$

La structure est considérée peu sensible aux excitations dynamiques. On considère une valeur conservatrice de **Cd=1**.

IV.3.5. Calcul de la pression due au vent

IV.3.5.1. Détermination de la pression dynamique

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

$$W(z_j) = q_p(z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}] \text{ [N/m}^2\text{]} \quad \dots\dots\dots [4]^9$$

a) Coefficients de pressions extérieures C_{pe}

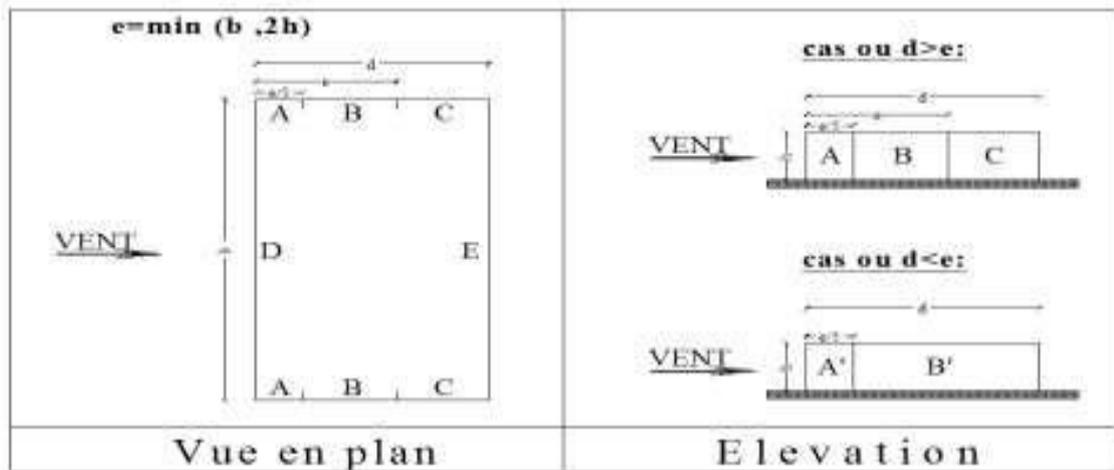


Figure IV. 2: Légende pour la paroi verticale.

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

$$C_{pe} = C_{pe,1} \quad \text{si } S \leq 1 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log_{10}(S) \quad \text{si } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2 \quad \dots\dots [4]^{10}$$

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

✓ Paroi vertical (V1)

Cas de vent perpendiculaire à la largeur du bâtiment $C_{pe} = C_{pe,10}$ pour $S \geq 10,00 \text{ m}^2$

- $b=22.35 \text{ m}$
- $h=29.07\text{m}$
- $d= 26.27 \text{ m}$
- $e=\min [b, 2 \times ht] \Rightarrow e=22.35\text{m}$

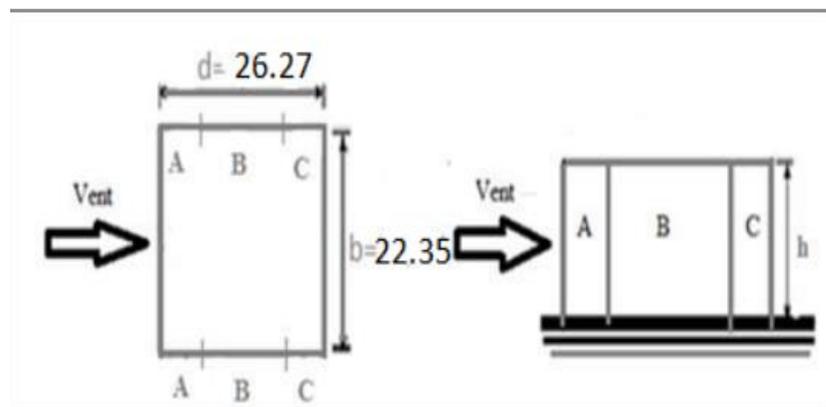


Figure IV. 3: Légende pour la paroi verticale.

Tableau IV. 6: Valeurs des pressions C_{pe} pour les différentes zones de la paroi verticale (V1)

Zone	$S > 10m^2$	$S < 10m^2$	C_{pe}		
			C_{pe10}	C_{pe1}	C_{pe}
A	99.9		-1		
B	399.61		-0.8		
C	87.61		-0.5		
D	763.66		+0.8		
E	763.66		-0.3		

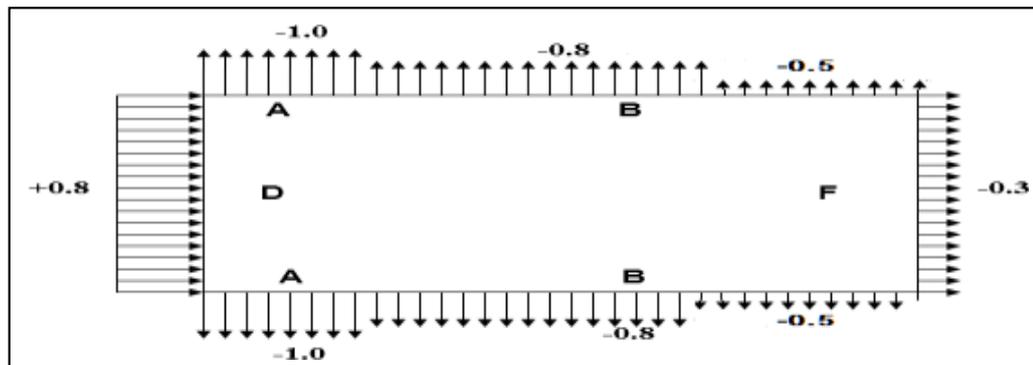


Figure IV. 4: Représentation des coefficients C_{pe} sur les différentes zones (V_2).

b) Coefficient de pression intérieure C_{pi}

On définit l'indice de perméabilité μ_p comme suit :

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

$\mu_{p1} = 1$ → lors à la fin de la réalisation (toutes les ouvertures ouvrées)

$\mu_{p2} = 0,3$ → lors à la fin de la réalisation (toutes les ouvertures fermées)

$$\frac{h}{d} = \frac{29.07}{26.27} = 1.1 > 1$$

Donc :

✓ $C_{pi} = 0.026$ pour $\frac{h}{d} > 1$

La pression aérodynamique :

$$W(z_j) = qp(z_j) \times (C_{pe} - C_{pi})$$

Tableau IV. 7: Récapitulatif (V_1)

Zone	Z(m)	qp(ze)	C _{pe}	C _{pi}	W (zj) [N/m ²]
A	29.07	712.5	-1	0.026	-693.975
B	29.07	712.5	-0,8	0.026	-551.475
C	29.07	712.5	-0,5	0.026	-337.725
D	29.07	712.5	0,8	0.026	588.525
E	29.07	712.5	-0,3	0.026	-195.225

IV.3.6. Toiture:

La hauteur de l'acrotère $h_p=0.6m$ nous avons une toiture plate.

➤ $e = \min(b, 2h) = 22.35 \text{ m}$ on a : $h_p / h = 0,017$

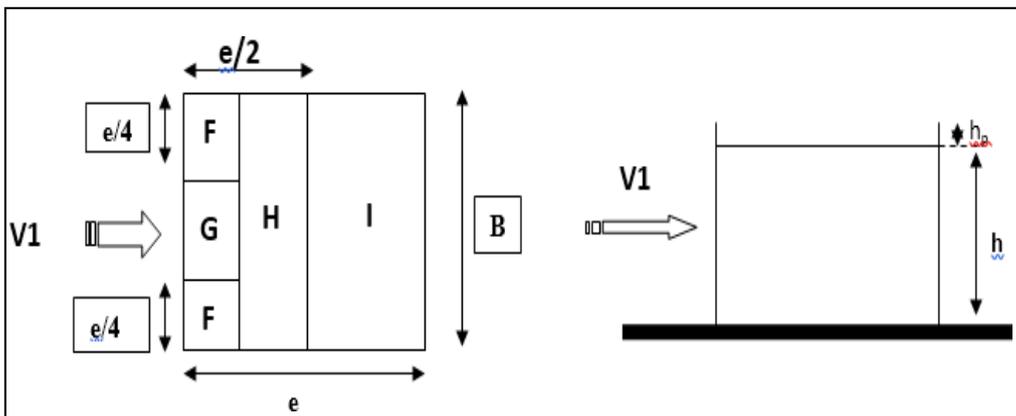


Figure IV. 5: Légende pour la paroi vertical la toiture (V_1).

IV.3.6.1. Coefficients de pressions extérieures C_{pe}

Tableau IV. 8: Valeurs des pressions C_{pe} pour les différentes zones de terrasse sous V_1

Zone	S>10m ²	S<10m ²	C _{pe}		
			C _{pe10}	C _{pe1}	C _{pe}
F	31.22		-1,6		
G	62.35		-1,1		
H	124.88		-0.7		
I	249.761		-0,2		

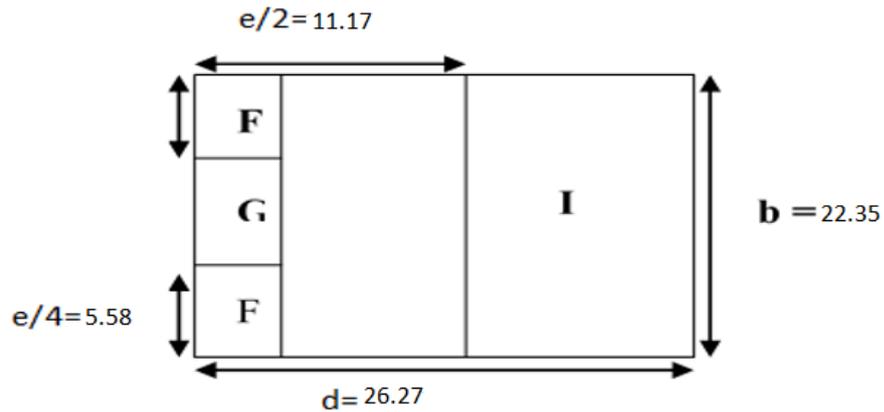


Figure IV. 6: Légende pour les toitures plates.

IV.3.6.2. Coefficient de pression intérieur Cpi

On définit l'indice de perméabilité μ_p comme suit :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures ou } cpe < 0}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

$\mu_{p1} = 1$ → lors à la fin de la réalisation (toutes les ouvertures ouvrées)

$\mu_{p2} = 0,3$ → lors à la fin de la réalisation (toutes les ouvertures fermées)

$$\frac{h}{d} = \frac{29.07}{26.27} = 1.1 > 1$$

Donc :

✓ **Cpi = 0.026 pour $\frac{h}{d} > 1$**

La pression aérodynamique :

$$W(z_j) = qp(z_j) \times (Cpe - Cpi)$$

Tableau IV. 9: Récapitulatif (V₂)

Zone	Z(m)	qp(ze)	C _{pe}	C _{pi}	W(z _j) [N/m ²]
F	29.07	712.5	-1,6	0,026	-1158.525
G	29.07	712.5	-1,1	0,026	-802.275
H	29.07	712.5	-0,7	0,026	-517.275
I	29.07	712.5	-0,2	0,026	-161.025

IV.3.7. Direction V2

Hauteur de référence Ze (§2.3.2.RNV version 2013)

✓ $h = 29.07\text{m}$; $b = 22.35\text{m}$.

IV.3.7.1. Pression dynamique de pointe

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 $Z_{min} \leq Z < 2b$ (§2.4.4. RNV Version2013)

Tableau IV. 10: Coefficient de rugosité

Tronçon	Z [m]	C_r
De 0 à 29.07	29.07	1.2

b- Coefficient de topographie

L'ouvrage situé sur un site plat, donc on a

Tableau IV. 11: Coefficient de topographie

Tronçon	Z [m]	C_t
De 0 à 29.07	29.07	1

c- Intensité de turbulence

$$I_v(Z_e) = \frac{1}{C_t(Z_e) \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)}$$

Pour $Z_{min} \leq Z$

Tableau IV. 12: Coefficient d'intensité de turbulence

Tronçon	Z [m]	I_v
De 0 à 29.07	29.07	0.24

d- Coefficient d'exposition

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 IV. 13: Coefficient d'exposition

Tronçon	Z_e [m]	C_e
De 0 à 29.07	29.07	2.6

Tableau IV. 14: Tableau Récapitulatif

Tronçon	Ze [m]	C _r	C _t	I _v	C _e	q _p [N/m ²]
De 0 à 29.07	29.07	1.2	1	0.24	2.6	712.5

IV.3.7.2. Coefficient dynamique C_d

La structure est considérée peu sensible aux excitations dynamiques. On considère une valeur conservatrice de **C_d=1**.

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

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

$$C_{pe} = C_{pe.1} + (C_{pe.10} - C_{pe.1}) \times \log_{10}(S) \quad \text{si } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2 \quad \dots\dots\dots [4]^{10}$$

$$C_{pe} = C_{pe.10} \quad \text{si } S \geq 10 \text{ m}^2$$

- Paroi verticale (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=22.35 m
- h=29.07 m
- d= 26.27m
- e=min [b, 2×ht] ⇒ e=22.35m

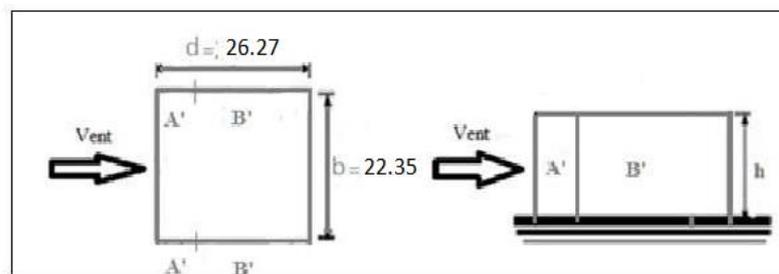


Figure IV. 7: Légende pour la paroi verticale.

Tableau IV. 15: Valeurs des pressions C_{pe} pour les différentes zones de la paroi verticale (V₁)

Zone	S>10m ²	S<10m ²	C _{pe}		
			C _{pe10}	C _{pe1}	C _{pe}
A'	113.95		-1		
B'	649.71		-0.8		
D	763.66		+0.8		
E	763.66		-0.3		

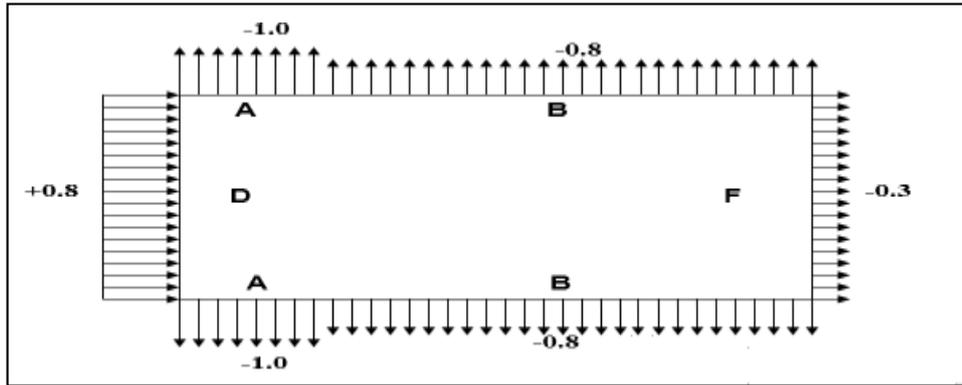


Figure IV. 8: Représentation des coefficients Cpe sur les différentes zones(V₂).

