

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

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

جامعة سعد دحلب – البلدية 1 -

Université Saad Dahleb Blida 1



كلية التكنولوجيا
Faculté De Technologie



قسم الهندسة المدنية
Département de Génie Civil

مذكرة نهاية التخرج

MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDE

Pour l'obtention du diplôme master en Génie Civil

Option : construction métallique et mixte

THÈME

ETUDE D'UN BATIMENT INDISTRUEL EN CHARPENTE
METALLIQUE (REZ DE CHAUSSE + 3 ETAGES + 2 SOUS-SOLS)

Etudié et réaliser par

ZERARKA Amine & CHAMAINE Mohamed Amine

Devant le jury composé de :

Mr. BENYAHYA	U. Saad Dahleb-Blida	Président
Mme. BADIS Warda	U. Saad Dahleb-Blida	Examineur
Mr. RAHMANI Khaled	U. Saad Dahleb-Blida	Promoteur

Blida, Juillet 2023.

REMERCIEMENTS

Nous remercions Dieu tout puissant de nous avoir donné la santé et le courage de terminer ce travail.

Nous tenons à remercier et à exprimer notre reconnaissance à **Mr. Khaled RAHMANI** pour avoir accepté d'encadrer ce travail mais aussi, pour nous avoir guidé tout au long de ces six derniers mois.

Nos remerciements vont également, pour les membres du jury d'avoir accepté d'évaluer ce travail. Qu'ils trouvent ici, l'expression de notre respect ainsi que notre profonde gratitude.

Nous adressons nos remerciements également à Mme la chef de département **Nadia Bentlemsen**, et à l'ensemble des enseignants du département de génie civil de Blida.

Nous adressons nos remerciements également au **Dr. Arch Mohamed ZERARKA** pour avoir mis à notre disposition les plans d'architecture.

Nous souhaitons également exprimer notre reconnaissance envers notre collègue et amis, Aymen SADALLAH pour son aide et sa contribution significative.

Enfin, nous remercions nos familles, et particulièrement nos parents pour leurs encouragement et soutien inconditionnel.

RESUME

Le présent travail consiste en une étude approfondie d'une structure en charpente métallique à usage industriel et de stockage comportant deux sous-sols en béton armé implantée à Alger, considérée comme zone de forte sismicité par L'RPA99/2003. L'objectif principal de cette étude est d'analyser la résistance, la stabilité et la performance globale de la structure. Des modèles numériques ont été élaborés pour simuler les charges statiques et dynamiques auxquelles la structure est soumise. Des analyses structurales ont été effectuées afin d'évaluer les contraintes, les déformations et les déplacements de la structure. Les résultats ont permis de vérifier la conformité de la structure aux normes en vigueur et d'optimiser sa conception en termes de sécurité et de performance.

Mots clés : charpente métallique, béton armé, résistance, performance, analyses structurales, normes, sécurité, optimisation.

ABSTRACT

The present work consists of a comprehensive study of an industrial and storage structure with a steel frame, including two reinforced concrete basements, located in Algiers, which is considered a high seismicity zone according to RPA99/2003. The main objective of this study was to analyze the strength, stability, and overall performance of the structure. Numerical models were developed to simulate the static and dynamic loads to which the structure is subjected. Structural analyses were conducted to evaluate the stresses, deformations, and displacements of the structure. The results helped verify the compliance of the structure with current standards and optimize its design in terms of safety and performance.

Keywords: steel frame, reinforced concrete, strength, performance, structural analyses, standards, safety, optimization.

ملخص

العمل الحالي يتكون من دراسة شاملة لهيكل فولاذي للاستخدام الصناعي والتخزين يتكون من طابقين تحت الأرض بإستخدام الخرسانة المسلحة وموجود في الجزائر، والتي تُعتبر منطقة ذات نشاط زلزالي عالٍ وفقًا للمعيار الجزائري (RPA99) الهدف الرئيسي لهذه الدراسة هو تحليل قوة واستقرار وأداء الهيكل بشكل شامل. تم تطوير نماذج رقمية لمحاكاة الأحمال الثابتة والديناميكية التي يتعرض لها الهيكل تم إجراء تحاليل هيكلية لتقييم التوترات والتشوهات والتحركات في الهيكل. ساعدت النتائج على التحقق من مطابقة الهيكل للمعايير الحالية وتحسين تصميمه من حيث الأمان والأداء

الكلمات الرئيسية: هيكل فولاذي، خرسانة مسلحة، قوة، أداء، تحاليل هيكلية، معايير، أمان، تحسين

Table des matières

REMERCIEMENTS

RESUME

Liste des Figures

Liste des Tableaux

Liste des Symboles

INTRODUCTION GENERALE 1

Chapitre I : Généralités et présentation de l'ouvrage

I.1. Présentation de l'ouvrage..... 3

I.2. Description de l'ouvrage..... 3

I.3. Caractéristiques géométriques 3

I.4. Les normes utilisées..... 3

I.5. Logiciels utilisés 3

I.6. Caractéristiques des matériaux 4

I.6.1. Acier..... 4

I.6.2 Béton 6

I.7. Plancher collaborant 7

I.8. Fondation 7

I.9. Moyen d'assemblage 7

I.10. Les actions 7

I.11. Les combinaisons d'action..... 7

I.11.1. Situations durables 7

I.11.2. Situations accidentelles 8

I.12 Conclusion : 8

Chapitre II : Évaluation des charges et surcharges

II.1. Introduction 10

II.2. Charges permanentes G 10

II.2.1. Plancher étages courants 10

L'épaisseur de la dalle en béton est définie suivant l'exigence coupe-feu ;..... 10

II.2.2. Plancher RDC et SOUS-SOL 11

II.3. Charges d'exploitation Q..... 11

II.4. Charges climatiques..... 11

II.4.1. Introduction.....	11
II.4.2. Action de la neige	11
II.4.2.1. Charge de neige sur le sol S_k	12
II.4.2.2. Coefficient de forme de la toiture μ	12
II.4.2.3. Charge de la neige (S)	13
II.4.3. Effet du vent.....	13
II.4.3.1. Données relatives au site	13
II.4.3.2. Détermination de la pression de pointe	14
II.4.3.3. Vérification de la condition de la toiture isolée	18
II.4.3.4. Vérification de la condition de face dominante	19
II.4.3.5. Détermination de la pression aérodynamique	16
II.4.3.6. Coefficients de pressions extérieures C_{pe} $V_1(\theta = 0^\circ)$	16
II.4.3.7. Coefficient de pression intérieur C_{pi}	18
II.5. Conclusions	26
Chapitre III : Étude des éléments secondaires	
III.1. Introduction	28
III.2. Les pannes.....	28
III.2.1. Evaluation des charges et surcharges	30
III.2.1.1. Les charges permanentes (G).....	30
III.2.1.2. Charge d'exploitation	30
III.2.2. Dimensionnement des pannes	30
III.2.2.1 Les combinaisons des charges	31
III.2.2.2. Combinaison des charges avec poids profile	33
III.2.2.3 Vérification de profiles	34
III.2.4. Calcule des liernes (Toiture)	38
III.3. Calcul des lisses de bardage	39
III.3.1. Introduction	40
III.3.2. Vérification de la lisse de long pan	40
III.3.2.1. Vérifications de la résistance de section à L'ELU	41
III.3.3. Etudes des liernes des lisses	42
III.3.4. Vérification de la lisse de pignon	43
III.3.4.1. Vérifications de la résistance de section à L'ELU.....	45
III.4. Escalier métallique	47
III.4.1. Introduction	47

III.4.2. Choix des dimensions.....	47
III.4.3. Dimensionnement.....	48
III.4.3.1. Dimensionnement de la marche.....	48
III.5. Conclusion.....	56
Chapitre IV : Pré dimensionnement des éléments principaux	
IV.1. Introduction.....	58
IV.2. Étude du plancher mixte (collaborant).....	58
IV.3. Pré dimensionnement des solives	59
IV.3.1. Entraxe des solives	59
IV.3.2. Choix du profile	59
IV.4. Pré dimensionnement de la poutre principal L = 5.9	65
IV 4.1. Pré dimensionnement des poutres principales.....	65
IV.5. Pré dimensionnement de la poutre principal L = 11.8m.....	70
IV.5.1. Pré dimensionnement des poutres principales.....	70
IV.6. Calcule des connecteurs.....	76
IV.7. Prédimensionnement des poteaux.....	77
IV.7.1. Introduction	77
IV.7.2. Principe de calcul	78
IV.8. Plancher RDC et sous-sol (dalle plaine)	81
IV.8.1. Introduction	81
IV.8.2. Pré dimensionnement de dalle plaine.....	81
IV.8.3. Calcul du ferrailage de la dalle.....	82
IV.9 Conclusion	85
Chapitre V : Etude dynamique	
V.1. Introduction	87
V.2. Objectifs de l'étude dynamique.....	87
V.3. Choix de la méthode de calcul	88
V.3.1. La méthode statique équivalente	88
V.3.2. Critères de classification selon RPA99V2003.....	88
V.4. Présentation du logiciel ETABS	88
V.5. Modèle initial	90
V.6. Modèle 2.....	94
V.7. Modèle final	99
V.8. Conclusion.....	105

Chapitre VI : Vérification des éléments

VI.1. Introduction.....	107
VI.2. Vérification des poteaux	108
VI.3. Procédure de calcul	108
VI.3.1. Vérification vis-à-vis du flambement.....	108
VI.3.2. Vérification vis-à-vis du déversement.....	112
VI.4. Vérification des traverses.....	114
VI.4.1. Vérification des poutres principales	116
VI.4.2. Vérification au voilement de l'âme par cisaillement	118
VI.5. Vérification des contreventements.....	119
VI.5.1. Généralités.....	119
VI.5.2 Conception du système de contreventement	119
VI.5.3. Contreventement de la toiture	123
VI.6. Conclusions	124

Chapitre VII : Calcul des assemblages

VII.1. Introduction	126
VII.2. Classification des assemblages	126
VII.3. Choix du type d'assemblage.....	127
VII.4. Assemblage poteau-poutre P1	128
VII.5. Assemblage Poutre - Solive.....	134
I.5. Assemblage contreventement double UPN140	137
Presentation AUTODESK ROBOT	140
VII.6. Assemblage poteau-traverse	140
VII.7. Assemblage traverse-traverse	143
VII.8. Assemblage pied de poteau HEA260 avec contreventement double UPN200 ...	146
VII.9. Conclusion	153

Chapitre VIII : Étude de l'infrastructure

VIII.1. Introduction	155
VIII.2. Etude du voile périphérique	155
VIII.2.1 Introduction	155
VIII.2.2. Dimensions de voile périphérique	155
VIII.2.3. Caractéristiques géotechniques du sol	156
VIII.2.4 Calcul des contraintes	156
VIII.2.4.1. Poussée des terres	156

VIII.2.4.2. Charge due à la surcharge	156
VIII.2.5. Ferrailage du voile	156
VIII.2.5.1. à l'ELU.....	156
VIII.2.5.2. Condition de non fragilité	158
VIII.2.5.3. Vérification de l'effort tranchant	159
VIII.2.5.4. Vérification à l'E.L.S.....	159
VIII.3. Vérification des poutres principales en béton armé	160
VIII.3.1. Les Sollicitations	160
VIII.3.2 Ferrailage	161
VIII.3.2.1. Ferrailage en travée (ELU)	161
VIII.3.2.2. Ferrailage en travée (ELS).....	161
VIII.3.2.3 Déterminations de la section minimum	161
VIII.3.2.5. Ferrailage de la poutre en travée.....	161
VIII.3.2.6. Ferrailage en appui (ELU)	162
VIII.3.2.7. Ferrailage en travée (ELS).....	163
VIII.3.2.8. Détermination de la section minimum.....	163
VIII.3.2.9. Condition de non fragilité	163
VIII.3.2.10. ferrailage de la poutre en appui.....	163
VIII.3.2.11. vérification de l'effort tranchant	164
VIII.3.2.12. Armatures transversales	164
VIII.4. Etude du poteau sous-sol.....	166
VIII.4.1. Généralité.....	166
VIII.4.2. Introduction	166
VIII.4.3. Combinaison d'action	166
VIII.4.4. Ferrailage des poteaux	167
VIII.5 Etude des longrines	173
VIII.5.1. Introduction	173
VIII.5.2. Dimensionnements des longrines	173
VIII.5.3. Déterminations de la force de traction.....	173
VIII.5.4. Ferrailages des longrines	173
VIII.6. Etude des fondations	174
VIII.6.1. Introduction	174
VIII.6.2. Combinaison d'action.....	175
VIII.6.3. Dimensionnement de la semelle suivant le DTU.13.12	175

VIII.6.4. Vérification de la portance du sol.....	177
VIII.6.6. Longueur de scellement.....	177
VIII.6.7. Débord	178
VIII.7. Semelle filante sous voile périphérique.....	178
VIII.7.1. Sollicitations	178
VIII.7.2. Note de calcul ROBOT.....	179
VIII.8. Conclusion.....	180
CONCLUSION GENERALE	181
REFERENCES.....	181

Liste des Figures

Figure I. 1: Diagramme contraintes et déformations de l'acier.	5
Figure I. 2: Comportement moment-rotation correspondant à chaque classe de section	6
Figure II. 1: Coefficient de forme toiture a un versant. [2].....	12
Figure II. 2: Schéma représentatif des hauteurs d'après. [2].....	14
Figure II. 3: Légende pour les parois verticales.[2]	16
Figure II. 4: Représentation des coefficients Cpe sur les différentes zones(V1).	17
Figure II. 5: Légende pour les toitures plates (V1).	17
Figure II. 6: Indice de perméabilité C [2].....	20
Figure II. 7: Légende pour les parois verticales.	22
Figure II. 8: Valeurs de Cpe pour les parois verticales.	22
Figure II. 9: Légende pour la paroi verticale la toiture (V2). [2]	23
Figure II. 10: Indice de perméabilité (DTR RNV2013).....	24
Figure III. 1: Vue 3D de la toiture.	29
Figure III. 2: Disposition de la panne.	30
Figure III. 3: Projection des charges suivant les axes locaux de la panne [20].	31
Figure III. 4: Schéma de la panne soumise à la flexion déviée [20].	34
Figure III. 5: Représentation du cisaillement.	35
Figure III. 6: Représentation de phénomène de déversement dans la semelle inférieure. .	36
Figure III. 7: Dispositions des liernes des pannes.....	38
Figure III. 8: Coupe transversale de la lisse de bardage.	39
Figure III. 9: Représentation des efforts dans les liernes.	43
Figure III. 10: Représentation des efforts dans les liernes.	46
Figure III. 11: Vue en plan de l'escalier.	48
Figure III. 12: Vue en plan de l'escalier.	49
Figure III. 13: Les constituants d'une marche.	50
Figure III. 14: Schème représentant les dimensions de l'escalier (étage).....	52
Figure III. 15: Charges revenant au limon.	52
Figure III. 16: Diagramme de moment du limon.	53
Figure III. 17: Diagramme d'effort tranchant du limon.	54
Figure III. 18: Schéma statique de la poutre palière.	55

Figure IV. 1: Représentation 3D d'un plancher collaborant [18]	58
Figure IV. 2: Schéma du plancher mixte.....	59
Figure IV. 3: Schéma statique de la solive.	60
Figure IV. 4: Schéma représentatif de la largeur participante de la dalle.	63
Figure IV. 5: Schéma statique de la poutre principale.	65
Figure IV. 7: Schéma représentatif de la largeur participante de la dalle.	68
Figure IV. 8: Schéma statique de la poutre.	71
Figure IV. 9: Schéma représentatif de la largeur participante de la dalle.	74
Figure IV. 10: Dimensions de la tôle et du connecteur.	76
Figure IV. 11: Vue 3D du poteau considéré.....	78
Figure IV. 12: Schéma de ferrailage de la dalle pleine.	85
Figure IV. 13: Coupe A-A.....	85
Figure V. 1: vue en 3d du model initial.	90
Figure V. 2: spectre de réponse pour portique auto stable.	92
Figure V. 3: Vue en 3d du modèle 2.....	95
Figure V. 4: Spectre de réponse pour portique contreventé par de palées de stabilité en X.	95
Figure V. 5: Vue en 3d du modèle final	99
Figure V. 6: Spectre de réponse pour portique contreventé par de palées de stabilité en V.	100
Figure VI. 1: Phénomène d'instabilité.	107
Figure VI. 2: Vue 3D du poteau considéré.....	109
Figure VI. 3: Facteurs de distribution pour poteaux continus (CCM99).	110
Figure VI. 4: Types de systèmes de contreventement.	119
Figure VII. 1: Les relations moment-rotation pour quatre type connus de liaison (CCM97).....	127
Figure VII. 2: Vue d'assemblage poteau – poutre.....	128
Figure VII. 3: Assemblage soudé -platine.....	130
Figure VII. 4: Schéma distribution des boulons et des jarrets.	132
Figure VII. 6: Schéma d'assemblage solive-poutre.	135

Figure VII. 7: Disposition des boulons.	136
Figure VII. 8 : Vue de l'assemblage contreventement double UPN140.	137
Figure VII. 9: Disposition des boulons.	140
Figure VII. 10: Vue d'assemblage poteau – traverse.	141
Figure VII. 11: disposition des boulons.	142
Figure VII. 12: Vue d'assemblage faitage.	143
Figure VII. 13: Disposition des boulons.	145
Figure VII. 14: Vue d'assemblage pied de poteau HEB260-double UPN200.	147
Figure VII. 15: Représentation des contrainte sur les éléments de l'assemblage.	149
Figure VII. 16: Dimensions et disposition des boulons et cordons de soudures sur la platine.	151
Figure VII. 17: Dimensions et disposition constructive des boulons et des cordons de soudures sur le gousset.	151
Figure VII. 18: Dimensions et disposition des boulons sur l'âme du contreventement.	152
Figure VII. 19: Dimensions et disposition des boulons et cordons de soudures sur la plaque de connexion.	152
Figure VII. 20: Dimensions et disposition des cordons de soudures sur les renforts de poteaux.	153
Figure VIII. 1: Voile périphérique.	155
Figure VIII. 2: Schémas représentant les diagrammes des contraintes à l'ELU.	157
Figure VIII. 3: Le panneau le plus sollicité.	157
Figure VIII. 4: schémas représentant les diagrammes des contraintes à l'ELS.	159
Figure VIII. 5: Schéma de ferrailage du voile périphérique.	160
Figure VIII. 6: coupe transversale A-A.	160
Figure VIII. 7: Ferrailage de la poutre en travée.	165
Figure VIII. 8: Ferrailage de la poutre en appui	165
Figure VIII. 9: Ferrailage du poteau considéré.	172
Figure VIII. 10: Schéma ferrailage de la longrine.	174
Figure VIII. 11: Semelles isolée sous poteaux.	175
Figure VIII. 12: Plan de ferrailage de fondation.	178
Figure VIII. 13: Plan de ferrailage de fondation.	180

Liste des Tableaux

Tableau I. 1: Valeurs nominales de F_y & F_u pour les profilés	4
Tableau I. 2: Valeurs nominales de f_y pour le ferrailage	6
Tableau II. 1: Epaisseur du plancher en fonction de la durée de coupe-feu.	10
Tableau II. 2: Charges permanentes des étages courants	10
Tableau II. 3: Charges permanentes du plancher niveau intermédiaire	11
Tableau II. 4: Charges d'exploitations conformément a	11
Tableau II. 5: Valeurs de μ en fonction de α	12
Tableau II. 6: Coefficient en fonction de la catégorie de terrain (DTR RNV2013)	14
Tableau II. 7: Récapitulatif du calcul du coefficient C_r conformément au (DTR RNV2013).....	15
Tableau II. 8: Récapitulatif du calcul du coefficient I_v conformément à [2].....	15
Tableau II. 9: Récapitulatif du calcul du coefficient C_e conformément a [2]	15
Tableau II. 10: Récapitulatif de tous les coefficients conformément a [2]	15
Tableau II. 11: Vérification de la condition de la toiture isolée	19
Tableau II. 12: Vérification de la condition de face dominante.....	19
Tableau II. 13: Surface des zones en m2	17
Tableau II. 14: C_{pe} pour les parois verticales d'un bâtiment à base rectangulaire.....	17
Tableau II. 15: Surfaces des Zones en m2	18
Tableau II. 16: Valeur C_{pe} pour la toiture	18
Tableau II. 17: Les valeurs de pression $W(z_j)$ sens (V1).....	21
Tableau II. 18: Valeur de la pression $W(z_j)$ sur la toiture sous (V1).....	21
Tableau II. 19: Surface des zones en m2	22
Tableau II. 20: Valeurs C_{pe} pour les parois verticales	22
Tableau II. 21: Surfaces des Zones en m2	23
Tableau II. 22: Valeur C_{pe} pour la toiture	23
Tableau II. 23: Les valeurs de pression $W(z_j)$ sens (V2).....	24
Tableau II. 24: Valeur de la pression $W(z_j)$ sur la terrasse sous (V2)	25
Tableau II. 25: Récapitulatif des résultats des pression aérodynamiques.....	26

Tableau III. 1: Espacement des appuis en fonction de la charge, épaisseur et flèche admissible (Tôle ondulée 18.76.988) [19]	29
Tableau III. 2: les dimensions de profile IPE140	33
Tableau III. 3: Les dimensions de profilé IPE 160	37
Tableau III. 4: Les dimensions de profilé UPE 120	41
Tableau III. 5: Les caractéristique de la cornière L30×30×5.....	50
Tableau III. 6: Les caractéristique de profilé UPN220	53
Tableau III. 7: Les caractéristique de profilé IPE120.....	55
Tableau III. 8: Récapitulatif de section des éléments d’escalier.....	56
Tableau IV. 1: les dimensions de profilé IPE 180.....	60
Tableau IV. 2: Les dimensions de profile IPE 330	65
Tableau IV. 3: Les dimensions de profilé IPE 600	70
Tableau IV. 4: Tableau de descente des charges.....	78
Tableau IV. 5: Sections et profilés nécessaires	79
Tableau IV. 6: Choix des profiles en fonction des section calculées tenant compte du poids propre des poteaux	79
Tableau IV. 7: Caractéristique géométrique de profiler HEA260.....	80
Tableau IV. 8: vérification au flambement	81
Tableau IV. 9: Récapitulatif du ferrailage de la dalle pleine	84
Tableau V. 1: valeurs de la périodes caractéristiques.....	91
Tableau V. 2: Facteur de qualité suivant les deux sens	91
Tableau V. 3: période et taux de participation massique.....	92
Tableau V. 4: Le comportement de la structure pour les modes fondamentaux	93
Tableau V. 5: Choix de la période de calcul	94
Tableau V. 6: Pourcentage de participation massique.....	96
Tableau V. 7: Le comportement de la structure pour les modes fondamentaux	96
Tableau V. 8: Récapitulatif des facteurs impliqués dans la méthode statique équivalente	97
Tableau V. 9: Les forces sismiques suivant les deux sens	97
Tableau V. 10: Comparaison de V_{dyn} et $80\% V$	98
Tableau V. 11: Déplacement résultant suivant X	98
Tableau V. 12: Déplacement résultant suivant Y	99
Tableau V. 13: Pourcentage de participation massique.....	100

Tableau V. 14: Le comportement de la structure pour les modes fondamentaux	101
Tableau V. 15: Récapitulatif des facteurs impliqués dans la statique équivalente	102
Tableau V. 16: Les forces sismiques suivant les deux sens	102
Tableau V. 17: Comparaison de V_{dyn} et $80\% V$	102
Tableau V. 18: Déplacement résultant suivant X	103
Tableau V. 19: Déplacement résultant suivant Y	103
Tableau V. 20: L'effet P- Δ selon le sens x-x	104
Tableau V. 21: L'effet P- Δ selon le sens y-y	104
Tableau VI. 1: Caractéristiques de profilé HEA260	110
Tableau VI. 2: Récapitulatif des paramètres pour la formule de vérification	112
Tableau VI. 3: Efforts internes des poteaux sous <i>N_{max}</i>	113
Tableau VI. 4: Efforts internes des poteaux sous <i>M_{zmax}</i>	113
Tableau VI. 5: Efforts internes des poteaux sous <i>M_{ymax}</i>	113
Tableau VI. 6: Récapitulatif des vérifications à la flexion composée et au déversement	114
Tableau VI. 7: Caractéristiques géométriques du profilé UPN200.....	122
Tableau VI. 8: Caractéristiques géométriques du profilé L60x50x8	123
Tableau VII. 1: Caractéristiques géométriques des profilés	128
Tableau VII. 2: Caractéristiques géométriques des raidisseurs d'âme	129
Tableau VII. 3: Caractéristiques géométriques des profilés	135
Tableau VII. 4: Caractéristique des profilés assemblés	138
Tableau VII. 5: Disposition constructive	138
Tableau VII. 6: Caractéristiques géométriques des profilés	140
Tableau VII. 7: Nuance d'acier.....	141
Tableau VII. 8: Type et diamètre des boulons	141
Tableau VII. 9: Caractéristiques géométriques des profilés	143
Tableau VII. 10: Caractéristiques des éléments assemblés.....	144
Tableau VII. 11: Nuance d'acier.....	144
Tableau VII. 12: Type et diamètre des boulons.....	144
Tableau VII. 13: Nuance d'acier.....	147
Tableau VII. 14: Type et diamètre des boulons	148
Tableau VII. 15: Sollicitations extraites du logiciel Etabs.....	148
Tableau VII. 16: Caractéristiques des éléments d'encrage	148

Tableau VII. 17: Vérification et ratio.....	148
Tableau VII. 18: Résistance des boulons	149
Tableau VII. 19: Eléments d'assemblage	150
Tableau VII. 20: Caractéristiques des soudures	150
Tableau VIII. 1: Récapitulatif de ferrailage du voile.....	158
Tableau VIII. 2: Récapitulatif de ferrailage de la poutre	164
Tableau VIII. 3: Effort internes des poteaux sous N max	167
Tableau VIII. 4: Effort internes des poteaux sous My max.....	167
Tableau VIII. 5: Effort internes des poteaux sous Mz max	167
Tableau VIII. 6: Effort internes des poteaux	167
Tableau VIII. 7: effort internes des poteaux	169
Tableau VIII. 8: Ferrailage des poteaux situation durable	169
Tableau VIII. 9: Effort internes des poteaux	170
Tableau VIII. 10: Ferrailage des poteaux situation durable	170
Tableau VIII. 11: Les armature longitudinal dans Poteau	172
Tableau VIII. 12: Les Armatures transversales dans les Poteau.....	172
Tableau VIII. 13: Surface des fondations par rapport à la surface d'emprise du bâtiment	176
Tableau VIII. 14: Armature semelle filante.....	180

Liste des Symboles

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

W_{pl} : Module de résistance plastique.

W_{el} : Module de résistance élastique.

f_u : Résistance à la traction.

l : Longueur d'une pièce.

L_f : Longueur de flambement.

r : Rayon d'une section circulaire.

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

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

Z : Hauteur au-dessus du sol.

z_0 : Paramètre de rugosité.

z_{eq} : Hauteur équivalente.

Z_{min} : Hauteur minimale.

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

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

β_w : Facteur de corrélation.

β_M : Facteur de moment uniforme équivalent.

β_j : Coefficient relatif à la liaison.

γ_M : Coefficient de sécurité.

λ : Élancement.

λ_{LT} : Élancement de déversement.

α : Facteur d'imperfection.

\varnothing : Rotation.

\varnothing_{LT} : Rotation de déversement.

η : Contrainte limite de cisaillement en élasticité.

ε : Coefficient de réduction élastique de l'acier.

ζ_a : Contrainte de l'acier.

ζ_b : Contrainte du béton.

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

η : Facteur de correction d'amortissement.

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

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

μ : Coefficient de forme de la charge de neige.

INTRODUCTION GENERALE

Les bâtiments en charpente métallique jouent un rôle essentiel dans le paysage de la construction moderne. Leur utilisation est répandue dans de nombreux secteurs tels que l'industrie, le commerce, les entrepôts, les infrastructures sportives, et bien d'autres encore. Leur popularité s'explique par les nombreux avantages qu'ils offrent en termes de flexibilité, de rapidité de construction, de durabilité et d'esthétique.

Ce mémoire vise à explorer en détail les différentes facettes de la construction des bâtiments en charpente métallique. Nous examinerons les principes de conception, les méthodes de construction, les critères de dimensionnement et les considérations économiques liées à ce type de structure. En analysant des exemples concrets et en étudiant les avancées technologiques récentes, nous chercherons à approfondir notre compréhension de la charpente métallique en tant que solution de construction polyvalente et efficace.

Pour mener à bien notre étude, nous avons structuré notre travail de la manière suivante :

- Le chapitre 1 est consacré aux généralités et présentation de l'ouvrage.
- Le chapitre 2 est dédié à l'évaluation des charges appliquées à notre structure.
- Le chapitre 3 est dédié à l'étude des éléments secondaires.
- Le chapitre 4 porte sur la conception initiale des éléments structuraux.
- Le chapitre 5 est consacré à l'étude dynamique.
- Le chapitre 6 porte sur la vérification des éléments de la structure.
- Le chapitre 7 évoque les assemblages utilisés et leur vérification.
- Le chapitre 8 est consacré à l'étude de l'infrastructure.

Une conclusion générale sera présentée à la fin de ce mémoire, récapitulant les points clés qui ont été abordés.

Chapitre I : Généralités et présentation de l'ouvrage

I.1. Présentation de l'ouvrage

Ce projet de fin d'étude consiste en l'étude d'une structure en acier à usage industriel. Le projet sera implanté au niveau de la wilaya d'Alger dans la commune de Staoueli en Zone d'activités. « Zone III de forte Sismicité selon la classification de l'RPA 99/Version 2003 »

Le terrain du bâtiment est plat avec une surface de 2800 m².

I.2. Description de l'ouvrage

L'usine a une forme en plan rectangulaire de dimension : 59 m × 23.6 m entre axes des poteaux. Cette structure est composée d'une grande halle rectangulaire de 5.8 mètres de hauteur dédiée à la fabrication de biscuit et deux niveaux intermédiaires à 2.90 mètres du niveau +1.00 et de 3.06 mètres de hauteur à droite et à gauche de la halle dédiée aux bureaux et espaces sanitaires et comprend aussi deux niveaux le premier de 4 mètres réservé à la fabrication, le deuxième de 3.06 mètres de hauteur réservé au stockage d'emballages. Sous la grande halle le projet abrite deux sous-sols niv-1 de 3 mètres de hauteur et niv-2 de 2.80 mètres de hauteur réservés au stockage de la matières première.

I.3. Caractéristiques géométriques

La hauteur totale du bâtiment	15.82m.
La hauteur tête poteau	14.02m.
Hauteur RDC	5.8 m
La largeur de la structure	24.30 m.
La longueur de la structure	60.62 m.
Pente de versant	15 %

I.4. Les normes utilisées

RPA99-V-2003 : Règles parasismiques Algériennes.

DTR.C.2.47 RNV 20013 : règles définissant les effets de la neige et du vent.

CCM 97 : règles de calcul des constructions en acier.

DTR.B.C.2.2 : document technique règlement (charges permanentes et d'exploitation.).

BAEL91. V.99 : béton armé aux états limite.

I.5. Logiciels utilisés

CSI Etabs 18.1

IDEA statica 21.1

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

Paramètres RPA99 Version 2003

I.6. Caractéristiques des matériaux

I.6.1. Acier

L'acier est un matériau constitué essentiellement de fer et un faible taux de carbone ne dépassant pas généralement 1%.

- Outre le fer et le carbone, l'acier peut comporter d'autres éléments qui lui sont associés, soit :
- Involontairement comme le phosphore et le soufre, qui sont des impuretés et qui altèrent les propriétés de l'acier
- Volontairement, comme le silicium, le manganèse, le nickel, le chrome, le tungstène, le vanadium ...etc. qui ont pour propriétés d'améliorer les caractéristiques mécaniques des aciers (résistance à la rupture, dureté, limite d'élasticité, ductilité, résilience, soudabilité, corrosion...). On parle dans ce cas d'acier allié.
- **Résistance**

Les nuances d'acier courantes et leurs résistances limites sont données par l'Eurocode3 et le CCM97. La nuance d'acier choisie pour la réalisation de cet ouvrage est la S235.

Tableau I. 1: Valeurs nominales de F_y & F_u pour les profilés [CCM97]

Nuance d'acier	Epaisseur (mm)			
	$t \leq 40\text{mm}$		$40\text{mm} \leq t \leq 100\text{mm}$	
	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	410
Fe 510	355	510	355	490

- **Ductilité**

L'acier de construction doit satisfaire les conditions suivantes :

- Le rapport $\frac{f_u}{f_y} > 1.2$;
- La déformation ultime doit être supérieure à 20 fois la déformation élastique ($\epsilon_u \geq 20\epsilon_y$) ;

- A la rupture l'allongement sur une longueur doit être supérieur à 15%.

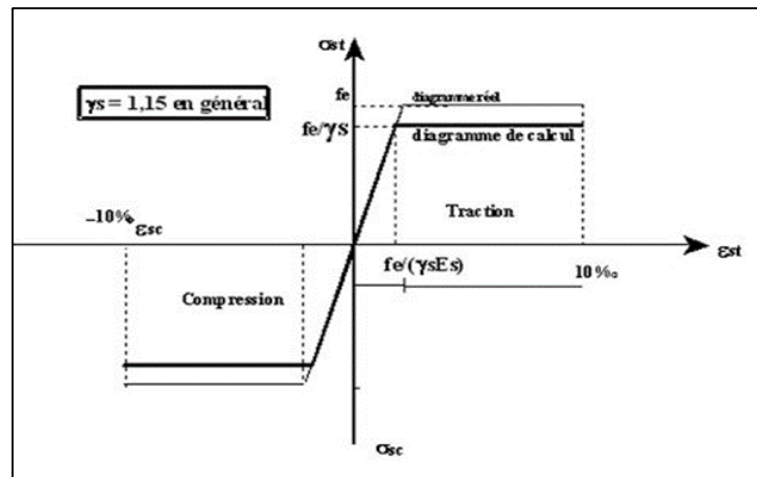


Figure I. 1: Diagramme contraintes et déformations de l'acier [CCM97].

- **Coefficient de calcul de l'acier**

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

- Module d'élasticité longitudinale : $E = 210\,000$ MPa.
- Module de cisaillement : $G = E / [2(1+\nu)]$
- Le coefficient de poisson : $\nu = 0,3$
- Coefficient de dilatation : $\alpha = 12 \times 10^{-6}$ par °C
- Masse volumique $\rho = 7850$ kg/m³

- **Classification des sections transversales**

Le CCM97 propose quatre classes de section transversales qui est définis comme suite :

- Classe 1 : Sections transversales pouvant former une rotule plastique avec la capacité de rotation requise pour une analyse plastique.
 - Classe 2 : Sections transversales pouvant développer leur moment de résistance plastique, mais avec une capacité de rotation limitée
 - Classe 3 : Sections transversales dont la contrainte calculée dans la fibre comprimée de l'élément en acier peut atteindre la limite d'élasticité, mais dont le voilement local est susceptible d'empêcher le développement du moment de résistance plastique
 - Classe 4 : Sections transversales dont la résistance au moment fléchissant ou à la compression doit être déterminée avec prise en compte moment-rotation correspondant
- Chaque classe de section a son moment-rotation correspondant, qui se présente comme suis :

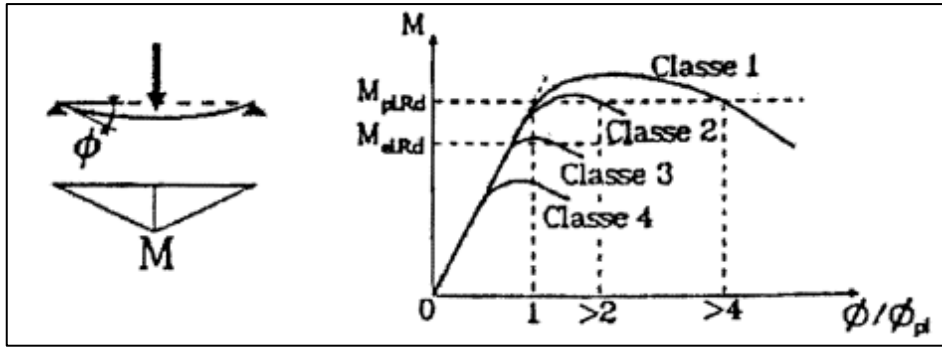


Figure I. 2: Comportement moment-rotation correspondant à chaque classe de section [6].

- Dans le cas de notre étude nous utiliserons :

Nuance d'acier : S235.

La limite élastique : $f_y = 235 \text{ MPa}$.

La résistance à la traction : $f_u = 360 \text{ MPa}$.

La masse volumique : $\rho = 7850 \text{ Kg/m}^3$

Module d'élasticité longitudinale : $E = 210000 \text{ MPa}$.

Module d'élasticité transversale : $G = 84000 \text{ MPa}$.

I.6.2 Béton

Le béton est un matériau de construction composé de granulats, de sable, de ciment, d'eau et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés. Il présente une excellente résistance à la compression, 10 fois plus que sa résistance en traction.

La résistance à la compression : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

Pour assurer un bon fonctionnement des fondations en utilisé des armatures et des treuillés à soudé de type HA et de dont les caractéristiques sont :

- Contrainte limite d'élasticité : $f_e = 500 \text{ MPa}$
- Module d'élasticité longitudinale : $E = 2.1 \times 10^5 \text{ MPa}$

Tableau I. 2: Valeurs nominales de f_y pour le ferrailage [16]

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

I.7. Plancher collaborant

- Masse volumique : $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$
- La résistance à la compression a 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$ pour le béton de classe C25/30.
- La résistance à la traction a 28 jours $f_{t28} = 0.06f_{c28} + 0.5 = 2.1 \text{ MPA}$

I.8. Fondation

- Masse volumique : $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$
- La résistance à la compression a 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$ pour le béton de classe C25/30.
- La résistance à la traction a 28 jours $f_{t28} = 0.06f_{c28} + 0.5 = 2.1 \text{ MPA}$

I.9. Moyen d'assemblage

Les principaux moyens d'assemblages des systèmes structuraux, qui assurent la stabilité sont :

- Boulons à haute résistance (HR)
- Boulons ordinaires
- Soudage dont les caractéristiques mécaniques sont au moins équivalentes à celles de la nuance d'acier utilisé dans la structure.

I.10. Les actions

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

- Des charges permanentes G_i
- Des charges d'exploitations Q_i
- Des charges climatiques W et S et charges sismique E

I.11. Les combinaisons d'action

I.11.1. Situations durables

⇒ **E.L.U**

Pour les structures de bâtiments, on utilise la plus défavorable des deux formules suivantes :

Avec prise en compte uniquement de l'action variable la plus défavorable

$$\sum_j \gamma_{Gj} \cdot G_{kj} + 1.5 \cdot Q_{k,max} \quad [6]$$

Avec prise en compte de toutes les actions variables défavorables :

$$\sum_j \gamma_{Gj} \cdot G_{kj} + 1.5 \cdot Q_{ki}$$

- G_{kj} Valeur caractéristique des actions permanentes.

- Q_{ki} Valeur caractéristique des actions variables.

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_{Gj} = 1.35 \rightarrow \text{Si l'action agit défavorablement.} \\ \gamma_{Gj} = 1 \rightarrow \text{Si l'action agit favorablement.} \end{array} \right.$$

⇒ **E.L.S**

Pour les structures de bâtiments, on utilise la plus défavorable des deux formules suivantes :

Avec prise en compte uniquement de l'action variable la plus défavorable

$$\sum_j G_{kj} + Q_{k,max}$$

Avec prise en compte de toutes les actions variables défavorables :

$$\sum_j G_{kj} + 0.9 \cdot \sum_{i>1} Q_{ki} \quad [6]$$

I.11.2. Situations accidentelles

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et de déformations de calculs sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1.2E \\ G + Q \pm 0.8E \dots\dots [7] \\ G + Q + 1.5E \end{array} \right.$$

I.12 Conclusion :

L'objectif de ce chapitre était d'introduire de manière générale l'ouvrage étudié, en mettant en évidence sa géométrie, ses matériaux constitutifs et en fournissant des informations pertinentes sur les réglementations et les logiciels utilisés dans son analyse. Cela nous permettra d'aborder de manière rigoureuse et plus spécifique notre étude sur la structure choisie.

Chapitre II : Évaluation des charges et surcharges

II.1. Introduction

Toutes les structures sont sollicitées à différentes charges (permanentes, d'exploitation et climatiques) dans ce chapitre en va faire une évaluation des charges conformément aux règlements le règlement DTR D.C.2.2 et D.T.R-C2-47 également connu sous le nom de « RNV2013 » [2], et DTR B.C.2.2 [1]

II.2. Charges permanentes G

Elles désignent le poids propre de tous les éléments permanents constituant l'ouvrage.

II.2.1. Plancher étages courants

L'épaisseur de la dalle en béton est définie suivant l'exigence coupe-feu ;

Selon [18] Les planchers avec une exigence Coupe-Feu de degré CF 60 min ou davantage doivent être capables de limiter l'échauffement en surface non exposée et présenter une épaisseur minimale selon le tableau ci-contre.

Tableau II. 1: Epaisseur du plancher en fonction de la durée de coupe-feu. [18] (voir

ANNEXE-B-)

Durée coupe-feu (min)	h min (cm)
60	10
90	11
120	13

Le poids de la dalle en béton arme sur tôle nervurée est supposé égale à 75% du poids de la dalle sans tôle nervurée pour la même épaisseur. Fiche technique HI-BOND 55

Tableau II. 2: Charges permanentes des étages courants

Types	$G (KN/m^2)$
Cloison de répartition (ép. =10 cm)	1
Dalle en BA (ép. =10 cm)	1.88
Climatisation	0.4
Bac d'acier HI BOND55(ép. =1 mm)	0.12
Revetement (ép. =20 mm)	0.4
Mortier (ép. =20 mm)	0.4
ΣG	4.82

II.2.2. Plancher RDC et SOUS-SOL

Tableau II. 3: Charges permanentes du plancher niveau intermédiaire

Types	G (KN/m ²)
Cloison de répartition (ép. =10 cm)	1
Dalle en BA (ép. =20 cm)	5
Climatisation	0.4
Mortier de pose	0.4
Lit de sable	0.36
enduit	0.24
ΣG	7.4

II.3. Charges d'exploitation Q

Elles désignent les surcharges dues à l'exploitation des surfaces par les usagers.

Tableau II. 4: Charges d'exploitations conformément au DTR B.C.2.2

Type	Usage	Q (kN/m ²)
Sous-sol	Stockage	3.50
Plancher RDC	Atelier de fabrication	3.00
Plancher étages intermédiaire	Bureaux	2.50
Plancher étages 1	Atelier de fabrication	3.00
Plancher étages 2	Stockage	3.50
Escalier	Escalier	2.50

II.4. Charges climatiques

II.4.1. Introduction

Cette partie a pour but de déterminer les différentes sollicitations climatiques produites par les charges du vent et de la neige, agissantes sur l'ensemble de l'ouvrage et sur ses différentes parties, cette étude sera réalisée conformément au Règlement Algérien Neige et Vent [2].

II.4.2. Action de la neige

Le calcul de la surcharge climatique de la neige est en fonction de la localisation géographique et de l'altitude du lieu. Il se fait conformément à [2]. La charge caractéristique de la neige par unité de surface est donnée par la formule suivante :

$$S = \mu \cdot S_k \dots\dots KN/m^2$$

Avec :

- S : charge caractéristique de la neige par unité de surface.
- μ : coefficient d'ajustement des charges, en fonction de la forme de la toiture.
- S_k : charge de neige sur le sol

II.4.2.1. Charge de neige sur le sol S_k

Notre structure se situe à la wilaya d'Alger, classé **zone B** par le RNV 2013.

Alors la charge de la neige sur le sol sera calculée comme suite :

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

Avec :

- H est l'altitude du site, → le site du projet se trouve sur une altitude d'environ 36m par rapport au niveau de la mer

Donc :

$$S_k = \frac{0.04 \times 36 + 10}{100} \rightarrow S_k = 0.114 \text{ KN/m}^2$$

II.4.2.2. Coefficient de forme de la toiture μ

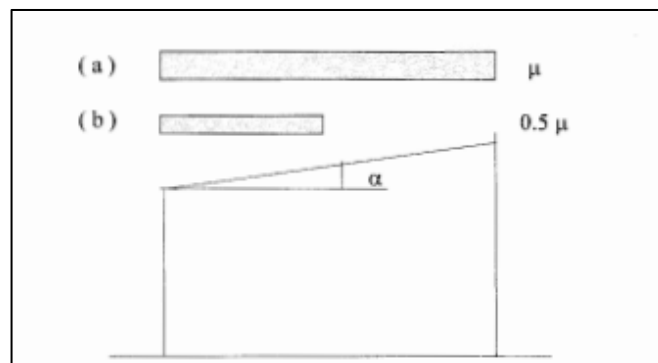


Figure II. 1: Coefficient de forme toiture a un versant. [2]

Tableau II. 5: Valeurs de μ en fonction de α [2]

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

- On a

$$\alpha = \beta = 8.42^\circ < 30$$

- Donc

$$\mu = 0.8$$

II.4.2.3. Charge de la neige (S)

$$\rightarrow S = 0.8 \times 0.114 \rightarrow S = 0.09 \text{KN/m}^2$$

Donc la charge de la la neige est de 0.09 kN/m².

II.4.3. Effet du vent

Tout ouvrage doit résister aux actions verticales et horizontales, parmi les actions horizontales on cite le vent, le but est de calculer la pression de ce dernier sur le bâtiment, ce qui revient donc à déterminer ses efforts à chaque niveau.

On assimile le vent a des forces statiques appliquées à la construction, il correspond à un phénomène vibratoire mettant en mouvement la structure. En général dans les constructions métalliques, son effet est prépondérant, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes les directions possibles. Le calcul sera mené conformément au Règlement Neige et vent Algérien version 2013. Ce document technique réglementaire [DTR.C.2.47] 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**.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

- La direction
- L'intensité
- La région
- Le Site d'implantation de la structure et de son environnement
- La forme géométrique et des ouvertures de la structure

Pour une construction rectangulaire, on considérera les deux directions du vent. Le calcul doit être effectué séparément pour les deux directions, à savoir :

La direction V1 : perpendiculaire à la façade principale qui se trouve en longueur

La direction V2 : parallèle à la façade principale

II.4.3.1. Données relatives au site

L'ouvrage se trouve dans la commune de Staouali ; wilaya d'Alger.

- ZONE I $q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$
- Nature du site : plat $C_t = 1$

Tableau II. 6: Coefficient en fonction de la catégorie de terrain (DTR RNV2013)

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

Avec :

K_t : facteur du terrain

Z_0 : le paramètre de rugosité

Z_{min} : la hauteur nominale

ϵ : coefficient

II.4.3.2. Détermination de la pression de pointe

$$q_p(Z_j) = q_{ref} \cdot C_e(Z_j) \dots\dots [daN/m^2]$$

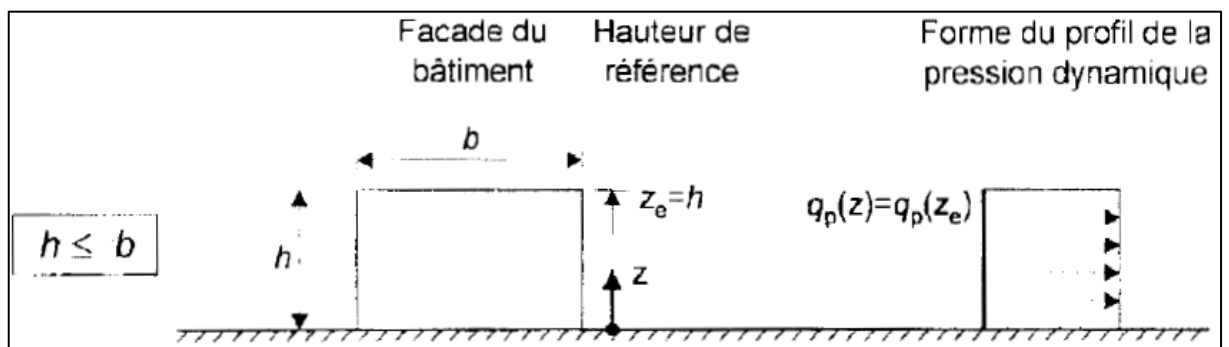


Figure II. 2: Schéma représentatif des hauteurs d'après. [2]

II.4.3.2.1. Coefficient d'exposition C_e

Le coefficient d'exposition tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol. En outre, il tient compte de la nature turbulente du vent. [2].

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

II.4.3.2.2. Calcul du coefficient de rugosité C_r

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

$$C_r = K_t \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \dots\dots \text{pour } Z_{min} \leq Z \leq 200 \text{ m}$$

$$C_r = K_t \ln\left(\frac{Z_{min}}{Z_0}\right) \dots\dots \text{pour } Z_{min} > Z$$

Tableau II. 7: Récapitulatif du calcul du coefficient Cr conformément au (DTR RNV2013)

Parois verticales : $z_e=14.02$	Toiture : $z_e=15.82$
$C_r = 0.827$	$C_r = 0.853$

II.4.3.2.3. Calcul du Coefficient de turbulence I_v

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

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

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

Tableau II. 8: Récapitulatif du calcul du coefficient Iv conformément au (DTR RNV2013)

Parois verticales : $z_e=14.02$	Toiture : $z_e=15.82$
$I_v = 0.26$	$I_v = 0.252$

II.4.3.2.4. Coefficient topographique C_t

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

Le site d'implantation de notre structure, est un site plat ; alors $C_t = 1$.

