

République Algérienne Démocratique et populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Université de Tlemcen
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil



Mémoire pour l'Obtention du diplôme de Master
En : Génie Civil
Spécialité : Structures

Thème :

**Etude Comparative Pour Le Calcul Au Séisme d'un Bâtiment Métallique a
Etage En Utilisant Les Différentes Méthodes du RPA2024 + Push-over**

Présentés le 11 octobre 2025 par :

BENDAHMANE Mohammed-Ayoub

ABDELHAFIDE Bouthaina

Devant le jury composé de :

Dr. HOUTI Farid Brahim.

Président

Dr. MAACHOU Omar.

Examineur

Pr. BOUMECHRA Nadir.

Encadreur

Dr. TABET DERRAZ Moulay Idriss.

Encadreur

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

إهداء

إن بعض الهياكل يُعاد بناؤها، ليس لتعويض ما فُقد، بل لمواصلة ما انتقطع.
هذه المذكرة ليست مجرد دراسة تقنية، بل هي لبنة في صرح أضع فيه شيئاً من أمي، علّه
يبقى كما تبقى آثارها في داخلي.
رحمك الله يا أمي وأسكنك فسيح جناته.

- إلى أبي العزيز، الذي لم يتوقف يوماً عن دعمي وتشجيعي، أطال الله في عمره.
- إلى أخواتي الثلاث، حفظهن الله ورعاهن، ولا أنسى أبناءهن وأزواجهن.
- إلى أصدقائي الأعزاء، وبالأخص أخي بوجهر ونيس، أسأل الله أن يوفقه في حياته.
- إلى كل أستاذ أو شخص لم يبخل عليّ بعلمه، وعلمني ولو حرفاً طوال مسيرتي.

إليكم أحبتي اهدي ثمرة جهدي المتواضع

بن دحمان محمد أيوب.

إهداء

أهدي ثمرة هذا العمل إلى أمي العزيزة، سندي وقوتي، لكل تشجيعاتها المستمرة، ولصبرها اللامتناهي وإيمانها الدائم بي، أدين لها بكل ما وصلت إليه. وإن بلغت هذه المرحلة من مسيرتي اليوم، فبفضلها وبفضل تضحياتها.

فهذا العمل المتواضع هو ثمرة دعمها اللامشروط ووجودها الدائم في كل محطات حياتي. إلى روح والدي الغالي، الذي سيبقى خالداً في قلبي. فذكره وحبّه وتضحياته ستظل تلهمني وتوجّه خطواتي ما حييت

إلى أختي الغالية «بشرى»، رفيقة الدرب وشريكة اللحظات.

إلى صديقتي العزيزتين، مريم وإيمان، اللواتي أنارت صداقتهنّ مسيرتي، وخفّفن عني مشقات هذا المشوار بجبهنّ ووفائهنّ.

لأساتذتي الكرام، الذين صقلوا علمي وصوّبوا خطواتي بتوجيهاتهم ونصائحهم القيّمة. فلولا جهودهم وتفانيهم، لما كنت لأبلغ هذا المستوى من التكوين .

وأخيراً، أهدي هذا العمل إلى أسرتي الثانية: نادي CEC حيث وجدت روح الفريق والتضامن والأخوة، وكان لذلك أثر كبير في نموي الأكاديمي والإنساني معاً. فليجد كل عضو من هذا النادي في هذه الكلمات تعبيراً عن امتناني العميق واعتزازي الصادق.

عبد الحفيظ بتينة.

Remerciements

Tout d'abord, nous remercions Allah de nous avoir donné la force, la volonté et la patience nécessaires pour mener à bien ce projet de fin d'études.

*Nous exprimons notre profonde gratitude à notre encadreur Pr. **BONMECHARA N.** ainsi qu'à notre Co-encadreur Mr. **TABET DERRAZ M.** pour leurs orientations, leurs précieux conseils et leur bienveillance tout au long de l'élaboration de ce travail.*

Nous tenons également à remercier nos parents, nos frères, nos sœurs ainsi que toute notre famille pour leur soutien moral et leurs encouragements constants, sans lesquels ce travail n'aurait pas pu aboutir.

Nous adressons aussi nos sincères remerciements aux membres du jury qui nous font l'honneur d'évaluer ce modeste travail.

Enfin, nous remercions toutes les personnes qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation et à la concrétisation de ce projet.

Résumé

Ce projet consiste à étudier la structure d'un bâtiment SS + R + 3 étages à usage industriel en charpente métallique a la wilaya de TLEMCEN, et par la suite une analyse comparative avec différents méthode du calcul sismique par logiciel Saap200.

Ce projet est élaboré en plusieurs étapes, en premier lieu l'évaluation des charges et surcharges, l'étude climatique (vent, neige,) selon le « RNV99 v 2013 », ensuite l'étude du plancher mixte selon « L'EUROCODE 4 », après, l'étude dynamique selon le « RPA 2024 », puis, le dimensionnement des différents éléments (principaux et secondaires) et l'étude des assemblages avec l'utilisation de logiciel IDEA StatiCa selon les règlements « EUROCODE 3 » et « CCM97 », et par la suite l'étude de l'infrastructure selon le « BAEL91 ».

Mots clés: Charpente métallique, plancher mixte, Saap2000, poussée progressive, temporelle, IDEA StatiCa

Abstract

This project focuses on the study of the structure of an industrial building B + G + 3 floors in steel frame, located in the Wilaya of TLEMCEN, followed by a comparative analysis using different seismic calculation methods through the software Saap200.

The project is carried out in several stages: first, the evaluation of permanent and variable loads, as well as the climatic study (wind, snow) according to « RNV99 v 2013 », then, the study of the composite floor according to « EUROCODE 4 », afterwards, the dynamic analysis according to « RPA 2024 », followed by the design of the main and secondary structural elements and the study of the connections using IDEA StatiCa in accordance with « EUROCODE 3 » and « CCM97 », and finally, the study of the foundations according to « BAEL91 ».

Keywords: Steel frame, composite floor, Saap2000, pushover, time history, IDEA StatiC.

المخلص

يتناول هذا المشروع دراسة هيكل مبنى صناعي مكون من قبو + طابق أرضي + 3 طوابق (SS+R+3) بهيكل معدني في ولاية تلمسان، ثم القيام بتحليل مقارنة باستخدام طرق مختلفة للحساب الزلزالي بواسطة برنامج Saap200 .

وقد تم إعداد هذا المشروع على عدة مراحل: أولاً تقييم الأحمال الدائمة والمتغيرة، ثم الدراسة المناخية (الرياح، الثلوج) وفقاً لـ RNV99 إصدار 2013، يليها دراسة البلاطة المختلطة وفقاً لـ Eurocode 4، وبعدها الدراسة الديناميكية وفقاً لـ RPA 2024، ثم حساب أبعاد العناصر الإنشائية الرئيسية والثانوية ودراسة الوصلات باستخدام برنامج IDEA StatiCa طبقاً لـ Eurocode 3 و CCM97، وأخيراً دراسة الأساسات وفقاً لـ BAEL91.

الكلمات المفتاحية: الهيكل المعدني، البلاطة المختلطة، Saap2000، التحليل الزلزالي Pushover، التحليل الزمني Time history، IDEA StatiCa.

Sommaire

Dédicaces

Remerciements

Résumé

INTRODUCTION GENERALES

Chapitre I : Généralités sur la conception de l'ouvrage

I.1. INTRODUCTION :	2
I.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE :	2
I.2.1. Données géométriques de l'ouvrage	2
I.2.2. LOCALISATION ET ZONES D'IMPLANTATION :	3
I.3. REGLEMENTS UTILISÉS :	4
I.4. MATERIAUX	4
I.4.1 L'acier de construction :	4
I.4.2. Acier pour ferrailage :	5
I.4.3. Le béton :	5
I.5. LOGICIELS UTILISÉS :	5

Chapitre II : Evaluation des charges

II.1. INTRODUCTION :	7
II.2. CHARGES PERMANENTES :	7
II.2.1. Les planchers :	7
II.2.1.1. Plancher d'étage courant :	7
II.2.1.2. Toiture (inaccessible)	8
II.2.2. Maçonnerie :	8
II.2.2.1. Murs extérieurs:	8
II.2.2.1. Murs intérieurs:	8
II.2.3. Les escaliers :	9
II.2.3.1. Palier et Volée :	9
II.3. CHARGES D'EXPLOITATION :	9
II.4 CHARGE CLIMATIQUE :	9
II.4.1. Charge de neige :	9
II.4.2. Charge du vent :	10

II.4.2.1. Données relatives au site :	10
II.4.2.2. Détermination de la pression due au vent :	11
II.5. CONCLUSION	20

Chapitre III : Pré-dimensionnement

III.1. INTRODUCTION :	22
III.2. PRE DIMENSIONNEMENT :	22
III.2.1. Les panne :	22
III.2.1.1 Les caractéristique technique du panneau :	22
III.2.1.2. Les charges et surcharges appliqué sur les pannes :	22
III.2.1.3. Combinaison des charges :	23
III.2.1.4. Vérification la résistance de la section avec l'effet d'instabilités :	25
III.2.2. Les traverse :	30
III.2.2.1 Combinaison des charges :	30
III.2.2.2. Vérification la résistance de la traverse :	30
III.2.3. Les poteaux :	31
III.2.3.1. Chargement :	31
III.2.3.2. Vérification la résistance avec l'effet d'instabilités:	32
III.1. CONCLUSION :	33

Chapitre IV : Etude du plancher mixte

IV.1. INTRODUCTION :	35
IV.2. CALCUL PLANCHER MIXTE :	35
IV.2.1. Phase de construction :	35
IV.2.1.1. Caractéristiques de la tôle nervurée :	36
IV.2.1.2. Les charges :	36
IV.2.1.3. Vérification à l'état limite ultime :	36
IV.2.1.3. Vérification à l'état limite service :	37
IV.2.2. Phase finale :	37
IV.2.2.1. Vérification de la section mixte (solives) :	37
IV.2.2.2. Vérification de la section mixte (Les poutres principales) :	41
IV.2.2.3. Vérification de la section mixte (Les poutres secondaire)	44
IV.2.2.4. Etude des connecteurs :	47
IV.2.2.5. Calcul de ferrailage :	50
IV.3. CONCLUSION :	50

Chapitre V : Etude Dynamique

V.1. INTRODUCTION :	52
V.2. Modélisation de la structure :	52
V.3 Combinaisons d'actions :	53
V.4. Les méthodes du calcul :	53
V.5. Méthode statique équivalente:	53
V.5.1 Détermination la force sismique :	54
V.5 .2 Estimation de la période fondamentale de la structure :	54
V.5 .3Spectre de calcul :	55
V.6 les méthodes dynamiques :	57
V.6.1Méthode Analyse modale spectacle :	57
V.6.2Analyse dynamique par la méthode accélérogrammes (Time-History) :	58
V.6.2.1 Les méthode pour résolution des SPDDL forcé :	58
V.6.2.2 Méthodes de résolution Pas-à-Pas :	58
V.6.2.3 La méthode de Newmark- β :	58
V.6.2.4Application sur SAP2000 :	58
V.6.2.5 Extraction des résultats :	59
V.7 Analyse dynamique par la méthode statique non linéaire « Pushover » :	60
V.7 .1 Objectifs de la méthode :	60
V.7 .2 Étapes de la méthode Push-over dans SAP2000 :	60
V.7 .3.Problème rencontré dans l'analyse Push-over :	61
V.7 .4. Explication du résultat obtenu :	62
V.8 Comparaison entre les différentes méthodes d'analyse sismique :	63
V.6 résultante des forces sismique de calcul :	67
V.7 Calcul et vérification des déplacements :	68
V.8 CONCLUSION :	69

Chapitre VI : Dimensionnement des éléments structuraux

VI.1.INTRODUCTION	71
VI.2. DIMENSIONNEMENT DES PANNE	71
VI.2.1. Vérification la résistance de la section avec l'effet d'instabilités	71
VI.2.1.1. Classe du profilé IPE 240	71
VI.2.1.2.Vérification au moment fléchissant	72
VI.2.1.3.Vérification au cisaillement	72
VI.2.1.4.Moment résistant au déversement :	73
VI.2.1.5.Vérification de la flèche	74
VI.3. DIMENSIONNEMENT DE LA TRAVERSE :	74

VI.3.1. Vérification la résistance de la section avec l'effet d'instabilités	74
VI.3.1.1 Classe du profilé IPE 330	75
VI.3.1.2. Vérification de la condition de flèche :	75
VI.3.1.3. Condition de résistance : (moment fléchissant + effort tranchant + effort normal) :	75
Moment résistant au déversement :	75
VI.4.DIMENSIONNEMENT DES POUTRES	77
VI.4.1. Poutre principale	77
VI.4.1.1.Classe du profilé IPE 550	77
VI.4.1.2. Vérification de cisaillement	77
VI.4.1.3. Vérification la résistance de la poutre mixte :	77
VI.4.2. Poutre Secondaire	79
VI.4.2.1.Classe du profilé IPE 330	79
VI.4.2.2.Vérification de cisaillement	79
VI.4.2.3.Vérification la résistance de la poutre mixte :	79
VI.5. DIMENSIONNEMENT DES POUTRELLES :	80
VI.5.1.Classe du profilé IPE 300	80
VI.5.2.Vérification au cisaillement :	80
VI.5.3.Vérification la résistance de la poutrelle mixte :	80
VI.6. DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX	81
VI.6.1. Poteau du 1 ^{er} etage	81
VI.6.1.1. Classe du profilé HEB 300	81
VI.6.1.2. Vérification de la résistance à la flexion composée	82
VI.6.1.3. Vérification de cisaillement	83
VI.6.1.4. Vérification de déplacement	84
VI.7. DIMENSIONNEMENT DES POTELETS	84
VI.7.1 Classe du profilé IPE 330	85
VI.7.2.Vérification au cisaillement :	85
VI.7.3. Vérification de l'élément aux instabilités	85
VI.8. DIMENSIONNEMENT DES CONTREVENTEMENTS	88
VI.8.1.Contreventement en X 2UPN180	88
VI.8.1.1. Vérification à la compression	88
VI.8.1.2 Vérification avec l'effet du flambement	88
VI.8.2. Contreventement sur la toiture en X cornière 2L75×7	89
VI.8.2.1. Vérification à la compression	89
VI.8.2.2 Vérification avec l'effet du flambement	89
VI.9. DIMENSIONNEMENT DES ESCALIERS	90

VI.9.1. Le nombre de marches (m)	90
VI.9.2. Longueur de la volée (LV)	91
VI.9.3. Dimensionnement des éléments porteurs :	91
VI.9.3.1 Cornière	91
VI.9.3.2. Limon :	92
VI.9. CONCLUSION :	94

Chapitre VII : Assemblages métalliques

VII.1. INTRODUCTION :	96
VII.2. ROLE DES ASSEMBLAGES :	96
VII.3. PRESENTATION DE L'OUTIL UTILISE :	96
VII.4. DESCRIPTION ET R2SULTATS DES ASSEMBLAGES :	97
VII.4.1.Assemblages de toiture :	97
VII.4.1.1 Assemblage Pannes – Traverse :	97
VII.4.1.2 Assemblage Poteau – Traverse :	100
VII.4.1.3 Assemblage du faîtage :	104
VII.4.1.4 Assemblage Potelet – Traverse :	108
VII.4.2.Assemblages d'étages :	111
VII.4.2.1 Assemblage Poutre Solive :	111
VII.4.2.2 Assemblage Poteau Poutre :	114
VII.4.2.3 Assemblage Poteau-Poteau :	120
VII.4.2.4 Assemblage contreventement en X	123
VII.4.3. Ancrage et assemblage de la structure portante :	126
VII.4.3.1 Assemblage Pied-Poteau et contreventement :	126
VII.5.CONCLUSION :	129

Chapitre VIII : Infrastructure

VIII.1. INTRODUCTION :	131
VIII.2. Voiles périphériques (sous-sol):	131
VIII.2.1.Les caractéristiques du sol sont les suivantes :	131
VIII.2.2Dimensions du voile :	131
VIII.2.3 Evaluation des charges et surcharges :	132
VIII.2.4 Calcul de ferrailage :	132
VIII.2.4.1 Calcul de l'armature verticale :	133
VIII.2.4.2 Calcul de l'armature horizontal :	134
VIII.3. Calcul des fondations :	135

VIII.3.1	Combinaisons des charges :	136
VIII.3.2	Pré dimensionnement des semelles filantes :	136
VIII.3.2.1	Pré dimensionnement de la nervure :	136
VIII.3.2.2	Pré dimensionnement de la table :	136
VIII.3.2.3	Vérification de chevauchement entre semelle filantes :	137
VIII.3.3	Modélisation :	137
VII.3.	CONCLUSION :	142

CONCLUSION GENERALE

Références bibliographiques

ANNEXES

ANNEXE A : PLANCHER MIXTE

ANNEXE B : DETERMINATION DU FACTEUR DE MOMENT UNIFORME

ANNEXE C : LES DESSINS DES ASSEMBLAGES

ANNEXE D : LES PLANS ARCHITECTURAUX

ANNEXE E : RAPPORT GEOTECHNIQUE

Liste des figures

Chapitre I : Généralités sur la conception de l'ouvrage

FIGURE I. 1: LA STRUCTURE EN 3D.	2
FIGURE I. 2: LOCALISATION DU SITE DU PROJET.	3
FIGURE I. 3: VUE AÉRIENNE DU SITE DU PROJET.	3
FIGURE I. 4: ALTITUDE DU SITE DU PROJET.	4

Chapitre II : Evaluation des charges

FIGURE II. 1: ÉLÉMENTS CONSTITUANTS LE PLANCHER ÉTAGE.	7
FIGURE II. 2: COUPE VERTICALE D'UN MUR EXTÉRIEUR.	8
FIGURE II. 3: COUPE VERTICALE D'UN MUR INTÉRIEUR.	9
FIGURE II. 4: HAUTEUR DE RÉFÉRENCE.	11
FIGURE II. 5: MODÈLE SIMPLIFIÉ DU BÂTIMENT.	13
FIGURE II. 6: DIRECTION V2, V4.	14
FIGURE II. 7: DIVISION DE LA PAROI VERTICALE SELON LE CHARGEMENT DU VENT (DIRECTION V2, V4).	14
FIGURE II. 8: VALEURS DE CPE SUR LES ZONES DE LA PAROI VERTICALE (DIRECTION V2, V4).	14
FIGURE II. 9: VALEURS DE CPE.10 SUR LES ZONES DE LA TOITURE (DIRECTION V2, V4).	15
FIGURE II. 10: VALEURS DE CPE SUR LES ZONES DE LA TOITURE (DIRECTION V2, V4).	15
FIGURE II. 11: DIRECTION V1, V3 DU VENT.	15
FIGURE II. 12: DIVISION DE LA PAROI VERTICALE SELON LE CHARGEMENT DU VENT (DIRECTION V1, V3).	16
FIGURE II. 13: VALEURS DE CPE SUR LES ZONES DE LA PAROI VERTICALE (DIRECTION V1, V3).	16
FIGURE II. 14: VALEURS DE CPE.10 SUR LES ZONES DE LA TOITURE (DIRECTION V1, V3).	17
FIGURE II. 15: PRESSION DU VENT (V1, V2) SUR A, B, D, E.	18
FIGURE II. 16: PRESSION DU VENT (V1, V3) SUR D, E, F, G, H, J ET I.	18
FIGURE II. 17: PRESSION DU VENT (V2, V4) SUR A, B ET C.	19
FIGURE II. 18: PRESSION DU VENT (V2, V4) SUR D, E, F, G, H ET I.	20

Chapitre III : Pré-dimensionnement

FIGURE III. 1: SCHÉMA STATIQUE DE LA CHARGE D'ENTRETIEN.	22
FIGURE III. 2: SCHÉMA DU VENT.	23
FIGURE III. 3: SCHÉMA DE LA NEIGE.	23
FIGURE III. 4: SCHÉMA STATIQUE DE LA PANNE.	29

Chapitre IV : Etude du plancher mixte

FIGURE IV. 1: PLANCHER MIXTE ACIER-BÉTON.	35
FIGURE IV. 2: SCHÉMA STATIQUE DE LA TÔLE PROFILÉE.	36
FIGURE IV. 3: LARGEUR EFFICACE DE LA DALLE.	37
FIGURE IV. 4: POUTRE SUR 3 APPUIS ABAQUE DE MACQUART.	41
FIGURE IV. 5: POUTRE SUR 6 APPUIS ABAQUE DE MACQUART.	44
FIGURE IV. 6: GOIJONS À TÊTE SOUDÉE AVEC LE PROFILÉ.	47
FIGURE IV. 7: LES DIMENSIONS D'UN CONNECTEUR DE TYPE GOIJON.	48
FIGURE IV. 8: DIMENSION DE LA TÔLE PROFILÉE ET CONNECTEUR.	49
FIGURE IV. 9: COUPE TRANSVERSALE D'UNE BANDE DE LA DALLE.	50

Chapitre V : Etude Dynamique

FIGURE V. 1: MODÉLISATION DE STRUCTURE.....	52
FIGURE V. 2: LES 3 PREMIERS MODES DE VIBRATION LORS DU SÉISME.....	53
FIGURE V. 3: SPECTRE DE RÉPONSE.....	57
FIGURE V. 4: ACCÉLÉROGRAMME COMPATIBLE AVEC LE SPECTRE ÉLASTIQUE DU RPA 2024.....	59
FIGURE V. 5: DÉPLACEMENT ET ACCÉLÉRATION SUIVANT X AU NIVEAU DU NŒUD 836.....	59
FIGURE V. 6: DÉPLACEMENT ET ACCÉLÉRATION SUIVANT Y AU NIVEAU DE LA NŒUD 842.....	60
FIGURE V. 7: LA COURBE PUSH-OVER SUIVANT X ET Y AVEC CONTREVENTEMENT.....	61
FIGURE V. 8: LA COURBE PUSH-OVER SUIVANT X ET Y SANS CONTREVENTEMENT.....	61
FIGURE V. 9: POINT D'INTERSECTION ENTRE COURBE PUSH-OVER ET LE SPECTRE SUIVANT X ET Y.....	62
FIGURE V. 10: LOCALISATION DES ÉLÉMENTS SÉLECTIONNÉS POUR LA COMPARAISON SISMIQUE.....	63
FIGURE V. 11: COMPARAISON DE L'EFFORT TRANCHANT À LA BASE STATIQUE-ÉQUIVALENTE VS MODALE- SPECTRAL ET TEMPORELLE.....	63
FIGURE V. 12: COMPARAISON ANALYSE TEMPORELLE VS ANALYSE MODALE-SPECTRALE DES SOLlicitATIONS M3 ET V2 D'UNE POUTRE PRINCIPALE.....	64
FIGURE V. 13: COMPARAISON ANALYSE TEMPORELLE VS ANALYSE MODALE-SPECTRALE DES SOLlicitATIONS M3 ET V2 D'UNE POUTRE SECONDAIRE.....	65
FIGURE V. 14: COMPARAISON ANALYSE TEMPORELLE VS ANALYSE MODALE-SPECTRALE DES SOLlicitATIONS P, M3 ET V2 D'UN POTEAU.....	66
FIGURE V. 15: COMPARAISON ANALYSE TEMPORELLE VS ANALYSE MODALE-SPECTRALE DE LA SOLlicitATION N POUR DEUX TYPES DE CONTREVENTEMENT.....	67

Chapitre VI : Dimensionnement des éléments structuraux

FIGURE VI. 1: LE PROFILÉ UTILISÉ POUR LA POUTRE PRINCIPALE.....	78
FIGURE VI. 2: LES DÉMENTIONS DE LA SECTION EN PLAN.....	78
FIGURE VI. 3: MODÉLISATION 3D ET PROJECTION EN PLAN DE L'ESCALIER.....	90
FIGURE VI. 4: SCHÉMA STATIQUE DE LIMON.....	93

Chapitre VII : Assemblages métalliques

FIGURE VII. 1. VUE 3D DE L'ASSEMBLAGE DES PANNES.....	97
FIGURE VII. 2. VUE DES TROIS PLANS ORTHOGONAUX.....	97
FIGURE VII. 3. VÉRIFICATION GLOBALE.....	99
FIGURE VII. 4. VÉRIFICATION DE DÉFORMATION.....	99
FIGURE VII. 5. CONTRAINTE ÉQUIVALENTE.....	100
FIGURE VII. 6. VUE 3D DE L'ASSEMBLAGE POTEAUX-TRAVERSE.....	101
FIGURE VII. 7. VUE DES TROIS PLANS ORTHOGONAUX.....	101
FIGURE VII. 8. VÉRIFICATION GLOBALE.....	103
FIGURE VII. 9. VÉRIFICATION DE DÉFORMATION ET CONTRAINTE ÉQUIVALENTE.....	104
FIGURE VII. 10. VUE 3D DE L'ASSEMBLAGE DU FAITAGE.....	105
FIGURE VII. 11. VUE DES TROIS PLANS ORTHOGONAUX.....	105
FIGURE VII. 12. VÉRIFICATION GLOBALE.....	107
FIGURE VII. 13. VÉRIFICATION DE DÉFORMATION ET CONTRAINTE ÉQUIVALENTE.....	107
FIGURE VII. 14. 3D DE L'ASSEMBLAGE TRAVERSE POTELET.....	108
FIGURE VII. 15. VUE DES TROIS PLANS ORTHOGONAUX.....	109
FIGURE VII. 16. VÉRIFICATION GLOBALE.....	110
FIGURE VII. 17. VÉRIFICATION DE DÉFORMATION ET CONTRAINTE ÉQUIVALENTE.....	111
FIGURE VII. 18. VUE 3D DE L'ASSEMBLAGE SOLIVE.....	112
FIGURE VII. 19. VÉRIFICATION GLOBALE.....	114

FIGURE VII. 20. VÉRIFICATION DE DÉFORMATION.	114
FIGURE VII. 21. CONTRAINTE ÉQUIVALENTE.	114
FIGURE VII. 22. VUE 3D DE L'ASSEMBLAGE DES POTEUX POUTRES.	115
FIGURE VII. 23. VUE DES TROIS PLANS ORTHOGONAUX DE TYPE 03.	115
FIGURE VII. 24. VÉRIFICATION GLOBALE.	118
FIGURE VII. 25. VÉRIFICATION DE DÉFORMATION.	118
FIGURE VII. 26. CONTRAINTE ÉQUIVALENTE.	119
FIGURE VII. 27. VUE 3D DE L'ASSEMBLAGE POTEAU POTEAU.	120
FIGURE VII. 28. VUE DES TROIS PLANS ORTHOGONAUX.	120
FIGURE VII. 29. VÉRIFICATION GLOBALE.	122
FIGURE VII. 30. VÉRIFICATION DE DÉFORMATION.	122
FIGURE VII. 31. CONTRAINTE ÉQUIVALENTE.	123
FIGURE VII. 32. VUE 3D DE L'ASSEMBLAGE DU CONTREVENTEMENT.	124
FIGURE VII. 33. VUE DES TROIS PLANS ORTHOGONAUX.	124
FIGURE VII. 34. VÉRIFICATION GLOBALE.	125
FIGURE VII. 35. VÉRIFICATION DE DÉFORMATION ET CONTRAINTE ÉQUIVALENTE.	125
FIGURE VII. 36. VUE 3D DE L'ASSEMBLAGE PIED DE POTEUX.	126
FIGURE VII. 37. VUE DES TROIS PLANS ORTHOGONAUX.	126
FIGURE VII. 38. VÉRIFICATION GLOBALE.	128
FIGURE VII. 39. VÉRIFICATION DE DÉFORMATION.	129
FIGURE VII. 40. CONTRAINTE ÉQUIVALENTE.	129

Chapitre VIII : Infrastructure

FIGURE VIII. 1 : PRÉSENTATION DU VOILE PÉRIPHÉRIQUE.	131
FIGURE VIII. 2 : MODÉLISATION ET PRÉSENTATION DE RÉACTION DU SOL.	132
FIGURE VIII. 3 : RÉSULTATS M11 ET M22 5(SHELL-SAP2000).	132
FIGURE VIII. 4 : MODÉLISATION ET VÉRIFICATION DES SEMELLES FILANTES (LA TABLE).	137
FIGURE VIII. 5 : DIAGRAMME DES MOMENTS FLÉCHISSANT DU LIBAGE.	140
FIGURE VIII. 6 : LA COUPE TRANSVERSAL DES SEMELLES (1 ET 7).	141
FIGURE VIII. 7 : LA COUPE TRANSVERSAL DES SEMELLES (4 ET 6).	141
FIGURE VIII. 8 : LA COUPE TRANSVERSALE DE SEMELLE (2).	142