IV.3.7.3. Coefficient de pression intérieure Cpi

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 :

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

μ_{p1} = 1 → lors à la fin de la réalisation (toutes les ouvertures ouvrées)

μ_{p2} = 0,3 → lors à la fin de la réalisation (toutes les ouvertures fermées)

$$\frac{h}{d} = \frac{29.07}{26.27} = 1.1 > 1$$

Donc :

✓ C_{pi1} = 0.35 pour μ_{p1} = 1 $\frac{h}{d} > 1$

✓ C_{pi1} = -0.5 pour μ_{p2} = 0.3 $\frac{h}{d} > 1$

La pression aérodynamique :

$$W(z_j) = qp(z_j) \times (C_{pe} - C_{pi})$$

Tableau IV. 16: Récapitulatif (V₂)

Zone	Z(m)	qp(ze)	C _{pe}	C _{pi}		W (z _j) [N/m ²]	
A	29.07	712.5	-1	0,35	-0,5	-1316.25	-487.5
B	29.07	712.5	-0,8	0,35	-0,5	-1121.25	-292.5
D	29.07	712.5	0,8	0,35	-0,5	438.75	1267.5
E	29.07	712.5	-0,3	0,35	-0,5	-633.75	195

IV.3.8. Toiture:

La hauteur de l'acrotère $h_p=0.6m$ nous avons une toiture plate.

$e = \min(b, 2h) = 22.35 \text{ m}$ on a : $h_p / h = 0,017$

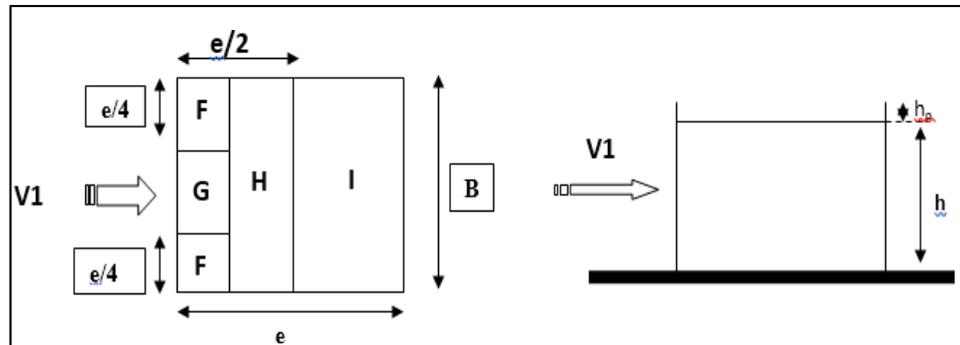


Figure IV. 9: Légende pour la paroi vertical la toiture (V2)

D'après le tableau 5.2 RNV 2013 on a : $h_p / h = 0,017$

IV.3.8.1. Coefficients de pressions extérieures Cpe

Tableau IV. 17: Valeurs des pressions C_{pe} pour les différentes zones de terrasse sous V_2

Zone	$S > 10m^2$	$S < 10m^2$	C_{pe}		
			C_{pe10}	C_{pe1}	C_{pe}
F	31.22		-1,6		
G	62.35		-1,1		
H	124.88		-0.7		

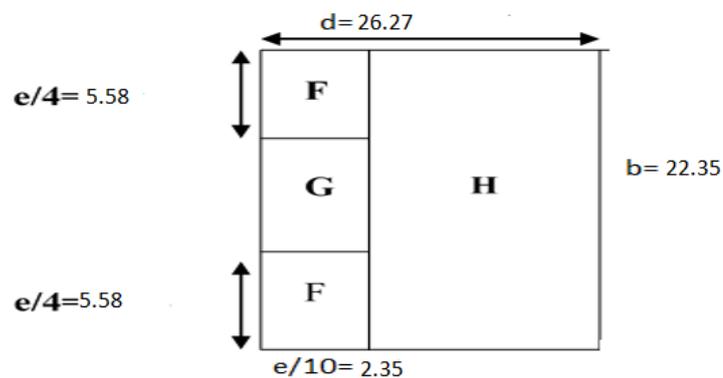


Figure IV. 10: Légende pour les toitures plates.

IV.3.8.2. Coefficient de pression intérieure Cpi

Le coefficient de la pression intérieure C_{pi} des bâtiments sans cloisons intérieures est donné en fonction de l'indice de perméabilité μ_p .

On définit l'indice de perméabilité μ_p comme suit :

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

$\mu_{p1} = 1$ → lors à la fin de la réalisation (toutes les ouvertures ouvrées)

$\mu_{p2} = 0,3$ → lors à la fin de la réalisation (toutes les ouvertures fermées)

$$\frac{h}{d} = \frac{29.07}{26.27} = 1.1 > 1$$

Donc :

✓ $C_{pi1} = 0.35$ pour $\mu_{p1} = 1$ $\frac{h}{d} > 1$

✓ $C_{pi1} = -0.5$ pour $\mu_{p2} = 0.3$ $\frac{h}{d} > 1$

La pression aérodynamique :

$$W(z_j) = qp(z_j) \times (C_{pe} - C_{pi})$$

Tableau IV. 18: Récapitulatif (V_2)

Zone	Z(m)	qp(ze)	C_{pe}	C_{pi}		W (zj) [N/m ²]	
F	29.07	712.5	-1,6	-0,5	0,35	-1072.5	-1901.25
G	29.07	712.5	-1,1	-0,5	0,35	-585	-1413.75
H	29.07	712.5	-0,7	-0,5	0,35	-195	-1023.75

IV.4. Calcul des forces de frottement

Les effets de frottement du vent sur la surface peuvent être négligés lorsque l'aire totale de toutes les surfaces parallèles au vent (ou faiblement inclinées par rapport à la direction du vent est inférieure ou égale à 4 fois l'aire totale de toutes les surfaces extérieures perpendiculaires au vent et sous le vent.

Condition à vérifier: $2(d \times h) \leq 4(2b \times h)$

➤ Direction V1

$$2 \times (26.27 \times 29.07) = 1527.33 \leq 4 \times (2 \times 22.35 \times 29.07) \leq 2598.85 \quad \text{Vérifiée.}$$

➤ Direction V2

$$2 \times (22.35 \times 29.07) = 1299.429 \leq 4 \times (2 \times 26.27 \times 29.07) \leq 3054.67 \quad \text{Vérifiée.}$$

✓ Il n'y a pas de force de frottement sur les parois.

IV.5. Conclusion

Les conditions sont vérifiées, donc les effets de frottement du vent sur la surface peuvent être négligés dans notre cas.

Ces résultats vont comparer avec les résultants des forces sismiques, pour prendre le cas le plus défavorable en vue que l'étude sismique.

Chapitre V

Etude dynamique

V.1. Introduction

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

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

La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel **Robot v 2018** qui est un logiciel de calcul de structure.

V.2. Etude sismique

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe à cause du nombre de fonctions et éléments existants dans une structure. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

V.3. La méthode de calcul

Selon les règles parasismiques Algériennes [3]¹, le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Par la méthode statique équivalente.
- Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Le choix de la méthode de calcul va dépendre des conditions imposées par le règlement, alors dans notre cas le choix nous a envoyé vers la méthode d'analyse modale spectrale.

V.3.1. Classification de l'ouvrage

Pour notre cas Blida se situe dans une zone de sismicité élevée **ZONE III**

La classification des ouvrages se fait aussi sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social :

- Groupe 1A : ouvrage d'importance vitale.

- Groupe 1B : ouvrage de grande importance.
- Groupe 2 : ouvrage courant ou d'importance moyenne.
- Groupe 3 : ouvrage de faible importance.

Notre ouvrage représente un bâtiment à usage habitation, il est considéré comme ouvrage de grande importance 2

Selon le rapport géotechnique relatif à cet ouvrage, on est en présence d'un sol de catégorie S3.

V.3.2. Utilisation des spectres de réponse

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

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

A : Coefficient d'accélération de zone

g : accélération de la pesanteur (10 N/s²)

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

ξ : Pourcentage d'amortissement critique

R : coefficient de comportement de la structure

T₁, T₂ : Période caractéristique associées à la catégorie de site

Q : facteur de qualité

V.3.3. Estimation de la période fondamentale de la structure

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

La formule empirique selon [3]³ à utiliser selon les cas est la suivant :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

- $C_T = 0.05$
- $h_N = 29.07 \text{ m}$
- $T = 0.63\text{s}$

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par [3]⁴

Puisque on a un contreventement assure par des voiles en béton arme et des palées en charpente métallique on peut utiliser aussi la formule (4.7) dans par le règlement RPA99 :

$$T = 0.09h_N/\sqrt{D}$$

Donc :

$$\begin{cases} D_x = 22.35\text{m} \\ h_N = 29.07\text{m} \\ T_x = 0.55\text{s} \end{cases}$$

Et :

$$\begin{cases} D_y = 26.27\text{m} \\ h_N = 29.07\text{m} \\ T_y = 0.48\text{s} \end{cases}$$

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

$$T_{\text{RPA}} = \min \begin{cases} T = C_T h_N^{3/4} \\ T = 0.09h_N/\sqrt{D} \end{cases}$$

$$T_x = \min(0.63\text{s}; 0.55\text{s}) = 0.55\text{s}$$

$$T_y = \min(0.63\text{s}; 0.48\text{s}) = 0.48\text{s}$$

V.3.4. Analyse de la structure

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale $T = 1.92 \text{ s}$.
- Le premier mode est un mode de translation parallèle à y-y
- Le deuxième mode est un mode de translation parallèle à x-x
- Le troisième mode est un mode de torsion.

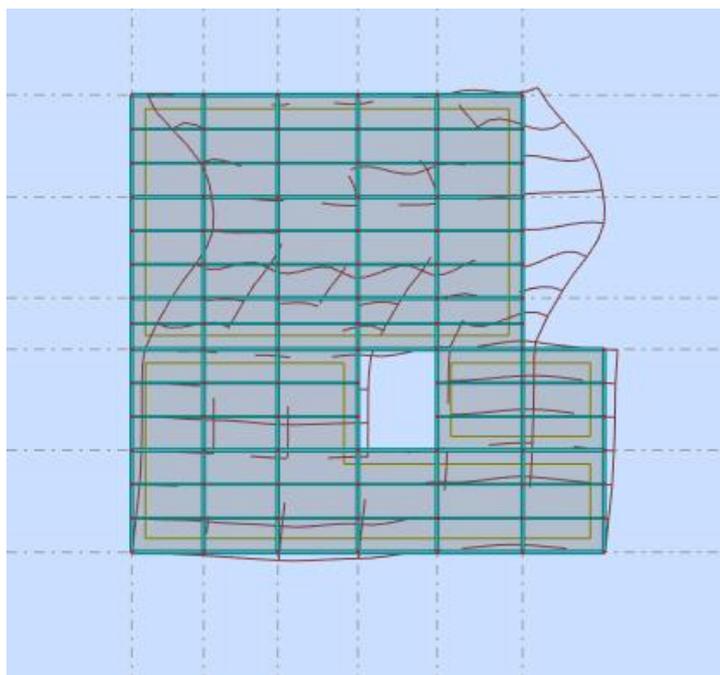


Figure V. 1: Schéma de première mode sens (Y-Y).

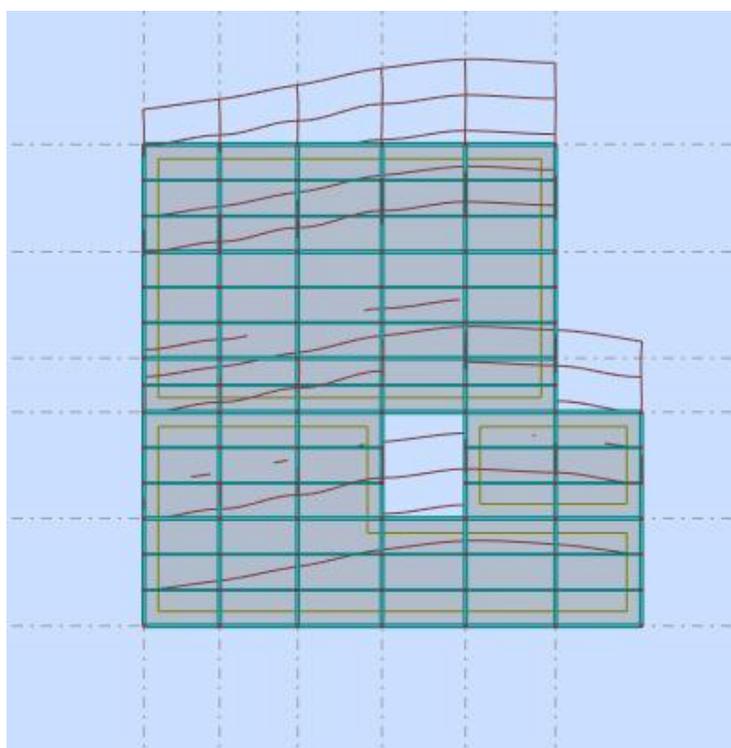


Figure V. 2: Schéma de deuxième mode sens (X-X).