II.4.3.2.5. Calcul du coefficient d'exposition

Tableau II. 9: Récapitulatif du calcul du coefficient Ce conformément au (DTR RNV2013)

Parois verticales : $z_e=14.02$	Toiture : $z_e=15.82$
$C_e = 1.929$	$C_e = 2.012$

Après avoir défini tous les coefficients qui permettent de prendre en compte les différents effets provoqués par le vent, on peut calculer la pression dynamique de pointe comme suit :

$$q_p(Z_j) = q_{ref} \cdot C_e(Z_j)$$

Tableau II. 10: Récapitulatif de tous les coefficients conformément au (DTR RNV2013)

Hauteurs (m)	C_t	C_r	I_v	C_e	$q_{ref} (N/m^2)$	$q_p (N/m^2)$
14.02	1	0.827	0.26	1.929	375	723.375
15.82		0.853	0.252	2.012		754.5

II.4.3.5. Détermination de la pression aérodynamique

La pression aérodynamique $W(z_j)$ agissant sur une paroi est obtenue à l'aide de la formule suivante (DTR RNV2013) :

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

II.4.3.6. Coefficients de pressions extérieures $C_{pe}(V_1(\vartheta = 0^\circ))$

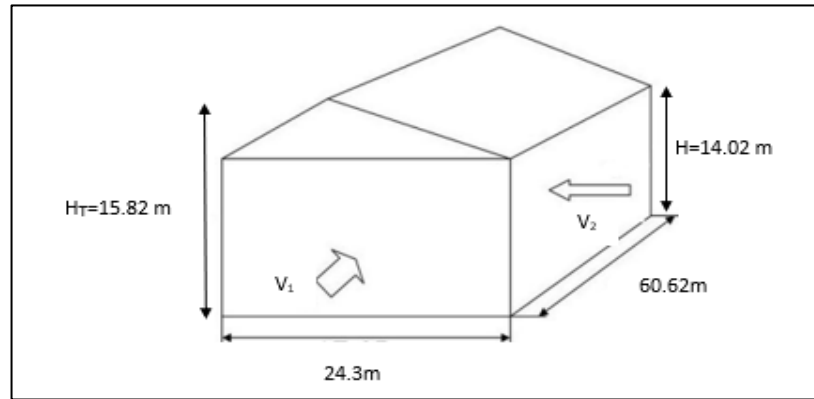


Figure II. 3: Directions du vent.

Paroi verticale :

$$C_{pe} = C_{pe,10} \quad \text{pour} \quad S \geq 10,00 \text{ m}^2$$

b : la dimension perpendiculaire à la direction du vent V_1 .

b : 60.62 m

d : la dimension parallèle à la direction du vent V_1 .

d : 24.3 m h = 14.02 m

e = min [b ; 2h] = min [60.62 ; 28.04]

e = 28.04 m

d < e la paroi est divisée en 3 zones de pression A', B', D et E qui sont illustrés sur la Figure suivante :

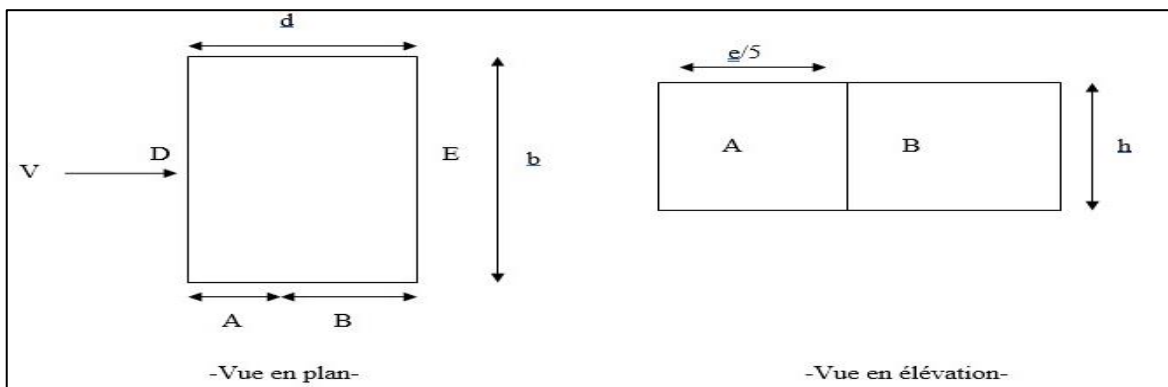


Figure II. 4: Légende pour les parois verticales.[2]

$A' = 5.60 \text{ m}$; $B' = 22.43 \text{ m}$; $D = E = 60.62 \text{ m}$

Tableau II. 11: Surface des zones en m²

A'	B'	D	E
78.62 m ²	314.5 m ²	849.86 m ²	849.86 m ²

Tableau II. 12: C_{pe} pour les parois verticales d'un bâtiment à base rectangulaire

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

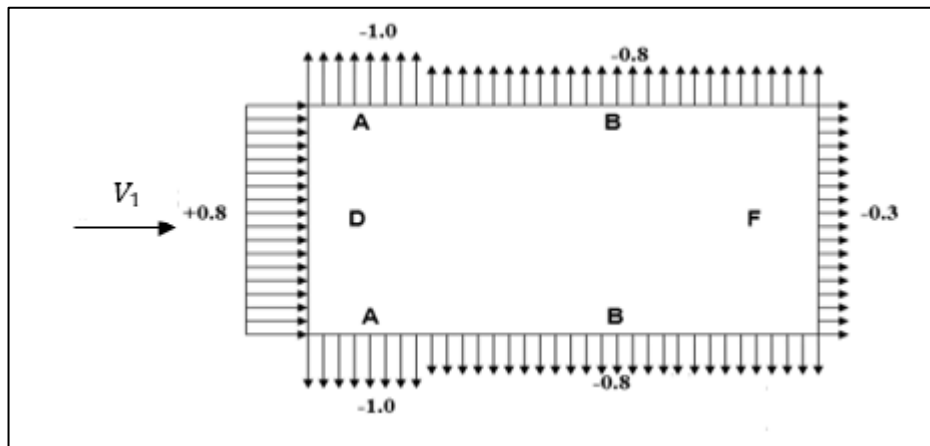


Figure II. 5: Représentation des coefficients C_{pe} sur les différentes zones(V1).

Toiture :

Les différentes Zones de pression F.G.H.I et J sont représentées sur la figure ci-dessous.

$h = 15.82\text{m}$ et $\alpha=8.42^\circ$

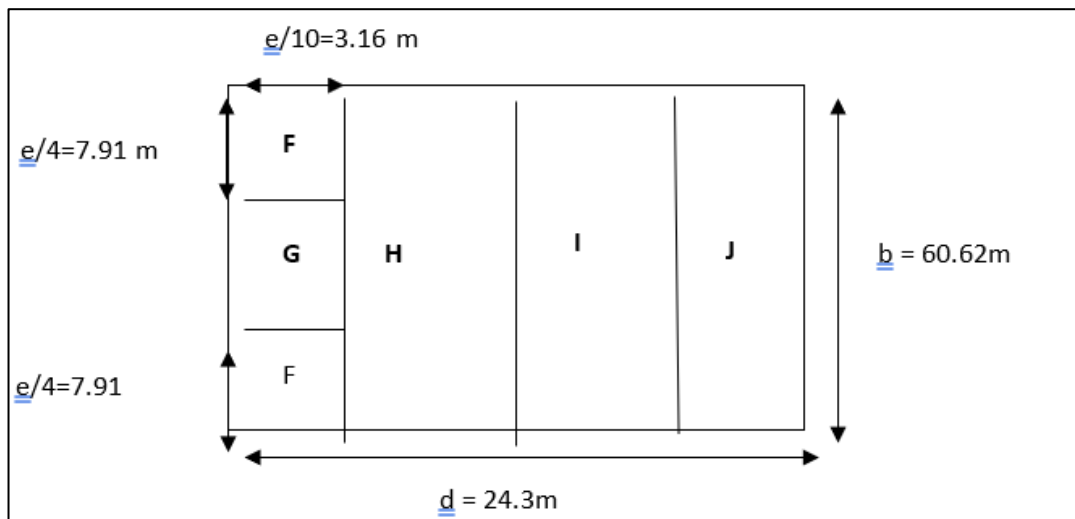


Figure II. 6: Légende pour les toitures plates (V1).

$$e = \min [b ; 2h] = [60.62 ; 31.64] = 31.64 \text{ m}$$

On a:

$$\frac{e}{4} = \frac{31.64}{4} = 7.91 \text{ m}$$

$$\frac{e}{10} = \frac{31.64}{10} = 3.16 \text{ m}$$

$$\frac{e}{2} = \frac{31.64}{2} = 15.82 \text{ m}$$

Tableau II. 13: Surfaces des Zones en m²

F	G	H	I	J
25.02 m ²	141.74 m ²	544.73 m ²	544.73	191.80 m ²

Les zones F.G.H.I et J a des surfaces >10m² Cpe=Cpe₁₀

Tableau II. 14: Valeur Cpe pour la toiture

Zone	Cpe(α=5°)	Cpe(α=8.42°)	Cpe(α=15°)
F	-1.7	-1.425	-0.9
	0	0.06	0.2
G	-1.2	-1.06	-0.8
	0	0.06	0.2
H	-0.6	-0.49	-0.3
	0	0.06	0.2
I	-0.6	-0.53	-0.4
	-0.6	-0.39	0
J	0.2	-0.2	-1
	-0,6	-0.39	0

II.4.3.7. Coefficient de pression intérieur C_{pi}

II.4.3.3. Vérification de la condition de la toiture isolée

Lorsque au moins deux faces du bâtiment (façade ou toiture), l'aire totale des ouvertures existant sur chacune des faces représente 30% de l'aire de cette face, il convient de calculer les actions exercées sur la construction à partir des règles définies pour les toitures isolées.

[2]

Les surfaces des ouvertures ont été relevés à partir des plans architecturaux des différentes façades. Voir annexe.

Tableau II. 15: Vérification de la condition de la toiture isolée

Faces	Surfaces des ouvertures dans la face (m ²)	Surface de la face (m ²)	%
Pignon 1	72.36	362.313	19.97
Long pan 1	12.36	848.68	1.456
Pignon 2	44.12	362.313	12.18
Long pan 2	4.12	848.68	0.48
Toiture	0	1489.5	0

On remarque qu'aucunes des ouvertures ne représente plus de 30% de la surface de la face, donc les conditions de la toiture isolée ne sont pas vérifiées.

II.4.3.4. Vérification de la condition de face dominante

Une face d'un bâtiment est considérée comme dominante lorsque l'aire des ouvertures dans la dite face est au moins égale à deux fois l'aire des ouvertures et des fuites d'air dans les autres faces du bâtiment

Tableau II. 16: Vérification de la condition de face dominante

Faces	Surface des ouvertures dans la face (m ²)	2 x Surface des ouvertures dans les autres faces (m ²)	Souv > 2 x Surface des ouvertures dans les autres faces
Façade principale	72.36	211.2	Non
Façade latérale	12.36	241.2	Non
Façade droite	44.12	177.68	Non
Façade gauche	4.12	257.68	Non
Toiture	0	265.92	Non

Condition non vérifiée, donc pas de face dominante pour notre Structure.

Plusieurs cas de figure peuvent se présenter pour le calcul de C_{pi}

Nous avons étudié les trois cas suivants :

Cas 1 :

Fenêtres ouvertes

Portes fermées

Cas 2 :

Fenêtres fermées

Portes ouvertes

Cas 3 :

Fenêtres ferme

Portes fermées

- Cas 1 :

Fenêtres ouvertes

Portes fermées

$$\mu_p = \frac{\sum \text{surface des ouvertures ou } C_{pe} < 10}{\sum \text{surface de toute les ouvertures}}$$

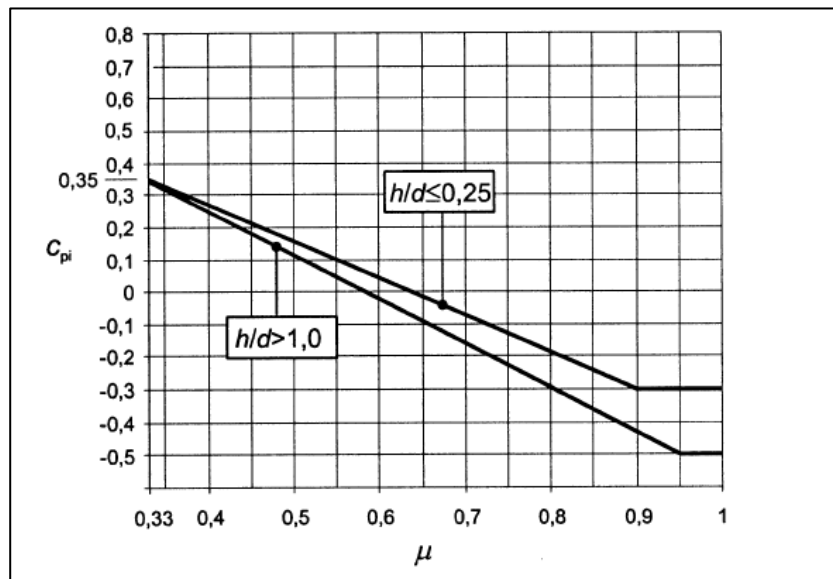


Figure II. 7: Indice de perméabilité C [2]

$$\mu_p = 0,9$$

$$\frac{h}{d} = \frac{14,02}{60,62} = 0,231 < 0,25$$

Donc au cas fenêtres ouvertes et portes fermées alors :

$$C_{pi} = -0,3$$

- La pression aérodynamique de la paroi verticale :

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

Tableau II. 17: Les valeurs de pression W (zj) sens (V1)

La zone	qp (N/m ²)	Cpe	Cpi	W(Z)(N/m ²)
A	723.37	-1	-0.03	-745.07
B	723.37	-0,8	-0.03	-600.40
D	723.37	0 ,8	-0.03	556.99
E	723.37	-0,3	-0.03	-238.71

- La pression aérodynamique pour la toiture :

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

Tableau II. 18: Valeur de la pression W (zj) sur la toiture sous (V1)

La zone	qp (N/m ²)	Cpe	Cpi	W(Z)(N/m ²)
F	754.5	-1,4	-0.03	-1098.44
		0,06		29.07
G	754.5	-1.06	-0.03	-824.61
		0,06		29.07
H	754.5	-0,49	-0.03	-397.77
		0,06		29.07
I	754.5	-0,53	-0.03	-423.62
J	754.5	-0.2	-0.03	-320.20
		-0,39		-181.98

Coefficients de pressions extérieures Cpe V₂(θ = 90°) :

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes [7] :

$$\left. \begin{aligned}
 C_{pe} &= C_{pe.1} \\
 C_{pe} &= C_{pe.1} + (C_{pe.10} - C_{pe.1}) \times \log_{10}(S) \\
 C_{pe} &= C_{pe.10}
 \end{aligned} \right\} \begin{aligned}
 &\text{si } S \leq 1 \text{ m}^2 \\
 &\text{si } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2 \\
 &\text{si } S \geq 10 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

✓ Paroi verticale :

- Cas de vent

$$C_{pe} = C_{pe, 10} \quad \text{pour } S \geq 10,00 \text{ m}^2$$

$$b : 24.3\text{m}$$

$$d : 60.62 \text{ m}$$

$$e = \min [b ; 2h] = \min [24.3 ; 28.04]$$

d > e la paroi est divisée en 5 zones de pression A, B, C, D et E qui sont illustrés sur la Figure suivante :

Avec :

$$A = 4.86 \text{ m} ; B = 14.44 \text{ m} ; C = 36.32 \text{ m} ; D = E = 23.3 \text{ m}$$

Tableau II. 19: Surface des zones en m²

A	B	C	D	E
68.14 m ²	272.55 m ²	509.20 m ²	340.68 m ²	340.68 m ²

Tableau II. 20: Valeurs Cpe pour les parois verticales

A	B	C	D	E
Cpe.10	Cpe.10	Cpe.10	Cpe.10	Cpe.10
-1	-0,8	-0,5	+0,8	-0,3

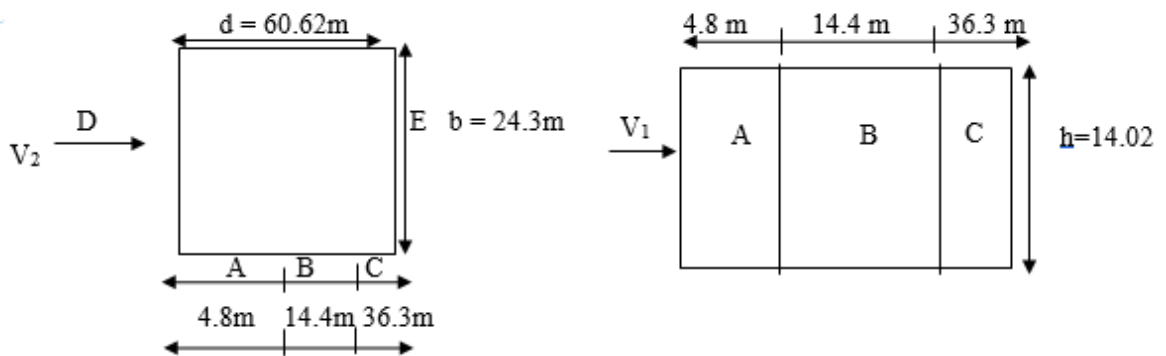


Figure II. 8: Légende pour les parois verticales.

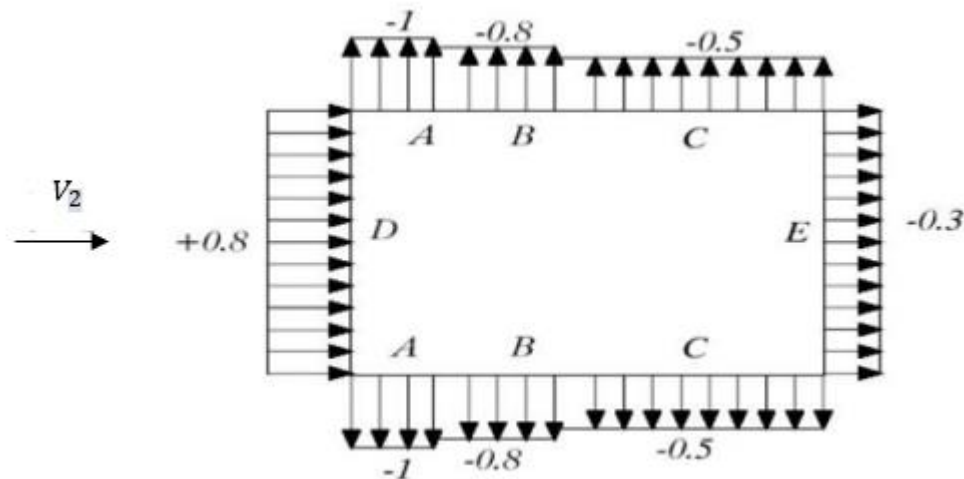


Figure II. 9: Valeurs de Cpe pour les parois verticales.

Toiture :

Les différentes Zones de pression F.G.H et I sont représentées sur la figure ci-dessous.

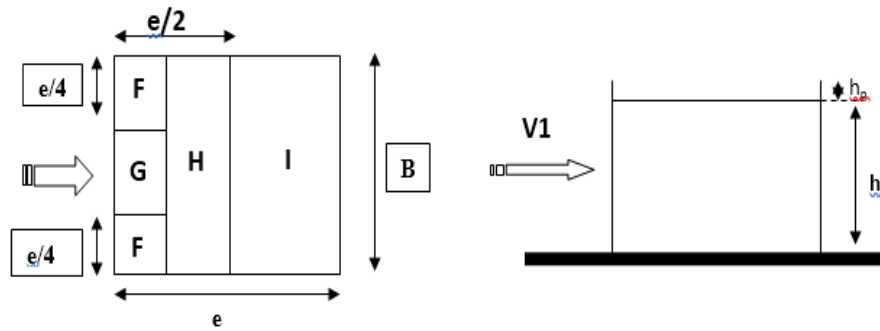


Figure II. 10: Légende pour la paroi verticale la toiture (V2). [2]

$$e = \min [b ; 2h] = [24.3 ; 28.03] = 23.50 \text{ m}$$

$$\frac{e}{4} = \frac{24.3}{4} = 6.075 \text{ m}$$

$$\frac{e}{10} = \frac{24.3}{10} = 2.43 \text{ m}$$

$$\frac{e}{2} = \frac{24.3}{2} = 12.15 \text{ m}$$

Tableau II. 21: Surfaces des Zones en m2

F	G	H	I
14.76 m ²	29.52 m ²	236.16 m ²	1177.82 m ²

Tableau II. 22: Valeur Cpe pour la toiture

F	G	H	I
Cpe . 10	Cpe . 10	Cpe . 10	Cpe . 1
-1,49	-1,3	-0,7	- 0,56

Coefficient de pression intérieur Cpi

Cas 1 :

Fenêtres ouvertes

Portes fermées

$$\mu_p = \frac{\sum \text{surface des ouvertures ou } C_{pe} < 10}{\sum \text{surface de toute les ouvertures}}$$

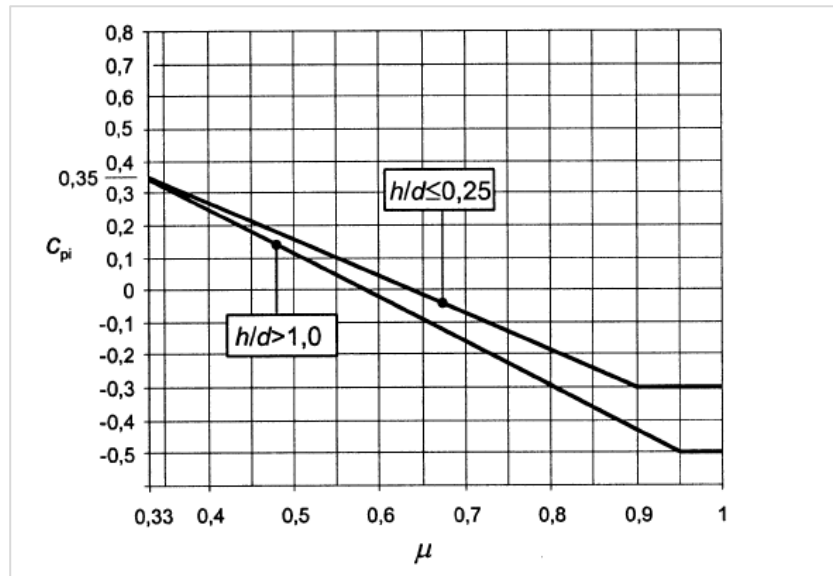


Figure II. 11: Indice de perméabilité (DTR RNV2013)

$$\mu_p = 0.8$$

$$\frac{h}{d} = \frac{14.02}{24.30} = 0.576 < 0.25$$

Donc au cas : fenêtres ouvertes et portes fermées alors :

$$\mu_p = 0.8$$

$$0.25 < \frac{h}{d} = \frac{14.02}{24.30} = 0.576 < 1 \text{ Donc on procède par interpolation linéaire pour}$$

déterminer la valeur de C_{pi}

- Pour $\mu_p = 0,8$ et $h/d > 1$ $C_{pi} = -0.3$
- Pour $\mu_p = 0,8$ et $h/d = 0,25$ $C_{pi} = -0.2$
- Pour $\mu_p = 0,8$ et $h/d = 0.576$:

$$\mathbf{C_{pi} = -0.24}$$

- La pression aérodynamique de la paroi verticale :

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

Tableau II. 23: Les valeurs de pression W (zj) sens (V2)

La zone	q_p (N/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$W(Z)(N/m^2)$
A	723.4	-1	-0,3	-506.36
B	723.4	-0,8	-0,3	-361.7
C	723.4	-0,5	-0,3	-144.67
D	723.4	0,8	-0,3	795.7
E	723.4	-0,3	-0,3	0

- La pression aérodynamique pour la toiture :

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

Tableau II. 24: Valeur de la pression $W(z_j)$ sur la terrasse sous (V2)

Zone	q_p (N/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$W(Z)$ (N/m ²)
F	754.5	-1,49	-0,24	-943.125
G	754.5	-1,3	-0,24	-799.77
H	754.5	-0,7	-0,24	-347.07
I	754.5	-0,56	-0,24	-248.98

L'étude précédente à été faite pour les 3 cas ;

Cas 1 :

Fenêtres ouvertes

Portes fermées

Cas 2 :

Fenêtres fermées

Portes ouvertes

Cas 3 :

Fenêtres ferme

Portes fermées

A l'aide d'une feuille de calcul Excel faite par nos soins et toute en suivant les étapes indiquées par le RNV 2013 en termes de conditions et de vérifications nous avons résumé les résultats dans ce qui suit.

Tableau II. 25: Récapitulatif des résultats des pression aérodynamiques

		Cas 1	Cas 2	Cas 3	
W (N/m²)	V1	-745,07625	-462,96	-542,53125	
		-600,40125	-318,285	-397,85625	
		556,99875	839,115	759,54375	
		-238,71375	43,4025	-36,16875	
	Paroi verticale	Θ=0	-1098,449132	-804,1941324	-887,1891324
			29,0739669	323,3289669	240,3339669
			-824,6170662	-530,3620662	-613,3570662
			29,0739669	323,3289669	240,3339669
			-397,7715496	-103,5165496	-186,5115496
			29,0739669	323,3289669	240,3339669
			-423,6260331	-129,3710331	-212,3660331
			-320,2080993	-25,9530993	-108,9480993
	Toiture	Θ=0	-181,9888014	112,2661986	29,2711986
			-506,3625	-860,81625	-896,985
			-361,6875	-716,14125	-752,31
			-144,675	-499,12875	-535,2975
	V2	Paroi verticale	795,7125	441,25875	405,09
			0	-354,45375	-390,6225
			-903,2865496	-1272,99155	-1310,71655
			-754,5	-1124,205	-1161,93
	Θ=90°	Toiture	-275,9455165	-645,6505165	-683,3755165
			-200,4955165	-570,2005165	-607,9255165

Valeur max de pression sur la toiture : 323,3289669 N/m² (cas2)

Valeur max de dépression sur la toiture : -1310,71655 N/m² (cas3)

Valeur max de pression sur la paroi verticale (pignon) : 839.115 N/m² (cas1)

Valeur max de pression sur la paroi verticale (long pan) : 795.7125 N/m² (cas1)

II.5. Conclusions

Dans ce chapitre nous avons procédé à l'évaluation des différentes sollicitations au quelle notre structure est soumise, a fin de d'entamer un prédimensionnement des éléments de cette dernière.

Chapitre III : Étude des éléments secondaires

III.1. Introduction

Les éléments secondaires sont destinés à reprendre les sollicitations dues au vent et à assurer la stabilité d'ensemble de la structure, donc ils sont des éléments porteurs secondaires faisant partie de l'enveloppe des halles et des bâtiments. Leur fonction principale est de transmettre les actions agissant sur la toiture et sur les façades aux éléments porteurs principaux.

Les éléments secondaires sont :

- Des pannes
- Des lisses de bardage
- Les escaliers

Pour le calcul de ces éléments on procèdera de la façon suivante :

- Repérage des diverses actions possible appliquées sur les éléments considères et calculs des combinaisons d'action la plus défavorable.
- Pre dimensionnement des éléments suivant la condition de la flèche.
- Calcul des sollicitations correspondantes (effort tranche, moments de flexion simple et déviée).
- Vérification des résistances des éléments et de la stabilité de forme (déformation, flèches).

III.2. Les pannes

Les pannes sont des poutres destinées à supporter la couverture et de transmettre les charges et surcharges s'appliquant sur cette dernière à la traverse ou bien à la ferme. Elles sont disposées parallèlement à la ligne de faitage, et elles sont calculées en flexion déviée, sous l'effet des charges permanentes, d'entretien et climatiques. Elles sont réalisées soit en profilés formés à chaud en (I), ou bien en (U), soit en profilés formés à froid en (Z), (U), (Σ) ou en treillis pour les grandes portées.

Dans notre structure on étudie la panne la plus sollicitée qui est la panne intermédiaire de portée $L=5.9\text{m}$, incliné d'un angle $\alpha = 8.42$ et nous utiliserons des profilées IPE.

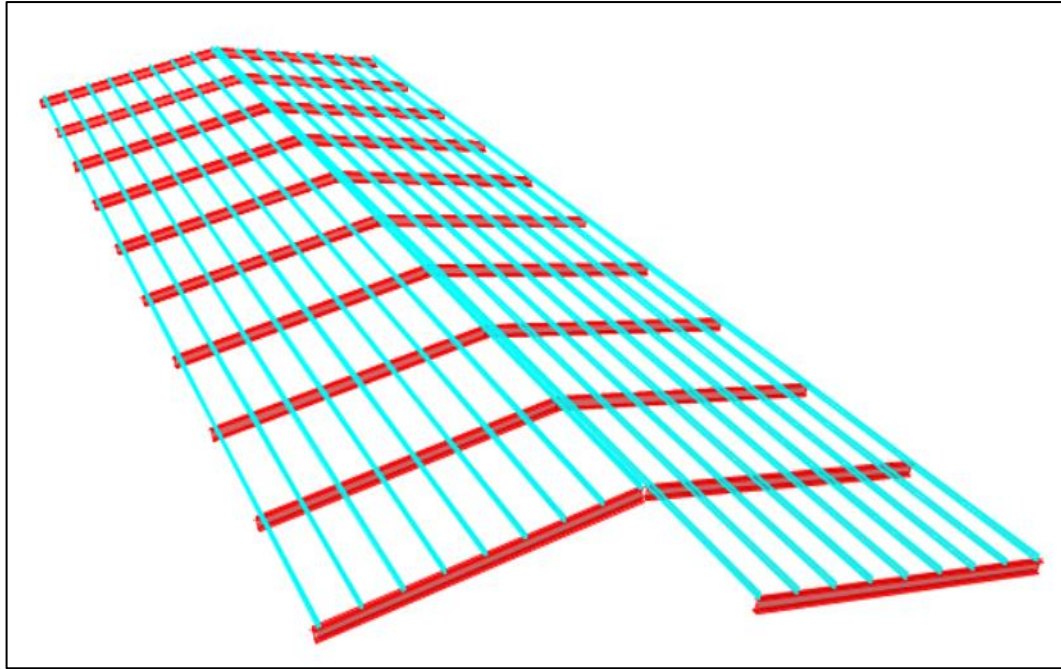


Figure III. 1: Vue 3D de la toiture.

➤ Détermination nombre et l'espacement entre les pannes :

Le choix de l'espacement entre axes des pannes est fait en se basant sur la fiche technique de couverture utilisée :

Tableau III. 1: Espacement des appuis en fonction de la charge, épaisseur et flèche admissible (Tôle ondulée 18.76.988) [19]

Charge (kg/m ²)	Épaisseur (mm)	FLECHE ADMISSIBLE L/150
		Nombre d'appui 2
150	0,6	1,37
	0,75	1,46

Avec une charge de 131.07 kg/m² et une épaisseur de 0.75 mm (Tôle ondulée 18.76.988) on choisit $e = 1.43\text{m}$ entre axes des pannes avec 0.3m entre panne sablière et poutre sablière et 0.15 m entre panne faitière et le sommet de la toiture pour un totale de 9 pannes par versant.

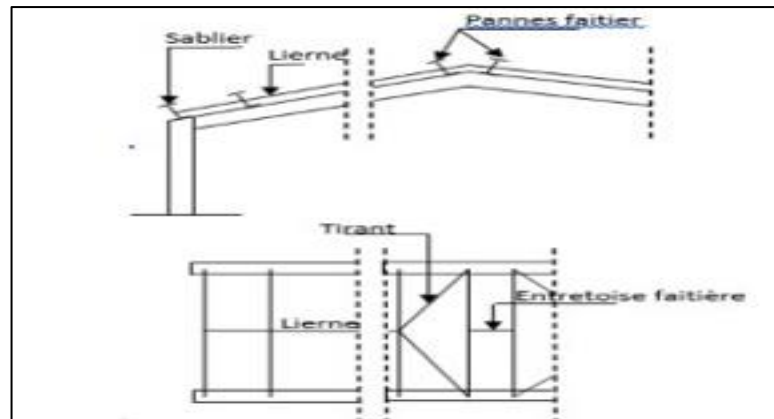


Figure III. 2: Disposition de la panne.

III.2.1. Evaluation des charges et surcharges

III.2.1.1. Les charges permanentes (G)

Poids propre de la couverture [19] (voir l'ANNEXE-B-) 0.0709KN/m².

Poids propre d'accessoire d'attache.....0.05KN/m².

Poids propre de panne (estimé)0.12 KN/m

$$G = (P \text{ couverture} + \text{Accessoire}) * e + P \text{ panne}$$

e : espacement entre les pannes (e=1,435m)

$$G = (0,0709 + 0.05) \times 1,435 + 0.12$$

$$G = 0.294 \text{ KN/m}$$

III.2.1.2. Charge d'exploitation

Charge d'entretien 0.6 kN/m²

$$Q = 0.6 \times 1,435 = 0.861 \text{ kN/m}$$

III.2.2. Dimensionnement des pannes

Projection des charges sachant que $\alpha=8.42$

Après projection des charges on obtiens :

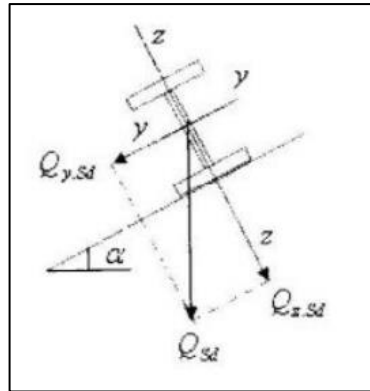


Figure III. 3: Projection des charges suivant les axes locaux de la panne [20].

- L'axe z-z :

$$G = G \times \text{espacement} = 0.290 \text{ kN/m}$$

$$Q = Q \times \text{espacement} = 0.851 \text{ kN/m}$$

$$W^- = W^- \text{ max} \times \text{espacement} = -1.879 \text{ kN/m (Dépression)}$$

$$W^+ = W^+ \text{ max} \times \text{espacement} = 0.463 \text{ kN/m (Pression)}$$

$$S = S \times \text{espacement} = 0.129 \text{ kN/m}$$

- L'axe y-y :

$$G = 0.0445 \text{ kN/ml.}$$

$$Q = 0.130 \text{ kN/ml.}$$

$$S = 0.019 \text{ kN/ml.}$$

III.2.2.1 Les combinaisons des charges

- ELU :

- Suivant l'axe z-z :

$$\text{comb1} = 1.35G + 1.5Q = 1.668 \text{ kN/ml.}$$

$$\text{comb2} = 1.35G + 1.5S = 0.585 \text{ kN/ml.}$$

$$\text{comb3} = G + 1.5W^- = -2.53 \text{ kN/ml.}$$

$$\text{comb4} = 1.35G + 1.5W^+ = 1,086 \text{ kN/ml.}$$

$$\text{comb5} = 1.35G + 1.5S + (1.5 \times 0,67) W = 1,05 \text{ kN/ml.}$$

$$\text{comb6} = 1.35gz + 1.5W + (1.5 \times 0,87) S = 1,255 \text{ kN/ml.}$$

- Suivant l'axe y-y :

$$\text{comb1} = 1.35G + 1.5S = 0.089 \text{ kN/ml.}$$

$$\text{comb2} = 1.35G + 1.5Q = 0.256 \text{ kN/ml.}$$

- ELS :

- Suivant l'axe z-z :

comb 1= G+Q =1,14 kN/ml.

comb 2= G+S =0.419 kN/ml.

comb 3= G+W⁻ =-1.589 kN/ml.

comb 4= G+W⁺ =0,754 kN/ml.

comb 5= G+W⁺+0.5 S =0,818 kN/ml.

- Suivant l'axe y-y :

comb 1= G+S = 0.064 kN/ml.

comb 2= G+Q = 0.175 kN/ml.

Selon les deux axes y et z, les charges maximales revenant à la panne la plus sollicitée sont

$q_{UZ}=-2.53$ kN/ml.

$q_{SZ}=-1.589$ kN/ml.

$q_{UY}=0.256$ kN/ml.

$q_{SY}=0,175$ kN/ml.

- Choix de profile :

Les pannes sont sollicitées à la flexion déviée (flexion bi axiale). Elles doivent satisfaire les deux conditions suivantes :

Condition de flèche (l'ELS).

Condition de résistance (l'ELU).

Généralement, on fait le pré dimensionnement des pannes par l'utilisation de la condition de flèche, puis on fait la vérification de la condition de résistance.

Vérification à l'ELS : La flèche à l'état limite de service se fait avec les charges et surcharges de service : **$F \leq F_{adm}$** .

Pour une poutre sur deux appuis uniformément chargée (axe z-z)

$$f_{adm} = \frac{l}{200} = 29.5mm$$

$$f_{adm} = 30mm \leq f_z = 14.55mm \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$f_z \geq \frac{5}{384} \times \frac{Qz, sd \times l^4}{E \times I_y} \leq \frac{l}{200}$$

$$I_y \geq \frac{5q_{sz} \times 200 \times l^3}{384 \times E} \quad I_y \geq 404.89 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

On prend $I_y=541.2 \times 10^4 \text{ mm}^4$ pour un **IPE140**.

Tableau III. 2: les dimensions de profile IPE140

profile	h (mm)	b(mm)	tw (mm)	tf (mm)	r(mm)	a (mm)
IPE140	140	73	4,7	6,9	7	1640
	Iy (mm4)	Iz (mm4)	wplz mm4	wply mm4	iz mm	iymm
	541,2*10 ⁴	44,92*10 ⁴	19,52*10 ³	88,34*10 ³	16,5	57,4

- Poids propre réel :

$$G = (P \text{ couverture} + \text{Accessoire}) \times e + P \text{ panne}$$

$$G_{\max} = (0.0709 + 0.05) \times 1.435 + 0.12.9 \quad \mathbf{G = 0.303 \text{ KN/ml}}$$

III.2.2.2. Combinaison des charges avec poids profile

- ELU :
- Suivant l'axe z-z :

$$\text{comb1} = 1.35G + 1.5Q = 1.73 \text{ kN/ml.}$$

$$\text{comb2} = 1.35G + 1.5S = 0.64 \text{ kN/ml.}$$

$$\text{comb3} = G + 1.5W^- = -2.48 \text{ kN/ml.}$$

$$\text{comb4} = 1.35G + 1.5W^+ = 1.15 \text{ kN/ml.}$$

$$\text{comb5} = 1.35G + 1.5S + (1.5 \times 0.67) W = 1.11 \text{ kN/ml.}$$

$$\text{comb6} = 1.35gz + 1.5W + (1.5 \times 0.87) S = 1.31 \text{ kN/ml.}$$

- Suivant l'axe y-y :

$$\text{comb1} = 1.35G + 1.5S = 0.09 \text{ kN/ml.}$$

$$\text{comb2} = 1.35G + 1.5Q = 0.265 \text{ kN/ml.}$$

ELS :

- Suivant l'axe z-z :

$$\text{comb 1} = G + Q = 1.18 \text{ kN/ml.}$$

$$\text{comb 2} = G + S = 0.46 \text{ kN/ml.}$$

$$\text{comb 3} = G + W^- = -1.54 \text{ kN/ml.}$$

$$\text{comb 4} = G + W^+ = 0.80 \text{ kN/ml.}$$

$$\text{comb 5} = G + W^+ + 0.5 S = 0.86 \text{ kN/ml.}$$

- Suivant l'axe y-y :

$$\text{comb 1} = G + S = 0.07 \text{ kN/ml.}$$

$$\text{comb 2} = G + Q = 0.18 \text{ kN/ml.}$$

Selon les deux axes y et z, les charges maximales revenant à la panne la plus sollicitée sont:

$$q_{UZ} = -2.48 \text{ kn/ml.}$$

$$q_{SZ} = -1.54 \text{ kn/ml.}$$

$$q_{UY} = 0.265 \text{ kn/ml.}$$

$$q_{SY} = 0,18 \text{ kn/ml.}$$

III.2.2.3 Vérification de profils

- Vérification de la flèche à « ELS » :

La vérification de la flèche se fait avec des charges non pondérées en utilisant la formule suivante :

$$f_{zmax} = 21.9 \text{ mm} < f_{admz} 29.5 \text{ mm.}$$

$$f_{ymax} = 2.40 \text{ mm} < f_{admy} 14.75 \text{ mm.}$$

- Classification de la section :

$$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y} = 1$$

Semelle comprimée : $c/t_f = 36.5/6.9 = 5.29 < 10\varepsilon$ semelle de classe 1.

Âme fléchée : $d/t_w = 26.86 < 72 \varepsilon$ âme de classe 1.

Profilé de classe 1.

- Vérification à la flexion déviée :

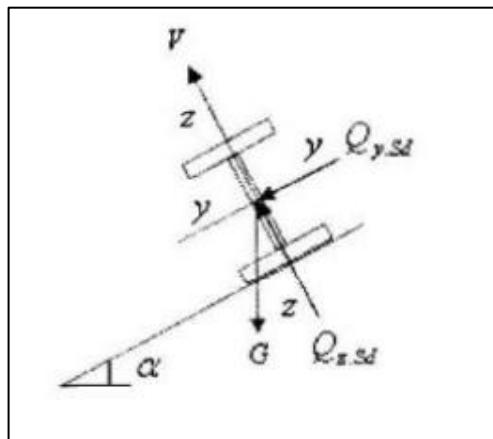


Figure III. 4: Schéma de la panne soumise à la flexion déviée [20].

Les pannes travaillent à la flexion déviée, il faut donc vérifier que :

$$\left(\frac{M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} \right)^\beta \leq 1$$

Pour un profilé laminé en I : $\alpha=2$ et $\beta=1$:

$$M_{sdy} = \frac{Q_z \times l^2}{8} = 10,965 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdz} = \frac{0.5 \times Q_y \times l^2}{8} = 0.28 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrdy} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\sigma_{m0}} = 20.75 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrdz} = \frac{w_{plz} \times f_y}{\sigma_{m0}} = 4.53 \text{ KN.m}$$

$$A_n : (11.16/20.75)^2 + (0.252/4.53) = 0.34 < 1$$

Donc, les pannes en IPE140 vérifient les contraintes de la flexion déviée.

- Vérification au cisaillement :

On doit vérifier que :

$$V_{sd} < V_{plrd}$$

Avec :

V_{zsd} et V_{ysd} : valeur de calcul de l'effort tranchant.

$$V_{zsd} = \frac{q_{uz} \times l}{2} = 7.43 \text{ kN}$$

$$V_{ysd} = \frac{q_{uy} \times l}{2} = 0.475 \text{ kN}$$

$$V_{plrdz} = \frac{A V_z \times f_y}{\sqrt{3} \times \sigma_{m0}} = 103.65 \text{ kN.}$$

$$V_{plrdy} = \frac{A V_y \times f_y}{\sqrt{3} \times \sigma_{m0}} = 118.86 \text{ kN.}$$

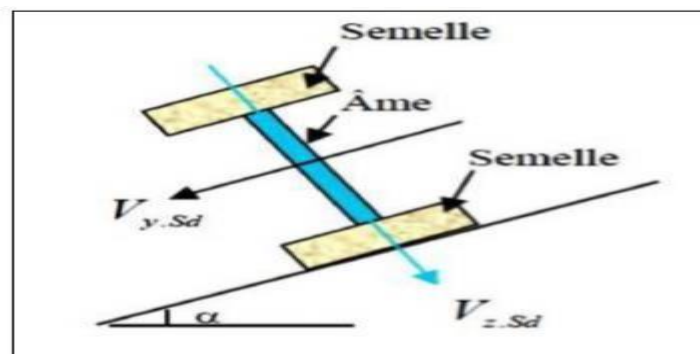


Figure III. 5: Représentation du cisaillement.

$$V_{sdz} < V_{plrdz}$$

$$V_{sdz} < 0.5 V_{plrdz}$$

$$V_{sdy} < V_{plrdy}$$

$$V_{sdy} < 0.5 V_{plrdy}$$

Donc la résistance des pannes au cisaillement est vérifiée. Et pas d'interaction

- Vérification de la flèche : $F_{max} \leq f_{adm}$

$$f_{zmax} = 21.9 \text{ mm} < f_{admz} 29.5 \text{ mm.}$$

$$f_{ymax} = 2.40 \text{ mm} < f_{admy} 14.75 \text{ mm.}$$

Vérification de la stabilité au déversement :

La semelle supérieure qui est comprimée sous l'action des charges descendantes est susceptible de déverser, mais vu qu'elle est fixée à la toiture il n'y a donc pas de risque de déversement contrairement à la semelle inférieure qui est comprimée sous l'action du vent de soulèvement et qui est quant à elle susceptible de déverser du moment qu'elle est libre tout au long de sa portée.

On rappelle la combinaison de charge défavorable pour le risque de déversement. Il s'agit de la première combinaison dans laquelle le vent agit seul et risque de faire déverser la panne (fléchie vers le haut) et en comprimant la semelle inférieure au niveau de la mi-travée (voir la figure).

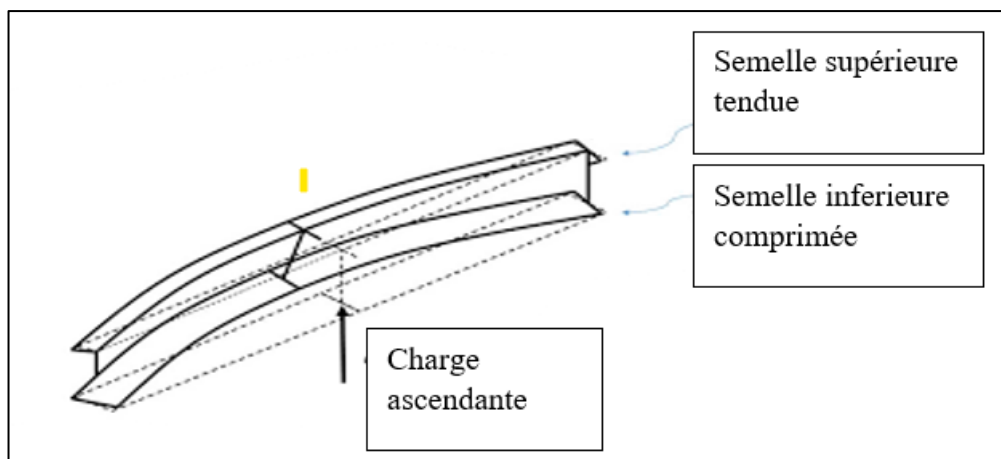


Figure III. 6: Représentation de phénomène de déversement dans la semelle inférieure.

D'après l'Eurocode 3, la résistance au déversement du profilé est vérifiée si la condition suivante est satisfaite :

$$\left(\frac{M_{yplrd}}{M_{bard}} \right) + \left(\frac{M_{sdz}}{M_{plzrd}} \right) \leq 1$$

$$M_{brd} = \chi_{lt} \times \beta_w \times W_{ply} \times f_y / \gamma_{M1}$$

Pour le calcul de χ_{lt} on a la formule : $\chi_{lt} = 1 / \phi_{LT} + (\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2)^{-1}$. La valeur de λ_{LT} peut

$$\lambda_{LT} = \frac{L / i_z}{\sqrt{C1} \times \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L / i_z}{h / t_f} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

être calculé par la formule :

Tel que :

$L = 295 \text{ mm}$; $i_z = 1.65 \text{ mm}$; $h = 140 \text{ mm}$; $C1 = 1.132$; $t_f = 6.9 \text{ mm}$.

D'où $\lambda_{LT} = 113,05$

$$\text{Donc } \bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{93.91 \varepsilon} \text{ et } \varepsilon = \sqrt{\left(\frac{235}{f_y}\right)}$$

Alors $\bar{\lambda}_{LT} = 1.2 > 0.4$ Il y a risque de déversement.

$$\phi_{LT} = 0.5 \times (1 + \alpha_{LT} \times (\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2)$$

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

$$\phi_{LT} = 0.5 \times (1 + 0.21 \times (1.2 - 0.2) + 1.22) = 1.32.$$

Le coefficient de réduction pour le déversement : $\chi_{lt} = 0.41$

$$M_{brd} = 0,41 * 1 * 235 * 88.34 * 103/1.1 = 9.96$$

$$\left(\frac{10.97}{9.96}\right) + \left(\frac{0.067}{4.11}\right) = 1.11 > 1$$

Donc : la stabilité au déversement de la panne n'est pas vérifiée, on augmente le profile **IPE140** donc on augmente le profilé vers **IPE 160**.

Tableau III. 3: Les dimensions de profilé IPE 160

profile	h (mm)	b(mm)	tw (mm)	tf (mm)	r(mm)	a (mm)
IPE160	160	82	5	7.4	9	2009
	Iy (mm4)	Iz (mm4)	wplz mm4	Wply mm4	iz mm	Iy mm
	869.3*10 ⁴	68.31*10 ⁴	26.1*10 ³	123.9*10 ³	18.4	65.8

Tel que :

$$L = 295 \text{ mm} ; iz = 18.4 \text{ mm} ; h = 160 \text{ mm} ; C1 = 1.132 ; tf = 8 \text{ mm}.$$

$$D'où \lambda_{LT} = 108.28$$

$$\text{Donc } \lambda_{LT} * = \lambda_{LT} / 93.91 \varepsilon$$

Alors $\bar{\lambda}_{LT} = 1.15 > 0.4$ Il y a risque de déversement.

$$\phi_{LT} = 0.5 \times (1 + \alpha_{LT} \times (\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2)$$

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

$$\phi_{LT} = 0.5 \times (1 + 0.21 \times (1.15 - 0.2) + 1.15) = 1.26.$$

Le coefficient de réduction pour le déversement : $\chi_{lt} = 0.56$

$$M_{brd} = 0,53 * 1 * 235 * 166.4 * 103/1.1 = 14.82 \text{ kN.m}$$

$$\left(\frac{10.8}{14.82}\right) + \left(\frac{0.073}{5.57}\right) = 0.744 \leq 1$$

Donc la résistance des pannes **IPE160** au déversement est vérifiée.

III.2.4. Calcul des liernes (Toiture)

- Définition

Les liernes sont des tirants passant au milieu des pannes, travaillent en traction. Ce sont généralement des barres en fer rond, des cornières ou des tubes. Les liernes des pannes ont les fonctions suivantes :

- En phase de montage du bâtiment, assurer la rectitude des pannes avant mise en place de la couverture.
- En phase d'exploitation du bâtiment, apporter aux pannes un maintien latéral.

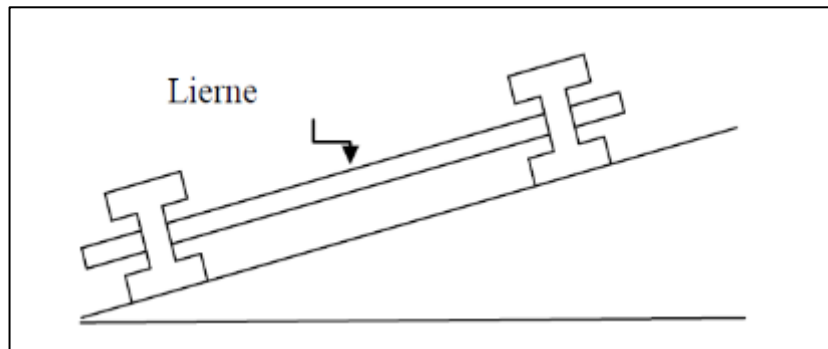


Figure III. 7: Dispositions des liernes des pannes.