Liste des tableaux

Chapitre I : Généralités sur la conception de l'ouvrage

TABLEAU I. 1: CARACTÉRISTIQUES DES NUANCES D'ACIER.	4
--	---

Chapitre II : Evaluation des charges

TABLEAU II. 1: DESCENTE DE CHARGE DU PLANCHER ÉTAGE.	7
TABLEAU II. 2: DESCENTE DE CHARGE DE LA TOITURE.	8
TABLEAU II. 3: DESCENTE DE CHARGE DE LA MAÇONNERIE EXTÉRIEURE.	8
TABLEAU II. 4: DESCENTE DE CHARGE DE LA MAÇONNERIE INTÉRIEURE.	8
TABLEAU II. 5: DESCENTE DE CHARGE D'ESCALIER.	9
TABLEAU II. 6: RÉCAPITULATIF DES SURCHARGES.	9
TABLEAU II. 7: CATÉGORIE DU TERRAIN.	10
TABLEAU II. 8: VALEURS DE CPE.10 SUIVANT LES ZONES DE LA PAROI VERTICALE (DIRECTION V2, V4).	14
TABLEAU II. 9: VALEURS DE CPE.10 SUIVANT LES ZONES DE LA TOITURE (DIRECTION V2, V4).	15
TABLEAU II. 10: VALEURS DE CPE.10 SUIVANT LES ZONES DE LA TOITURE (DIRECTION V1, V3).	16
TABLEAU II. 11: VALEURS DE CPE.10 SUIVANT LES ZONES DE LA TOITURE (DIRECTION V2, V4).	17
TABLEAU II. 12: VALEURS DE QJ SUIVANT LES ZONES DE LA PAROI (DIRECTION V1, V3).	17
TABLEAU II. 13: VALEURS DE QJ SUIVANT LES ZONES DE LA TOITURE (DIRECTION V1, V3).	18
TABLEAU II. 14: VALEURS DE QJ SUIVANT LES ZONES DE LA PAROI (DIRECTION V2, V4).	19
TABLEAU II. 15: VALEURS DE QJ SUIVANT LES ZONES DE LA TOITURE (DIRECTION V2, V4).	19

Chapitre III : Pré-dimensionnement

TABLEAU III. 1: CARACTÉRISTIQUE DU PROFILÉ IPE 140.	29
TABLEAU III. 2: CARACTÉRISTIQUES DU PROFILÉ IPEA 450.	31
TABLEAU III. 3: CARACTÉRISTIQUE DU PROFILÉ HEB 400.	32
TABLEAU III. 4: LES PROFILÉES APPROPRIÉS POUR LES POTEAUX.	33
TABLEAU III. 5: CARACTÉRISTIQUE DU PROFILÉ HEB 300.	33

Chapitre IV : Etude du plancher mixte

TABLEAU IV. 1: CARACTÉRISTIQUE DU PROFIL HI-BONDE55.750.	36
TABLEAU IV. 2: VÉRIFICATION DE LA FLÈCHE DES SOLIVES.	40
TABLEAU IV. 3: VÉRIFICATION DES SOLlicitATIONS SUR LES SOLIVES.	40
TABLEAU IV. 4: CARACTÉRISTIQUES DU PROFILÉ IPE 240.	40
TABLEAU IV. 5: CARACTÉRISTIQUES DU PROFILÉ IPE 200.	40
TABLEAU IV. 6: CARACTÉRISTIQUES DU PROFILÉ IPE 330.	40
TABLEAU IV. 7: VÉRIFICATION DE LA FLÈCHE DES POUTRES PRINCIPALES.	43
TABLEAU IV. 8: VÉRIFICATION DES SOLlicitATIONS SUR LES POUTRES PRINCIPALES.	43
TABLEAU IV. 9: CARACTÉRISTIQUES DU PROFILÉ IPE 550.	43
TABLEAU IV. 10: CARACTÉRISTIQUE DU PROFILÉ IPE 600.	43
TABLEAU IV. 11: CARACTÉRISTIQUE DU PROFILÉ IPE 500.	44
TABLEAU IV. 12: CARACTÉRISTIQUE DU PROFILÉ IPE 360.	44
TABLEAU IV. 13: VÉRIFICATION DE LA FLÈCHE DES POUTRES SECONDAIRE.	47
TABLEAU IV. 14: VÉRIFICATION DES SOLlicitATIONS SUR LES POUTRES SECONDAIRE.	47
TABLEAU IV. 15: CARACTÉRISTIQUE DU PROFILÉ IPE 270.	47

TABLEAU IV. 16: CARACTÉRISTIQUE DU PROFILÉ IPE 220.	47
--	----

Chapitre V : Etude Dynamique

TABLEAU V. 1: LES VALEURS DE LA PÉRIODE T ₀	55
TABLEAU V. 2: CALCUL EFFORT TRANCHANT À LA BASE OBTENU PAR LA MÉTHODE STATIQUE ÉQUIVALENTE. ..	56
TABLEAU V. 3: EFFORT TRANCHANT À LA BASE OBTENU PAR ANALYSE MODALE SPECTRALE AVEC SAP2000.	57
TABLEAU V. 4: EFFORT TRANCHANT À LA BASE OBTENU PAR TIME HISTORY AVEC SAP2000.	59
TABLEAU V. 5: EFFORT TRANCHANT À LA BASE OBTENUE PAR PUSH-OVER AVEC SAP2000.	62
TABLEAU V. 6: COMPARAISON DES DÉPLACEMENTS AU SOMMET DANS LES DEUX DIRECTIONS.	64
TABLEAU V. 7: LA VÉRIFICATION DE LA RÉSULTANTE DES FORCES SISMQUES.	68
TABLEAU V. 8: VÉRIFICATION DU DÉPLACEMENT LA DIRECTION X.	68
TABLEAU V. 9: VÉRIFICATION DU DÉPLACEMENT DANS LA DIRECTION Y.	68

Chapitre VI : Dimensionnement des éléments structuraux

TABLEAU VI. 1: LES PROFILÉES UTILISÉES POUR LES POUTRES SECONDAIRES.	80
TABLEAU VI. 2: LES PROFILÉES UTILISÉES POUR LES SOLIVES.	81
TABLEAU VI. 3: EFFORTS ET MOMENTS SOLICITANT SUR LES POTEAUX.	84
TABLEAU VI. 4: RÉSISTANCE ET DÉPLACEMENTS DES POTEAUX.	84

Chapitre VII : Assemblages métalliques

FIGURE VII. 1. VUE 3D DE L'ASSEMBLAGE DES PANNES.	97
FIGURE VII. 2. VUE DES TROIS PLANS ORTHOGONAUX.	97
FIGURE VII. 3. VÉRIFICATION GLOBALE.	99
FIGURE VII. 4. VÉRIFICATION DE DÉFORMATION.	99
FIGURE VII. 5. CONTRAINTE ÉQUIVALENTE.	100
FIGURE VII. 6. VUE 3D DE L'ASSEMBLAGE POTEAUX-TRAVERSE.	101
FIGURE VII. 7. VUE DES TROIS PLANS ORTHOGONAUX.	101
FIGURE VII. 8. VÉRIFICATION GLOBALE.	103
FIGURE VII. 9. VÉRIFICATION DE DÉFORMATION ET CONTRAINTE ÉQUIVALENTE.	104
FIGURE VII. 10. VUE 3D DE L'ASSEMBLAGE DU FAITAGE.	105
FIGURE VII. 11. VUE DES TROIS PLANS ORTHOGONAUX.	105
FIGURE VII. 12. VÉRIFICATION GLOBALE.	107
FIGURE VII. 13. VÉRIFICATION DE DÉFORMATION ET CONTRAINTE ÉQUIVALENTE.	107
FIGURE VII. 14. 3D DE L'ASSEMBLAGE TRAVERSE POTELET.	108
FIGURE VII. 15. VUE DES TROIS PLANS ORTHOGONAUX.	109
FIGURE VII. 16. VÉRIFICATION GLOBALE.	110
FIGURE VII. 17. VÉRIFICATION DE DÉFORMATION ET CONTRAINTE ÉQUIVALENTE.	111
FIGURE VII. 18. VUE 3D DE L'ASSEMBLAGE SOLIVE.	112
FIGURE VII. 19. VÉRIFICATION GLOBALE.	114
FIGURE VII. 20. VÉRIFICATION DE DÉFORMATION.	114
FIGURE VII. 21. CONTRAINTE ÉQUIVALENTE.	114
FIGURE VII. 22. VUE 3D DE L'ASSEMBLAGE DES POTEAUX POUTRES.	115
FIGURE VII. 23. VUE DES TROIS PLANS ORTHOGONAUX DE TYPE 03.	115
FIGURE VII. 24. VÉRIFICATION GLOBALE.	118
FIGURE VII. 25. VÉRIFICATION DE DÉFORMATION.	118
FIGURE VII. 26. CONTRAINTE ÉQUIVALENTE.	119
FIGURE VII. 27. VUE 3D DE L'ASSEMBLAGE POTEAU POTEAU.	120

FIGURE VII. 28. VUE DES TROIS PLANS ORTHOGONAUX.	120
FIGURE VII. 29. VÉRIFICATION GLOBALE.	122
FIGURE VII. 30. VÉRIFICATION DE DÉFORMATION.	122
FIGURE VII. 31. CONTRAINTE ÉQUIVALENTE.	123
FIGURE VII. 32. VUE 3D DE L'ASSEMBLAGE DU CONTREVENTEMENT.	124
FIGURE VII. 33. VUE DES TROIS PLANS ORTHOGONAUX.	124
FIGURE VII. 34. VÉRIFICATION GLOBALE.	125
FIGURE VII. 35. VÉRIFICATION DE DÉFORMATION ET CONTRAINTE ÉQUIVALENTE.	125
FIGURE VII. 36. VUE 3D DE L'ASSEMBLAGE PIED DE POTEAUX.	126
FIGURE VII. 37. VUE DES TROIS PLANS ORTHOGONAUX.	126
FIGURE VII. 38. VÉRIFICATION GLOBALE.	128
FIGURE VII. 39. VÉRIFICATION DE DÉFORMATION.	129
FIGURE VII. 40. CONTRAINTE ÉQUIVALENTE.	129

Chapitre VIII : Infrastructure

TABEAU VIII. 1 : PRÉ DIMENSIONNEMENT DE LA SEMELLE FILANTE (LA TABLE).	137
TABEAU VIII. 2 : VÉRIFICATION DES CONTRAINTES DU SOL - SENS LONGITUDINAL.	138
TABEAU VIII. 3 : VÉRIFICATION DES CONTRAINTES DU SOL "SENS TRANSVERSAL.	138
TABEAU VIII. 4 : VÉRIFICATION AU NON RENVERSEMENT.	139
TABEAU VIII. 5 : VÉRIFICATION AU NON POINÇONNEMENT.	139
TABEAU VIII. 6 : FERRAILLAGE DES SEMELLES FILANTES.	140

LISTE DES NOTATIONS

Les charges

G : Charge permanente.
Q : Charge d'exploitation.
N : Surcharge climatique de la neige.
V : Surcharge climatique du vent.

Les caractéristiques d'un profiles en I ou H

b : la longueur de la semelle
d : la hauteur de l'âme.
h : Hauteur du profilé.
 t_w : Epaisseur de l'âme de profile.
 t_f : Epaisseur de la semelle de profile.

Majuscules latines

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_e : Coefficient d'exposition.
 C_d : Coefficient dynamique.
E : Module d'élasticité longitudinale.
F : Force en générale.
G : Module d'élasticité transversale.
I : Moment d'inertie.
 K_0 : Coefficient de flambement.
 K_t : Facteur de terrain.
M : Moment de flexion.
 M_{Sd} : Moment fléchissant sollicitant.
 M_{Rd} : Moment résistant par unité de longueur dans la plaque d'assise.
 M_{Pl} : Moment plastique.
 $M_{pl, Rd}$: Moment plastique résistant.
 $M_{b, Rd}$: Moment de la résistance au déversement.
 $N_{pl, Rd}$: Effort normal de la résistance plastique de la section transversale brute.
 $N_{b, Rd}$: Effort normal d'un élément comprimé au flambement.
 N_{Sd} : Effort normal sollicitant.
 $N_{t Sd}$: Effort normale de traction.
 N_{cSd} : Effort normal de compression.
 $N_{c, Rd}$: Valeur de calcul de la résistance de la section transversale à la compression.
R : Coefficient de comportement de la structure.
T : La période propre
V : Valeur de calcul de l'effort tranchant.
 $V_{réf}$: Vitesse de référence du vent.
 V_m : Vitesse moyenne du vent

W_{pl} : Module de résistance plastique.
 W : Poids de la structure.

Minuscules latines

f : La flèche.
 f_y : Limite d'élasticité.
 h : Hauteur d'une pièce.
 L : Longueur d'une pièce (Poutre, Poteau).
 L_f : Longueur de flambement.
 t : Épaisseur d'une pièce.
 Z : Hauteur au-dessus du sol.
 Z_0 : Paramètre de rugosité.
 Z_{eq} : Hauteur équivalente.

Minuscules grecques

χ : coefficient de réduction pour le mode de flambement approprié.
 β_w : Facteur de corrélation.
 γ_M : Coefficient de sécurité.
 λ : Élancement.
 λ_{LT} : Élancement de déversement.
 α : Facteur d'imperfection.
 τ : Contrainte limite de cisaillement en élasticité.
 ε : Coefficient de réduction élastique de l'acier.
 σ_a : Contrainte de l'acier.
 σ_b : Contrainte du béton.
 δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques.
 μ : coefficient de forme de la charge de neige.

Indices

crit : Critique.
adm : admissible
eff : efficace.
 fr : Frottement.
m : Moyenne.
 $réf$: Référence.
max : Maximum.
min : Minimum.
e : Externe.
i : Interne.
x : Sens x.
y : Sens-y.

INTRODUCTION GENERALE

Le génie civil constitue un domaine essentiel qui accompagne le développement des sociétés modernes, à travers la conception et la réalisation d'ouvrages de plus en plus complexes, répondant à la fois aux exigences de sécurité, de durabilité et de confort. Parmi les préoccupations majeures figure la prise en compte de l'action sismique, surtout dans les régions soumises à un risque élevé, comme c'est le cas en l'Algérie.

Parmi les différents types de structures, on retrouve la charpente métallique. Grâce à l'acier, matériau offrant l'avantage d'être léger, elle permet une rapidité remarquable dans le montage, ainsi qu'une grande résistance qui facilite le franchissement de longues portées. Contrairement au béton, l'acier présente une ductilité importante, conférant ainsi une meilleure performance face aux sollicitations sismiques.

Dans ce contexte, l'ingénieur civil doit non seulement maîtriser les connaissances théoriques acquises durant sa formation universitaire, mais également savoir les appliquer à travers les différents règlements et méthodes de calcul, afin d'assurer la stabilité et la sécurité des structures.

Le présent projet de fin d'études s'inscrit dans le cadre de la formation en génie civil et se compose de plusieurs étapes complémentaires. Il débute par la présentation du projet et des matériaux utilisés, suivie de l'évaluation des charges et du pré dimensionnement. Ensuite, il s'attarde sur l'étude du plancher mixte, avant de passer à l'analyse dynamique. Enfin, il se consacre au dimensionnement des éléments structuraux, puis aux assemblages métalliques, pour s'achever par l'étude des fondations.

Il consiste en une étude comparative de différentes méthodes de calcul sismique appliquées à une structure (SS+R+3), en utilisant plusieurs logiciels de modélisation et d'analyse tels que SAP2000, IDEA StatiCa, Auto-CAD et Revit. Ce travail nous a permis, d'une part, de mettre en pratique les connaissances théoriques accumulées au cours de notre cursus, et d'autre part, de nous familiariser avec l'utilisation des règlements parasismiques algériens, ainsi que d'évaluer l'efficacité de diverses approches de calcul.

*C*hapitre *I*

Généralités sur la conception de l'ouvrage

I.1. INTRODUCTION :

L'étude des structures est une étape clé et c'est un passage obligatoire dans l'acte de bâtir.

Faire cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les années de formation de master.

La conception de ce projet s'élabore en tenant compte des aspects fonctionnels, structuraux et formels, donc il est nécessaire de connaître l'éventail des solutions possibles avec leurs suggestions particulières, leurs limites et leurs couts.

I.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE :

Ce projet s'oriente vers l'étude structurale d'un bâtiment en charpente métallique à usage industriel SS+ RDC+ 3 étages, situé dans la wilaya de TLEMCEN, commune de Chetouane, précisément dans la zone industrielle.

Notre projet consiste en une unité de mélange et de conditionnement de laits infantiles, de farine de céréales et de produits diététiques.

L'ossature du bâtiment étudié est formée d'une structure en charpente métallique (poteaux, poutres) et de planchers mixtes collaborant (béton – acier) pour les étages courants et une toiture en deux versants.

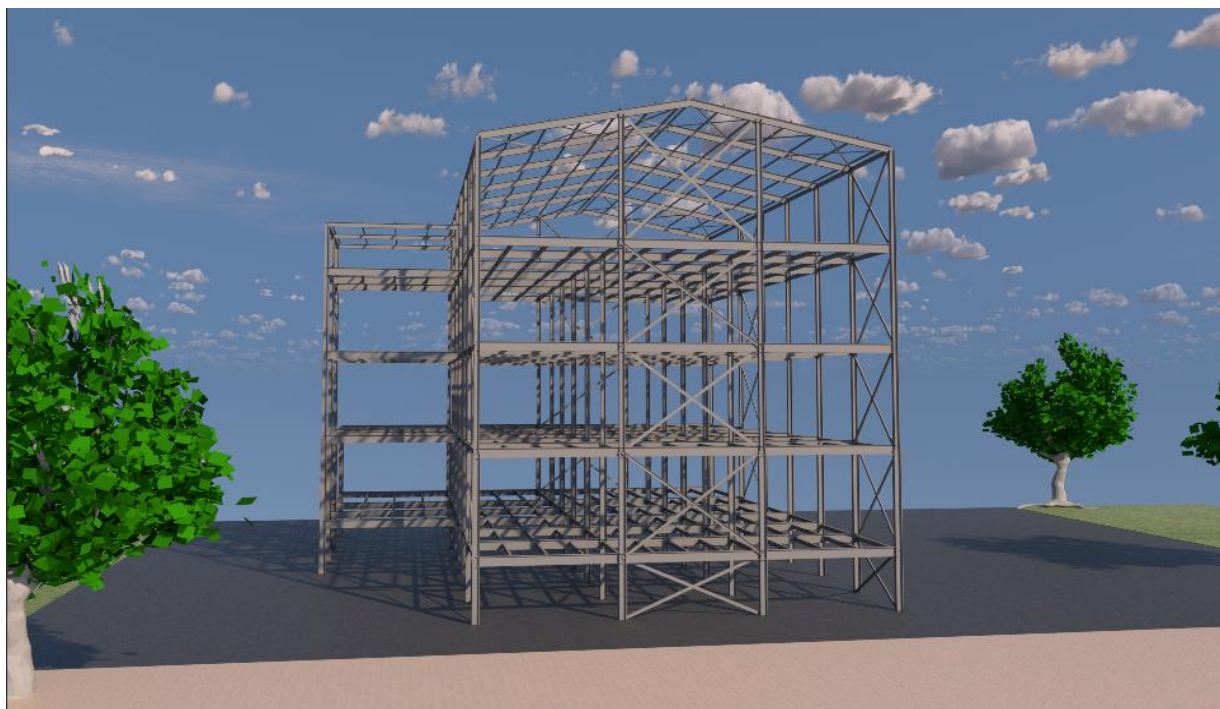


Figure I. 1: La structure en 3d.

I.2.1. Données géométriques de l'ouvrage

Les données géométriques de l'ouvrage sont données comme suit :

- Type de la terrasse : Toiture à deux versants (inaccessible).
- Pente du versant : 20%

- ### **I.2.2. LOCALISATION ET ZONES D'IMPLANTATION :**

-

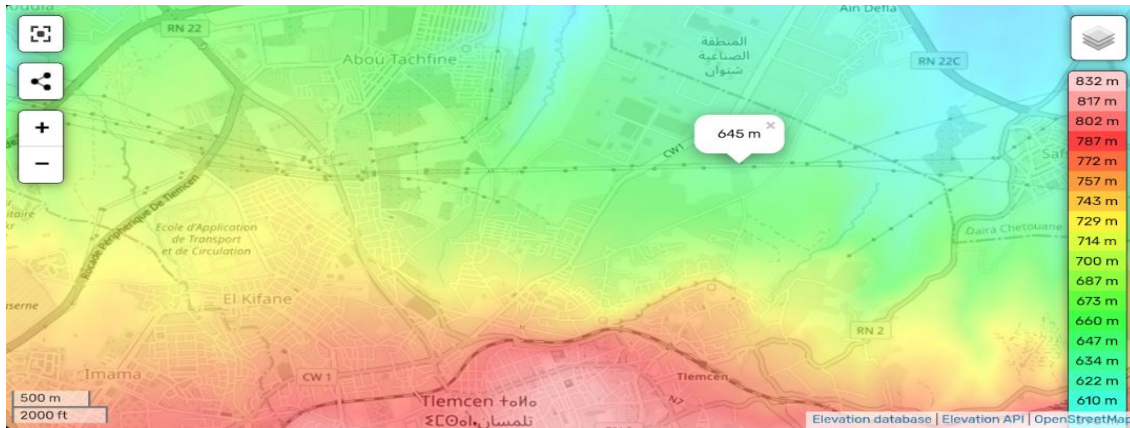


Figure I. 4: Altitude du site du projet.

I.3. REGLEMENTS UTILISÉS :

- CCM97 : Règles de calcul des constructions en acier.
- EUROCODE 4 : Conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton.
- DTR C2.2 : Document technique règlement charges permanentes et d'exploitation.
- RPA2024: Règles parasismiques Algériennes version 2024.
- RNV-V2013 : Règles définissant les effets de la neige et du vent.

I.4. MATERIAUX

I.4.1 L'acier de construction :

Les valeurs nominales de la résistance limite d'élasticité f_y et celles de la résistance à la traction f_u pour 3 nuances d'acier courantes, sont présentés dans le tableau I.1 (valeurs conformes à la norme EN 10025).

Tableau I. 1: Caractéristiques des nuances d'acier.

Nuance D'acier (EN10025)	Epaisseur t en (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)
Fe360	235	360	215	340
Fe430	275	430	255	410
Fe510	355	510	355	490

• Propriétés de l'acier S275 :

- Nuance d'acier : Fe430.
- La résistance à la traction : $f_u=430$ MPa.
- Module d'élasticité longitudinale (Young) : $E=210\,000$ MPa.
- La limite élastique : $f_y= 275$ MPa.

- Poids volumique : $\rho = 7850 \text{ daN/m}^3$.
- Le coefficient de poisson : $\nu = 0.3$
- Module d'élasticité transversale(Cisaillement) : $G = \frac{E}{2.(1+\nu)} = 81000 \text{ MPa}$.

I.4.2. Acier pour ferrailage :

- Sollicitations sous actions normales

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ MPa}$$

- Etat limite de service :

$$\sigma_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right]$$

$\eta = 1.6 \rightarrow$ si acier haute adhérence.

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1$$

$$\sigma_s = \min \left[\frac{2}{3} 400; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right] = 201.64 \text{ MPa}$$

- Sollicitations sous actions accidentelles :

$$\sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

I.4.3. Le béton :

C'est un matériau constitué par le mélange de ciment avec granulats (sable et gravier) et de l'eau. Tous ces composants interviennent dans la résistance du mélange (béton). On utilise ce matériau à cause de sa résistance à la compression mieux qu'à l'effort de traction.

- Ces caractéristiques sont :
- La résistance caractéristique à la compression : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- La résistance caractéristique à la traction : $f_{t28} = 0,06 f_{c28} + 0,6 = 2,1 \text{ MPa}$
- Poids volumique : $\rho = 2500 \text{ Kg/ m}^3$

I.5. LOGICIELS UTILISÉS :

- AUTODESK Auto CAD.
- Sap2000 V26.
- IDEA StatiCa 2024
- Revit 2025

*C*hapitre *II*

Evaluation des charges

II.1. INTRODUCTION :

Ce présent chapitre fournit les principes généraux et procédures pour la détermination des différentes charges agissantes sur notre structure.

Ces charges sont définies par la charge permanente et les surcharges d'exploitation. En plus, chaque ouvrage est sollicité par les surcharges climatiques. Ces dernières influencent sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination de ces différentes actions.

II.2. CHARGES PERMANENTES :

II.2.1. Les planchers :

Le plancher sera mixte collaborant en béton armé de 12cm d'épaisseur et repose sur un coffrage perdu (HI-bond 55).

II.2.1.1. Plancher d'étage courant :

Tableau II. 1: Descente de charge du plancher étage.

N°	Eléments	Epaisseur (cm)	Poids Volumique (kN/m ³)	Charges [daN/m ²]
1	Dallage céramique y compris 2cm	/	/	100
2	Lit de sable	2	17	34
3	Dalle de compression en béton armé	12	25	300
4	Tôle d'acier nervuré (HI-bond 55)	0.075	/	9.3
5	Faux plafond	3	0.1	30
				G= 473.3

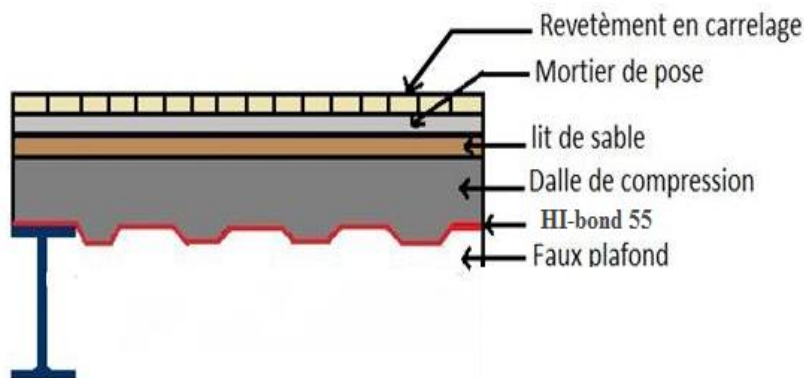


Figure II. 1: Eléments constituant le plancher étage.

II.2.1.2. Toiture (inaccessible)

Tableau II. 2: Descente de charge de la toiture.

N°	Eléments	Epaisseur (mm)	Longueur max (m)	Charges [daN/m ²]
1	Panneau sandwich en laine de roche(THCR)	60	2.7	15.3
				G= 15.3

II.2.2. Maçonnerie :

II.2.2.1. Murs extérieurs:

Tableau II. 3: Descente de charge de la maçonnerie extérieure.

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique [kN/m ³]	Charges [daN/m ²]
1	Enduit de ciment	0,02	0.2	40
2	Briques creuses	0,1	-	90
3	Lame d'air	0,05	-	-
4	Briques creuses	0,15	-	130
5	Enduit de plâtre	0,02	0.1	20
				G= 280

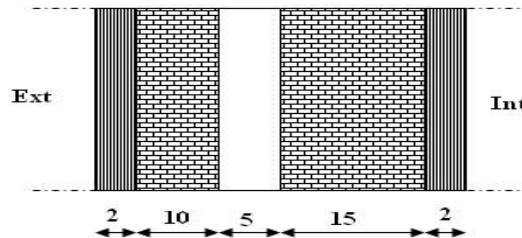


Figure II. 2: Coupe verticale d'un mur extérieur.

II.2.2.1. Murs intérieurs:

Tableau II. 4: Descente de charge de la maçonnerie intérieur.

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique [kN/m ³]	Charges [daN/m ²]
1	Enduit en plâtre	0,02	0.1	20
2	Briques creuses	0,1	-	90
3	Enduit en plâtre	0,02	0.1	20
				G= 130

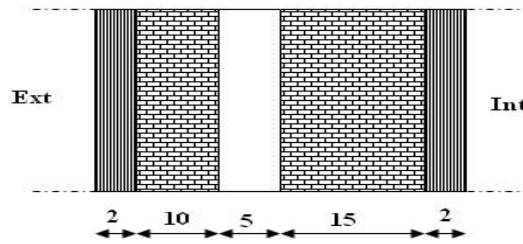


Figure II. 3: Coupe verticale d'un mur intérieur.

II.2.3. Les escaliers :

II.2.3.1. Palier et Volée :

Tableau II. 5: Descente de charge d'escalier.

	Eléments	Epaisseur (mm)	Charges [daN/m ²]
1	Tôle striée	5	40
2	Dallage céramique y compris 2cm mortier	/	100
			G= 140

II.3. CHARGES D'EXPLOITATION :

Tableau II. 6: Récapitulatif des surcharges.

	Eléments	Surcharges
1	♦ Toiture	100daN appliqué aux 1/3 et 2/3 de la portée d'une panne
2	♦ Plancher étage courant zone de stockage	800 [daN/m ²]
3	♦ Plancher étage courant zone de mélange	300 [daN/m ²]
4	♦ Les escaliers	250 [daN/m ²]

II.4 CHARGE CLIMATIQUE :

Cette partie a pour rôle de déterminer les différentes sollicitations climatiques produites par les charges du vent et de la neige, agissant sur l'ensemble de l'ouvrage et sur ses différentes parties. Cette étude sera réalisée conformément au règlement neige et vent (RNV 99 version 2013).

II.4.1. Charge de neige :

Le règlement RNV 99 version 2013 s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à 2000 mètres.

La charge caractéristique de neige S par unité de surface en projection horizontale de toitures ou de toute autre surface soumise à l'accumulation de la neige s'obtient par la formule suivante :

$$S = \mu \times S_k \quad [KN/m^2]$$

• S_k ($enKN/m^2$) est la charge de neige sur le sol, donnée au paragraphe 4 (RNV99 version 2013), fonction de l'altitude et de la zone de neige.

• μ est un coefficient d'ajustement des charges, fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme et donné au paragraphe 6 (RNV99 version 2013).