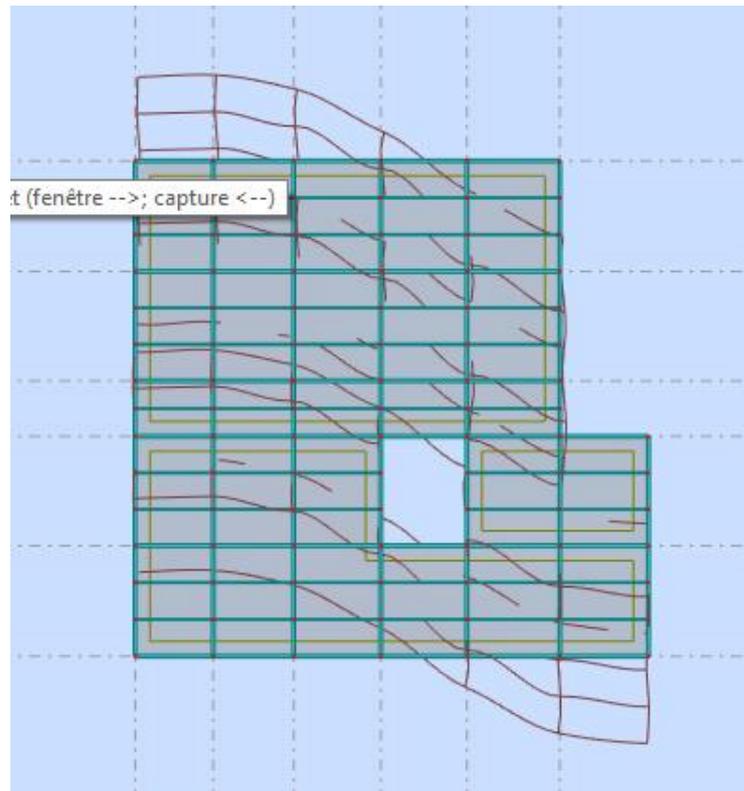


Figure V. 3: Schéma de troisième mode (mode de rotation).

➤ Résultat de l'analyse dynamique:

Tableau V. 1: Périodes et facteurs de participation massique.

Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1,92	0,01	81,74	0,01	81,74
1,55	0,04	81,79	52,85	0,02
1,15	52,89	81,8	0,03	0,05
1,09	52,9	82,39	0,01	0,6
1	70,39	82,4	17,49	0
0,82	70,4	82,4	0,01	0,01
0,73	70,42	82,42	0,02	0,01
0,65	70,42	90,51	0	8,09
0,63	70,42	91,07	0	0,57
0,6	70,42	91,12	0	0,04
0,56	70,43	91,12	0,01	0
0,53	70,46	91,95	0,03	0,83
0,52	72,86	91,97	2,39	0,02
0,5	74,57	91,97	1,71	0
0,49	75,27	91,97	0,7	0
0,48	75,67	91,97	0,4	0
0,48	75,91	92	0,24	0,03
0,47	76,35	92,01	0,44	0,01
0,45	83,22	92,01	6,87	0

0,45	83,58	92,01	0,36	0
0,44	83,63	92,01	0,06	0
0,44	83,76	92,01	0,13	0
0,44	83,76	92,01	0	0
0,43	83,77	92,01	0,01	0
0,43	83,77	92,01	0	0
0,43	83,77	92,01	0	0
0,43	83,83	92,01	0,06	0
0,43	84,32	92,03	0,49	0,02
0,43	84,47	92,03	0,15	0
0,43	84,48	92,03	0,01	0
0,43	84,49	92,03	0	0
0,43	84,53	92,03	0,05	0
0,43	84,61	92,12	0,08	0,09
0,41	85,99	92,12	1,38	0
0,39	87,12	92,13	1,13	0,01
0,38	88,22	92,17	1,1	0,03
0,38	88,22	94,95	0	2,78
0,38	88,23	94,98	0	0,03
0,38	88,23	94,98	0	0
0,38	88,23	94,98	0	0
0,38	88,23	94,98	0	0
0,38	88,23	94,98	0	0
0,38	88,24	94,98	0	0
0,38	88,24	94,98	0	0
0,38	88,24	94,99	0	0,01
0,38	88,24	95	0	0
0,38	88,64	95	0,4	0
0,38	89,17	95	0,53	0
0,38	89,49	95	0,31	0
0,37	89,5	95	0,02	0
0,37	89,82	95	0,32	0
0,37	89,99	95	0,17	0
0,37	90	95	0,01	0
0,37	90,02	95	0,02	0
0,37	90,03	95	0,01	0

V.3.5. Calcul de la force sismique totale 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 [3]⁵

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

A : Coefficient d'accélération de zone donné par [3]⁶ suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

On a :

- Zone sismique : Zone III
- Groupe d'usage : 2

Donc :

$$A=0.25$$

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

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

- **T₁ Et T₂**: Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par [3]⁷
Pour (Site meuble S3)

$$\begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.50s \end{cases}$$

Et :

$$\begin{cases} T_2 \leq T_x \leq 3.0s = 0.50s \leq 0.55s \leq 3.0s \\ T_2 \leq T_y \leq 3.0s = 0.50s \leq 0.48s \leq 3.0s \end{cases}$$

- **η** : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

- **ξ** : Pourcentage d'amortissement critique [3]⁸, $\xi = 5\%$ (Portique Acier léger) on a $\eta = 1$

Tableau V. 2: Facteur d'amplification dynamique moyen

La formule	Application numérique	Résultats
$D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$	$2.5 * 1 \left(\frac{0.5}{0.55}\right)^{2/3}$	2.35
$D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$	$2.5 * 1 \left(\frac{0.5}{0.48}\right)^{2/3}$	2.57

R : Coefficient de comportement global de la structure, sa valeur unique est donnée par [3]⁹ en fonction du système de contreventement tel que défini en 3.4

Pour un système de contreventement avec ossature métallique contreventée donc **R=4**

Q : Facteur de qualité, le facteur de qualité de la structure est en fonction de :

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

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

P_q : pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non sa valeur est donnée au [3]¹⁰.

Tableau V. 3: Facteur de qualité

Critères q	observée	N/observée
Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0.05
Redondance en plan	0	0.05
Régularité en plan	0	0.05
Régularité en élévation	0	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	0	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0.10

$$Q_x = 1 + 0.2 \text{ donc : } Q_x = 1.2$$

$$Q_y = 1 + 0.2 \text{ donc : } Q_y = 1.15$$

W : Poids total de la structure **W=38843.99 KN**

Tableau V. 4: La force sismique totale par la méthode statique équivalente

La formule	L'application numérique	Les résultats
$V_x = \frac{A \cdot D_x \cdot Q_x}{R} W$	$V_x = \frac{0.25 \times 2.35 \times 1.2}{4} \times 38843.99$	6846.25 kN
$V_y = \frac{A \cdot D_y \cdot Q_y}{R} W$	$V_y = \frac{0.25 \times 2.57 \times 1.15}{4} \times 38843.99$	7175.21 kN

- D'après le fichier des résultats de **ROBOT** on a :

Tableau V. 5: Effort tranchant à la base

	V_{Robot}	$0.8V_{RPA}$	$V_{Robot} > 0.8V_{RPA}$
Suivants la direction x	6512.53 kN	5477 kN	Condition vérifié
Suivants la direction y	5831.57 kN	5740.17 kN	Condition vérifié

V.4. Vérification des déplacements inter-étages

Le déplacement horizontal à chaque niveau 'k' de la structure selon [3]¹ est calculé comme suit :

$$\delta_k = R * \delta_{ek}$$

Avec :

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismique Fi (y compris l'effet de la torsion).

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau 'k' par rapport au niveau 'k-1' donnée par [3]¹ est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

En effet, selon [3]¹, l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_k \leq \bar{\Delta}$$

Avec :

$$\bar{\Delta} = 0.01h_e$$

h_e : représente la hauteur de l'étage.

Tableau V. 6: Vérification des déplacements sens X-X inter étages

Niveaux	Dans le sens X-X						Observation
	δ_{ek}	δ_k	δ_{k-1}	Δ_k	h_k	$\frac{\Delta_k}{h_k}$	
	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(%)	
RDC	0,189	0,756	0	0,76	323,0	0,311	Vérifiée
Etage 1	0,317	1,268	0,756	0,51	323,0	0,157	Vérifiée
Etage 2	0,376	1,504	1,268	0,24	323,0	0,074	Vérifiée
Etage 3	0,436	1,744	1,504	0,24	323,0	0,074	Vérifiée
Etage 4	0,456	1,898	1,744	0,74	323,0	0,229	Vérifiée
Etage 5	0,449	1,821	1,898	0,68	323,0	0,210	Vérifiée
Etage 6	0,43	1,801	1,821	0,52	323,0	0,161	Vérifiée
Etage 7	0,393	1,286	1,801	0,49	323,0	0,152	Vérifiée
Etage 8	0,343	1,223	1,286	0,69	323,0	0,214	Vérifiée

Tableau V. 7: Vérification des déplacements sans Y-Y inter étages

Les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par [3]¹

Niveaux	Dans le sens Y-Y						Observation
	δ_{ek}	δ_k	δ_{k-1}	Δ_k	h_k	Δ_k / h_k	
	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(%)	
RDC	0,251	1,004	0	1,00	323,0	0,309	Vérifiée
Etage 1	0,356	1,424	1,004	0,42	323,0	0,130	Vérifiée
Etage 2	0,442	1,768	1,424	0,34	323,0	0,105	Vérifiée
Etage 3	0,539	2,156	1,768	0,39	323,0	0,121	Vérifiée
Etage 4	0,569	2,276	2,156	0,167	323,0	0,052	Vérifiée
Etage 5	0,574	2,296	2,276	0,235	323,0	0,074	Vérifiée
Etage 6	0,556	2,224	2,216	0,159	323,0	0,050	Vérifiée
Etage 7	0,522	2,388	2,224	0,124	323,0	0,042	Vérifiée
Etage 8	0,463	1,852	1,088	0,753	323,0	0,232	Vérifiée

V.5. Vérification cis à vis de l'effet P- Δ (les effets du second ordre)

Selon le règlement RPA99 les effets du 2^o ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} < 0.10$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau 'k',

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{gi} + \beta W_{qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau 'k'

Δ_k : Déplacement relatif au niveau 'k' par rapport au niveau 'k-1'

h_k : Hauteur de l'étage 'k'.

- Si $0.10 < \theta_k \leq 0.20$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par facteur $\frac{1}{1-\theta_k}$
- Si $\theta_k > 0.20$ la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau V. 8: Justification vis-à-vis de l'effet « P- Δ » (sans X-X)

Niveau x	Dans le sens X-X					Observation
	h_x (cm)	P_x (KN)	Δ_x (cm)	V_x (KN)	θ_x	
RDC	323,0	34401,77	0,189	6512.53	0.003	Vérifiée
Etage 1	323,0	30101,55	0,317	6313.22	0.004	Vérifiée
Etage 2	323,0	25801,32	0,376	5851.56	0.005	Vérifiée
Etage 3	323,0	21501,10	0,436	5365.38	0.005	Vérifiée
Etage 4	323,0	17200,88	0,456	4844.23	0.005	Vérifiée
Etage 5	323,0	12900,66	0,449	4237.89	0.004	Vérifiée
Etage 6	323,0	8600,44	0,43	3576.11	0.003	Vérifiée
Etage 7	323,0	4300,22	0,393	2687.45	0.002	Vérifiée
Etage 8	323,0	2150.11	0,343	1512.66	0.002	Vérifiée

Tableau V. 9: Justification vis-à-vis de l'effet « P- Δ » (sans Y-Y)

Niveau x	Dans le sens Y-Y					Observation
	h_x (cm)	P_x (KN)	Δ_x (cm)	V_x (KN)	θ_x	
RDC	323,0	34401,77	0,251	5831.57	0.005	Vérifiée
Etage 1	323,0	30101,55	0,356	5461.33	0.006	Vérifiée
Etage 2	323,0	25801,32	0,442	4767.53	0.007	Vérifiée
Etage 3	323,0	21501,10	0,539	4186.24	0.009	Vérifiée
Etage 4	323,0	17200,88	0,569	3495.15	0.009	Vérifiée
Etage 5	323,0	12900,66	0,574	3124.88	0.007	Vérifiée
Etage 6	323,0	8600,44	0,556	2563.14	0.006	Vérifiée
Etage 7	323,0	4300,22	0,522	2248.60	0.003	Vérifiée
Etage 8	323,0	2150.11	0,463	1487.28	0.002	Vérifiée

V.6. Conclusion

Au vu des résultats obtenue pour ce model :

- Les déplacements latéraux inter étages sont vérifiés.
- L'effet P- Δ est vérifiées dans les deux sens.

On peut conclure que le model renforcé par les contreventements en X est satisfaisant Pour les exigences de [3]¹ .

Chapitre VI

Vérification des éléments

VI.1. Introduction

Dans ce chapitre, on vérifiera les éléments structuraux de notre ouvrage en se basant sur les règles de conceptions et de calcul des structures en acier [5]¹ ou [2]¹ et en tenant compte des principes du règles parasismiques Algériennes [3].

VI.2. Vérification des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux qui reprennent les charges venant des poutres et les transmettent aux fondations. Les poteaux travaillent généralement en flexion composée. Dans notre étude nous avons des poteaux HEB 500

Les efforts repris par le poteau sont :

$$N_{sd}^{max} = 2771.12 \text{ KN} \quad M_{sdy}^{cor} = 42.81 \text{ KN.m} \quad M_{sdz}^{cor} = 80.95 \text{ KN.m}$$

VI.2.1. Vérification de la stabilité au flambement

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_y \times M_{sd,y}}{W_{pl,y} \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_z \times M_{sd,z}}{W_{pl,z} \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1$$

Avec :

- $K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \leq 1,5$ et $K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} \leq 1,5$
- $\mu_{z,y} = \bar{\lambda}_{z,y} \times (2\beta_{M,z,y} - 4) + \left(\frac{W_{pl,z,y} - W_{el,z,y}}{W_{el,z,y}} \right) \leq 0,90$
- $\beta_{M,z}$ est le facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion.
- $\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z)$

➤ Les caractéristiques du profilé :

Tableau VI. 1: Caractéristique du profile HEB 500

Poids <i>G</i> Kg/m	Section <i>A</i> cm ²	Dimensions			Caractéristiques					
		<i>h</i> mm	<i>b</i> mm	<i>t_f</i> mm	<i>t_w</i> mm	<i>I_y</i> cm ⁴	<i>I_z</i> cm ⁴	<i>W_{pl-y}</i> cm ³	<i>i_y</i> cm	<i>i_z</i> cm
187	238.6	500	300	28	14.5	107200	12620	4815	21.19	7.27

VI.2.1.1. Détermination de la longueur de flambement

η_1 et η_2 : Facteurs de distribution pour poteaux continus.

$$\eta_1 = \frac{\sum K_{poteaux}}{\sum K_{poteaux} + \sum K_{poutres}} \quad \text{et} \quad \eta_2 = \frac{\sum K_{poteaux}}{\sum K_{poteaux} + \sum K_{poutres}}$$

Avec :

K_{poteaux} : sont les rigidités des poteaux = I / H

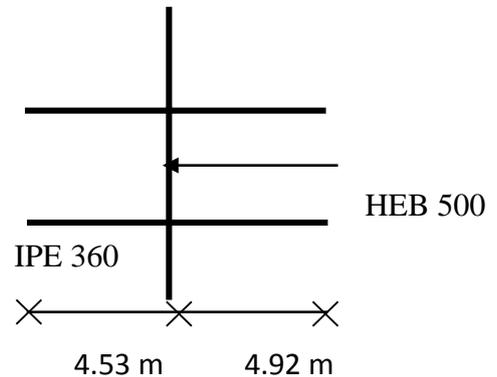
K_{poutres} : rigidité des poutres = I / L