- Sollicitations revenant au tirant

$$Qy, sd = 0.265$$

Nombre d'élément 9

Espacement 1.435 m

- La réaction R au niveau du lierne :

$$R = 1,25Qy, sd \times \frac{l}{2} \rightarrow R = 1,25(0.265) \times \frac{5.9}{2}$$

$$\rightarrow R = 0.977 \text{ kN}$$

- Effort de traction dans le tronçon de la lierne L1 provenant de la panne sablière :

$$T1 = \frac{R}{2} \rightarrow T1 = \frac{0.977}{2}$$

$$\rightarrow T1 = 0,488 \text{ kN}$$

- Effort dans les tronçons L₂, L₃, L₄, L₅, L₆, L₇, L₈ :

$$Tn = R + Tn - 1$$

$$T2 = R + T1 = 0.977 + 0,265 \rightarrow T2 = 1.465 \text{ kN}$$

$$T3 = R + T2 = 0.977 + 1.465 \rightarrow T3 = 2.442 \text{ kN}$$

$$T4 = R + T3 = 0.977 + 2.442 \rightarrow T4 = 3.420 \text{ kN}$$

$$T5 = R + T1 = 0.977 + 3.365 \rightarrow T5 = 4.397 \text{ kN}$$

$$T6 = R + T2 = 0.977 + 4.397 \rightarrow T6 = 5.374 \text{ kN}$$

$$T7 = R + T3 = 0.977 + 5.374 \rightarrow T7 = 6.351 \text{ kN}$$

$$T8 = \frac{T7}{2 \times \sin \theta} = \frac{6.351}{2 \times \sin(25.94)} \rightarrow T8 = 7.280 \text{ kN}$$

$$\text{avec } \theta = \arctg\left(\frac{1.435}{2.95}\right) \rightarrow \theta = 25.94^\circ$$

- Calcul de la section des liernes

Le tronçon le plus sollicité est L8 :

$$T8 = 7.280 \text{ kN}$$

$$N_{sd} \leq N_{plrd} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{7.280 \times 10^3 \times 1,1}{235} \rightarrow A \geq 34.08 \text{ mm}^2$$

$$A = \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} \geq 34.08 \text{ mm}^2$$

$$\phi = \sqrt{\frac{4 \times 34.08}{\pi}} \rightarrow \phi = 6.587 \text{ mm}$$

Pour raison sécuritaire et pratique, on opte pour une barre ronde de diamètre $\phi=10 \text{ mm}$

III.3. Calcul des lisses de bardage

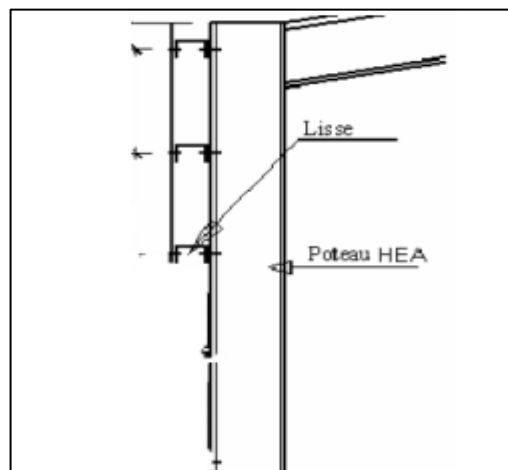


Figure III. 8: Coupe transversale de la lisse de bardage.

III.3.1. Introduction

Les lisse de bardage sont constitué de poutrelle ou de profil minces pliés. Disposées horizontalement, elles portent sur les poteaux de portiques ou éventuellement sur des potelets intermédiaires. L'entre axe des lisses est déterminé par portée admissible des bacs de bardage.

III.3.2. Vérification de la lisse de long pan

Calcul le nombre des lisse et l'espacement entre lisse :

e : espacement entre les lisses (1,69m)

n : nombre des lisses 8

- Charge permanentes (G) :

- Poids propre (Tôle ondulée 18.76.988) 0.0709 KN /m2
- Poids propre d'accessoires d'attaches 0.05KN/m2.
- Poids propre d'isolant0.05KN/m2.
- Poids propre de la lisse (UPN120) 0.134 kN/ml

$$G = [(P_{\text{tôle}} + P_{\text{accessoire}}) \times e] + P_{\text{panne}}$$

$$G = 0.423 \text{ kn /ml.}$$

- La surcharge climatique du au vent :

On calcul les lisse de bardages avec les valeurs de vent suivantes :

$$(W)_{\text{long} - \text{pan}} = -0.839 \times 1.69 = 1.42 \text{ KN / ml.}$$

- Charges appliquées à l'ELU :

$$Q_{uy} = 1.35G = 0.57 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{uz} = 1.5 W = 2.13 \text{ KN/ml}$$

- Charges appliquées à L'ELS :

$$Q_{sy} = G = 0.42 \text{ KN /ml}$$

$$Q_{sz} = W = 1.42 \text{ KN - ml}$$

- Condition de la flèche :

$$f_{adm} = \frac{l}{200} = 29.5 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = 30 \text{ mm} \leq f_z = 14.55 \text{ mm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$f_z \geq \frac{5}{384} \times \frac{Q_{z, sd} \times l^4}{E \times I_y} \leq \frac{l}{200}$$

$$I_y \geq \frac{5q_{sz} \times 200 \times l^3}{384 \times E}$$

$$I_y \geq 361.5 * 10^4 \text{ mm}^4$$

On a UPN 120 $I_y = 364 * 10^4 \text{ mm}^4$.

Tableau III. 4: Les dimensions de profilé UPE 120

profilé	h (mm)	b(mm)	tw (mm)	tf (mm)	r(mm)	a (mm)
UPN120	120	55	7	9	9	1840
	$I_y \text{ (mm}^4\text{)}$	$I_z \text{ (mm}^4\text{)}$	$w_{plz} \text{ mm}^4$	$w_{ply} \text{ mm}^4$	$i_z \text{ mm}$	$i_y \text{ mm}$
	$364 * 10^4$	$43.2 * 10^4$	$21.2 * 10^3$	$72.6 * 10^3$	15.9	46.2

III.3.2.1. Vérifications de la résistance de section à L'ELU

- Sollicitation :

$$\text{Axe } z - z' : M_{y,sd} = q_{uz} \cdot l^2 / 8 = 9.25 \text{ kn.m}$$

$$\text{Axes } - y - y' : M_{z,sd} = q_{uy} \cdot l^2 / 8 = 0.62 \text{ kn.m} .$$

$$M_{plrdy} = w_{ply} * f_y / \sigma_{m0} = 15.5 \text{ Kn.m}$$

$$M_{plrdz} = w_{plz} * f_y / \sigma_{m0} = 4.53 \text{ Kn.m}$$

$$\left(\frac{M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} \right)^\beta \leq 1$$

$$(9.25/15.5) + (0.62/4.53) = 0.73 < 1 .$$

Donc la résistance est vérifiée.

- Vérification au cisaillement :

On doit vérifier que :

$$V_{sd} < V_{plrd}$$

Avec :

V_{zsd} et V_{ysd} : valeur de calcul de l'effort tranchant.

$V_{pl Rd}$: valeur de calcul de la résistance au cisaillement.

$$V_{zsd} = Q_{zsd} * L/2 = 6.27 \text{ kN}$$

$$V_{ysd} = Q_{ysd} * L/2 = 1.05 \text{ kN}$$

$$V_{plrdz} = AV_z * f_y / \sqrt{3} * \sigma_{m0} = 108.54 \text{ kn}.$$

$$V_{plrdy} = AV_y * f_y / \sqrt{3} * \sigma_{m0} = 122.10 \text{ kn}.$$

D'ou

$$V_{sdz} < V_{plrdz} \quad V_{sdz} < 0.5V_{plrdz}.$$

$$V_{sdy} < V_{plrdy} \quad V_{sd} < 0.5V_{plrdy}.$$

Donc la résistance des lisses au cisaillement est vérifiée.

Et pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort tranchant.

- Vérification de flèche :

La vérification de la flèche se fait avec des charges non pondérées en utilisant la formule suivante :

$$f_{Zmax} = 29.26 \text{ mm} < 29.5 \text{ mm}$$

$$f_{y_{max}} = 1.88 \text{ mm} < 14.75 \text{ mm}.$$

III.3.3. Etudes des liernes des lisses

Espacement entre axes des lisses 1.69m

Nombre de lisse 5

- La réaction R au niveau du lierne :

$$R = 1,25Q_{y, sd} \times \frac{l}{2} \rightarrow R = 1,25(0,57) \times \frac{5,9}{2}$$

$$\rightarrow R = 2.10 \text{ kN}$$

- Effort de traction dans le tronçon de la lierne L1:

$$T1 = \frac{R}{2} \rightarrow T1 = \frac{2.10}{2}$$

$$\rightarrow T1 = 1.05 \text{ kN}$$

- Effort dans les tronçons L₂, L₃ L₄ :

$$T_n = R + T_{n-1}$$

$$T2 = R + T1 \rightarrow T2 = 3.15 \text{ kN}$$

$$T3 = R + T2 \rightarrow T3 = 5.25 \text{ kN}$$

$$T4 = \frac{T3}{2 \times \sin \theta} = \frac{5.25}{2 \times \sin(29.64)} \rightarrow T4 = 5.31 \text{ kN}$$

$$\text{avec } \theta \rightarrow \theta = 29.64^\circ$$

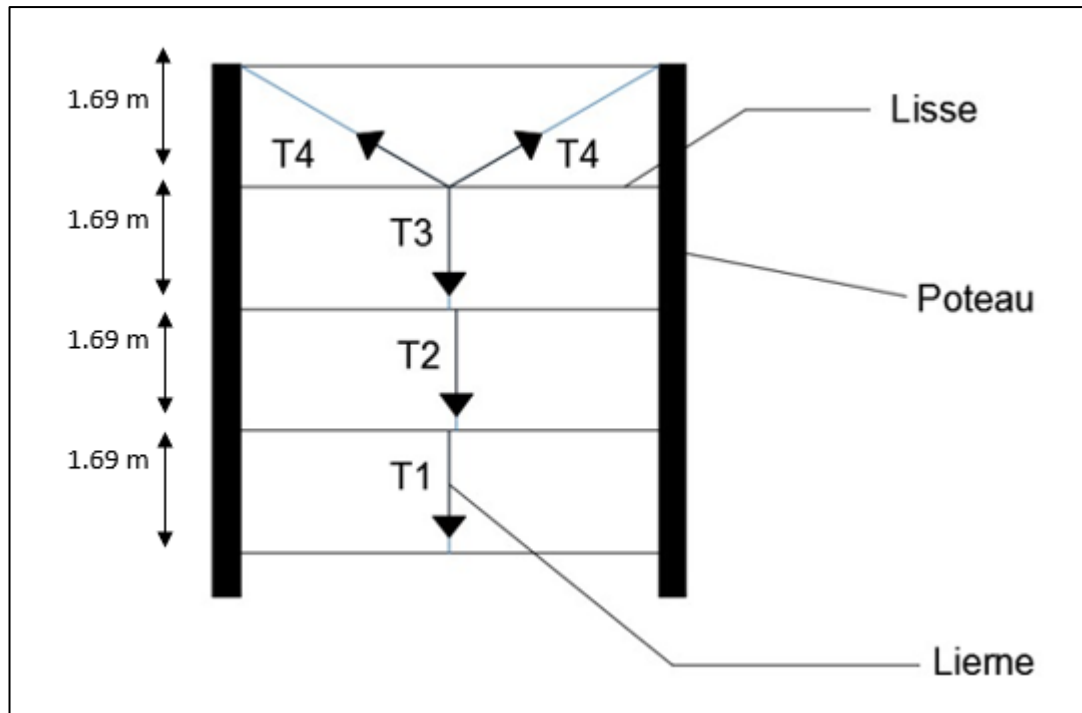


Figure III. 9: Représentation des efforts dans les liernes.

- Calcul de la section des liernes :

$$N_{sd} \leq N_{plrd} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{5.31 \times 10^3 \times 1,1}{235} \rightarrow A \geq 24.85 \text{ mm}^2$$

$$A = \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} \geq 24.85 \text{ mm}^2$$

$$\phi = \sqrt{\frac{4 \times 24.85}{\pi}} \rightarrow \phi = 5.62 \text{ mm}$$

Pour raison sécuritaire et pratique, on opte pour une barre ronde de diamètre $\phi = 10 \text{ mm}$

III.3.4. Vérification de la lisse de pignon

Calcul le nombre des lisse et l'espacement entre lisse :

e : espacement entre les lisses (1,69m)

n : nombre des lisses 8

- Charge permanentes (G) :
- Poids propre (Tôle ondulée 18.76.988) 0.0709 KN /m2
- Poids propre d'accessoires d'attaches 0.05KN/m2.
- Poids propre d'isolant0.05KN/m2.
- Poids propre de la lisse (UPN120) 0.134 kg/ml

$$G = [(P_{tôle} + P_{accessoire}) \times e] + P_{panne}$$

$$G = 0.423 \text{kn /ml.}$$

- La surcharge climatique du au vent :

On calcul les lisse de bardages avec les valeurs de vent suivantes :

$$W_{pignon} = 0.795 \text{ KN/ m}^2.$$

- Charges appliquées à l'ELU :

$$Q_{uy} = 1.35G = 0.57 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{uz} = 1.5 W = 2.01 \text{ KN/ml}$$

- Charges appliquées à L'ELS :

$$Q_{sy} = G = 0.42 \text{ KN /ml}$$

$$Q_{sz} = W = 1.34 \text{ KN / ml}$$

- Condition de la flèche :

$$f_{adm} = \frac{l}{200} = 30 \text{mm}$$

$$f_{adm} = 30 \text{mm} \leq f_z = 14.55 \text{mm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$f_z \geq \frac{5}{384} \times \frac{Q_{z, sd} \times l^4}{E \times I_y} \leq \frac{l}{200}$$

$$I_y \geq \frac{5q_{sz} \times 200 \times l^3}{384 \times E}$$

$$I_y \geq 361.5 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

On a UPN 120 $I_y = 364 \times 10^4 \text{ mm}^4$.

Tableau III.3.2 : les dimensions de profile UPE 120

profilé	h (mm)	b(mm)	tw (mm)	tf (mm)	r(mm)	a (mm)
UPN120	120	55	7	9	9	1840
	I_y (mm4)	I_z (mm4)	wplz mm4	wply mm4	iz mm	iy mm
	364×10^4	43.2×10^4	21.2×10^3	72.6×10^3	15.9	46.2

III.3.4.1. Vérifications de la résistance de section à L'ELU

- Sollicitation :

$$\text{Axe } z - z' : M_{y\text{sd}} = q_{uz}.l^2/8 = 9.25 \text{ kn.m}$$

$$\text{Axes } - y - y' : M_{z\text{sd}} = q_{uy}.l^2/8 = 0.62 \text{ kn.m} .$$

$$M_{plrdy} = w_{ply} * f_y/\sigma_{m0} = 15.5 \text{ Kn.m}$$

$$M_{plrdz} = w_{plz} * f_y/\sigma_{m0} = 4.53 \text{ Kn.m}$$

$$(9.25/15.5)^2 + (0.62/4.53) = 0.49 < 1 .$$

Donc la résistance du moment est vérifiée.

- Vérification au cisaillement :

On doit vérifier que :

$$V_{sd} < V_{plrd}$$

Avec :

V_{zsd} et V_{ysd} : valeur de calcul de l'effort tranchant.

V_{plRd} : valeur de calcul de la résistance au cisaillement.

$$V_{zsd} = Q_{zsd} * L/2 = 6.27 \text{ kN}$$

$$V_{ysd} = Q_{ysd} * L/2 = 1.05 \text{ kN}$$

$$V_{plrdz} = A_{Vz} * f_y/\sqrt{3} * \sigma_{m0} = 108.54 \text{ kn} .$$

$$V_{plrdy} = A_{Vy} * f_y/\sqrt{3} * \sigma_{m0} = 122.10 \text{ kn} .$$

D'ou:

$$V_{sdz} < V_{plrdz} \quad \text{et} \quad V_{sdz} < 0.5V_{plrdz} .$$

$$V_{sdy} < V_{plrdy} \quad \text{et} \quad V_{sdy} < 0.5V_{plrdy} .$$

Donc la résistance des lisses au cisaillement est vérifiée.

Et pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort tranchant.

- Vérification de flèche :

La vérification de la flèche se fait avec des charges non pondérées en utilisant la formule suivante :

$$f_{Z\text{max}} = 29.26 \text{ mm} < 29.5 \text{ mm} .$$

$$f_{y\text{max}} = 1.88 \text{ mm} < 14.75 \text{ mm} .$$

- Etudes des liernes des lisses

Espacement 1.69m

Nombre d'élément 6

- La réaction R au niveau du lierne :

$$R = 1,25Qy, sd \times \frac{l}{2} \rightarrow R = 1,25(0,57) \times \frac{5,9}{2}$$

$$\rightarrow R = 2.10 \text{ kN}$$

- Effort de traction dans le tronçon de la lierne L1:

$$T1 = \frac{R}{2} \rightarrow T1 = \frac{2.10}{2}$$

$$\rightarrow T1 = 1.05 \text{ kN}$$

- Effort dans les tronçons L_2, L_3, L_4, L_5 :

$$Tn = R + Tn - 1$$

$$T2 = R + T1 \rightarrow T2 = 3.15 \text{ kN}$$

$$T3 = R + T2 \rightarrow T3 = 5.25 \text{ kN}$$

$$T3 = R + T2 \rightarrow T3 = 7.35 \text{ kN}$$

$$T5 = \frac{T3}{2 \times \sin \theta} = \frac{5.25}{2 \times \sin(29.64)} \rightarrow T4 = 7.43 \text{ kN}$$

$$\text{avec } \theta \rightarrow \theta = 29.64^\circ$$

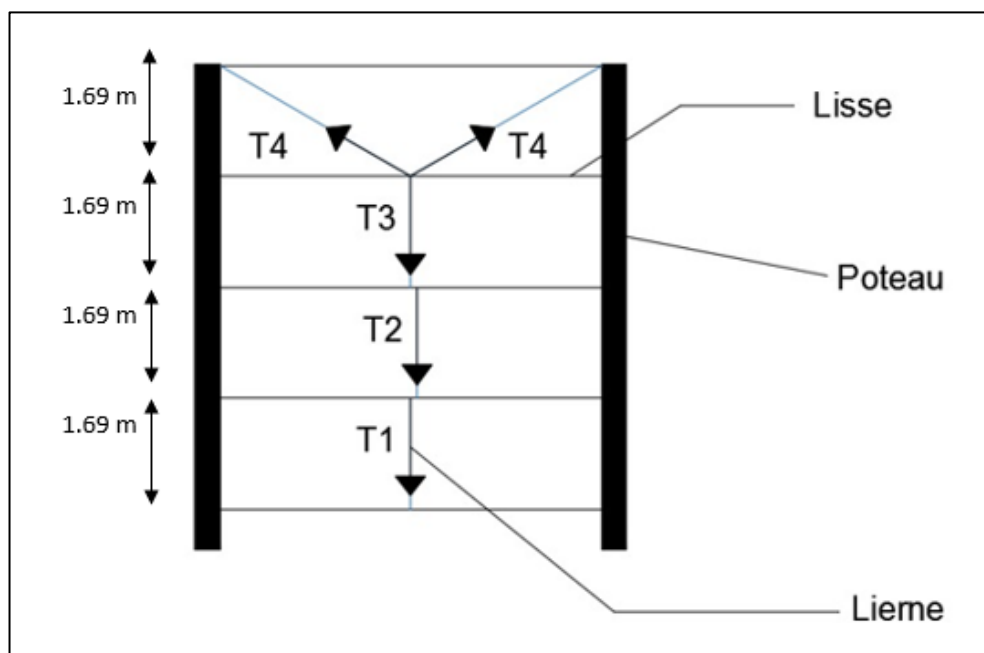


Figure III. 10: Représentation des efforts dans les liernes.

- Calcul de la section des liernes :

$$N_{sd} \leq N_{plrd} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{7.43 \times 10^3 \times 1,1}{235} \rightarrow A \geq 34.78 \text{ mm}^2$$

$$A = \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} \geq 34.78 \text{ mm}^2$$

$$\phi = \sqrt{\frac{4 \times 34.78}{\pi}} \rightarrow \phi = 6.65 \text{ mm}$$

Pour raison sécuritaire et pratique, on opte pour une barre ronde de diamètre $\phi = 10 \text{ mm}$

III.4. Escalier métallique

III.4.1. Introduction

Un escalier est une suite de marches qui permettent de passer d'un niveau à un autre, il dont la largeur s'appelle l'embranchement, la largeur des marches s'appelle giron (g) et la hauteur des marches une contre marche (h). Il est composé de plusieurs éléments :

- Palier : c'est une aire plane située à chaque étage au départ et à l'arrivée d'une volée d'escalier, sa fonction est de permettre un repos pendant la montée.
- Palier intermédiaire : est un palier placé entre deux niveaux.
- Volée : une partie droite (ou courbe) d'escalier comprise entre deux paliers successifs.
- Marche : elle peut être encastré entre deux limons ou reposée sur un ou deux limons

III.4.2. Choix des dimensions

Les escaliers sont en charpente métallique : pour le dimensionnement des marches (g) et (h), on utilise la formule de **BLONDEL** :

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

Donc :

-h varie de 14 cm à 20 cm

-g varie entre 22 cm à 30 cm

- La vérification de la relation de BLONDEL

Giron = 30 cm

On a $59 \text{ cm} < (30 + 2h) < 66 \text{ cm}$; $59 \text{ cm} < 64 \text{ cm} < 66 \text{ cm}$ **Condition vérifiée.**

$14.5 \text{ cm} < h < 18 \text{ cm}$

Pour $h=17 \text{ cm}$, on a :

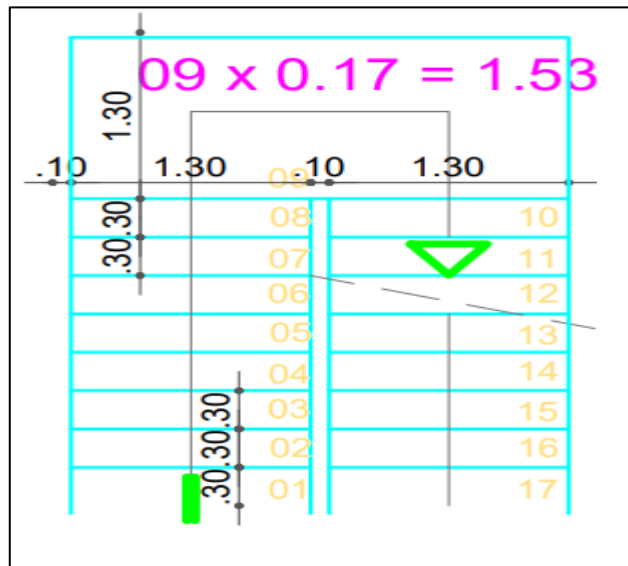


Figure III. 11: Vue en plan de l'escalier.

- Caractéristiques géométriques :
 - Hauteur d'étage : $H= 3.06 \text{ m}$
 - Contre marche : $h=0.17 \text{ m}$
 - Largeur de la marche : $g=0.3 \text{ m}$

III.4.3. Dimensionnement

III.4.3.1. Dimensionnement de la marche

- Nombre des contres marches $n = \frac{\frac{3.06}{2}}{0.17} = 9$ contres marches
- Nombre des marches $m = n-1 = 9-1 = 8$
- Emmarchement : 1.3 m
- L'inclinaison de la paillasse : $\tan \alpha = \frac{1.45}{2.4} = 0,604$; $\alpha = 32.52^\circ$
- La longueur de la paillasse : $L = \sqrt{2.4^2 + 1.53^2} = 2.85 \text{ m}$

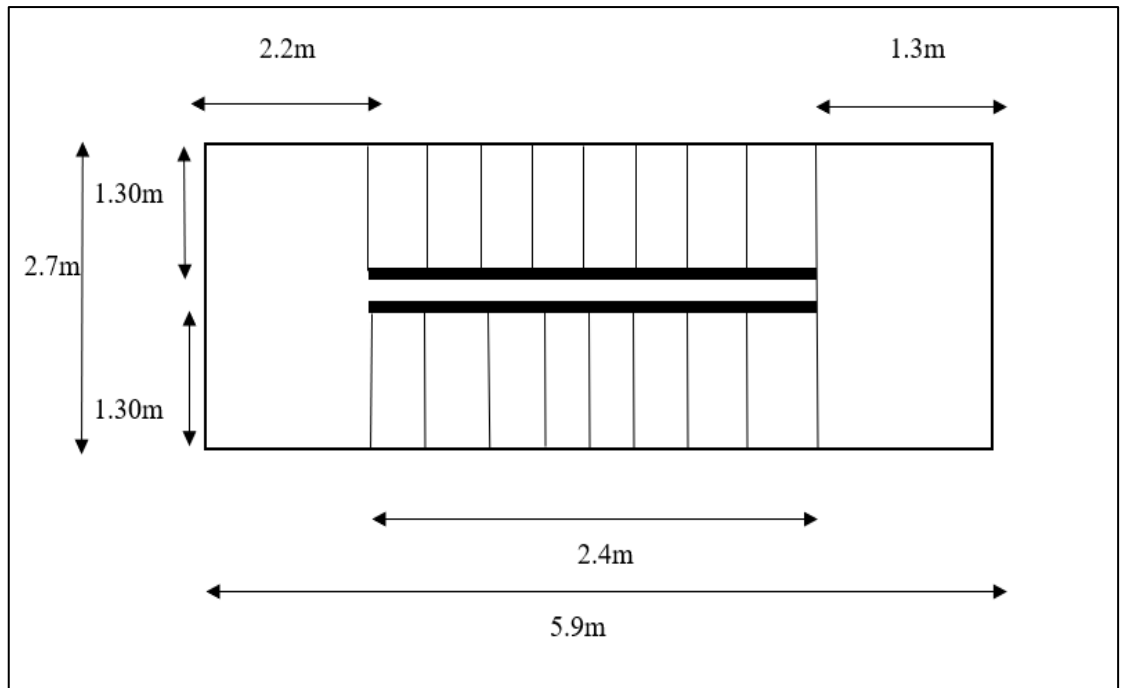


Figure III. 12: Vue en plan de l'escalier.

III.4.3.2.1. Dimensionnement des cornières

- Evaluation des charges :

- Charges permanente G :

Tôle (5mm)	0.45KN/m ²
Revêtement (e=2mm)	20*0.02=0.34KN/m ²
Mortier de pose (e=2mm)	20*0.02=0.34KN/m ²

Totale

G=1.25 KN/m²

- Surcharge d'exploitation « Q »

Q=2.5 KN/m²

- Pré dimensionnement des cornières :

Chaque cornière reprend la moitié de la charge de la marche plus celle du contre marche

- ELS :

$$qs = (G + Q) \times \frac{g}{2}$$

$$qs = (1.13 + 2.5) \times 0.15$$

$$qs = 0.55KN/m$$

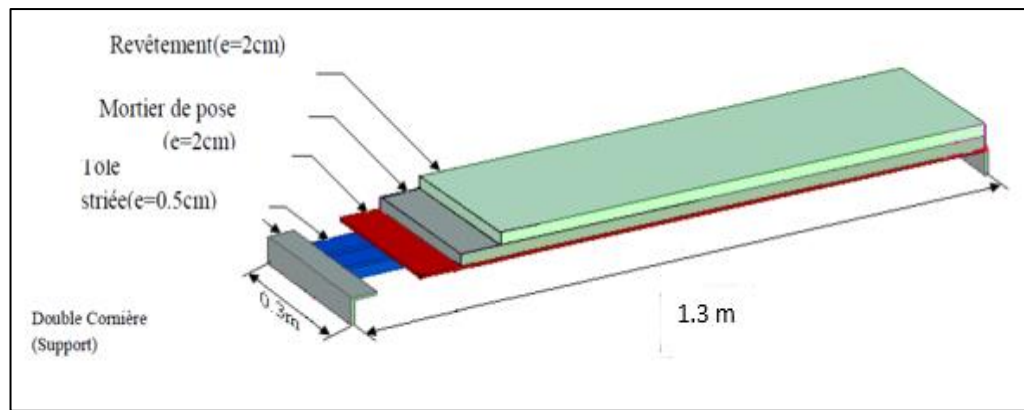


Figure III. 13: Les constituants d'une marche.

- Condition de la flèche :

$$f = (5q_s l^4 / 384EI) \leq f = l / 250$$

$$I \geq (5q_s l^3 / 384E)$$

AN :

$$I \geq \frac{5 \times 250 \times 0.55 \times (1300^3) \times 10^{-4}}{384 \times 2,1 \times 10^5}$$

$$I \geq 1.88 \text{ mm}^4$$

On opte pour une cornière **30x30x5** $I_y = 2.16 \text{ mm}^4$

Tableau III. 5: Les caractéristique de la cornière L30×30×5

Cornière	G (kg/m)	h=b (mm)	t _r (mm)	r (mm)	A (mm ²)	W _{ely} =W _{elz} (mm ³)	I _y =I _z
L30 × 30 × 5	2.22	30	5	5	2.78	1.04	2.16

- ELU : $qu = ((1.35 \times 1.13) + (1.5 \times 2.5)) \times 0.15$

$$qu = 0.79 \text{ KN/m}$$

- Résistance :

$$M_{sd} \leq M_{plrd}$$

Donc la cornière est de classe 1

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8}$$

$$M_{sd} = \frac{0.79 \times 1.3^2}{8} = 0,17 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{f_y \times w_{ply}}{\gamma_{m1}}$$

$$M_{plrd} = \frac{235 \times 1.04 \times 10^{-3}}{1,1} = 0.22 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} \leq M_{plrd} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Cisaillement :

$$V_{sd} \leq V_{plrd}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{128 \times 235 \times 10^3}{\sqrt{3} \times 1.1} \times 10^{-6} = 15.8 \text{ kN}$$

Avec : $A_v = A - (a \times t) = 2.78 \times 10^2 - (30 \times 5) = 128 \text{ mm}^2$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{0.79 \times 1.3}{2} = 0.52 \text{ kN}$$

$V_{sd} \leq V_{plrd} \dots \dots \dots$ donc condition vérifiée

On a: $V_{sd} < 0.5V_{plrd}$

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

III.4.3.2.2 Dimensionnement du limon

- Evaluation des charges :

- Charges permanente G :

- Tôle (5mm) 0.45KN/m²
- Revêtement (e=2mm) 20*0.02=0.34KN/m²
- Mortier de pose (e=2mm) 20*0.02=0.34KN/m²
- Corniere.....0.0222*17Kn/m

Totale G= 1.62 KN/m²

$$G_{gardecorps} = 1 \text{ KN/m}$$

- Charge d'exploitation :

$$Q= 2,5 \text{ KN/m}^2$$

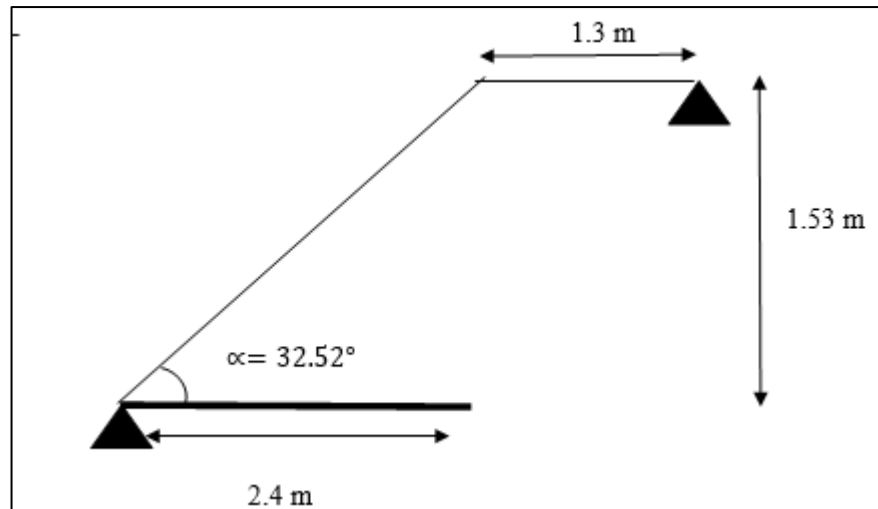


Figure III. 14: Schéma représentant les dimensions de l'escalier (étage).

Combinaison de charge :

— **Pour la pailleasse :**

$$\left\{ \begin{array}{l} G_1 = 1.62 \times \frac{1.3}{2} + 1 = 2.05 \text{ kN/m} \\ Q_1 = 2.5 \times \frac{1.3}{2} = 1.6 \text{ kN/m} \end{array} \right. \rightarrow q_1 = 2.05 + 1.6 = 3.65 \text{ kN/m}$$

— **Pour le palier de repos :**

$$\left\{ \begin{array}{l} G_2 = 1.62 \times \frac{1.3}{2} = 1.05 \text{ kN/m} \\ Q_2 = 2.5 \times \frac{1.3}{2} = 1.6 \text{ kN/m} \end{array} \right. \rightarrow q_2 = 1.05 + 1.6 = 2.65 \text{ kN/m}$$

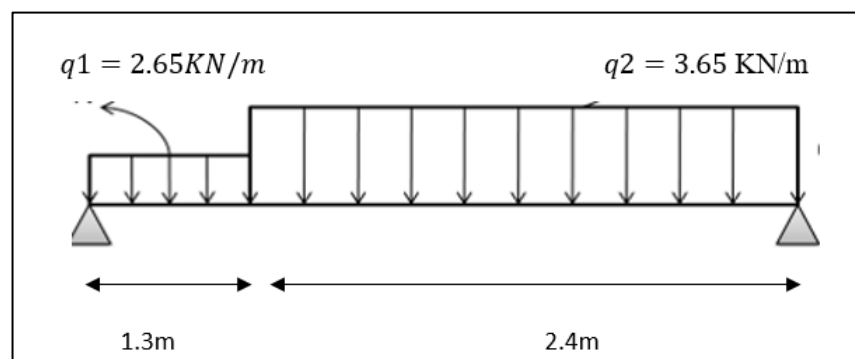


Figure III. 15: Charges revenant au limon.

Avec : $l = l_{totale} = 1.3 + 2.4 = 3.7m$

$$q = \max(q_1; q_2) = 3.65kN/m$$

Par la condition de la flèche :

$$I_y \geq \frac{5 \times 3.65 \times 3700^3 \times 250 \times 10^{-4}}{384 \times 2.1 \times 10^5}$$

$$I_y \geq 286.59 \text{ cm}^4$$

On opte pour un profilé UPN120 $\rightarrow I_y = 364\text{cm}^4$

Tableau III. 6: Les caractéristique de profilé UPN220

Profilé	G (kg/m)	H (mm)	B (mm)	A (mm) $\times 10^2$	Av (mm ²) $\times 10^2$	W _{ply} (mm ³) $\times 10^3$	I _y (mm ⁴) $\times 10^4$
UPN120	13.4	120	55	17	8.8	72.6	364

Vérification en tenant compte le poids propre du profilé :

ELU :

$$q_u = 1.35(G + g) + 1.5Q = 1.35 \times (1.13 + 0.134) + 1.5 \times 2.5 = 5.46kN/ml$$

ELS :

$$q_s = (G + g) + Q = (1.13 + 0.134) + 2.5 = 3.76kN/ml$$

Moments fléchissant :

$$M_{sd} \leq M_{plrd}$$

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{5.46 \times 3.7^2}{8} = 9.5KN.m$$

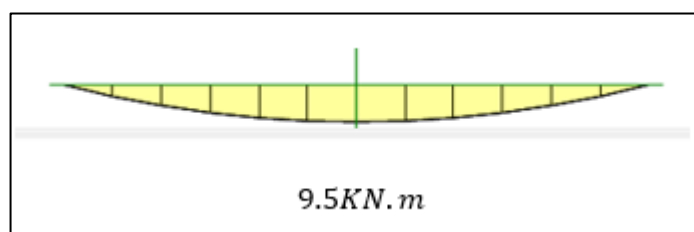


Figure III. 16: Diagramme de moment du limon.

$$M_{plrd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{72.6 \times 235 \times 10^4}{1.1} = 15.5KN.m$$

$M_{sd} \leq M_{plrd}$ donc condition vérifiée

Vérification à l'effort tranchant :

$$V_{sd} \leq V_{plrd}$$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{5.46 \times 3.7}{2} = 10.1 \text{ kN}$$

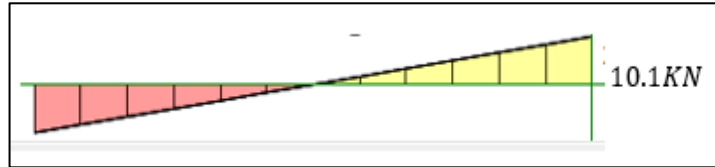


Figure III. 17: Diagramme d'effort tranchant du limon.

$$V_{plrd} = \frac{A_v f_y}{1.1\sqrt{3}} = \frac{880 \times 235}{1.1\sqrt{3}} = 108.5 \text{ kN}$$

$$V_{sd} \leq V_{plrd} \dots \dots \dots \text{donc condition vérifiée}$$

On a $V_{sd} < 0.5V_{plrd} \rightarrow$ donc pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment.

III.4.3.2.3. Dimensionnement de la poutre palière

- Evaluation des charges :
- Charges permanente G :
- Tôle (5mm) 0.45KN/m²
- Revêtement (e=2mm) 17*0.02=0.34KN/m²
- Mortier de pose (e=2mm) 17*0.02=0.34KN/m²

Totale G= 1.13KN/m²

- Charge d'exploitation :

$$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

Les charges revenantes sur la poutre palière :

Les charges revenantes sur la poutre palier sont :

Charge des cloisons : $1 \times 1.53 = 1.53 \text{ kN/m}$

Charge revenant du palier : $G = 1.13 \times 0.65 = 0.74 \text{ N/ml}$

$$Q = (2.5 \times 0.65) = 1.63 \text{ kN/m}$$

$\rightarrow q_s = 1.53 + 0.74 + 1.63 = 3.9 \text{ kN/m}$

• **La condition de la flèche :**

$$I_y \geq \frac{5 \times 4.1 \times 2700^3 \times 250 \times 10^{-4}}{384 \times 2.1 \times 10^5} \geq 119 \text{cm}^4$$

Choix : On choisit : IPE120.

Tableau III. 7: Les caractéristique de profilé IPE120.

profilé	G (kg/m)	H (mm)	B (mm)	A (mm)×10 ²	Av (mm ²)× 10 ²	W _{ply} (mm ³)× 10 ³	I _y (mm ⁴)× 10 ⁴
IPE120	10.4	120	64	13.2	6.31	60.7	318

a. **Combinaison des charges :**

• ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times (0.74 + 1.53 + 0.104) + 1.5 \times (1.63) = 5.65 \text{ kN/ml}$$

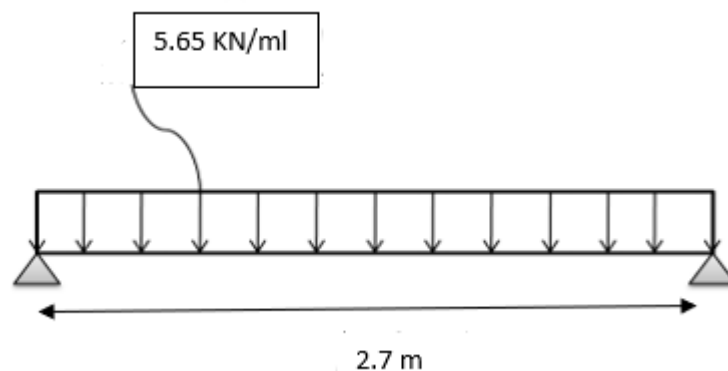


Figure III. 18: Schéma statique de la poutre palière.

b. **Les Vérifications :**

– **Moments fléchissant :**

$$M_{sd} \leq M_{plrd}$$

$$M_{plrd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{60.7 \times 235 \times 10^4}{1.1} = 13 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{5.65 \times 2.7^2}{8} = 5.15 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} \leq M_{plrd} \dots \dots \dots \text{donc condition vérifiée}$$

Vérification à l'effort tranchant :

$$V_{sd} \leq V_{plrd}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{631 \times 235}{\sqrt{3} \times 1.1} = 77.80 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{5.15 \times 2.7}{2} = 6.95 \text{ kN}$$

$$V_{sd} \leq V_{plrd} \dots \dots \dots \text{donc condition vérifiée}$$

$$\text{On a } V_{sd} < 0.5V_{plrd}$$

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

Tableau III. 8: Récapitulatif de section des éléments d'escalier

L'élément	Marches	Limons	Poutre palière
Profilée	L×30×30×5	UPN120	IPE120

III.5. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons dimensionné les différents éléments constituant notre ossature secondaire. Même si n'ayant pas un rôle principal au sein de la structure du bâtiment, les éléments secondaires ont un effet stabilisateur vis-à-vis des éléments principaux comme nous allons le voir dans le chapitre suivant.

Chapitre IV : Pré dimensionnement des éléments principaux

IV.1. Introduction

Le pré dimensionnement des éléments d'une structure est une étape essentielle dans tout calcul d'un projet.

En se basant sur le principe de la descente de charge verticales transmises par les planchers vers les éléments porteurs qui les transmettent à leur tour aux fondations.

Le calcul se fera conformément aux règles du CCM97 [6].

IV.2. Étude du plancher mixte (collaborant)

Les planchers mixtes sont composés de solives en IPE travaillant à la flexion simple, assemblés perpendiculairement aux poutres principales.

Le calcul du plancher se fait en deux phases :

- Phase initiale (phase de construction)
- Phase finale

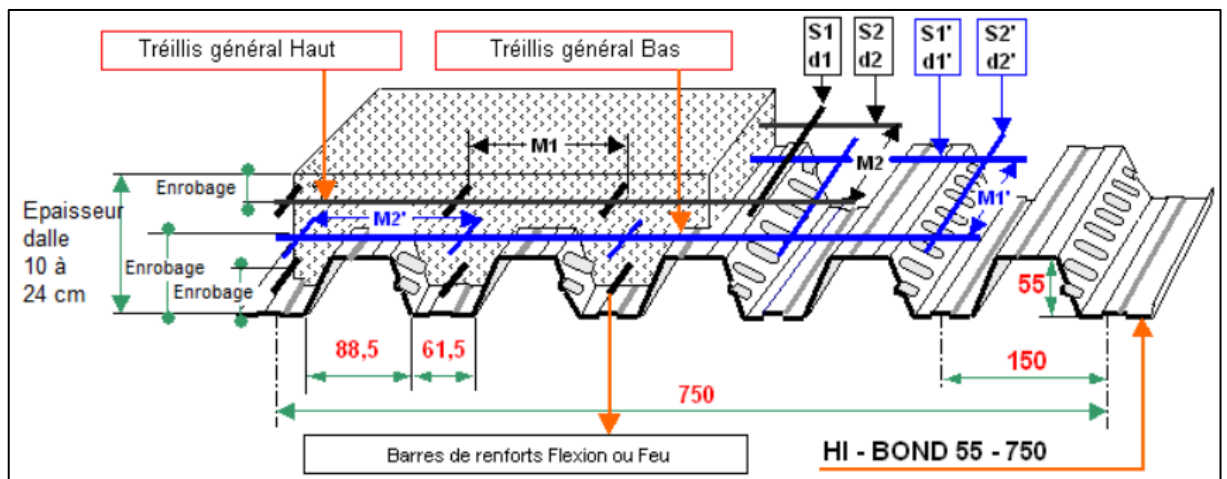


Figure IV. 1: Représentation 3D d'un plancher collaborant [18]

Phase initiale :

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

- Poids propre du profilé
- Poids propre du béton frais
- Surcharge d'ouvrier

Phase finale :

Le béton ayant durci, le profilé en acier et la dalle en béton, travaillent ensemble. On doit tenir compte des charges suivantes :

- Poids propre du profilé
- Poids propre du béton sec
- Surcharge d'exploitation

IV.3. Pré dimensionnement des solivesIV.3.1. Entraxe des solives

- Longueur de solive $L = 5.9$ m
- Calcul de l'entraxe de solive

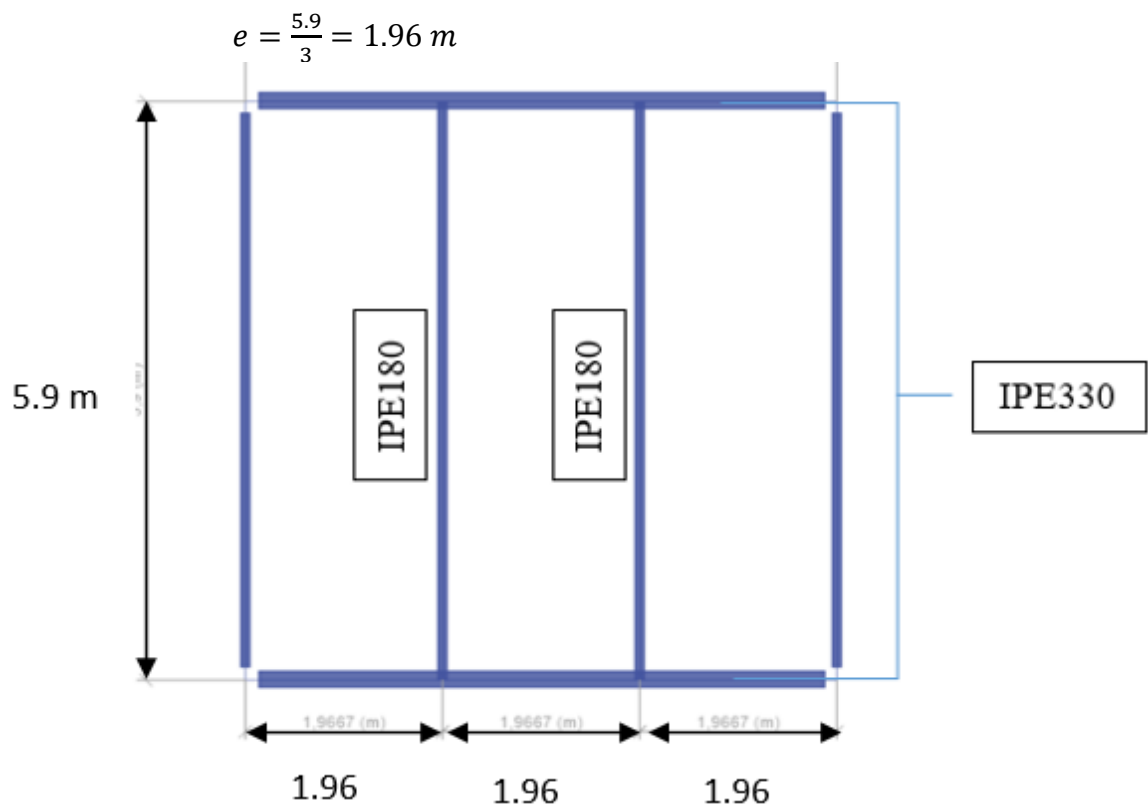


Figure IV. 2: Schéma du plancher mixte.

IV.3.2. Choix du profile

Les solives sont pré-dimensionnées sous la condition de flèche.

La flèche doit satisfaire la condition suivante : $f_{max} < f_{adm}$

$$f_{max} = \frac{5q_s L^4}{384EI_y} \qquad f_{max} = \frac{L}{250}$$

On a :

G (béton frais) = 2.3 kN/m²

G (bac d'acier) = 0.12 kN/m²

Q (ouvrier) = 0.75 kN/m²

q : charge non pondère $q = G + Q$

Avec $G = G$ (béton frais) + G (bac d'acier) $\rightarrow G = 2.3 + 0.12 = 2.42$ kN/m²

Donc $q = G + Q \rightarrow q = 2.42 + 0.75 = 3.17$ kN/m²

La charge sur la solive est de $q' = q \times e$

Nous utiliserons a mi-travée des etais en phase de construction afin d'optimiser le dimensionnement $L=2.95$ m

$q = 3.17 \times 2.95 = 9.351$ kN/m

$I_y \geq \frac{5 \times 9.351 \times 250 \times 2.95^3}{384 \times 2.1 \times 10^5} \quad I_y \geq 725.15 \text{ cm}^4 \quad \rightarrow \text{IPE 160}$

Le prédimensionnement est fait suivant la condition de rigidité cependant le profilé obtenu ne vérifie pas les conditions de résistance alors nous utiliserons un IPE 180

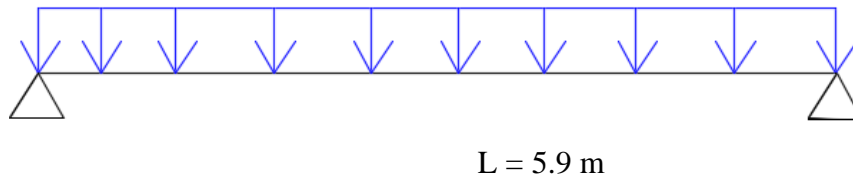


Figure IV. 3: Schéma statique de la solive.

Tableau IV. 1: les dimensions de profilé IPE 180

Profile	h (mm)	b(mm)	tw (mm)	tf (mm)	r(mm)	Pp (Kg/m)
IPE180	180	91	5.3	8	9	18.8
	I_y (mm4)	I_z (mm4)	W_{plz} mm4	W_{ply} mm4	i_z mm	i_y mm
	1317×10^4	100.9×10^4	34.6×10^3	166.4×10^3	20.5	74.2

- Phase construction :
- Charge et combinaisons de charge :
 - Poids propre du profilé (IPE180) 0.188kN/ml
 - Poids propre du béton frais (15cm) 2.3kN/m²
 - Poids propre bac d'acier0.12kN/m²
 - Surcharge de construction (ouvrier) 0,75kN/m²

$$\text{ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = [1.35 (G_{bf} + G_{bac}) \times e + Pp] + [1.5 (Q_{ouvrier} \times e)]$$

$$q_u = 8.86 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS: } q_s = G + Q$$

$$q_s = [(G_{bf} + G_{bac}) \times e + Pp] + [(Q_{ouvrier} \times e)]$$

$$q_s = 6.39 \text{ kN/ml}$$

- Classification :

$$\text{Semelle comprimée : } c/tf = 4.23 < 10 \varepsilon$$

Semelle de classe 1.

$$\text{Ame fléchée : } d/tw = 27.6 < 72 \varepsilon$$

âme de classe 1.