• **Charge de neige sur le sol :**

Notre bâtiment est situé à la wilaya de Tlemcen, c'est-à-dire en zone de neige : zone A et une altitude d'environ 700 m.

$$S_k = \frac{0.07 \cdot H + 15}{100} = \frac{0.07 \times 700 + 15}{100} = 0.64 KN/m^2$$

• **Coefficient d'ajustement (μ) :**

Pour notre bâtiment l'inclinaison de la toiture est $\alpha = \frac{2.4}{12} = 0.2 \rightarrow \alpha = 11.31^\circ$

Et d'après le tableau 6.1. (RNV version 2013) on a : $0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ \rightarrow \mu = 0,8$

• **Charge de Neige (S):**

$$S = 0.8 \times 0.64 = 0.512 KN/m^2$$

II.4.2. Charge du vent :

L'effet du vent sur une construction est assez prépondérant et a une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes les directions possibles.

II.4.2.1. Données relatives au site :

Le site du projet se trouve dans la wilaya de TLEMEN dont :

- Zone de vent II : $q_{ref} = 435 N/m^2$ tableau 2.2 (RNV version 2013)
- Catégorie du terrain tableau 2.4. (RNV version 2013)

Tableau II. 7: Catégorie du terrain.

Catégorie du terrain	KT	Z_0	Z_{min}	ϵ
IV	0.234	1m	10m	0.67

- Nature du site : site plat $C_t(z) = 1$ pour $\phi=0 \leq 0.05$

- Coefficient d'exposition $C_e(z) = 1.87$ donné par tableau 2.5. (RNV version 2013).
- La direction du vent perpendiculaire au longpent (V1, V3).
- La direction du vent perpendiculaire au pignon (V2, V4).

II.4.2.2. Détermination de la pression due au vent :

Selon le RNV99 version 2013 la pression due au vent est calculée par la formule :

$$q_j = C_d \times q_{dyn}(z_j) \times (C_{pe} - C_{pi})(z_e) \text{ [daN/m}^2\text{]}$$

- ❖ q_{dyn} : la pression dynamique du vent calculée à la hauteur z_j
- ❖ C_d : le coefficient dynamique.
- ❖ C_{pe} : le coefficient pression extérieure.
- ❖ C_{pi} : le coefficient de pression intérieure

II.4.2.2.1 Pression dynamique de pointe :

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

$$q_p(z_e) = q_{réf} \times C_e(z_e) \text{ [N/m}^2\text{]}$$

Ou :

- $q_{réf}$ (en N/m^2) Est la pression dynamique de référence donnée par le tableau 2.2 en fonction de la zone de vent (Cf. annexe 1)
- C_e est le coefficient d'exposition au vent (Cf. §2.4)
- **Hauteur de référence z_e :**

Pour les parois verticales z_e est déterminé en fonction de la hauteur maximale h du bâtiment, et la dimension du bâtiment mesurée dans la direction perpendiculaire à la direction du vent.

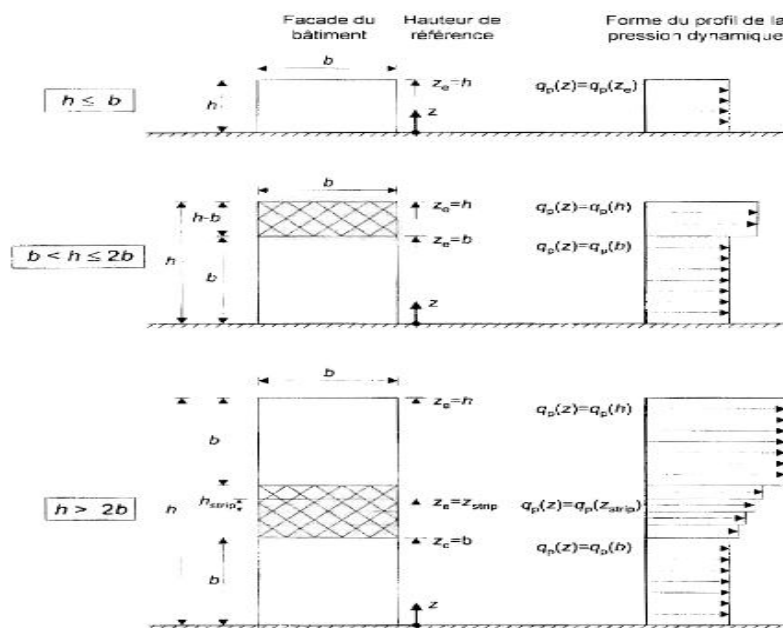


Figure II. 4: Hauteur de référence.

On a : $h \leq b \rightarrow 27.6 \text{ m} \leq 33.6 \text{ m}$ $z_e = h \rightarrow q_p(z)$

• **Coefficient d'exposition (Ce) :**

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

On peut le calculer pour confirmer la valeur donnée dans le tableau 2.5. (RNV version 2013).

Par la formule suivante :

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

Où :

- C_r est le coefficient de rugosité (Cf. §2.4.4)
- C_t est le coefficient de topographie (Cf. §2.4.5)
- $I_v(z)$ est l'intensité de la turbulence (Cf. §2.4.6)
- Z (en m) est la hauteur considérée.

• **Coefficient de rugosité (Cr) :**

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

$$\begin{cases} C_r(z) = k_T \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \rightarrow \text{pour } z_{\min} \leq z \leq 200\text{m} \\ C_r(z) = k_T \times \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right) \rightarrow \text{pour } z \leq z_{\min} \end{cases}$$

$$\text{pour } z_{\min} = 10\text{m} \leq z = 27.6\text{m} \leq 200\text{m} \rightarrow C_r(27.6) = 0.234 \times \ln\left(\frac{27.6}{1}\right) = 0.776$$

• **Intensité de turbulence (Iv) :**

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

$$\begin{cases} I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \rightarrow \text{pour } z \geq z_{\min} \\ I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right)} \rightarrow \text{pour } z \leq z_{\min} \end{cases}$$

$$\text{pour } z = 27.6\text{m} \geq z_{\min} = 10\text{m} \rightarrow I_v(z) = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{27.6}{1}\right)} = 0.301$$

Donc :

$$C_e(z_e) = C_{t^2}(z_e) \times C_{r^2}(z_e) \times [1 + 7 \times I_v(z_e)]$$

$$C_e(27.6) = 1^2 \times 0.776^2 \times [1 + 7 \times 0.301] = 1.87$$

II.4.2.2.2. Coefficient dynamique (C_d) :

D'une manière générale, le coefficient C_d peut être déterminé selon la procédure du paragraphe 3.3. Cependant, la valeur simplifiée du §3.2 peut être admise sous réserve de satisfaire les conditions qui y sont énoncées. Et dont la hauteur h est inférieure à 100m et à 4 fois la dimension du bâtiment mesurée dans la direction perpendiculaire à la direction du vent, la valeur simplifiée est conservative $C_d = 1$ peut être considérée (Cf. chapitre 3 §3.2).

II.4.2.2.3. Coefficient de pression extérieure (C_{pe}) :

Le coefficient de pression extérieure C_{pe} des constructions à base rectangulaire dépendent de la dimension de la surface chargée.

Avec :

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

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

C_{pe} : s'obtient à partir des formules suivantes :

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

$$C_{pe} = C_{pe.1} + (C_{pe.10} - C_{pe.1}) \times \log_{10}(S) \dots \dots \dots \text{si } 1m^2 \leq S \leq 10m^2$$

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

Avec S désigne la surface chargée de la paroi considérée.

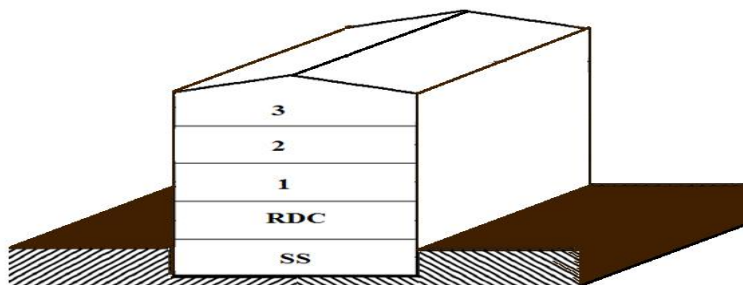


Figure II. 5: Modèle simplifié du bâtiment.

- **Direction V2, V4 du vent ($b = 33.6$ m) :**

Pour un vent dont la direction V2 et V4, les coefficients de pression du vent sont présentés ci-dessus

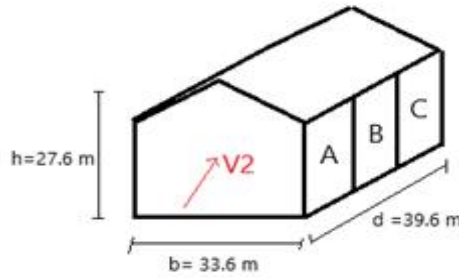


Figure II. 6: Direction V2, V4.

✓ **Paroi verticale :**

Il convient de diviser les parois comme l'indique la figure 5.1 (RNV99 version 2013). Les valeurs de C_{pe} sont données dans le tableau 5.1 (RNV p80).

$$b = 33.6 \text{ m}$$

$$d = 39.6 \text{ m}$$

$$h = 25.2 \text{ m}$$

$$e = \min [b, 2h] \Rightarrow e = \min [33.6 ; 50.4] = 33.6 \text{ m}$$

cas où $d > e$

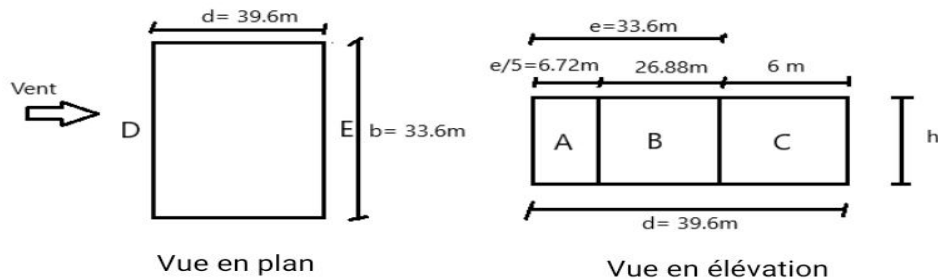


Figure II. 7: Division de la paroi verticale selon le chargement du vent (direction V2, V4).

Dans ce cas : $S \geq 10 \text{ m}^2 \Rightarrow C_{pe} = C_{pe.10}$

Tableau II. 8: Valeurs de $C_{pe.10}$ suivant les zones de la paroi verticale (direction V2, V4).

Zone	A	B	C	D	E
Surface	169.34	677.38	151.2	887.04	887.04
C_{pe}	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

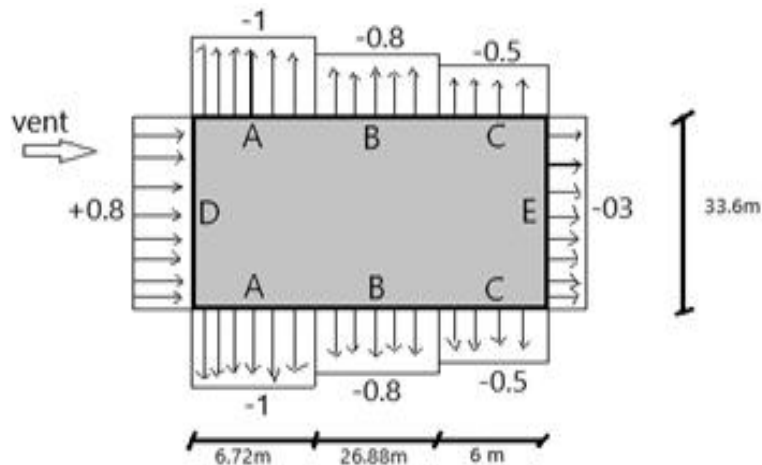


Figure II. 8: Valeurs de C_{pe} sur les zones de la paroi verticale (direction V2, V4).

✓ Toiture :

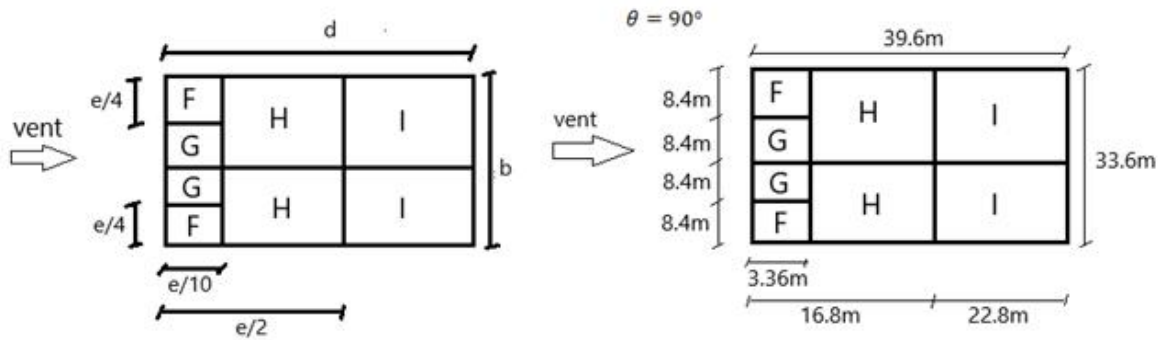


Figure II. 9: Valeurs de $C_{pe.10}$ sur les zones de la toiture (direction V2, V4).

La pente de notre toiture est 11.31° , $S \geq 10 \text{ m}^2$ on obtient les valeurs de C_{pe} par l'interpolation

Tableau II. 9: Valeurs de $C_{pe.10}$ suivant les zones de la toiture (direction V2, V4).

	F	G	H	I
Surface (m^2)	28.22	28.22	225.792	364.8
$C_{pe} = C_{pe.10}$	-1.45	-1.3	-0.65	-0.5

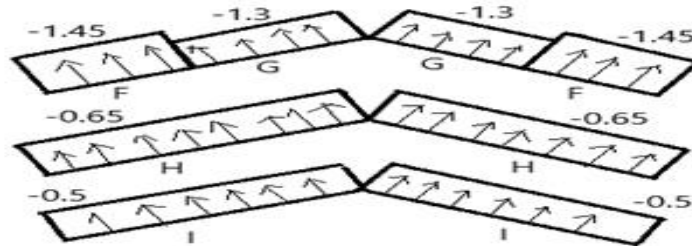


Figure II. 10: Valeurs de C_{pe} sur les zones de la toiture (direction V2, V4).

• Direction V1, V3 du vent ($b = 39.6 \text{ m}$) :

Pour un vent dont la direction V1 et V3, les coefficients de pression du vent sont présentés ci-dessus.

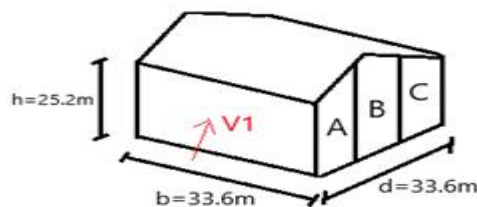


Figure II. 11: Direction V1, V3 du vent.

✓ Paroi verticale :

Il convient de diviser les parois comme l'indique la figure 5.1 (RNV99 version 2013).

Les valeurs de C_{pe} sont données dans le tableau 5.1 (RNV99 version 2013)

$b = 39.6\text{m}$ $h = 25.2\text{m}$ cas ou $d < e$
 $d = 33.6\text{m} = \min [b, 2h] \Rightarrow e = \min [39.6 ; 55.2] = 39.6\text{m}$

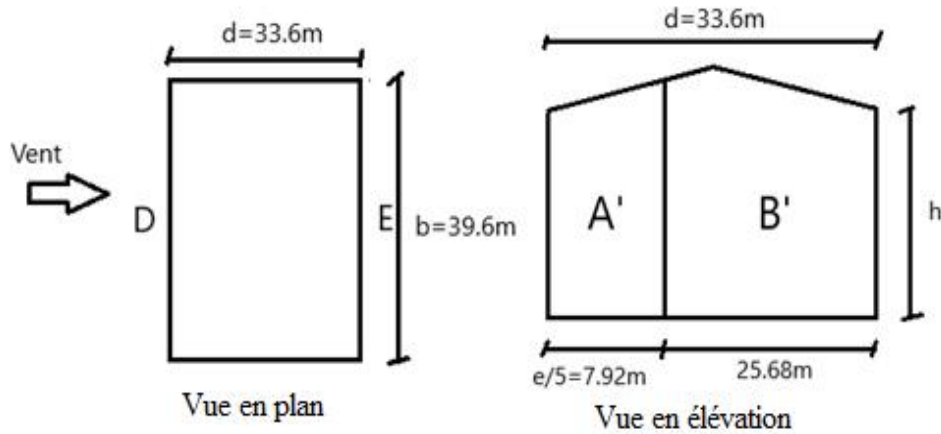


Figure II. 12: Division de la paroi verticale selon le chargement du vent (direction V1, V3).

Tableau II. 10: Valeurs de C_{pe} suivant les zones de la toiture (direction V1, V3).

Zone	A'	B'	D	E
Surface	205.86	461.19	846.72	846.72
C _{pe}	-1	-0.8	+0.8	-0.3

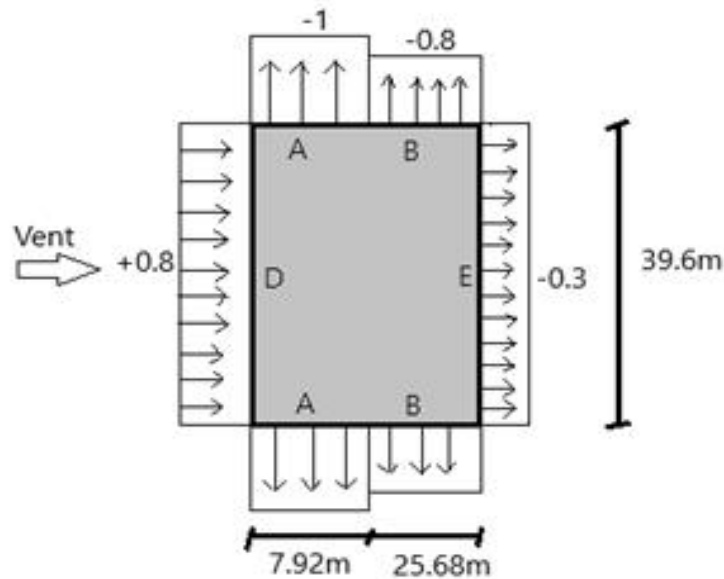


Figure II. 13: Valeurs de C_{pe} sur les zones de la paroi verticale (direction V1, V3).

✓ Toiture :

La pente de notre toiture est 11.31° , $S \geq 10 \text{ m}^2$

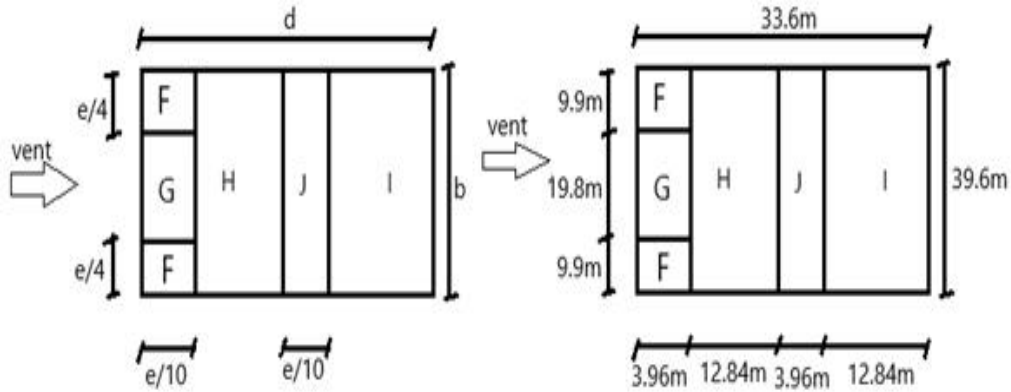


Figure II. 14: Valeurs de $C_{pe.10}$ sur les zones de la toiture (direction V1, V3).

La pente de notre toiture est 11.31° , $S \geq 10 \text{ m}^2$ on obtient les valeurs de C_{pe} par l'interpolation

Tableau II. 11: Valeurs de $C_{pe.10}$ suivant les zones de la toiture (direction V2, V4).

Zone	F	G	H	J	I
Surface	39.20	78.41	508.464	508.464	156.82
$C_e = C_{pe.10}$	-1.2	-1	-0.41	-0.47	-0.56
	0	0	0.13	0	0.22

II.4.2.2.4. Coefficient de pression intérieur (C_{pi}) :

Le coefficient de pression intérieure C_{pi} prend en considération l'influence des ouvertures sur la charge du vent appliqué sur la structure, il est en fonction de l'indice de perméabilité μ_p et du rapport h/d .

Dans ce cas il s'agit d'un bâtiment industriel (bâtiment cloisonné) donc l'indice de perméabilité doit être nul, mais d'après la figure 5.14 du (RNV99 version 2013) ce dernier est pris au minimum $\mu_p = 0.3$.

$$\mu_p = 0.3 \Rightarrow C_{pi} = 0.35$$

II.4.2.2.5. Valeurs de la pression due au vent (q_j) :

Après avoir défini tous les coefficients, c'est possible de calculer la pression due au vent :

• Direction V1, V3 du vent ($b = 39.6 \text{ m}$)

✓ Paroi verticale :

Tableau II. 12: Valeurs de q_j suivant les zones de la paroi (direction V1, V3).

Zone	C_d	q_p (daN/m^2)	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	q_j (daN/m^2)
A	1	81.345	-1	0.35	-1.35	-109.8
B	1	81.345	-0.8	0.35	-1.15	-93.55
D	1	81.345	+0.8	0.35	0.45	36.61
E	1	81.345	-0.3	0.35	-0.65	-52.87

✓ Toiture

Tableau II. 13: Valeurs de q_j suivant les zones de la toiture (direction V1, V3).

Zone	C_d	q_p (daN/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	q_j (daN/m ²)
F	1	81.345	-1.2	0.35	-1.55	-126.08
			+0.13		-0.22	
G	1	81.345	-1	0.35	-1.35	-109.82
			+0.13		-0.22	
H	1	81.345	-0.41	0.35	-0.76	-61.82
			+0.13		-0.22	
J	1	81.345	-0.47	0.35	-0.82	-66.70
I	1	81.345	-0.56	0.35	-0.91	-74.02

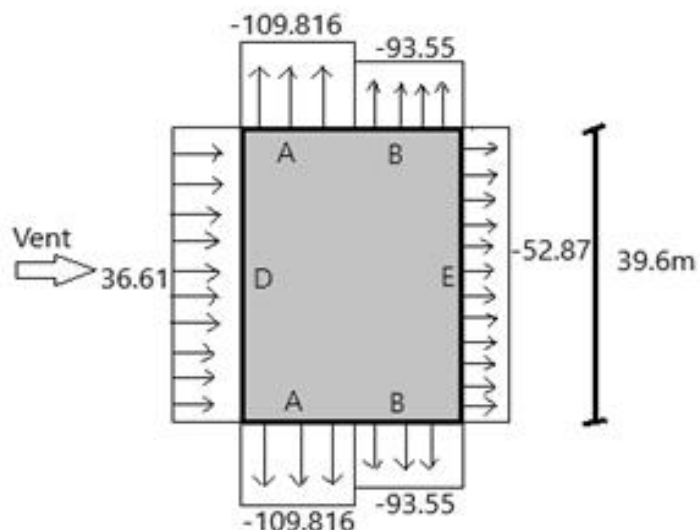


Figure II. 15: Pression du vent (V1, V2) sur A, B, D, E.

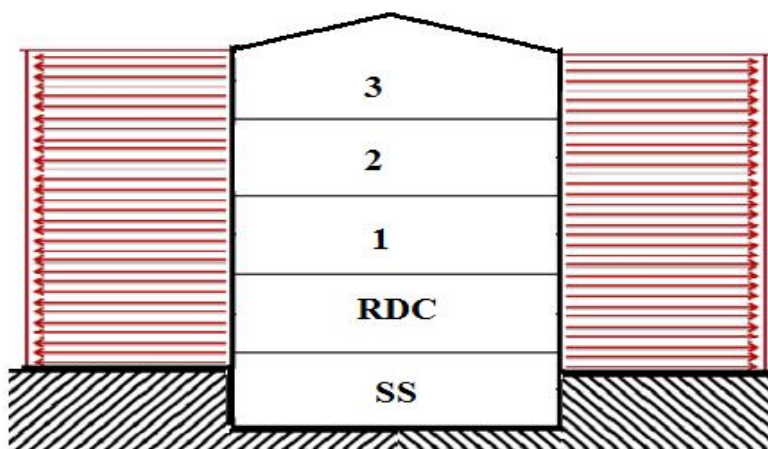


Figure II. 16: Pression du vent (V1, V3) sur D, E, F, G, H, J et I.

- Direction V2, V4 du vent ($b = 33.6 \text{ m}$)

✓ Paroi verticale

Tableau II. 14: Valeurs de q_j suivant les zones de la paroi (direction V2, V4).

Zone	C_d	q_p (daN/m^2)	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	q_j (daN/m^2)
A	1	81.345	-1	0.35	-1.35	-109.8
B	1	81.345	-0.8	0.35	-1.15	-93.55
C	1	81.345	-0.5	0.35	-0.85	69.15
D	1	81.345	+0.8	0.35	0.45	36.61
E	1	81.345	-0.3	0.35	-0.65	-52.87

✓ Toiture

Tableau II. 15: Valeurs de q_j suivant les zones de la toiture (direction V2, V4).

Zone	C_d	q_p (daN/m^2)	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	q_j (daN/m^2)
F	1	81.345	-1.45	0.35	-1.8	-146.42
G	1	81.345	-1.3	0.35	-1.65	-134.22
H	1	81.345	-0.65	0.35	-1	-81.35
I	1	81.345	-0.5	0.35	-0.85	-69.15

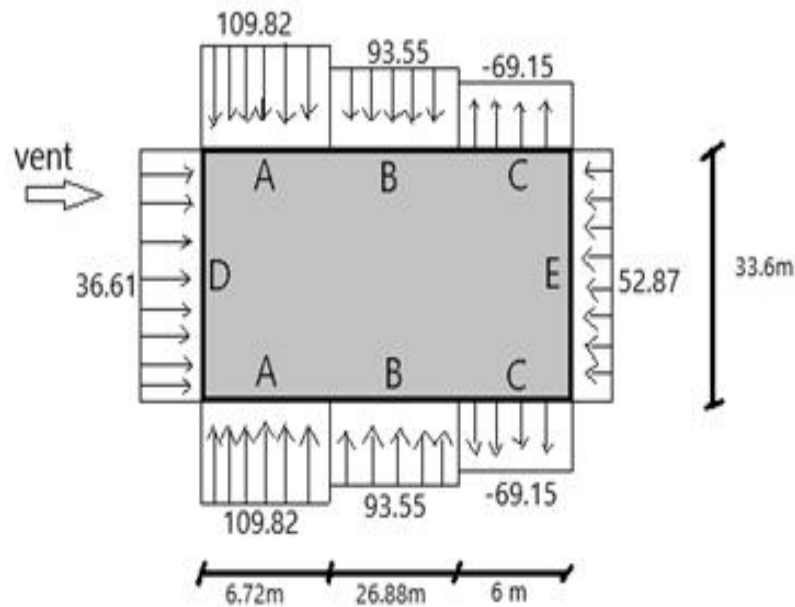


Figure II. 17: Pression du vent (V2, V4) sur A, B et C.

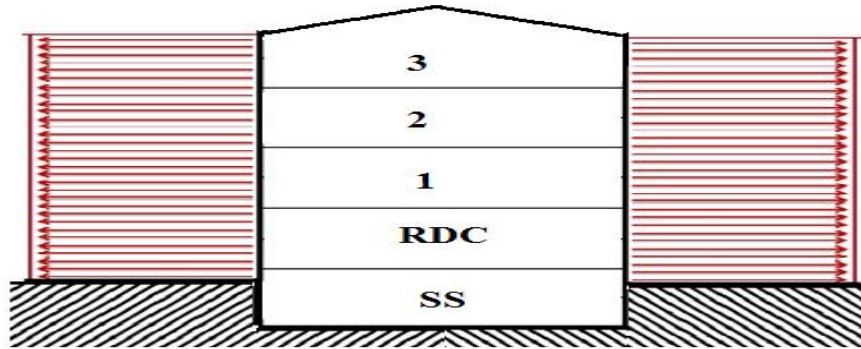


Figure II. 18: Pression du vent (V_2 , V_4) sur D, E, F, G, H et I.

II.5. CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous avons fourni les principes généraux et procédures pour déterminer les charges agissantes sur la structure étudiée (charges permanentes, surcharges d'exploitations et surcharges climatiques). Les résultats trouvés seront utilisés dans les chapitres suivants qui concernent le dimensionnement des éléments de la structure.

C*hapitre* *III*

Pré-dimensionnement

III.1. INTRODUCTION :

Le pré dimensionnement constitue une étape préliminaire essentielle dans la conception d'une structure en charpente métallique. Il permet d'estimer rapidement les sections et dimensions des éléments porteurs afin de garantir une résistance et une stabilité suffisantes avant de passer aux calculs détaillés.

Cette phase repose sur des hypothèses simplifiées, des formules issues des codes de calcul et l'expérience pratique, offrant ainsi une base fiable pour optimiser le choix des profilés, limiter les surcoûts et faciliter la modélisation de la structure dans les logiciels de calcul.

III.2. PRE DIMENSIONNEMENT :

III.2.1. Les panne :

Les pannes sont des pièces horizontales simplement appuyées, posées sur les traverses, qui soutiennent directement les éléments de couverture. Elles travaillent principalement à la flexion déviée.