Sens Y-Y :

$$K_{\text{c}}^{\text{HEB 500}} = \frac{107200}{323} = 331.89 \text{ cm}^3$$

$$K_{(\text{L poutre}=492)}^{\text{IPE 360}} = \frac{16270}{492} = 33.07 \text{ cm}^3$$

$$K_{(\text{L poutre}=453)}^{\text{IPE 360}} = \frac{16270}{453} = 35.92 \text{ cm}^3$$



$$\eta_1 = 0.827$$

$\eta_2 = 0$ encastrement.

$$L_{fy} = 212.91 \text{ cm}$$

$$L_{fz} = L = 323 \text{ cm}$$

VI.2.1.2. Calcul de χ_{\min}

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{212.91}{21.19} = 10.05$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{323}{7.27} = 44.43$$

On a $\lambda_y < \lambda_z \Rightarrow$ le flambement se produit autour de l'axe (X-X)

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A}$$

Où :

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} \text{ et } \beta_A = 1 \text{ section de classe (I)}$$

$$\lambda_1 = 93,91\varepsilon$$

$$\text{Avec: } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \Rightarrow f_y = 235 \text{ MPa} \Rightarrow \varepsilon = 1 \Rightarrow \lambda_y = 93.91$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{10.05}{93.91} = \mathbf{0.11}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{44.43}{93.91} = \mathbf{0.47}$$

$$\Phi_y = 0,5 \times [1 + 0,21 (0,11 - 0,2) + 0,11^2] = 0,49$$

$$\Phi_z = 0,5 \times [1 + 0,34 (0,47 - 0,2) + 0,47^2] = 0,66$$

Avec :

$$h/b = 1,66 > 1,2 \quad \text{et} \quad t_f = 28 \text{ mm} \leq 40 \text{ mm.}$$

$$\Rightarrow \text{Courbe de flambement (Z-Z) b} \Rightarrow \alpha = 0,34$$

$$\Rightarrow \text{Courbe de flambement (Y-Y) a} \Rightarrow \alpha = 0,21$$

VI.2.1.3. Calcul de K_y et K_z

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \leq 1,5 \quad \text{et} \quad K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} \leq 1,5$$

$$\mu_{y,z} = \bar{\lambda}_{y,z} \times (2\beta_{M_{y,z}} - 4) + \left(\frac{W_{pl,y,z} - W_{ely,z}}{W_{ely,z}} \right) \leq 0,90$$

$\beta_{M_{y,z}}$ Est le facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion.

$$\beta_{M_{\varphi y}} = 1,8 - 0,7 \cdot \varphi \quad \text{Avec :} \quad \varphi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}}$$

$$\varphi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}} = 0,52 \dots \beta_{M_y} = 1,44$$

$$\varphi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}} = 0 \dots \beta_{M_z} = 1,8$$

$$\mu_y = 0,11 \times (2 \times 1,44 - 4) + \left(\frac{4815 - 4287}{4287} \right) = 0,12 \leq 0,90$$

$$\mu_z = 0,47 \times (2 \times 1,8 - 4) + \left(\frac{4815 - 4287}{4287} \right) = 0,06 \leq 0,90$$

$$K_y = 1 - \frac{0,12 \times 2771,12 \times 10^3}{1,03 \times 238600 \times 235} = 0,99 \leq 1,5$$

$$K_z = 1 - \frac{0,06 \times 2771,12 \times 10^3}{0,89 \times 238600 \times 235} = 1 \leq 1,5$$

$$\frac{2771,12 \times 10^3}{0,89 \times 238600 \times \frac{235}{1,1}} + \frac{0,99 \times 42,81 \times 10^6}{4815000 \times \frac{235}{1,1}} + \frac{1 \times 80,95 \times 10^6}{1292000 \times \frac{235}{1,1}} = 0,39 \leq 1$$

Condition vérifiée.

VI.2.2. Vérification du déversement

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y / \gamma_{M1}} + \frac{K_{LT} \times M_{y, sd}}{\chi_{LT} \times W_{pl,y} \times f_y / \gamma_{M1}} + \frac{K_z \times M_{z, sd}}{W_{pl,z} \times f_y / \gamma_{M1}} \leq 1$$

Où :

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \quad \text{pour } K_{LT} \leq 1$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times \bar{\lambda}_z \times \beta_{M,LT} - 0,15 \quad \text{pour } \mu_{LT} \leq 0,90$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times 0,47 \times 1,44 - 0,15 = -0,048$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{-0,048 \times 2771,12 \times 10^3}{0,89 \times 238600 \times 235} = 1,00$$

Avec :

$\beta_{M,LT}$: Facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.

Tableau VI. 2: Calcul de XLT

Formules	Applications numériques	Résultats
$\lambda_{LT} = \frac{KL/i_z}{\sqrt{C_1 \left[1 + 1/20 \left[\frac{KL/i_z}{h/t_f} \right]^2 \right]}} \cdot 0,25$	$\lambda_{LT} = \frac{3230/72,7}{\sqrt{1,132 \left[1 + 1/20 \left[\frac{3230/72,7}{500/28} \right]^2 \right]}} \cdot 0,25$	39,03
$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{B_w}$	$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{10,69}{93,91} \sqrt{1}$	0,42
$\bar{\lambda}_{LT} > 0,4$ Il ya risque de deversement		
$\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$	$\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + 0,21 (0,42 - 0,2) + 0,42^2 \right]$	0,61
$x_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}$	$x_{LT} = \frac{1}{0,61 + \sqrt{0,61^2 - 0,42^2}}$	0,95

$$\frac{2771,12 \times 10^3}{0,89 \times 238600 \times \frac{235}{1,1}} + \frac{1 \times 42,81 \times 10^6}{0,95 \times 4815000 \times \frac{235}{1,1}} + \frac{1 \times 80,95 \times 10^6}{1292000 \times \frac{235}{1,1}} = 0,40 \leq 1$$

Condition vérifiée.

VI.3. Vérification des poutres porteuses

Dans notre projet nous avons un seul type de poutre **IPE360**. La longueur de la poutre L= 4,92 m Les efforts sont tirés à partir du Logiciel ROBOT 18, sous la combinaison :

ELU :

$$\text{On a : } \begin{cases} M_{sd} = 179,21 \text{ KN.m} \\ V_{sd} = 164,05 \text{ kN} \end{cases}$$

VI.3.1. Vérifications de la résistance

VI.3.1.1. Moment fléchissant

Position de l'axe neutre plastique :

$$F_b = \frac{0.85 * B_{eff} * h_b * F_{c28}}{\gamma_b}$$

$$F_b = \frac{0.85 * 1450 * 95 * 25}{1.5} = 1951.46 \text{ kN}$$

$$F_a = A_a \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$F_a = 23860 * \frac{235}{1} = 5607.10 \text{ kN}$$

$$F_w = 7250 * \frac{235}{1} = 1703.75 \text{ kN}$$

$F_b < F_a$ Et $F_w < F_b$ Axe neutre est dans la semelle supérieure du profilé

Remarque :

Axe neutre se trouve dans la semelle supérieure du profilé, donc le moment résistant

plastique développé par la section mixte est : $M_{pl,rd} = F_a + \frac{h_a}{2} + F_b \left(\frac{h_b}{2} + h_p \right)$

$$M_{pl,rd} = 5607100 + \frac{500}{2} + 2156880 \left(\frac{95}{2} + 55 \right) = 226.69 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd}^{max} = 179.21 \text{ kN.m} < M_{pl,rd} = 226.69 \text{ kN.m} \implies \text{condition Vérifiée}$$

VI.3.1.2. Effort tranchant

On doit vérifier que : $V_{sd}^{max} \leq V_{plrd} = A_v \frac{f_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}}$

$$V_{sd}^{max} = 164.05 \text{ kN} < V_{plrd} = 894.24 \text{ kN} \implies \text{Condition Vérifiée}$$

$$V_{sd} = 164.05 \text{ kN} < 0,5V_{plrd} = 447.12 \text{ kN}$$

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

VI.4. Vérification des poutres non porteuse

Dans notre projet nous avons un seul type de poutre poutre **IPE160** : La longueur de la poutre $L = 4.92 \text{ m}$ Les efforts sont tirés à partir du Logiciel ROBOT 18, sous la combinaison:

ELU:

$$\text{On a : } \left\{ \begin{array}{l} M_{sd} = 63.20 \text{ KN.m} \\ V_{sd} = 68.06 \text{ kN} \end{array} \right.$$

VI.4.1. Vérifications de la résistance

VI.4.1.1. Moment fléchissant

Position de l'axe neutre plastique :

$$F_b = \frac{0.85 * B_{eff} * h_b * F_{c28}}{\gamma_b}$$

$$F_b = \frac{0.85 * 1230 * 95 * 25}{1.5} = 1655.38 \text{ kN}$$

$$F_a = A_a \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$F_a = 2009 * \frac{235}{1} = 472.12 \text{ kN}$$

$F_a < F_b$ Axe neutre est dans la dalle de béton

Remarque :

Axe neutre se trouve dans la dalle de béton, donc le moment résistant plastique développé

par la section mixte est : $M_{pl,rd} = F_a \left(\frac{h}{2} + h_b + h_p - \left(\frac{F_a h_b}{2 F_b} \right) \right)$

$$M_{pl,rd} = 472120 \left(\frac{160}{2} + 95 + 55 - \left(\frac{472120 \times 105}{2 \times 1829630} \right) \right) = 216.45 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd}^{max} = 63.20 \text{ KN.m} < M_{pl,rd} = 216.45 \text{ kN.m} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition Vérifiée}$$

VI.4.1.2. Effort tranchant

On doit vérifier que : $V_{sd}^{max} \leq V_{plrd} = A_v \frac{f_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}}$

$$V_{plrd} = 1120 * \frac{235}{1 * \sqrt{3}} = 138.14 \text{ kN}$$

$$V_{sd}^{max} = 68.06 \text{ kN} < V_{plrd} = 138.14 \text{ kN} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition Vérifiée}$$

$$V_{sd} = 68.06 \text{ kN} < 0,5 V_{plRd} = 69.07 \text{ kN}$$

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

➤ Constatation

Il n'y a pas lieu de vérifier le déversement pour les poutres car on a un plancher collaborant, donc les poutres sont prémunies contre ce phénomène.

VI.5. Vérification des palées de stabilité

VI.5.1. Vérification à la traction

L'effort normal de traction de la barre la plus sollicitée qui est celle du niveau 1^{er} étage

On doit vérifier que : $N \leq N_{trd}$

✓ N : Effort normal maximum (traction).

$$N_{trd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

✓ N_{trd} : Effort normal plastique.

Avec :

$$N_{SD} = 304.60 \text{ kN}$$

$$N_{trd} = \frac{8040 \times 2 \times 235}{1} = 3778.80 \text{ kN}$$

$$N_{SD} = 304.60 \text{ kN} < N_{trd} = 3778.80 \text{ kN} \implies \text{Condition vérifiée}$$

VI.5.2. Vérification à la compression

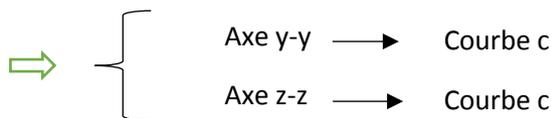
On a l'effort de compression repris par les palées de stabilité (**2UPN380**)

$N_{sd} = 304.60 \text{ kN}$ donc on vérifie :

Elément réduit :

$$\left. \begin{aligned} \bar{\lambda}_y &= \frac{5880/140}{93.91} = 0.45 \\ \bar{\lambda}_z &= \frac{3.34 \times 5880/27.7}{93.91} = 2.26 \end{aligned} \right\} \geq 0,2 \implies \text{Risque de flambement}$$

VI.5.2.1. Choix de la courbe de flambement



VI.5.2.2. Coefficient de réduction

Axe z-z : $\phi_z = 0.5 \times [1 + 0.49 \times (2.26 - 0.2) + 2.26^2] = 3.57$

$$X_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \lambda^2}} = \frac{1}{3.57 + \sqrt{3.57^2 - 2.26^2}} = 0.16$$

Axe y-y : $\phi_y = 0.5 \times [1 + 0.49 \times (0.45 - 0.2) + 0.45^2] = 0.66$

$$X_y = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}} = \frac{1}{0.66 + \sqrt{0.66^2 - 0.45^2}} = 0.88$$

$$X = \min(X_y; X_z) = \mathbf{0.16}$$

Avec :

$$N_{brd} = \chi \times \beta \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$N_{brd} = 0,16 \times 1 \times 16080 \times 10^{-3} \times \frac{235}{1} = 604.41 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 304.60 \text{ kN} < N_{brd} = 604.41 \text{ kN} \implies \text{Condition vérifiée}$$

VI.6. Conclusion

Les dimensions retenues pour les poteaux et les poutres sont résumées comme suit :

- ✓ **Poteau** : tous les poteaux est HEB 500
- ✓ **Poutre** :

Tableau VI. 3: Choix final des poutres

	Poutre secondaire	Poutre principale
Profile	IPE160	IPE360

Chapitre VII

Les assemblages

VII.1. Introduction

Un assemblage est un système qui permet de réunir un ou plusieurs éléments métallique sa fin d'assurer une continuité entre eux. Ce système peut être soit par boulonnage ou soit par soudure ou les deux en même temps.

Les assemblages ont pour fonction :

- Assurer la transmission des efforts entre les différents éléments structuraux ;
- Créer une liaison de continuité ;
- Correspondre au type de liaison adéquat ;

VII.2. Les différents modes d'assemblages

Dans la construction métallique, les différents modes d'assemblages les plus utilisés sont le boulonnage et la soudure.

VII.2.1. Assemblage par boulonnage

Le boulonnage est une méthode d'assemblage mécanique démontable, qui consiste à relier les éléments métalliques entre eux. On distingue deux types boulons : les boulons ordinaires et les boulons à haute adhérence. Et ces deux types de boulons se différencient par leur nuance d'acier.

Tableau VII. 1: Caractéristiques mécaniques des boulons selon leur classe d'acier

Valeur 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	6.8	8.8	10.9
$f_y(N/mm^2)$	240	320	300	400	480	640	900
$f_u(N/mm^2)$	400	400	500	500	600	800	1000

Tableau VII. 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

Diamètre de la partie non filetée de la vis.

d0 : Diamètre nominal du trou.

A : Section nominale du boulon.

As : Section résistante de la partie filetée.

VII.2.1.1. Fonctionnement des assemblages

- **Fonctionnement des assemblages par obstacle**

C'est le cas des boulons ordinaires non précontraints dont les tiges reprennent les efforts et fonctionnent en cisaillement.