Profilé de classe 1.

- Vérification de la flexion :

Le moment fléchissant M_{sd} dans la section transversale de classe 1 et 2 doit satisfaire à la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{plrd}$$

Moment résistant plastique :

$$M_{plrd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{166.4 \times 235 \times 10^3}{1.1} = 35.5 \text{ kN.m}$$

Moment appliqué :

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = 9.63 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 9.63 \text{ kN.m} \leq M_{plrd} = 35.5 \text{ kN.m} \dots \dots \dots \text{c'est vérifié}$$

- Vérification effort tranchant :

$$V_{sd} \leq V_{plrd}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L/2}{2} = 13.06 \text{ kN}$$

$$V_{plrd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} \rightarrow \text{Effort tranchant}$$

$$A_v = 1125.4 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{aire des cisaillements}$$

$$V_{plrd} = \frac{235 \times 10^3 \times 1125.4 \times 10^{-6}}{\sqrt{3} \times 1.1} = 138.81 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 13.06 \text{ kN} \leq V_{plrd} = 138.81 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{c'est vérifié}$$

$$V_{sd} = 13.06 \text{ kN} \leq 0.5 V_{plrd} = 69.4 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{c'est vérifié}$$

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

- Vérification de la rigidité :

$$f_{max} = \frac{5q_s L^4}{384EI_Y} \leq f_{max} = \frac{L}{250}$$

$$q_s = 6.39 \text{ KN/ml}$$

$$L = 5.9\text{m}$$

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

$$I_Y = 1317 \text{ cm}^2$$

$$f_{max} = \frac{2.05q_s L^4}{384EI_Y} = \frac{5/2 \times 6.47 \times 5900 / 2^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 1317 \times 10^4} = 0.93\text{mm}$$

$$f_{max} = \frac{L/2}{250} = \frac{5900}{250} = 11.8\text{mm}$$

$$f_{max} = 0.93\text{mm} \leq f_{max} = 11.8\text{mm} \dots \dots \dots \text{la flèche vérifiée.}$$

- Stabilité (déversement) :

$$\left(\frac{M_{z \text{ plrd}}}{M_{bard}} \right) \leq 1 \quad \left(\frac{15.71}{21.47} \right) = 0.71 < 1 \dots \dots \text{C.V}$$

La procedure de calcule est la meme que pour celle des pannes

➤ **Phase finale :**

- Charge et combinaisons de charge :

Poids propre du profilé (IPE180).....Pp 0.188kN/ml

Charge permanenteG 4.82kN/m²

Surcharge d'exploitationQ 3.5kN/m²

ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q$

$$q_u = [1.35 (G) \times e + Pp] + [1.5 (Q \times e)]$$

$$q_u = 23.29\text{kN/ml}$$

ELS: $q_s = G + Q$

$$q_s = [(G) \times e + Pp] + [(Q \times e)]$$

$$q_s = 11.75\text{kN/ml}$$

- Largeur de la dalle :

$$b_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 2 \times \frac{L_0}{8} \\ b \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} L: \text{longueur libre de poutre} \\ \text{Entraxe entre les poutre} \end{array}$$

$$b_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 2 \times \frac{5.8}{8} = 1.475\text{m} \\ b = 1.96 \text{ m} \end{array} \right. \quad b_{eff} = 1.475\text{m}$$

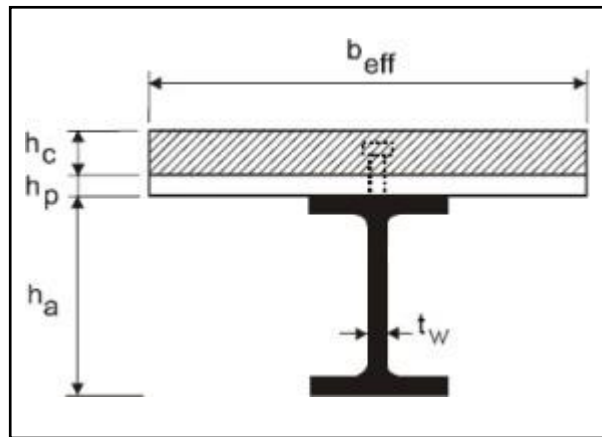


Figure IV. 4: Schéma représentatif de la largeur participante de la dalle.

- Position de l'axe neutre plastique :

$$R_{beton} = 0.57 \times f_{ck} \times b_{eff} \times h_c = 945.84 \text{ kN}$$

$$R_{acier} = 0.95 \times f_y \times A_a = 534.68 \text{ kN}$$

Avec $f_{ck} = 25 \text{ Mpa}$

$h = 100 \text{ mm}$ hauteur de la dalle en béton

$h_p = 55 \text{ mm}$ hauteur du bac d'acier

$h_c = h - h_p = 45 \text{ mm}$ hauteur de béton

$$R_{beton} = 945.84 \text{ kN} > R_{acier} = 534.68 \text{ kN}$$

Axe neutre se trouve dans la dalle de béton

Donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{pl.ed} = R_{acier} \left[\frac{h_0}{2} + h_c + h_p - \left(\frac{R_{acier} \times h_c}{2R_{beton}} \right) \right]$$

- Vérification de la flexion :

$$M_{sd} \leq M_{plrd}$$

Moment résistant plastique développé :

$$M_{plrd} = R_{acier} \left[\frac{h_0}{2} + h_c + h_p - \left(\frac{R_{acier} \times h_c}{2R_{beton}} \right) \right] = 115.88 \text{ kN.m}$$

Moment appliqué :

$$M_{sd} = \frac{q_u l^2}{8} = 101.35 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 101.35 \text{ kN.m} \leq M_{plrd} = 115.88 \text{ kN.m} \dots \dots \dots \text{c'est vérifié}$$

- Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{sd} \leq V_{plrd}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} = 68.71 \text{ kN}$$

$$V_{plrd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} \rightarrow \text{Effort tranchant}$$

$$A_v = 1317 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{aire de cisaillement}$$

$$V_{plrd} = \frac{235 \times 10^3 \times 1317 \times 10^{-6}}{\sqrt{3} \times 1.1} = 138.81 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 68.71 \text{ kN} \leq V_{plrd} = 138.81 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{c'est vérifié}$$

$$V_{sd} = 68.71 \text{ kN} \leq 0.5 V_{plrd} = 69.41 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{c'est vérifié}$$

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

- Vérification de la rigidité :

$$f_{max} = \frac{5q_s L^4}{384EI_y} \leq f_{max} = \frac{L}{250}$$

$$q_s = 11.75 \text{ KN/ml}$$

$$L = 5.9 \text{ m}$$

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

	$A_b \text{ (mm}^2\text{)}$	$Z_i \text{ (mm)}$
Béton	1475*45=66375	180+55+45/2=257.5
Acier	1317	90

$$Z_{el} = \frac{Z_a A_a + Z_b \times A_b / n}{A_a + A_b / n} = 0.036 \text{ mm}$$

$$I_y = I_a + \frac{h_b^3 b_{eff}}{12n} + A_a \left(\frac{h_a}{2} - Z_{el}\right)^2 + \frac{h_b b_{eff}}{12n} \left(\left(h_a + \frac{h_b + 2h_p}{2}\right) - Z_{el}\right)^2 = 0.57 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

$$f_{max} = \frac{5q_s L^4}{384EI_c} = 16.28 \text{ mm}$$

$$f_{max} = \frac{L}{250} = \frac{5900}{250} = 23.6 \text{ mm}$$

$$f_{max} = 16.28 \text{ mm} \leq f_{max} = 23.6 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{la flèche vérifiée.}$$

Remarque :

Les poutres secondaires et les solives auront les mêmes dimensions car elles reprennent les mêmes charges avec le même espacement.

IV.4. Pré dimensionnement de la poutre principal L = 5.9

IV 4.1. Pré dimensionnement des poutres principales

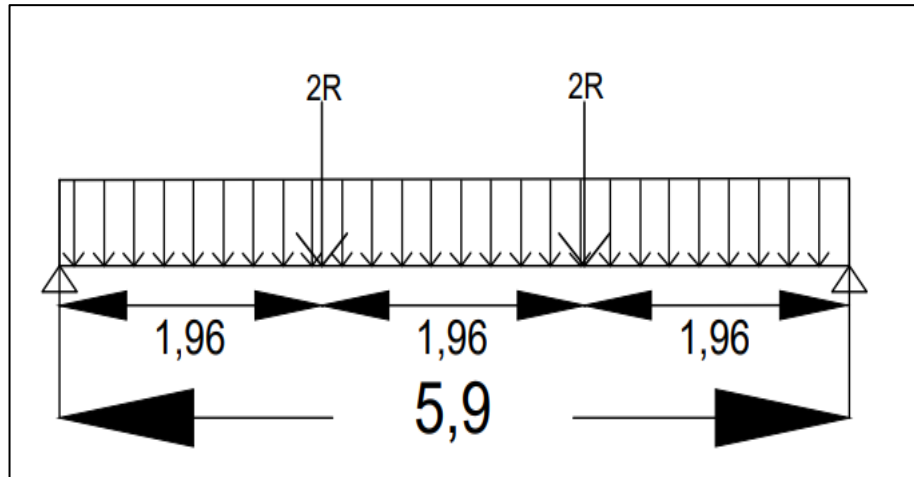


Figure IV. 5: Schéma statique de la poutre principale.

$$L_{poutre} = 5.9m$$

A partir de la condition forfaitaire suivante :

$$\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{15} \qquad 236 \leq h \leq 393$$

On prendre IPE 330

Tableau IV. 2: Les dimensions de profile IPE 330

Profile	h (mm)	b(mm)	tw (mm)	tf (mm)	r(mm)	Pp (Kg/m)
IPE330	330	160	7.5	11.5	18	49.1
	Iy (mm ⁴)	Iz (mm ⁴)	wplz mm ⁴	wply mm ⁴	iz mm	Iymm
	11770*10 ⁴	100.9*10 ⁴	153.7*10 ³	804.3*10 ³	35.5	308.1

- Phase construction :
- Charge et combinaisons de charge :
 - Poids propre du profilé0.491kN/ml
 - Poids propre du béton frais (15cm) 2.3kN/m²
 - Poids propre bac d'acier0.12kN/m²
 - Surcharge de construction (ouvrier) 0,75kN/m²

$$ELU : q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = [1.35 (G_{bf} + G_{bac}) \times b + Pp] + [1.5 (Q_{ouvrier} \times b)]$$

$$q_u = 1.35 \text{ kN/ml}$$

ELS: $q_s = G + Q$

$$q_s = [(Gbf + Gbac) \times b + Pp] + [(Qouvrier \times b)]$$

$$q_s = 0.99\text{kN/ml}$$

• Classification :

Semelle comprimée : $c/tf = 4.35 < 10 \epsilon$

Semelle de classe 1.

Ame fléchée : $d/tw = 30.10 < 72 \epsilon$

âme de classe 1.

Profilé de classe 1.

h_a (mm)	f_y (Mpa)	E (Mpa)	γ_{m0}	Fc25(Mpa)
2950	235	210000	1.1	25

• **Calcul des réactions des solives :**

ELU:

$$q_u = 8.96\text{kN/ml}$$

$$R_1 = R_2 = R_{solive} = \frac{q_u \times L_{solive}}{2}$$

$$\frac{q_s \times L_{solive}}{2}$$

$$R_{solive} = \frac{8.96 \times 5.9}{2} = 26.42\text{kN}$$

$$R_u = R_1 + R_2 = 52.3\text{kN}$$

ELS:

$$q_s = 6.47\text{kN/ml}$$

$$R_1 = R_2 = R_{solive} =$$

$$R_{solive} = \frac{6.47 \times 5.9}{2} = 19.09\text{kN}$$

$$R_u = R_1 + R_2 = 37.74\text{kN}$$

Remarque : R_1 et R_2 sont les réactions des solives gauches et droites par rapport à la poutre principale.

• Vérification de la flexion :

Le moment fléchissant M_{sd} dans la section transversale de classe 1 et 2 doit satisfaire à la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{plrd}$$

• Moment résistant plastique :

$$M_{plrd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{804.3 \times 235 \times 10^3}{1.1} = 171.82 \text{ kN.m}$$

Moment appliqué :

$$M_{sd} = \frac{q_u l^2}{8} + \frac{R_u l}{3} = 108.66 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 108.66 \text{ kN.m} \leq M_{plrd} = 171.82 \text{ kN.m} \dots \dots \dots \text{c'est vérifié}$$

- Vérification effort tranchant :

$$V_{sd} \leq V_{pl.rd}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} + Ru = 56.25 \text{ KN}$$

$$V_{pl.rd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m_0}} \rightarrow \text{Effort tranchant}$$

$$A_v = 3081 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{aire de cisaillement}$$

$$V_{pl.rd} = \frac{235 \times 10^3 \times 3081 \times 10^{-6}}{\sqrt{3} \times 1.1} = 380.05 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 56.25 \text{ KN} \leq V_{pl.rd} = 380.05 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{c'est vérifié}$$

$$V_{sd} = 56.25 \text{ KN} \leq 0.5 V_{pl.rd} = 190.02 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{c'est vérifié}$$

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

- Vérification de la rigidité :

$$f_{max} = \sum f_{qs1} + f_{qs2} \leq f_{max} = \frac{L}{250}$$

$$q_s = 0.99 \text{ KN/ml}$$

$$L = 5.9 \text{ m}$$

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

$$I_Y = 11770 \text{ cm}^2$$

$$f_{qs1} = \frac{5q_s L^4}{384EI_Y} = \frac{5 \times 0.99 \times 5900^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 11770 \times 10^4} = 0.63 \text{ mm}$$

$$f_{qs1} = \frac{19R_s L^4}{384EI_Y} = \frac{19 \times 38.18 \times 5900^3}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 11770 \times 10^4} = 0.016 \text{ mm}$$

$$f_{max} = \frac{L}{250} = \frac{5900}{250} = 23.6 \text{ mm}$$

$$f_{max} = 0.64 \text{ mm} \leq f_{max} = 23.6 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{la flèche vérifiée.}$$

- Stabilité (déversement) :

Les poutres sont maintenues latéralement par les solives, donc elles ne nécessitent pas de vérification vis-à-vis du déversement.

- Phase finale :
- Charge et combinaisons de charge :

Poids propre du profilé (IPE330).....Pp 0.491kN/ml

Charge permanenteG 5.138kN/m²

Surcharge d'exploitationQ 3.5kN/m²

$$\text{ELU} : q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = [1.35 (G) \times b + Pp] + [1.5 (Q \times b)]$$

$$q_u = 2.53\text{kN/ml}$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q$$

$$q_s = [(G) \times b + Pp] + [(Q \times b)]$$

$$q_s = 1.81\text{kN/ml}$$

- Calcul des réactions des solives :

ELU:

$$q_u = 23.39\text{kN/ml}$$

$$R_1 = R_2 = R_{solive} = \frac{q_u \times L_{solive}}{2}$$

$$\frac{q_s \times L_{solive}}{2}$$

$$R_{solive} = \frac{23.29 \times 5.9}{2} = 68.71\text{kN}$$

$$= 34.66\text{kN}$$

$$R_u = R_1 + R_2 = 137.42\text{kN}$$

ELS:

$$q_s = 16.39\text{kN/ml}$$

$$R_1 = R_2 = R_{solive} =$$

$$R_{solive} = \frac{11.75 \times 5.9}{2}$$

$$R_u = R_1 + R_2 = 69.32\text{kN}$$

- Largeur de la dalle :

$$b_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 2 \times \frac{L_0}{8} \\ b \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} L: \text{longueur libre de poutre} \\ \text{Entraxe entre les poutres} \end{array}$$

$$b_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 2 \times \frac{5.8}{8} = 1.475\text{m} \\ b = 5.9 \text{ m} \end{array} \right. \quad b_{eff} = 1.475\text{m}$$

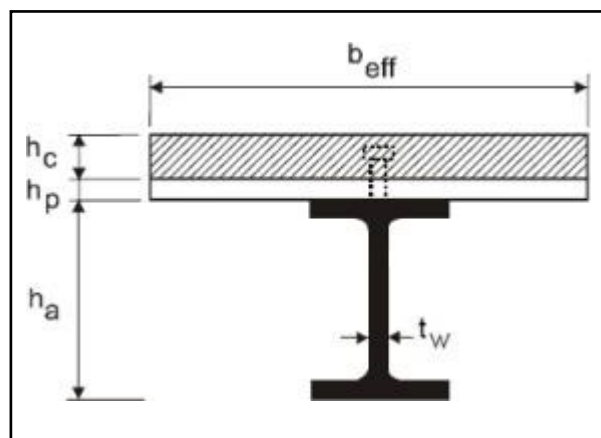


Figure IV. 6: Schéma représentatif de la largeur participante de la dalle.

- Position de l'axe neutre plastique :

$$R_{\text{beton}} = 0.57 \times f_{ck} \times b_{\text{eff}} \times h_c = 945.84 \text{ kN}$$

$$R_{\text{acier}} = 0.95 \times f_y \times A_a = 1397.8 \text{ kN}$$

$$F_w = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_0} = 515.32 \text{ kN}$$

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

Avec $f_{ck} = 25 \text{ Mpa}$

$h = 100 \text{ mm}$ hauteur de la dalle en béton

$h_p = 55 \text{ mm}$ hauteur du bac d'acier

$h_c = h - h_p = 45 \text{ mm}$ hauteur de béton

$$R_{\text{beton}} = 945.84 \text{ kN} < R_{\text{acier}} = 1397.8 \text{ kN}$$

$$R_{\text{beton}} = 945.84 \text{ kN} > F_w = 515.32 \text{ kN}$$

Axe neutre se trouve dans la semelle supérieure du profile.

Donc le moment résistant plastique développe par la section mixte est :

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

- Vérification de la flexion :

$$M_{sd} \leq M_{\text{plrd}}$$

Moment résistant plastique développe :

$$M_{\text{plrd}} = R_{\text{acier}} \frac{h_0}{2} + h_c \left(\frac{R_{\text{beton}}}{2} + h_p \right) = 329.95 \text{ kN.m}$$

Moment appliqué :

$$M_{sd} = \frac{q_u l^2}{8} + \frac{R_u l}{2} = 281.28 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 281.28 \text{ kN.m} \leq M_{\text{plrd}} = 329.95 \text{ kN.m} \dots \dots \dots \text{c'est vérifié}$$

- Vérification effort tranchant :

$$V_{sd} \leq V_{\text{plrd}}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} + \frac{3R_u}{2} = 144.89 \text{ kN}$$

$$V_{\text{plrd}} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} \rightarrow \text{Effort tranchant}$$

$$A_v = 3081 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{aire des cisaillements}$$

$$V_{\text{plrd}} = \frac{235 \times 10^3 \times 3081 \times 10^{-6}}{\sqrt{3} \times 1.1} = 380.05 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 144.89 \text{ kN} \leq V_{\text{plrd}} = 380.05 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{c'est vérifié}$$

$$V_{sd} = 144.89 \text{ kN} \leq 0.5 V_{\text{plrd}} = 190.03 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{c'est vérifié}$$

Donc il n'ya pas d'interaction entre l'effort tranchant et moment fléchissant.

- Vérification de la rigidité :

$$f_{max} = \sum f_{qs1} + f_{qs2} \leq f_{max} = \frac{L}{250}$$

	A_b (mm ²)	Z_i (mm)
Béton	66.375	330+55+45/2=435
Acier	6261	165

$$Z_{el} = \frac{Z_a A_a + Z_b \times A_b / n}{A_a + A_b / n} = 165.19 \text{mm}$$

$$I_y = I_a + \frac{h_b^3 b_{eff}}{12n} + A_a \left(\frac{h_a}{2} - Z_{el} \right)^2 + \frac{h_b b_{eff}}{12n} \left(\left(h_a + \frac{h_b + 2h_p}{2} \right) - Z_{el} \right)^2 = 1.17 \times 10^8 \text{mm}^4$$

$$q_s = 0.99 \text{ KN/ml}$$

$$L = 5.9 \text{m}$$

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

$$I_y = 11770 \text{ cm}^2$$

$$f_{qs1} = \frac{5q_s L^4}{384EI_y} = \frac{5 \times 0.99 \times 5900^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 11770 \times 10^4} + f_{qs1} = \frac{19R_s L^4}{384EI_y} = \frac{19 \times 38.18 \times 5900^3}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 11770 \times 10^4} =$$

$$1.17 \text{mm}$$

$$f_{max} = \frac{L}{250} = \frac{5900}{250} = 23.6 \text{mm}$$

$$f_{max} = 1.17 \text{mm} \leq f_{max} = 23.6 \text{mm} \dots \dots \dots \text{la flèche vérifiée.}$$

REMARQUE : Les poutres secondaires auront les mêmes dimensions que les cars elles reprennent les mêmes charges avec le même espacement.

IV.5. Pré dimensionnement de la poutre principal L = 11.8m

IV.5.1. Pré dimensionnement des poutres principales

$$L_{poutre} = 11.8 \text{m}$$

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

On prendre IPE 600

Tableau IV. 3: Les dimensions de profilé IPE 600

Profile	h (mm)	b(mm)	tw (mm)	tf (mm)	r(mm)	Pp (Kg/m)
IPE600	600	220	12	19	24	122
	I_y (mm ⁴)	I_z (mm ⁴)	wplz mm ⁴	wply mm ⁴	iz mm	Iymm
	92080*10 ⁴	100.9*10 ⁴	3512*10 ³	3069*10 ³		

- Phase construction :
- Charge et combinaisons de charge :

Poids propre du profilé 1.12kN/ml
 Poids propre du béton frais (15cm) 2.3kN/m²
 Poids propre bac d'acier0.12kN/m²
 Surcharge de construction (ouvrier) 0,75kN/m²

ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q$

$q_u = [1.35 (G_{bf} + G_{bac}) \times b + Pp] + [1.5 (Q_{ouvrier} \times b)]$

$q_u = 2.6 \text{ kN/ml}$

ELS: $q_s = G + Q$

$q_s = [(G_{bf} + G_{bac}) \times b + Pp] + [(Q_{ouvrier} \times b)]$

$q_s = 1.9\text{kN/ml}$

- Classification :

Semelle comprimée : $c/tf = 4.21 < 10 \varepsilon$ Semelle de classe 1.

Ame fléchée : $d/tw = 42.83 < 72 \varepsilon$ âme de classe 1 .

Profilé de classe 1.

Distance max la plus sollicitée mm	f_y (Mpa)	E (Mpa)	γ_{m0}	Fc25(Mpa)
5900	235	210000	1.1	25

- Calcul des réactions des solives :

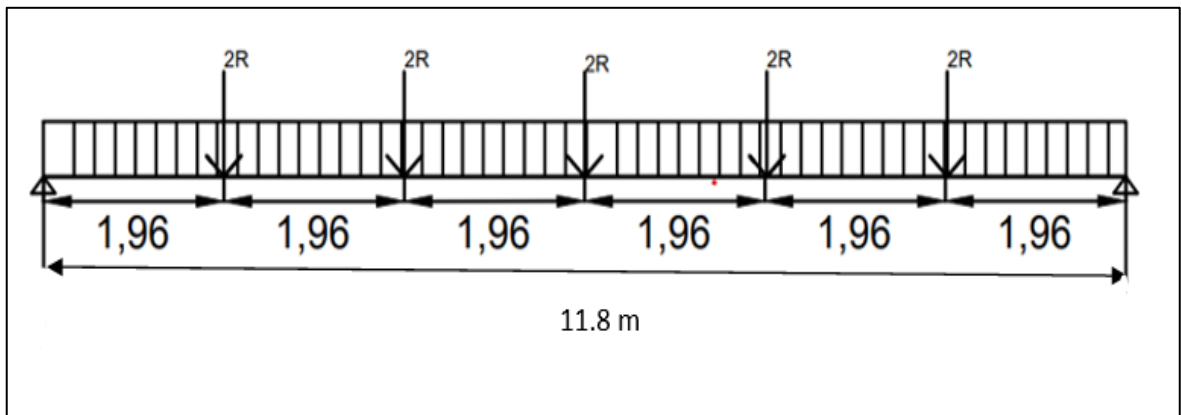


Figure IV. 7: Schéma statique de la poutre.

ELU:

$$q_u = 8.96 \text{ kN/ml}$$

$$R_1 = R_2 = R_{solive} = \frac{q_u \times L_{solive}}{2}$$

$$\frac{q_s \times L_{solive}}{2}$$

$$R_{solive} = \frac{8.29 \times 5.9}{2} = 26.12 \text{ kN}$$

$$R_u = R_1 + R_2 = 52.24 \text{ kN}$$

ELS:

$$q_s = 6.47 \text{ kN/ml}$$

$$R_1 = R_2 = R_{solive} =$$

$$R_{solive} = \frac{6.47 \times 5.9}{2} = 18.87 \text{ kN}$$

$$R_s = R_1 + R_2 = 37.74 \text{ kN}$$

Remarque : R_1 et R_2 sont les réactions des solives gauches et droites par rapport à la poutre principale.

- Vérification de la flexion :

$$M_{sd} \leq M_{plrd}$$

- Moment résistant plastique :

$$M_{plrd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{3512 \times 235 \times 10^3}{1.1} = 750.29 \text{ kN.m}$$

Moment appliqué :

$$M_{sd} = \frac{q_u l^2}{8} + \frac{R_u l}{24} (3l^2 - 4a^2) = 416.14 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 416.14 \text{ kN.m} \leq M_{plrd} = 750.29 \text{ kN.m} \dots \dots \dots \text{c'est vérifié}$$

Vérification effort tranchant :

$$V_{sd} \leq V_{plrd}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} + \frac{R_u}{2} (a + b) = 124.17 \text{ kN}$$

$$V_{plrd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} \rightarrow \text{Effort tranchant}$$

$$A_v = 8378 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{aire des cisaillements}$$

$$V_{plrd} = \frac{235 \times 10^3 \times 8378 \times 10^{-6}}{\sqrt{3} \times 1.1} = 1033.6 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 124.17 \text{ kN} \leq V_{plrd} = 1033.6 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{c'est vérifié}$$

$$V_{sd} = 124.17 \text{ kN} \leq 0.5 V_{plrd} = 516.8 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{c'est vérifié}$$

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

- Vérification de la rigidité :

$$f_{max} = \sum f_{qs1} + f_{qs2} \leq f_{max} = \frac{L}{250}$$

$$q_s = 1.89 \text{ kN/ml}$$

$$L = 5.9\text{m}$$

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

$$I_Y = 92080 \text{ cm}^4$$

$$f_{qs1} = \frac{5q_s L^4}{384EI_Y} = \frac{5 \times 0.99 \times 5900^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 92080 \times 10^4} = \text{mm}$$

$$f_{qs1} = -\frac{R_s}{EI_Y} \left(\frac{a^2 l^2}{48} + \frac{a^4}{120} + \frac{5L^4}{384} \right) = \text{mm}$$

$$f_{max} = \frac{L}{250} = \frac{5900}{250} = 59\text{mm}$$

$$f_{max} = 2.28\text{mm} \leq f_{max} = 59\text{mm} \dots \dots \dots \text{la flèche vérifiée.}$$

- Stabilité (déversement) :

Les poutres sont maintenues latéralement par les solives, donc elles ne nécessitent pas de vérification vis-à-vis du déversement.

- Phase finale :

- Charge et combinaisons de charge :

Poids propre du profilé (IPE330).....Pp 1.22 kN/ml

Charge permanenteG 5.138 kN/m²

Surcharge d'exploitationQ 3.5 kN/m²

$$\text{ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = [1.35 (G) \times b + Pp] + [1.5 (Q \times b)]$$

$$q_u = 4.20 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS: } q_s = G + Q$$

$$q_s = [(G) \times b + Pp] + [(Q \times b)]$$

$$q_s = 3.02 \text{ kN/ml}$$

- Calcul des réactions des solives :

ELU:

$$q_u = 23.39\text{kN/ml}$$

$$R_1 = R_2 = R_{solive} = \frac{q_u \times L_{solive}}{2}$$

$$\frac{q_s \times L_{solive}}{2}$$

$$R_{solive} = \frac{23.29 \times 5.9}{2} = 68.71 \text{ kN}$$

$$= 34.65\text{kN}$$

$$R_u = R_1 + R_2 = 137.42 \text{ kN}$$

ELS:

$$q_s = 16.39\text{kN/ml}$$

$$R_1 = R_2 = R_{solive} =$$

$$R_{solive} = \frac{11.74 \times 5.9}{2}$$

$$R_u = R_1 + R_2 = 69.3\text{kN}$$

- Largeur de la dalle :

$$b_{eff} = \inf \begin{cases} 2 \times \frac{L_0}{8} & L: \text{longueur libre de poutre} \\ b & \text{Entraxe entre les poutre} \end{cases}$$

$$b_{eff} = \inf \begin{cases} 2 \times \frac{11.8}{8} = 1.475m \\ b = 5.9 m \end{cases} \quad b_{eff} = 2.95m$$

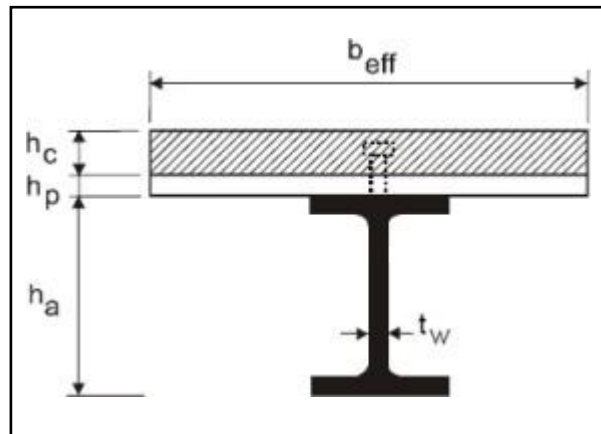


Figure IV. 8: Schéma représentatif de la largeur participante de la dalle.

- Position de l'axe neutre plastique :

$$R_{beton} = 0.57 \times f_{ck} \times b_{eff} \times h_c = 1891.68 \text{ kN}$$

$$R_{acier} = 0.95 \times f_y \times A_a = 3482.7 \text{ kN}$$

$$F_w = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_0} = 1509.37 \text{ kN} \quad A_a = (t_w \times h) - (2 \times t_f)$$

Avec $f_{ck} = 25 \text{ Mpa}$

$h = 100 \text{ mm}$ hauteur de la dalle en béton

$h_p = 55 \text{ mm}$ hauteur du bac d'acier

$h_c = h - h_p = 45 \text{ mm}$ hauteur de béton

$$R_{beton} = 1891.68 \text{ kN} < R_{acier} = 3482.7 \text{ kN}$$

$$R_{beton} = 1891.68 \text{ kN} > R_w = 1509.37 \text{ kN}$$

Axe neutre se trouve dans la semelle supérieure du profile.

Donc le moment résistant plastique développe par la section mixte est :

$$M_{pl.ed} = R_{acier} \frac{h_0}{2} + h_c \left(\frac{R_{beton}}{2} + h_p \right)$$

- Vérification de la flexion :

$$M_{sd} \leq M_{plrd}$$

Moment résistant plastique développée :

$$M_{plrd} = R_{acier} \frac{h_0}{2} + h_c \left(\frac{R_{beton}}{2} + h_p \right) = 1243.4 \text{ kN.m}$$

Moment appliqué :

$$M_{sd} = \frac{q_u l^2}{8} + \frac{R_u l}{24} (3l^2 - 4a^2) = 1049.36 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 1049.36 \text{ kN.m} \leq M_{plrd} = 1243.4 \text{ kN.m} \dots\dots\dots \text{c'est vérifié}$$

- Vérification effort tranchant :

$$V_{sd} \leq V_{plrd}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} + \frac{R_u}{2} (a + b) = 311.29 \text{ kN}$$

$$V_{plrd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} \rightarrow \text{Effort tranchant}$$

$$A_v = 8379 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{aire des cisaillements}$$

$$V_{plrd} = \frac{235 \times 10^3 \times 8379 \times 10^{-6}}{\sqrt{3} \times 1.1} = 1033.6 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 311.29 \text{ kN} \leq V_{plrd} = 1033.6 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{c'est vérifié}$$

$$V_{sd} = 311.29 \text{ kN} \leq 0.5 V_{plrd} = 516.8 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{c'est vérifié}$$

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

Vérification de la rigidité :

$$f_{max} = \sum f_{qs1} + f_{qs2} \leq f_{max} = \frac{L}{250}$$

$$q_s = 3.03 \text{ kN/ml}$$

$$L = 11.8 \text{ m}$$

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

	$A_b \text{ (mm}^2\text{)}$	$Z_i \text{ (mm)}$
Béton	1960*45=88200	600+55+45/2=705
Acier	15600	300

$$Z_{el} = \frac{Z_a A_a + Z_b \times A_b / n}{A_a + A_b / n} = 300.22 \text{ mm}$$

$$I_y = I_a + \frac{h_b^3 b_{eff}}{12n} + A_a \left(\frac{h_a}{2} - Z_{el} \right)^2 + \frac{h_b b_{eff}}{12n} \left(\left(h_a + \frac{h_b + 2h_p}{2} \right) - Z_{el} \right)^2 = 9.24 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

$$f_{qs1} = \frac{5q_s L^4}{384 E I_y} = \frac{5 \times 0.99 \times 5900^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 11770 \times 10^4} =$$

$$f_{qs1} = -\frac{R_s}{EI_Y} \left(\frac{a^2 l^2}{48} + \frac{a^4}{120} + \frac{5L^4}{384} \right) = \text{mm}$$

$$f_{max} = \frac{L}{250} = \frac{5900}{250} = 59\text{mm}$$

$$f_{max} = 2.38\text{mm} \leq f_{max} = 59\text{mm} \dots \dots \dots \text{la flèche vérifiée.}$$

IV.6. Calcule des connecteurs

Les connecteurs sont utilisés pour assurer le comportement mixte entre la poutre en acier et la dalle en béton. Dans le cas de notre structure on opte pour des connecteurs de types Goujon Nelson, en vue de ses avantages en termes de facilité et rapidité d'exécution.

- Résistances du connecteur

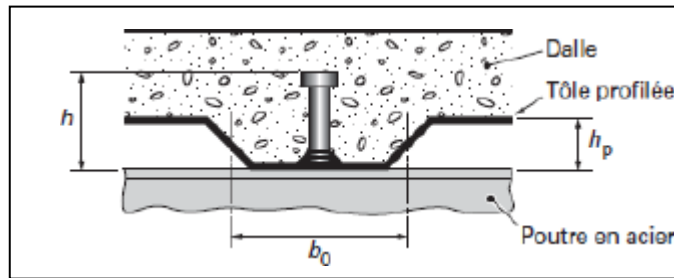


Figure IV. 9: Dimensions de la tôle et du connecteur.

$$Prd = \min \left\{ \begin{array}{l} k0.29 \times a \times d^2 \times \frac{\sqrt{f_{ck}} \times E_c}{\gamma v} \\ 0.8 \times f_u \frac{\pi \times d^2}{4 \times \gamma v} \end{array} \right.$$

γv : coefficient partiel de sécurité pour les connecteur pris égal a :1.25

d : diamètre du goujon d= 19mm

f_u : résistance ultime en traction de l'acier du goujon 430 Mpa

E_c : valeur du module d'élasticité sécant du béton 30500Mpa

f_{ck} : résistance caractéristique du béton 25 Mpa

K : facteur de réduction pour tenir compte de la présence des nervures :

$$k = \begin{cases} 0.6 \times \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h_c}{h_p} - 1 \right) < 1 \\ \frac{0.7}{\sqrt{N_r}} \times \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h_c}{h_p} - 1 \right) \leq k_{t,max} \end{cases}$$

N_r :le nombre de goujon par nervure égal 1

h_c : hauteur de la dalle en béton

h_p : hauteur du bac d'acier

b_0 : largeur de la nervure

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

h : hauteur de connecteur 75mm

$$\text{Dans notre cas } 0.2 \times \left(\frac{h}{d} + 1\right) \text{ pour } 3 \leq \frac{75}{19} = 3.94 \leq 4 \quad \rightarrow \alpha = 0.98$$

$$k = 0.6 \times \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h_c}{h_p} - 1\right) = 0.285$$

$$k 0.29 \times a \times d^2 \times \frac{\sqrt{f_{ck}} \times E_c}{\gamma_v}$$

$$\underline{\underline{k 0.8 \times f_u \frac{r \times d^2}{4 \times \gamma_v}}}$$

Prd min (20.59KN)

- Effort tranchant repris pas les goujon

$$R_{beton} = 0.57 \times f_{ck} \times b_{eff} \times h_c = 945.84 \text{ kN}$$

$$R_{acier} = 0.95 \times f_y \times A_a = 534.68 \text{ kN}$$

$$R_l \text{ min} = (R_{beton}; R_{acier}) = 534.68 \text{ KN}$$

- Nombre de connecteurs

$$n = \frac{R_l}{Prd} = 25.95$$

On choisit le nombre de 26 connecteurs sur toute la portée de la poutre L=5.9m

- Espacement entre les goujons :

$$E = \frac{L}{n-1} = 23 \text{ cm}$$

L : la longueur de solive 5.9m

$$E_{min} \geq 5d = 9.5 \text{ cm}$$

$$E_{min} < E < E_{max} \text{ cv}$$

$$E_{max} \geq 5h_c = 27 \text{ cm}$$

IV.7. Prédimensionnement des poteaux

IV.7.1. Introduction

Les poteaux sont calculer avec le principe de descente de charge, cette méthode consiste à évaluer toutes les forces qui transitent dans la structure porteuse du bâtiment, jusqu'au niveau des fondations.

Les poteaux sont des éléments verticaux qui doivent reprendre des efforts de compression et de flexion, et résister au flambement.

IV.7.2. Principe de calcul

Les poteaux sont dimensionnés en compression simple en choisissant le poteau le plus sollicité de la structure. C'est-à-dire, un poteau central. On utilisera un calcul basé sur la descente de charge.

- Étapes de prédimensionnement

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

$$P_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$P_s = G + Q$$

La structure étudiée possède des poteaux en profilé HEA.

Le poteau le plus sollicité reprend une surface de 52.215 m^2 dans tous les étages.

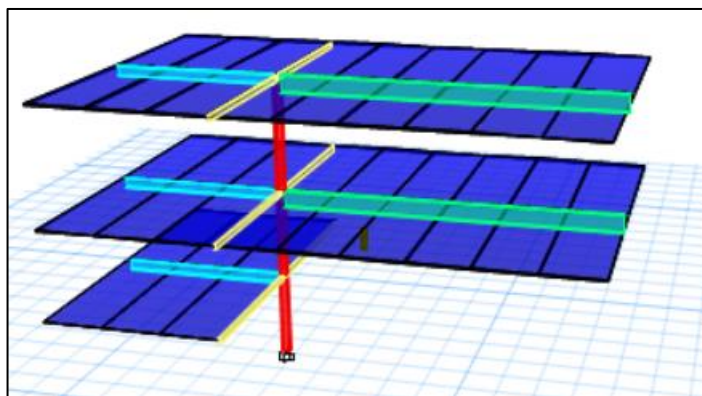


Figure IV. 10: Vue 3D du poteau considéré.

Tableau IV. 4: Tableau de descente des charges

Niveaux	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	Surface m ²	ΣQ (KN/m ²)	ΣG (KN/m ²)	P_u (KN/m ²)
Poteau 1 ^{er} étage	4.82	3.5	52.215	182.7525	251.6763	627.06
Poteau Niveau Intermédiaire	4.82	3	52.215	339.3975	503.3526	1214.96
Poteau RDC	4.82	2,5	17.4	382.8975	587.2206	1396.88

$$N_{sd} = (S \times P_u) + G_{poutres}$$

$$\text{Et : } G_{poutres} = 1.35 \times [(L_{pp} \times 2 \times G_{pp}) + (L_{ps} \times 2 \times G_{ps})]$$

$$\rightarrow G_{poutres} = 13.17 \text{ KN (1}^{\text{er}} \text{ étage et Niveau intermédiaire).}$$

$$\rightarrow G_{poutres} = 3.45 \text{ KN (RDC).}$$

Avec :

L_{pp} : longueur de la poutre principale

L_{ps} : longueur de la poutre secondaire

G_{pp} : poids propre de la poutre principale IPE330

G_{ps} : poids propre de la poutre secondaire IPE180

Tableau IV. 5: Sections et profilés nécessaires

Niveaux	N_{sd} (KN)	$A_{calculé}$ (m ²)	Profilé
Poteau 1^{er} étage	627.06	29.3518	HEA 140
Poteau Niveau Intermédiaire	1214.96	56.8705	HEA 220
Poteau RDC	1396.88	65.3860	HEM 120

La section des poteaux est calculée par la formule suivant :

$$N_{sd} \leq \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{mo}} \rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{mo}}{f_y}$$

Selon l'RPA99-2003 il est recommandé d'avoir des sections de poteaux qui se rapproche par étages, donc on a généralisé les profilés du poteau central pour les autres poteaux et pour des raisons constructives nous avons opté pour un HEA260 pour le poteau RDC, niveau intermédiaire et 1^{er} niveau.

Tableau IV. 6: Choix des profilés en fonction des section calculées tenant compte du poids propre des poteaux

Niveaux	N_{sd} (KN)	$A_{calculé}$ (m ²)	Profilé
Poteau 1^{er} étage	627.06	29.3518	HEA 260
Poteau Niveau Intermédiaire	1220.46	56.99	HEA 260
Poteau RDC	1405.05	65.64	HEA 260

- Vérification du flambement pour le poteau du RDC

Tableau IV. 7: Caractéristique géométrique de profiler HEA260

Désignation	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques					
	G (kg/m)	A (mm ²)	h (mm)	B (mm)	Tf (mm)	I _z (cm ⁴)	I _y (cm ⁴)	Wplz (cm ³)	Wply (cm ³)	i _y (cm)	i _z (cm)
HEA260	68.2	8682	250	260	12.5	6310	10450	863.4	919.8	10.97	6.5

La résistance de calcul au flambement d'un élément comprimé doit être prise égale à

$$N_{sd} \leq N_{brd} = \frac{\chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{m1}}$$

Avec :

$\beta_A = 1$ Pour les sections transversales de classe 1, 2 et 3 ;

$\beta_A = \frac{A_{eff}}{A}$ Pour les sections transversales de classe 4.

- Suivant l'axe y-y

- Longueur de flambement

$$L_{fy} = 0.5h \rightarrow L_{fy} = 0.5 \times 4 \rightarrow L_{fy} = 2 \text{ m}$$

- Élancement maximal

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} \rightarrow \lambda_y = \frac{2000}{109.7} \rightarrow \lambda_y = 18.23$$

- Élancement réduit

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \rightarrow \bar{\lambda} = \frac{18.23}{93.91} \rightarrow \bar{\lambda} = 0.19 < 0.2 \text{ Pas de risque de flambement.}$$

$$\text{Donc : } N_{brd} = \frac{\chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{m1}} \rightarrow N_{brd} = \frac{1 \times 1 \times 86.82 \times 10^2 \times 275}{1} \rightarrow N_{brd} = 2043.28 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 629.74 \text{ KN} < 2043.28 \text{ KN} \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

- Suivant l'axe z-z

Le poteau est considéré encasturé-articulé

- Longueur de flambement

$$L_{fz} = 0.7h \rightarrow L_{fz} = 0.7 \times 4 \text{ m} \rightarrow L_{fz} = 2.8 \text{ m}$$

- Élancement maximal

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} \rightarrow \lambda_z = \frac{2000}{65} \rightarrow \lambda_z = 43.07$$

- Élancement réduit

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \rightarrow \bar{\lambda} = \frac{43.07}{93.91} \rightarrow \bar{\lambda} = 0.46 > 0.2 \text{ Il y a risque de flambement.}$$

$$\phi_z = 0.67$$

$$\chi_z = 0.86 < 1 \dots\dots \text{OK}$$

$$\text{Donc : } N_{brd} = \frac{\chi \cdot \beta_{A-A} \cdot f_y}{\gamma_{m1}} \rightarrow N_{brd} = \frac{0.86 \times 1 \times 86.82 \times 10^2 \times 275}{1} \rightarrow N_{brd} = 1762.02 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 629.74 \text{ KN} < 1762.02 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

REMARQUE : la procédure de calcul de la vérification des poteaux au flambement est la même pour les autres niveaux, le calcul est récapitulé dans les tableaux suivants :

Tableau IV. 8: vérification au flambement

POTEAU	h poteau (m)	$\bar{\lambda}_y$	$\bar{\lambda}_z$	Φ_y	Φ_z	X	Nsd	Nbrd	RESULTAT
HEA260	4	0,19	0,46	0,51	0,67	0,81	627,74	1762.01	C.V
HEA260	3,06	0,15	0,35	0,51	0,64	0,88	1220.46	////	C.V
HEA260	2,9	0,33	0,33	0,55	0,84	0,74	1405.05	////	C.V

IV.8. Plancher RDC et sous-sol (dalle pleine)

IV.8.1. Introduction

Une dalle pleine est un élément à contour généralement rectangulaire dont les appuis peuvent être continus (poutres, voiles ou murs maçonnés) ou ponctuels (poteaux).

IV.8.2. Pré dimensionnement de dalle pleine

Nos calculs seront basés sur les règlements suivantes : **RPA99 V2003** et **BAEL91**.

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{5.9}{5.9} = 1 > 0.4$$

La dalle travaille suivant les deux sens

Le panneau le plus sollicité est isostatique

Donc d'après les règles techniques de conception de **BAEL91** les pré dimensionnement se fait selon la condition forfaitaire suivante :

- L'épaisseur de la dalle

$$H = \frac{L_x}{30} = 19.66 \text{ cm}$$

On prend H= 20 cm

- Charge permanentes G

Dalle béton arme $25 \times 0.20 \times 1 + (G \text{ étanchéité} + \text{prtection} = 0.4) \times 1 = 5.4 \text{ KN/m}$

Poids de l'étanchéité + protection = 4 KN/m^2

- Charge d'exploitation Q

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

ELU

$$P_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$P_u = 12.54 \text{ kN/m}$$

ELS

$$P_s = G + Q$$

$$P_s = 8.9 \text{ kN/m}$$

- Moment de flexion :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5.9}{5.9} = 1$$

$$u_x = 0.037$$

$$u_y = 1$$

$$M_{ux} = u_x \times P_u \times L_x^2 = 22.41 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy} = u_y \times M_x = 22.41 \text{ KN.m}$$

- Moments retenus :

En travée :

$$M_{tx} = 0.95M_{ux} = 21.29 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.95M_{uy} = 21.29 \text{ KN.m}$$

En appui :

$$M_{ax} = 0.3M_{ux} = 6.72 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.3M_{uy} = 6.72 \text{ KN.m}$$

IV.8.3. Calcul du ferrailage de la dalle

Le ferrailage se fait sur une bande de 1m de largeur.

Données :

- Largeur de la poutre $b = 100 \text{ cm}$
- Hauteur de la section $h = 20 \text{ cm}$
- Hauteur utile des aciers tondu $d = 0.9h = 18 \text{ cm}$
- Contrainte des aciers utilisés $f_e = 500 \text{ Mpa}$ $\sigma_s = 455 \text{ Mpa}$

- Contrainte du béton a 28 jours $f_{c28}=25\text{Mpa}$ $f_{bu}=14.17\text{Mpa}$
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28}=2.1\text{Mpa}$
- En travée :
- Sens L_X :

Le moment ultime $M_{tx}=21.29 \text{ KN.m}$

Le moment réduit $\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 f_{bu}} = 0.046 < 0.392 \quad A'=0$

$$\alpha\mu = 0.0593$$

Bras de levier $Z=0.175 \text{ m}$

Section d'acier $A_s = \frac{M_{tx}}{b \times z \times \sigma_s} = 2.79 \text{ cm}$

- Sens L_y :

Le moment ultime $M_{tx}=21.29 \text{ kN.m}$

Le moment réduit $\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 f_{bu}} = 0.046 < 0.392 \quad A'=0$

$$\alpha\mu = 0.0593$$

Bras de levier $Z=0.175 \text{ m}$

Section d'acier $A_s = \frac{M_{tx}}{b \times z \times \sigma_s} = 2.79 \text{ cm}^2$

- Section minimale des armatures :

$$A_{min} = 0.3\% \times h \times b = 6 \text{ cm}^2$$

- Choix des aciers :

$$\begin{cases} 6HA12 = 6.79 \\ S_{tx} = 16 \text{ cm} \end{cases}$$

- Sens $L_X = L_y$

$$S_{tx} < \text{Espacement max} \begin{cases} A_{tx} = 2.79 \text{ cm}^2 \\ S_{tx} \leq \min(2h, 25 \text{ cm}) \dots\dots\dots \text{C.V} \\ S_{tx} \leq 25 \text{ cm} \end{cases}$$

- En appui :

Sens L_X :

Le moment ultime $M_{tx}=6.72 \text{ KN.m}$

Le moment réduit $\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 f_{bu}} = 0.014 < 0.392 \quad A'=0$

$$\alpha\mu = 0.0593$$

Bras de levier $Z=0.175 \text{ m}$

Section d'acier $A_s = \frac{M_{tx}}{b \times z \times \sigma_s} = 0.88 \text{ cm}^2$

- Sens L_y :

Le moment ultime $M_{tx} = 6.72 \text{ KN.m}$

Le moment réduit $\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.014 < 0.392 \quad A' = 0$

$\alpha \mu = 0.0593$

Bras de levier $Z = 0.175 \text{ m}$

Section d'acier $A_s = \frac{M_{tx}}{b \times z \times \sigma_s} = 0.88 \text{ cm}^2$

- Section minimale des armatures :

Puisque $h = 20 \text{ cm}$ ($12 \text{ cm} < h < 30 \text{ cm}$)

$A_{min} = 6 \text{ cm}^2$

- Choix des aciers :

$$\begin{cases} 6HA12 = 6.79 \\ S_{tx} = 16 \text{ cm} \end{cases}$$

- Sens $L_x = L_y$

$$S_{tx} < \text{Espacement max} \begin{cases} A_{tx} = 2.79 \text{ cm}^2 \\ S_{tx} \leq \min(2h, 25 \text{ cm}) \dots\dots\dots \text{C.V} \\ S_{tx} \leq 25 \text{ cm} \end{cases}$$

Tableau IV. 9: Récapitulatif du ferrailage de la dalle pleine

	Nbr de barre sur 1m	Type	Diamètre φ	Espacement	Sens
Travée	6	HA	12	16	X-X
Travée	6	HA	12	16	Y-Y
Appui	6	HA	12	16	X-X
Appui	6	HA	12	16	Y-Y

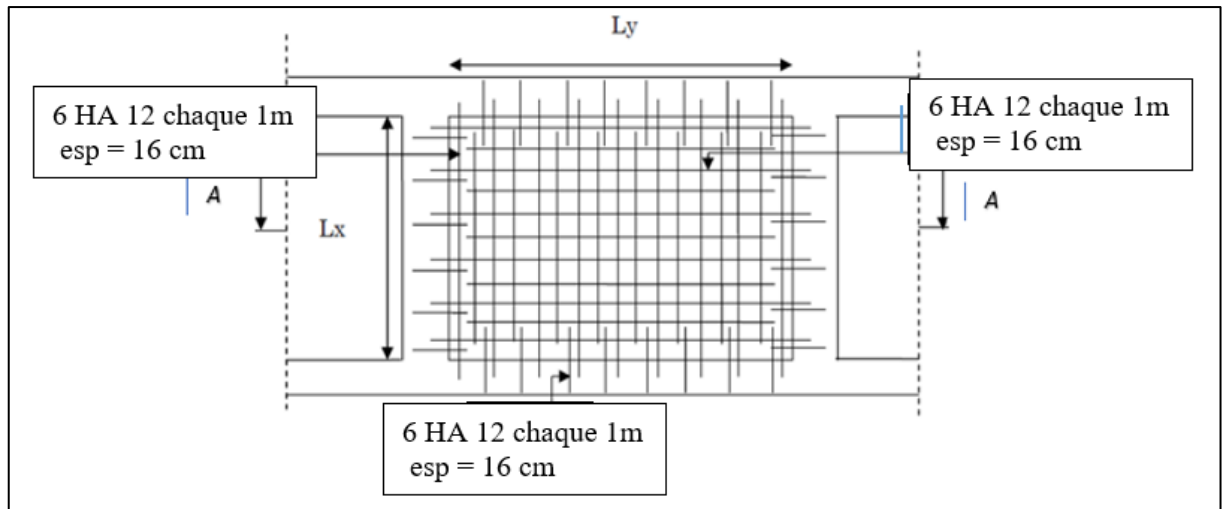


Figure IV. 11: Schéma de ferrailage de la dalle pleine.