III.2.1.1 Les caractéristique technique du panneau :

Nous présentons ci-dessous les caractéristiques du panneau sandwich utilisé dans l'ouvrage, telles qu'elles sont indiquées dans la fiche technique jointe en annexe. On prend panneaux sandwich d'une épaisseur

Ep de 60mm. Le poids est de 15.30 daN/m² et la largeur maximale est de 2.7m. La longueur utile est de 2 à 12m.

III.2.1.2. Les charges et surcharges appliqué sur les pannes :

III.2.1.2.1 Charge permanente G :

Le poids du panneau sandwich est 15.30kg/m². L'Entraxe est de 2.04 m

$$G = 15.3 \times 2.04 = 31.21 \text{ kg/ml}$$

III.2.1.2.2. Charge d'entretien P:

p = 100 kg situées à L/3 et 2L/3 de la portée

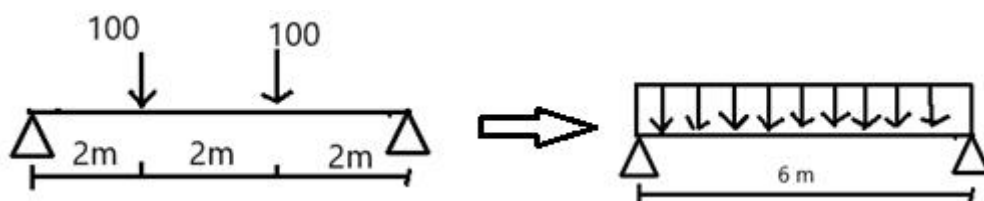


Figure III. 1: Schéma statique de la charge d'entretien.

$$M_{\max} = \frac{pL}{3} = \frac{q_{eq} \times \alpha}{8}$$

$$q_{eq} = \frac{8 \times 100}{3 \times 6} = 44.44 \text{ daN/ml}$$

III 2.1.2.3. Surcharge climatique du vent : (perpendiculaire au versant) :

Les pannes intermédiaires se trouvant dans les zones H et I : $V = -74.02 \text{ daN/m}^2$

Donc : $V = -74.02 \times 2.04 = -177.65 \text{ daN/m}^2$

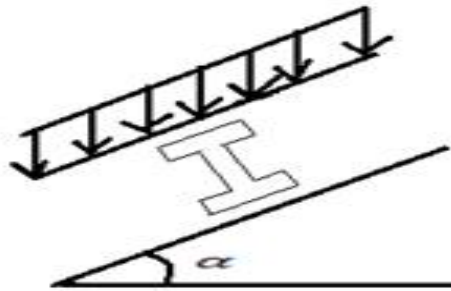


Figure III. 2: Schéma du vent..

III.2.1.2.4. Surcharge climatique de neige : (par projection horizontale)

$N = 51.2 \text{ daN/m}^2$

$$N = 51.2 \times 2 = 102.4 \text{ daN/m}$$

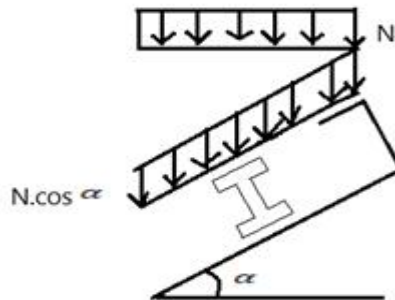


Figure III. 3: Schéma de la neige.

III.2.1.3. Combinaison des charges :

III.2.1.3.1 L'état limite service :

❖ Action vers le bas ↓ :

$$Q_{sd1} = G + p_{eq} = 31.21 + 44.44 = 75.65 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{sd2} = G + N = 31.21 + 102.4 = 133.61 \text{ daN/ml}$$

❖ Action vers le haut ↑ :

$$Q_{z.sd} = G \times \cos\alpha - 0 \times V = 31.21 \times \cos 11.31 - 0 \times 177.65 = 147.07 \text{ daN/ml} \uparrow$$

$$Q_{y.sd} = G \times \sin\alpha = 31.21 \times \sin 11.31 = 6.12 \text{ daN/ml} \leftarrow$$

❖ **Flexion déviée :**

$$Q_{z.sd} = 147.07 \text{ daN/ml} \uparrow$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{Q_{z.sd} \times l^3}{E \times I_y} \leq \frac{l}{200}$$

L : la longueur de la travée la plus longue de la poutre

$$I_y \geq \frac{5 \times Q_{z.sd} \times l^3 \times 200}{384 \times E} = \frac{5 \times 1.4707 \times 6000^3 \times 200}{384 \times 210000}$$

$$I_y \geq 393.94 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

Donc on choisit : **IPE140** avec $I_y = 541 \times 10^4 \text{ mm}^4$

III.2.1.3.1 L'état limite service (poids propre inclus) :

$$G = 12.9 \text{ kg/m}$$

$$G = 15.3 \times 2.04 + 12.9 = 43.51 \text{ daN/m}$$

$$Q_{sd1} = G + p_{eq} = 43.51 + 44.44 = 87.95 \text{ daN/m}$$

$$Q_{sd2} = G + N = 43.51 + 102.4 = 145.91 \text{ daN/ml}$$

❖ **Action vers le haut $\uparrow$:**

$$Q_{z.sd} = G \times \cos\alpha - V = 43.51 \times \cos 11.31 - 177.65 = -134.98 \text{ daN/ml} \uparrow$$

$$Q_{y.sd} = G \times \sin\alpha = 43.51 \times \sin 11.31 = 8.93 \text{ daN/ml} \leftarrow$$

$$Q_{z.sd2} = Q_{sd.2} \times \cos\alpha = 145.91 \times \cos 11.31 = 143.08 \text{ daN/m}$$

ELU :

❖ **Action vers le bas $\downarrow$:**

$$Q_{sd1} = 1.35 G + 1.5 p_{eq} = 1.35 \times 43.51 + 1.5 \times 44.44 = 125.4 \text{ daN/m}$$

$$Q_{sd2} = 1.35 G + 1.5 N = 1.35 \times 43.51 + 1.5 \times 102.4 = 212.33 \text{ daN/m}$$

❖ **Action vers le haut $\uparrow$:**

$$Q_{z.sd} = G \times \cos\alpha - 1.5 \times V = 43.51 \times \cos 11.31 - 1.5 \times 177.65 = -223.81 \text{ daN/m} \uparrow$$

$$Q_{y.sd} = 1.35 G \times \sin\alpha = 1.35 \times 43.51 \times \sin 11.31 = 11.52 \text{ daN/m} \leftarrow$$

Le cas la plus défavorable :

❖ **Flexion déviée :**

$$Q_{z.sd} = 223.81 \text{ daN/m}$$

$$Q_{y.sd} = 11.52 \text{ daN/m}$$

$$M_{y.sd} = \frac{Q_{z.sd} \times l^2}{8} = \frac{223.81 \times 6^2}{8} = 1007.15 \text{ daN.m}$$

$$M_{z.sd} = \frac{Q_{y.sd} \times l^2}{8} = \frac{11.52 \times 6^2}{8} = 51.84 \text{ daN.m}$$

$$Q_{y.sd} = Q_{sd2} \times \sin \alpha = 212.33 \times \sin 11.31 = 41.64 \text{ daN/m} \leftarrow$$

$$Q_{z.sd} = Q_{sd2} \times \cos \alpha = 212.33 \times \cos 11.31 = 208.21 \text{ daN/m}$$

$$M_{z.sd} = \frac{Q_{y.sd} \times l^2}{8} = \frac{41.64 \times 6^2}{8} = 187.38 \text{ daN.m}$$

$$M_{y.sd} = \frac{Q_{z.sd} \times l^2}{8} = \frac{208.21 \times 6^2}{8} = 936.95 \text{ daN.m}$$

III.2.1.4. Vérification la résistance de la section avec l'effet d'instabilités :

III.2.1.4.1. Vérification au moment fléchissant :

$$\left(\frac{M_{y.sd}}{M_{plyrd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z.sd}}{M_{plzrd}} \right)^\beta \leq 1$$

Section I et H :

$$\alpha = 2 \quad \text{et} \quad \beta = 5\lambda \geq 1$$

$$\lambda = \frac{N_{sd}}{N_{plrd}} \rightarrow N_{sd} = 0 \quad \beta = 1$$

✓ Vérifications de la classe :

$$\text{Choix des sections : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

● Classe de la semelle comprimée :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{73/2}{6.2} = 5.29 \leq 10. \varepsilon = 9.2 \rightarrow \text{Semelle comprimée de classe 1}$$

● Classe de l'âme fléchie :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{d}{t_w} < 72. \varepsilon$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{112.2}{4.7} = 23.87 \leq 66.24 \rightarrow \text{Ame de classe 1}$$

Donc : le profilé **IPE 140** est de **classe I**

$$M_{plyrd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{88.34 \times 10^3 \times 275}{1.1}$$

$$M_{plyrd} = 2208.5 \text{ daN.m}$$

$$M_{plzrd} = \frac{w_{plz} \times fy}{\gamma_{m0}} = \frac{19.25 \times 10^3 \times 275}{1.1}$$

$$M_{plzrd} = 481.25 \text{ daN.m}$$

Donc on remplace :

$$\left(\frac{1007.15}{2208.5}\right)^2 + \left(\frac{187.38}{481.25}\right)^1 = 0.6 \leq 1 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III.2.1.4.2. Vérification au cisaillement :

On doit vérifier que : $v_{sd} \leq v_{plrd}$

Pour : $v_{z.sd} \leq v_{plzrd}$

$$v_{plzrd} = \frac{A_{vz} \left(\frac{fy}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{m0}}$$

$$A_{vz} = A - 2btf + (tw + 2r)tf$$

$$A_{vz} = 7.64 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

$$v_{plzrd} = \frac{7.64 \times 10^2 \times \frac{275}{\sqrt{3}}}{1.1} = 110.42 \text{ daN}$$

$$v_{z.sd} = \frac{223.81 \times 6}{2} = 671.43 \text{ daN} \leq v_{plzrd} = 110.42 \text{ daN} \quad \text{condition vérifiée}$$

Pour : $v_{y.sd} \leq v_{plyrd}$

$$v_{plyrd} = \frac{A_{vy} \left(\frac{fy}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{m0}}$$

$$A_{vy} = 2btf$$

$$A_{vy} = 2 \times 73 \times 6.9 = 10.74 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

$$v_{plyrd} = \frac{10.74 \times 10^2 \times \frac{275}{\sqrt{3}}}{1.1} = 155.02 \text{ daN}$$

$$v_{y.sd} = \frac{41.64 \times 6}{2} = 124.92 \text{ daN} \leq v_{plyrd} = 155.02 \text{ daN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III.2.1.4.3. Moment résistant au déversement :

$$M_{b.rd} = x_{LT} \times B_w \times \frac{w_{ply} \times fy}{\gamma_{m0}} = x_{LT} \times M_{ply.rd}$$

Pour class 1 et 2 : $B_w = 1$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \cdot [B_w]^{0.5}$$

$$\lambda_1 = 93.9 \cdot \varepsilon = 93.9 \times 0.92$$

$$\lambda_1 = 86.39$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{i_z}}{[c_1]^{0.5} \cdot \left[1 + \frac{1}{20} \cdot \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

Coefficient c_1 et c_2 :

$$\psi = \frac{Ma}{Mb} = 0$$

$$c_1 = 1.88 - 1.44 + 0.524^2 < 2.7$$

$$c_1 = 1.88$$

On remplace :

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{6000}{16.5}}{[1.88]^{0.5} \cdot \left[1 + \frac{1}{20} \cdot \left(\frac{6000/16.5}{140/6.9} \right)^2 \right]^{0.25}} = 130.35$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \left[\frac{130.35}{86.39} \right] + [1]^{0.5} = 1.51 \geq 0.4$$

$$x_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + \left[\varphi_{LT}^2 - \overline{\lambda}_{LT}^{-2} \right]^{0.5}}$$

$$x_{LT} = \frac{1}{1.78 + [1.78^2 - 1.51^2]^{0.5}} = 0.37 < 1$$

$$\frac{h}{b} = 1.92 < 2 \rightarrow \alpha_{LT} = a = 0.21$$

$$\phi_{LT} = 0.5 \cdot [1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$$\phi_{LT} = 0.5 \cdot [1 + 0.21 \cdot (1.51 - 0.2) + 1.51^2] = 1.78$$

$$M_{b.rd} = x_{LT} \times M_{ply.rd} = 0.37 \times 2208.5 = 817.15$$

$$\frac{M_{y.sd}}{M_{b.rd}} + \frac{M_{z.sd}}{M_{plz.rd}} = \frac{1007.15}{817.15} + \frac{51.84}{481.25} = 1.3 > 1$$

→Condition non vérifié : il faut ajouter les liernes à L/2

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{3000}{16.5}}{[1.88]^{0.5} \cdot \left[1 + \frac{1}{20} \cdot \left(\frac{3000/16.5}{140/6.9} \right)^2 \right]^{0.25}} = 88.54$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{88.54}{86.39} \right] = 1.02 > 0.4$$

On prendre on compte le déversement

$$\phi_{LT} = 0.5 \cdot [1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$$\phi_{LT} = 0.5 \cdot [1 + 0.21 \cdot (1.02 - 0.2) + 1.02^2] = 1.11$$

$$x_{LT} = \frac{1}{1.11 + [1.11^2 - 1.02^2]^{0.5}} = 0.65$$

$$M_{b.rd} = x_{LT} \times M_{ply.rd} = 0.65 \times 2208.5 = 1435.53 \text{ daN.m}$$

$$M_{z.sd} = \frac{11.52 \times 3^2}{8} = 12.96 \text{ daN.m}$$

$$\frac{1007.15}{1435.53} + \frac{12.96}{481.25} = 0.73 < 1$$

Condition vérifiée, alors le profilé IPE140 convient pour les pannes.

III.2.1.4.4. Vérification de la flèche (poids propre inclus) :

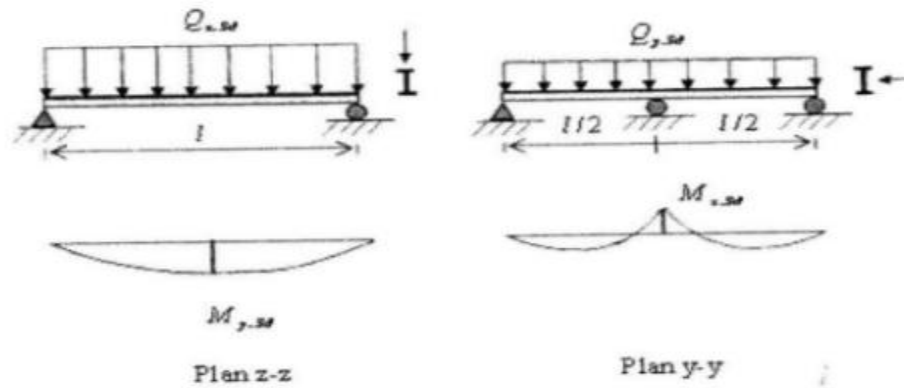


Figure III. 4: Schéma statique de la panne.

❖ Plan Z-Z :

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{Q_{z.sd} \times L^4}{EI_y} \leq f_{ad} = \frac{l}{200}$$

$$f_z = \frac{5 \times 1.43008 \times 6000^4}{384 \times 210000 \times 545 \times 10^4} = 26.3 \text{ mm} \leq f_{ad} = \frac{6000}{200} = 30 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$Q_{ysd} = G + N = 145.91 \times \sin \alpha = 28.62$$

❖ Plan Y-Y :

$$f_y = \frac{2.05}{384} \times \frac{Q_{y.sd} \times \left(\frac{L}{2}\right)^4}{EI_z} \leq f_{ad} = \frac{l}{200}$$

$$f_y = \frac{2.05 \times 0.2862 \times 3000^4}{384 \times 210000 \times 44.92 \times 10^4} = 1.31 \text{ m} \leq f_{ad} = \frac{3000}{200} = 15 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Le profilé **IPE 140** répond à toutes les conditions de **CCM97** concernant la vérification de la résistance et la vérification de la flèche.

Tableau III. 1: Caractéristique du profilé IPE 140.

Profilé	Poids	Section		Dimensions				Caractéristiques			
	P Kg/m	A mm ²	A _{vz} mm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³
IPE 140	12.9	1640	764	140	73	6.9	4.7	541.2	44.92	88.34	19.25

III.2.2. Les traverse :

Les traverses sont des pièces inclinées, disposées selon la pente du toit, qui supportent les pannes et transmettent les charges de la couverture vers les poteaux. Elles travaillent en flexion composée.

$$\alpha = 11.31 \quad \text{et} \quad N_{panne} = 7$$

III.2.2.1 Combinaison des charges :

$$N = 51.2 \text{ m}^2$$

$$V_{moy} = \frac{G + F}{2} = \frac{146.42 + 134.2}{2} = 140.31 \text{ daN/m}^2$$

$$Qp_{eq} = \frac{p_{eq}}{l} = \frac{44.4}{6} = 7.41 \text{ daN/m}$$

$$G_T = G_T + G_{panne} \times 7 = 15.3 + \frac{12.9}{2.04} \times 7 = 59.56 \text{ daN/m}^2$$

- ELS :

$$Q_{sd1} = G_T + Qp_{eq} = (59.56 + 7.41) \times 8.65 = 579.29 \text{ daN/m}$$

$$Q_{sd2} = G_T + N = (59.56 + 51.2) \times 8.65 = 958.1 \text{ daN/m}$$

$$Q_{sd} = G_T - V = (59.56 - 140.31) \times 8.65 = -698.49 \text{ daN/m}$$

$$Q_{sd} = \max(Q_{sd1}; Q_{sd2}; Q_{sd3}) = Q_{sd2} = 958.1 \text{ daN/m}$$

$$f = \frac{5 \times q_{ELS} \times l^4}{384EI_y} < \frac{l}{250} \rightarrow I_y \geq \frac{5 \times 958.1 \times 12^3 \times 250}{384 \times 21 \times 10^9}$$

$$I_y = 2.566 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4 = 2566 \text{ mm}^4$$

On choisit un profilé en IPE-A450.

$$q_{1ELS} = q_{ELS} + pp = 958.1 + 67.2 = 1025.3 \text{ daN/m}$$

III.2.2.2. Vérification la résistance de la traverse :

III.2.2.2.1. Vérification de la condition de flèche :

$$f = \frac{5 \times 1025.3 \times 12^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times 2.9760 \times 10^{-4}} = 0.021 \text{ m}$$

$$f = 0.021 \text{ m} < \frac{L}{250} = \frac{12}{250} = 0.048 \text{ m} \quad \text{condition vérifiée}$$

III.2.2.2.2. Vérification au cisaillement :

$$q_{1ELU} = 1.35(59.65 \times 8.65 + 67.2) + 1.5 \times 51.2 \times 8.65$$

$$q_{1ELU} = 1449.75 \text{ daN/m}$$

$$V_{sd} = \frac{q_{ELU} \times L}{2} = \frac{1449.75 \times 12}{2} = 8698.5 \text{ daN}$$

$$0.5V_{plrd} = 0.5 \times 0.58 \times \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0}} = 0.5 \times 0.58 \times \frac{275 \times 4021}{1.1} = 29152.25 \text{ daN}$$

$$\text{Donc : } V_{sd} 8698.5 \text{ daN} \leq 0.5V_{plrd} = 29152.25 \text{ daN}$$

III.2.2.2.3. Vérification au moment fléchissant :

$$M_{sd} = \frac{Q_{ELU} \cdot l^2}{8} = \frac{1449.75 \times 12^2}{8} = 26095.5 \text{ daN.m}$$

Donc :

$$M_{pl.rd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1494 \times 10^3 \times 275}{1.1} = 37350 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl.rd} = 37350 \text{ daN.m} > M_{sd} = 26095.5 \text{ daN.m} \text{ condition non vérifiée}$$

Le profilé **IPE A450** répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de la résistance et la vérification de la flèche.

Tableau III. 2: Caractéristiques du profilé IPEA 450.

Profilé	Poids	Section		Dimensions				Caractéristiques			
	P Kg/m	A mm ²	A _{VZ} mm ²	h mm	b mm	tf mm	tw mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³
IPE A450	67.2	8560	4226	447	190	13.1	7.6	29760	1502	1494	245.7

III.2.3. Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux de la structure, qui transmettent les charges vers les fondations. Ils travaillent principalement en flexion composée, sous l'effet du vent, du séisme ou des charges excentrées.

III.2.3.1. Chargement :

Les poteaux reprennent l'ensemble des charges se composent principalement de charges permanentes et des charge d'exploitation, qui sont transmises par les planchers.

III.2.3.1.1. Charges permanentes :

$$N_{\text{Gtoiture}} = G_{\text{toiture}} \times S_1 + G_{\text{pan}} \times l \times n_{\text{panne}} + G_{\text{traverse}} \times l$$

$$= 15.3 \times ((12.24 + 4.65) \times 6) + (12.4 \times 7 \times 6) + 67.2 \times (12.4 + 4.65) = 3217.06 \text{ daN}$$

$$N_{\text{G etage}} = G_{\text{plancher}} \times S + (G_{\text{pp}} \times l) + G_{\text{ps}} \times l + G_{\text{solive}} \times l \times h$$

$$= 474.519 + (106 \times 4 + 122 \times 4.65) + 36.1 \times 6 + 30.7 \times 6 \times 3 = 26361.1 \text{ daN}$$

III.2.3.1.2. Charges d'exploitation :

$$N_{\text{Q etage}} = Q_{\text{etage}} \times S_2 = 800 \times 51.9 = 41520 \text{ daN}$$

$$N_{\text{Q Toit}} = \frac{P_{eq}}{\text{entrax panne}} \times S_1 = \frac{44.44}{2.04} (12.24 + 4.65) \times 6 = 2207.62 \text{ daN}$$

❖ Pour le poteau de SS+RDC:

$$h=3.75 \text{ m} \quad n_{\text{etage}} = 4$$

$$N_u = N_{sd} = 1.35(N_{G \text{ toiture}} + n_{\text{etage}} \times N_{G \text{ etage}}) + 1.5(N_{Q \text{ toiture}} + n_{\text{etage}} \times N_{Q \text{ etage}})$$

$$= 1.35(3217.06 + 4 \times 26361.1) + 1.5(22076 + 4 \times 41520) = 428926.97 \text{ daN}$$

❖ **Section du poteau :**

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

On remplace :

$$A \geq \frac{428926.97 \times 1.1}{275} = 17157.1 \text{ mm}^2$$

Donc : **On prend HEB 400**

Tableau III. 3: Caractéristique du profilé HEB 400.

Profilé	Poids	Section	Dimensions				Caractéristiques				
	P Kg/m	A mm ²	h mm	b mm	Tf mm	tw mm	iz mm	Iy cm ⁴	Iz cm ⁴	Wply cm ³	Wpl- z cm ³
HEB 400	155	19780	400	300	24	13.5	74	57680	10820	3232	1104

III.2.3.2. Vérification la résistance avec l'effet d'instabilités:

III.2.3.2.1. Classe du profilé HEB400 :

• **Classe de l'âme fléchie**

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{298}{13.5} = 22.07 \leq 33. \varepsilon = 0.92 \rightarrow \text{L'âme est de classe I.}$$

• **Classe de la semelle comprimée**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{300/2}{24} = 6.25 < 10. \varepsilon = 0.92 \rightarrow \text{la semelle est de classe I.}$$

Donc : la section du profilé **HEB 400** est de **classe I**

III.2.3.2.2. Calcul de l'effort résistant :

On vérifie le flambement selon l'axe qui correspondant à la plus faible inertie du profilé, Donc selon l'axe z-z.

$$\lambda_1 = 93,3 \times \varepsilon = 86.39$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{0.71}{i} = \frac{0.7 \times 3450}{74} = 32.64$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} = \frac{32.64}{86.39} = 0.38 > 0.2 \text{ Il y a un risque de flambement}$$

Le facteur d'imperfection α correspondant à la courbe de flambement appropriée, il est déterminé dans le (CCM 97 Tableau 55.1 et Tableau 55.3)

$$\frac{h}{b} = \frac{400}{300} = 1.33 \rightarrow \text{Alor } \alpha = b = 0.34$$

$$\phi = 0.5 [1 + 0.34 (0.38 - 0.2) + 0.38^2]$$

$$\phi = 0.603$$

$$x = \frac{1}{0.603 + [0.603^2 - 0.38^2]^{0.5}} = 0.93$$

$$N_{sd} \leq x N_{plrd} = x \times \beta_A \times \frac{f_y}{1.1} = 0.93 \times 1 \times \frac{19780 \times 275}{1.1} = 4598850 \text{ N}$$

$$N_{sd1} = N_{sd} + 1.35 \times G \times h = 428926.97 + 1.35 \times 155 \times (3.45 + 6 \times 4) = 4342.53 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 4342.53 \text{ kN} \leq x N_{plrd} = 4598.85 \text{ kN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Tableau III. 4: Les profilées appropriés pour les poteaux.

POTEAU	Profilé
SS+RDC	HEB 400
1 ^{er} et 2 ^{eme} et 3 ^{eme}	HEB 300

Tableau III. 5: Caractéristique du profilé HEB 300.

Profilé	Poids	Section	Dimensions				Caractéristiques				
	P Kg/m	A mm ²	h mm	b mm	Tf mm	Tw mm	iz mm	Iy cm ⁴	Iz cm ⁴	Wpl-y cm ³	Wpl-z cm ³
HEB 300	117	14910	300	300	19	11	75.8	25170	8563	1869	870.1

III.1. CONCLUSION :

Ce pré dimensionnement nous a permis de choisir les dimensions de base des éléments de la structure. Ces résultats servent comme point de départ pour la suite, où nous allons vérifier et ajuster les sections par des calculs plus détaillés.

*C*hapitre *IV*

Etude du plancher mixte

IV.1. INTRODUCTION :

Le plancher collaborant est un procédé de plancher qui relève de la construction mixte car il met en évidence les caractéristiques intéressantes de l'acier et du béton. L'acier est un excellent matériau pour travailler en traction et le béton un excellent matériau pour une sollicitation en compression.

L'ossature du plancher est constituée d'une tôle métallique supportant le béton au-dessus. Cette dernière est reposée sur des solives, qui reposent-elles même à leurs tours sur les poutres principales de la structure.

La conception d'un plancher collaborant comprend deux étapes distinctes qui sont la phase de montage et de coulage du béton puis la phase de service. Durant la phase de montage et de coulage du béton, un bac en acier galvanisé est utilisé comme coffrage autoportant et constitue aussi une plate-forme de travail.

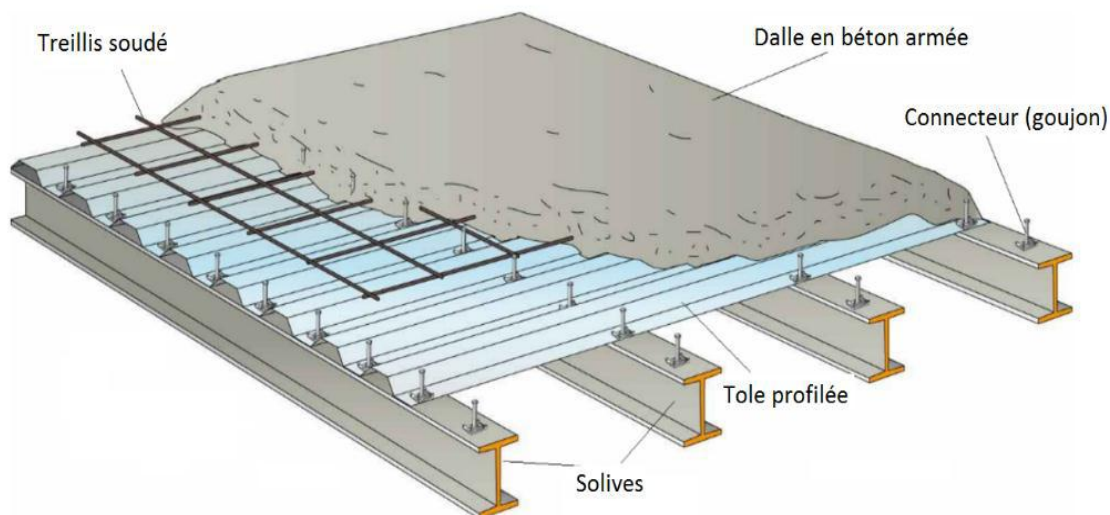


Figure IV. 1: Plancher mixte acier-béton.

IV.2. CALCUL PLANCHER MIXTE :

La dalle est calculée en deux phases conformément à l'Eurocode 4 (EN 1994-1-1) :

- **Phase de construction** : c'est pour la vérification de la tôle profilée lors du bétonnage.
- **Phase finale** : c'est la vérification de la dalle mixte après durcissement du béton.

IV.2.1.Phase de construction :

Le plancher est soumis aux charges permanentes dues au poids propre de la tôle et du béton (avant durcissement) et à la charge d'exploitation des ouvriers.

IV.2.1.1. Caractéristiques de la tôle nervurée :

Pour cette structure on a réalisé notre plancher mixte en utilisant la tôle HI-bond 55.

Tableau IV. 1: Caractéristique du profil HI-bonde55.750.