- **Fonctionnement des assemblages par adhérence**

Dans ce cas la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact. Cela concerne le soudage et le boulonnage par les boulons à haute résistance.

VII.2.2. Assemblage par soudure

La soudure est un moyen d'assemblage le plus fréquemment utilisé pour la fabrication des pièces métalliques en atelier. Elle est régulièrement utilisée dans les constructions particulières comme : les réservoirs d'eau, les silos etc...

VII.3. Assemblage poutre-solive (IPE 360 – IPE160)

L'assemblage poutre-solive est un assemblage articulé à doubles cornières boulonnées (les âmes sont reliées, les ailes sont libres), qui permet de relier la solive à la poutre avec un jeu entre les deux éléments. Pour assurer la continuité de la solive, on réalise une grugeage pour permettre le passage de l'aile de la poutre.

– L'effort tranchant maximum : $V_{sd} = 164.05 \text{ KN}$

- **Caractéristiques géométriques des profilés et données mécaniques**

Poutre IPE 360:

$h = 360 \text{ mm}; b = 170 \text{ mm}; t_f = 12.7 \text{ mm}; t_w = 8 \text{ mm}; A = 72.73 \text{ cm}^2$ Solve IPE 160:

$h = 160 \text{ mm}; b = 82 \text{ mm}; t_f = 7.4 \text{ mm}; t_w = 5 \text{ mm}; A = 20.1 \text{ cm}^2$

VII.3.1. Dimension de la platine (cornier)

La hauteur $h_p \geq 0,6h_{b1} = 0,6 \times 160 = 96 \text{ mm}$

Alors on prend $h_p = 100 \text{ mm}$. L'épaisseur $t_p = [10 \text{ à } 12 \text{ mm}]$ alors on prend $t_p = 12 \text{ mm}$

Alors on choisit un cornier à aile égale de dimension : $100 \times 100 \times 12 \text{ mm}$

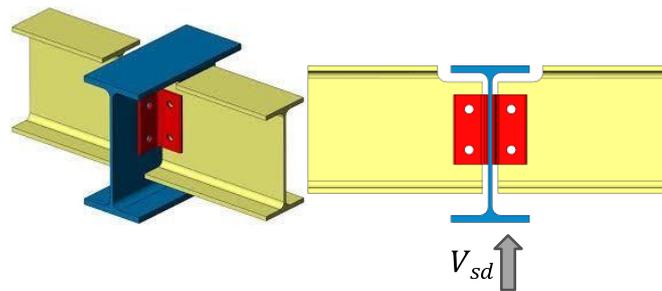


Figure VII. 1: Schéma d'assemblage poutre -solive.

On choisit 4 boulons ordinaires de diamètre 14 mm (M14) et de classe 5.8 M14 $d = 14 \text{ mm}$; $d_0 = 16 \text{ mm}$; $A_s = 157 \text{ mm}^2$

VII.3.2. Disposition constructive

$1,2d_0 \leq e_1 \leq \text{maxi (12t ou 150 mm)}$	$21,60 \text{ mm} \leq e_1 \leq 150 \text{ mm}$	$e_1 = 30 \text{ mm}$.
$1,2d_0 \leq e_2 \leq \text{maxi (12t ou 150 mm)}$	$21,60 \text{ mm} \leq e_2 \leq 150 \text{ mm}$	$e_2 = 30 \text{ mm}$.
$2,2d_0 \leq P_1 \leq \text{min (14t ou 200 mm)}$	$39,6 \text{ mm} \leq P_1 \leq 168 \text{ mm}$	$P_1 = 60 \text{ mm}$.
$3d_0 \leq P_2 \leq \text{min (14t ou 200 mm)}$	$54 \text{ mm} \leq P_2 \leq 168 \text{ mm}$	$P_2 = 60 \text{ mm}$.

VII.4. Assemblage Poteau - Poutre (HEB 500- IPE360)

VII.4.1. Efforts sollicitant

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{sd} = 123.19 \text{ KN.m} \\ V_{sd} = 214.12 \text{ kN} \end{array} \right.$$

VII.4.2. Calcul de la soudure poutre IPE360

$$L1 = 170 \text{ mm}$$

$$L2 = 81 \text{ mm}$$

$$L3 = 334.6 \text{ mm}$$

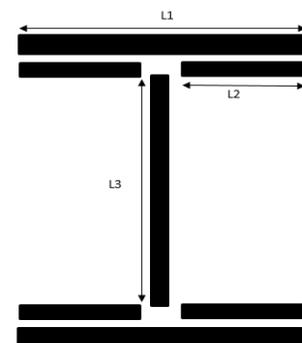


Figure VII. 2: Assemblage soudé poutres -platine.

$$\begin{aligned}
 A_s &= \sum l_i \times a_i = (2l_1 \times a) + (4l_2 \times a) + (2l_3 \times a) \\
 &= (2 \times 170 \times 15) + (4 \times 81 \times 15) + (2 \times 334.6 \times 15) \\
 A_s &= 19998 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

h : la hauteur du profilé.

La nuance d'acier utilisé est S235 donc : $\gamma_{mw} = 1.25$; $\beta_w = 0,80$; $f_u = 360$

VII.4.2.1. Calcul de l'épaisseur du cordon sur semelle

$$\begin{aligned}
 a_f &\geq t_{fb} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \times \frac{\beta_w \times \gamma_{m2}}{f_{us} \times \sqrt{2}} \\
 a_f &\geq 12.7 \times \frac{235}{1} \times \frac{0.80 \times 1.25}{360 \times \sqrt{2}} = 5.86 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

VII.4.2.2. Calcul de l'épaisseur du cordon sur l'âme

$$\begin{aligned}
 a_w &\geq t_{wb} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \times \frac{\beta_w \times \gamma_{m2}}{f_{us} \times \sqrt{3}} \\
 a_{fw} &\geq 8 \times \frac{235}{1} \times \frac{0.8 \times 1.25}{360 \times \sqrt{3}} = 3.02 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

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

VII.4.2.3. Vérification de la soudure

$$\begin{aligned}
 A_s &= \sum l_i \times a_i = (2l_1 \times a) + (4l_2 \times a) + (2l_3 \times a) \\
 &= (2 \times 170 \times 15) + (4 \times 81 \times 15) + (2 \times 334.6 \times 15) \\
 A_s &= 19998 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

h : la hauteur du profilé.

La nuance d'acier utilisé est S235 donc : $\gamma_{mw} = 1,25$; $\beta_w = 0,8$; $f_u = 360$

a- Vérification le moment et l'effort normal (M et N) :

$$\sqrt{2} \left[\frac{N_{sd}}{\sum l_i \times a_i} + \left(\frac{M_{sd}}{I_{ys}} \times \frac{h}{2} \right) \right] \leq \frac{f_{us}}{\beta_w \times \gamma_{m2}}$$

$$I_{ys} = (2l_1 \times a \times d_1^2) + (4l_2 \times a \times d_2^2) = 156.76 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

- $d_1 = \frac{h}{2} + \frac{a}{2} = 183.5 \text{ mm}$
- $d_2 = \frac{h}{2} - t_f - \frac{a}{2} = 163.8 \text{ mm}$

$$\sqrt{2} \left[\frac{0}{19998} + \left(\frac{213.19}{156.76 \times 10^6} \times \frac{360}{2} \right) \right] \leq \frac{360}{0.8 \times 1.25}$$

$$346.20 \leq 360$$

la conditions est vérifier

b- Vérification l'effort tranchons et l'effort normal (V et N)

$$\sqrt{2 \times \left(\frac{N_{sd}}{\sum l_i \times a_i}\right)^2 + 3 \times \left(\frac{V_{sd}}{2 l_3 \times a}\right)^2} \leq \frac{f_{us}}{\beta_w \times \gamma_{m2}}$$

$$\sqrt{2 \times \left(\frac{0}{19998}\right)^2 + 3 \times \left(\frac{214.12}{2 \times 334.6 \times 7}\right)^2} \leq \frac{360}{0.8 \times 1.25}$$

79.20 ≤ 360 **la conditions est vérifier**

VII.4.3. Vérification des boulons HR

VII.4.3.1. Épaisseur de la platine

$$T_{\text{Platine}} = \max(t_f^{\text{poteau}} = 16 \text{ mm}, t_f^{\text{poutre}} = 8 \text{ mm})$$

Donc on prend $T_{\text{Platine}} = 16 \text{ mm}$

VII.4.3.2. Choix de diamètre du boulon

Epaisseur de la platine : $ep = 16 \text{ mm}$

$$t \leq 10 \text{ mm} \quad d = (12 ; 14) \text{ mm}$$

$$10 \leq t \leq 25 \text{ mm} \quad d = (16 ; 20 ; 24) \text{ mm}$$

$$t \geq 25 \text{ mm} \quad d = (24 ; 27 ; 30) \text{ mm}$$

On à l'épaisseur de la platine $t = 16 \text{ mm}$

VII.4.3.3. Détermination du nombre de boulons nécessaires

Condition de la résistance au cisaillement des boulons

$$\left\{ \begin{array}{l} F_{V.sd} \leq F_{V.rd} \\ F_{V.sd} = \frac{V_{sd}}{n} \\ F_{V.rd} = \frac{f_{ub} \cdot A_s \cdot 0,5}{\gamma_{Mb}} \end{array} \right.$$

Avec :

- ✓ $F_{v_{sd}}$: Effort de cisaillement de calcul par boulon ;
- ✓ V_{sd} : Effort fléchissant vertical ;
- ✓ $F_{v_{rd}}$: Résistance de calcul au cisaillement par boulon ;
- ✓ $A_s = 353 \text{ mm}^2$: Aire de la section transversale
- ✓ $d_0 = \Phi + 3 = 27 \text{ mm}$

$$n \geq \frac{1.25 \times 214.12 \times 10^3}{0.5 \times 353 \times 1000} = 1.52 \text{ On prend } n = 6 \text{ (boulons) } 10.9 \text{ HR}$$

VII.4.3.4. Dispositions constructives

- **Distance entre axe des boulons**

$$d0 = \emptyset + 3 = 24 + 3 = 27 \text{ mm.}$$

$$1.2d0 \leq e1 \leq \max(12t; 150\text{mm}) \quad 32.4 \text{ mm} \leq e1 = 50 \leq 192 \text{ mm}$$

$$2.2d0 \leq p1 \leq \min(14t; 200\text{mm}) \quad 59.4 \text{ mm} \leq p1 = 130 \leq 200\text{mm}$$

$$1.2d0 \leq e2 \leq \max(12t; 150\text{mm}) \quad 32.4 \text{ mm} \leq e2 = 50 \leq 192\text{mm}$$

$$3d0 \leq p2 \leq \min(14t; 200\text{mm}) \quad 81 \text{ mm} \leq p2 = 130 \leq 200 \text{ mm}$$

VII.4.3.5. Détermination des efforts dans les boulons

$$N_i = \frac{M \cdot d_i}{\sum d_i^2}$$

$$d1 = 50\text{mm}$$

$$d2 = 180\text{mm}$$

$$d3 = 310\text{mm}$$

$$\sum d_i^2 = (50)^2 + (180)^2 + (310)^2 = 0.131\text{m}^2$$

$$F_{m1} = \frac{M \cdot d1}{\sum d_i^2} = \frac{213.19 \times 0,310}{0.131} = 504.50\text{kN}$$

Pour qu'il n'y ait pas décollement des pièces, il faut que l'effort de traction appliqué par boulon soit inférieur à l'effort de précontrainte, soit :

$$F_{t,sd} = F_{m1} \leq n \times F_{p,cd} ; \text{ Avec } F_{p,cd} = 0.7 \times f_{ub} \times A_s$$

Avec : $n=2$ Soit :

$$A_s \geq \frac{F_{m1}}{0,7 \times f_{ub} \times n} = \frac{504.50}{0,7 \times 1 \times 2} = 360.35\text{mm}^2$$

$A_s \geq 360.35 \text{ mm}^2$, Soit un boulon de diamètre $\emptyset 27$ ($A_s = 459\text{mm}^2$)

D'où le choix du boulon : HR. $\emptyset = 27 \text{ mm}$, classe 10.9

$$\text{Donc : } F_{p,cd} = 0.7 \times f_{ub} \times A_s = 0.7 \times 1 \times 459 = 321.3\text{kN}$$

Il faut vérifier que :

$$F_{m1} \leq n_0 \times F_{p,cd}$$

Avec :

- F_p : L'effort de précontrainte autorisé dans les boulons,
- f_{ub} : La contrainte de rupture du boulon, vaut 1000 MPa pour les boulons HR 10.9

- A_s : L'aire de la section du boulon.

$$A_s = 459 \text{ mm}^2$$

$$N_1 = 504.50 \text{ kN} \leq 2 \times 0.7 \times 1000 \times 459 = 642,6 \text{ kN} \quad \text{condition est vérifiée}$$

a) Moment résistant effectif de l'assemblage

$$M_{rd} = \frac{F_{m1} \cdot d_i^2}{d_8}$$

$$N = F_{p.cd} = 0.7 \times 1000 \times 459 = 321,3 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad \text{Pour un boulon}$$

Pour une rangée (de deux boulons)

$$2 \times N = 321,3 \times 2 = 642,6 \text{ kN}$$

D'où :

$$M_{rd} = \frac{642,6 \times 0.131}{0,31} = 271.55 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = 213.19 \text{ kN.m} \leq M_{rd} = 271.55 \text{ kN.m} \quad \text{condition est vérifiée}$$

b) La résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant

L'effort tranchant par boulon :

$$V_{sd} = 214.12 \text{ kN}$$

$K_s = 1$ Pour des trous avec tolérances nominales normales.

$\mu = 0,3$ Surfaces nettoyées par brassage métallique ou à la flamme avec enlèvement de la rouille.