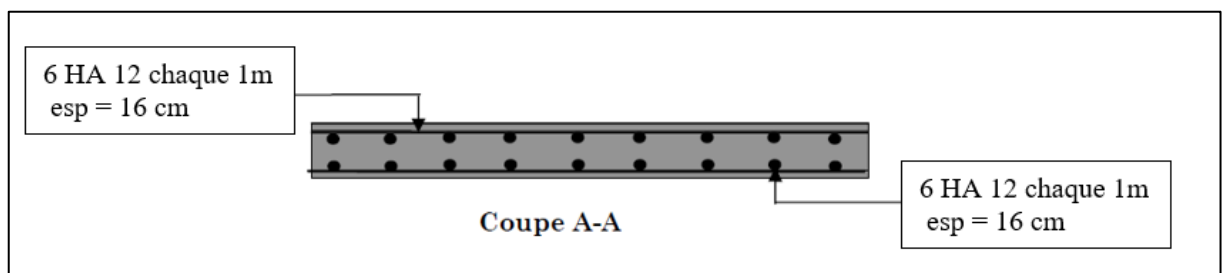


Figure IV. 12: Coupe A-A.

IV.9 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons pré-dimensionné les éléments structuraux de notre structure conformément aux règles du CCM97 ainsi que L’RPA99 version 2003. Les sections ont été récapitulé précédemment, ces dernières vont nous permettre d’avoir une idée primaire pour l’étape de la modélisation.

Chapitre V : Etude dynamique

V.1. Introduction

Un tremblement de terre est la libération soudaine d'énergie potentielle stockée dans les roches en raison de l'interaction des mouvements relatifs de différentes parties de la croûte terrestre. Lorsque la contrainte dépasse un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit, générant des ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface. Ces mouvements de sol excitent la structure en déplaçant les appuis et sont plus ou moins amplifiés à l'intérieur de la structure.

L'action sismique des bâtiments est une action dynamique complexe, essentiellement représentée par le mouvement horizontal imposé à la fondation. Pour cette raison, les ouvrages doivent être conçus et construits pour résister aux impacts tout en respectant les recommandations des codes parasismiques.

V.2. Objectifs de l'étude dynamique

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

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible.

La modélisation de notre structure a été effectuée. À l'aide du logiciel **ETABS**

- Modélisation de rigidité

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

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

- Modélisation de la masse

La charge des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par le **RPA99 version 2003** avec $(\beta=0,6)$ pour un bâtiment à usage industriel.

V.3. Choix de la méthode de calcul

Le calcul sismique se fait selon l'RPA99 version 2003, qui met à notre disposition trois méthodes de calcul :

- La méthode statique équivalente
- La méthode d'analyse modale spectrale (spectre de réponse)
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

V.3.1. La méthode statique équivalente

Notre structure a une hauteur totale de 14.02m, en zone III et de groupe d'usage 2. D'après RPA99 version 2003, cette méthode peut être utilisée.

V.3.2. Critères de classification selon RPA99V2003

- Classification de l'ouvrage selon son importance : groupe 2, ouvrage courant ou de moyenne importance (bâtiment industrielle)
- Classification de la zone sismique : Zone III (forte sismicité) Alger
- Classification des sites : catégorie S3 (site meuble)
- Classification des systèmes de contreventement :

Sens x : portique auto stable

Sens y : portique auto stable

V.4. Présentation du logiciel ETABS

ETABS est un logiciel de calcul et d'optimisation des structures, il se base sur la méthode d'analyse par éléments finis destiné à la conception et l'analyse des structures des ouvrages de génie civil de la catégorie bâtiments ; ces structures peuvent être réalisées en béton armé, en acier ou tout autre matériau que l'utilisateur choisi. Il comprend des modules de dimensionnement, de vérifications et de ferrailage suivant les différentes normes nationales existantes. Le logiciel permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargement des structures...etc.) de façon totalement graphique, numérique ou combinée, en utilisant les innombrables outils disponibles.

- Modélisation

Les éléments de portique Les poteaux et poutres de la structure ont été modélisés par des éléments barre (frame Éléments) à deux nœuds possédants chacun 6 degrés de liberté (trois translations, trois rotations). Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i). Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveau i et niveau i+1). • Le Diaphragme Les surfaces planes telles que les planchers sont assumés infiniment rigides dans leurs plans et ne peuvent pas se déformer hors plan.

- Modélisation de la masse :

- La masse est calculée par l'équation $(G + \beta \times Q)$ avec $\beta = 0.6$

- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle d'Acier

- En choisissant l'option (Mass source / From loads), l'ETABS calcule automatiquement les masses des planchers et la masse totale de la structure à partir des charges permanentes et des charges d'exploitation sollicitant la structure.

- Type de charge à modéliser :

- Les chargements statiques

- Poids propre de la structure

- Charges d'exploitations.

- Les chargements dynamiques

- Les effets sismiques

- Vérification de la force sismique à la base

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

$$V = \frac{A.D.Q}{R} . W \dots [7]$$

Pour chaque modèle étudié on va calculer la force sismique statique en fonction de D et W

- Dans un premier temps nous allons lancer l'analyse du modèle sans contreventement afin de voir

V.5. Modèle initial

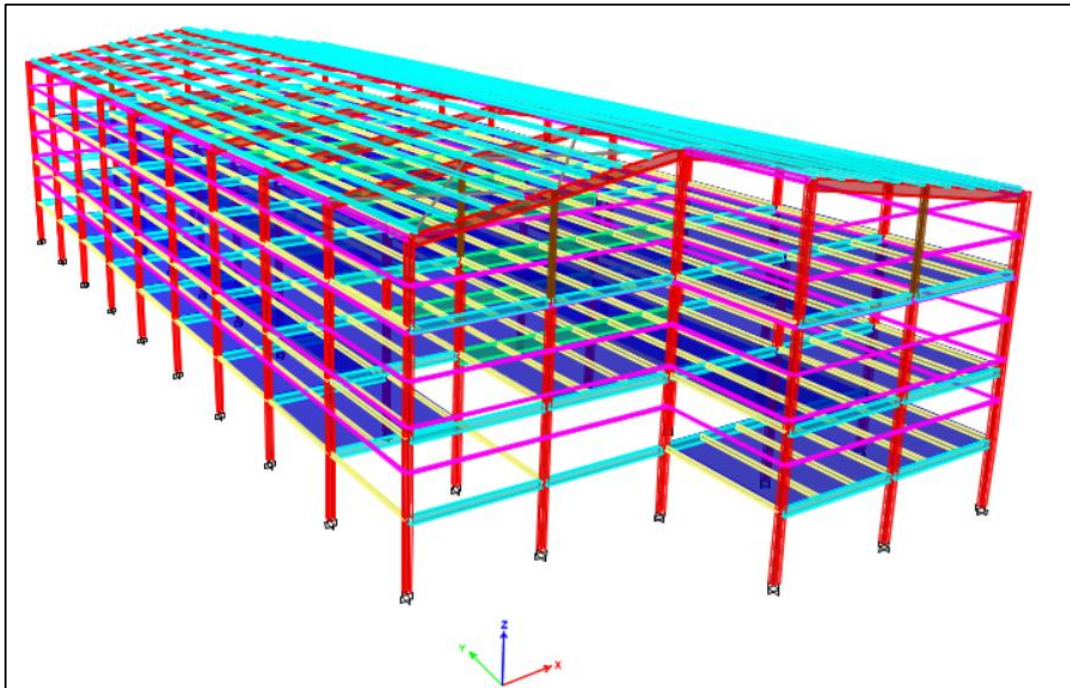


Figure V. 1: vue en 3d du model initial.

Pour notre étude, le spectre est donné par le logiciel (spectre RPA99), avec les données suivantes :

-Zone sismique III, ALGER.

- -Groupe d'usage 2 (ouvrage courant ou d'importance moyenne)
- **A** : coefficient d'accélération de la zone, donnée suivant la zone sismique et le groupe d'usage, notre structure est du groupe 2 en zone III ;
 → $A = 0.25$
- **D** : coefficient 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).

Avec :

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

T_1, T_2 : période caractéristique associé a la catégorie du site (tableau 4.7)

Tableau V. 1: valeurs de la périodes caractéristiques

Site	T1 (sec)	T2(sec)
S3	0.15	0.5

- Estimation de la période fondamentale de la structure

-Pourcentage d’amortissement $\varepsilon = 4 \%$.

-Facteur de qualité $Q = 1.2$ (dans les deux directions).

- **Q** : facteur de qualité est fonction de :

-La redondance et la géométrie des éléments de la structure

-La régularité en plan et en élévation

-La qualité du contrôle de construction

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q$$

P_q : est la pénalité retenue selon que le critère de qualité (q) est satisfait ou non. [RPA99 version 2003]

Tableau V. 2: Facteur de qualité suivant les deux sens

Critère q	Observée (O/N)	Pq / xx	Observée (O/N)	Pq / yy
Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0.05	Oui	0.05
Contrôle de la qualité de l’exécution	Non	0.10	Non	0.10
$Q = 1 + \sum_1^5 P_q$	/	1.2	/	1.2

$$Q_x = 0.2 + 1 \rightarrow Q_x = 1.2$$

$$Q_y = 0.2 + 1 \rightarrow Q_y = 1.2$$

-Coefficient de comportement correspondant est fixé en fonction de la nature des matériaux constitutifs, du type de construction, des possibilités de redistribution d'efforts dans la structure et des capacités de déformation des éléments dans le domaine post-élastique. ; dans notre model initiale nous avons des portiques auto stable ordinaires suivant les deux sens donc R=4.

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W = \frac{1.2 \times 0.25}{4} \cdot W \cdot D = 0.075 \cdot D \cdot W$$

Le spectre et donné par la figure ci-dessous :

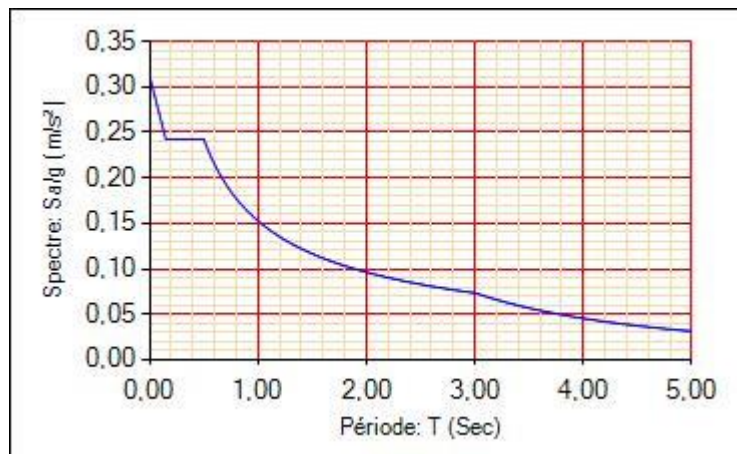


Figure V. 2: spectre de réponse pour portique auto stable.

Tableau V. 3: période et taux de participation massique

Case	Mode	Period Sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Modal	1	6,088	0	0,7324	0	0	0,7324
Modal	2	1,532	0,00003027	0,0443	0	0,00003029	0,7767
Modal	3	1,157	0,1779	2,972E-06	0	0,1779	0,7767
Modal	4	0,992	0,6828	0	0	0,8607	0,7767
Modal	5	0,87	2,498E-06	0,1609	0	0,8607	0,9376
Modal	6	0,561	0,0001	0,0002	0	0,8608	0,9378
Modal	7	0,445	0,00001543	0,0039	0	0,8608	0,9417
Modal	8	0,398	0,0032	0,00004421	0	0,864	0,9417
Modal	9	0,34	0,069	0,0003	0	0,933	0,942
Modal	10	0,328	0,0052	0,0061	0	0,9381	0,9481
Modal	11	0,311	0,0134	0,00003128	0	0,9516	0,9482
Modal	12	0,241	0,0004	0,0295	0	0,9519	0,9777

Tableau V. 4: Le comportement de la structure pour les modes fondamentaux

Case	Mode	UX	UY	RZ
Modal	1	0	0,7324	0,0002
Modal	2	0,00002466	0,0445	0,0011
Modal	3	0,1802	0	0,6517
Modal	4	0,6805	0	0,1553

Donc on a :

Translation suivant Y dans le mode 1

Translation suivant Y + rotation dans le mode 2

Translation suivant X + rotation dans le mode 3

La participation massique atteint le seuil des 90 % à partir du mode 5 pour le sens Y et à partir du mode 9 pour le sens X

On remarque que la période fondamentale est élevée, en la comparant avec la période empirique on obtient comme ceci :

$$-T_1 = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} ;$$

$$-T_{2i} = 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_i}}$$

h_n : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

→ $h_n = 13.02 \text{ m}$ (Sans acrotère).

C_T : coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage. Dans notre cas on a un portique auto stable sans remplissage en maçonnerie (cas 2)

→ $C_T = 0.085$

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

$$T_1 = 0.05 \times (13.06)^{\frac{3}{4}} \rightarrow T = 0.582 \text{ sec}$$

- **Sens x** : $D_x = 23.6 \text{ m}$

$$T_{2x} = 0.09 \times \frac{13.02}{\sqrt{23.6}} \rightarrow T_x = 0.241 \text{ sec}$$

- **Sens y** : $D_y = 29.5 \text{ m}$

$$T_{2y} = 0.09 \times \frac{13.02}{\sqrt{29.5}} \rightarrow T_y = 0.215 \text{ sec}$$

$$\rightarrow T = \min(T_1; T_{2i}) = T_{2i}$$

$$\rightarrow \begin{cases} T_{2x} = 0.241 \text{ sec} \\ T_{2y} = 0.215 \text{ sec} \end{cases}$$

D'où :

- Sens x-x :

$$T_{\text{empirique}} = 0.241 \text{ sec}$$

$$1.3T_{\text{empirique}} = 1.3 \times 0.241 = 0.313 \text{ sec}$$

- Sens y-y :

$$T_{\text{empirique}} = 0.215 \text{ sec}$$

$$1.3T_{\text{empirique}} = 1.3 \times 0.215 = 0.280 \text{ sec}$$

- La période fondamentale est nettement supérieure à la période empirique donnée par RPA99 version 2003.

Or, on a :

- Sens x-x :

$$T_{\text{analytique}} = 6.088 \text{ sec} > 1.3T_{\text{empirique}} = 0.313 \text{ sec}$$

- Sens y-y :

$$T_{\text{analytique}} = 6.088 \text{ sec} > 1.3T_{\text{empirique}} = 0.280 \text{ sec}$$

Tableau V. 5: Choix de la période de calcul

SI	La période choisie pour le calcul du facteur D
$T_{\text{analytique}} \leq T_{\text{empirique}}$	$T = T_{\text{empirique}}$
$T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}} < 1.3T_{\text{empirique}}$	$T = T_{\text{analytique}}$
$T_{\text{analytique}} \geq 1.3T_{\text{empirique}}$	$T = 1.3T_{\text{empirique}}$

REMARQUE : On constate alors que notre structure est souple, alors nous allons essayer d'obtenir une structure plutôt rigide répondant aux critères du RPA99v2003 en utilisant des contreventements.

V.6. Modèle 2

Etant donné que le modèle initial est trop souple, on propose un modèle contreventé par des palées triangulées en X suivant le sens Y.

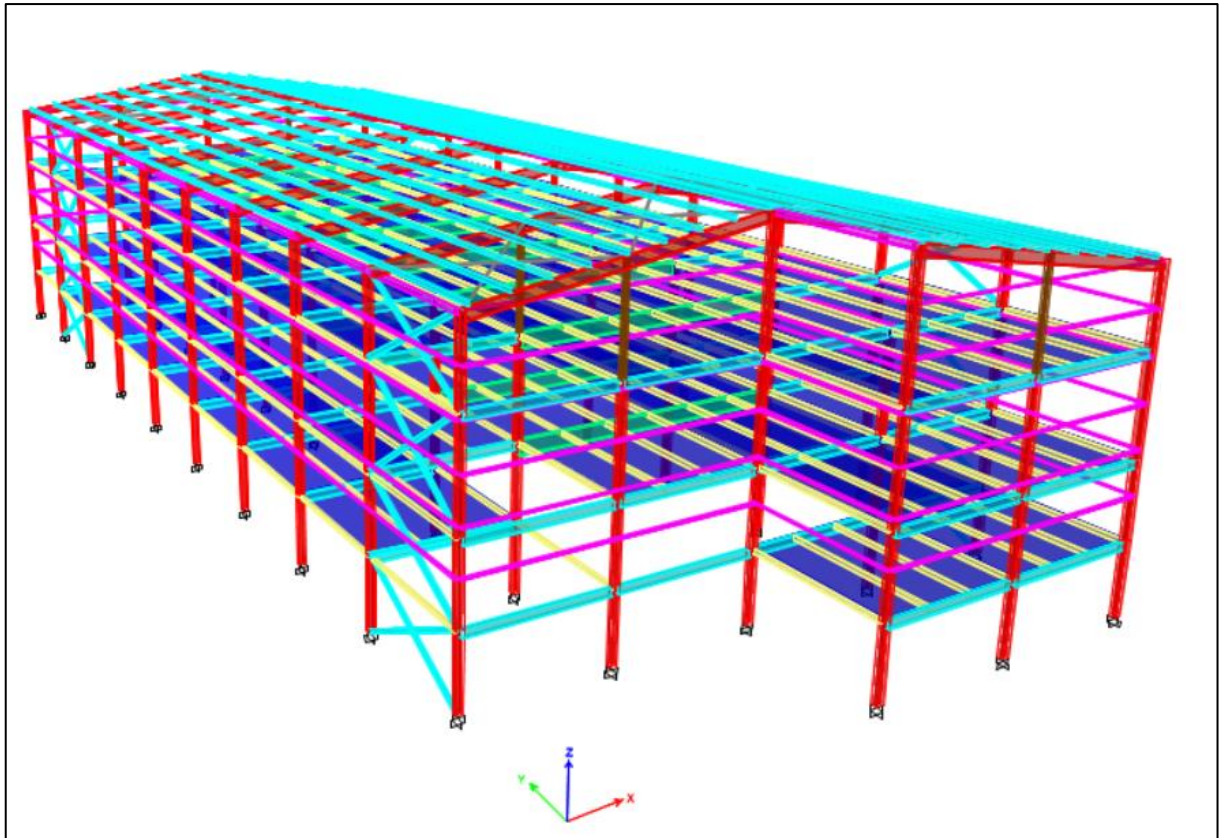


Figure V. 3: Vue en 3d du modèle 2.

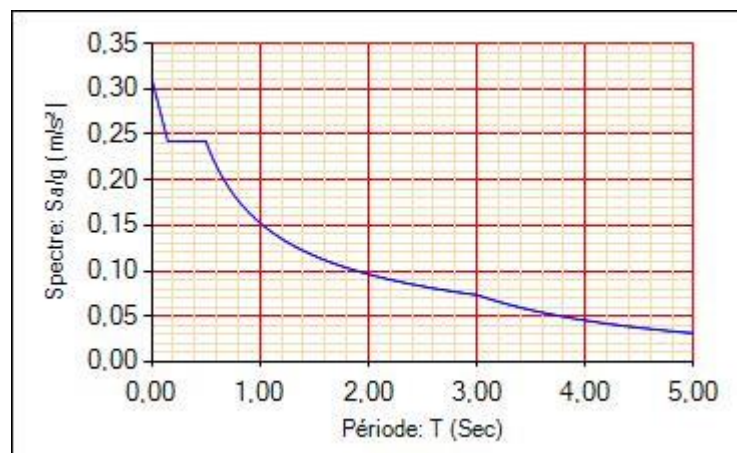


Figure V. 4: Spectre de réponse pour portique contreventé par de palées de stabilité en X.

- Période et participation du modèle

Tableau V. 6: Pourcentage de participation massique

Case	Mode	Period sec	SumUX	SumUY
Modal	1	1,026	0,8586	1,032E-06
Modal	2	0,45	0,8586	0,8205
Modal	3	0,39	0,8589	0,8256
Modal	4	0,343	0,9493	0,8261
Modal	5	0,273	0,95	0,8526
Modal	6	0,237	0,9513	0,853
Modal	7	0,227	0,9514	0,855
Modal	8	0,216	0,955	0,8558
Modal	9	0,153	0,9552	0,856
Modal	10	0,152	0,9552	0,9527
Modal	11	0,147	0,9553	0,962
Modal	12	0,137	0,9911	0,9622

Tableau V. 7: Le comportement de la structure pour les modes fondamentaux

Case	Mode	UX	UY	RZ
Modal	1	0,8586	1,032E-06	0,0009
Modal	2	3,64E-05	0,8205	0,0043
Modal	3	0,0003	0,0052	0,8064

Remarque :

On a :

Une translation suivant X dans le mode 1

Une translation suivant Y dans le mode 2

Une rotation dans le mode 3

La participation massique atteint le seuil des 90 % à partir du mode 4 pour le sens Y et à partir du mode 10 pour le sens X, ce qui fait, que le nombre de mode est suffisant pour représenter un bon comportement de la structure d'après RPA99-2003.

- Or, on a :

- Sens x-x :

$$T_{empirique} = 0.241 \text{ sec}$$

$$1.3T_{empirique} = 1.3 \times 0.241 = 0.313 \text{ sec}$$

$$T_{analytique} = 1.026 \text{ sec} > 1.3T_{empirique} = 0.313 \text{ sec}$$

- Sens y-y :

$$T_{empirique} = 0.215 \text{ sec}$$

$$1.3T_{empirique} = 1.3 \times 0.215 = 0.3280 \text{ sec}$$

$$T_{analytique} = 1.026 \text{ sec} > 1.3T_{empirique} = 0.334 \text{ sec}$$

On a : selon l'RPA 99 V 2003 $T=1.3T_{empirique}$

$$\rightarrow T_2=0.5 > T \quad \rightarrow D = 2.5\eta = 2.5 \times 1.08 = 2.7$$

Donc :

Tableau V. 8: Récapitulatif des facteurs impliqués dans la méthode statique équivalente

Sens	A	D	Q	R	W(KN)	Vs(KN)
XX	0,25	2,7	1.2	4	9696.66	1858.84
YY	0,25	2,7	1,2	4	9696.66	1858.84

- L'effort tranchant a la base

La résultante des forces sismique à la base V_{dyn} obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieur à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{stat} . [7].

Si : $V_{dyn} < 0.8 V_{stat}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, ...) dans le rapport $0.8V_{stat}/V_{dyn}$.

Tableau V. 9: Les forces sismiques suivant les deux sens

Ex		Ey	
Fx	Fy (kN)	Fx (kN)	Fy (kN)2
1270,6567	22,0201	22,0201	1952,2384

$$V_{x,dyn} = \sqrt{F_x^2 + F_y^2} = 1270.84KN$$

$$V_{y,dyn} = \sqrt{F_x^2 + F_y^2} = 1952.36KN$$

$$E_x > 0.8V_x \rightarrow r_x = \frac{0.8V_x}{F_x} \rightarrow r_x = 1,17$$

$$E_y > 0.8 E_y \rightarrow r_y = \frac{0.8V_y}{F_y} \rightarrow r_y = 0.76$$

Tableau V. 10: Comparaison de Vdyn et 80% V

	V (KN)	V calcule (KN)	80%V (KN)	Ratio r%	$V_{t,dyn}$ > 80%V
$V_{x,dyn}$	1270.84	1858.84	1487.07	117,3	Non vérifiée
$V_{y,dyn}$	1952.36	1858.84	1487.07	76,16	Vérifiée

- Vérification du déplacement inter étage

Le déplacement horizontal à chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta K = R. \delta_{eK}. r_i \text{ [7]}$$

Avec :

δ_{eK} : déplacement du aux forces sismique F_i (y compris l'effet de torsion) ;

R : coefficient de comportement, $R=4$

Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égal à :

$$\Delta K = \delta K - \delta_{K-1}$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui lui est adjacent doivent satisfaire la condition suivant donnée par [7]

$$\Delta K < 1\% h_{\text{étage}}$$

Cela veut dire, que le déplacement de doit pas dépasser 0.01 de la hauteur de l'étage considéré.

- Sens x-x

Tableau V. 11: Déplacement résultant suivant X

Étages	$\Delta Kx(\text{mm})$	H poteau (mm)	0.01h (mm)	r (%)	Observation
4	56,887	3060	30,6	1,859052288	Non Vérifié
3	48,469	4000	40	1,211725	Non Vérifié
2	30,085	3060	30,6	0,983169935	Vérifié
1	12,356	2900	29	0,426068966	Vérifié
RDC	0	0	0	0	Vérifié

Tableau V. 12: Déplacement résultant suivant Y

Étages	$\Delta Ky(\text{mm})$	H poteau (mm)	0.01h (mm)	r (%)	Observation
4	22,047	3060	30,6	0,720490196	Vérifié
3	15,318	4000	40	0,38295	Vérifié
2	8,654	3060	30,6	0,282810458	Vérifié
1	3,671	2900	29	0,126586207	Vérifié
RDC	0	0	0	0	Vérifié

V.7. Modèle final

Etant donné que le modèle 2 ne satisfait pas les conditions nécessaires, on passe à un modèle contreventé par des palées triangulées en X suivant le sens Y, et des contreventement en V inversé suivant le sens X.

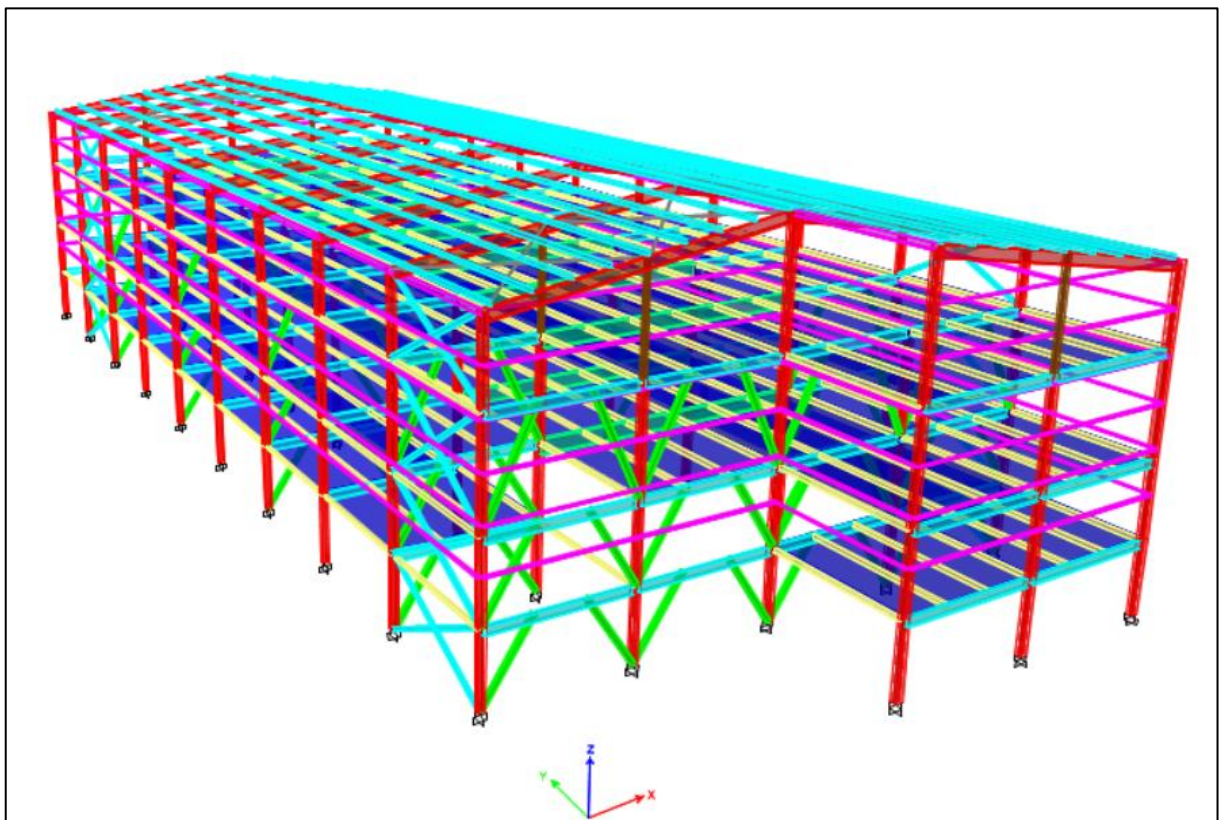


Figure V. 5: Vue en 3d du modèle final

Remarque : la valeur du coefficient de comportement global de la structure est donnée en fonction du système de contreventement tel que défini dans le tableau 3.4 RPA99 version 2003

En cas d'utilisation de systèmes de contreventement différents dans les deux directions considérées, il y a lieu d'adopter pour le coefficient R la valeur la plus petite.

Dans le model final nous utiliserons des contreventements en X suivant le sens y (R=4) et des contreventements en V inverse suivant le sens x (R=3)

Alors le coefficient de comportement adopte pour le calcul de la force sismique sera R=3

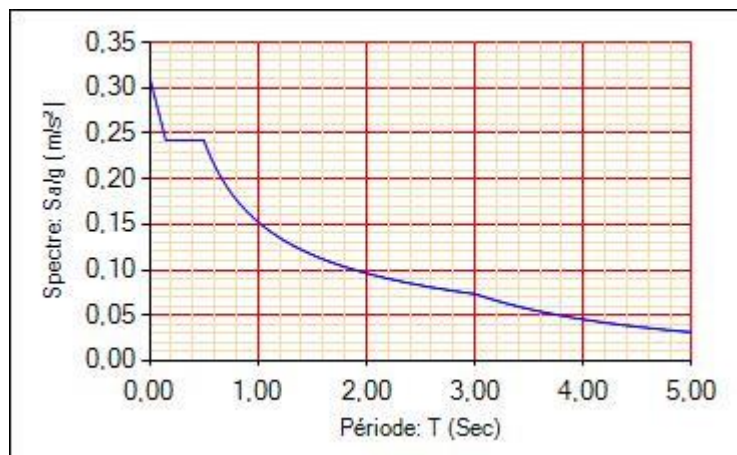


Figure V. 6: Spectre de réponse pour portique contreventé par de palées de stabilité en V.

- Période et participation du modèle

Tableau V. 13: Pourcentage de participation massique

Case	Mode	Period sec	SumUX	SumUY
Modal	1	0,477	0,8725	0,0002
Modal	2	0,395	0,8729	0,8415
Modal	3	0,308	0,8742	0,8584
Modal	4	0,205	0,927	0,8586
Modal	5	0,186	0,9301	0,8589
Modal	6	0,181	0,9316	0,8657
Modal	7	0,164	0,9412	0,8822
Modal	8	0,141	0,9649	0,8848
Modal	9	0,123	0,9649	0,9629
Modal	10	0,117	0,9655	0,9651
Modal	11	0,107	0,9656	0,966
Modal	12	0,1	0,9664	0,9662

Tableau V. 14: Le comportement de la structure pour les modes fondamentaux

Case	Mode	UX	UY	RZ
Modal	1	0,8725	0,0002	0,002
Modal	2	0,0004	0,8413	0,0161
Modal	3	0,0013	0,0169	0,8112

Remarque :

On a :

-Une translation suivant X dans le mode 1

-Une translation suivant Y dans le mode 2

-Une rotation dans le mode 3

La participation massique atteint le seuil des 90 % à partir du mode 4 pour le sens X et à partir du mode 8 pour le sens Y, ce qui fait, que le nombre de mode est suffisant pour représenter un bon comportement de la structure d'après l'RPA99-2003.

- Or, on a :

- Sens x-x :

$$T_{empirique} = 0.241 \text{ sec}$$

$$1.3T_{empirique} = 1.3 \times 0.241 = 0.313 \text{ sec}$$

$$T_{analytique} = 0.477 \text{ sec} > 1.3T_{empirique} = 0.313 \text{ sec}$$

- Sens y-y :

$$T_{empirique} = 0.215 \text{ sec}$$

$$1.3T_{empirique} = 1.3 \times 0.215 = 0.3280 \text{ sec}$$

$$T_{analytique} = 0.477 \text{ sec} > 1.3T_{empirique} = 0.334 \text{ sec}$$

On a : selon RPA99 version 2003 $T=1.3T_{empirique}$

$$\rightarrow T_2=0.5>T \quad \rightarrow D = 2.5\eta = 2.5 \times 1.08 = 2.7$$

Donc :

Tableau V. 15: Récapitulatif des facteurs impliqués dans la statique équivalente

Sens	A	D	Q	R	W(KN)	Vs(KN)
XX	0,25	2,7	1,15	3	9828,5902	2543,43
YY	0,25	2,7	1,15	3	9828,5902	2543,43

- L'effort tranchant a la base

La résultante des forces sismique à la base V_{dyn} obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieur à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{stat} . [7].

Si : $V_{dyn} \leq 0.8 V_{stat}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, ...) dans le rapport $0.8V_{stat}/V_{dyn}$.

Suite à l'application du spectre de calcul dans les deux sens de la structure, les résultats sont comme suit :

Tableau V. 16: Les forces sismiques suivant les deux sens

Ex		Ey	
Fx	Fy (kN)	Fx (kN)	Fy (kN)2
2082,0875	54,431	54,431	2018,9474

$$V_{x,dyn} = \sqrt{F_x^2 + F_y^2} = 2082,798 \text{ KN}$$

$$V_{y,dyn} = \sqrt{F_x^2 + F_y^2} = 2019,6810 \text{ KN}$$

$$E_x > 0.8V_x \rightarrow r_x = \frac{0.8V_x}{F_x} \rightarrow r_x = 0,9769$$

$$E_y < 0.8 v_y \rightarrow r_y = \frac{0.8V_y}{F_y} \rightarrow r_y = 1,00$$

Tableau V. 17: Comparaison de Vdyn et 80% V

	V (KN)	V calcule (KN)	80%V (KN)	Ratio r%	$V_{t,dyn} > 80\%V$
$V_{x,dyn}$	2082,789	2543,43	2034,744	97,69	Vérifiée
$V_{y,dyn}$	2019,681	2543,43	2034,744	1,00	Vérifiée

- Vérification du déplacement inter étage

Le déplacement horizontal à chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta K = R \cdot \delta_{eK} \cdot r_i \text{ [7]}$$

Avec :

δ_{eK} : déplacement du aux forces sismique F_i (y compris l'effet de torsion) ;

R : coefficient de comportement, $R=4$

Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égal à :

$$\Delta K = \delta K - \delta_{K-1}$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui lui est adjacent doivent satisfaire la condition suivant donnée par [7]

$$\Delta K < 1\% h_{\text{étage}}$$

Cela veut dire, que le déplacement de doit pas dépasser 0.01 de la hauteur de l'étage considéré.

- Sens x-x

Tableau V. 18: Déplacement résultant suivant X

Étages	$\Delta Kx(\text{mm})$	H poteau (mm)	0.01h (mm)	r (%)	Observation
4	24,123	3060	30,6	0,788333333	Vérifié
3	16,776	4000	40	0,4194	Vérifié
2	10,944	3060	30,6	0,357647059	Vérifié
1	5,18	2900	29	0,17862069	Vérifié
RDC	0	0	0	0	Vérifié

Tableau V. 19: Déplacement résultant suivant Y

Étages	$\Delta Ky(\text{mm})$	H poteau (mm)	0.01h (mm)	r (%)	Observation
4	15,016	3060	30,6	0,49071895	Vérifié
3	12,494	4000	40	0,31235	Vérifié
2	7,728	3060	30,6	0,25254902	Vérifié
1	3,438	2900	29	0,11855172	Vérifié
RDC	0	0	0	0	Vérifié

- Effet du deuxième ordre

L'effet $P - \Delta$ est un effet du second ordre (non linéaire), qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont sujet d'une charge axiale (P). Il est associé à l'importance de L'application de la charge axial (P) et du déplacement (Δ).

L'effet $P\Delta$ est lié à :

- La charge axiale (P)
- La rigidité ou la souplesse de la structure dans son ensemble
- La souplesse des différents éléments de la structure

Les effets de second ordre (ou effet $P - \Delta$) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite :

Le facteur d'instabilité $\theta = Pk \cdot \Delta k / Vk \cdot hk \leq 0.1$

Pk : poids total de la structure et des charges d'exploitations associés au-dessus du niveau <<K>>

Δk : déplacement relatif du niveau <<K>> par rapport au niveau K-1

Vk : effort tranchant d'étage au niveau K, calculé par le logiciel ETABS ;

hk : hauteur de l'étage K.

Si $0.1 \leq \theta \leq 0.2$; l'effet $P\Delta$ peut être pris en compte de manière approximative en Amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur : $1/1-\theta k$

Si $\theta > 0.2$; la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau V. 20: L'effet P- Δ selon le sens x-x

Niveau	Pk(KN)	ΔK (mm)	V _x (KN)	h(mm)	Θ (mm)	Observation
4	306,6544	20,096	131,7263	3060	0,0154	Vérifié
3	4293,108	13,955	1227,9174	4000	0,0131	Vérifié
2	8000,226	8,671	1948,1847	3060	0,0139	Vérifié
1	9893,104	3,976	2121,1194	2900	0,0076	Vérifié
RDC	//////////	0	//////////	0	0	Vérifié

Tableau V. 21: L'effet P- Δ selon le sens y-y

Niveau	Pk (KN)	ΔK (mm)	V _y (KN)	h(mm)	Θ (mm)	Observation
4	306,6544	17,284	115,3604	3060	0,0118	Vérifié
3	4293,108	14,735	1230,3766	4000	0,0100	Vérifié
2	8000,2268	8,976	1882,4255	3060	0,0101	Vérifié
1	9893,1042	3,832	2045,3079	2900	0,0054	Vérifié
RDC	//////////	0	//////////	0	0	Vérifié

Puisque tous les facteurs d'instabilité Θ sont inférieure à 0.1, alors l'effet $p\Delta$ peut-être négliger suivant les deux directions.

Poutres principales (L=11.8m)	IPE 600
Poutres principales (L=5.9m)	IPE 330
Poutres secondaires	IPE 180
Solives	IPE 180
Sabliers	IPE 200
Pannes	IPE 160
Lisses	UPN 120
Contreventement sens X	Double UPN 140
Contreventement sens Y	Double UPN 200

V.8. Conclusion

Le but de ce chapitre était de définir un modèle structurel qui détermine les efforts induits et leur répartition dans le système de stabilité. L'analyse dynamique nécessite toujours la création d'un modèle informatique représentant la structure, pour déterminer les modes de vibration uniques et les forces générées par l'activité sismique.

Les logiciels de calcul permettent d'effectuer des calculs complexes de manière rapide et précise. Ils sont capables de prendre en compte de nombreux paramètres tels que les charges structurelles, les contraintes du sol, les forces sismiques, les charges de vent, etc. Ces calculs seraient extrêmement laborieux et sujets à des erreurs humaines s'ils étaient effectués manuellement, tout en favorisant une conception optimisée sur le plan structurel et économique.

Chapitre VI : Vérification des éléments

VI.1. Introduction

Les calculs de structure doivent garantir la stabilité statique au niveau de la structure dans son ensemble et individuellement au niveau des éléments individuels pour toutes les combinaisons possibles d'actions spécifiées dans la réglementation.

Les contraintes induites dans l'élément par l'action à laquelle il est soumis induisent des contraintes dans le matériau provoquant la déformation de l'élément.

Pour assurer le niveau de sécurité souhaité, il est nécessaire de s'assurer que les contraintes et les déformations restent dans les limites admissibles. Les grandes déformations peuvent affecter les zones de compression d'une pièce, présentant trois types de comportement distincts (phénomènes appelés instabilité) :

- Le flambement : qui affecte les barres simplement comprimées (flambement simple) ou comprimées et fléchies (flambement composé) qui est très dangereux
- Le déversement : qui affecte les semelles comprimées des pièces fléchies ;
- Le voilement : qui affecte les âmes des pièces fléchies.

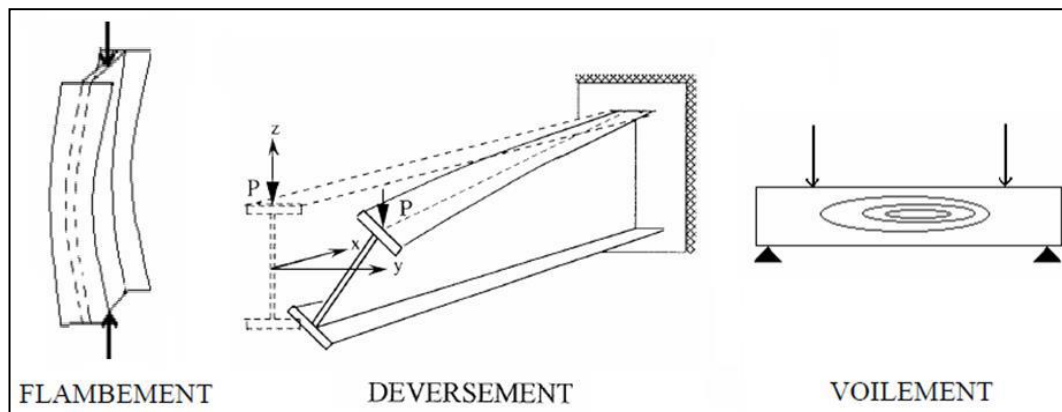


Figure VI. 1: Phénomène d'instabilité.

L'étude des phénomènes d'instabilité élastique est très importante en construction métallique, car ils sont très fréquents du fait de l'utilisation d'éléments minces et de grand élancement.

L'étude des phénomènes d'instabilité élastique est d'une grande importance dans la construction métallique, car elle se produit très fréquemment en raison de l'utilisation d'éléments minces et de leur élancement élevé.

Dans ce chapitre, nous considérons ce phénomène d'instabilité selon la réglementation en vigueur.

VI.2. Vérification des poteaux

Généralement, les éléments porteurs verticaux sont en simple compression et le dimensionnement des poteaux est préétabli en termes de flambement, mais des études dynamiques ont montré que les poteaux sont en flexion et en compression. Par conséquent, dans ce chapitre, nous déterminerons les dimensions des poteaux pour la flexion composée.

VI.3. Procédure de calcul

Les poteaux sont soumis à la flexion composée, ou chaque poteau est soumis à un effort normal N_{sd} , et deux moments fléchissant $M_{y,sd}$ et $M_{z,sd}$. La vérification se fait pour toutes les combinaisons inscrites aux règlement CCM97 sous les sollicitations les plus défavorables suivant les deux directions.

VI.3.1. Vérification vis-à-vis du flambement

Les différentes sollicitations doivent être combinées dans les cas les plus défavorables, qui sont :

- **Cas 1** : N_{sd}^{max} ; $M_{y,sd}$ et $M_{z,sd}$ correspondant.
- **Cas 2** : $M_{y,sd}^{max}$; N_{sd} et $M_{z,sd}$ correspondant.
- **Cas 3** : $M_{z,sd}^{max}$; N_{sd} et $M_{y,sd}$ correspondant.

Les étapes de vérification au flambement

Les éléments sollicités simultanément en flexion et en compression axiale, pour une section transversale de classes 1 ou 2, doivent satisfaire la condition suivante :

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

Avec :

- $K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y}$; $K_y \leq 1,5$
- $\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2\beta_{M,y} - 4) + \left(\frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right)$; $\mu_y \leq 0,90$
- $K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y}$; $K_z \leq 1,5$
- $\mu_z = \bar{\lambda}_z \times (2\beta_{M,z} - 4) + \left(\frac{W_{pl,z} - W_{el,z}}{W_{el,z}} \right)$; $\mu_z \leq 0,90$
- $\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z)$

- $\beta_{M,y}$ Et $\beta_{M,z}$ sont les facteurs de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion.

Le rapport précédant montre le pourcentage de participation de l'élément dans la résistance de l'ensemble.

Selon CCM97 une ossature métallique peut être classée comme contreventé, si le système de contreventement réduit ses déplacements horizontaux d'au moins 80%. Dans ce cas, le calcul de la longueur de flambement peut se faire par la méthode des nœuds fixes.

Cas 1 : N_{sd}^{max} ; $M_{y,sd}$ et $M_{z,sd}$ correspondant

N (kN) = -1221,11

MZ (kN.m) = -13.65

M_y (kN.m) = -1.85

- Exemple de calcul

Nos calculs vont être mené sur le Poteau central du RDC d'un profilé HEA 260 et d'une hauteur de 2,9 m.

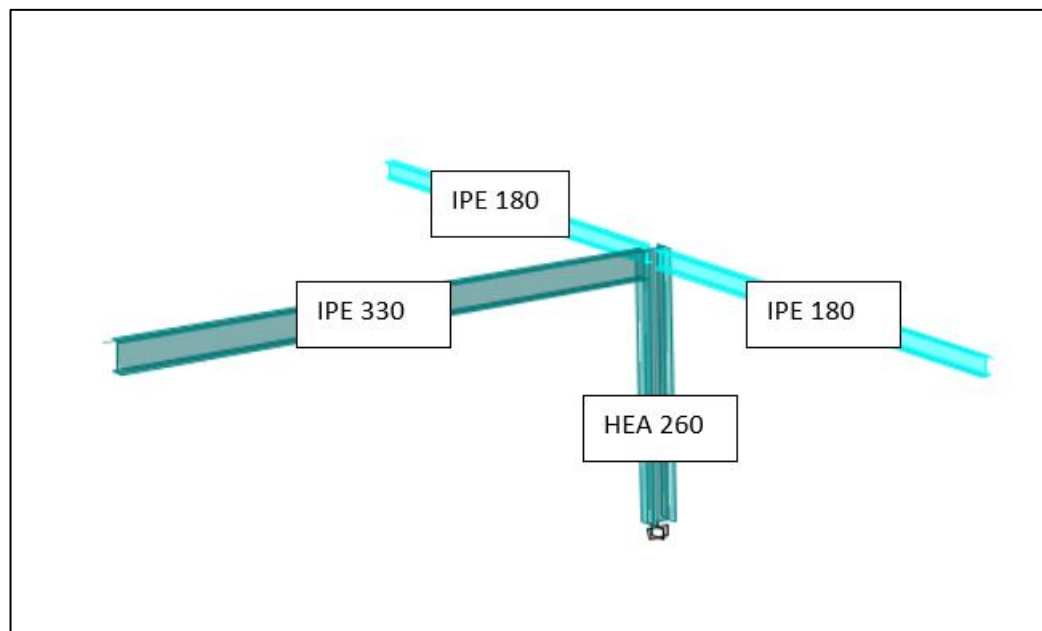


Figure VI. 2: Vue 3D du poteau considéré.

Tableau VI. 1: Caractéristiques de profilé HEA260

Profil	A (cm ²)	z (cm ⁴)	I _y (cm ⁴)	W _{pl,z} (cm ³)	W _{el,z} (cm ³)	W _{pl,y} (cm ³)	W _{el,y} (cm ³)	i _z (cm)	i _y (cm)
HEB260	68.2	3663	10450	430.2	282.1	919.8	836.4	6.50	10.97

Suivant l'axe y-y :

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93.91\varepsilon} \rightarrow \frac{L_{fy}/i_y}{93,9 \times \varepsilon} ; \left(f_y = 235 \text{ MPA}, \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1 \right)$$

Pour un mode d'instabilité a nœuds fixe on a :

$$- \frac{L_f}{L_0} = 0.5 + 0.14(\eta_1 + \eta_2) - 0.055(\eta_1 \cdot \eta_2)^2$$

Avec :

- $\eta_1 = \frac{K_C + K_{C1}}{K_C + K_{C1} + K_{P11} + K_{P12}}$
- $\eta_2 = \frac{K_C + K_{C2}}{K_C + K_{C2} + K_{P21} + K_{P22}} \rightarrow \eta_2 = 0$ Car le poteau est encastré à la base.
- K_{C1} Et K_{C2} la rigidité des poteaux adjacents
- K_{Pij} La rigidité des poutres associées au nœud considéré

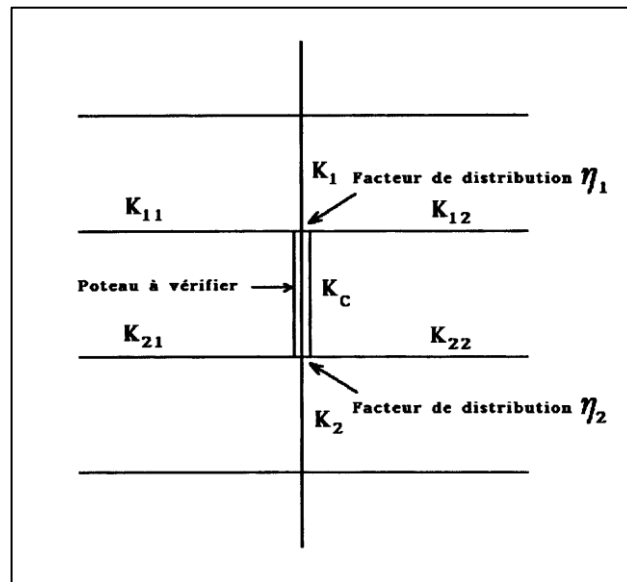


Figure VI. 3: Facteurs de distribution pour poteaux continus (CCM99).