Epaisseur nominal (mm)		Poids tôle galvanisée (daN/m)	Section (cm ²)	I _{eff} (cm ⁴)	M _{T,rd} (kN.m)	V _{rd,u} (kN)
Galvanisée	nue					
0.75	0.71	9.3	11.2	63.2	4.4	29.6

IV.2.1.2. Les charges :

- Charges permanentes :

$$G = 2500 \times 0.12 + 9.3 = 309.3 \text{ daN/m}^2$$

- Surcharge d'exploitation (chantier) :

$$Q = 150 \text{ daN/m}^2$$

IV.2.1.3. Vérification à l'état limite ultime :

Le diagramme des moments fléchissant est montré ci-dessous :

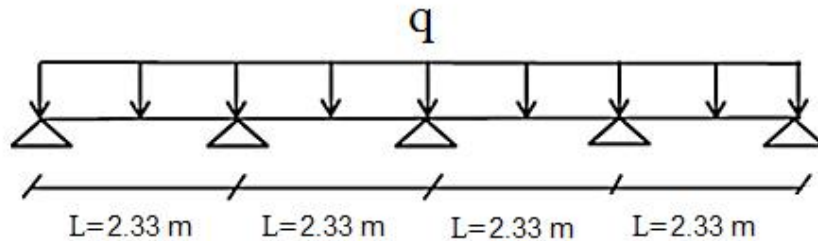


Figure IV. 2: Schéma statique de la tôle profilée.

On doit vérifier que : $M_{sd} \leq M_{ply. Rd}$

Le calcul se fait comme une poutre de la largeur 1m

$$Q_{ELU} = (1.35G + 1.5Q) \times 1 = 1.35 \times 309.3 + 1.5 \times 150 = 642.56 \text{ daN/m}$$

$$Q_{ELS} = (G + Q) \times 1 = 309.3 + 150 = 459.3 \text{ daN/m}$$

$$V_{sd} = 1.43P = 1.43 \frac{642.56 \times 2.33}{2} = 1070.47 \text{ daN.m}$$

$$V_{sd} = 10.71 \text{ kN} \leq V_{rd,u} = 29.6 \text{ kN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$M_{sd} = 0.857M_0 = 0.857 \frac{642.56 \times 2.33^2}{8} = 373.69 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 3.74 \text{ kN.m} \leq 4.4 \text{ kN.m} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

IV.2.1.3. Vérification à l'état limite service :

Vérification de la flèche :

$$f = \frac{5q_{ELS} \times l^4}{384 \times EI_1} \leq f_{max} = \frac{L}{350}$$

$$Q_{ELS} = (G + Q) \times 1 = 309.3 + 150 = 459.3 \text{ daN/m}$$

$$f = 0.485 \times f_0 = 0.485 \times \frac{5 \times 459.3 \times 2.33^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times 63.2 \times 10^{-8}}$$

$$f = 6.44 \text{ mm} \leq f_{max} = 6.66 \text{ mm} \text{ condition vérifiée}$$

IV.2.2. Phase finale :

Pour obtenir l'effet mixte souhaité, c'est-à-dire une collaboration parfaite entre l'acier et le béton, il faut que la liaison entre la poutre et la dalle soit réalisée de façon à transmettre les efforts rasants et limiter les glissements qui se développent à l'interface.

Dans les bâtiments, la connexion des poutres mixtes est assurée par des goudjons ou des connecteurs spécifiques soudés sur l'aile supérieure des poutres métalliques du plancher

IV.2.2.1. Vérification de la section mixte (solives) :

- **Largeur efficace de la dalle :**

La largeur efficace de la dalle est donnée par l'expression suivante :

$$b_{ei} = \min\left(\frac{L_0}{8}; b_i = \frac{l}{2}\right)$$

l : entraxe de poutrelle $l = 2.33 \text{ m}$

L_0 : La portée de la poutrelle $L_0 = 6 \text{ m}$

$$b_{e1} = b_{e2} = \min\left(\frac{6}{8} = 0.75 \text{ m}; b_1 = b_2 = \frac{2.33}{2} = 1.17\right)$$

On prend : $b_{eff} = b_{e1} + b_{e2} = 2b_{e1} = 2 \times 0.75 = 1.5 \text{ m}$

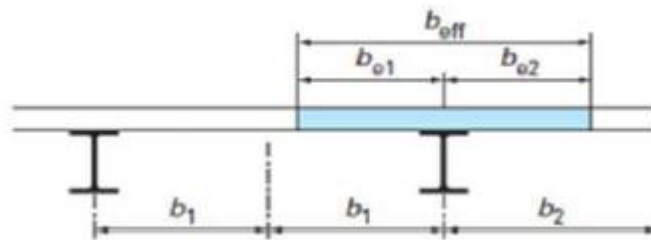


Figure IV. 3: Largeur efficace de la dalle.

$$G = 474 \text{ daN/m}^2$$

$$G_{solive} = 30.7 \text{ daN/m}$$

$$Q = 800 \text{ daN/m}^2$$

$$q_{ELS} = 474 \times 2.33 + 30.7 + 800 \times 2.33 = 2999.12 \text{ daN/m}$$

$$Q_{ELU} = (474 \times 2.33 + 30.7)1.35 + (800 \times 2.33)1.5 = 4328.41 \text{ daN/m}$$

• **Position de l'axe neutre :**

$$F_c = b_{eff} \times h_c \times \left(0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_0}\right)$$

$$F_a = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_m}$$

Désignons respectivement par F_c et F_a les résistances plastique des profilés en traction et de la dalle en compression.

Avec :

- $h_c = 120 \text{ mm}$
- $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$
- $f_y = 275 \text{ MPa}$
- $\gamma_c = 1.5$
- $\gamma_m = 1.1$
- A_a : Section du profilé IPE 240 : $A_a = 3910 \text{ mm}^2$

Donc :

$$F_c = 1500 \times 120 \times \left(0.85 \times \frac{25}{1.5}\right) = 2550000 \text{ N}$$

$$F_a = 3910 \times \frac{275}{1.1} = 977500 \text{ N}$$

Donc : $F_a < F_c \rightarrow$ *axe neutre dans la dalle*

La position de l'axe neutre est calculée à partir de la formule suivante :

$$z = \frac{F_a}{b_{eff} \times 0.85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c}} \leq h_c$$

$$z = \frac{977500}{1500 \times 0.85 \times \frac{25}{1.5}} = \frac{977500}{21250} = 46 \text{ mm} \leq h_c = 120 \text{ mm}$$

• **Vérification au moment fléchissant :**

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

$$M_{pl.r.d} = F_a \left(\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \frac{z}{2} \right)$$

Avec :

- h_a : hauteur de profilé IPE 240.
- h_p : hauteur des nervures.
- h_c : épaisseur de la dalle en béton.

Donc :

$$M_{pl.r.d} = 97750 \left(\frac{0.24}{2} + 0.12 + 0.055 - \frac{0.046}{2} \right) = 97750 \times 0.272 = 26588 \text{ daN.m}$$

$$Q_{ELU} = (474 \times 2.33 + 30.7)1.35 + (800 \times 2.33)1.5 = 4328.41 \text{ daN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_{ELU} \times l^2}{8} = \frac{4328.4 \times 6^2}{8} = 19477.85 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 194.78 \text{ kN.m} \leq M_{pl.r.d} = 265.88 \text{ kN.m} \text{ condition vérifier}$$

• **Vérification au cisaillement :**

$$V_{sd} \leq 0.5V_{pl.r.d}$$

$$V_{sd} = \frac{q_{ELU} \times l}{2} = \frac{4328.41 \times 6}{2} = 12985.23 \text{ daN}$$

$$\begin{aligned} 0.5V_{pl.r.d} &= 0.5 \times 0.58 \times \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0}} \\ &= 0.5 \times 0.58 \times \frac{1914 \times 275}{1.1} = 138965 \text{ N} = 13896.5 \text{ daN} \end{aligned}$$

$$V_{sd} = 12985.23 \text{ daN} \leq 0.5V_{pl.r.d} = 13876.5 \text{ daN} \text{ condition vérifier}$$

• **Vérification de la flèche :**

$$f = \frac{5q_{ELS} \times l^4}{384 \times EI_1} \leq f_{max} = \frac{L}{250}$$

$$q_{ELS} = 474 \times 2.33 + 30.7 + 800 \times 2.33 = 2999.12 \text{ daN/m}$$

$$I_1 = I_a + \frac{b_{eff} \times h_c^3}{12n_{eq}} + Aa(ha - z)^2 + \frac{b_{eff} \times h_c}{n_{eq}} \left(z - \frac{h_c}{2} \right)^2$$

- I_a : Moment d'inertie de la poutre ($I_a = I_y$).
- n : Coefficient d'équivalence Avec $n_{eq} = \frac{E_a}{E'_c}$
- E_a : Module d'élasticité de l'acier de construction. $E_a = 210000 \text{ MPa}$
- E'_c : Module d'équivalence du béton les bâtiments industriels $E'_c = \frac{E_{cm}}{1.2}$
- $E_{cm} = 30500 \text{ MPa}$ Pour un béton de classe C25/30.

On remplace :

$$E'_c = \frac{30500}{1.2} = 25416.67 \text{ Mpa}$$

$$n_{eq} = \frac{210000}{25416.67} = 8.26$$

$$I_1 = 3892 \times 10^4 + \frac{1500 \times 120^3}{(12 \times 8.26)} + 3910(240 - 46)^2 + \frac{1500 \times 120}{(8.26)} \times (46 - 60)^2$$

$$I_1 = 21.65 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

Donc :

$$f = \frac{5 \times 2999.12 \times 6^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times 21 \times 21.65 \times 10^{-5}} = 0.0111 \text{ m} = 11.1 \text{ mm}$$

$$f = 11.1 \text{ mm} < \frac{L}{250} = \frac{6000}{250} = 24 \text{ mm} \quad \text{condition vérifier}$$

Tableau IV. 2: Vérification de la flèche des solives.

Eléments	Profilés	Longueur (m)	Entre axe (m)	Q _{ELS} (daN/ml)	Q _{ELU} (daN/ml)	Fleche (mm)	δv max (mm)
LES SOULIVES	IPE240	6	2.33	2999.12	4328.41	11.1	24
	IPE200	9.3	2	973.4	1314.54	32	37.2
	IPE 330	9.3	2.33	3017.52	4353.25	25	37.2

Tableau IV. 3: Vérification des sollicitations sur les solives.

Eléments	Profilés	Classe de profilé	M _{sd} (kN.m)	M _{Plyrd} (kN.m)	V _{sd} (kN)	0.5 V _{pl.Rd} (kN)
LES SOULIVES	IPE 240	Classe I	194.78	265.88	4328.41	11.1
	IPE 200	Classe I	142.12	207.88	129.85	138.79
	IPE 330	Classe I	470.64	589.73	202.42	223.37

Tableau IV. 4: Caractéristiques du profilé IPE 240.

Profilé	Poids	Section		Dimensions				Caractéristiques			
	P Kg/m	A mm ²	A _{VZ} mm ²	h mm	b mm	tf mm	tw mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	Wpl-y cm ³	Wpl-z cm ³
IPE 240	30.7	3910	1914	240	120	9.8	6.2	3892	283.6	366.6	73.92

Tableau IV. 5: Caractéristiques du profilé IPE 200.

Profilé	Poids	Section		Dimensions				Caractéristiques			
	P Kg/m	A mm ²	A _{VZ} mm ²	h mm	b mm	tf mm	tw mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	Wpl-y cm ³	Wpl-z cm ³
IPE 200	22.4	2850	1400	200	100	8.5	5.6	1943	142.4	220.6	44.61

Tableau IV. 6: Caractéristiques du profilé IPE 330.

Profilé	Poids	Section		Dimensions				Caractéristiques			
	P Kg/m	A mm ²	A _{VZ} mm ²	h mm	b mm	tf mm	tw mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	Wpl-y cm ³	Wpl-z cm ³
IPE 300	49.1	6260	3081	330	160	11.5	7.5	8356	603.8	628.4	125.2

IV.2.2.2. Vérification de la section mixte (Les poutres principales) :

- **Chargement :**

$$G = 474 \text{ daN/m}^2$$

$$G_{solive} = \frac{pp}{entraxe} \times h_{solive} = \frac{30.7 \times 3}{2} = 46.05 \text{ daN/m}^2$$

$$Q = 800 \text{ daN/m}^2$$

$$Q_{ELu} = 1.35 (G + Q) \times 6 + 1.5 \times Q \times 6 = 7706.58 \text{ daN/m}$$

$$Q_{ELu} = 1.35 (474 + 46.05) \times 6 + 1.5 \times 800 \times 6 = 11412.41 \text{ daN/m}$$

$$Q_{ELs} = (474 + 46.05) \times 6 + 800 \times 6 = 7920.3 \text{ daN/m}$$

- **Choisir le Profilé selon la condition de résistance (ELU) :**

Pour $L=8\text{m}$

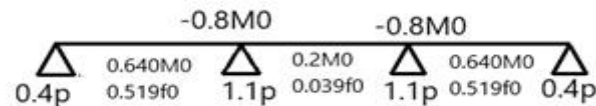


Figure IV. 4: Poutre sur 3 appuis Abaque de Macquart.

$$V_{sd} = \frac{q_{ELU} \times L \times 1.1}{2} = \frac{11412.41 \times 8 \times 1.1}{2} = 502146.04 \text{ N}$$

$$A_v \geq \frac{502146.04}{72.5} = 6926.15 \text{ mm}^2$$

Donc on choisit un profilé IPE550

- **Largeur efficace de la dalle :**

La largeur efficace de la dalle est donnée par l'expression suivante :

$$b_{ei} = \min\left(\frac{L_0}{8}; b_i = \frac{l}{2}\right)$$

l : entraxe de poutre principale $l = 6 \text{ m}$

L_0 : La portée de la poutre principale $L_0 = 8 \text{ m}$

$$b_{e1} = b_{e2} = \min\left(\frac{8}{8} = 1 \text{ m}; b_1 = b_2 = \frac{6}{2} = 3 \text{ m}\right)$$

On prend : $b_{eff} = b_{e1} + b_{e2} = 2b_{e1} = 2 \times 1 = 2 \text{ m}$

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

$$F_c = b_{eff} \times h_c \times (0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_0}) = 2000 \times 120 \times (0.85 \times \frac{25}{1.5}) = 34.10^5 \text{ N}$$

$$F_a = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_m} = 13400 \times \frac{275}{1.1} = 33.5.10^5 \text{ N}$$

Donc : $F_a < F_c \rightarrow$ axe neutre dans la dalle

La position de l'axe neutre est calculée à partir de la formule suivante :

$$z = \frac{F_a}{b_{eff} \times 0.85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c}} \leq h_c$$

$$z = \frac{33.5.10^5}{2000 \times 0.85 \times \frac{25}{1.5}} = \frac{33.5.10^5}{2833.33} = 118.24 \text{ mm} \leq h_c = 120 \text{ mm}$$

• **Vérification au moment fléchissant :**

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

$$M_{plrd} = F_a \left(\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \frac{z}{2} \right)$$

$$M_{plrd} = F_a \left(\frac{0.55}{2} + 0.12 + 0.055 - \frac{0.11824}{2} \right)$$

$$M_{plrd} = 33.5.10^4 \times (0.3909) = 130944.8 \text{ daN.m}$$

$$q_{1ELU} = q_{ELU} + 1.35 PP = 11412.41 + 1.35 \times 106 = 11555.51 \text{ daN/m}$$

$$M_{sd} = 0.8 \times M_0 = 0.8 \times \frac{q_{1ELU} \cdot l^2}{8} = 0.8 \times \frac{11555.51 \cdot 8^2}{8}$$

$$M_{sd} = 73955.26 \text{ daN.m}$$

$$\mathbf{M_{sd} = 739.55 \text{ kN.m} \leq M_{plrd} = 1309.45 \text{ kN.m condition vérifiée}}$$

• **Vérification au cisaillement :**

$$V_{sd} \leq 0.5V_{plrd}$$

$$v_{sd} = 1.1 \times \frac{q_{ELU} \times L}{2} = 1.1 \times \frac{11555.51 \times 8}{2} = 50844.24 \text{ daN}$$

$$0.5V_{pl.Rd} = 0.5 \times 0.58 \times \frac{275 \times 7234}{1.1} = 524465 \text{ N}$$

$$\mathbf{V_{sd} = 508.44 \text{ kN} \leq 0.5.V_{pl.Rd} = 524.47 \text{ kN condition vérifiée}}$$

• **Vérification de la flèche :**

$$f = 0.519 \times \frac{5q_{ELS} \times l^4}{384 \times EI_1} \leq f_{\max} = \frac{L}{250}$$

$$q_{1ELS} = q_{ELS} + PP = 7920.3 + 106 = 8026.3 \text{ daN/m}$$

$$I_1 = I_a + \frac{b_{eff} \times h_c^3}{12n_{eq}} + Aa(ha - z)^2 + \frac{b_{eff} \times h_c}{n_{eq}} \left(z - \frac{h_c}{2}\right)^2$$

$$n_{eq} = 8.26$$

$$I_1 = 67120.10^4 + \frac{2000 \times 120^3}{12 \times 8.26} + 13400(550 - 118.24)^2 + \frac{2000 \times 120}{8.26} (118.24 - 60)^2$$

$$I_1 = 33.03.10^8 \text{ mm}^4$$

$$f = 0.519 \times \frac{5 \times 8026.3 \times 8^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times 33.03 \times 10^{-4}} = 3.2 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f = 3.2 \text{ mm} \leq f_{\lim} = \frac{L}{250} = \frac{8000}{250} = 32 \text{ mm} \quad \text{condition vérifiée}$$

Tableau IV. 7: Vérification de la flèche des poutres principales.

Eléments	Profilés	Longueur (m)	Entre axe (m)	Q _{ELS} (daN/ml)	Q _{ELU} (daN/m)	Flèche (mm)	δ _v max (mm)
LES POUTRE PRINCIPALE	IPE 550	8	6	8026.3	11555.51	3.2	32
	IPE 600	9.3	6	5551.01	11412.96	5.48	32
	IPE 500	8	6	5932.95	8559.45	3.25	32
	IPE 360	8	6	3960.15	5783.29	5.48	32

Tableau IV. 8: Vérification des sollicitations sur les poutres principales.

Eléments	Profilés	Classe de profilé	M _{sd} (kN.m)	M _{Ptyrd} (kN.m)	V _{sd} (kN)	0.5 V _{pl.Rd} (kN)
LES POUTRE PRINCIPALE	IPE 550	Classe I	739.55	1309.45	508.44	524.47
	IPE 600	Classe I	1421,2	2078,8	530.7	607.41
	IPE 500	Classe I	547.8	1156.59	376.62	434.1
	IPE 360	Classe I	370.13	586.92	254.46	254.77

Tableau IV. 9: Caractéristiques du profilé IPE 550.

Profilé	Poids	Section		Dimensions				Caractéristiques			
		A	A _{VZ}	H	b	tf	tw	I _y	I _z	Wpl-y	Wpl-z
	Kg/m	mm ²	mm ²	mm	mm	mm	mm	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³
IPE 550	106	13400	7234	550	210	17.2	11.1	67120	283.6	2668	400.5

Tableau IV. 10: Caractéristique du profilé IPE 600.

Profilé	Poids	Section	Dimensions	Caractéristiques
---------	-------	---------	------------	------------------

	P Kg/m	A mm ²	A _{VZ} mm ²	h mm	b mm	tf mm	tw mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	Wpl- y cm ³	Wpl-z cm ³
IPE 600	122	15600	8378	600	220	19	12	92080	3387	3512	485.6

Tableau IV. 11: Caractéristique du profilé IPE 500.

Profilé	Poids	Section		Dimensions				Caractéristiques			
	P Kg/m	A mm ²	A _{VZ} mm ²	h mm	b mm	tf mm	tw mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	Wpl- y cm ³	Wpl-z cm ³
IPE 500	90.7	11600	5987	500	200	16	10.2	48200	2142	2194	335.9

Tableau IV. 12: Caractéristique du profilé IPE 360.

Profilé	Poids	Section		Dimensions				Caractéristiques			
	P Kg/m	A mm ²	A _{VZ} mm ²	h mm	b mm	tf mm	tw mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	Wpl- y cm ³	Wpl-z cm ³
IPE 360	57.1	7270	3514	360	170	12.7	8	16270	1043	1019	191.1

IV.2.2.3. Vérification de la section mixte (Les poutres secondaire)

- **Chargement :**

$$G = 474 \text{ daN/m}^2$$

$$Q = 800 \text{ daN/m}^2$$

$$q_{ELu} = 1.35(G \times 2.33) + 1.5(Q \times 2.33)$$

$$q_{ELu} = 1.35(474 \times 2.33) + 1.5(800 \times 2.33) = 4286.97 \text{ daN/m}$$

$$q_{ELs} = G \times 2.33 + Q \times 2.33 = 474 \times 2.33 + 800 \times 2.33 = 2968.42 \text{ daN/m}$$

- **Choisir le Profilé selon la condition de résistance (ELU)**

Pour L=6 m

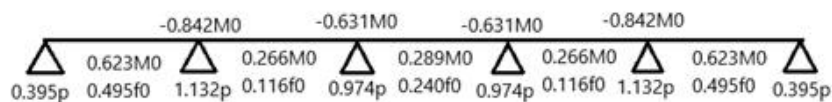


Figure IV. 5: Poutre sur 6 appuis Abaque de Macquart.

$$V_{sd} \leq 72.5 A_v \quad \rightarrow \quad A_v \geq \frac{V_{sd}}{72.5}$$

$$v_{sd} = 1.132 \frac{q_{ELU} \times L}{2} = 14558.55 \text{ daN} = 145585.5 \text{ N}$$

$$A_v \geq \frac{v_{sd}}{72.5} = \frac{145585.5}{72.5} = 2008.07 \text{ mm}^2$$

Donc on choisit un profilé en IPE270.

- **Largeur efficace de la dalle :**

La largeur efficace de la dalle est donnée par l'expression suivante :

$$b_{ei} = \min\left(\frac{L_0}{8}; b_i = \frac{l}{2}\right)$$

l : entraxe de poutre secondaire $l = 2.33 \text{ m}$

L_0 : La portée de la poutre principale $L_0 = 6 \text{ m}$

$$b_{e1} = b_{e2} = \min\left(\frac{6}{8} = 0.75 \text{ m}; b_1 = b_2 = \frac{2.33}{2} = 1.65 \text{ m}\right)$$

On prend : $b_{eff} = b_{e1} + b_{e2} = 2b_{e1} = 2 \times 0.75 = 1.5 \text{ m}$

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

$$F_c = b_{eff} \times h_c \times \left(0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_0}\right) = 1500 \times 120 \times \left(0.85 \times \frac{25}{1.5}\right) = 25.5 \cdot 10^5 \text{ N}$$

$$F_a = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_m} = 4590 \times \frac{275}{1.1} = 1147500 \text{ N}$$

Donc : $F_a < F_c \rightarrow$ axe neutre dans la dalle

La position de l'axe neutre est calculée à partir de la formule suivante :

$$z = \frac{F_a}{b_{eff} \times 0.85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c}} \leq h_c$$

$$z = \frac{1147500}{1500 \times 0.85 \times \frac{25}{1.5}} = \frac{1147500}{21250} = 54 \text{ mm} \leq h_c = 120 \text{ mm}$$

- **Vérification au moment fléchissant :**

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

$$M_{plrd} = F_a \left(\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \frac{z}{2} \right)$$

$$M_{pl.rd} = 1147500 \left(\frac{0.27}{2} + 0.12 + 0.055 - \frac{0.054}{2} \right)$$

$$M_{pl.rd} = 32474.25 \text{ daN.m}$$

$$q_{1ELu} = q_{ELU} + 1.35 PP = 4286.97 + 1.35 \times 36.1 = 4335.71 \text{ daN/m}$$

$$M_{sd} = 0.842 \times M_0 = 0.842 \times \frac{q_{1ELu} \cdot l^2}{8} = 0.842 \times \frac{4335.71 \cdot 6^2}{8}$$

$$M_{sd} = 16428.01 \text{ daN.m}$$

$$\mathbf{M_{sd} = 164.28 \text{ kN.m} \leq M_{pl.rd} = 324.74 \text{ kN.m} \text{ condition vérifiée}}$$

• **Vérification au cisaillement :**

$$V_{sd} \leq 0.5V_{plrd}$$

$$v_{sd} = 1.132 \times \frac{q_{ELU} \times L}{2} = 1.132 \times \frac{4335.71 \times 6}{2} = 14724.07 \text{ daN}$$

$$0.5V_{pl.Rd} = 0.5 \times 0.58 \times \frac{275 \times 2214}{1.1} = 160515 \text{ N}$$

$$\mathbf{V_{sd} = 147.24 \text{ kN} \leq 0,5V_{pl.Rd} = 160.52 \text{ kN} \text{ condition vérifiée}}$$

• **Vérification de la flèche :**

$$f = 0.495 \times \frac{5q_{ELS} \times l^4}{384 \times EI_1} \leq f_{\max} = \frac{L}{250}$$

$$q_{1ELS} = q_{ELS} + PP = 7920.3 + 106 = 8026.3 \text{ daN/m}$$

$$I_1 = I_a + \frac{b_{eff} \times h_c^3}{12n_{eq}} + Aa(ha - z)^2 + \frac{b_{eff} \times h_c}{n_{eq}} \left(z - \frac{h_c}{2} \right)^2$$

$$n_{eq} = 8.26$$

$$I_1 = 5790 \cdot 10^4 + \frac{1500 \times 120^3}{12 \times 8.26} + 4590(270 - 54)^2 + \frac{1500 \times 120}{8.26} (54 - 60)^2$$

$$I_1 = 29.81 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$f = 0.495 \times \frac{5 \times 3004.52 \times 6^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times 29.81 \times 10^{-5}} = 4.01 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$\mathbf{f = 4.01 \text{ mm} \leq f_{lim} = \frac{L}{250} = \frac{6000}{250} = 24\text{mm} \quad \text{condition vérifiée}}$$

Tableau IV. 13: Vérification de la flèche des poutres secondaire.

Eléments	Profilés	Longueur (m)	Entre axe (m)	Q_{ELS} (daN/ml)	Q_{ELU} (daN/m)	Fleche (mm)	δv_{max} (mm)
LES POUTRE SECONDAIRE	IPE 270	6	2.33	3004.52	4335.71	4.01	24
	IPE 220	9.3	2.33	1480.12	2053.73	29.2	37.2
	IPE 270	9.3	2.17	2114.58	3066.32	28.4	37.2

Tableau IV. 14: Vérification des sollicitations sur les poutres secondaire.

Eléments	Profilés	Classe de profilé	M_{sd} (kN.m)	M_{Plyrd} (kN.m)	V_{sd} (kN)	$0.5 V_{pl.Rd}$ (kN)
LES POUTRE SECONDAIRE	IPE 270	Classe I	164.28	324.74	147.24	160.52
	IPE 220	Classe I	222.03	227.4	95.5	115.13
	IPE 270	Classe I	331.51	332.49	142.58	160.52

Tableau IV. 15: Caractéristique du profilé IPE 270.

Profilé	Poids	Section		Dimensions				Caractéristiques			
	P Kg/m	A mm ²	A_{VZ} mm ²	h mm	b mm	tf mm	tw mm	I_y cm ⁴	I_z cm ⁴	W_{pl-y} cm ³	W_{pl-z} cm ³
IPE 270	36.1	4590	2214	270	135	10.2	6.6	5790	419.9	484	96.95

Tableau IV. 16: Caractéristique du profilé IPE 220.

Profilé	Poids	Section		Dimensions				Caractéristiques			
	P Kg/m	A mm ²	A_{VZ} mm ²	h mm	b mm	tf mm	tw mm	I_y cm ⁴	I_z cm ⁴	W_{pl-y} cm ³	W_{pl-z} cm ³
IPE 220	26.2	3340	1588	220	210	9.2	5.9	2772	204.9	285.4	58.11

IV.2.2.4. Etude des connecteurs :

- **Définition :**

Les connecteurs sont des éléments qui assurent la liaison et donc la collaboration entre la dalle de compression du plancher et l'acier. Le règlement Eurocode 4 essaye d'assurer efficacement cette liaison par un calcul rigoureux de la performance ou de la résistance de cette liaison.

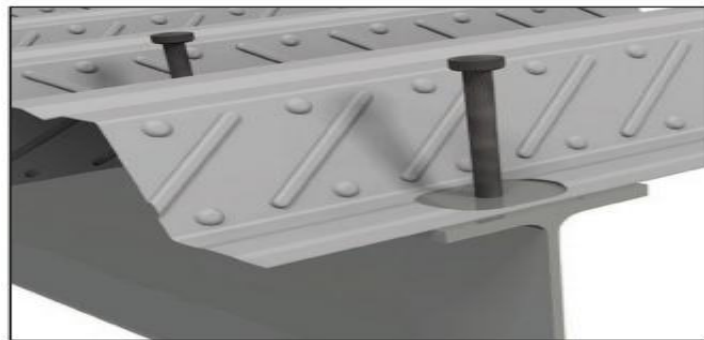


Figure IV. 6: Goujons à tête soudée avec le profilé.

Vérification des connecteurs avec les caractéristiques suivantes :

- ❖ $d = 18\text{mm}$
- ❖ $h = 90\text{ mm}$
- ❖ $f_y = 275\text{ MPa}$
- ❖ $f_u = 430\text{ MPa}$

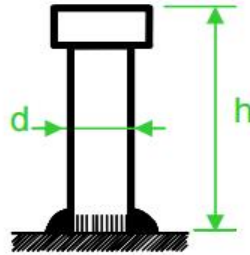


Figure IV. 7: Les dimensions d'un connecteur de type goujon.