$n = 2$ Nombre d'interfaces de frottement ;

$\gamma_{ms} = 1,25$ Pour les résistances au glissement à L'ELU

$$F_{v, sd} \leq F_{v, rd}$$

$$F_N = \frac{V_{sd}}{nb} = \frac{214.12}{6} = 35.69 \text{ kN}$$

$$F_{pc} = 0.7 \times A_s \times f_{ub} = 321,3 \text{ kN}$$

$$F_{vrd} = \frac{k_s \cdot n_f \cdot \mu \cdot (F_{pc} - 0.8 \cdot F_{t.sd})}{\gamma_{Ms}}$$

$$F_{v.rd} = \frac{1 \times 0.3 \times 2 \times (321,3 - 0.8 \times 504.50)}{1.25} = 39.50 \text{ kN}$$

$$F_{v, sd} = \frac{214.12}{6} = 35.69 \text{ kN} \leq F_{v, rd} = 39.50 \text{ kN} \quad \text{Donc la condition est vérifiée}$$

c) Résistance de l'âme du poteau en traction

Il faut vérifier que :

$$F_t \leq F_{t,rd}$$

$$F_{t,rd} = f_y \times t_{wc} \times \frac{b_{eff}}{\gamma_{m0}}$$

t_{wc} : épaisseur d'âme de Poteau = 16mm

b_{eff} : entraxe rangées boulons = 130mm

$$F_{t,rd} = 235 \times 16 \times \frac{130}{1} = 488.8 \text{ kN}$$

Avec : $F_t = \frac{M}{h-t_f}$

$H = 650 \text{ mm} ; t_f = 31 \text{ mm}$

Donc :

$$F_t = \frac{208.95}{0.650 - 0.031} = 337.56 \text{ kN}$$

$F_t = 337.56 \text{ kN} \geq F_{t,rd} = 448.80 \text{ kN}$ **Condition est vérifiée**

Remarque :

Pas besoin de rajouter un raidisseur pour augmenter la résistance de l'âme de poteau

d) Résistance de l'âme de poteau en compression (âme non raidie)

On vérifie : $F_c \leq F_{c,rd}$

Avec : $F_{c,rd} = f_y \times t_{wc} \times \left(1,25 - 0,5 \cdot \gamma_{m0} \frac{\sigma_n}{f_y} \right) \times \frac{b_{eff}}{\gamma_{m0}}$

σ_n : Contrainte normale de compression dans l'âme du poteau

t_{fb} : Épaisseur semelle poutre IPE360=12.7mm

t_{fc} : Épaisseur semelle poteau HEB650=31mm

t_p : Épaisseur platine extrémité=16mm

r_c : Rayon de raccordement âme semelle de poteau=27mm

$$b_{eff} = t_{fb} + 2t_p + 5(t_{fc} + r_c)$$

$$b_{eff} = 12.7 + 2 \times 16 + 5(31 + 27) = 334.7 \text{ mm}$$

$$\sigma_n = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{sd}}{W_{el,y}} = \frac{214.12}{286.3 \times 10^{-4}} + \frac{208.95}{6480 \times 10^{-6}} = 39.82 \times 10^3 \text{ kN/m}^2$$

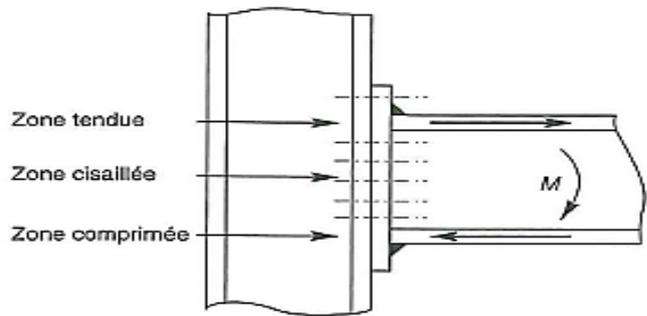


Figure VII. 3: Schéma des différentes zones.

$$F_{c,rd} = 235 \times 15.5 \times \left(1,25 - 0,5 \times 1 \times \frac{39.82}{235} \right) \times \frac{334.7}{1} = 1420.64 \text{ kN}$$

$$F_c = \frac{M_{sd}}{h - t_{fb}} = 337.56 \text{ kN}$$

$$F_c = 337.56 \text{ kN} \leq F_{c,rd} = 1420.64 \text{ kN} \quad \text{Condition n'est pas vérifiée}$$

e) Résistance de l'âme du poteau au cisaillement

Il faut vérifier que : $F_v \leq V_r$

$$V_r = \frac{0,58 \times f_y \times h_p \times t_{wc}}{\gamma_{M0}}$$

Avec :

h_p : la hauteur de profilé (poteau) ; $h_p = 650 \text{ mm}$

t_{wc} : épaisseur de l'âme (poteau) ; $t_{wc} = 15.5 \text{ mm}$

$$V_r = \frac{0,58 \times 235 \times 650 \times 15.5}{1} \times 10^{-3} = 1373.22 \text{ kN}$$

L'effort de cisaillement vaut :

$$F_v = \frac{M}{h - t_f}$$

$h = 650 \text{ mm}$; $t_f = 30 \text{ mm}$

$$F_v = \frac{208.95}{0.650 - 0.031} = 337.56 \text{ kN}$$

$$F_v = 337.56 \text{ kN} \leq V_r = 1373.22 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

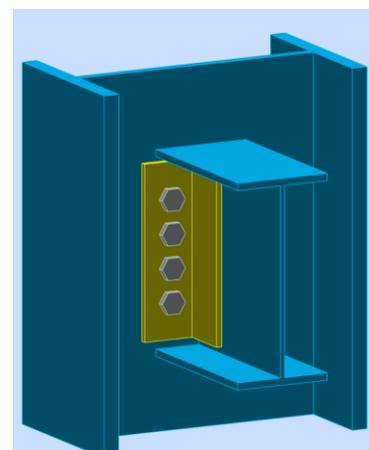
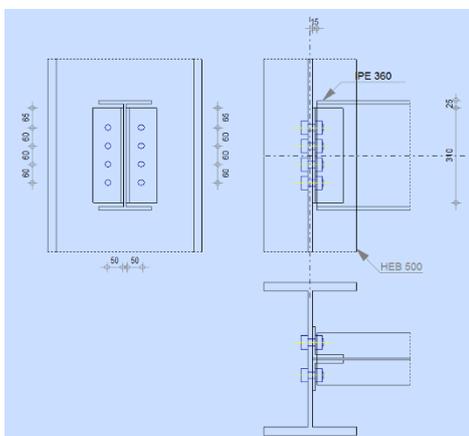


Figure VII. 4: Résultat de vérification d'assemblage de Poutre-Poteau.

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,88

- Calculi avec ROBOT:

- Assemblage au gusset

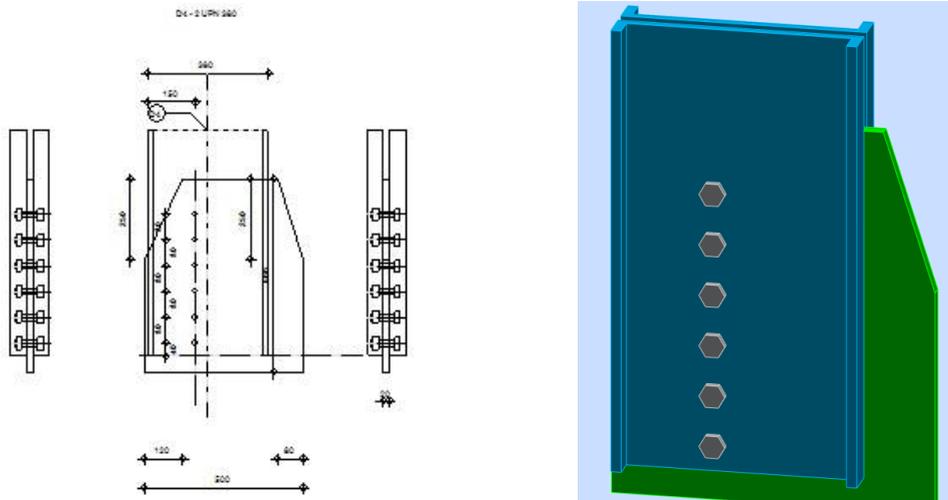


Figure VII. 5: Résultat de vérification d'assemblage de gousset.

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,84

- Assemblage Pied de Poteau HEB500

La note de calcul de ROBOT

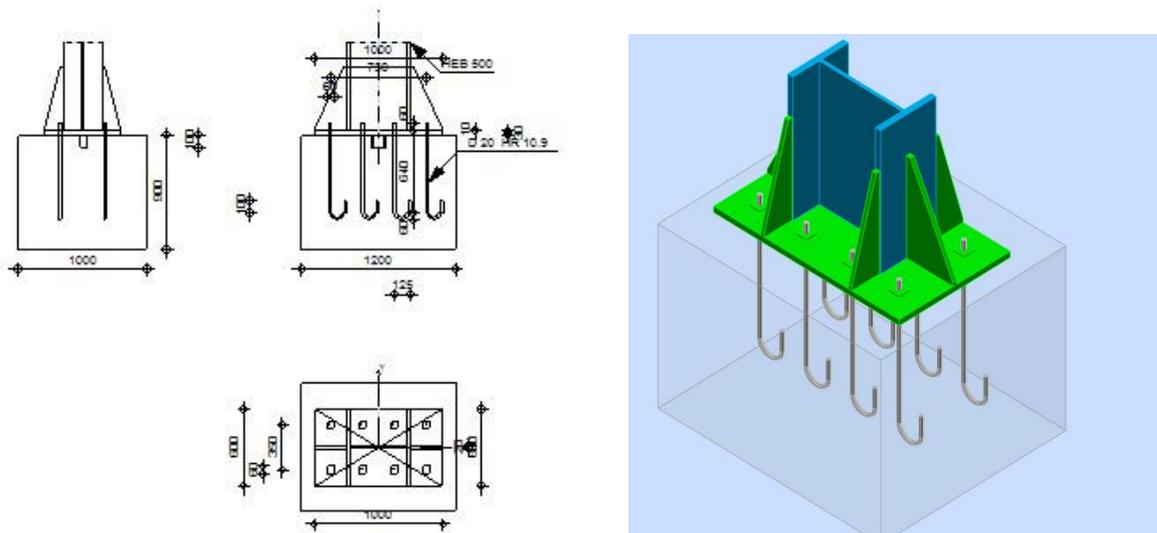


Figure VII. 6: Résultat de vérification d'assemblage de Pied de Poteau.

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,97

- Calcul avec ROBOT :
- Assemblage au l'Encastrement traverse- Poteau

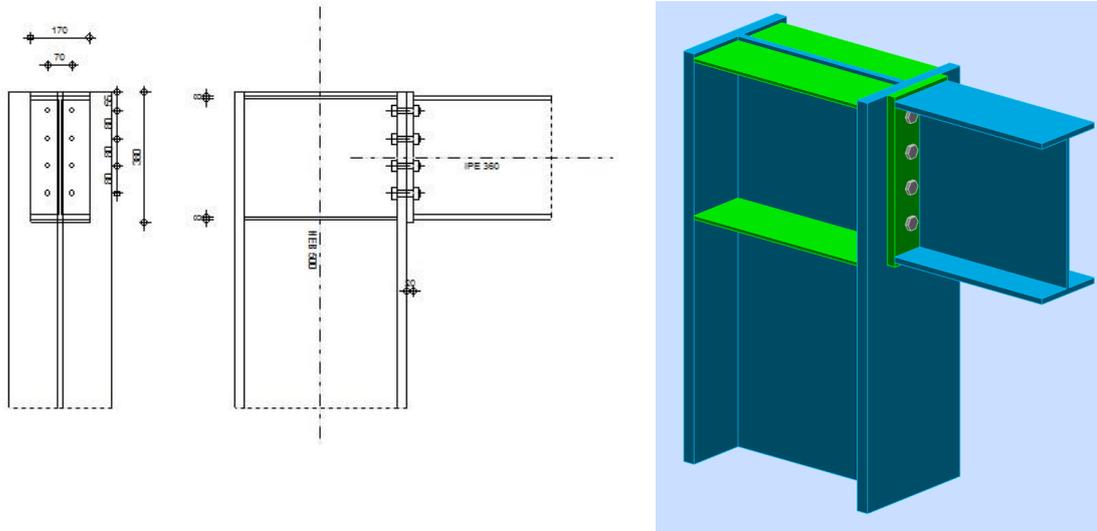


Figure VII. 7: Résultat de vérification d'assemblage de l'Encastrement traverse- Poteau.

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,41

VII.5. Conclusion

Nous concluons que l'assemblage augmente la résistance et la rigidité du bâtiment, ce qui conduit à sa stabilité en cas sismique ou de choc.

Chapitre VIII

Les fondations

VIII.1. Introduction

Les fondations sont des éléments qui sont directement en contact avec le sol, elles assurent ainsi la transmission des charges de la superstructure à ce dernier. Cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

Dans ce présent chapitre on va dimensionner et ferrailer la fondation de notre bâtiment en déterminants les efforts sous les semelles par la méthode classique (manuellement).

VIII.2. Choix du type de fondations

Il y a plusieurs facteurs qui rentrent en jeu, on peut citer

- Contrainte du sol
- La classification du sol
- Les efforts transmis à la base

L'étude géotechnique du site d'implantation de notre ouvrage, a donné une contrainte admissible égale à 2 bars.

VIII.3. Calcul des fondations

On suppose que l'effort normal prévenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- N : Effort normal appliqué sur la fondation.
- S : Surface de la fondation.

VIII.3.1. Semelles filantes

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 :

$N = \sum N_i$ de chaque file de poteaux.

$S = B \times L$

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la file considérée

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L\sigma_{sol}}$$

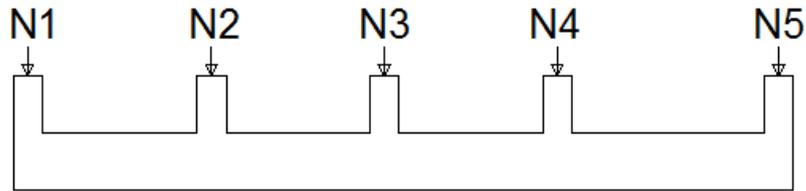


Figure VIII. 1: La forme de semelle filante.

Les charges qui reviennent pour chaque file :

Tableau VIII. 1: Section des semelles filantes sens Y

Section Cut	Combi	P (kN)	σ (kN/m ²)	L (m)	B calcul (m)	B choisi (m)	Sf (m ²)
SF1	ELS	4169.65	200.00	26.27	0.79	1.00	26.27
SF2	ELS	7029.91	200.00	26.27	1.33	1.50	39.41
SF3	ELS	7855.25	200.00	26.27	1.50	2.00	52.54
SF4	ELS	7194.20	200.00	26.27	1.36	1.50	39.41
SF5	ELS	7239.20	200.00	26.27	1.38	1.50	39.41
SF6	ELS	6067.57	200.00	26.27	1.15	1.50	39.41
SFA	ELS	2228.33	200.00	11.66	0.95	1.00	11.66
							248.11

Tableau VIII. 2: Section des semelles filantes sens X

Section Cut	Combi	P (kN)	σ (kN/m ²)	L (m)	B calcul (m)	B choisi (m)	Sf (m ²)
SFF	ELS	4388.51	200.00	22.35	0.98	1.20	26.82
SFE	ELS	8965.62	200.00	22.35	2.00	2.00	44.7
SFD	ELS	6571.95	200.00	22.35	1.47	1.50	33.53
SFC	ELS	6649.07	200.00	27.01	1.23	1.50	40.52
SFB	ELS	9874.49	200.00	27.01	1.82	2.00	54.02
SFA	ELS	5334.47	200.00	27.01	0.98	1.00	27.01
							226.6

- La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment
 $(S_s / S_b < 50 \%) \implies (474.71 / 575.54 = 82 \% > 50 \%)$.