Donc :

$$K_C = \frac{I_y}{h} = \frac{10450 \times 10^4}{2.9 \times 10^3} = 36034.482 \text{ mm}^3$$

$$K_{P12} = K_{P11} = \frac{I_{y(IPE180)}}{L_{(IPE180)}} = \frac{1317 \times 10^4}{5,9 \times 10^3} = 2232.203 \text{ mm}^3$$

$$\begin{cases} \eta_1 = 0.88 \\ \eta_2 = 0 \end{cases} \rightarrow L_{fz} = 1.81 \text{ m}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{1.81 \times 10^3 / 10.97 \times 10^{-2}}{93.91 \times 1} \rightarrow \bar{\lambda}_y = 0.17 < 0.2 \text{ il n'existe pas de risque de flambement.}$$

Suivant l'axe z-z :

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93.91 \varepsilon} \rightarrow \frac{L_{fz} / l_z}{93.9 \times \varepsilon} ; \left(f_y = 235 \text{ MPA}, \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1 \right)$$

$$K_C = \frac{I_z}{h} = \frac{3668 \times 10^4}{2.9 \times 10^3} = 12648.278 \text{ mm}^3$$

$$K_{P11} = \frac{I_y(IPE330)}{L(IPE330)} = \frac{11770 \times 10^4}{5.9 \times 10^3} = 19949.152 \text{ mm}^3$$

$$\begin{cases} \eta_1 = 0.38 \\ \eta_2 = 0 \end{cases} \rightarrow L_{fy} = 1.6 \text{ m}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{1.75 \times 10^3 / 6.5 \times 10^{-2}}{93.91 \times 1} \rightarrow \bar{\lambda}_z = 0.26 > 0.2 \text{ il existe un risque de flambement}$$

$$\phi_z = 0.5(1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2) \rightarrow \phi_z = 0.55$$

$$\chi_z = 0.96$$

Suivant l'axe y-y :

$$\beta_{M,y} = 1.8 - 0.7\Psi \dots\dots\dots \text{(Figure 55.4 CCM97)}$$

$$\text{Avec } \Psi = M_{\max} / M_{\min} = -1.85 / -5.049 = 0.66$$

$$M_Q = M_{\max} \rightarrow M_Q = -5.049 \text{ KN.m (Obtenu du logiciel Etabs)}$$

$$\beta_{M,y} = 1.54$$

$$\mu_y = 0.17 \times ((2 \times 1.54 - 4) + \left(\frac{919.8 - 836.4}{836.4} \right)) = -0.06 < 0,9$$

$$K_y = 1 - \frac{-0.06 \times 1108.3348 \times 10^3}{1 \times 68.2 \times 10^2 \times 235} = 1.036 < 1,5$$

Suivant l'axe z-z:

$$\beta_{M,y} = 1.8 - 0.7\Psi \dots\dots\dots \text{(Figure 55.4 CCM97)}$$

$$\beta_{M,z} = 1.76$$

$$\mu_z = 0.26 \times (2 \times 1.76 - 4) + \left(\frac{430.2 - 282.1}{282.1} \right) = 0.39 < 0,9$$

$$K_z = 1 - \frac{0.39 \times 1108.3348 \times 10^3}{0.98 \times 68.2 \times 10^2 \times 235} = 0.95 < 1,5$$

Tableau VI. 2: Récapitulatif des paramètres pour la formule de vérification

Paramètre	Valeur
Nsd (N)	1221110
Mzsd (N.mm)	13650000
Mysd (N.mm)	1850000
fy (Mpa)	235
A (mm ²)	6820
Wply (mm ³)	919800
Wplz (mm ³)	430200
X min	0,96
γ_{M1}	1,25

On aura :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_y \cdot M_{y,sd}}{W_{ply} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_z \cdot M_{z,sd}}{W_{plz} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} = 0,93 < 1 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

VI.3.2. Vérification vis-à-vis du déversement

Les éléments à section transversale pour lesquelles le déversement représente un mode potentiel de ruine doivent satisfaire à la condition suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_{LT} \times M_{ysd}}{\chi_{LT} \times W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_z \times M_{zsd}}{W_{plz} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

Où :

- $K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \leq 1$
- $\mu_{LT} = 0.15 \times \bar{\lambda}_z \times \beta_{MLT} - 0.15 \leq 0.90$
- β_{MLT} : est un facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.

Exemple de calcul

Selon le CCM97, le déversement dans les éléments comprimés et fléchis de classe 1,2 ou 3 est un mode de ruine potentiel lorsque $\overline{\lambda}_{LT} > 0.4$.

On doit d'abord vérifier que : $\overline{\lambda}_{LT} < 0.4$

Avec :

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_w}$$

Sachant que : $\lambda_{LT} = \frac{\frac{K \times L}{i_z}}{\sqrt{C_1 \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{\frac{K \times L}{i_z}}{\frac{h}{t_f}} \right]^2 \right]^{0.25}}}$; (formule simplifiée)

$$\lambda_{LT} = 37.8$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = 0.32 \leq 0.4 \rightarrow \text{il n'y a pas de risque de déversement.}$$

Ce poteau est stable vis-à-vis du déversement

Tableau VI. 3: Efforts internes des poteaux sous N_{max}

Sous N max		
1,35G+1,5Q		
N (kN)	MZ (kN.m)	My (kN.m)
-1221,11	-13.65	-1.85

Tableau VI. 4: Efforts internes des poteaux sous Mz_{max}

Sous Mz max		
G+Q+EY		
N (kN)	Mz (kN.m)	My (kN.m)
-212.29	-14.16	-2.27

Tableau VI. 5: Efforts internes des poteaux sous My_{max}

Sous Mz max		
G+Q+EX		
N (kN)	Mz (kN.m)	My (kN.m)
-229.91	-0.72	-57.95

Le cas 1,2 et 3 sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau VI. 6: Récapitulatif des vérifications à la flexion composée et au déversement

Flexion composée										
	$\bar{\lambda}_y$	$\bar{\lambda}_z$	Xy	Xz	μ_y	μ_z	Ky	Kz	Valeurs final	Condition <1
Cas 1	0,17	0,24	1	0,98	0,15	0,76	0,91	0,57	0,903	oui
Cas 2	0,177	0,26	1	0,97	0,031	0,46	0,99	0,95	0,24	oui
Cas 3	0,177	0,26	1	97	0,029	0,73	0,99	0,91	0,48	oui
Deversement ; pas de risque de deversement										

VI.4. Vérification des traverses

Les traverses travaillent en flexion composée.

Les calculs seront faits sur une traverse de longueur L=11,93m.

D'après le logiciel ETABS, la combinaison de charge la plus défavorable est :

G+Q+EX

Les Sollicitations :

$$M_{sd} = -84.11 \text{ kN.m}$$

$$V_{sd} = 23.55 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 81.02 \text{ kN}$$

Les longueurs de flambement :

$$L = 11.93 \text{ m}$$

$$L_y = 11.93 \text{ m}$$

$$L_z = 5.905 \text{ m (maintien latéral des pannes reliées aux poutres au vent)}$$

Les élancements réduits :

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93.91\varepsilon} \rightarrow \frac{L_{fy}/i_y}{93.9 \times \varepsilon} ; \left(f_y = 235 \text{ MPA}, \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1 \right)$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93.91\varepsilon} \rightarrow \frac{L_{fz}/i_z}{93.9 \times \varepsilon} ; \left(f_y = 235 \text{ MPA}, \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1 \right)$$

$$\bar{\lambda}_y = 0.29$$

$$\bar{\lambda}_z = 1.6$$

Flexion composée avec risque de flambement :

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

$$h/b=2.22$$

Courbes y-y : courbe a

Courbe z-z : courbe b

$$\alpha_y=0.21$$

$$\alpha_z=0.34$$

$$\phi_y = 0.5(1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2) \rightarrow \phi_y = 0.55$$

$$\chi_y = 0.97$$

$$\phi_z = 0.5(1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2) \rightarrow \phi_z = 2.03$$

$$\chi_z = 0.3$$

$$\beta_{M,y} = 1.8 - 0.7\Psi$$

$$\text{Avec } \Psi = M_{max} / M_{min} = 36.75 / -84.11 = -0.43$$

$$M_Q = M_{max} \rightarrow M_Q = 84.11 \text{ KN.m (Obtenu du logiciel Etabs)}$$

$$\beta_{M,y} = \frac{M_Q}{\Delta M} \times (\beta_{MQ})$$

$$M_Q = M_{max} \rightarrow M_Q = 11.21 \text{ KN.m (Obtenu du logiciel Etabs)}$$

$$\beta_{MQ} = 1.3 [7]$$

$$\beta_{M,y} = 1.54$$

$$\mu_y = -0.144 < 0.9$$

$$K_y = 1.006 < 1,5$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_y \cdot M_{y,sd}}{W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} = 0.45 \leq 1$$

Flexion composée avec risque de flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_{LT} \times M_{ysd}}{\chi_{LT} \times W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

On doit d'abord vérifier que : $\bar{\lambda}_{LT} < 0.4$

Avec :

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_w}$$

Sachant que : $\lambda_{LT} = \frac{\frac{K \times L}{i_z}}{\sqrt{C_1 \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{\frac{K \times L}{i_z}}{\frac{h}{t_f}} \right]^2 \right]^{0.25}}}$; formule simplifiée [6]

$$C_1 = 1.88 - 1.40\psi + 0.52\psi^2 \leq 2.7$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b}$$

avec $M_a < M_b$ Moments aux extrémités du tronçon.

$$-1.0 \leq \psi \leq 1.0$$

$$C_1 = 2.58$$

$$\lambda_{LT} = 37.8$$

$$\beta_{M,y} = 1.8 - 0.7\Psi$$

$$\text{Avec } \Psi = M_{\max} / M_{\min} = 36.75 / -84.11 = -0.43$$

$$\beta_{M,Lt} = 2.1$$

$$\Phi_{Lt} = 0.5(1 + 0.21(\lambda_{Lt}^* - 0.2) + \lambda_{Lt}^2) = 1.41$$

$$\chi_{Lt} = 1 / \Phi_{Lt} + (\Phi_{Lt}^2 - \lambda_{Lt}^{*2})^{0.5} = 0.48$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_{LT} \times M_{ysd}}{\chi_{LT} \times W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} = 0.75 \leq 1$$

VI.4.1. Vérification des poutres principales

Les calculs seront faits sur une poutre principale du 2^{me} niveau de profilé IPE600 et de longueur L=11,8m.

D'après le logiciel ETABS, la combinaison de charge la plus défavorable est

$$1.35G + 1.5Q$$

Les Sollicitations :

$$M_{sd} = 652.98 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd} = 320.03 \text{ KN}$$

Vérification du moment fléchissant

$$M_{sd} \leq M_{plrd}$$

$$M_{plrd} = \frac{w_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \rightarrow M_{plrd} = \frac{3512 \times 10^3 \times 235}{1.1} \times 10^{-6}$$

$$M_{plrd} = 750.3 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 652.98 \text{ KN.m} < M_{plrd} = 750.3 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification au déversement

$$M_{sd} \leq M_{bRd} = \frac{\chi_{LT} \times \beta_w \times w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

Le déversement est pris en considération que si $\bar{\lambda}_{LT} \geq 0.4$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \cdot \sqrt{\beta_w}$$

Section transversale de classe 1,2 $\rightarrow \beta_w = 1$

$$\lambda_1 = 93.91\varepsilon ; \text{ avec } \varepsilon = 1 \rightarrow \lambda_1 = 93.91$$

Puisque les poutres sont encastées des deux extrémités, les facteurs de longueur effective K et k_w sont pris égale à 0.5, et donc la formule λ_{LT} est de la forme :

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

D'après le tableau B.1.1 du CCM97, on prend pour $K=0.5$ un coefficient $C_1 = 3.093$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{75.8}{93.91} \rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = 0.57 < 0.4 \text{ il y a risque de déversement.}$$

$$\phi_{LT} = 0.5(1 + \alpha(\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2) \rightarrow \phi_{LT} = 0.7$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^{-2}}} = 0.91$$

On aura :

$$M_{brd} = \chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot \frac{w_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{m1}} \geq M_{sd}$$

$$M_{brd} = 0.865 \times 1 \frac{3512 \times 10^3 \times 235}{1.1} \rightarrow M_{brd} = 682.76 \text{ KN.m}$$

$$M_{brd} = 682.76 \text{ KN.m} > M_{sd} = 652.98 \text{ KN.m} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

VI.4.2. Vérification au voilement de l'âme par cisaillement

La résistance au voilement par cisaillement doit être vérifiée pour les âmes non raidies ayant un rapport $\frac{d}{t_w} > 69\varepsilon$, et pour les âmes raidies lorsque ce rapport est supérieur à $30\varepsilon\sqrt{K_\tau}$. [6]

Avec :

- d : la distance entre nus inférieur des semelles ;

$$- \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

On a :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{562}{12} = 46.833 < 69 \times 1 = 69, \text{ alors on est dans le cas d'âme non raidie.}$$

La vérification peut être faite en appliquant la méthode post critique simple mentionner dans **CCM97**.

$$V_{bard} = \frac{d \cdot t_w \cdot \tau_{ba}}{\gamma_m 1}$$

τ_{ba} : est la résistance post critique au cisaillement.

$$\text{On a: } \bar{\lambda}_w = \frac{\frac{d}{t_w}}{37.4\varepsilon\sqrt{K_\tau}} \rightarrow \frac{\frac{562}{12}}{37.4 \times 1 \times \sqrt{5.34}}$$

$$\bar{\lambda}_w = 0.541 < 0.8, \text{ alors } \tau_{ba} = \frac{f_{yw}}{\sqrt{3}} = \frac{235}{\sqrt{3}} \rightarrow \tau_{ba} = 135.67 \text{ MPA}$$

Avec : K_τ : est le coefficient de voilement par cisaillement

$K_\tau = 5.34$ Pour les âmes avec raidisseurs transversaux aux droits des appuis mais sans aucun raidisseur transversal intermédiaire.

On aura alors :

$$V_{ba,rd} = \frac{562 \times 10^3 - 3 \times 12 \times 10^3 - 3 \times 135.67 \times 10^3}{1.1} \rightarrow V_{ba,rd} = 126.70 \text{ KN}$$

$V_{sd} = 298.99 \text{ KN} < V_{ba,rd} = 831,78 \text{ KN} \dots\dots \text{Pas de voilement par cisaillement des âmes.}$

VI.5. Vérification des contreventements

VI.5.1. Généralités

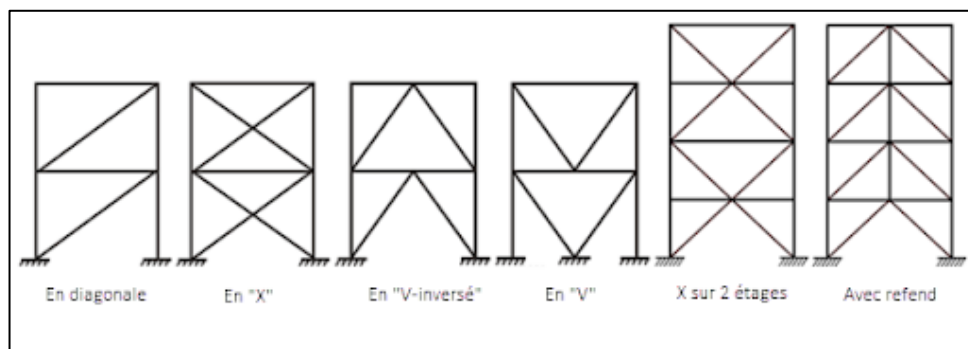
Les contreventements ont une fonction commune de stabilisation de l'ossature. Ce concept général nous permet de distinguer trois principales caractéristiques interdépendantes :

- Transmettre les efforts horizontaux.
- Limiter la déformation.
- Contribue à augmenter la stabilité de la structure et de ses éléments différents types de systèmes de contreventement sont disponible pour donner la rigidité dont la structure a besoin.

- triangulation (renfort en treillis :

Croix de St Andre, K, V, N...) Forces transmises via les forces axiales dans les barres. Le risque de flambement des barres travaillant sous compression ou par remplissage doit être pris en compte.

- Renforcement nodal ; Les efforts sont principalement transmis par la flexion des traverses et des poteaux.



Figures VI. 4: Types de systèmes de contreventement.

VI.5.2 Conception du système de contreventement

Le système de contreventement doit déjà être conçu au stade de la conception préliminaire, avant le calcul et la vérification.

Le poids des contreventements est généralement négligeable par rapport au poids des principaux éléments porteurs de la structure.

Le choix de la conception du système de contreventement est généralement déterminé par l'architecture de la structure (ouvertures, portes, couloirs, vitrages, etc.).

Dans notre cas :

On a ;

UPN260 suivant X

UPN220 suivant Y

Suivant Y :

Les contreventements sont des double UPN120 de longueur $L = 6.57m$

Pour les contreventements en X les assemblages sont réalisés au milieu donc le calcul sera fait avec la prise en compte de $\frac{L}{2} = 3.285m$.

D'après le logiciel ETABS, la combinaison de charge la plus défavorable est $G + Q + 1.25Ey$

Avec $N_{sd} = 502.31 KN$

Vérification à la traction

$$N_{sd} \leq N_{t,rd} = \min[N_{plrd}; N_{urd}]$$

Avec :

N_{plrd} : résistance plastique de la section brute

N_{urd} : résistance ultime de la section nette

Tableau VI.5.1 : Caractéristiques géométriques du profilé UPN120

Profilé	$A(cm^2)$	$tw(mm)$
2*UPN120	17	7

$$N_{plrd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \rightarrow N_{plrd} = \frac{17 \times 10^{-4} \times 235}{1.1} \times 10^3 \rightarrow N_{plrd} = 363.18 KN$$

$$N_{urd} = 0.9 \times \frac{A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{m2}}$$

Avec : $A_{net} = A - (d \times t)$

d Est le diamètre des boulons, supposons un M20

t : épaisseur du profilé

$$F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n}$$

$$F_{v,rd} = 0,5 f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{Mb}$$

$$n \geq \frac{V_{sd} \times \gamma_{Mb}}{0,5 \times A_s \times f_{ub}}$$

$$n \geq 2.56$$

On prend $n=3$ (boulons) **HR**.

$$A_{net} = 1700 - 3(20 \times 7) \rightarrow A_{net} = 1280 \text{ mm}^2$$

$$N_{urd} = 0.9 \times \frac{1280 \times 360}{1.25} \rightarrow N_{urd} = 331.77 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } N_{t,rd} = \min[363.18; 331.77] \rightarrow N_{t,rd} = 331.17 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = \frac{502.3116}{2} = 251.155 \text{ KN} < N_{t,rd} = 337.17 \text{ KN} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Suivant X :

Contreventement en V inversé, ce type de contreventement doit être vérifié à la traction et à la compression.

Les contreventements sont des double UPN200 de longueur $L = 3.63 \text{ m}$

D'après le logiciel ETABS, la combinaison de charge la plus défavorable est $G + Q + 1.25Ex$

Vérification a la traction

$$N_{sd} = 305.81 \text{ KN}$$

$$N_{sd} \leq N_{t,rd} = \min[N_{plrd}; N_{urd}]$$

Avec :

N_{plrd} : résistance plastique de la section brute

N_{urd} : résistance ultime de la section nette

Tableau VI. 7: Caractéristiques géométriques du profilé UPN200

Profilé	$A(\text{cm}^2)$	$tw(\text{mm})$	$I_y(\text{cm}^4)$	$I_z(\text{cm}^4)$	$W_{ply}(\text{cm}^3)$	$W_{plz}(\text{cm}^3)$	$i_y(\text{mm})$	$i_z(\text{mm})$
UPN200	32.2	8.5	1910	148	228	51.8	77	21.4

$$N_{plrd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \rightarrow N_{plrd} = \frac{32.2 \times 10^{-4} \times 235}{1.1} \times 10^3 \rightarrow N_{plrd} = 687.9 \text{ KN}$$

$$N_{urd} = 0.9 \times \frac{A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{m2}}$$

$$\text{Avec : } A_{net} = A - (d \times t)$$

d Est le diamètre des boulons, supposons un M20

t : épaisseur du profilé

$$F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n}$$

$$F_{v,rd} = 0,5 f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{Mb}$$

$$n \geq \frac{V_{sd} \times \gamma_{Mb}}{0,5 \times A_s \times f_{ub}}$$

$$n \geq 1.56$$

On prend $n=2$ (boulons) **HR**.

$$A_{net} = 3220 - 2(20 \times 8.5) \rightarrow A_{net} = 2880 \text{ mm}^2$$

$$N_{urd} = 0.9 \times \frac{2880 \times 360}{1.25} \rightarrow N_{urd} = 746.49 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } N_{t,rd} = \min[687.9; 746.49] \rightarrow N_{t,rd} = 687.9 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = \frac{305.81}{2} = 152.9 \text{ KN} < N_{t,rd} = 687.9 \text{ KN} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification à la compression

$$N_{sd} = -337.19 \text{ KN}$$

$$L_{fy} = 1 \times h = 3.63$$

$$L_{fz} = 1 \times h = 3.63$$

$$\lambda_y = Lf_y/i_y = 47.14$$

$$\lambda_z = Lf_z/i_z = 169.62$$

$$\bar{\lambda}_y = \lambda_y/\lambda_1 = 0.5 > 0.4 \text{ flambement suivant } Y - Y$$

$$\bar{\lambda}_z = \lambda_z/\lambda_1 = 1.82 > 0.4 \text{ flambement suivant } Z - Z$$

$$\Phi_y = 0,5(1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2) = 0.66$$

$$X_y = 1/\Phi_y + (\Phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2)^{0,5} = 0.92$$

$$N_{brd\ z} = 697.89 > N_{sd}/2 = 168.98 \text{ C.V}$$

$$\Phi_z = 0,5(1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2) = 2.43$$

$$X_z = 1/\Phi_z + (\Phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2)^{0,5} = 0.24$$

$$N_{brd\ z} = 186.75 > N_{sd}/2 = 168.98 \text{ C.V}$$

VI.5.3. Contreventement de la toiture

Les contreventements sont des L60x50x8 de longueur $L = 6.57m$

D'après le logiciel ETABS, la combinaison de charge la plus défavorable est $G + Q + 1.25Ey$

Avec $N_{sd} = 40.55 \text{ KN}$

Vérification a la traction

$$N_{sd} \leq N_{t,rd} = \min[N_{plrd}; N_{urd}]$$

Avec :

N_{plrd} : résistance plastique de la section brute

N_{urd} : résistance ultime de la section nette

Tableau VI. 8: Caractéristiques géométriques du profilé L60x50x8

Profilé	$A(\text{cm}^2)$	$tw(\text{mm})$
L60x50x8	3.89	4

$$N_{plrd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \rightarrow N_{plrd} = \frac{3.89 \times 10^{-4} \times 235}{1.1} \times 10^3 \rightarrow N_{plrd} = 83.1 \text{ KN}$$

$$N_{urd} = 0.9 \times \frac{A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{m2}}$$

Avec : $A_{net} = A - (d \times t)$

d Est le diamètre des boulons, supposons un M12

t : épaisseur du profilé

$$F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n}$$

$$F_{v,rd} = 0,5 f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{Mb}$$

$$n \geq \frac{V_{sd} \times \gamma_{Mb}}{0,5 \times A_s \times f_{ub}}$$

$$n \geq 1.2$$

On prend $n=2$ (boulons) **HR**.

$$\rightarrow A_{net} = 389 - 2(12 \times 4) \rightarrow A_{net} = 293 \text{ mm}^2$$

$$\rightarrow N_{urd} = 0.9 \times \frac{293 \times 360}{1.25} \rightarrow N_{urd} = 84.38 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } N_{t,rd} = \min[83.1; 84.38] \rightarrow N_{t,rd} = 83.1 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 40.55 \text{ KN} < N_{t,rd} = 83.1 \text{ KN} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

VI.6. Conclusions

La vérification manuelle conserve certains avantages. Elle permet aux ingénieurs de développer une compréhension approfondie de la structure et de ses composants, en favorisant une analyse détaillée et une prise de décision basée sur l'expérience et l'expertise. Elle peut également être utilisée comme une vérification indépendante pour valider les résultats obtenus par les logiciels de calcul.

Néanmoins, il est important de reconnaître que la vérification manuelle a ses limites. Elle peut être sujette à des erreurs humaines, en particulier lorsqu'il s'agit de calculs complexes ou de structures présentant des configurations inhabituelles. De plus, elle peut être plus lente et nécessiter davantage de ressources en termes de temps et de main-d'œuvre.

Chapitre VII : Calcul des assemblages

VII.1. Introduction

Un assemblage est un dispositif qui permet d'assembler et de connecter plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition de différentes tensions (N_{sd} , M_{sd} et V_{sd}) entre les pièces sans introduire de contraintes parasites, notamment de torsion.

Une structure métallique est constituée d'une série d'éléments barres (colonnes et poutres) qui sont assemblés pour former une charpente. L'assemblage joue donc un rôle très important dans cette conception.

Il y a lieu de distinguer, parmi les assemblages :

- Assemblages articulés ; qui transmettent uniquement les efforts normaux et les efforts tranchants
- Assemblages rigides (encasté) ; qui transmettent en outre les divers moments

Certaines zones de l'assemblage sont plus délicates que la zone générale de la pièce en raison de la réduction de section due aux perçages et de la nature de l'acier fragilisé par l'échauffement lors du soudage. Pour cette raison, une attention particulière doit être apportée lors de la conception et du calcul des assemblages afin d'éviter le risque de rupture brutale.

Les principaux modes d'assemblages sont :

- Le rivetage
- Le boulonnage
- Le soudage
- Le collage

VII.2. Classification des assemblages

Les caractéristiques mécaniques de tous les assemblages doivent garantir la validité des hypothèses adoptées pour l'analyse de la structure et la vérification de ses éléments.

Les assemblages peuvent être classés en fonction de :

- Leur rigidité
 - o Les assemblages de type articulé
 - o Les assemblages de type rigide
 - o Les assemblages semi-rigides

- Leur résistance :
 - **Assemblages de type articulé** : doit transmettre les sollicitations sans développer des moments importants, les rotations dans cet assemblage doit être suffisante pour permettre la formation de toutes les rotules plastiques dans la structure sous les charges de calcul.
 - **Assemblages à résistance complète** : lorsque la capacité de rotation d'un assemblage a résistance complète ne doit pas être inférieure à celle de l'élément assemblé.
 - **Assemblage a résistance partielle** : la capacité de rotation d'un assemblage a résistance partielle au droit duquel se forme une rotule plastique ne doit pas être inférieure à celle nécessaire pour permettre le développement de toutes les rotules plastiques formées sous les charges de calcul.

Les assemblages les plus couramment utilisés en pratique présentent une certaine déformabilité qui peut être caractérisée par un diagramme moment-rotation.

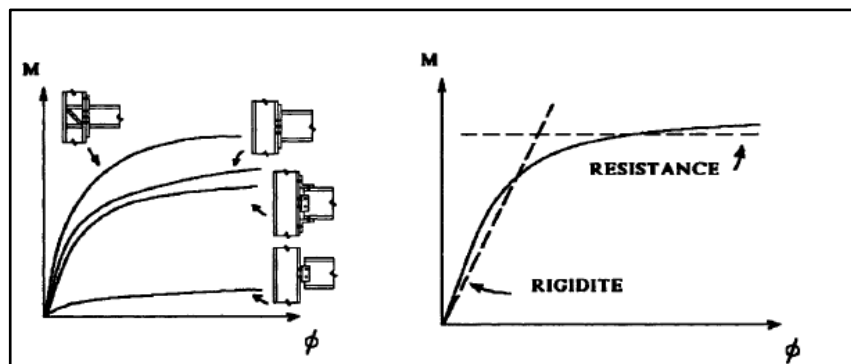


Figure VII. 1: Les relations moment-rotation pour quatre type connus de liaison (CCM97).

VII.3. Choix du type d'assemblage

Le choix d'assemblage est fait en fonction du :

- Critère structurel : résistance, comportement ;
- Critère de fabrication : faisabilité ;
- Critère propre au montage sur site : possibilité de réglages, faisabilité sur site ;
- Critère économique.

Dans ce chapitre, 7 types d'assemblage sont traités :

- Assemblage poteau-poutre

- Assemblage poutre-solive
- Assemblage poteau-poteau
- Assemblage pied de poteau
- Assemblage pied de poteau -contreventement
- Assemblage poteau-poutre contreventement
- Assemblage poteau-poutre contreventement nœud central

Il existe plusieurs méthodes de calcul des assemblages, pour notre cas, nous avons utilisé nos connaissances acquises en 4^{ème} année ainsi que l'eurocode-1-8

VII.4. Assemblage poteau-poutre P1

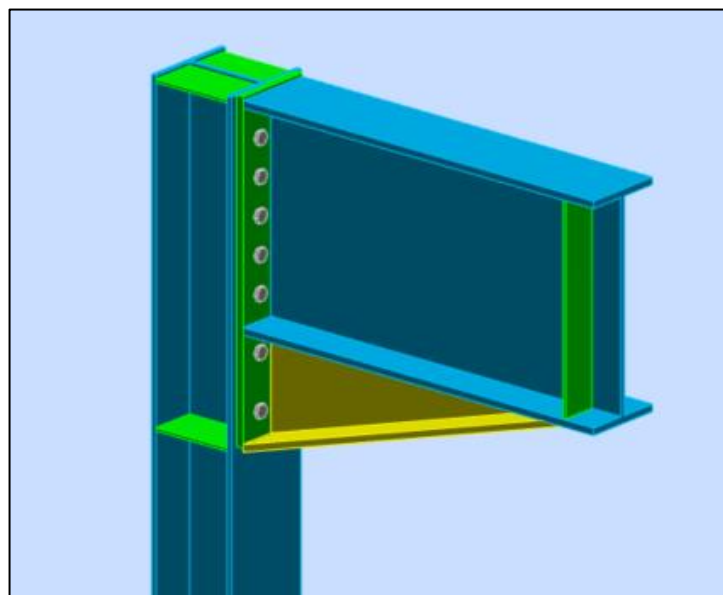


Figure VII. 2: Vue d’assemblage poteau – poutre.

On doit fixer la poutre à l’aide des boulons qui lient la plaque en platine et le poteau, la poutre doit être soudée sur la plaque. On a une poutre IPE600 et un poteau HEA260 leur caractéristique se résume dont le tableau suivant :

Tableau VII. 1: Caractéristiques géométriques des profilés

Profilé	$h(mm)$	$b(mm)$	$t_f(mm)$	$t_w(mm)$	$A(mm^2)$	L (m)	ep soudure (mm)
POTEAU HEA 260	250	260	12.5	7.5	8682	4	8
POUTRE IPE 600	600	220	19	12	15600	11.8	8
JARRET PRS	300	220	19	12	//////////	1	8

Tableau VII. 2: Caractéristiques géométriques des raidisseurs d'âme

RENFORT (AME)	ep (mm)	$inclinaison$ (degrees)	ep soudure (mm)
RAIDISSEUR (âme poteau)	8	0	6
RAIDISSEUR (âme poteau)	8	0	6
RAIDISSEUR (âme poutre)	8	0	6

- Efforts sollicitant (G+Q+1.5EY
- Moment fléchissant : $M_{sd} = 347.2$ kN.m
- Effort tranchant : $V_{sd} = -253.1$ kN
- Calcul de la soudure poutre IPE600 avec platine
- On a utilisé la nuance d'acier S235 on aura:

$$\begin{cases} \beta_w = 0.80 \\ \gamma_{Mw} = 1.25 \\ f_{us} = 360 \end{cases}$$

Donc l'épaisseur du cordon sur la semelle :

$$a_f \geq t_f \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \times \frac{\beta_w \times \gamma_{Mw}}{f_{us} \times \sqrt{2}}$$

$$a_f \geq 19 \times \frac{235}{1.1} \times \frac{0.8 \times 1.25}{360 \times \sqrt{2}} = 7.97 \text{ mm}$$

Et l'épaisseur du cordon sur l'ame :

$$a_w \geq t_w \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \times \frac{\beta_w \times \gamma_{Mw}}{f_{us} \times \sqrt{2}}$$

$$a_w \geq 12 \times \frac{235}{1.1} \times \frac{0.80 \times 1.25}{360 \times \sqrt{2}} = 5.03 \text{ mm}$$

Donc pour avoir un cordon de soudure uniforme sur tout le profilée on prend $a=8$ mm

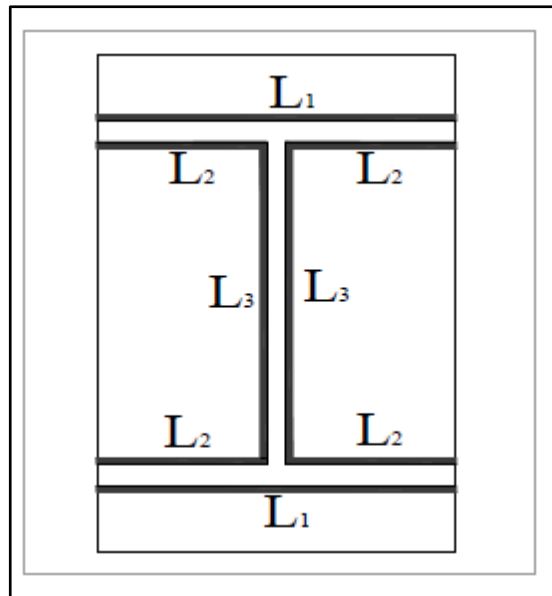


Figure VII. 3: Assemblage soudé -platine.

On a :

$$L_1 = b_s = 220 \text{ mm}$$

$$A_s = \sum l_i a_i = (2l_1 + 4l_2 + 2l_3) a = 15840 \text{ mm}^2$$

$$L_2 = \frac{b_s - t_w}{2} = 104 \text{ mm}$$

$$I_{ys} = 2I_1 \times a \times d_1^2 + 4I_2 \times a \times d_2^2$$

$$L_3 = h - 2 = 315 \text{ mm}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} d_1 = \frac{H_{profilé}}{2} + \frac{a}{2} = \frac{600}{2} + \frac{8}{2} \Rightarrow d_1 = 304 \text{ mm.} \\ d_2 = \frac{H_{profilé}}{2} - t_f - \frac{a}{2} = \frac{600}{2} - 19 - \frac{8}{2} = 277 \text{ mm.} \end{array} \right.$$

$$I_{ys} = 3.318 * 10^{11} \text{ mm}^2$$

• Vérification de la soudure

- Moment fléchissant : $M_{sd} = 347.2 \text{ kN.m}$

- Effort tranchant : $V_{sd} = -253.1 \text{ kN}$

- Effet de N_{sd} et V_{sd}

$$\sqrt{2\left(\frac{N_{sd}}{\sum l_i \times a_i}\right)^2 + 3\left(\frac{V_{sd}}{2 l_3 \times a}\right)^2} \leq \frac{f_{us}}{\beta_w \times \gamma_{m2}}$$

48.75 Mpa < 360 Mpa **Condition vérifiée.**

- Effet de N_{sd} et M_{sd}

$$\sqrt{2\left[\frac{N_{sd}}{\sum l_i \times a_i} + \left(\frac{M_{sd}}{I_s} \times \frac{h}{2}\right)\right]^2} \leq \frac{f_{us}}{\beta_w \times \gamma_{m2}}$$

253.68 Mpa < 360 Mpa.**condition vérifiée**

- Vérification des boulons HR
- **Choix de diamètre du boulon**

Epaisseur de la platine : ép = 20 mm

$t \leq 10$ mm d = (12 ; 14) mm

$10 \leq t \leq 25$ mm d = (16 à 24) mm

$t \geq 25$ mm d = (24 ; 27 ; 30) mm

On à l'épaisseur de la platine $t = 20$ mm alors on prend $\varnothing = 22$ mm.

- **Détermination du nombre de boulons nécessaires**

Selon la condition de la résistance au cisaillement des boulons

$$F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n}$$

$$F_{v,rd} = k_s \cdot n \cdot \mu \cdot f_{pcd} / \gamma_{Ms}$$

$$f_{pcd} = 0.7 \cdot f_{ub,As}$$

$$n \geq 13.81$$

On prend $n = 14$ (boulons) **HR.**

- Disposition constructive

$$d_0 = \emptyset + 2 = 22 + 2 = 24 \text{ mm}$$

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \quad 18\text{mm} \leq e_1 \leq 228\text{mm}$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \Rightarrow 33\text{mm} \leq p_1 \leq 200\text{mm}$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \quad 22.5\text{mm} \leq e_2 \leq 228\text{mm}$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \quad 45\text{mm} \leq p_2 \leq 200\text{mm}$$

$$e_1 = 120\text{mm} \quad p_1 = 100\text{mm}. \quad e_2 = 120\text{mm} \quad p_2 = 100\text{mm}.$$

A partir de la condition de la résistance au cisaillement des boulons nous avons déterminé le nombre de boulons nécessaire, cependant nous devons augmenter ce dernier a fin de respecter les règles de dispositions constructives

On a ajouté aussi un jarret (renfort) IPE300 de longueur $L_{jarret} = \frac{L_{poutre}}{12} \approx 1 \text{ m}$

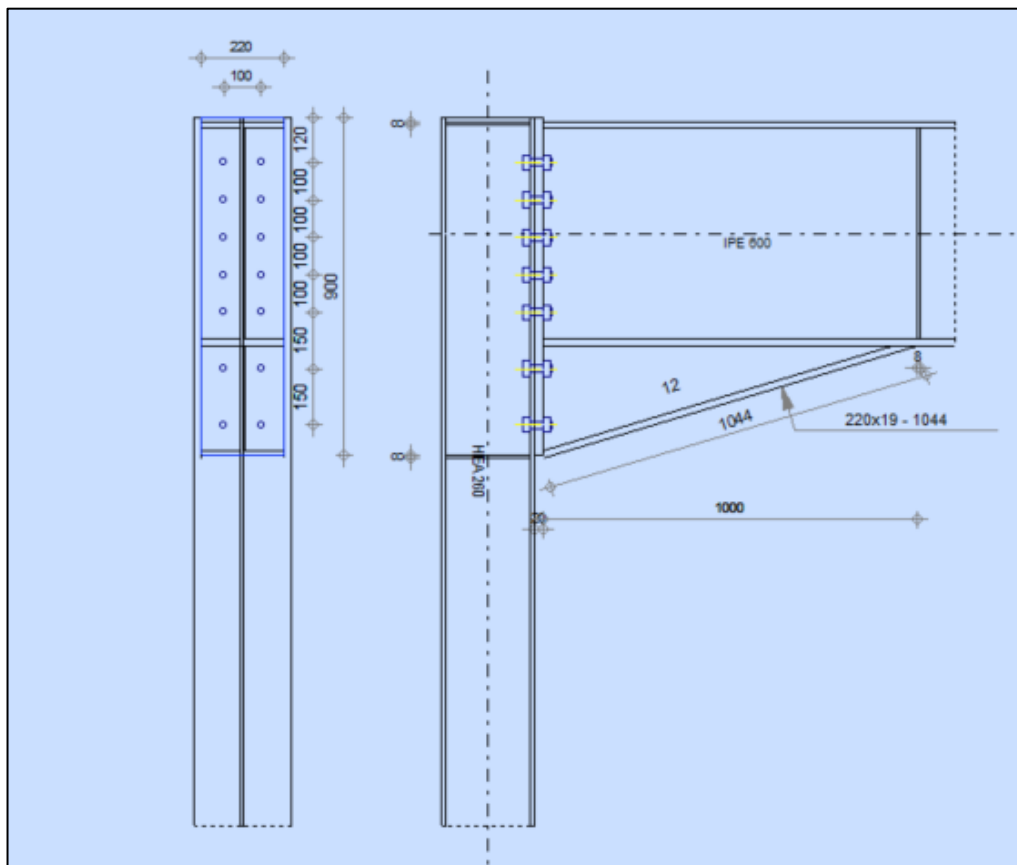


Figure VII. 4: Schéma distribution des boulons et des jarrets.

- Détermination des efforts dans les boulons

On a l'espace des éléments d'attache :

$$e_1 = 120\text{mm} \quad p_1 = 100\text{mm}.$$

$$e_2 = 120\text{mm} \quad p_2 = 100\text{mm}.$$

Donc d'après la figure si dessus :

$$d_1 = 829.5 \text{ mm}$$

$$d_2 = 729.5 \text{ mm}$$

$$d_3 = 629.5 \text{ mm}$$

$$d_4 = 529.5 \text{ mm}$$

$$d_5 = 429.5 \text{ mm.} \quad D_6 = 279.5 \text{ mm.} \quad D_7 = 129.5 \text{ mm.}$$

$$\sum d_i^2 = 2196527.75 \text{ mm}^2.$$

Afin éviter le décollement des pièces, il faut que l'effort de traction appliqué par boulonne soit inférieur à l'effort de précontrainte, soit :

$$F_{tsd} = F_{m1} \leq F_{p.cd}$$

$$F_{mi} = \frac{M_{sd} \times d_i}{n_f \times \sum d_i^2} \times 10^3$$

n_f : Nombre des files, $n_f = 2$.

$$F_{m1} = 99.14 \text{ KN}$$

$$F_{p.cd} = 0.7 \times f_{ub} \times A_s$$

$$A_s \geq \frac{F_{m1}}{0.7 f_{ub}} \rightarrow A_s \geq 177.046$$

$$\text{onc : } F_{p.cd} = 0.7 \times f_{ub} \times A_s = 0.7 \times 1 \times 177.046 = 109.9 \text{ kN}$$

Il faut vérifier que :

$$F_{m1} \leq n F_p$$

$$F_p = 0.7 \times f_{ub} \times A_s$$

- F_p : L'effort de précontrainte autorisé dans les boulons
- f_{ub} : La contrainte de rupture du boulon, vaut 800 MPa pour les boulons HR8.8.
- A_s : L'aire de la section du boulon

$$F_{m1} = 99.14 \text{ kN} \leq n F_p = 2 \times 109.9 = 219.8 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

La résistance de l'assemblage

$$F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$$

- L'effort tranchant par boulon

$$V_{sd} = 244.96 \text{ KN.}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{nb} = \frac{244.96}{14} = 17.49 \text{ KN.}$$

- La résistance au glissement $F_{v, rd}$

$$F_{v,rd} = \frac{k_s \times n \times \mu \times (F_p - 0.8F_{mi})}{\gamma_{ms}}$$

Avec :

- K_s Pour des trous avec tolérances nominales normales.
- μ Surfaces nettoyées par brassage métallique ou à la flamme avec enlèvement de la rouille.
- n Nombre d'interfaces de frottement.
- γ_{ms} Pour les résistances au glissement à L'ELU.
- F_p la résistance du boulon.
- $F_{p.cd} = 0.7 \times f_{ub} \times A_s = 80.5 \text{ kN}$

$$- F_{mi} = \frac{M_{sd} \times d_i}{n_f \times \sum d_i^2} \times 10^3$$

$$F_{v,rd} = \frac{1 \times 1 \times 0,3(32.48 - 0.8 \times 99.14)}{1.25} = 7.34 \text{ kN}$$

$$F_{v,sd} = 17.49 \text{ KN} \leq F_{v,rd} = 31.81 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

VII.5. Assemblage Poutre - Solive

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.

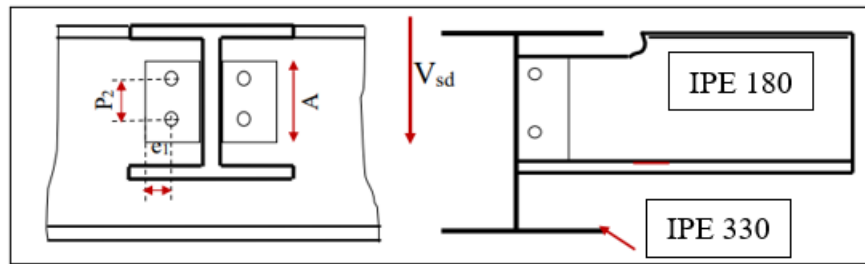


Figure VII. 5: Schéma d'assemblage solive-poutre.

L'assemblage est fait à d'une façon a relie l'extrémité de la solive en **IPE180** avec l'âme de la poutre en **HEA360** l'aide de deux cornières qui, avec une file verticale de deux boulons. Caractéristiques géométriques des profilés et données mécaniques sont recapituler dans ce qui suit :

Tableau VII. 3: Caractéristiques géométriques des profilés

Profilé	$h(mm)$	$b(mm)$	$t_f(mm)$	$t_w(mm)$	$A(mm^2)$
IPE 330	330	160	11.5	7.5	6261
IPE180	180	91	8	5.3	2395

- Efforts sollicitant
- Effort tranchant : $V_{sd} = 62.22$ kN
- Vérification des boulons
- Choix de diamètre du boulon

Cornière 100×100×8 mm

Epaisseur de la platine : $\epsilon_p = 8$ mm

$t < 10$ mm $d = (12 ; 14)$ mm.

$10 \leq t \leq 25$ mm $d = (16 ; 20 ; 24)$ mm.

$t \geq 25$ mm $d = (24 ; 27 ; 30)$ mm.

On à l'épaisseur de la platine $t = 8$ mm alors on prend $\emptyset = 12$ mm, classe 10.9.

- Le choix des boulons

On choisit 4 boulons de diamètre ($\emptyset 12$) de classe 10.9.

Donc $d_0 = d + 1 \text{ mm} = 13 \text{ mm}$.

- Distance entre axe des boulons

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \quad 15.6\text{mm} \leq e_1 \leq 150\text{mm}$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \Rightarrow 28.6\text{mm} \leq p_1 \leq 112\text{mm}$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \quad 19.5\text{mm} \leq e_2 \leq 150\text{mm}$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \quad 39\text{mm} \leq p_2 \leq 112\text{mm}$$

$$e_1 = 50\text{mm} \quad p_1 = 60\text{mm} \quad e_2 = 50\text{mm} \quad p_2 = 60\text{mm}$$

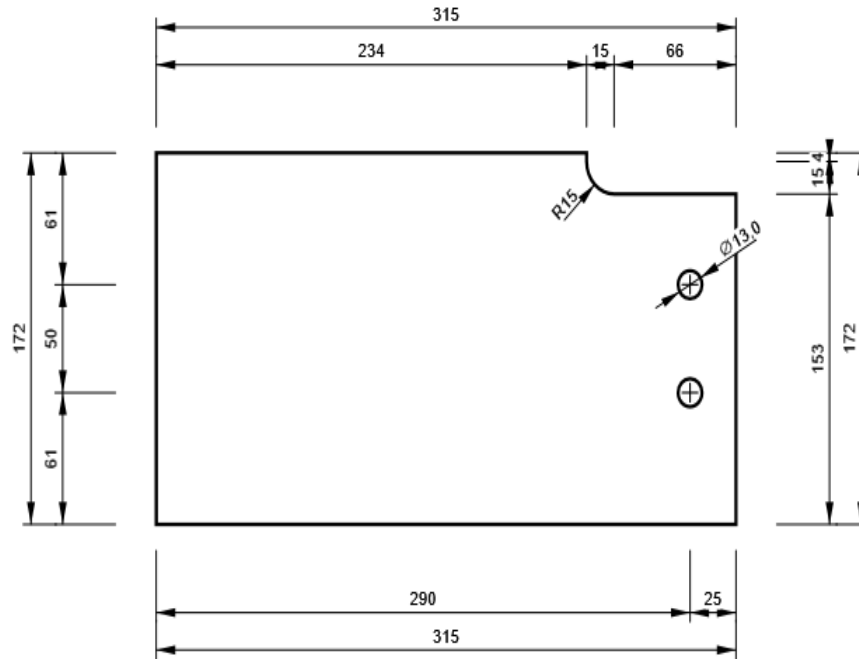


Figure VII. 6:détail d'exécution.

- Vérification de la résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement

$$V_{sd} \leq F_{v,rd}$$

$$F_{v,rd} \leq \frac{0,6f_{ub} \times A}{\gamma_{Mb}}$$

- Section résistante en traction : $A = 84 \text{ mm}^2$.

- Résistance des boulons à la traction : $\gamma_{Mb} = 1,25$.

$$F_{v,rd} \leq \frac{0,6 \times 1000 \times 84}{1,25} \times 10^{-3} = 40.320\text{KN}.$$

On a 2 boulons en double cisaillement donc :

$$F_{v,rd} = n \times F_{v,rd} = 2 \times 40.32 = 80.64 \text{ KN}.$$

$$V_{sd} = 62.22 \text{ KN} < F_{v,rd} = 80.64 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- Vérification de la pression diamétrale

$$F_{v,sd} \leq F_{b,rd}$$

Avec:

$$F_{b,rd} = \frac{2,5\alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{Mb}}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{2}$$

- $F_{b,rd}$: résistance de calcul à la pression diamétrale par boulon.- $F_{v,sd}$: Effort de cisaillement de calcul par boulon.- f_u : La résistance à la traction des cornières.