• **Résistance du connecteur isolé :**

La résistance du goujon en cisaillement est définie comme suit :

$$p_{rd} = \min \begin{cases} p_{rd1} = \frac{0.8 \times k \times f_u \left(\frac{\pi d^2}{4} \right)}{\gamma_v} \\ p_{rd2} = \frac{0.29 \times k \times a \times d^2 \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}}}{\gamma_v} \end{cases}$$

- γ_v : Le coefficient partiel de sécurité pour les connecteurs pris égal à 1,25.
- d : diamètre du fut du goujon.
- f_u : Résistance ultime en traction de l'acier du goujon égale à 430 MPa.
- E_{cm} : Valeur du module d'élasticité sécant du béton égale à 30500 MPa.
- F_{ck} : Résistance caractéristique du béton égale à 25 MPa.
- α : Facteur correctif

$$a = \begin{cases} 0.2 \times \left(\frac{h}{d} + 1 \right) \rightarrow \text{pour } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4 \\ 1 \rightarrow \text{pour } \frac{h}{d} \geq 4 \end{cases}$$

$$\frac{h}{d} = \frac{90}{18} = 5 > 4$$

- ❖ k : Facteur de réduction pour tenir compte de la présence des nervures, les solives sont perpendiculaires aux nervures de la tôle profilé donc il est calculé comme suit:

$$k = \begin{cases} 0.6 \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \leq 1 \rightarrow \text{les nervures sont // à l'effort de cisaillement} \\ \frac{0.7}{\sqrt{N_r}} \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \leq k_{t,\max} \rightarrow \text{Les nervures sont } \perp \text{ à l'effort de cisaillement} \end{cases}$$

Dans notre cas, les nervures sont perpendiculaires à l'effort de cisaillement.

- $k_{t,\max}$: Limite supérieure pour le facteur k pris égale à 0.85 (Annexe Tableau)
- N_r : Nombre de goujons dans une nervure pris égal à 1
- $b_0 = 75 \text{ mm}$
- $h_p = 55 \text{ mm}$
- $h_{sc} = 90 \text{ mm}$

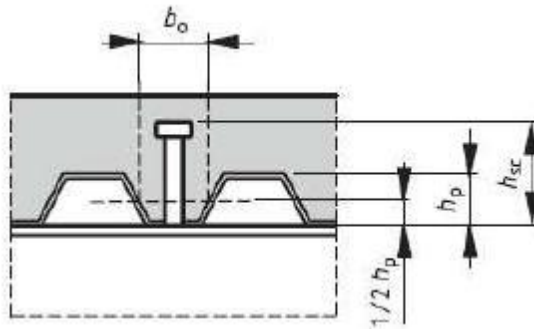


Figure IV. 8: Dimension de la tôle profilée et connecteur.

On remplace : $k = \frac{0.7}{\sqrt{1}} \times \frac{75}{55} \left(\frac{90}{55} - 1 \right) = 0.61 \leq 0.85$

$$p_{rd} = \min \begin{cases} p_{rd1} = \frac{0.8 \times 0.61 \times 430 \left(\frac{3.14 \times 18^2}{4} \right)}{1.25} = 46296.6 \text{ N} \\ p_{rd2} = \frac{0.29 \times 0.61 \times 1 \times 18^2 \sqrt{25 \times 30500}}{1.25} = 40038.9 \text{ N} \end{cases} \rightarrow p_{rd} = 4003.9 \text{ daN}$$

• **Nombre de connecteurs**

$$n = \frac{V_l}{p_{rd}}$$

- n : Le nombre de connecteurs
- V_l : Effort de cisaillement longitudinal $V_l = \min[F_a; F_c]$
- p_{rd} : Résistance d'un connecteur isolé

✓ **Pour la longueur des solives $L = 6 \text{ m}$**

$$v_l = \min[97750; 255000] = F_a = 97750 \text{ daN}$$

$$n = \frac{97750}{4003.9} = 24.41 \rightarrow \text{On prend 25 connecteurs pour chaque solive}$$

✓ Pour la longueur des solives $L = 9.3\text{m}$

$$v_l = \min[156500; 255000] = F_a = 156500 \text{ daN}$$

$$n = \frac{156500}{4003.9} = 30.09 \rightarrow \text{On prend 39 connecteurs pour chaque solive}$$

• Espacement des connecteurs :

Soit S l'espacement entre les connecteurs calculé comme suit :

✓ Pour la longueur des solives $L = 6\text{m}$

$$S = \frac{l}{n - 1} = \frac{600}{25 - 1} = 25 \text{ cm}$$

✓ Pour la longueur des solives $L = 9.3\text{m}$

$$S = \frac{l}{n - 1} = \frac{930}{39 - 1} = 24.5 \text{ cm}$$

IV.2.2.5.Calcul de ferrailage :

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur, il est sous forme d'un treillis soudé.

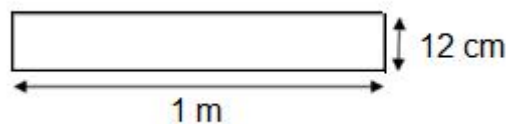


Figure IV. 9: Coupe transversale d'une bande de la dalle.

$$\rho = \frac{A_s}{b \times h_c} \geq 0.4\% \rightarrow A_s \geq 0.4\% \cdot b \cdot h_c \rightarrow 0.4\% \cdot 100 \times 12 \rightarrow A_s \geq 4.8 \text{ cm}^2$$

On choisit **10Ø8**, maillage de **10cm** $\Rightarrow A_s = 5.03 \text{ cm}^2$

IV.3.CONCLUSION :

L'étude du plancher mixte nous a permis de comprendre son mode de fonctionnement, de vérifier sa capacité à supporter les charges prévues et de déterminer les sections des poutres principales, secondaires ainsi que des solives à utiliser comme pré dimensionnement lors de la modélisation. Les résultats montrent que ce type de plancher est adapté et pourra être utilisé dans la suite de notre projet, avec des vérifications plus rigoureuses.

*C*hapitre *V*

Etude Dynamique

V.1. INTRODUCTION :

Les séismes sont des catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, ils s'expliquent par l'activité des couches constitutives du globe terrestre telles que définie par la théorie de la tectonique des plaques, pour cela l'homme est menacé à travers leurs effets directs sur les ouvrages et peuvent par ailleurs provoquer des effets secondaires tel que les incendies et les explosions....

Il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes et d'assurer la protection des vies humaines.

Notre objectif n'est pas seulement de faire une étude dynamique du bâtiment, mais aussi de faire appel à des modélisations numériques qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour pouvoir faire l'analyse de l'ouvrage et de déterminer leurs caractéristiques dynamiques lors de ses vibrations.

V.2. Modélisation de la structure :

Notre structure a été modélisée avec le logiciel de calcul (SAP2000version2026).Ce logiciel permet l'analyse dynamique de la structure par simple introduction de certaines données liées à la structure, (La géométrie, Les matériaux utilisées, Les dimensions des éléments, Le chargement, Les combinaisons de calcul).

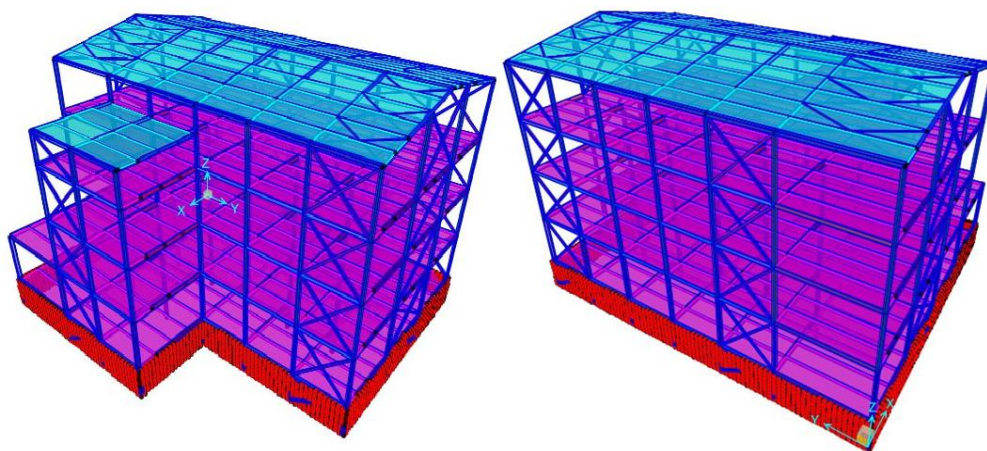


Figure V. 1: Modélisation de structure.

Suite à la modélisation de la structure par le logiciel Sap2000, définition des caractéristiques de l'ossature et la définition des charges et des surcharges appliquées, on peut calculer les modes propres de vibration de la structure.

Les modes propres de la structure peuvent nous renseigner sur le mode de comportement dynamique de la structure si elle est correcte ou incorrecte mais aussi nous permettre de calculer les actions sismiques d'après un spectre de réponse sismique de notre bâtiment suivant le règlement RPA2024.

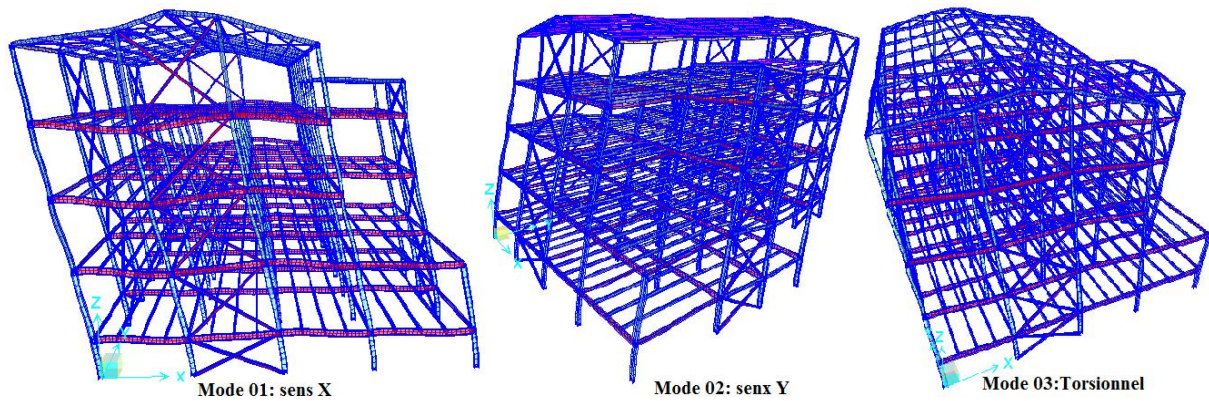


Figure V. 2: Les 3 premiers modes de vibration lors du séisme.

D'après cette figure, on remarque que :

- ✓ Le Mode (1) correspond à une translation suivant l'axe X avec une période de 1,105s.
- ✓ Le Mode (2) correspond à une translation suivant l'axe Y avec une période de 1,093s.
- ✓ Le Mode (3) correspond à un Mode torsionnel autour de l'axe Z, avec une période de 1,0722s.

Par ailleurs, la participation massique cumulée dépasse le seuil des 90% à partir du 20^e Mode, ce qui confirme la validité du modèle dynamique adopté.

V.3 Combinaisons d'actions :

Au sens du principe de calcul aux Etats Limites, l'action sismique est considérée, du fait de sa brève durée d'application, comme une action accidentelle.

$$\left\{ \begin{array}{l} G + \psi Q + E_1 \\ G + \psi Q + E_2 \end{array} \right. \quad \text{avec} \quad \rightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} E_1 = \pm E_x \pm 0,3 E_y \\ E_2 = \pm 0,3 E_x \pm E_y \end{array} \right.$$

V.4. Les méthodes du calcul :

Les règles parasismiques algériennes (RPA2024) proposent trois méthodes de calcul des sollicitations plus d'autre méthode dans l'annexe J :

- ❖ la méthode statique équivalente
- ❖ la méthode d'analyse modale spectrale
- ❖ la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes
- ❖ la méthode statique équivalente non linéaire « push-over »

V.5. Méthode statique équivalente:

C'est la méthode d'analyse la plus ancienne, la plus simple et la plus utilisée pour le dimensionnement des bâtiments réguliers faiblement élevés. Elle est basée sur l'hypothèse que les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un

système de force statique fictive dont les effets considérés équivalentes à ceux de l'action sismique.

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes selon RPA2024 :

- Le bâtiment, ou bloc étudié, satisfait aux conditions de régularité en plan et, en élévation prescrites au § 3.7, avec une hauteur au plus égale à 65m en zones (I, II et III) et à 32 m en zones (IV, V et VI).
- Le bâtiment, ou bloc étudié, présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires indiquées au Tableau (4.1).

Remarque :

Dans notre cas on a une structure irrégulière sous forme (L) et les conditions de la régularité en plan et en élévation n'est pas vérifier mais on va utiliser la méthode statique équivalente juste pour les vérifications.

V.5.1 Détermination la force sismique :

D'après le RPA 2024, la force sismique totale est donnée par la formule suivante :

$$V = \lambda \frac{S_{ad}}{g}(T_0) \times W$$

- $\frac{S_{ad}}{g}(T_0)$: spectre de calcul normalisé par rapport à la valeur de l'accélération de la pesanteur
- (T_0) : Période fondamentale du bâtiment
- λ : coefficient de correction.

$$\lambda = \begin{cases} 0.85 \rightarrow & \text{si : } T_0 \leq 2T_2, \text{ et le bâtiment } > 2 \text{ niveaux} \\ 1 & \rightarrow \text{si : autrement} \end{cases}$$

- W : poids total de la structure

$$W = \sum_{i=1}^n W_i, \quad n : \text{étant le nombre de niveaux}$$

où

$$W_i = W_{Gi} + \psi W_{Qi}, \quad \text{pour tout niveaux } i \text{ de la structure}$$

- W : poids total de la structure
- W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure
- W_{Qi} : Charges d'exploitation
- ψ : Coefficient d'accompagnement, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné au Tableau (4.2)

V.5.2 Estimation de la période fondamentale de la structure :

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T_{\text{empirique}} = C_T \cdot (h_N)^{3/4} \rightarrow \text{eq (4.4) RPA 2024}$$

- $T_{\text{empirique}}$ [unité en s]: période fondamentale
- h_N [unité en m]: Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).
- C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par Table (4.3).

Dans le cadre de l'application de la méthode statique équivalente développée, cf. § 4.2, les valeurs de (T_0) , calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques, ne doivent pas dépasser de plus de 30% celle estimée à partir de la formule empirique (cf. Eqn. (4.4)). La valeur à utiliser, dans la méthode statique équivalente, est alors égale à: $T_{\text{max}}=1,3.T_{\text{empirique}}$. Le Tableau V. 1 donne les valeurs de la période, (T_0) , à utiliser dans la formule de calcul de l'effort tranchant à la base V.

$$T_{\text{empirique}} = 0,085 \cdot (29,85)^{3/4} = 1,085 \text{ (s)}$$

Tableau V. 1: Les valeurs de la période T_0 .

Cas	Valeur T_0 à utiliser
$T_{\text{calcul}} < 1.3 T_{\text{empirique}}$	$T_0 = T_{\text{calculé}}$
$T_{\text{calcul}} \geq 1.3 T_{\text{empirique}}$	$T_0 = 1.3 T_{\text{empirique}}$

$$T_{\text{suivant}(x)} = 1,093 < 1,3 T_{\text{empirique}} = 1,3 * 1,085 = 1,411 \text{ (s)}$$

$$T_{\text{suivant}(y)} = 1,105 < 1,3 T_{\text{empirique}} = 1,3 * 1,085 = 1,411 \text{ (s)}$$

$$\text{donc: } T_0 = T_{\text{Calculé}}$$

V.5 .3Spectre de calcul :

Pour éviter une analyse de structure non linéaire explicite lors des calculs, la capacité d'une structure à dissiper l'énergie, essentiellement par son comportement ductile, est prise en compte en effectuant une analyse élastique basée sur un spectre de réponse réduit par rapport à celui élastique, appelé spectre de calcul. Cette réduction est réalisée par l'introduction d'un facteur de réduction des forces élastiques, dénommé coefficient de comportement de la structure, R , ainsi que d'un facteur de pénalité dénommé facteur de qualité, QF

❖ **L'action sismique horizontale est représentée par le spectre de calcul :**

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = \begin{cases} A.I.S. \left(\left(\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \right) \cdot \left(2,5 \frac{Q_f}{R} - \frac{2}{3} \right) \right) & \rightarrow Si: 0 \leq T < T_1 \\ A.I.S. \left[2,5 \cdot \frac{Q_f}{R} \right] & \rightarrow Si: T_1 \leq T < T_2 \\ A.I.S. \left[2,5 \cdot \frac{Q_f}{R} \right] \left[\frac{T_2}{T} \right] & \rightarrow Si: T_2 \leq T < T_3 \\ A.I.S. \left[2,5 \cdot \frac{Q_f}{R} \right] \left[\frac{T_2 \cdot T_3}{T} \right] & \rightarrow Si: T_3 \leq T < 4s \end{cases}$$

Où:

- $S_{ad}/g(T)$: spectre de calcul normalisé par rapport à la valeur de l'accélération de la pesanteur, g;
- R : coefficient de comportement de la structure (cf. § 3.6, Tableau (3.17) & Annexe I);
- QF : facteur de qualité (cf. § 3.8).

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = A.I.S. \left[2,5 \eta \cdot \frac{Q_f}{R} \right] \left[\frac{T_2}{T} \right] \rightarrow Si: T_2 \leq T < T_3$$

Les valeurs du spectre de calcul ne doivent en aucun cas être inférieures à (0.2A.I).

$$0,2 \times A \times I = 0,2 \times 0,15 \times 1 = 0,3$$

$$\frac{S_{ad}}{g}(T_{0(x)}) = 0,15 \times 1 \times 1,55 \left[2,5 \cdot \frac{1,25}{4,5} \right] \left[\frac{0,4}{1,093} \right] = 0,06 \geq 0,03$$

$$\frac{S_{ad}}{g}(T_{0(y)}) = 0,15 \times 1 \times 1,55 \left[2,5 \cdot \frac{1,25}{4,5} \right] \left[\frac{0,4}{1,105} \right] = 0,058 \geq 0,03$$

Tableau V. 2: Calcul effort tranchant à la base obtenu par la méthode statique équivalente.

Données	Suivant X	Suivant Y	Paragraphe /Tableau SelonRPA2024
A (zone III)	0,15		
R	4,5 ^(b)		(cf. §3.6,Tableau (3.17) & Annexe I)
S	1,55		(cf. §3.3, Tableau (3.17))
Q_F	1,25		(cf. § 3.8). Tableau (3.18)
λ	1		(cf. § 4.2). Eq (4.2)
T₂	0,4		(cf. §3.3, Tableau (3.17))
T retenues	1,093	1,105	/
$\frac{S_{ad}}{g}(T_0)$	0,06	0,058	(cf. § 3.3.3). Eq (3.15)
$C = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g}(T_0)$	0,06	0,058	/
V= C× W	2883,07	2925,87	(cf. § 4.2). Eq (4.1)

V.6 les méthodes dynamiques :

Par cette méthode, il est recherché, pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés, dans la structure, par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul RPA2024 (cf. § 3.3.3). Ces effets sont, par la suite, combinés pour obtenir la réponse de la structure.

- La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et, en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée, au cas par cas, par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

V.6.1 Méthode Analyse modale spectacle :

L'analyse modale spectrale désigne la méthode de calcul des effets maximaux d'un séisme sur une structure. Elle est caractérisée par une sollicitation sismique décrite sous forme d'un spectre de réponse.

Ce type d'analyse peut être appliqué à tous types de structure avec des résultats plus exacts et souvent satisfaisants à condition d'avoir fait une bonne modélisation.

Le spectre est caractérisé par les données suivantes :

- ✓ Zone sismique III (TLEMCEN).
- ✓ Groupe d'usage 2 (Bâtiment d'importance moyenne).
- ✓ Site meuble (S3).
- ✓ Coefficient de comportement ($R = 4,5$).
- ✓ Facteur de qualité ($Q = 1,25$).



Figure V. 3: Spectre de réponse.

Nous avons introduit ce spectre dans notre bâtiment sur le logiciel Sap2000, afin d'obtenir l'effort tranchant à la base pour effectuer les vérifications suivantes.

Tableau V. 3: Effort tranchant à la base obtenu par analyse modale spectrale avec Sap2000.

L'effort tranchant à la base	Suivant x (kN)	Suivant Y (kN)
	2453,478	2551,253

V.6.2 Analyse dynamique par la méthode accélérogrammes (Time-History) :

L'analyse sismique par accélérogramme permet de simuler la réponse réelle d'une structure soumise à un séisme enregistré. Elle repose sur l'intégration directe dans le temps de l'équation du mouvement, et constitue l'une des méthodes les plus fidèles à la réalité dynamique du bâtiment.

Elle est basée sur les principes suivants :

- **Force extérieur non nul: appliqué** directement sur les nœuds ou via l'excitation du support (cas sismique).
- **L'amortissement** : pris en compte pour modéliser la dissipation d'énergie.
- **Décomposition du SPDDL** : en une combinaison de systèmes à un degré de liberté (1SDDL).
- **Base modale** : les modes propres constituent une base orthogonale complète.
- **Découplage** : permet de simplifier et de résoudre indépendamment les équations

V.6.2.1 Les méthode pour résolution des SPDDL forcé :

Il existe plusieurs méthodes dans le cadre de l'analyse sismique. Parmi elles, deux méthodes principales sont largement reconnues et utilisées à travers le monde :

V.6.2.1.1 La méthode de la superposition modale :

- Elle suppose que toute position déformée peut s'exprimer comme une combinaison linéaire des modes de vibration.
- Elle transforme un système d'équations différentielles couplées en un système différentielles découplées.
- Elle est applicable uniquement aux systèmes élastiques linéaires.

V.6.2.1.2 La méthode Pas-à-Pas (ou méthode d'intégration directe) :

- Elle divise le temps en intervalles régulier afin de calculer la réponse pas à pas.
- Elle est valable pour les systèmes linéaires et non linéaires.

Pour notre projet, nous avons utilisé la méthode Pas-à-Pas, car elle permet une meilleure représentation temporelle de la réponse structurelle.

Ses principaux avantages sont :

Une prise en compte directe des charges sismiques réelles (accélérogramme),

Une bonne précision dans le suivi de la réponse dynamique instantanée.

V.6.2.2 Méthodes de résolution Pas-à-Pas :

Il existe plusieurs méthodes, ces méthodes permettent de résoudre l'équation du mouvement en intégrant la réponse structurelle dans le temps

Les plus connus sont :

V.6.2.3 La méthode de Newmark- β :

Nous avons adopté la méthode de Newmark- β pour sa stabilité numérique, Elle repose sur deux paramètres numériques : $\beta = 1/4$ et $\gamma = 1/2$

V.6.2.4 Application sur SAP2000 :

L'ensemble de l'analyse a été réalisé avec le logiciel SAP2000. Les étapes suivies sont :

1. Importation d'un accélérogramme compatible avec le spectre élastique de RPA 2024.
2. Définition d'une fonction de chargement sismique dans le module Time History.
3. Choix de la méthode d'intégration : Newmark- β .
4. Affectation de la charge dynamique à la base de la structure.
5. Lancement du calcul pas à pas sur toute la durée du séisme 40secondes.

V.6.2.5 Extraction des résultats :

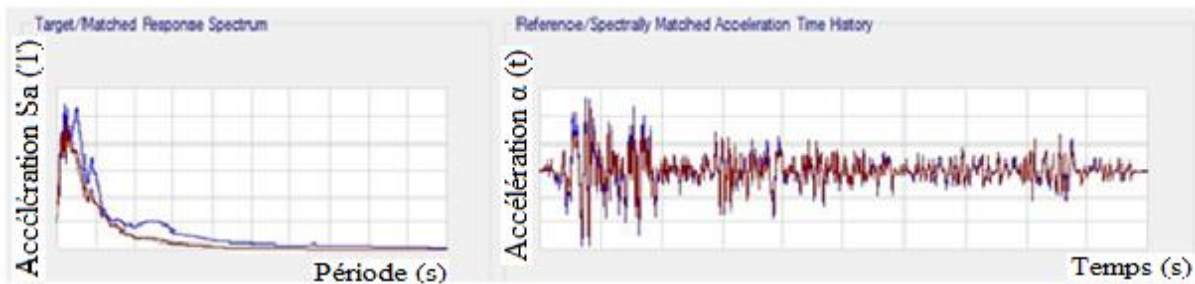


Figure V. 4: Accélérogramme compatible avec le spectre élastique du RPA 2024. Les valeurs des efforts tranchants présentées dans le tableau ci-dessous ont été obtenues à partir de l'analyse dynamique temporelle réalisée sous Sap2000, en utilisant un accélérogramme généré de manière à être compatible avec le spectre élastique du RPA 2024 représenté dans la figure ci- dessus.

Tableau V. 4: Effort tranchant à la base obtenu par Time History avec Sap2000.

L'effort tranchant à la base	Suivant x (kN)		Suivant Y (kN)	
	max	min	max	Min
	2855.23	2825,57	3081,94	2926,34
V_{max}	2855		3080	

Il est observé, à partir de l'étude dynamique, que l'effort tranchant à la base dans la direction Y est supérieur à celui dans la direction X, ce qui traduit une flexibilité relative plus importante du système dans cette direction.

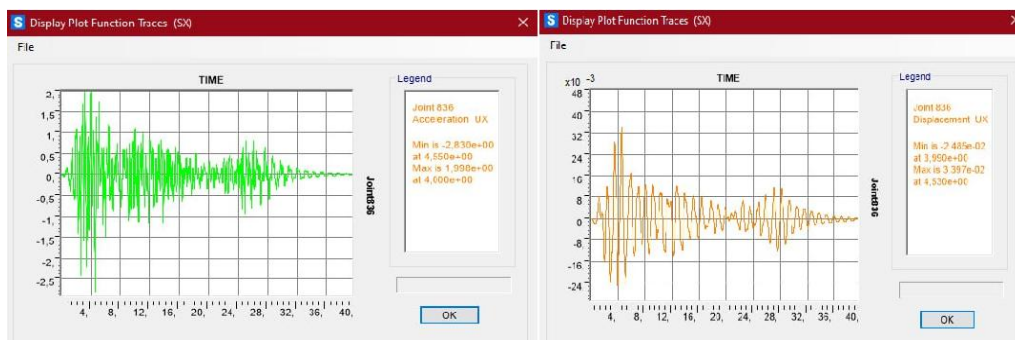


Figure V. 5: Déplacement et accélération suivant x au niveau du nœud 836.

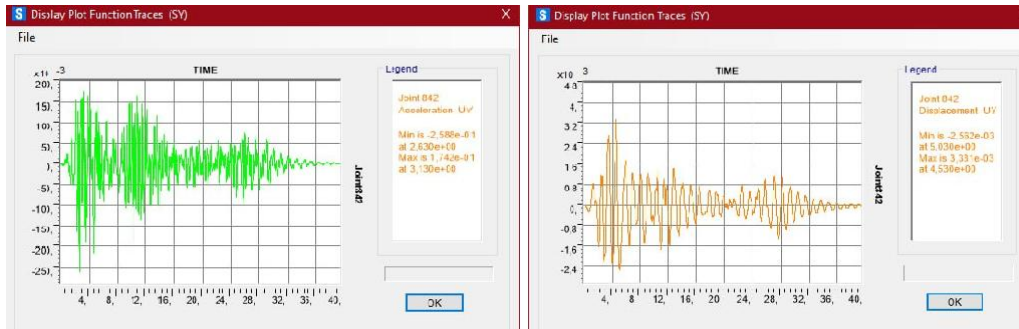


Figure V. 6: Déplacement et accélération suivant Y au niveau du nœud 842.

V.7 Analyse dynamique par la méthode statique non linéaire « Pushover » :

La méthode Push-over est une analyse statique non linéaire permettant d'évaluer le comportement post-élastique d'un bâtiment sous sollicitation sismique. Elle consiste à appliquer une distribution de forces horizontales croissantes jusqu'à atteindre un état limite ou effondrement progressif du bâtiment.

V.7.1 Objectifs de la méthode :

- Déterminer la capacité structurale du bâtiment (courbe capacité).
- Identifier les mécanismes de rupture.
- Comparer la demande sismique (spectre) avec la capacité du bâtiment.
- Aider à la prise de décision dans le renforcement parasismique.

V.7.2 Étapes de la méthode Push-over dans SAP2000 :

➤ Modélisation du bâtiment :

- Structure modélisée avec des matériaux non linéaires ou des charnières plastiques.
- Définir les charnières plastiques (Moment/rotation, Cisaillement/déplacement) selon le type (poutre, poteau, contreventement).

➤ Distribution des forces :

- Appliquer une distribution par accélération ou distribution modale ou distribution uniforme

➤ Chargement progressif :

- Charger la structure horizontalement jusqu'à l'effondrement ou l'instabilité. Et enregistrer les résultats.

➤ Courbe capacité :

- Extraire la courbe base shear – déplacement en haut du bâtiment, représentant la capacité sismique.