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, donc il est recommandé d'opter pour un radier général.

VIII.3.2. Radier général

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction. Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée. Dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur.

Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique). L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

VIII.3.2.1. Surface nécessaire

Pour déterminer la surface du radier il faut que : $\sigma_{\max} \leq \sigma_{\text{sol}}$

- S_{rad} : Surface en plan du radier : $S = \sum S_i = 575.54 \text{ m}^2$
- $S_{\text{débr}}$: Surface du débord (0,50 m ajouté sur tous le périmètre) : $S_{\text{débr}} = 38.67 \text{ m}^2$
- $S_b = S_{\text{rad}} + S_{\text{débr}} = 614.21 \text{ m}^2$
- $\sigma_{\max} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{nec}}} \leq \sigma_{\text{sol}} \implies S_{\text{nec}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}}$

Pour : $\begin{cases} N_{\text{ser}} = 41784.12 \text{ KN} \\ \sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars} \end{cases}$

On trouve : $S_{\text{nec}} \geq 208.92 \text{ m}^2$

La surface du bâtiment $S_b = 614.21 \text{ m}^2$

VIII.3.2.2. Pré dimensionnement de radier

a- Dalle :

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes

- **Condition forfaitaire :**

$$h_D \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec :

L_{\max} = La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{\max} = 4.92 \text{ m} \implies h_D \geq 24.6 \text{ cm}$$

Alors :

On prend : $h_D = 30 \text{ cm}$. L'épaisseur de la dalle.

b- Nervure :

▪ **La hauteur de nervure :**

▪ **Condition de la flèche :**

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_{N1} \leq \frac{L_{max}}{10}$$

On a $L_{max} = 4.92 \text{ m}$

$$32.8 \text{ cm} \leq h_{N1} \leq 49.2 \text{ cm}$$

On prend $h_{N1} = 40 \text{ cm}$.

▪ **Condition de rigidité :**

Pour étudier la raideur d'une semelle continue sous poteaux, nous utilisons la théorie de la poutre sur sol élastique. L'expression de la longueur élastique est donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}}$$

Si les charges sont transmises à la poutre par l'intermédiaire des poteaux de largeur 'a' non négligeable, on pourra admettre la répartition linéaire des contraintes du sol sur une longueur totale de la semelle égale à : $(\pi/2 L_e + b)$

Si l'entre axe des poteaux est inférieur à cette valeur, la poutre se calcul comme une poutre continue (nervure) soumise à la réaction du sol (répartition linéaire).

Le projecteur pourra généralement choisir une section de poutre (hauteur de la semelle) telle que cette condition soit remplie.

Si l'entre axe des poteaux est supérieur à $(\pi/2 L_e + b)$ le calcul devra être effectué conformément à la théorie de la poutre sur sol élastique.

c- Application numérique

On veut que : $(\pi/2 L_e + b \geq L_{\text{entre axe}})$

– $b = 50 \text{ cm}$ (largeur du poteau)

– $L_{\text{entre axe}} = 4.92 \text{ m}$

$\implies L_e = 4.42$

A partir de la formule on calcule la valeur de h :

$$\text{On aura : } h_{n2} \geq \sqrt[3]{\frac{3K(L_e)^4}{E}}$$

- I : Inertie de la section transversale du radier $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$
- E : Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne $E = 20000\text{MPa}$).
- 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 :

- $K = 0,5 \text{ (kg/cm}^3\text{)} \rightarrow$ pour un très mauvais sol.
- $K = 4 \text{ (kg/cm}^3\text{)} \rightarrow$ pour un sol de densité moyenne.
- $K = 12 \text{ (kg/cm}^3\text{)} \rightarrow$ pour un très bon sol.

On a choisi $K = 4 \text{ (kg/cm}^3\text{)}$ pour un sol de densité moyenne.

$$L_e = 4.42 \text{ m}$$

$$h_{N2} \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 0.04 \times \left(\frac{2 \times 4240}{\pi}\right)^4}{20000}} = 68.30 \text{ cm} \Rightarrow h_{N2} = 70 \text{ cm}$$

- **Largeur de la nervure**
- **Condition de coffrage :**

$$b \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{429}{10} = 42.9 \text{ cm}$$

Donc :

$b = 50 \text{ cm}$ dans les deux sens (x-x et y-y)

Nous optons pour les valeurs suivantes :

- Epaisseur de la dalle du radier $h = 30 \text{ cm}$

Les dimensions de la nervure $\begin{cases} h_N = 70 \text{ cm} \\ b = 50 \text{ cm sens } (x-x) \text{ et sens } (y-y) \end{cases}$

VIII.3.2.3. Caractéristiques géométriques du radier

- **Position du centre de gravité**

$$\begin{cases} X_G = 12.37 \text{ m} \\ Y_G = 12.52 \text{ m} \end{cases}$$

▪ **Moments d'inertie**

$$\begin{cases} I_{xx} = 9376.39 \text{ m}^4 \\ I_{yy} = 32739.14 \text{ m}^4 \end{cases}$$

1. Vérification de la stabilité du radier :

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage vis-à-vis des efforts horizontaux.

Le rapport $\frac{M_s}{M_R}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité 1,5 ($\frac{M_s}{M_R} > 1,5$) Avec :

M_s : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre, et éventuellement des terres.

M_R : Moment de renversement dû aux forces sismique. $M_R = \sum M_0 + V_0 h$

F : Moment à la base de la structure.

V_0 : L'effort tranchant à la base de la structure.

h : Profondeur de l'ouvrage de la structure.

$M_0; V_0$: sont tirés à partir du fichier **ROBOT V2018**.

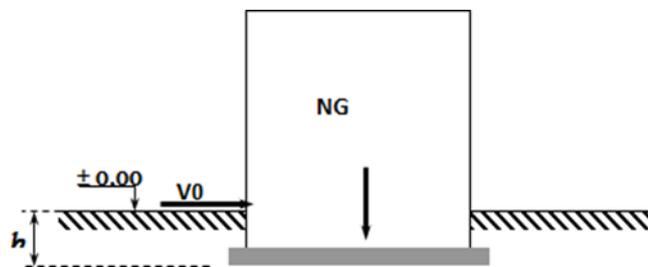


Figure VIII. 2: Schéma statique du bâtiment.

$$N = N_1(\text{pp structure}) + N_2(\text{pp radier nervuré})$$

Avec :

$$N_1 = 38843.99 \text{ KN}$$

$$N_2 = \rho_b \times S \times h$$

Profondeur de l'ouvrage de la structure : $h = 3.87 \text{ m}$

$$N = 43160.54 \text{ KN}$$

$$M_R = \sum M_0 + V_0 h ; M_{sx} = N \times X_G ; M_{sy} = N \times Y_G$$

Tableau VIII. 3: Vérification de la stabilité du radier

	M_R (kN.m)	M_s (kN.m)	$\frac{M_s}{M_R} > 1.5$	Vérification
Sens x-x	40345.33	533895.88	13.23	Vérifier
Sens y-y	54836.54	540369.96	9.85	Vérifier

2. Calcul des contraintes

Les contraintes du sol sont données par : $N_{ser} = \sum N_{ser (super structure)} = 41784.12 \text{ kN}$

▪ **Sollicitation du premier genre**

À l'ELS :
$$\begin{cases} \sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{41784.12}{575.54} = 72.60 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{ser} = 72.60 \frac{KN}{m^2} < \sigma_{sol} = 200 \text{KN/m}^2. \end{cases} \implies \text{Donc vérifiée}$$

▪ **Sollicitation du second genre**

On doit vérifier les contraintes sous le radier ($\sigma_1 ; \sigma_2$)

Avec :
$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} v \\ \sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} v \end{cases}$$

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.
- $\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$ Reste toujours inférieur à $1,33\sigma_{sol}$
- **ELU :**
 - $N_u = 1,35 G + 1,5 Q = 57515.91 \text{ kN}$
 - M : le moment de renversement.
 - $\sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2$

Tableau VIII. 4: Contraintes sous le radier à l'ELU

	$\sigma_1 \text{ (kN/m}^2\text{)}$	$\sigma_2 \text{ (kN/m}^2\text{)}$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) \text{ (kN/m}^2\text{)}$
Sens x-x	126.30	54.26	108.29
Sens y-y	232.98	74.99	193.48
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol}$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol}$

- **ELS :**
 - $N_u = G + Q = 41784.12 \text{ kN}$
 - M : le moment de renversement.
 - $\sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2$

Tableau VIII. 5: Contraintes sous le radier à l'ELS

	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	$\sigma_m \left(\frac{L}{4} \right)$ (kN/m ²)
Sens x-x	226.30	72.60	187.88
Sens y-y	219.98	84.99	186.23
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol}$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma \left(\frac{L}{4} \right) < 1,33 \sigma_{sol}$

3. Les conditions à vérifier sont :

- ELS: $\sigma_m \leq \sigma_{sol} \dots \dots (C.V)$
- G+Q+E : $\sigma_m \leq 1.5 \sigma_{sol} \dots \dots (C.V)$
- 0.8G+E: $\sigma_m \leq 1.5 \sigma_{sol} \dots \dots (C.V)$

VIII.3.2.4. Ferrailage du radier

VIII.3.2.4.1. La dalle

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis. On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

$f_{c28} = 25$ MPa ; $f_{t28} = 2.1$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14.17$ MPa ; $f_e = 500$ MPa

$b = 100$ cm; $h = 30$ cm; $d = 0.9h = 27$ cm

Fissuration préjudiciable.

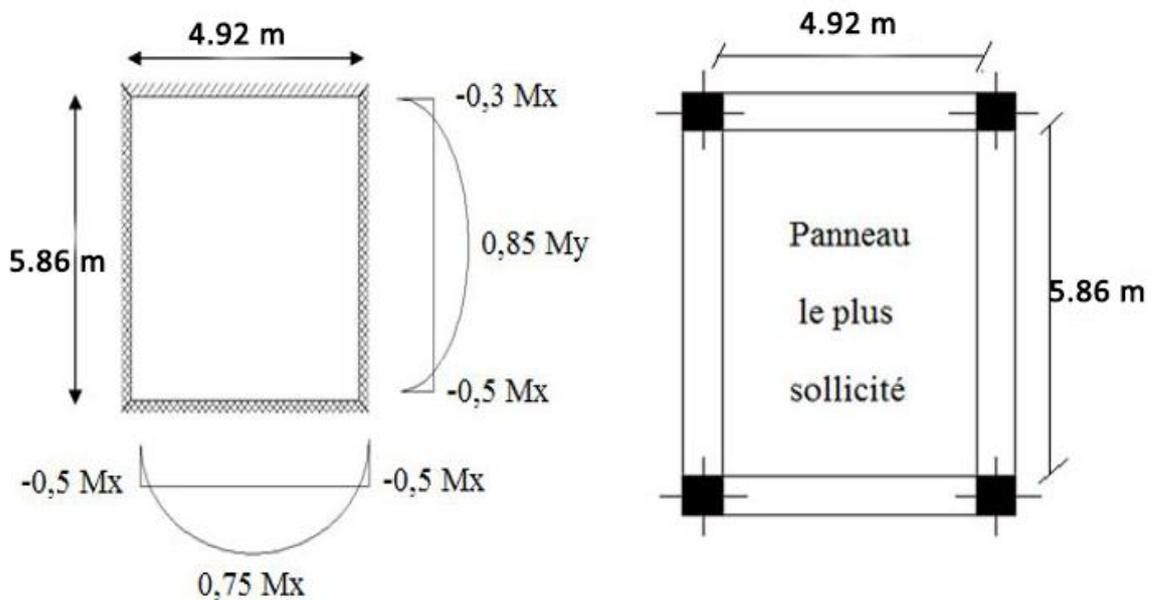


Figure VIII. 3: Le panneau le plus sollicité.

Si $0.4 < \frac{L_x}{L_y} < 1.0$ La dalle travaille dans les deux sens et les moments au centre de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit :

$$M_x = \mu_x \times q \times L_x^2 \dots \dots \dots \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \dots \dots \dots \text{sens de la grande portée.}$$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires

▪ **Panneau intermédiaire :**

Moment en travée : $M_{tx} = 0.75M_x$

Moment sur appui : $M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x$

▪ **Valeur de la pression sous radier :**

ELU : $q_u = \sigma_m^u \times 1m = 193.48 \frac{kN}{mL}$

ELS : $q_{ser} = \sigma_m^{ser} \times 1m = 187.88 \text{ kN/mL}$

▪ **Moment en travée et sur appui à l'ELU (v=0)**

On prend le panneau central le plus sollicité avec : $L_x = 4.92 \text{ m}$; $L_y = 5.86 \text{ m}$

Alors : $0.4 < \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.92}{5.86} = 0.84 < 1.0$ la dalle travaille dans les deux sens

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VIII. 6: Calcul des moments à l'ELU

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_u (kN/m)	M_x (kN.m)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
4.92	5.86	0.84	0.0517	0.6678	193.48	242.13	181.16	161.70	121.27	121.07

Tableau VIII. 7: Calcul des moments à l'ELS

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_s (kN/m)	M_x (kN.m)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
4.92	5.86	0.84	0.0586	0.7655	187.88	266.51	199.88	204.01	153.01	133.26

▪ **Section minimale**

Tableau VIII. 8: Ferrailage des panneaux du radier

	Sens	M_u (kN.m)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	181.60	0.175	0.242	24.3	21.42	11T16	22.12	10
	y-y	121.27	0.117	0.156	25.32	12.91	7T16	14.07	15
Appui	x-x	121.07	0.117	0.156	25.32	12.91	7T16	14.07	10
	y-y								15

❖ **Espacement**

$$St_x \leq \min(2h, 25\text{cm}) \rightarrow St_x \leq \min(60, 25\text{cm}) = 25\text{cm} \text{ Pour les As parallèle à Lx.}$$

$$St_y \leq \min(3h, 33\text{cm}) \rightarrow St_y \leq \min(180, 25\text{cm}) = 33\text{cm} \text{ Pour les As parallèle à Ly.}$$

• **Sens x-x**

$$St_x = \frac{100}{11} = 9.09 < 25 \text{ cm}$$

On prend: $S_t = 10 \text{ cm}$

• **Sens y-y**

$$St_y = \frac{100}{7} = 14.29 < 33 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 15 \text{ cm.}$

▪ **Vérifications nécessaires :**

Condition de non fragilité : $A_s^{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$

$$A_s^{\min} = 0.23 \times 1000 \times 270 \times \frac{2.1}{500} = 2.61 \text{ cm}^2 < 14.07 \text{ cm}^2$$

Donc la condition est vérifiée.