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3 \times d_0}, \frac{p_1}{3 \times d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right\}$$

Donc :

$$\alpha = \min (1.35 ; 1.28 ; 2.77; 1) = 1.$$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times 1 \times 360 \times 12 \times 8}{1,25} = 69.12 \text{ KN.}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{2} = 31.11 \text{ KN}$$

$F_{v,sd} = 31.11 \text{ KN} < F_{b,rd} = 69.12 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

I.5. Assemblage contreventement double UPN140

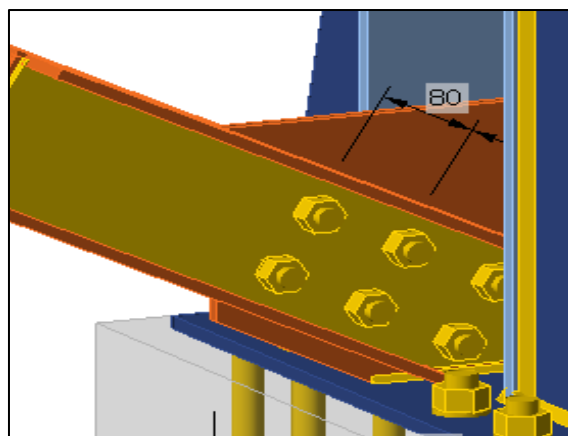


Figure VII. 7 : Vue de l'assemblage contreventement double UPN140.

Les caractéristiques des profilés sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau VII. 4: Caractéristique des profilés assemblés

Profilé	h (mm)	b (mm)	t _f (mm)	t _w (mm)	A(cm ²)
HEA260	250	260	12.5	7.5	86.82
2*UPN140	140	60	10	7	20.4

Données de calcul :

L'assemblage ci-dessous est sollicité par : Un effort tranchant ; $V_{sd} = 503.31\text{kN}$

$K_s = 1$; trous nominaux, $\gamma_{Ms} = 1.25$

L'assemblage est assuré par des boulons HR de diamètre 20 mm (M20) de classe 10.9

- Nombre des boulons nécessaire :

Pour calculer le nombre des boulons on a :

$$F_{V,Rd} \geq F_{v,Sd}$$

$$F_{v,Sd} = \frac{V}{n_b} \text{ et } F_{vrd} = \frac{A_s \times 0.6 \times F_{ub}}{\gamma_{Ms}}$$

_ n_b : nombre de boulon

On a deux plans de cisaillement, $n = 2$

$$F_{Vrd} = 2 \times \frac{245 \times 0,6 \times 1000}{1,25} = 235.2\text{kN}$$

$$F_{v,Sd} = \frac{V_{sd}}{n} \rightarrow n = \frac{502.31}{235.2} = 2.4$$

On opte pour 4 boulons de M20 de classe 10.9 et de section $A_s = 245\text{mm}^2$

- Disposition constructive :

La disposition des boulons dans une pièce est réglementée par l'Eurocode 3 est calculer comme suite :

Tableau VII. 5: Disposition constructive

La disposition	La méthode de calcul	Le calcule	Choix [mm]
e_1	$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150\text{mm})$	$26.4 \leq e_1 \leq 150$	60
P_1	$2.2d_0 \leq P_1 \leq \max(14t, 200\text{mm})$	$48.4 \leq P_1 \leq 200$	80
e_2	$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150\text{mm})$	$33 \leq e_2 \leq 180$	35
P_2	$3d_0 \leq P_2 \leq \max(14t, 200\text{mm})$	$66 \leq P_1 \leq 200$	60

Avec :

_ d_0 : diamètre de trou , $d_0 = d + 2 = 22\text{mm}$

_ t : épaisseur de la cornière , $t = 7\text{mm}$

Vérification de la pression diamétrale :

La vérification à la pression diamétrale tient compte des dimensions géométriques des pièces assemblées aux voisinages du boulon : $F_{b,Rd} \geq V_{Sd}$

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{mb}}$$

Avec : $\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) \min\left(\frac{60}{66}\right) = 0.91$

_ d = diamètre du boulon , $d = 20\text{mm}$

_ d_0 : diamètre de trou , $d_0 = 22\text{mm}$

_ t : épaisseur de la pièce , $t = 7\text{mm}$

_ e_1 : pince longitudinale , $e_1 = 60\text{mm}$

_ P_1 : entraxe des boulons , $P_1 = 80\text{mm}$

_ f_{ub} : résistance à la traction des boulons , $f_{ub} = 800\text{MPa}$

_ f_u : résistance à la traction de la pièce s235 , $f_u = 360\text{MPa}$

on trouve $\alpha = 0.91$

Donc :

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times 0.91 \times 360 \times 20 \times 7}{1.25} = 91.7\text{kN}$$

Il faut augmenter le nombre de boulon à 6

$$F_{v,Sd} = \frac{V_{Sd}}{n} = \frac{503.31}{6} = 83.9\text{kN}$$

$$F_{b,Rd} = 91.7 > V_{Sd} = 83.9 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

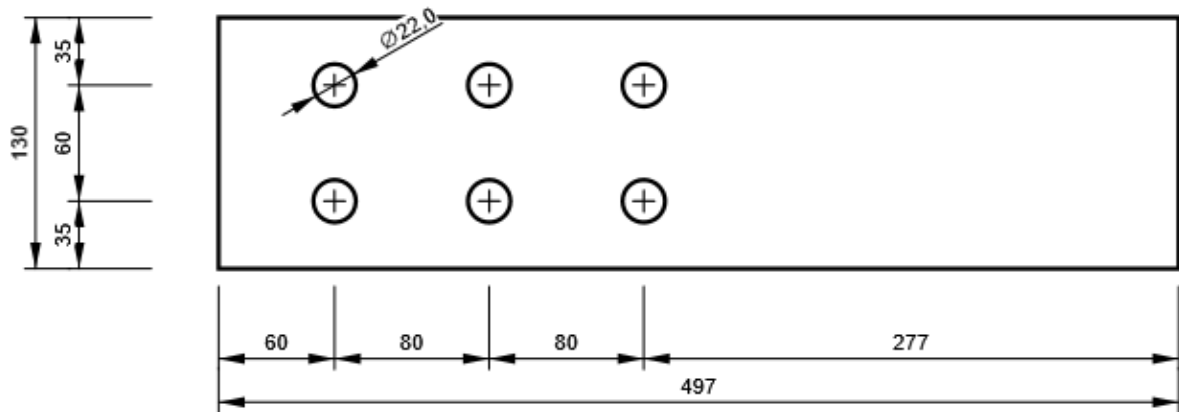


Figure VII. 8: Disposition des boulons.

Presentation AUTODESK ROBOT

Autodesk ROBOT, est un puissant outil d'analyse des structures largement utilisé par les ingénieurs du monde entier. Il offre une gamme complète de fonctionnalités permettant de modéliser, analyser et concevoir des assemblages avec une grande précision.

L'un des principaux avantages d'Autodesk ROBOT réside dans sa capacité à modéliser des assemblages complexes en utilisant la méthode des éléments finis.

Un autre aspect important d'Autodesk ROBOT est sa capacité à effectuer des analyses de stabilité et de flambement des assemblages. Ces analyses permettent d'évaluer la capacité d'un assemblage à résister aux charges latérales et à maintenir son intégrité structurelle. En utilisant des algorithmes avancés, le logiciel peut prédire le comportement de l'assemblage face à ces charges et fournir des recommandations pour améliorer sa stabilité.

VII.6. Assemblage poteau-traverse

Fait avec Autodesk Robot (détaille de la note de calcul en ANNEXE A)

Tableau VII. 6: Caractéristiques géométriques des profilés

Profilé	$h(mm)$	$b(mm)$	$t_f(mm)$	$t_w(mm)$	$A(mm^2)$	L (m)	ep soudure (mm)
POTEAU HEA 260	250	260	12.5	7.5	8682	3.06	////////
TRAVERSE IPE 400	400	180	13.5	8.6	8446	11.93	5
JARRET PRS	200	180	13.5	8.6	//////////	1	6

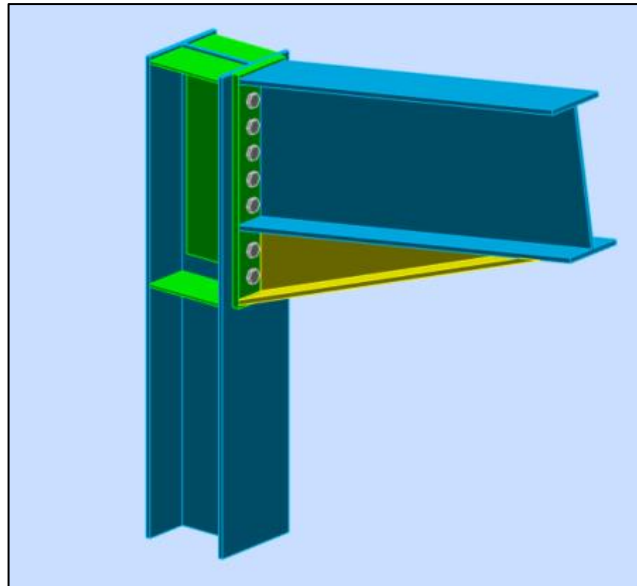


Figure VII. 9: Vue d'assemblage poteau – traverse.

- Efforts sollicitant
- Moment fléchissant : $M_{sd} = -213.53 \text{ kN.m}$
- Effort tranchant : $V_{sd} = -65.48 \text{ kN}$
- Effort normale : $N_{sd} = 95.3$

Tableau VII. 7: Nuance d'acier

Name	Material
4 - HEA260	S 235
3 - IPE400	S 235

Tableau VII. 8: Type et diamètre des boulons

Name	Bolt assembly	Diameter [mm]	f_u [MPa]	Gross area [mm ²]
M20	M20 8.8	20	800.0	245

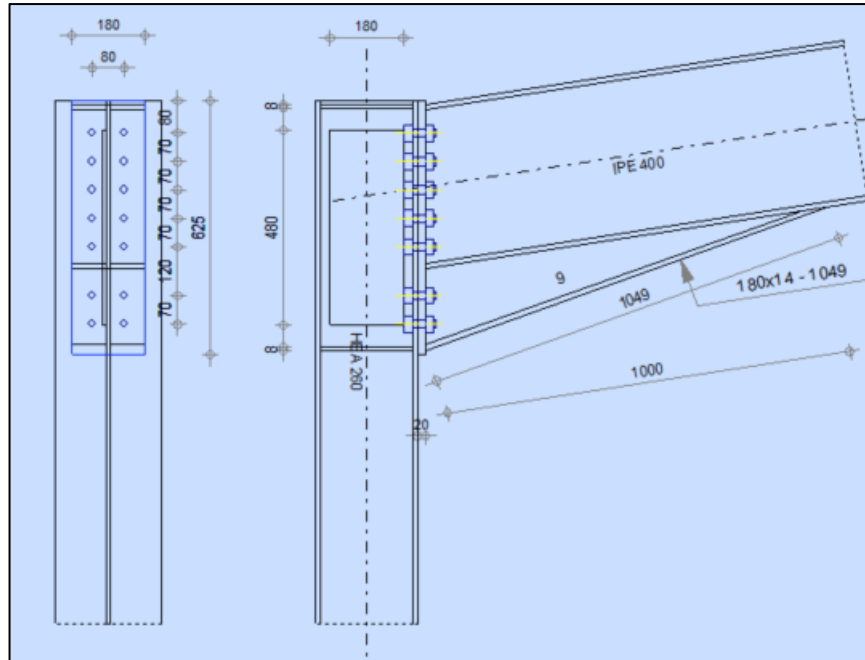


Figure VII. 10: disposition des boulons.

- Note de calcul Robot :

Resistance de la poutre

$$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0 \quad 0,08 < 1,00 \text{ vérifié}$$

Resistance du poteau

$$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0 \quad 0,81 < 1,00 \text{ vérifié}$$

Resistance de l'assemblage a la traction

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,05 < 1,00 \text{ vérifié}$$

Resistance de l'assemblage a la flexion

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,88 < 1,00 \text{ vérifié}$$

Resistance de l'assemblage au cisaillement

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,04 < 1,00 \text{ vérifié}$$

Résistance des soudures

Racine $[s_{\max}^2 + 3*(t_{\max}^2)] \leq f_u/(b_w * g_{M2})$ 162,04 < 365,00 vérifié (0,44)

Racine $[s^2 + 3*(t^2 + t_{II}^2)] \leq f_u/(b_w * g_{M2})$ 148,77 < 365,00 vérifié (0,41)

$s \leq 0.9 * f_u / g_{M2}$ 81,02 < 262,80 vérifié (0,31)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,88

VII.7. Assemblage traverse-traverse

Fait avec Autodesk Robot (détaille de la note de calcul en ANNEXE A)

Tableau VII. 9: Caractéristiques géométriques des profilés

Profilé	$h(mm)$	$b(mm)$	$t_f(mm)$	$t_w(mm)$	$A(mm^2)$	L (m)	ep soudure (mm)
TRAVERSE IPE 400	400	180	13.5	8.6	8446	11.93	5
TRAVERSE IPE 400	400	180	13.5	8.6	8446	11.93	5

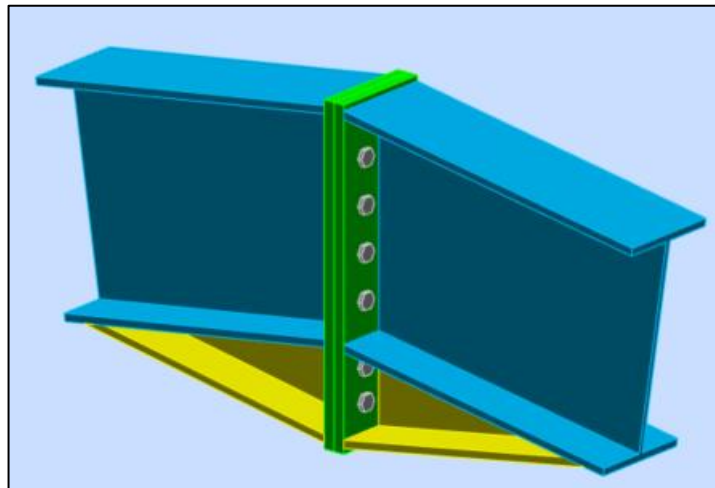


Figure VII. 11: Vue d'assemblage faitage.

- Efforts sollicitant
- Moment fléchissant : $M_{sd} = 122.9$ KN.m
- Effort tranchant : $V_{sd} = -48$ kN
- Effort normale : $N_{sd} = -61$

Tableau VII. 10: Caractéristiques des éléments assemblés

Name	Cross-section	β - Direction [°]	γ - Pitch [°]	α - Rotation [°]	Offset ex [mm]	Offset ey [mm]	Offset ez [mm]	Forces in
B1	2 - IPE400	0,0	8,4	0,0	0	0	0	Node
B2	2 - IPE400	180,0	8,4	0,0	0	0	0	Node

Tableau VII. 11: Nuance d'acier

Name	Material
2 - IPE400	S 235

Tableau VII. 12: Type et diamètre des boulons

Name	Bolt assembly	Diameter [mm]	fu [MPa]	Gross area [mm ²]
M16	M16 8.8	16	800.0	157

- Note de calcul Robot :

Resistance de la poutre

$$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0 \quad 0,06 < 1,00 \text{ vérifié}$$

Resistance de l'assemblage a la traction

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,05 < 1,00 \text{ vérifié}$$

Resistance de l'assemblage a la flexion

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,53 < 1,00 \text{ vérifié}$$

Resistance de l'assemblage au cisaillement

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,06 < 1,00 \text{ vérifié}$$

Resistance de la traverse

$$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0 \quad 0,06 < 1,00 \text{ vérifié}$$

Resistance de l'assemblage à la traction

$$F_{t,Rd} = 101,74 \text{ [kN]} \text{ Résistance du boulon à la traction}$$

$$B_{p,Rd} = 264,20 \text{ [kN]} \text{ Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement}$$

$$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{tb,Rd} , n_v n_h F_{t,Rd} , n_v n_h B_{p,Rd})$$

$$N_{j,Rd} = 1220,83 \text{ [kN]} \text{ Résistance de l'assemblage à la traction}$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,05 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,05)$$

Resistance de l'assemblage a la flexion

$F_{t,Rd} = 101,74$ [kN] Résistance du boulon à la traction

$B_{p,Rd} = 264,20$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement

Résistance des soudures

Racine $[s_{\max}^2 + 3*(t_{\max}^2)] \leq f_u/(b_w * g_{M2})$ 128,44 < 365,00 Vérifié

Racine $[s^2 + 3*(t^2 + t_{II}^2)] \leq f_u/(b_w * g_{M2})$ 115,10 < 365,00 Vérifié

$s \leq 0.9 * f_u / g_{M2}$ 64,22 < 262,80 Vérifié

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,53

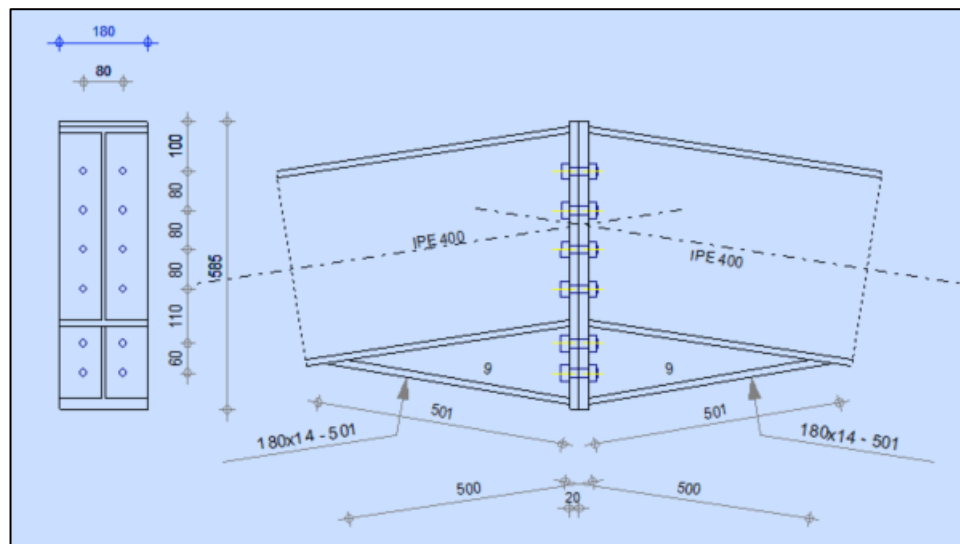


Figure VII. 12: Disposition des boulons.

Présentation IDEA STATICA

IDEA StatiCa permet d'importer des forces internes à partir des programmes de construction tel que ETABS, ROBOT et SAAP2000. Ces programmes utilisent une enveloppe de forces internes à partir des combinaisons de charges. IDEA StatiCa Connection est un programme qui résout les assemblages en acier de manière non linéaire (modèle de matériau élastique/plastique).

Paramétrage de norme IDEA STATICA

Élément	Valeur	Unité	Référence
γ_{M0}	1.00	-	EN 1993-1-1: 6.1
γ_{M1}	1.00	-	EN 1993-1-1: 6.1
γ_{M2}	1.25	-	EN 1993-1-1: 6.1
γ_{M3}	1.25	-	EN 1993-1-8: 2.2
γ_C	1.50	-	EN 1992-1-1: 2.4.2.4
γ_{Inst}	1.20	-	EN 1992-4: Table 4.1
Coefficient du matériau de scellement β_j	0.67	-	EN 1993-1-8: 6.2.5
Zone effective – influence de taille de maillage	0.10	-	
Coefficient de frottement - béton	0.25	-	EN 1993-1-8
Coefficient de frottement en résistance au glissement	0.30	-	EN 1993-1-8 tab 3.7
Déformation plastique limite	0.05	-	EN 1993-1-5
Évaluation des contraintes de soudure	Redistribution plastique		
Principes de construction	Non		
Entraxe [d]	2.20	-	EN 1993-1-8: tab 3.3
Pince [d]	1.20	-	EN 1993-1-8: tab 3.3
Résistance à l'éclatement du béton	Les deux		EN 1992-4: 7.2.1.4 and 7.2.2.5
Utiliser α_b calculé dans la vérification de la pression diamétrale.	Oui		EN 1993-1-8: tab 3.4
Béton fissuré	Oui		EN 1992-4
Vérification de déformation locale	Non		CIDECT DG 1, 3 - 1.1
Limite de déformation locale	0.03	-	CIDECT DG 1, 3 - 1.1
Non-linéarité géométrique (GMNA)	Oui		Grandes déformations des sections creuses
Structure contreventée	Non		EN 1993-1-8: 5.2.2.5

VII.8. Assemblage pied de poteau HEA260 avec contreventement double UPN200

Fait avec IDEA STATICA (détaille de la note de calcul en ANNEXE A)

Les pieds de poteaux constituent la jonction entre l'ossature métallique et les fondations (ou l'infrastructure) en béton armé. Ils sont admis soit articulés, soit encastés. Ces hypothèses sont rarement satisfaites de façon absolue. En effet, l'articulation n'est jamais parfaite à cause de la rigidité de la plaque de base et l'encastrement est en général élastique surtout à cause de la déformabilité du sol sur lequel repose la structure.

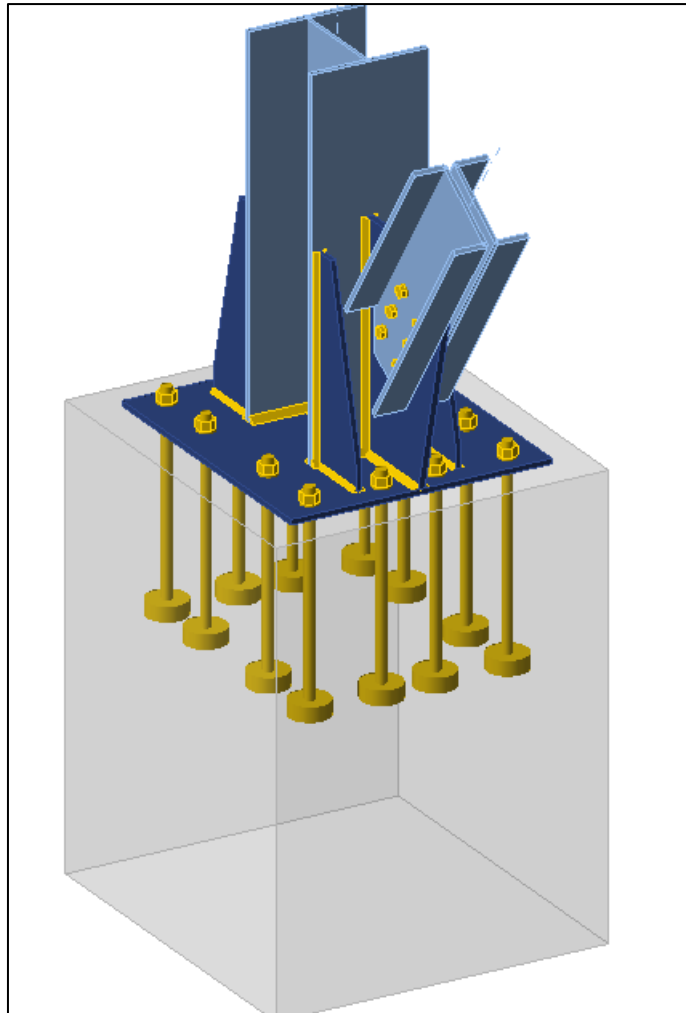


Figure VII. 13: Vue d'assemblage pied de poteau HEB260-double UPN200.

- La plaque d'assise

Une plaque représente une platine soudée en bout du poteau dont le rôle est de répartir la compression amenée par le poteau sur le béton.

- Des tiges d'ancrage

Ces tiges reprennent les efforts de soulèvement amenés par le poteau.

Tableau VII. 13: Nuance d'acier

Name	Material
5 - HEA260	S 235
8 - 2Uo(UNP200)	S 235

Tableau VII. 14: Type et diamètre des boulons

Name	Bolt assembly	Diameter [mm]	fu [MPa]	Gross area [mm ²]
M24 6.8	M24 6.8	24	600,0	452
M20 10.9	M20 10.9	20	1000,0	314

Tableau VII. 15: Sollicitations extraites du logiciel Etabs

Name	Member	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	COL	-1221,1	-8,7	-45,9	0,0	120,0	-21,0
	M2	305,8	0,0	0,4	0,0	0,0	0,0

Tableau VII. 16: Caractéristiques des éléments d'encrage

Item	Value	Unit
CB 1		
Dimensions	500 x 800	mm
Depth	1000	mm
Anchor	M24 6.8	
Anchoring length	400	mm

Tableau VII. 17: Vérification et ratio

Name	Value	Status
Analysis	100,0%	OK
Plates	4,7 < 5,0%	OK
Bolts	98,0 < 100%	OK
Anchors	86,3 < 100%	OK
Welds	98,7 < 100%	OK
Concrete block	75,0 < 100%	OK
Shear	83,7 < 100%	OK

Tableau VII. 18: Résistance des boulons

Name	$F_{t,Rd}$ [kN]	$B_{p,Rd}$ [kN]	$F_{v,Rd}$ [kN]
M20 10.9 - 1	176,4	206,9	98,0

Donc :

$$F_{t,Rd} > F_{v,Sd} = \frac{V_{Sd}}{n} = \frac{308,5}{4} = 76,65 \text{ kN}$$

$$B_{p,Rd} > F_{v,Sd} = \frac{V_{Sd}}{n} = \frac{308,5}{4} = 76,65 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rd} < F_{v,Sd} = \frac{V_{Sd}}{n} = \frac{308,5}{4} = 76,65 \text{ kN}$$

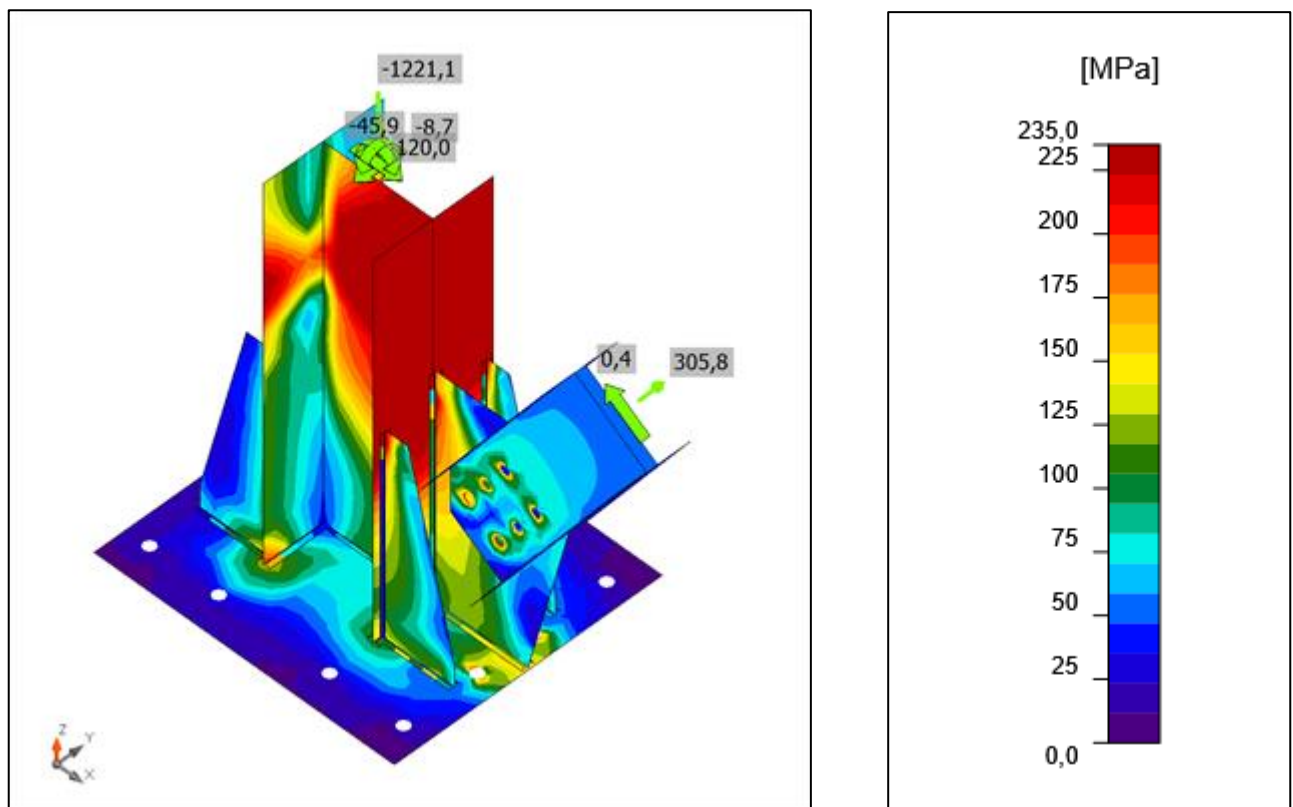


Figure VII. 14: Représentation des contraintes sur les éléments de l'assemblage.

Tableau VII. 19: Eléments d'assemblage

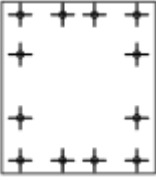





Name	Plates [mm]	Shape	Nr.	Welds [mm]	Length [mm]	Bolts	Nr.
BP1	P12,0x580,0-650,0 (S 235)		1	Double fillet: a = 10,0 Double fillet: a = 6,0	520,0 237,5	M24 6.8	12
RIB1	P12,0x150,0-450,0 (S 235)		1	Double fillet: a = 6,0	600,0		
RIB3	P12,0x150,0-450,0 (S 235)		1	Double fillet: a = 6,0	600,0		
RIB4	P12,0x150,0-450,0 (S 235)		1	Double fillet: a = 6,0	600,0		
RIB5	P12,0x150,0-450,0 (S 235)		1	Double fillet: a = 6,0	600,0		
GUSS1	P15,0x500,0-300,0 (S 235)		1	Double fillet: a = 8,0	700,0	M16 10.9	6

Tableau VII. 20: Caractéristiques des soudures

Type	Material	Throat thickness [mm]	Leg size [mm]	Length [mm]
Double fillet	S 235	10,0	14,1	520,0
Double fillet	S 235	6,0	8,5	2637,5
Double fillet	S 235	8,0	11,3	700,0

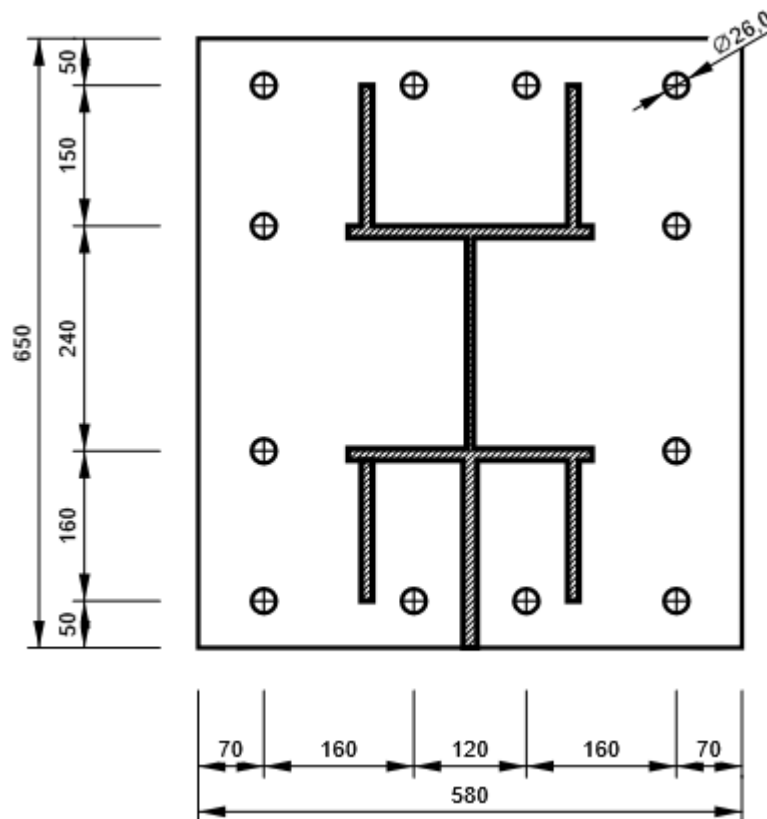


Figure VII. 15: Dimensions et disposition des boulons et cordons de soudures sur la platine.

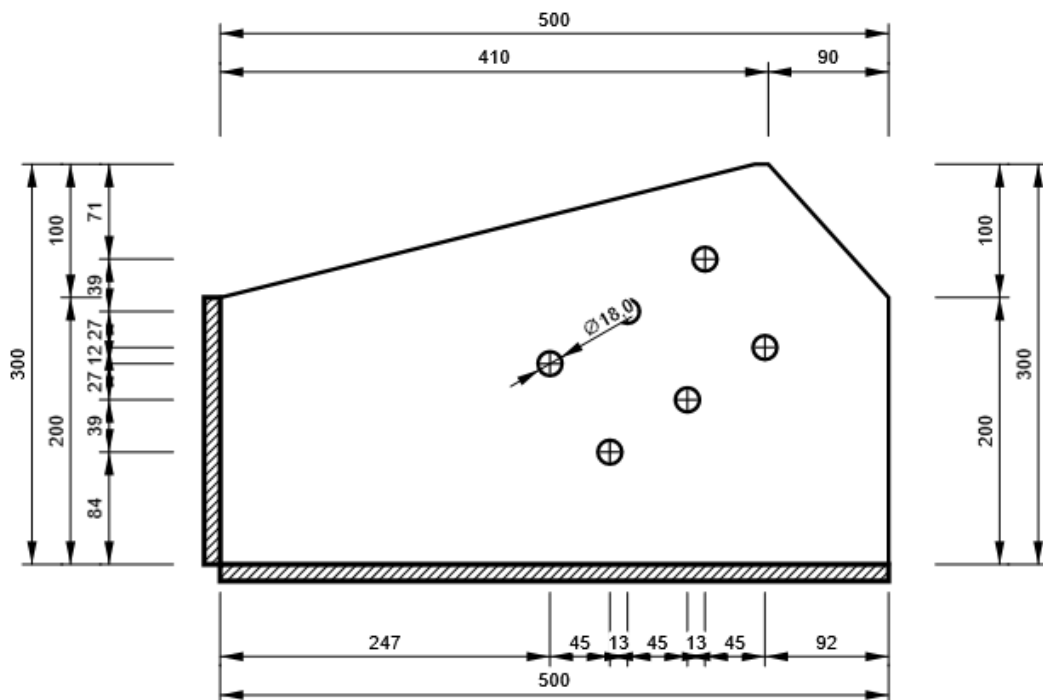


Figure VII. 16: Dimensions et disposition constructive des boulons et des cordons de soudures sur le gousset.

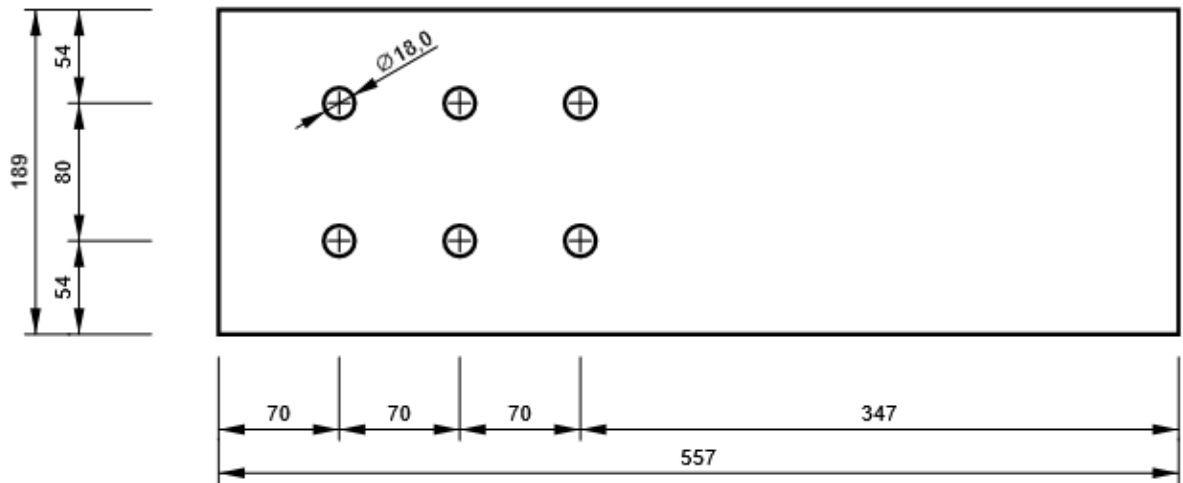


Figure VII. 17: Dimensions et disposition des boulons sur l'âme du contreventement.

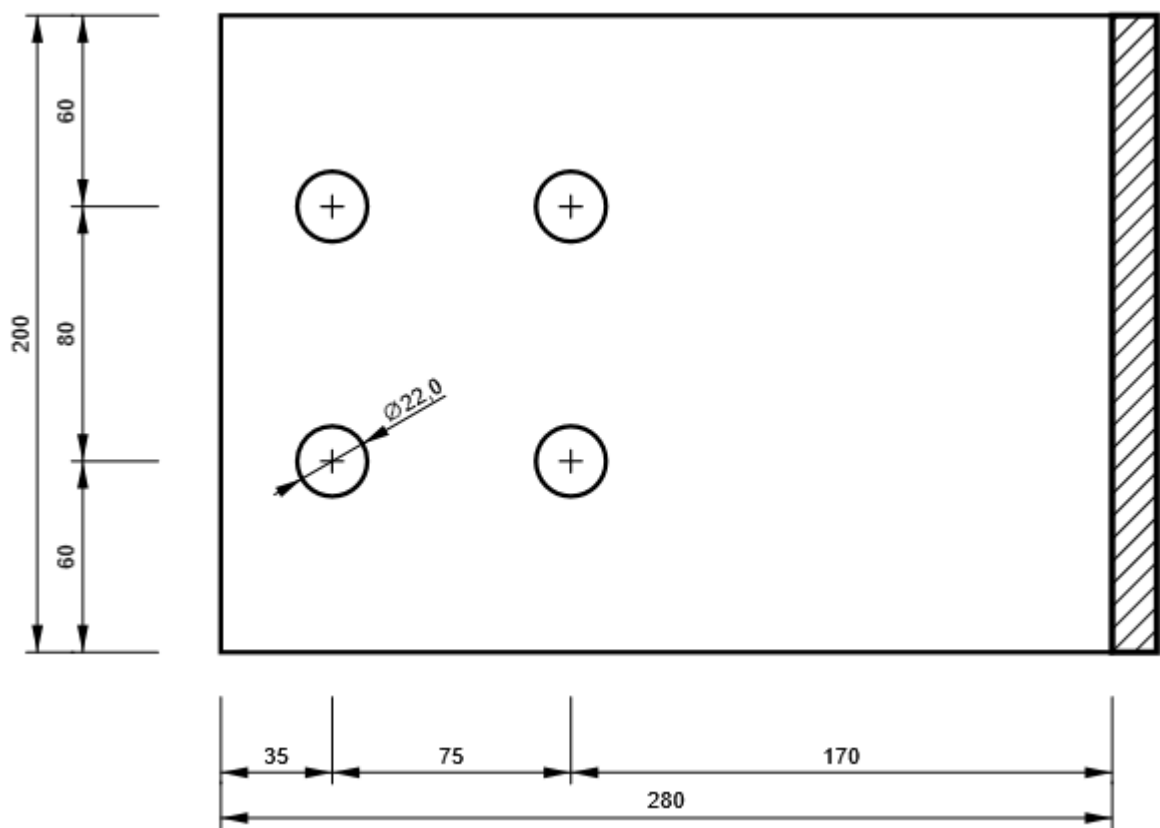


Figure VII. 18: Dimensions et disposition des boulons et cordons de soudures sur la plaque de connexion.

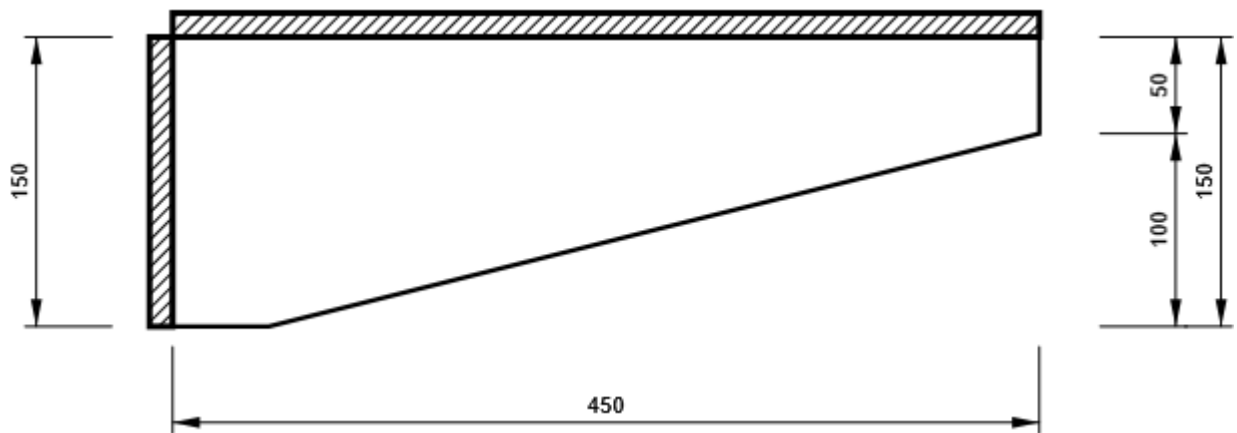


Figure VII. 19: Dimensions et disposition des cordons de soudures sur les renforts de poteaux.

VII.9. Conclusion

Le calcul des assemblages est une composante essentielle de la conception structurale, garantissant la cohésion et la résistance des éléments d'une structure. Ce chapitre a exploré les différentes méthodes et approches utilisées pour analyser et dimensionner les assemblages, en mettant l'accent sur la sécurité, la durabilité et la performance optimale.

Pour un calcul manuel, la vérification des contraintes auxquelles sont soumises les éléments de assemblés n'est pas exigé, or selon le règlement en vigueur CCM97, chaque élément dans l'assemblage doit être à même de résister aux contraintes adoptées dans l'analyse.

En revanche, le logiciel IDEA StatiCa, utilise des algorithmes avancés pour analyser le comportement de l'assemblage, tenir compte des non-linéarités tel que les Non-linéarité géométrique et non-linéarité des matériaux et fournir des rapports détaillés sur la résistance, la déformation et les contraintes et d'évaluer différentes configurations d'assemblage de manière efficace. Cependant, IDEA StatiCa peut parfois présenter des lacunes en termes de conformité aux dernières réglementations, ce qui peut rendre difficile la prise en compte de certaines exigences spécifiques, tels que les dispositions constructives exigées dans le CCM97 et l'Eurocode 1-8.

Alors il est important de valider les résultats obtenus par le logiciel avec d'autres méthodes de calcul et de vérification manuelle indépendantes pour garantir la précision des résultats.

Chapitre VIII : Étude de l'infrastructure

VIII.1. Introduction

Le calcul de l'infrastructure des bâtiments est une étape cruciale dans le processus de conception et de construction. Il s'agit d'évaluer la résistance, la stabilité et la sécurité des structures. Ces calculs permettent de dimensionner les poteaux, poutres, voiles périphériques et fondations, en garantissant qu'ils sont capables de supporter les charges prévues et de résister aux contraintes imposées. L'exactitude et la rigueur des calculs de l'infrastructure sont essentielles pour assurer la solidité et la durabilité des bâtiments.

VIII.2. Etude du voile périphérique

VIII.2.1 Introduction

Le voile périphérique est un panneau vertical en béton armé entourant une partie ou la totalité de l'immeuble, destiné à soutenir l'action des poussées. Il ne fait pas partie du système de contreventement.

Selon le **RPA99 /2003**, Les ossatures au-dessus de niveau de base du bâtiment, doivent comporter un mur adossé continu entre le niveau de fondation et le niveau de base. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Une épaisseur minimale de **15 cm**.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de **0.1%** de la section du béton dans les deux sens (horizontal et Vertical).
- Les armatures de ce voile ne doit pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

VIII.2.2. Dimensions de voile périphérique

Les dimensions du voile périphérique sont représentées sur la figure suivante :

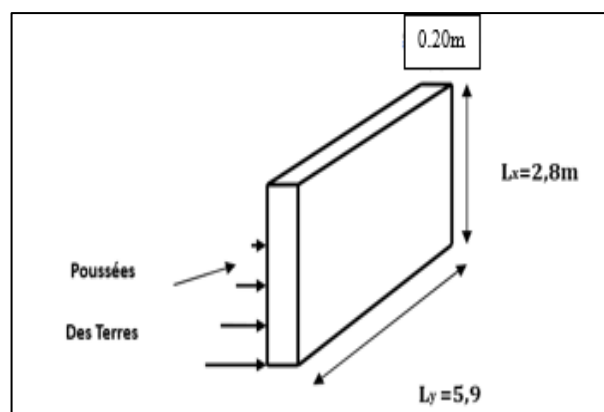


Figure VIII. 1: Voile périphérique.

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées de terre, on considère le tronçon le plus défavorable pour une bande de 1m.

VIII.2.3. Caractéristiques géotechniques du sol

L'angle de frottement interne : $\varphi = 35^\circ$ La cohésion : $C = 0$ bar

Poids volumique des terres humide : $\gamma = 1.8$ t/m²

VIII.2.4 Calcul des contraintes

VIII.2.4.1. Poussée des terres

$$P = \gamma h K_a$$

K_a : coefficient de poussée horizontal

$$K_a = tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0.33$$

$$P_1 = 18 \times 5.8 \times 0.33 = 34.8 \text{ kN/m}^2$$

VIII.2.4.2. Charge due à la surcharge

$$P_2 = q \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 10 \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{30}{2} \right) = 30 \text{ kN/m}^2$$

VIII.2.5. Ferrailage du voile

Le voile sera calculé comme une dalle pleine sur quatre (04) appuis.

VIII.2.5.1. à l'ELU

$$\sigma_{\max} = 1.35 P_1 + 1.5 P_2$$

$$\sigma_{\max} = 1.35 \times 19.56 + 1.5 \times 3.33 = 51.98 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = 1.5 P_2 = 5 \text{ kN/m}^2$$

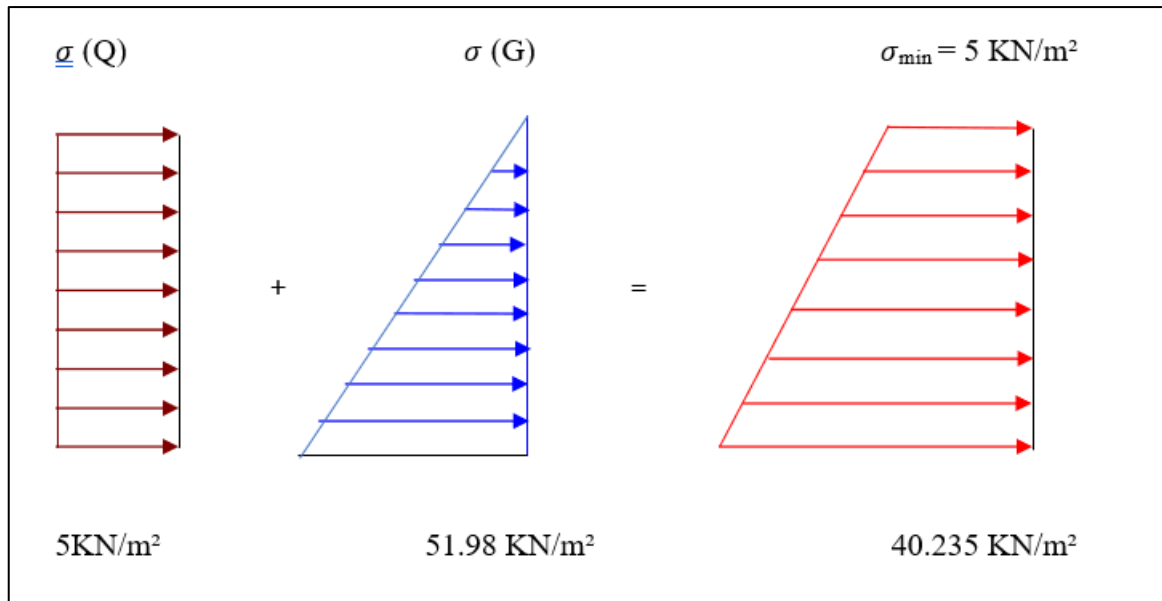


Figure VIII. 2: Schémas représentant les diagrammes des contraintes à l'ELU.

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{max}}{4} = \frac{3 \times 51.98 + 4.99}{4} = 40.235 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1\text{ml} = 40.235 \text{ KN/ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dans les caractéristiques sont :

$$L_x = 2.8\text{m}; L_y = 5.9\text{m} \quad e = 15\text{cm}; b = 100 \text{ cm}$$

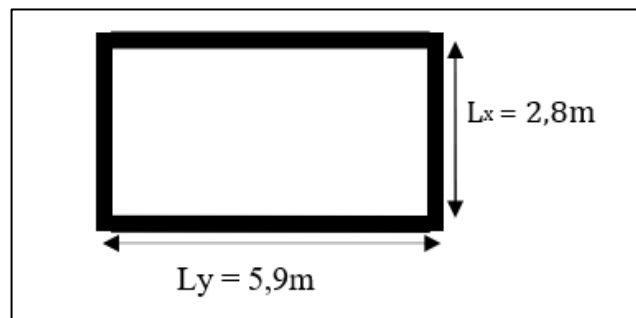


Figure VIII. 3: Le panneau le plus sollicité.