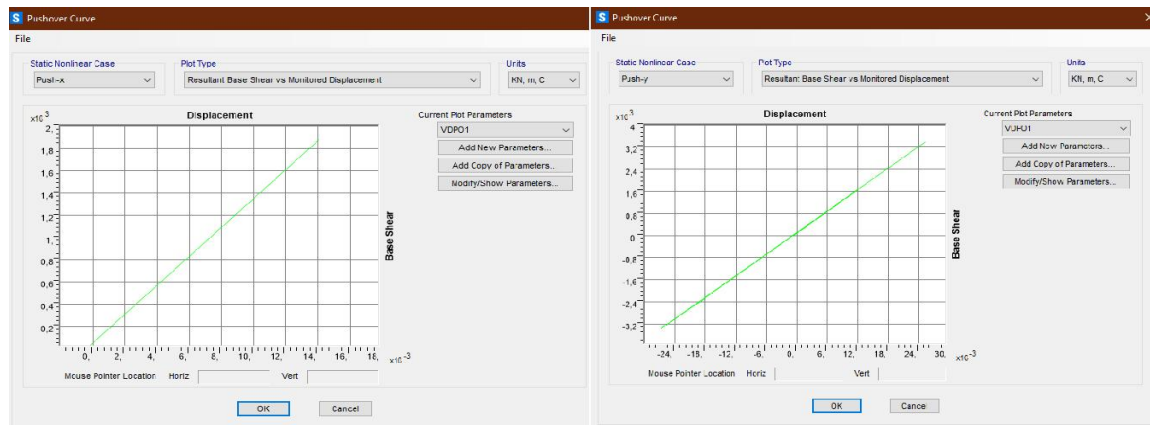


Figure V. 7: La courbe Push-Over suivant X et Y avec contreventement.

V.7 .3.Problème rencontré dans l'analyse Push-over :

Lors de l'analyse Push-over du bâtiment avec contreventements, la courbe force déplacement obtenu était linéaire. Cela est dû à la grande rigidité des contreventements qui empêchent l'apparition d'une déformation plastique progressive dans la structure.

Pour obtenir une courbe plus représentative (avec partie linéaire, non linéaire et plateau), le modèle a été modifié en supprimant les contreventements. Cette modification a permis d'obtenir la forme de courbe attendue.

Cependant, ce nouveau modèle est différent de celui utilisé dans les autres méthodes (statique équivalente, modale spectrale, etc.), qui ont été réalisées avec contreventements. Pour cette raison, il n'est pas possible de comparer directement les résultats de la méthode Push-over avec ceux des autres méthodes, car les structures analysées ne sont pas identiques.

Il est donc important de signaler cette différence et de prendre en compte cette limite dans l'interprétation des résultats.

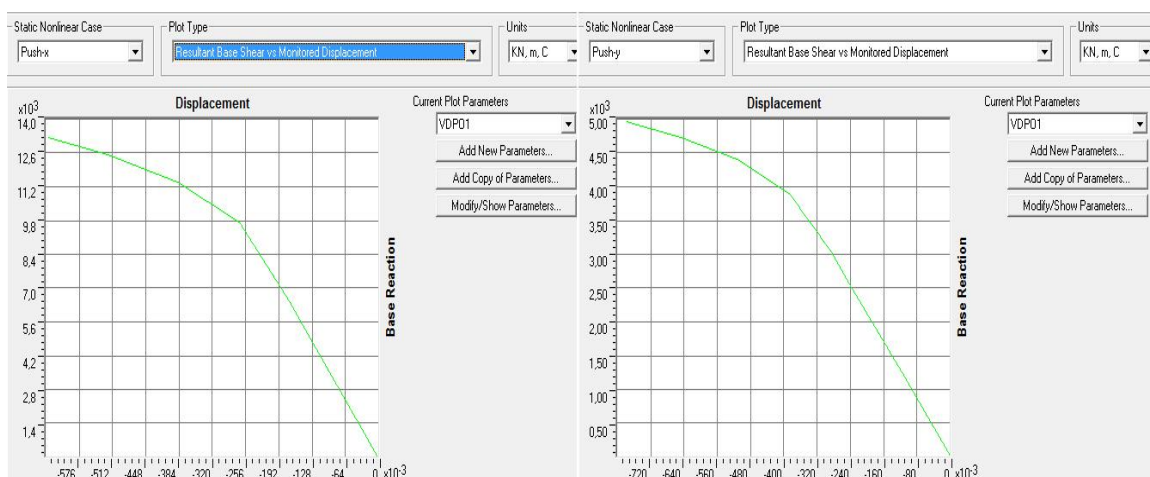


Figure V. 8: La courbe Push-Over suivant X et Y sans contreventement.

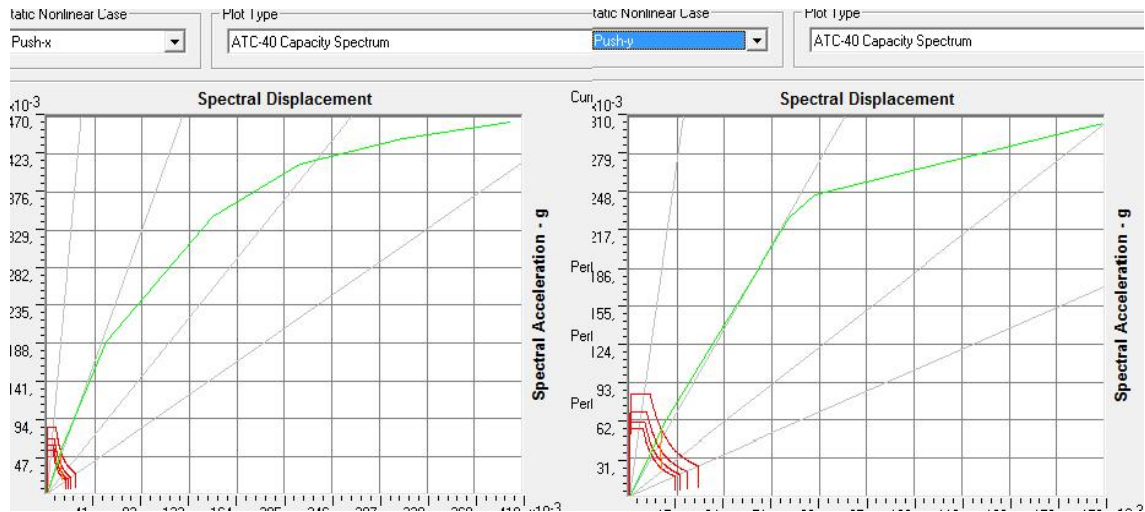


Figure V. 9: Point d'intersection entre courbe Push-Over et le spectre suivant X et Y.

Tableau V. 5: Effort tranchant à la base obtenue par Push-over avec Sap2000.

L'effort Tranchants à la base	Suivant x (kN)	Suivant Y (kN)
	1872	3388

V.7 .4. Explication du résultat obtenu :

Le bâtiment étudié est une charpente métallique avec des contreventements en croix (X). Ce type de système rend la structure très rigide latéralement, car les contreventements reprennent directement une grande partie des efforts horizontaux et les transmettent aux fondations. Les poutres et poteaux se déforment donc très peu.

Dans l'analyse Push-over, cette grande rigidité empêche la formation progressive de rotules plastiques. La courbe force déplacement reste presque droite (linéaire) jusqu'à la rupture, sans la forme parabolique habituelle.

Après avoir enlevé les contreventements, la rigidité latérale diminue et les poutres et poteaux participent plus à la résistance sismique. Des rotules plastiques apparaissent alors progressivement et la courbe Push-over prend sa forme classique avant la rupture.

V.7 .4.1.Observation sur la force maximale dans la courbe Push-over :

Les valeurs élevées de force sur la courbe Push-over s'expliquent par le fait que les éléments de la charpente ont été dimensionnés à l'ELU (la combinaison la plus défavorable) : les sections sont donc surdimensionnées et très rigides. La structure peut ainsi reprendre des efforts latéraux importants avant l'apparition des rotules plastiques, ce qui augmente la force maximale (cisaillement de base). Cela ne signifie pas forcément un meilleur comportement sismique : la ductilité peut être limitée. Il faut donc vérifier la capacité d'énergie dissipée.

V.8 Comparaison entre les différentes méthodes d'analyse sismique :

Dans cette partie, nous avons sélectionné certains éléments (poteaux, poutres, chaînages, contreventement, poutre au vent), comme illustré à la figure V.10, afin de comparer les sollicitations obtenues par les différentes méthodes de calcul sismique étudiées précédemment (statique équivalente, analyse modale spectrale et analyse temporelle).

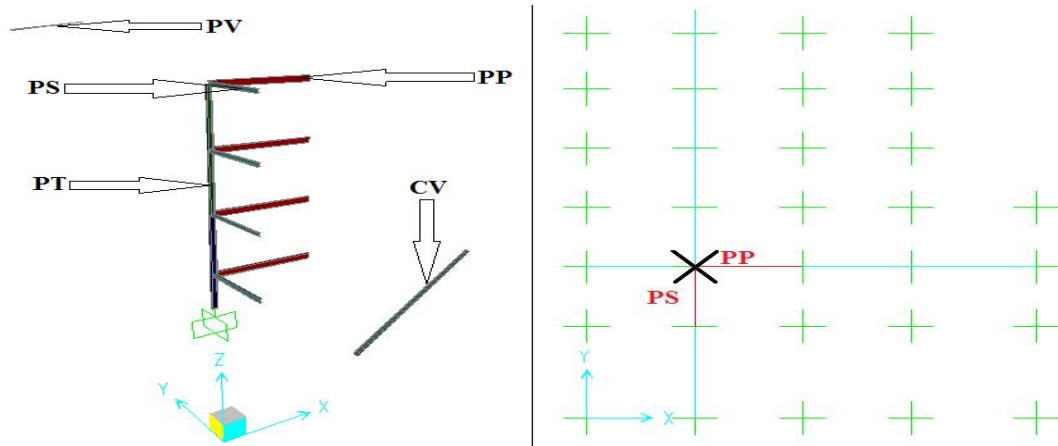


Figure V. 10: Localisation des éléments sélectionnés pour la comparaison sismique.

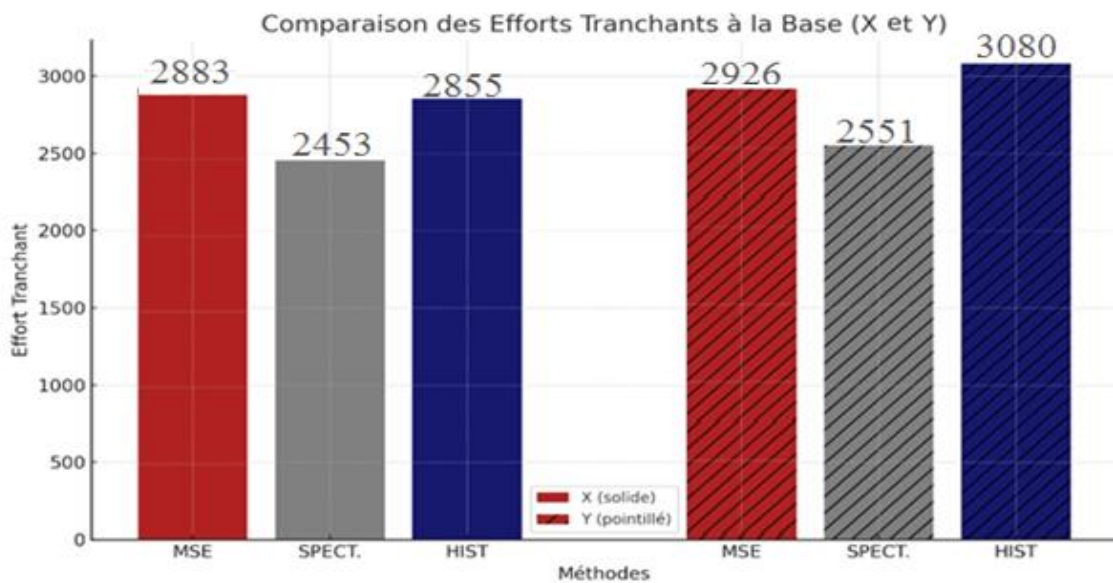


Figure V. 11: Comparaison de l'effort tranchant à la base statique-équivalente vs modale-spectral et temporelle.

En comparant les valeurs de l'effort tranchant à la base, on remarque une proximité entre les résultats de la méthode statique équivalente et ceux de l'analyse temporelle dans les deux directions, tandis que l'analyse modale spectrale donne des valeurs plus réduites.

On peut en conclure que l'analyse modale spectrale permet un dimensionnement plus économique et des sections optimisées.

Tableau V. 6: Comparaison des déplacements au sommet dans les deux directions.

Déplacement au sommet (cm)	Suivant x (Joint 836)		Suivant Y (Joint 842)	
	T.H	M.S	T.H	M.S
	3,397	2,87	3,331	3,01
%	15,51		9,64	

On constate que les déplacements obtenus par l’analyse temporelle sont supérieurs à ceux de l’analyse modale spectrale dans les deux directions, avec un écart plus marqué suivant X.

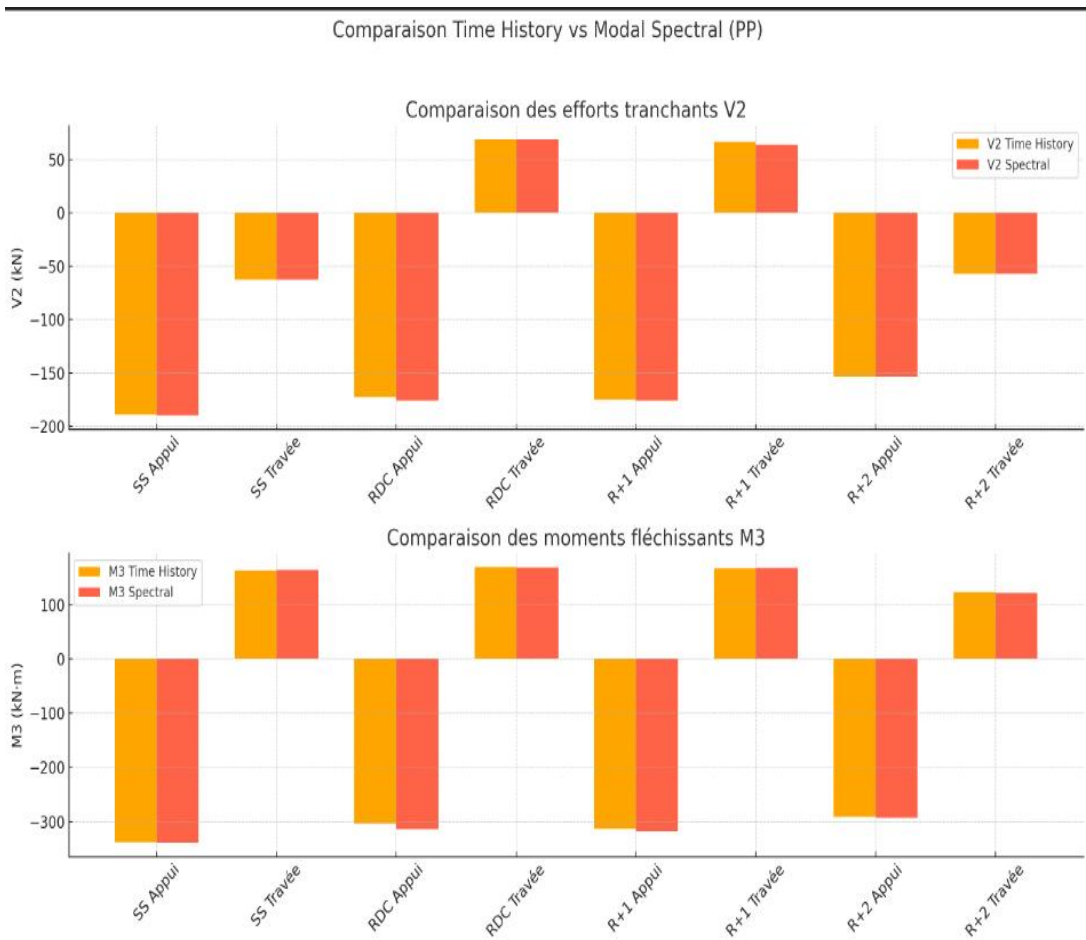


Figure V. 12: Comparaison analyse temporelle vs analyse modale-spectrale des sollicitations M3 et V2 d’une poutre principale.

Les résultats montrent un très bon accord entre les deux méthodes pour le moment de flexion (M3) et l’effort de tranchant (V2), Cela confirme que la méthode spectrale est fiable pour calculer les efforts maximaux dans les poutres principales lors de séismes.

On peut donc l’utiliser pour simplifier la conception tout en restant en sécurité

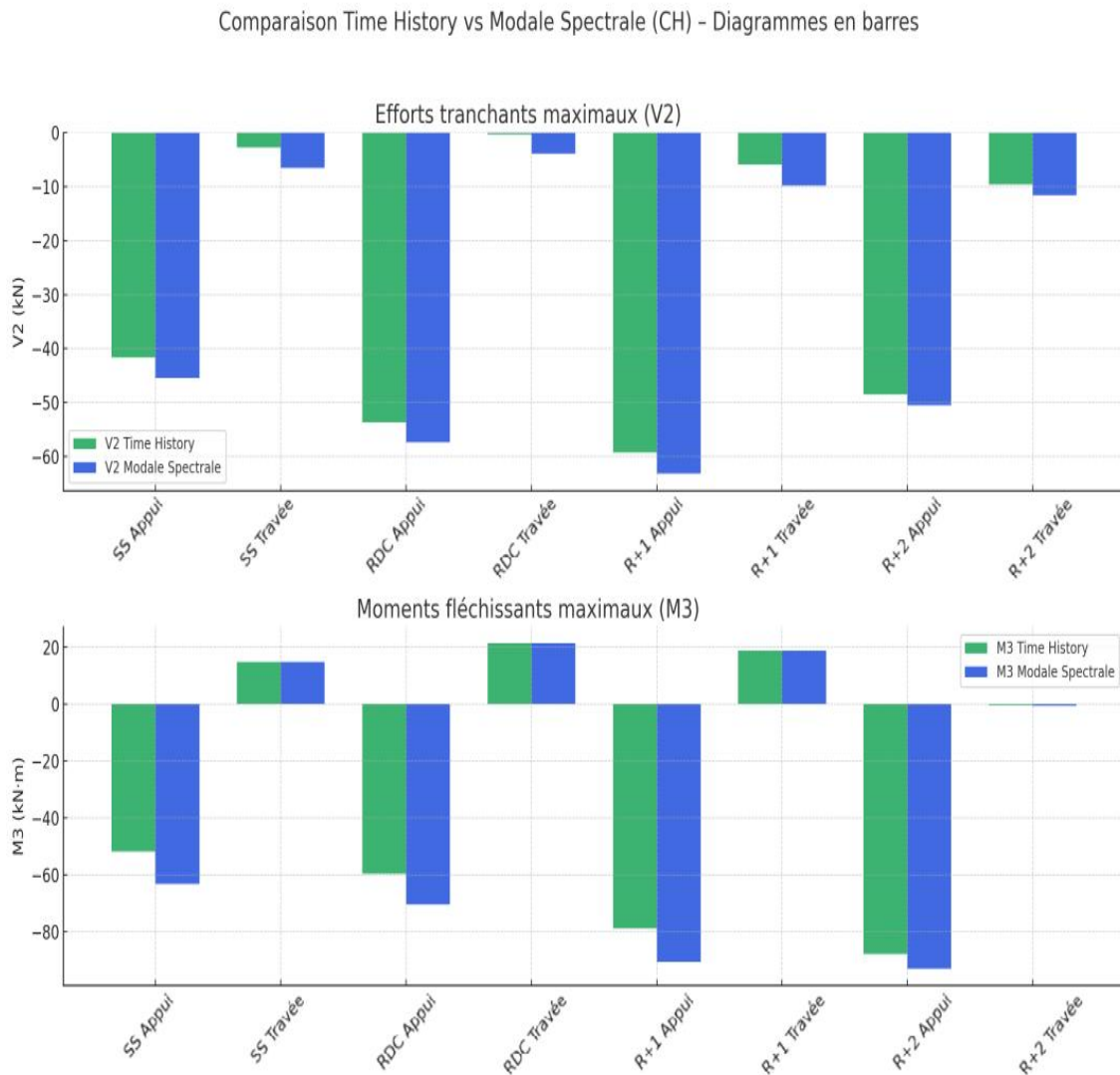


Figure V. 13: Comparaison analyse temporelle vs analyse modale-spectrale des sollicitations M3 et V2 d'une poutre secondaire.

Les résultats indiquent que la méthode spectrale génère des valeurs légèrement supérieures à l'autre méthode. Cet écart peut être considéré comme une marge de sécurité supplémentaire.

Grâce à sa simplicité et sa rapidité, cette méthode reste donc adaptée au dimensionnement des éléments.

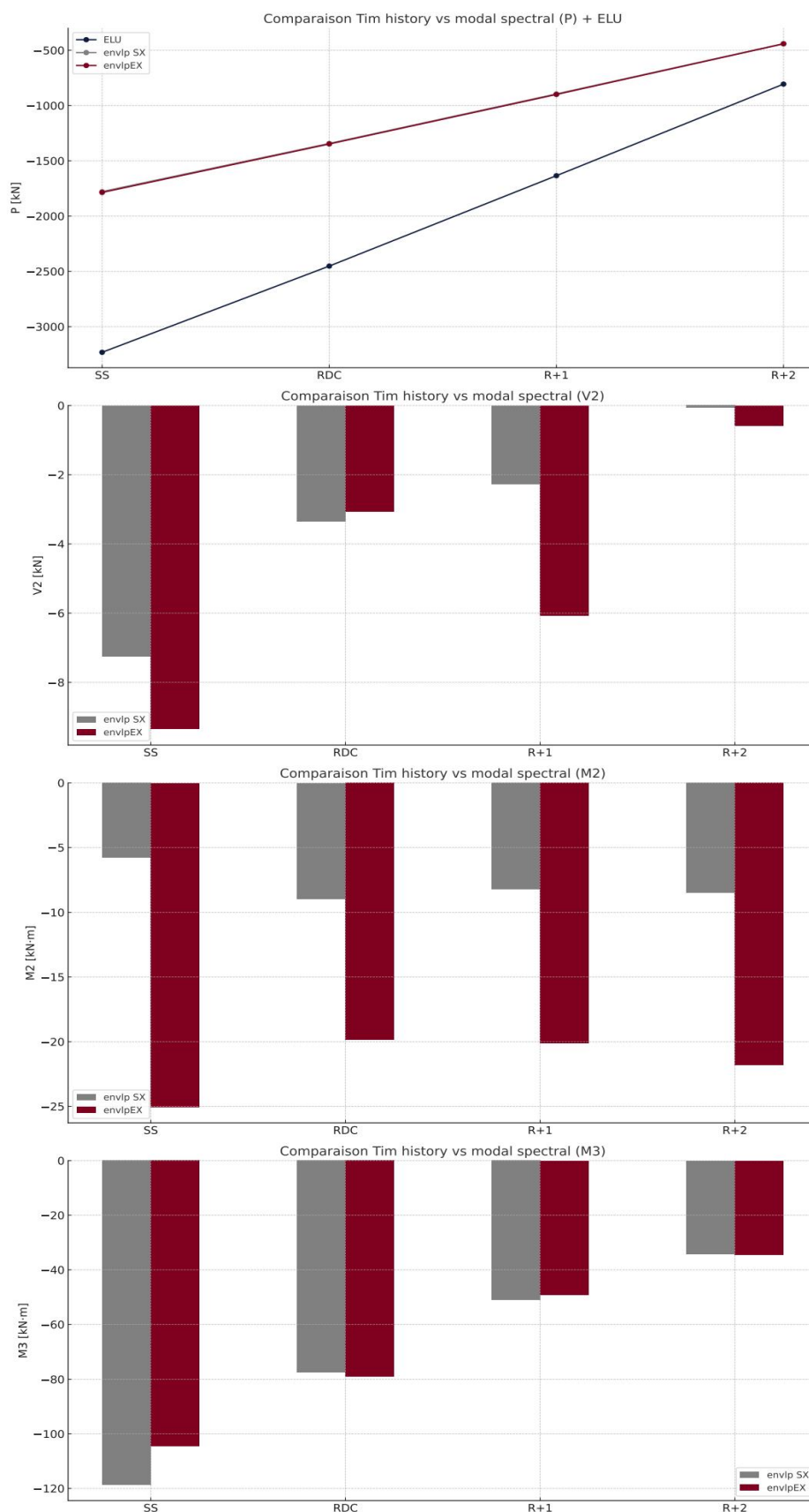


Figure V. 14: Comparaison analyse temporelle vs analyse modale-spectrale des sollicitations P, M3 et V2 d'un poteau.

Les résultats des efforts normaux, effort tranchants et des moments pour le poteau, présentés dans la Figure V-.15, montrent une bonne convergence entre les deux méthodes.

On remarque que les valeurs des efforts normaux P sont quasiment identiques, avec l'ajout de la valeur de la combinaison ELU pour illustrer un effort plus important que celui de l'ELA.

Les efforts tranchant V2 présentent de faibles écarts, tandis que pour les moments, la méthode modale spectrale donne des valeurs légèrement supérieures pour M2, et une petite différence pour M3.

En conclusion, la méthode spectrale peut être adoptée pour sa simplicité et sa rapidité, tout en restant proche de l'analyse temporelle, qui demeure un peu plus conservatrice.

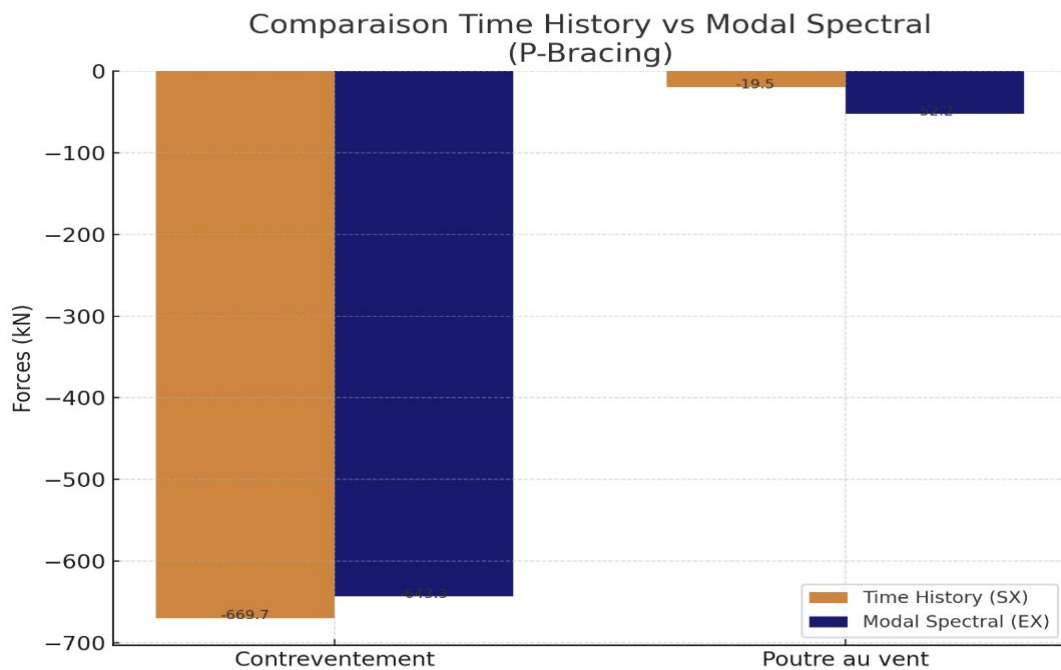


Figure V. 15: Comparaison analyse temporelle vs analyse modale-spectrale de la sollicitation N pour deux types de contreventement.

Les résultats montrent que l'effort normal dans le contreventement en spectral est plus petit qu'en temporelle. Mais étant donné que les deux valeurs sont très proches (un écart d'environ 8%).

Quant au 2^{ème} élément, l'écart ici est relativement plus important. Mais les deux valeurs sont faibles, car cet élément est principalement soumis à des forces vivantes du vent.

V.6 résultante des forces sismique de calcul :

D'après le RPA2024, La résultante des forces sismiques à la base V (dynamique) obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V

(statique) pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V_{dynamique} \geq 80\%V_{statique}$$

Tableau V. 7: La vérification de la résultante des forces sismiques.

L'effort tranchant à la base	V _{statique} (KN)		V _{dynamique} (KN)		V _d /V _s ≥ 0.8	
	V _x	V _y	V _x	V _y	Sens X	Sens Y
	2883	2926	2453	2551	0,85 C.V	0,87 C.V

V.7 Calcul et vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal, à chaque niveau "k", de la structure est calculé selon:

$$\delta_K = \frac{R}{Q_F} \delta_{eK}$$

δ_{eK} :Déplacement élastique du aux forces sismique F_i (y compris l'effort de torsion)

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 aux étages adjacents, ne doivent pas dépasser 1%de la hauteur de l'étage

$$\Delta_K < 1\%h$$

La vérification des déformations aux différents étages sont représentées dans les tableaux récapitulatifs suivants :

Tableau V. 8: Vérification du déplacement la direction X.

Niveau	δ_{eK} (cm)	δ_K (cm)	δ_{K-1} (cm)	Δ_K (cm)	1%h (cm)	Observation
Sous-sol	0,3	1,08	0	1,08	3,45	vérifié
RDC	0,97	3,49	1,08	2,41	6	vérifié
Etage1	1,7	6,12	3,49	2,63	6	vérifié
Etage2	2,33	8,39	6,12	2,27	6	vérifié
Etage3	2,87	10,33	8,39	1,94	6	vérifié

Tableau V. 9: Vérification du déplacement dans la direction Y.