▪ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Tableau VIII. 9: Vérification des contraintes

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	199.88	23.86	10.78	135916.89	15.85	15	23.85	201.63	vérifie
	y-y	153.00	14.18	8.80	93170.48	14.45	15	29.89	201.63	vérifie
Appuis	x-x	133.3	12.20	8.28	83052.35	13.29	15	44.93	201.63	vérifie
	y-y									

VIII.3.2.5. Ferrailage des nervures

▪ **Calcul des efforts**

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire

$$\text{On a : } M_0 = \frac{PL^2}{8}$$

En travée : $M_t = 0,85 M_0$

Sur appuis : $M_a = 0,50 M_0$

▪ **Calcul des armatures**

Les données : $b = 50 \text{ cm}$; $h = 70 \text{ cm}$; $d = 63 \text{ cm}$;

➤ **Sens porteur (y-y) = Sens non porteur (x-x)**

$L = 4.92 \text{ m}$; $P = 193.48 \text{ kN/ml}$

Tableau VIII. 10: Ferrailage des nervures

	M_u (kNm)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	St (cm)
Travée	497.62	0.177	0.245	56.82	20.14	7T20	21.99	8
Appuis	292.72	0.104	0.138	59.53	11.31	11T12	12.44	8

▪ **Vérifications nécessaires**

Condition de non fragilité $A_s^{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$

$$A_s^{min} = 0.23 \times 500 \times 630 \times \frac{2.1}{500} = 3.04 \text{ cm}^2 < 12.31 \text{ cm}^2$$

▪ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Tableau VIII. 11: Vérification des contraintes

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	483.21	19.49	8.01	892629.67	4.34	15	445.52	201.63	Non vérifie
	y-y	685.50	29.17	2.56	1598646.59	1.10	15	380.77	201.63	Non vérifie
Appuis	x-x	284.22	10.96	1.73	617242.47	0.80	15	413.57	201.63	Non vérifie
	y-y	403.23	15.96	2.02	890637.71	0.91	15	411.62	201.63	Non vérifie

Les contraintes dans les aciers ne sont pas vérifiées, donc on doit augmenter la section d'armature. Le redimensionnement de la section d'armature est présenté dans le tableau suivant :

Tableau VIII. 12: Redimensionnement des armatures

	Sens	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	St(cm)
Travée	x-x	20.14	7T20+5T25	46.53	8
	y-y	20.14	7T20+10T25	71.03	8
Appui	x-x	11.31	8T14+6T20	31.16	8
	y-y	11.31	8T14+10T20	43.73	8

Après vérification nous obtenons les résultats résumés dans le tableau suivant :

Tableau VIII. 13: Vérification des contraintes

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	483.21	46.53	3.02	2512328.07	0.58	15	170.94	201.63	Vérifié
	y-y	685.50	71.03	3.47	3777853.07	0.62	15	160.73	201.63	vérifié
Appuis	x-x	284.22	31.16	2.62	1704321.44	0.42	15	144.91	201.63	vérifié
	y-y	403.23	43.73	2.96	2365001.85	0.50	15	153.10	201.63	vérifié

▪ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{193.48 \times 4.92}{2} = 475.96 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{475.96 \times 10^3}{500 \times 630} = 1.51 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots c' \text{ est vérifié}$$

▪ **Ferraillage transversal**

Tableau VIII. 14: Ferraillage transversal et l'espacement

	St(cm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
Zone nodale	5	3.15	6T10	4.71
Zone courante	5	4.23	6T10	4.71

VIII.3.2.6. Armature de peau

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir une armature de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration. En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures. Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que le rond lisse. Pour les bâtiments courants on a 3cm²/m pour les armatures de peau.

A_p = 3x70 = 2.10 cm², (Fissuration préjudiciable) Donc on prend : **6T8 = 3.02 cm²**

VIII.3.2.7. Ferrailage du Débord

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur $L = 0.50\text{m}$, le calcul du ferrailage sera fait pour une bande de 1m à l'ELU.

▪ **Calcul de ferrailage**

Les données : $q_u = 193.48 \text{ kN/ml}$, $b = 50 \text{ cm}$, $h = 30 \text{ cm}$, $f_{c28} = 25\text{MPa}$, $\sigma_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$.

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} = 24.19 \text{ KN.m} , \sigma_s = 434.78 \text{ MPa}$$

Tableau VIII. 15: Ferrailage de débordements

M_u (kNm)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	St (cm)
24.19	0.047	0.060	26.35	2.11	4T10	3.14	8

Condition de non fragilité $A_s^{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$

$$A_s^{min} = 0.23 \times 500 \times 270 \times \frac{2.1}{500} = 1.30 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2$$

▪ **l'ELS:**

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{2} = 23.49 \text{ KN.m}$$

Tableau VIII. 16: Ferrailage de débordements

M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
23.49	2.01	1.37	231500.42	0.13	15	38.45	201.63	OK

VIII.3.3. Voile périphérique

Notre structure comporte un voile périphérique de soutènement qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC et les fondations.

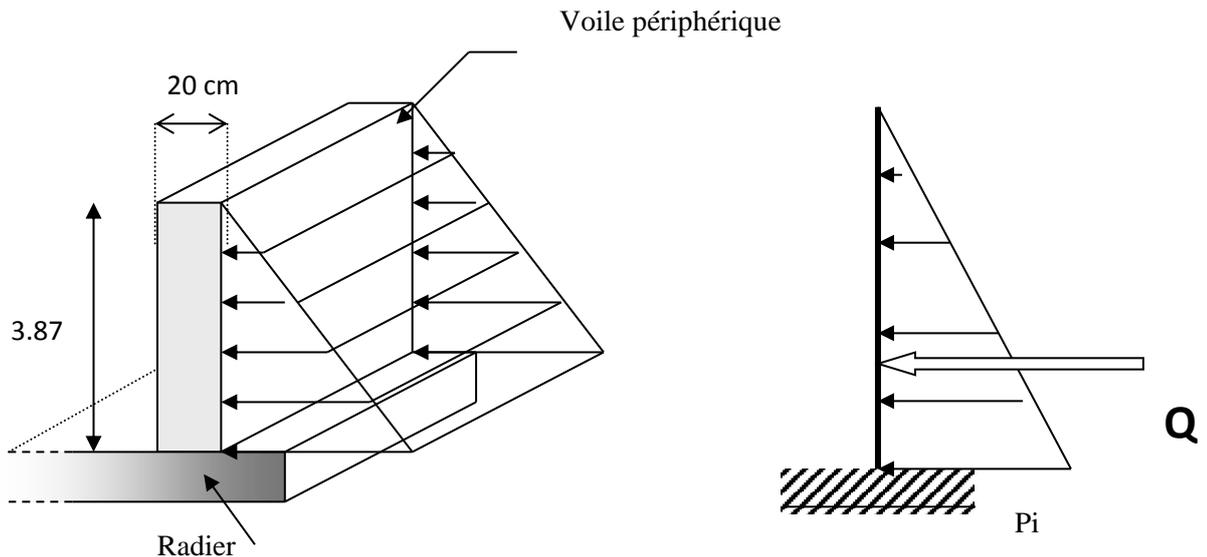


Figure VIII. 4: Schéma statique.

VIII.3.3.1. Pré dimensionnement

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions des [3]².

- Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base
- Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :
 - Epaisseur $e \geq 15 \text{ cm}$
 - Les armatures sont constituées de deux nappes.
 - Le pourcentage minimum des armatures est de $0,1\%B$ dans les deux sens (horizontal et vertical).
 - Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante. La longueur de recouvrement est de $50\varnothing$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec :

B : Section du voile. $B = 20 \text{ cm}$.

VIII.3.3.2. Evaluation des charges

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur quatre appuis, et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

$$L_x=3.87 \text{ m}; L_y=4.92 \text{ m}; e =20 \text{ cm}$$

Selon [6]¹.La charge de poussées des terres est donnée par :

$$P_i = A \times \gamma \times h$$

Avec :

P_i : Contrainte sur une bande de 1m.

γ : Poids spécifique des terres ($\gamma =19 \text{ kN/m}^3$).

h : Hauteur du voile.

A : coefficient de poussée des terres en fonction de l'angle de frottement interne.

$$\phi = 38^\circ \rightarrow A = f(\phi) = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) = 0.108$$

Donc :

$$P_i = A \times \gamma \times h = 7.94 \text{ kN/mL}$$

$$p_u = 1.35 \times P_i = 1.35 \times 7.94 = 10.72 \text{ kN/mL}$$

$$p_s = 1 \times P_i = 1 \times 7.94 = 7.94 \text{ kN/mL}$$

1- Effort dans le voile périphérique

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.87}{4.92} = 0.79 \rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q_u L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$
- Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de ρ et de v .
- v : Coefficient de poisson $\begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$
- μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire

Tableau VIII. 17: Les coefficients μ_x et μ_y à L'ELS et L'ELU

Panneaux		ρ	ELU		ELS	
L_x	L_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
3.87	4.92	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978

▪ **ELU:**

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 9.20 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 5.32 \text{ kN.m}$$

▪ **ELS:**

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 7.60 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 5.30 \text{ kN.m}$$

Notre voile est considéré comme encasturé par tous les côtés, on prend :

✓ **À ELU :**

▪ **Moment en travées :**

$$M_{tx} = 0.85M_x = 7.82 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85M_y = 4.51 \text{ kN.m}$$

▪ **Moment sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.5M_x = -3.8 \text{ kN.m}$$

✓ **À ELS :**

▪ **Moment en travées :**

$$M_{tx} = 0.85M_x = 6.46 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85M_y = 4.51 \text{ kN.m}$$

▪ **Moment sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.5M_x = -3.8 \text{ kN.m}$$

2- Ferrailage du voile périphérique à ELU

$b = 100 \text{ cm}$; $h=20 \text{ cm}$; $d=h-c=18 \text{ cm}$; $f_c=500 \text{ MPa}$; $f_{c28}=25 \text{ MPa}$; $f_{t28}=2.1 \text{ Mpa}$;

$\sigma_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$.

Tableau VIII. 18: Ferrailage du voile périphérique

	Sens	M_u (kn.m)	μ	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	7.82	0.017	1.00	4T10	3.14	25cm
	y-y	4.51	0.0098	0.58	4T10	3.14	25cm
Appuis	x-x	3.8	0.0083	0.48	4T10	3.14	25cm
	y-y						

- **Condition de non fragilité** $A_s^{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$

$$A_s^{\min} = 0.23 \times 1000 \times 180 \times \frac{2.1}{500} = 1.73 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2$$

- **Condition exigée** : le pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens et sera disposé en deux nappes.

$$A_s^{\min} = 0,1\% \times 100 \times 20 = 2.00 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

3- Vérifications

- **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$

$$T_z = \frac{q_u \times L_z \times L_y}{2L_z + L_y} = 16.12 \text{ KN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_z}{3} = \frac{10.72 \times 4.92}{3} = 17.58 \text{ kN}$$

$$T_u^{\text{Max}} = \text{Max}(T_z; T_y) = 17.58 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{17.58 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.1 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifié}$$

- **Vérification à l'ELS**

Evaluation des sollicitations à l'ELS

Moment en travées :

$$M_{tx} = 0.85M_x = 6.46 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85M_y = 5.30 \text{ kN.m}$$

Moment sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x = 3.8 \text{ kN.m}$$

- **Vérification des contraintes**

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés:

Tableau VIII. 19: Vérification des contraintes

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	z-z	6.46	4.52	4.68	18054.09	4.55	15	193.90	200	vérifié
	y-y	5.30	3.14	3.67	11319.62	1.89	15	110.86	200	vérifié
Appuis	z-z	3.8	0.48	4.05	13686.14	3.05	15	157.57	200	vérifié
	y-y									

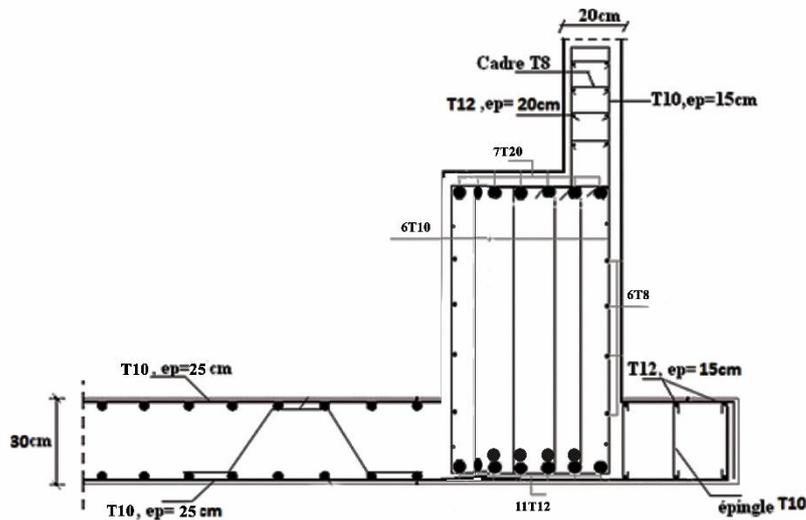


Figure VIII. 5: Ferrailage du radier, nervure, voile périphérique et débord sur une coupe en travée.

VIII.4. Conclusion

Ce chapitre consiste à calculer des éléments de sous-sol « voile périphérique - poteau » après avoir étudié la fondation. Après les calculs, on a adopté un radier nervuré pour des raisons économiques. Les nervures ont été utilisées pour rigidifier la dalle de radier.

Conclusion Générale

Nous avons étudié un bâtiment en charpente métallique (R+8+SS), contreventé par des palées de stabilité X, un planté à BLIDA zone de fort sismicité III selon RPA 99 version 2003.

La modélisation et l'analyse de notre bâtiment a été menée par le logiciel d'analyse structurelle "ROBOT version 2018"

Notre étude nous a permis de faire les constatations suivantes :

- ✓ Le pré dimensionnement des poteaux a donné des profilés HEB260, nous avons opté pour un profilé HEB500.
- ✓ L'étude dynamique a donné une grande période, pour régler ce problème nous avons eu beaucoup de difficultés à trouver le bon type contreventement et les bons emplacements dans la structure.
- ✓ Nous avons opté pour l'assemblage des poteaux au niveau de chaque étage
- ✓ Les semelles filantes n'ont pas été retenues pour manque de vérification, donc nous avons utilisé un radier

REFERENCE

[1] DTR : Document technique règlementaire.

[2] EURO CODE3.

[3] RPA : Règlement parasismique algérien V 2003.

[4] RNV : Règles définissant les effets de la neige et du vent.

[5] CCM97 : Règles de conception et de calcul des structures en acier.

[6] BAEL 99 : « Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites - BAEL 91 », 1999.