Calcul de "α" :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.474 > 0.4$$

⇒ Le panneau travaille dans les deux sens.

$$* M_{ux} = \mu_x \text{ qu } L_x^2$$

$$* M_{uy} = \mu_y M_{ux}$$

E.L.U :

$$\begin{cases} \mu_x = 0,1008 \Rightarrow M_{0x} = 0,1008 \times 40.235 \times 2.8^2 = 31.79 \text{ kNm} \\ \mu_y = 0,25 \Rightarrow M_{0y} = 0,25 \times 31.79 = 7,94 \text{ kNm} \end{cases}$$

Moment en travées :

$$M_{ix} = 0,85 M_x = 0,85 \times 31.79 = 27.02 \text{ kNm} \quad M_{iy} = 0,85 M_y = 0,85 \times 7,94 = 6,75 \text{ kNm}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -0,5 \times 27.02 = -15.89 \text{ kNm}$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau ci-dessous : Avec : $A_{min} =$

0.1% b x h. Condition exigée par le RPA

Tableau VIII. 1: Récapitulatif de ferrailage du voile

		M (kN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calcule (cm ²)	A min (cm ²)	Nbr de barre sur 1 m	type	diametre Φ (mm)	A (mm ²)	espacement (cm)
EN TRAVEE	X-X	27,02	0,104	0,138	0,12	4,88	4,2	5	HA	12	5,65	20
	Y-Y	15,89	0,026	0,033	0,13	1,17	4,2	5	HA	12	5,65	20
EN APPUI	X-X	6,75	0,061	0,079	0,133	2,8	4,2	4	HA	12	4,52	25
	Y-Y	3,97	0,015	0,019	0,139	0,69	4,2	4	HA	12	4,52	25

VIII.2.5.2. Condition de non fragilité

Pour les dalles travaillant dans les deux sens, avec épaisseur compté entre 12 et 30 cm :

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{min} & ; A_x^{min} = \rho_0 \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{min} & ; A_y^{min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

Sens Lx :

Sur appuis : $A_x = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml} > 1.515 \text{ cm}^2$ vérifiée

En travée : $A_x = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml} > 1.515 \text{ cm}^2$ vérifiée

Sens Ly :

Sur appuis : $A_y = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml} > 1.2 \text{ cm}^2$ vérifiée

En travée : $A_x = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml} > 1.2 \text{ cm}^2$ vérifiée

VIII.2.5.3. Vérification de l'effort tranchant

$$Vu = \frac{0.5Mux + 0.75Mux}{Lx/4} = \frac{5Mux}{Lx} = 48.26 \text{ kN}$$

$$\zeta_{\max} = \frac{Vu}{b \times d} = 0.32 \text{ MPa} < \zeta_{\text{limite}} = 0.2 \times \frac{fc28}{\gamma_b} \text{ (fissurations tres prejudiciable)} = 3.33$$

MPa.....C.V

VIII.2.5.4. Vérification à l'E.L.S

$$\sigma_{\max} = P1 + P2$$

$$\sigma_{\max} = 19.56 + 3.33 = 22.89 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = 1.5P2 = 5 \text{ kN/m}^2$$

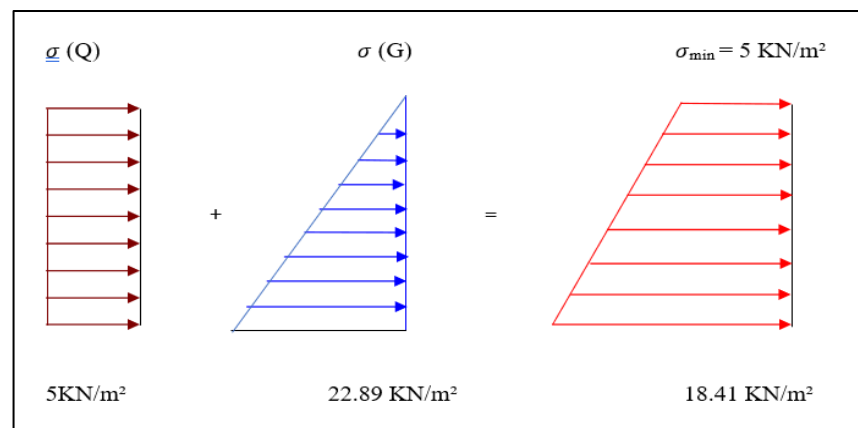


Figure VIII. 4: schémas représentant les diagrammes des contraintes à l'ELS.

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 22.89 + 5}{4} = 18.41 \text{ KN/m}^2$$

$$qu = \sigma_{\text{moy}} \times 1\text{ml} = 18.41 \text{ KN/ml}$$

En travée :

$$\alpha = 0.13 \quad \mu_x = 0.1038$$

$$* M_{sx} = 0.75 * \mu_x \text{ qu } Lx^2 = 18.21$$

$$\Upsilon = \frac{Mux}{Msx} = 1.48 \Rightarrow \alpha < \frac{\Upsilon - 1}{2} + \frac{fc28}{100} = 0.49 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

En appui :

$$\alpha = 0.079 \quad \mu_x = 0.1038$$

$$* M_{sx} = 0.5 * \mu_x \text{ qu } Lx^2 = 12.14$$

$$\Upsilon = \frac{Mux}{Msx} = 1.3 \Rightarrow \alpha < \frac{\Upsilon - 1}{2} + \frac{fc28}{100} = 0.4 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton.

On adopte les mêmes armatures calculées à l'ELU pour l'ELS

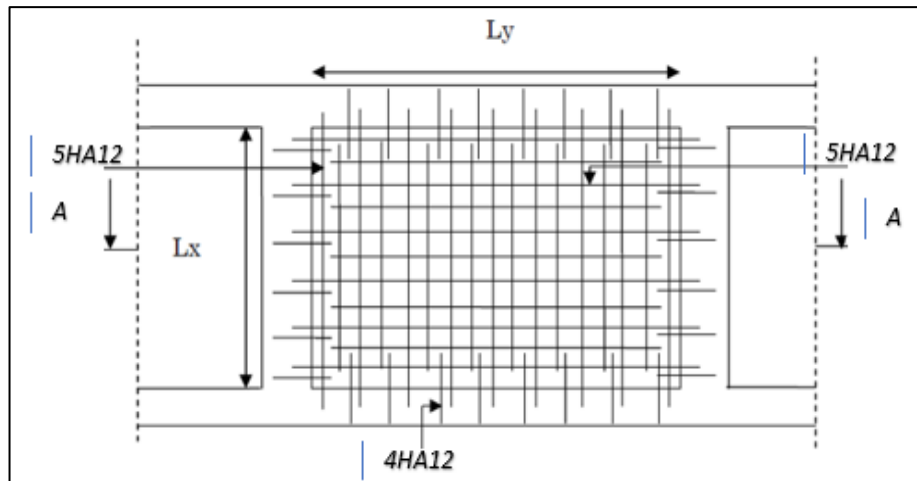


Figure VIII. 5: Schéma de ferrailage du voile périphérique.

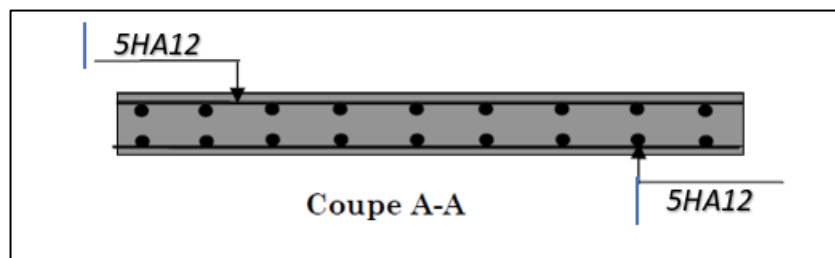


Figure VIII. 6: coupe transversale A-A.

VIII.3. Vérification des poutres principales en béton armé

Les calculs seront faits sur une poutre continue de portée $L = 5.1\text{m}$ (entre nus des poteaux) de dimensions (50×35)

D'après le logiciel ETABS, la combinaison de charge la plus défavorable est

$$1.35G + 1.5Q$$

VIII.3.1. Les Sollicitations

$$M_{u \text{ appui}} = -134.18 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (\text{ELU})$$

$$M_{u \text{ travée}} = 61.22 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (\text{ELU})$$

$$M_{s \text{ appui}} = -96.18 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (\text{ELS})$$

$$M_{s \text{ travée}} = 43.96 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (\text{ELS})$$

$$V_{sd} = 120.54 \text{ KN} \dots \dots \dots (\text{ELU})$$

VIII.3.2 Ferrailage

VIII.3.2.1. Ferrailage en travée (ELU)

$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$	$\mu_u = \frac{61.22 \times 10^6}{250 \times 450^2 \times 14.17}$
$\mu_u \leq \mu_r$	$\mu_u = 0.06 > \mu_r = 0,371$
Armatures tendues seulement	
$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_r})$	$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times (0.06)})$ $\alpha = 0,078$
$Z = d(1 - 0.4\alpha)$	$Z = 450(1 - 0.4 \times (0,078))$ $Z = 435.83 \text{ mm}$ $Z = 43.58 \text{ cm}$
$A_u = \frac{M_u}{z * f_{su}}$	$A_s = 3.23 \text{ cm}^2$

VIII.3.2.2. Ferrailage en travée (ELS)

Contrainte limite de compression de béton $\sigma_{bc} = 0.6 * f_{c28}$	$\sigma_{bc} = 0.6 * 25 = 15 \text{ MPa}$
Contrainte limite de tractions de béton $\sigma_{st} = \min(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta * f_{tj}})$	$\sigma_{st} = 201.63 \text{ MPa}$
$\alpha = \frac{n * \sigma_{bc}}{n\sigma_{bc} + \sigma_{st}}$	$\alpha = 0.527$
$y_1 = d * \alpha$	$y_1 = 0.237 \text{ m}$
$Z = d(1 - 0.4\alpha)$	$Z = 450(1 - 0.4 \times (0,527))$ $Z = 370.89 \text{ mm}$ $Z = 37.089 \text{ cm}$
Moment résistant du béton $M_{rsb} = b * y_1 * z * \frac{\sigma_{bc}}{2}$	$M_{rsb} = 231.05 \text{ kN.m} > M_t \text{ ELS}$ Donc cas 1
$A_s = \frac{M_u}{z * f_{su}}$	$A_s = 5.87 \text{ cm}^2$

VIII.3.2.3 Déterminations de la section minimum

$A_{\min} = 0.5\% h * b = 8.75 \text{ cm}^2$ (RPA99 version 2003 p69)

$A = \max(A_u; A_s; A_{\min}) = 8.75 \text{ cm}^2$

VIII.3.2.5. Ferrailage de la poutre en travée

Choix de ferrailage :

3HA20 avec un espacement = 12 cm

Avec $A = 9.42 \text{ cm}^2$

La section de ferrailage ne doit pas dépasser 4% de la section du béton en zone courante.....(RPA99 version 2003 p69)

$$A = 9.42 \text{ cm}^2 < A_{\max} = 4\% h * b = 70 \text{ cm}^2$$

Armature de répartition $A' = A/4 = 2.35 \text{ cm}^2$ on prend 3HA10 avec $A' = 2.36 \text{ cm}^2$

$$d_{\text{exact}} = h - c_{\text{exact}} \quad \text{on a : } c_{\text{exact}} = e + \emptyset_t + Y_G$$

$$Y_G = \frac{2\emptyset_t}{2} = 2 \text{ cm}$$

$$c_{\text{exact}} = 2 + 0,8 + 2 = 4.8 \text{ cm}$$

$$d_{\text{exact}} = h - c_{\text{exact}} = 55 - 4.8 = 50.2 \text{ cm}$$

$$d_{\text{exact}} = 50.2 > d_{\text{the}} = 49.5 \text{ cm} \quad \text{Si } d \leq d_{\text{exact}} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VIII.3.2.6. Ferrailage en appui (ELU)

$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$	$\mu_u = \frac{134.18 \times 10^6}{250 \times 450^2 \times 14.17}$
$\mu_u \leq \mu_r$	$\mu_u = 0.133 > \mu_r = 0,371$
Armatures tendues seulement	
$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_r})$	$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times (0.133)})$ $\alpha = 0,18$
$Z = d(1 - 0.4\alpha)$	$Z = 450(1 - 0.4 \times (0,18))$ $Z = 417.59 \text{ mm}$ $Z = 41.75 \text{ cm}$
$A_u = \frac{M_u}{z * f_{su}}$	$A_s = 7.39 \text{ cm}^2$

VIII.3.2.7. Ferrailage en travée (ELS)

Contrainte limite de compression de béton $\sigma_{bc} = 0.6 * f_{c28}$	$\sigma_{bc} = 0.6 * 25 = 15 \text{ MPa}$
Contrainte limite de traction de béton $\sigma_{st} = \min(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta * f_{tj}})$	$\sigma_{st} = 201.63 \text{ MPa}$
$\alpha = \frac{n * \sigma_{bc}}{n \sigma_{bc} + \sigma_{st}}$	$\alpha = 0.527$
$y_1 = d * \alpha$	$y_1 = 0.237 \text{ m}$
$Z = d(1 - 0.4\alpha)$	$Z = 450(1 - 0.4 * (0.527))$ $Z = 370.89 \text{ mm}$ $Z = 37.089 \text{ cm}$
Moment résistant du béton $M_{rsb} = b * y_1 * z * \frac{\sigma_{bc}}{2}$	$M_{rsb} = 231.05 \text{ kN.m} > M_a \text{ ELS}$ Donc cas 1
$A_s = \frac{M_u}{z * f_{su}}$	$A_s = 12.86 \text{ cm}^2$

VIII.3.2.8. Détermination de la section minimum

$A_{\min} = 0.5\% h * b = 8.75 \text{ cm}^2$ (RPA99 version 2003 p69)

$A = \max(A_u; A_s; A_{\min}) = 12.86 \text{ cm}^2$

VIII.3.2.9. Condition de non fragilité

$$A_{\min} \geq 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.52$$

VIII.3.2.10. ferrailage de la poutre en appui

Choix de ferrailage :

Lit 1 : 3HA20 avec espacement = 12 cm

Lit 2 : 2HA16

Avec $A = 13.44 \text{ cm}^2$

La section de ferrailage ne doit pas dépasser 4% de la section du béton en zone courante.....(RPA99 version 2003 p69)

$A = 13.44 \text{ cm}^2 < A_{\max} = 4\% h * b = 70 \text{ cm}^2$

VIII.3.2.11. Vérification de l'effort tranchant

$$\text{contrainte tangentielle max } \zeta_u \text{ max} = \frac{V}{b * d} = 1.07 \text{ Mpa}$$

$$\text{contrainte tangentielle admissible } \zeta_u \text{ adm} = \min\left(4; 0.15 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}\right) = 2.5$$

$$\zeta_u \text{ max} < \zeta_u \text{ adm} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

VIII.3.2.12. Armatures transversales

$$\phi_t = \frac{\phi_l \text{ max}}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ on prend } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

$$\text{Espacement en travée : } St \leq \frac{0.9 * At * f_e}{\gamma_s * b * \zeta_u \text{ max}} = 21.66 \dots \dots \text{on prend } St = 21 \text{ cm}$$

Selon l'RPA99 version 2003 l'espacement maximum en zone courante est de $h/2 = 25 \text{ cm}$

Donc $St = 21 \text{ cm} < 25 \dots \dots \text{C.V}$

Espacement en zone nodale : Selon l'RPA99 version 2003 l'espacement minimum en zone nodale est

$$St \leq \min(h/4 ; 12\phi) = 12 \text{ cm}$$

$$d_{\text{exact}} = h - c_{\text{exact}} \quad \text{on a : } c_{\text{exact}} = e + \phi_t + Y_G$$

$$Y_G = \frac{\phi_l}{2} = 1 \text{ cm}$$

$$c_{\text{exact}} = 2 + 0,8 + 1 = 3.8 \text{ cm}$$

$$d_{\text{exact}} = h - c_{\text{exact}} = 55 - 3.8 = 51.2 \text{ cm}$$

$$d_{\text{exact}} = 51.2 > d_{\text{the}} = 49.5 \text{ cm} \quad \text{Si } d \leq d_{\text{exact}} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Tableau VIII. 2: Récapitulatif de ferrailage de la poutre

	Au (cm ²)	As (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Armatures principales	A (cm ²)	Armatures de répartition	espacement (cm)	Cadres Φ (mm)	Espacement des cadres (cm)
EN TRAVÉE	3,23	5,87	8.75	3HA20	9.42	3HA10	12	T8	21
EN APPUI	7,39	12,86	8.75	3HA20 + 2HA16	13,44		12		12

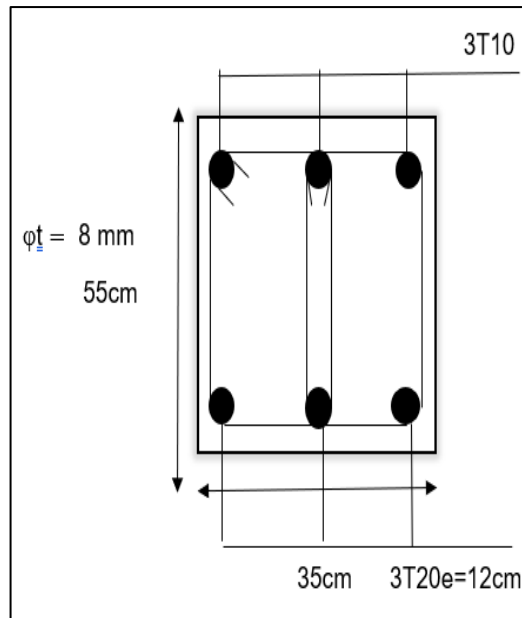


Figure VIII. 7: Ferrailage de la poutre en travée.

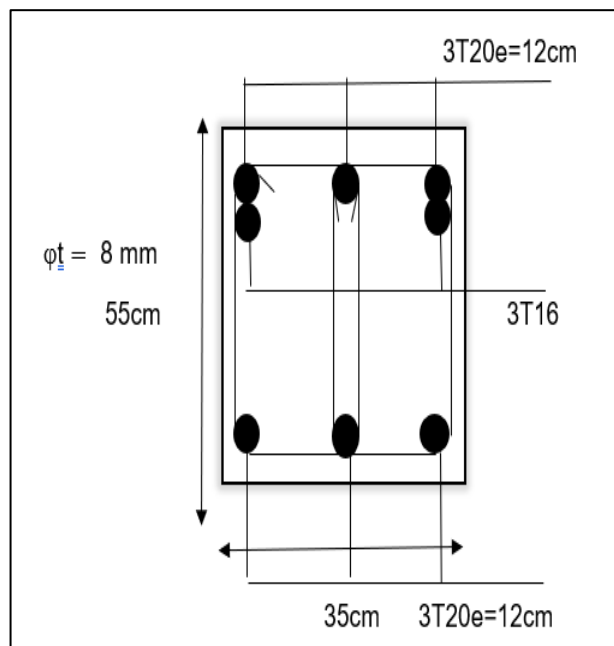


Figure VIII. 8: Ferrailage de la poutre en appui

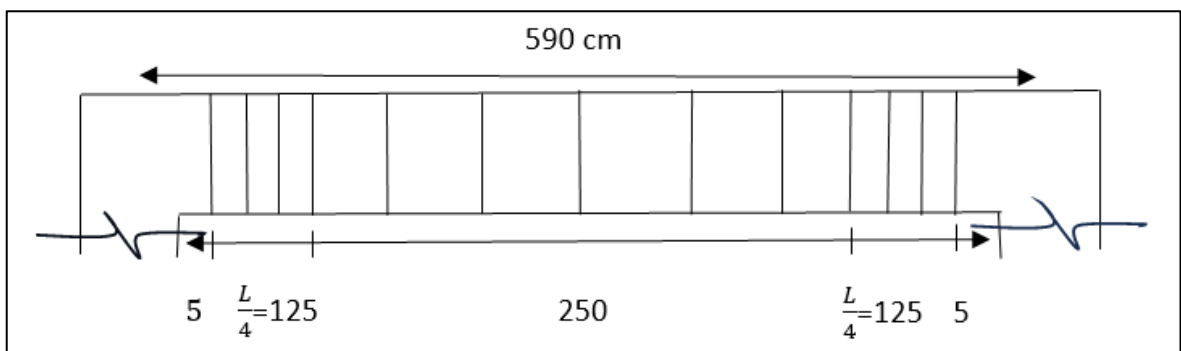


Figure VIII.9 : disposition des armatures transversales

VIII.4. Etude du poteau sous-sol

VIII.4.1. Généralité

Le ferrailage des poteaux devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le « **BAEL 91 modifié 99 [1]** » et le « **RPA99 version 2003 [2]** ».

VIII.4.2. Introduction

- Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations.

- Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N) qui est due à l'excentricité de l'effort normal "N" par rapport aux axes de symétrie, et à un moment fléchissant "M" dans le sens longitudinal et transversal (dû à l'action horizontale).

Une section soumise à la flexion composée peut être l'une des trois cas suivants :

- Section entièrement tendue SET.
- Section entièrement comprimée SEC.
- Section partiellement comprimée SPC.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans la situation suivante :

- Situation durable
 - **Béton** : $\gamma_b=1,5$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$
 - **Acier** : $\gamma_s=1,15$; Nuance FeE500 ; $\sigma_s=434\text{MPa}$

VIII.4.3. Combinaison d'action

- Selon «BAEL91 modifié 99 [1]»

ELU Situation durable

1,35G+1,5Q

Avec :

- G : Charge permanente.
- Q : Charge d'exploitation.
- E : Action du séisme.

A partir de cette combinaison, on distingue les cas suivants :

Cas 1 :

Tableau VIII. 3: Effort internes des poteaux sous N max

1.35G+1.5Q		
N_{max} (KN)	M_Y (KN.m)	M_Z (KN.m)
2131.58	0.97	-0.28

Cas 2 :

Tableau VIII. 4: Effort internes des poteaux sous My max

1.35G+1.5O		
N_{max} (KN)	M_Y (KN.m)	M_Z (KN.m)
503.58	80.72	1.12

Cas 3 :

Tableau VIII. 5: Effort internes des poteaux sous Mz max

1.35G+1.5O		
N_{max} (KN)	M_Y (KN.m)	M_Z (KN.m)
333.35	0.03	64.29

VIII.4.4. Ferrailage des poteaux

L'état limite ultime :

On va prendre un seul type de poteau et on le calcul en flexion composée

Soit le poteau de sous-sol : (80*80)

Cas 1 :

Tableau VIII. 6: Effort internes des poteaux

1.35G+1.5Q		
N_{max} (KN)	M_Y (KN.m)	M_Z (KN.m)
2131.58	0.97	-0.28

$$c' = c = 3 \text{ cm}$$

$$b = 80 \text{ cm}$$

$$h = 80 \text{ cm}$$

Calcul des armatures longitudinales :

Calcul de l'excentricité :

$$e_y = \frac{M_{uy}}{N_u} = 0.046 \text{ cm}$$

$$e_z = \frac{M_{uz}}{N_u} = 0.013 \text{ cm}$$

$$e_{ay} = e_y + \left(\frac{h}{2} - c\right) = 37.046 \text{ cm} = 0.3704 \text{ m}$$

$$e_{az} = e_z + \left(\frac{h}{2} - c\right) = 37.013 \text{ cm} = 0.3701 \text{ m}$$

Moment fictive :

$$M_{ay} = N_u \times e_{ay} = 789.54 \text{ KN.m}$$

$$M_{az} = N_u \times e_{az} = 788.9 \text{ KN.m}$$

Vérification:

$$I = N_u(d - c) - M_{ua}$$

$$d = 0.9 h = 0.72 \text{ m}$$

$$I_y = 2131.58(0.72 - 0.03) - 789.54 = 681.25 \text{ KN.m}$$

$$I_z = 2131.58(0.72 - 0.03) - 788.9 = 681.89 \text{ KN.m}$$

$$II = (0.337h - 0.81c) b \cdot h \cdot f_{bc}$$

$$II_y = II_z = (0.337 \times 0.8 - 0.81 \times 0.03) \times 0.8 \times 0.8 \times 14.7 = 2307.7 \text{ kN.m}$$

$$(I_y) < (II_y) \text{ et } (I_z) < (II_z)$$

Section est partiellement comprimée

Moment ultime réduit :

$$u_y = \frac{M_{ay}}{bd^2 f_{bc}} = 0.129 < 0.371$$

$$u_z = \frac{M_{az}}{bd^2 f_{bc}} = 0.129 < 0.371$$

Section simplement armée $A'_{u1} = A'_{u2} = 0$

Section d armature :

$$\begin{cases} \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2u_{bu}}) \\ Z_b = d(1 - 0.4\alpha) = \end{cases} \begin{cases} \alpha = 0.323 \\ Z_b = 0.626 \text{ m} \end{cases}$$

$$Z_b = 62.6 \text{ cm}$$

$$A_{S1} = \frac{M_a}{Z \sigma_s} = \frac{789.54}{0.626 \times 435} = 22.99 \text{ cm}^2$$

Armature en flexion composée :

$$A_{fc} = A_U - (N_u / \sigma_s) = -26.01 \text{ cm}^2$$

Cas 2 :

Tableau VIII. 7: effort internes des poteaux

1.35G+1.5Q		
N_{max} (KN)	M_Y (KN.m)	M_Z (KN.m)
503.58	80.72	1.12

$$c' = c = 3 \text{ cm}$$

$$b = 80 \text{ cm}$$

$$h = 80 \text{ cm}$$

Tableau VIII. 8: Ferrailage des poteaux situation durable

Armatures longitudinales	Formule	x-x	y-y
L'excentricité	$e = \frac{M_{uy}}{N_u}$	16.02 cm	0.22cm
Moment fictive	$M_{ay} = N_u \times e_a$	267 KN.m	187.43
Vérification	$I = N_u(d - c') - M_{ua}$ $d = 0.9 h = 0.72\text{m}$	$I_y = 80.47 \text{ KN.m}$	$I_z = 160.04 \text{ KN.m}$
	$\Pi = (0.337h - 0.81c')b.h.f_{bc}$	$(I_y) < (II_y)$	$(I_z) < (II_z)$
Moment ultime réduit	$\mu_y = \frac{M_{ay}}{bd^2f_{bc}}$	0.041 < 0.371	0.04 < 0.371
Section d armature	$A_{S1} = \frac{M_a}{Z \sigma_s}$	$\alpha = 0.1$ $Z_b = 0.691\text{m}$	8.88cm ²
Section simplement arme		$A'_{u1} = A'_{u2} = 0$	
Armature en flexion composée		$A_{fc} = A_U - (N_u / \sigma_s) = -2.7 \text{ cm}^2$	

Cas 3 :

Tableau VIII. 9: Effort internes des poteaux

1.35G+1.5Q		
N_{max} (KN)	M_Y (KN.m)	M_Z (KN.m)
333.35	0.03	64.29

Tableau VIII. 10: Ferrailage des poteaux situation durable

Armatures longitudinales	Formule	x-x	y-y
L'excentricité	$e = \frac{M_{uy}}{N_u}$	0.008 cm	19.3 cm
Moment fictive	$M_{ay} = N_u \times e_a$	187.67 KN.m	123.34 KN.m
Vérification	$I = N_u(d - c') - M_{ua}$ $d = 0.9 h = 0.72m$	$I_y = 42.35$ KN.m	$I_z = 106.67$ KN.m
	$\Pi = (0.337h - 0.81c')b \cdot h \cdot f_{bc}$	$(I_y) < (II_y)$	$(I_z) < (II_z)$
Moment ultime réduit	$u_y = \frac{M_{ay}}{bd^2f_{bc}}$	0.03 < 0.371	0.03 < 0.371
Section d'armature	$A_{S1} = \frac{M_a}{Z \sigma_s}$	$\alpha = 0.075$ $Z_b = 0.695m$	6.21cm ²
Section simplement armée		$A'_{u1} = A'_{u2} = 0$	
Armature en flexion composée		$A_{fc} = A_U - (N_u / \sigma_s) = -1.45cm^2$	

Remarque :

Dans les 3 cas la section d'armature étant négative, selon l'RPA on prend comme section A_s la section minimale A_{min} .

Le RPA99/version 2003 exige une section minimale : $A_{smin} = 0,9\% bh$ (zone III)

Donc : on prend la plus grande valeur des deux :

$$A_{smin} = 57.6cm^2$$

Choix des armatures : 12 HA25= 58.91 cm²

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{smin} > \frac{0.23bd f_{t25}}{f_e}$$

$$A_{smin} = 57.6 > \frac{0.23bd f_{t25}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.8 \times 0.72 \times 2.1}{500} = 5.56 \text{ cm}^2$$

Donc condition vérifiée.

Armatures transversales :

Vérification du poteau à l'effort tranchant :

On prend l'effort tranchant max et on généralise les nervures d'armatures pour tous les poteaux.

$$V_{max} = 54.97 \text{ KN}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau = \frac{V}{bd} = 0,1 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_c 28 = 0,04 \times 25 = 1 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min(0,15 f_c 28, 4 \text{ Mpa}) = 3,75 \text{ Map}$$

$$\tau < \bar{\tau}_u \quad \text{et} \quad \tau < \bar{\tau}$$

Calcul des armatures transversales :

Selon le RPA99/version 2003 les armatures transversales des poteaux

$$\frac{A_t}{t} = \frac{p_a \times V}{h \times f_e}$$

Condition d'espacement :

$$\text{En zone courante : } t' \leq \text{Min}(b/2, h/2, 10\phi_t)$$

$$\text{En zone nodale : } t \leq 10$$

On opte pour un espacement de 10 cm en zone nodale et de 15cm en zone courante

$$\lambda = \frac{l_f}{a} = \frac{0.7 \times 3}{0.8} = 2.63 < 5$$

p_a est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égal à 2,50 si l'élançement géométrique λ dans la direction considérées supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

$$A_t = \frac{p_a \times V \times t}{h \times f_e} = 0.53 \text{ cm}^2$$

Soit 1,01cm², choix des barres : 2 cadres 2T8

La quantité d'armatures transversales minimale $A_t / t b$ en % est donnée comme suit :

$$\lambda = 2.63 \rightarrow \frac{A_t}{t \times b} > 0.8\% \rightarrow 0.13 < 0.8\% \text{ non vérifiée}$$

RPA99/version 2003: On prend $A_t = 6T12=6,76 \text{ cm}^2$.

$$\frac{A_t}{t \times b} > 0.8\% \rightarrow 0.85 > 0.8\% \text{ vérifiée}$$

Tableau VIII. 11: Les armature longitudinal dans Poteau

Niveau d'étage	Section (cm2)	A_{CL} (cm2)	$A_{smin RPA}$ (cm2)	Adoptee (cm2)
Poteau Sous-sol	80 × 80	$-26.01 \text{ cm}^2 < 0$	57.6cm2	12 HA25= 58.91 cm2

Tableau VIII. 12: Les Armatures transversales dans les Poteau.

Niveau d'étage	Sous-sol
Section	80× 80
$\varnothing t$ (mm)	12
V_{max}	54.97 KN
l_f	2.1 m
Zone nodale (cm2)	10
Zone courante (cm2)	15
Nombre de barres	6T12
Adoptée (cm2)	6.79

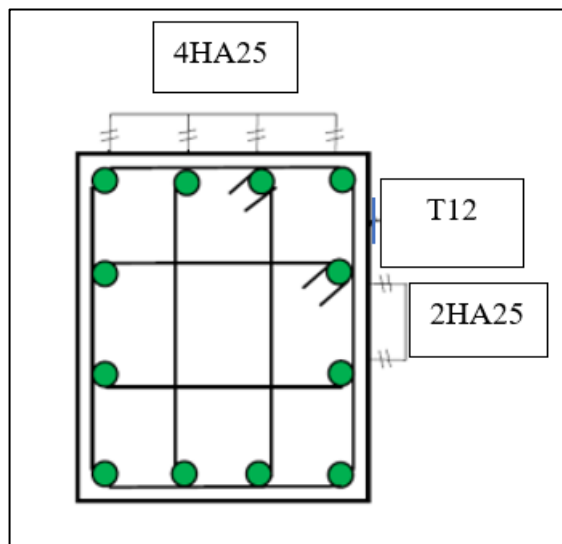


Figure VIII. 9: Ferrailage du poteau considéré.

VIII.5 Etude des longrinesVIII.5.1. Introduction

Les points d'appuis d'un bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de longrines qui s'opposent au déplacement relatif de ces points dans le plan horizontal

VIII.5.2. Dimensionnements des longrines

D'après le R.P.A 99 V2003, le minimum pour les longrines est :

(25 x 30) cm² pour Site de catégorie S2, S3.

(30 x 30) cm² pour Site de catégorie S4

Donc on va adopter une longrine de (25 x 30) cm²

VIII.5.3. Déterminations de la force de traction

Les longrines doivent être calculés pour résister à un effort de traction égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} > 20kN$$

Avec : $N = 2076.04 \text{ kN}$

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de catégorie de site.

Zone III ; site 3 donc selon l'RPA99 version 2003 $\alpha = 10$

$F = 207.604 \text{ kN} > 20 \text{ kN} \dots\dots\dots C.V$

VIII.5.4. Ferrailages des longrines

- Armatures longitudinales

$$A_{st} = \frac{F}{\sigma_{st}}$$

$$A_{st} = 4.77 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.6\% \mathbf{b} * \mathbf{h} = 4.55 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_{st} ; A_{\min}) = 4.77 \text{ cm}^2$$

On prend 6HA12

- Armatures transversales :

$$\Phi_t = \frac{\Phi l}{3} = 4 \text{ mm} \text{ on prends le diamètre } 8 \text{ mm}$$

Espacement entre les cadres = $\min(20; 15 * \Phi l) = 18 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{RPA99/2003}$

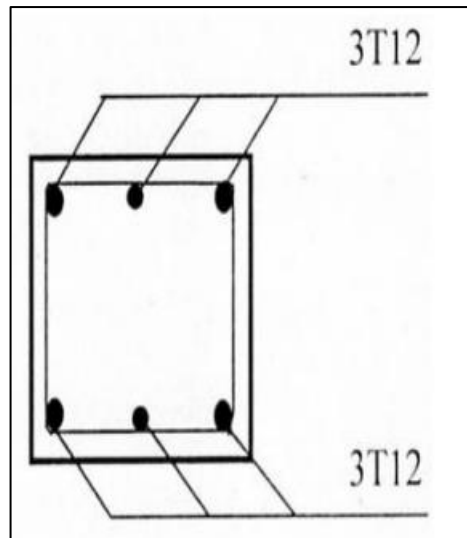


Figure VIII. 10: Schéma ferrailage de la longrine.

VIII.6. Etude des fondations

VIII.6.1. Introduction

Les fondations sont des parties de l'ouvrage qui sont en contact directe avec le sol. elles transmettent les charges de la superstructure et constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les fondations transmettent les charges au sol ; soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

Le choix du type de fondation dépend du :

- Type d'ouvrage.
- La nature et homogénéité du bon sol.
- La capacité portance de terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La charge économique.
- La facilité de réalisation.

La contrainte admissible du sol qui est égal à 2.5 bars ; il y a lieu d'utiliser à priori des fondations superficielles de type :

- Semelle isolée
- Semelle filante
- Radier générale

VIII.6.2. Combinaison d'action

Selon le B.A.E.L., deux combinaisons de charges sont à considérer :

ELS (G + Q)

ELU (1.35G + 1.5Q)

Les sollicitations suivantes obtenus du logiciel Etabs :

On a :

$N_u = 2076.04$ kN

$N_s = 1511.13$ kN

$M_u = 77.27$ kN.m

$M_s = 53.9$ kN.m

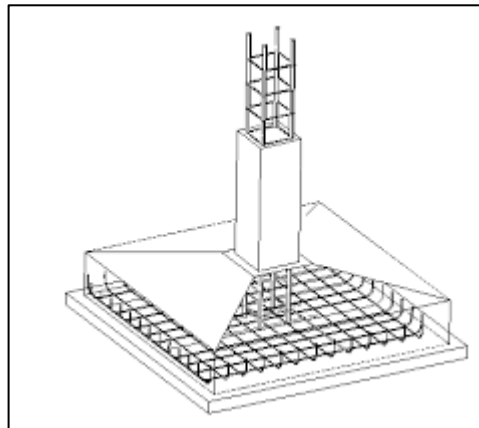
VIII.6.3. Dimensionnement de la semelle suivant le DTU.13.12

Figure VIII. 11: Semelles isolée sous poteaux.

$$\sigma_{\text{ref}} = \frac{\left(1 - 6 \frac{e_0}{B}\right) P_u}{AB}$$

Avec ;

$$L' \text{ exentricite } e_0 = \frac{M_u}{P_u}$$

A et B sont les dimensions de la semelle.

Donc

$$e_0 = 0.037 \text{ m}$$

On a aussi $\frac{A}{B} = \frac{a}{b}$ avec « a » et « b » les dimensions du poteau.

$$a = 80 \text{ cm}$$

$$b = 80 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } A = \frac{80}{80} B ; A=B$$

En considérant l'hypothèse de la semelle entièrement comprimée : $e \leq \frac{B}{6}$

Ce qui donne $B = 0.24 \text{ m}$.

Alors :

$$\sigma_{\text{ref}} = \frac{(1 - 6 \frac{eo}{B}) Pu}{AB} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

$$\frac{Pu}{AB} + 3Pu \cdot \frac{e}{AB^2} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

On aura :

$$\frac{BPu}{AB^2} + 3Pu \cdot \frac{e}{AB^2} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

$$\sigma_{\text{sol}} \cdot AB^2 - BPu - 3Pu \cdot e \geq 0$$

$$A=B$$

$$\sigma_{\text{sol}} \cdot B^3 - BPu - 3Pue \geq 0$$

On résout l'équation du 3eme degré en B en posant l'égalité a 0, on

a :

$$0.25B^3 - 2.076B - 0.231 \geq 0$$

On obtient : $B = 2.936 \text{ m}$

On prend $B = 3.1 \text{ m}$

Donc $A = B = 3.1 \text{ m}$

A partir de la condition de rigidité $d = \max\left(\frac{A-a}{4}; \frac{B-b}{4}\right) = 60\text{cm}$

Donc $ht = d + 5\text{cm} = 65 \text{ cm}$

On aura :

$$A = 3.1 \text{ m}$$

$$B = 3.1 \text{ m}$$

$$Ht = 60 \text{ cm}$$

Pour vérifier l'interférence entre deux semelles il faut vérifier que : $L_{\text{min}} > 1.5B$

Tel que : **L_{min}** est l'entre axe minimum entre deux poteaux

Dans notre cas : **$L_{\text{min}} = 5.9 \text{ m}$** $> 1,5 \times 3.1 = 4.65 \text{ m}$C.V

On a :

Tableau VIII. 13: Surface des fondations par rapport à la surface d'emprise du bâtiment

S_{Semelle} (m^2)	S_{batiment} (m^2)	%
269.08	626.58	42.94%

Donc :

La surface totale de la semelle ne dépasse pas 50% de la surface d'emprise du bâtiment ; pour cela on a opté pour des semelles isolées comme type de fondation pour notre ouvrage.

VIII.6.4. Vérification de la portance du sol

$$\sigma_{\text{ref}} = \frac{(1 - 6 \frac{eo}{B}) Pu}{AB} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

Poids propre de la semelle = $A \times B \times ht \times \rho_{\text{beton}} = 156.16 \text{ kN}$

Donc :

$$Pu = Nu + 1.35 Pp = 2286.85 \text{ kN}$$

$$e = \frac{Mu}{pu} = 0.033 \text{ m}$$

$$\sigma_{\text{ref}} = 0.245 < 0.25 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

VIII.6.5 Ferrailage :

Armature parallèle au côté A :

$$As \geq \frac{pu(1 + \frac{3e}{b})(A-a)}{8d\sigma_{st}}$$

$$As = 26.02 \text{ cm}^2$$

Choix : 19 HA 14

Espacement 15 cm

Armature parallèle au côté B :

$$As \geq \frac{pu(1 + \frac{3e}{b})(B-b)}{8d\sigma_{st}}$$

$$As = 26.02 \text{ cm}^2$$

Choix : 19 HA 14

Espacement 15 cm

VIII.6.6. Longueur de scellement

$$Ls(A) = \frac{\varphi}{4} \times \frac{fe}{0.6 \omega s^2 \cdot ftj} = 61.72 < \frac{B}{4} \dots \dots \dots \text{les barres doivent être}$$

prolonger jusqu'au extrémités de la semelle sans crochet

$$Ls(A) = \frac{\varphi}{4} \times \frac{fe}{0.6 \omega s^2 \cdot ftj} = 61.72 < \frac{A}{4} \dots \dots \dots \text{les barres doivent être}$$

prolonger jusqu'au extrémités de la semelle sans crochet

VIII.6.7. Débord

$$h_p = \max(15 \text{ cm}, 12\varphi + 6 \text{ cm}) = 22.8$$

On prend $h_p = 25 \text{ cm}$

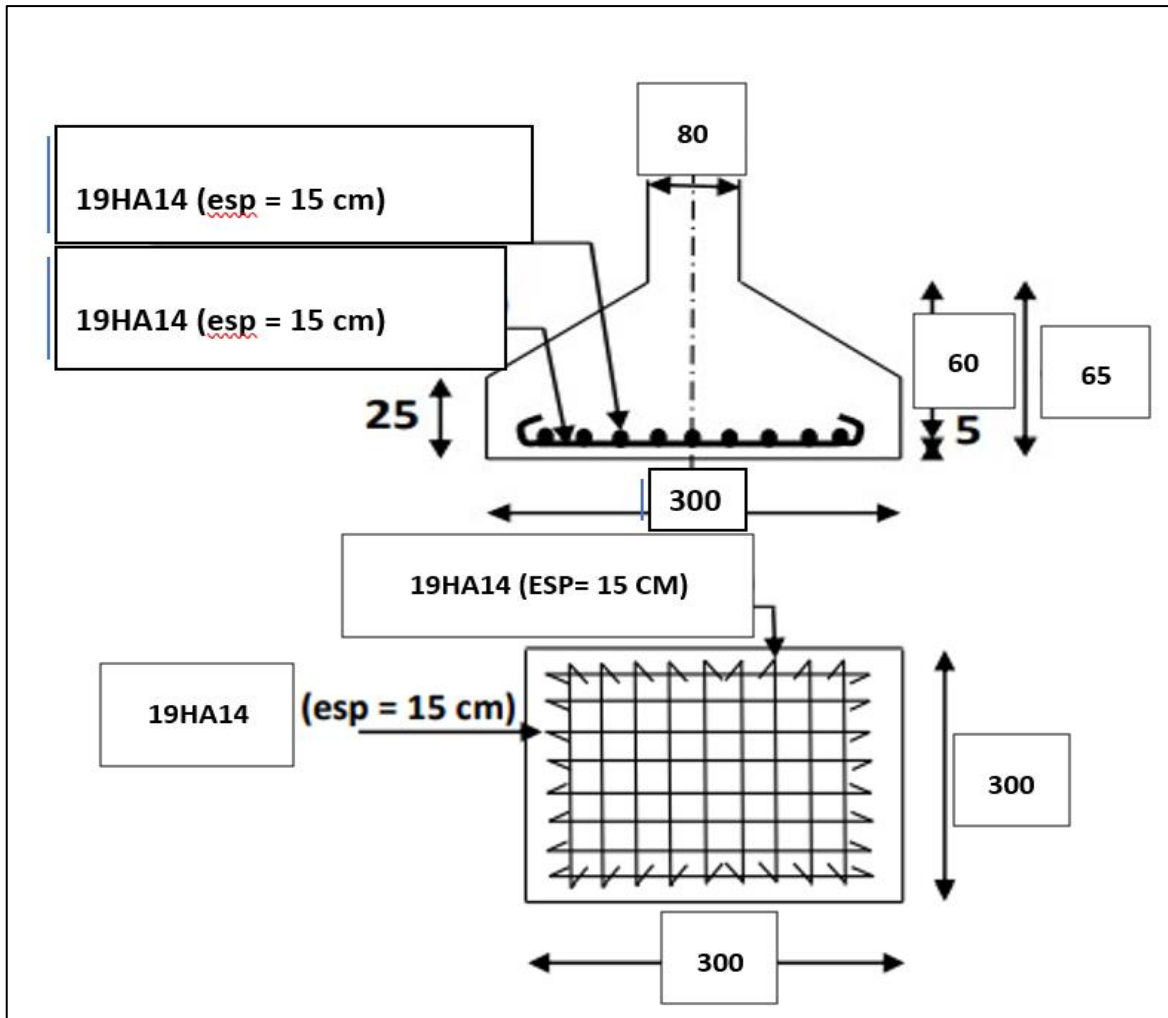


Figure VIII. 12: Plan de ferrailage de fondation.

VIII.7. Semelle filante sous voile périphérique

Le dimensionnement et le ferrailage se feront avec Auto Desk Robot

VIII.7.1. Sollicitations

a partir du logiciel ETABS et sous la combinaison 1.35G+1.5Q nous avons ;

$$N=73,24 \text{ kN/m}$$

$$F_x=2,30 \text{ kN/m}$$

$$M_y=2,54 \text{ kN.m/m}$$

VIII.7.2. Note de calcul ROBOT

Ferraillage théorique**Semelle isolée :**

Aciers inférieurs :

ELU : CAL.1 N=73,24 My=2,54 Fx=2,30

My = 5,45 (kN*m) A_{SX} = 2,85 (cm²/m)

ELU: CAL.1 N=73,24 My=2,54 Fx=2,30

Mx = 0,84 (kN*m) A_{SY} = 1,60 (cm²/m)A_{S min} = 1,90 (cm²/m)Espacement réglementaire maximal e_{max} = 0,25 (m)**Fût :**

Armature longitudinale

A = 2 x 0,00 (cm²/m) A min. = 2 x 0,00 (cm²/m)A = 2 * (A_{SX} + A_{SY})A_{SX} = 2 x 0,00 (cm²/m) A_{SY} = 2 x 0,00 (cm²/m)**1.3.4 Ferraillage réel****2.3.1 Poutre/sol élastique****Aciers inférieurs :**

En X:

17 HA 500 8 l = 0,60 (m) e = 1*-1,36 + 16*0,17

En Y:

4 HA 500 6 l = 2,80 (m) e = 1*-0,25 + 3*0,17

2.3.2 Fût**Armature longitudinale****Attentes****Armature longitudinale**

30 HA 500 16 l = 1,50 (m) e = 1*-0,11 + 1*0,12

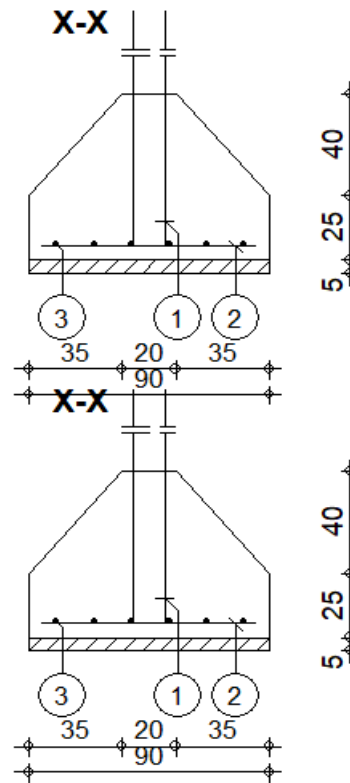


Figure VIII. 13: Plan de ferrailage de fondation.

Tableau VIII. 14: Armature semelle filante

Pos.	Armature	Code	Forme
①	30HA 16	l=1.90	00
②	22HA 10	l=80	00
③	6HA 6	l=2.80	00

VIII.8. Conclusion

Dans ce chapitre d'étude de l'infrastructure, nous avons examiné les poteaux et poutres en béton armé, ainsi que les semelles isolées et filantes sous le voile périphérique. Le dimensionnement précis de ces éléments est crucial pour assurer la solidité de la structure. Les poutres reprennent les charges des plancher et les transmettent aux poteaux qui donc supportent des charges verticales et horizontales, tandis que les semelles assurent la transmission des charges vers le sol. Une analyse rigoureuse des charges et des contraintes permet de dimensionner ces éléments conformément aux normes.

CONCLUSION GENERALE

Ce mémoire de fin d'études s'est porté sur le calcul d'un bâtiment en charpente métallique sur trois niveaux comprenant deux sous-sols en béton armé. Au cours de cette étude, nous avons exploré les différents aspects et défis liés à la conception et au calcul de ce type de structure.

Tout d'abord, nous avons examiné les normes et les réglementations en vigueur. Nous avons également analysé les charges sismiques et gravitaires qui s'appliquent à ce type de structure, en prenant en compte les effets du vent et de la neige ainsi que les contraintes spécifiques liées à la présence des sous-sols, telles que les charges supplémentaires dues à la terre environnante et les forces de poussée du sol.

Ensuite, nous avons étudié les différentes méthodes de calcul disponibles, telles que les méthodes analytiques et les méthodes numériques, en utilisant des logiciels de modélisation et de simulation avancés. Nous avons effectué des analyses structurales détaillées pour évaluer la résistance, la stabilité et la déformation de la structure dans des conditions normales et extrêmes.

Les calculs manuels ont permis de comprendre les principes fondamentaux de la conception d'une charpente métallique et d'effectuer des vérifications de base. Cependant, les méthodes numériques, telles que l'utilisation de logiciels de modélisation et de simulation, ont facilité la prise en compte de paramètres complexes et l'analyse approfondie de la structure. L'intégration de ces deux approches a permis d'optimiser la conception ainsi qu'à évaluer le comportement sous différentes charges et conditions. En conclusion, l'utilisation combinée du calcul manuel et numérique a apporté une meilleure compréhension de la charpente métallique étudiée et a permis d'aboutir à des résultats fiables pour garantir la sécurité et la durabilité de la structure.

Comme perspective de recherche à ce travail nous proposons d'aborder la problématique d'évaluation des logiciels de calcul et notamment ceux des assemblages en charpente métallique en vue de démontrer leur impact sur l'étude ainsi qu'à pallier aux potentielle lacune comme celle énoncer dans le chapitre précédent.

REFERENCES

- [1] Charges permanente et charge d'exploitation DTR D.C.2.2 charges et surcharges
- [2] Document technique réglementaire Algérienne D.T.R-C2-47 ; REGLEMENT NEIGE ET VENT « RNV99 » version 2003.
- [4] Eurocode 4, calcul des structures mixte.
- [5] Eurocode 3, calcul des structures en acier, partie 1-1, règles générales et règles pour les bâtiments.
- [6] Règles de conception et de calcul des structures en acier « CCM97 » ; (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.44)
- [7] Règles parasismique Algérienne RPA99 version 2003 ; (Document technique réglementaire D.T.R B.C.2.48).
- [8] Rafik TALEB, calcul sismique des structures selon RPA99 version 2003, SEMINAIRE JPOGC : journée portes ouvertes sur le génie civil, juin 2008
- [10] Jean Morel, Calcul des structures métallique selon l'Eurocode 3,
- [15] CSTB Calcul des ouvrages en béton armé
- [16] Le BAEL99, D.T.U, Béton armé aux états limites⁹¹, modifié 99.
- [17] Université Saad Dahleb de Blida, guide de rédaction d'un projet de fin d'études.
- [18] Fiche technique HI-BOND 55.800
- [19] Fiche technique GROUPES ACIERS GROSJEAN (Tôle ondulée 18.76.988)
- [20] DAHMANI-Lahlou-dans-le-livre-Calcul-des-elements-de-construction-metalliques-Selon-leuro-code-3-360p