Niveau	δ_{eK} (cm)	δ_K (cm)	δ_{K-1} (cm)	Δ_K (cm)	1%h (cm)	Observation
Sous-sol	0,26	0,94	0	0,94	3,45	vérifié
RDC	0,93	3,35	0,94	2,41	6	vérifié
Etage1	1,66	5,98	3,35	2,63	6	vérifié
Etage2	2,41	8,68	5,98	2,7	6	vérifié
Etage3	3,01	10,84	8,68	2,16	6	vérifié

On remarque que les déplacements relatifs inter-étages sont inférieurs à la limite imposée par le RPA2024.

V.8 CONCLUSION :

La dynamique des structures est un domaine important qu'il faut comprendre pour réussir un projet de construction. Avec le développement des structures plus légères et plus élancées, les ingénieurs civils doivent maîtriser ses principes. Dans notre étude, les résultats montrent que la méthode spectrale modale peut être une bonne alternative à l'analyse temporelle, car elle est plus rapide, économique et ne demande pas des moyens techniques. Bien qu'elle produise des valeurs légèrement plus conservatrices, elle reste adoptée pour la planification sismique de notre projet.

Cependant, il est important de souligner que ces conclusions sont propres uniquement à notre étude de cas. Les caractéristiques dynamiques particulières de notre bâtiment ont un rôle direct sur ces résultats. Pour d'autres structures avec propriétés différentes, la comparaison des méthodes peut donner des conclusions différentes.

*C*hapitre *VI*

Dimensionnement des éléments structuraux

VI.1.INTRODUCTION

La solution structurelle la plus rentable pour les bâtiments à plusieurs étages consiste en une ossature métallique simple, rigide et contreventée.

Cette structure comprend des poutres principales et des poteaux, complétés par des poutres secondaires et des éléments de contreventement.

Chaque composant doit être dimensionné et vérifié conformément aux exigences du règlement algérien CCM97, afin de garantir la résistance aux charges appliquées

VI.2. DIMENSIONNEMENT DES PANNE

Les pannes sont des éléments horizontaux simplement appuyées, qui soutiennent directement les éléments de couverture et les charges du vent. Elles travaillent principalement à la flexion déviée.

VI.2.1. Vérification la résistance de la section avec l'effet d'instabilités

Pour les pannes, on a tiré des profilés en IPE 240. D'après le Logiciel SAP2000, on prend les valeurs de charges sous la combinaison la plus défavorable qui est $1.35G - 1.5V_x$ avec :

$$M_{y, sd} = -35,03 \text{ KN.m} \quad V_{sd} = 15,12 \text{ KN}$$

$$M_{z, sd} = 5,08 \text{ KN.m} \quad V_{sd} = 2,19 \text{ KN.}$$

$$N_{sd} = 3,25 \text{ KN}$$

$$f_z = 1,93 \text{ cm} \quad f_y = 5,3 \text{ cm}$$

VI.2.1.1. Classe du profilé IPE 240

• Classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

$$\frac{190,4}{6,2} = 30,71 \leq 66.24 \rightarrow \text{L'âme est de classe I}$$

• Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon$$

$$\frac{120/2}{9,8} = 6,12 \leq 9.2 \rightarrow \text{La semelle est de classe I.}$$

Donc le profilé **IPE 240** est de **classe I**

VI.2.1.2. Vérification au moment fléchissant

$$\left(\frac{My.s.d}{M_{plyrd}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{Mz.s.d}{M_{plzrd}}\right)^{\beta} \leq 1$$

Section I et H :

$$\alpha = 2 \quad \text{et} \quad \beta = 5\lambda \geq 1$$

$$N_{plrd} = \frac{A \times fy}{\gamma_{m0}} = \frac{3910 \times 275}{1,1} = 977,5 \text{ kn}$$

$$\lambda = \frac{N_{sd}}{N_{plrd}} \rightarrow \lambda = \frac{3,25}{977,5} = 0,0033 \quad \beta = 5 \times 0,0033 = 0,02 \rightarrow \beta = 1$$

$$M_{plyrd} = \frac{w_{ply} \times fy}{\gamma_{m0}} = \frac{366,6 \times 10^3 \times 275}{1,1}$$

$$M_{plyrd} = 91,65 \text{ KN.m}$$

$$M_{plzrd} = \frac{w_{plz} \times fy}{\gamma_{m0}} = \frac{73,92 \times 10^3 \times 275}{1,1}$$

$$M_{plzrd} = 18,48 \text{ KN.m}$$

Donc on remplace :

$$\left(\frac{35,03}{91,65}\right)^2 + \left(\frac{5,08}{18,48}\right)^1 = 0,42 \leq 1 \quad \text{Condition vérifier.}$$

VI.2.1.3. Vérification au cisaillement

On doit vérifier que : $v_{sd} \leq v_{plrd}$

Pour : $v_{z.sd} \leq 0,5 \times v_{plzrd}$

$$v_{plz.rd} = \frac{A_{vz} \left(\frac{fy}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{m0}}$$

$$A_{vz} = A - 2btf + (tw + 2r)tf$$

$$A_{vz} = 19,14 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

$$v_{plz.rd} = \frac{19,14 \times 10^2 \times \frac{275}{\sqrt{3}}}{1,1} = 276,26 \text{ kn}$$

$$v_{z.sd} = 15,12 \text{ KN} \leq 0,5 \times v_{plzrd} = 138,13 \text{ KN} \quad \text{condition vérifier}$$

Pour : $v_{y.sd} \leq 0,5 v_{plyrd}$

$$V_{plz.rd} = \frac{A_{vy} \left(\frac{fy}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{m0}}$$

$$A_{vy} = 2btf$$

$$A_{vz} = 2 \times 120 \times 9,8 = 23,52 \times 10^2 mm^2$$

$$V_{ply.rd} = \frac{23,52 \times 10^2 \times \frac{275}{\sqrt{3}}}{1.1} = 341 kN$$

$$V_{y.sd} = 2,19 kN \leq 0,5 V_{plyrd} = 170,5 kN \rightarrow \text{condition vérifier}$$

VI.2.1.4. Moment résistant au déversement :

$$M_{b.rd} = x_{LT} \times B_w \times \frac{w_{ply} \times fy}{\gamma_{m0}} = x_{LT} \times M_{ply.rd}$$

Pour class 1 et 2 : $B_w = 1$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \cdot [B_w]^{0.5}$$

$$\lambda_1 = 93.9 \cdot \varepsilon = 93.9 \times 0.92$$

$$\lambda_1 = 86.39$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{i_z}}{[c_1]^{0.5} \cdot \left[1 + \frac{1}{20} \cdot \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

$$k = k_w = 1$$

Coefficient c_1 :

$$\psi = 0$$

$$c_1 = 1,88 - 1,4 \cdot \psi^2$$

On remplace :

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{9300}{26,9}}{[1,88]^{0.5} \cdot \left[1 + \frac{1}{20} \cdot \left(\frac{9300/26,9}{240/9,8} \right)^2 \right]^{0.25}} = 138,56$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{138,56}{86,39} \right] \times [1]^{0,5} = 1,6 \geq 0,4$$

$\bar{\lambda}_{LT} > 0,4$ donc il a un risque de déversement

On doit vérifier : $M_{sd} \leq M_{b.Rd} = X_{Lt} \times \beta_w \times w_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$

$$\phi_{LT} = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$$\frac{h}{b} = 2 > 2 \rightarrow \alpha_{LT} = b = 0,34$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \cdot [1 + 0,34 \cdot (1,6 - 0,2) + 1,6^2] = 2,02$$

$$x_{Lt} = \frac{1}{\phi_{Lt} + [\phi_{Lt}^2 - \lambda_{LT}^2]^{0,5}}$$

$$x_{LT} = \frac{1}{2,02 + [2,02^2 - 1,6^2]^{0,5}} = 0,31 < 1$$

$$M_{b.rd} = x_{LT} \times M_{ply.rd} = 0,31 \times 91,65 = 14,9 \text{ KN}$$

$$\frac{M_{y.sd}}{M_{b.rd}} + \frac{M_{z.sd}}{M_{plz.rd}} = \frac{35,03}{91,65} + \frac{5,08}{18,48} = 0,67 < 1$$

VI.2.1.5. Vérification de la flèche

$$f_z = 19,3 \text{ mm} \leq f_{ad} = \frac{9300}{200} = 46,5 \text{ mm} \rightarrow \text{condition vérifier}$$

Le profilé **IPE 240** répond à toutes les conditions de **CCM97** concernant la vérification de la résistance et la vérification de la flèche.

VI.3. DIMENSIONNEMENT DE LA TRAVERSE :

La traverse est un élément porteur qui assure le soutien des charges de la toiture et les transferts vers les poteaux. Elle travaille principalement à la flexion composée.

VI.3.1. Vérification la résistance de la section avec l'effet d'instabilités

Pour la Traverse, on a tiré des profilés en IPE 330. D'après le Logiciel SAP2000, on prend les valeurs de charges sous la combinaison la plus défavorable qui est 1.35G + 1.5N avec :

$$M_{sd,max} = 53,97 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd} = 71,85 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 81,24 \text{ KN}$$

VI.3.1.1 Classe du profilé IPE 330

• Classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

$$\frac{271}{7.5} = 36.13 \leq 66.24 \quad \rightarrow \text{L'âme est de classe I.}$$

• Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon$$

$$\frac{160/2}{11.5} = 6.96 \leq 9.2 \quad \rightarrow \text{La semelle est de classe I.}$$

Donc le profilé **IPE 330** est de **classe I**

VI.3.1.2. Vérification de la condition de flèche :

$$f = 0.039 \text{ mm} \rightarrow \text{sap2000}$$

$$f = 0.039 \text{ m} < \frac{L}{250} = 0.0489 \text{ m} \quad \text{condition vérifier}$$

VI.3.1.3. Condition de résistance : (moment fléchissant + effort tranchant + effort normal) :

$$0.5V_{plrd} = 0.5 \times 0.58 \times \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0}} = 0.5 \times 0.58 \times \frac{275 \times 3081}{1.1} = 223,37 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 74,02 \text{ KN} \leq 0.5V_{plrd}$$

Donc on ne tient pas de l'effet de l'effort tranchant dans la vérification

$$\left(\frac{M_{sd}}{M_{plyrd}} \right)^1 + \left(\frac{N_{sd}}{N_{plrd}} \right)^2 \leq 1$$

$$M_{PLRD} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{804,3 \times 10^3 \times 275}{1,1} = 201,08 \text{ kn.m}$$

$$N_{PLRD} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{6260 \times 275}{1,1} = 1565 \text{ kn.m}$$

$$\left(\frac{50,04}{201,08} \right)^1 + \left(\frac{81,24}{1565} \right)^2 = 0,51 \leq 1$$

Moment résistant au déversement :

$$M_{b.rd} = x_{LT} \times B_w \times \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = x_{LT} \times M_{ply.rd}$$

Pour class 1 et 2 : $B_w = 1$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \cdot [B_w]^{0.5}$$

$$\lambda_1 = 93.9 \cdot \varepsilon = 93.9 \times 0.92$$

$$\lambda_1 = 86.39$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{i_z}}{[c_1]^{0.5} \cdot \left[1 + \frac{1}{20} \cdot \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

$$k = k_w = 1$$

$$c_1 = 1,88 - 1,4 \cdot \psi^2$$

On remplace :

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{12000}{35.5}}{[1,88]^{0.5} \cdot \left[1 + \frac{1}{20} \cdot \left(\frac{12000/35,5}{330/11.5} \right)^2 \right]^{0.25}} = 146.8$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \left[\frac{146.8}{86.39} \right] \times [1]^{0.5} = 1,7 \geq 0.4$$

$\overline{\lambda}_{LT} > 0.4$ Donc il a un risque de déversement

On doit vérifier : $M_{sd} \leq M_{b.Rd} = X_{Lt} \times \beta_w \times w_{ply,y} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$

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

$$\frac{h}{b} = 2.06 > 2 \rightarrow \alpha_{LT} = b = 0.34$$

$$\phi_{LT} = 0.5 \cdot [1 + 0,34 \cdot (1,7 - 0.2) + 1,7^2] = 2,2$$

$$x_{Lt} = \frac{1}{\phi_{Lt} + [\phi_{Lt}^2 - \lambda_{LT}^2]^{0.5}}$$

$$x_{LT} = \frac{1}{2,2 + [2,2^2 - 1,7^2]^{0.5}} = 0,28 < 1$$

$$M_{sd} = 53,97 \text{ kn} < M_{b.rd} = x_{LT} \times M_{ply.rd} = 0.28 \times 201,3 = 56,3 \text{ KN}$$

Le profilé **IPE 330** répond à toutes les conditions de **CCM97** concernant la vérification de la résistance et la vérification de la flèche.

VI.4.DIMENSIONNEMENT DES POUTRES

Les poutres principales et secondaires sont des éléments porteurs qui assurent le soutien des charges des planchers et les transfèrent vers les poteaux. Elles sont principalement soumises à des efforts de flexion.

VI.4.1. Poutre principale

Pour les poutres principales, on a tiré des profilés en IPE 550. D'après le Logiciel SAP2000, on prend les valeurs de charges les plus importantes sous la combinaison la plus défavorable qui est $1.35G + 1.5Q$ avec :

$$M_{sd,max}^+ = 950 \text{ KN.m} \quad V_{sd} = 359.45 \text{ KN} \quad M_{sd,max}^- = -1305 \text{ KN.m}$$

VI.4.1.1. Classe du profilé IPE 550

• Classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

$$\frac{467.6}{11.1} = 42.12 \leq 66.24 \quad \rightarrow \text{L'âme est de classe I.}$$

• Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon$$

$$\frac{210/2}{17.2} = 6.10 \leq 9.2 \quad \rightarrow \text{La semelle est de classe I.}$$

Donc le profilé **IPE 550** est de **classe I**

VI.4.1.2. Vérification de cisaillement

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq 0.5 \cdot V_{pl,Rd}$

$$V_{pl,Rd} = \frac{0.58 \times f_y \times A_v}{\gamma_{m0}}$$
$$V_{pl,Rd} = \frac{0.58 \times 275 \times 7234}{1.1} = 1048930 \text{ N}$$

$$V_{sd} = 359.45 \text{ KN} \leq 0.5 \cdot V_{pl,Rd} = 524.46 \text{ KN} \quad \text{condition vérifier}$$

VI.4.1.3. Vérification la résistance de la poutre mixte :

VI.4.1.3.1. Vérification du moment fléchissant en travée

On doit vérifier que : $M_{sd} \leq M_{ply,Rd}$

$$M_{sd,max}^+ = 950 \text{ KN.m} \leq M_{ply,Rd} = 1093.78 \text{ KN.m} \quad \text{condition vérifier}$$

VI.4.1.3.2. Vérification de la condition de flèche :

$$f = 0.0156 \text{ m}$$

$$f = 15.6 \text{ mm} < f_{adm} = \frac{L}{250} = 37.2 \text{ mm} \quad \text{condition vérifier}$$

VI.4.1.3.3. Vérification du moment fléchissant en appui

On doit vérifier que : $M_{sd} \leq M_{ply.rd}$

$$M_{ply.rd} = \frac{W_{ply}}{\gamma_{m0}} \times f_y = \frac{2787 \times 10^3}{1.1} \times 275 = 696750000 \text{ N.mm}$$

$$M_{sd.max} = -1305 \text{ KN.m} \leq M_{ply.rd} = 696.7 \text{ KN.m} \quad \text{condition non vérifier}$$

donc on ajoute un jarret de $h = 400 \text{ mm}$ $l = 1000 \text{ m}$ $H = 950 \text{ mm}$

$$M_{sd.max} = -1305 \text{ KN.m} \leq M_{ply.rd} = 1425 \text{ KN.m} \quad \text{condition vérifier}$$

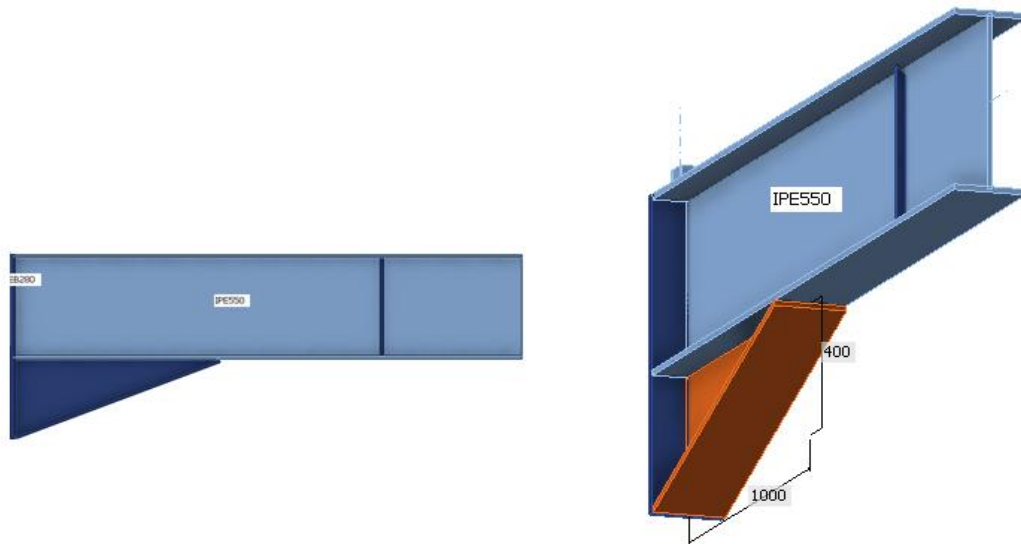


Figure VI. 1: Le profilé utilisé pour la poutre principale.

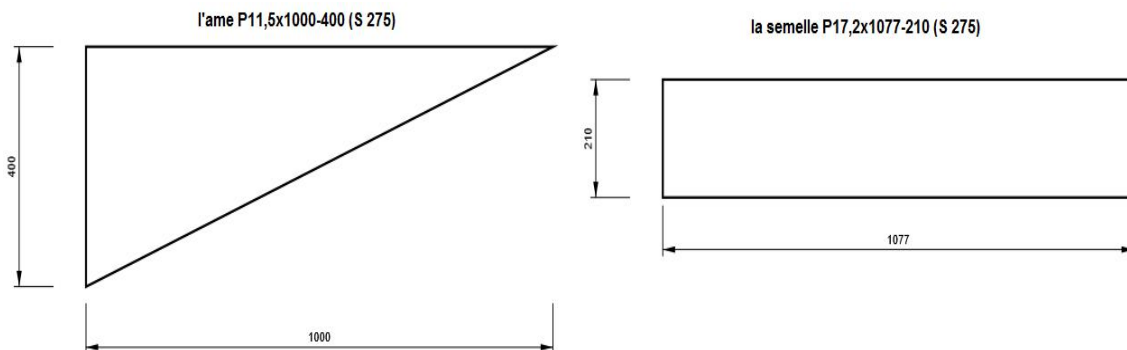


Figure VI. 2: Les démentions de la section en plan.

Le profilé **IPE550** répond à toutes les conditions de l'**Eurocode 4** et **CCM97** concernant la vérification de résistance.

VI.4.2. Poutre Secondaire

Pour les poutres principales intermédiaires de terrasse, on a tiré des profilés en IPE 330. D'après le Logiciel SAP2000, on prend les valeurs sous la combinaison la plus défavorable qui est $1.35G + 1.5Q$ avec

$$M_{\max} = 325.04 \text{ kN.m} \quad V_{sd} = 196.57 \text{ KN}$$

VI.4.2.1. Classe du profilé IPE 330

• Classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

$$\frac{271}{7.5} = 36.13 \leq 66.24 \quad \rightarrow \text{L'âme est de classe I.}$$

• Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon$$

$$\frac{160/2}{11.5} = 6.95 \leq 9.2 \quad \rightarrow \text{La semelle est de classe I.}$$

Donc le profilé **IPE 330** est de **classe I**

VI.4.2.2. Vérification de cisaillement

$$V_{sd} = 196.57 \text{ KN}$$

$$0.5V_{plrd} = 0.5 \times 0.58 \times \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0}} = 0.5 \times 0.58 \times \frac{275 \times 2568}{1.1} = 372360 \text{ N}$$

$$\text{Donc } V_{sd} = 196.57 \text{ KN} \leq 0.5V_{plrd} = 372.36 \text{ KN}$$

VI.4.2.3. Vérification la résistance de la poutre mixte :

VI.4.2.3.1. Vérification du moment fléchissant en travée

On doit vérifier que : $M_{sd} \leq M_{ply.rd}$

$$M_{\max} = 325.04 \text{ KN.m} \leq M_{ply.rd} = 347.47 \text{ KN.m} \quad \text{condition vérifier}$$

VI.4.2.3.2. Vérification de la condition de flèche :

$$f_{\max} = 3.60 \text{ cm}$$

$$f_{\max} = 3.60 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{930}{250} = 3.72 \text{ cm} \quad \text{condition vérifier}$$

Le profilé **IPE 330** répond à toutes les conditions de l'**Eurocode 4** et **CCM97** concernant la vérification de résistance.

Tableau VI. 1: Les profilées utilisées pour les poutres secondaires.

Profilée	Poutres secondaire
IPE 330	Pour $l=6$
IPE 360	Pour $l=9.3$

VI.5. DIMENSIONNEMENT DES POUTRELLES :

Pour les poutrelles, on a tiré des profilés en IPE 300.

D'après le Logiciel SAP2000, on prend les valeurs sous la combinaison la plus défavorable qui est $1.35G + 1.5Q$ avec

$$M_{\max} = 326,02 \text{ KN.m} \quad V_{sd} = 236,03 \text{ KN}$$

VI.5.1. Classe du profilé IPE 300

• Classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

$$\frac{271}{7.5} = 36.13 \leq 66.24 \quad \rightarrow \text{L'âme est de classe I.}$$

• Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon$$

$$\frac{160/2}{11.5} = 6.95 \leq 9.2 \quad \rightarrow \text{La semelle est de classe I.}$$

Donc le profilé **IPE 300** est de **classe I**

VI.5.2. Vérification au cisaillement :

$$V_{sd} = 196.57 \text{ KN}$$

$$0.5V_{plrd} = 0.5 \times 0.58 \times \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0}} = 0.5 \times 0.58 \times \frac{275 \times 2568}{1.1} = 372360 \text{ N}$$

$$\text{Donc } V_{sd} = 236,03 \text{ KN} \leq 0.5V_{plrd} = 372.36 \text{ KN}$$

VI.5.3. Vérification la résistance de la poutrelle mixte :

VI.5.3.1. Vérification du moment fléchissant en travée

On doit vérifier que : $M_{sd} \leq M_{ply.rd}$

$$M_{\max} = 326,02 \text{ KN.m} \leq M_{ply.rd} = 347.47 \text{ KN.m} \quad \text{condition vérifier}$$

VI.5.3.2. Vérification de la condition de flèche :

$$f_{max} = 3.60 \text{ m}$$

$$f = 3.60 \text{ mm} < f_{adm} = \frac{9300}{250} = 3,72 \text{ mm} \quad \text{condition vérifier}$$

Le profilé **IPE 330** répond à toutes les conditions de l'**Eurocode 4** et **CCM97** concernant la vérification de la résistance.

Tableau VI. 2: Les profilées utilisées pour les solives.

Profilée	Solive
IPE 330	Pour la surface de 9.3/9.3
IPE 300	Pour la surface de 9.3/8
IPE 270	Pour la surface de 6/6

VI.6. DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX

Les poteaux sont des éléments structuraux sollicités principalement en compression et en flexion, sous l'effet des charges verticales provenant des planchers et des efforts horizontaux. Ils sont donc dimensionnés en flexion composée.

VI.6.1. Poteau du 1^{er} étage

Pour ce tronçon on a tiré des profilés en HEB 300.

D'après le Logiciel SAP2000, on prend les valeurs de charges les plus importantes sous la combinaison la plus défavorable qui est $1.35G + 1.5Q$ avec

$$N_{sd} = 1645,45 \text{ kN}$$

$$M_{y.sd} = 41,125 \text{ kN.m} \quad M_{z.sd} = 94,935 \text{ kN.m}$$

$$V_{sd} = 41.47 \text{ kN}$$

VI.6.1.1. Classe du profilé HEB 300

• Classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha} \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

$$\frac{208}{11} = 22.07 \leq \frac{33.12}{0.12} = 276 \quad \rightarrow \text{L'âme est de classe I.}$$

• Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon$$

$$\frac{300/2}{19} = 7.89 \leq 9.2 \quad \rightarrow \text{La semelle est de classe I.}$$

VI.6.1.2. Vérification de la résistance à la flexion composée

Comme il y a la flexion composée sur les poteaux, il y a donc un risque de déversement à Vérifier.

Le déversement est pris en considération que si $\overline{\lambda}_{LT} \geq 0.4$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_w}$$

Section transversale de class 1 $\beta_w = 1$

$$\lambda_1 = 93.9. \varepsilon \text{ Avec } \varepsilon = \left(\frac{235}{275}\right)^{0.5} = 0.92 \lambda_1 = 86.388$$

Puisque les poteaux sont encastres des deux extrémités, les facteurs de longueur effective K et KW sont pris égaux à 0.5 et 1 donc la formule de λ_{LT} est de forme :

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

$$\lambda_{LT} = \frac{6000/75,8}{\sqrt{3.093} \times \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{6000/75,8}{300/75,8} \right)^2 \right]^{0.25}} = 21,03$$

Avec $C_1 = 3.093$ selon le diagramme de moment et le facteur de longueur effective K

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{21.03}{86.388} = 0.24 < 0.4$$

$\overline{\lambda}_{LT} < 0.4$ Donc il est inutile de prendre en compte le déversement

Donc la formule de vérification de la section sera comme suite :

$$\frac{N_{sd}}{X_{min} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_y \cdot M_{y, sd}}{W_{ply} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_z \cdot M_{z, sd}}{W_{plz} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

➤ Calcul de X_{min}

$$\left[\begin{aligned} \overline{\lambda}_z &= \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{\frac{L_{fz}}{i_z}}{93.9. \varepsilon} = \frac{\frac{0.5 \times 6000}{75,8}}{86.388} = 0,458 > 0.2 \\ \overline{\lambda}_y &= \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{\frac{L_{fy}}{i_y}}{93.9. \varepsilon} = \frac{\frac{0.5 \times 6000}{129.9}}{86.388} = 0,267 > 0.2 \end{aligned} \right.$$

Donc le flambement sera considéré dans les deux sens

$$\phi_z = 0.5 \times [1 + \alpha(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0.5 \times [1 + 0.21(0.458 - 0.2) + 0.458^2] = 0.632$$

Avec : $\alpha = 0.34$ le facteur d'imperfection qui correspond a la courbe de flambement a

$$X_{min} = X_z = \frac{1}{\phi_z + [\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0.5}} = \frac{1}{0.632 + [0.632^2 - 0.458^2]^{0.5}} = 0.94$$

$$\phi_y = 0.5 \times [1 + \alpha(\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2] = 0.5 \times [1 + 0.21(0.267 - 0.2) + 0.267^2] = 0.543$$

Avec : $\alpha = 0.34$ le facteur d'imperfection qui correspond a la courbe de flambement a

$$X_y = \frac{1}{\phi_y + [\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0.5}} = \frac{1}{0.543 + [0.543^2 - 0.267^2]^{0.5}} = 0.984$$

$$X_{min} = X_z = 0.94$$

➤ Calcul de K_y et K_z

K_y :

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{X_y \cdot A \cdot f_y}$$

Avec $\mu_y = \bar{\lambda}_y(2 \times \beta_{My} - 4) + \frac{(W_{ply} - W_{ely})}{W_{ely}}$

$$\mu_y = 0.267 \times (2 \times 1.63 - 4) + \frac{(1869 \times 10^3 - 1678 \times 10^3)}{1678 \times 10^3} = -0.084$$

$$K_y = 1 - \frac{-0.084 \times 1645450}{0.984 \times 14910 \times 275} = 1.03$$

K_z :

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N_{sd}}{X_z \cdot A \cdot f_y}$$

Avec $\mu_z = \bar{\lambda}_z(2 \times \beta_{Mz} - 4) + \frac{(W_{plz} - W_{elz})}{W_{elz}}$

$$\mu_z = 0.458 \times (2 \times 2.12 - 4) + \frac{(807.1 \times 10^3 - 570.9 \times 10^3)}{570.9 \times 10^3} = 0.63$$

$$K_z = 1 - \frac{0.63 \times 1645450}{0.94 \times 14910 \times 275} = 0.731$$

β_{My} ; β_{Mz} facteur de moment uniforme équivalent

Donc on remplace dans la formule :

$$\frac{1645450}{0.94 \times 14910 \times \frac{275}{1.1}} + \frac{1.03 \times 41.125 \times 10^6}{\frac{1869 \times 10^3 \times 275}{1.1}} + \frac{0.731 \times 94.935 \times 10^6}{870.1 \times 10^3 \cdot \frac{275}{1.1}} = 0.88 \leq 1$$

VI.6.1.3. Vérification de cisaillement

On doit vérifier que

$$V_{sd} \leq 0.5 \cdot V_{pl,rd}$$

$$V_{pl.rd} = \frac{0.58 \times f_y \times A_v}{\gamma_{m0}}$$

$$V_{pl.rd} = \frac{0.58 \times 275 \times 4743}{1.1} = 687735N$$

$$V_{sd} = 41,47 \text{ kn} \leq 0.5.V_{pl.rd} = 343.87 \text{ kn}$$

Le profilé **HEB 300** répond à toutes les conditions de et **CCM97** concernant la vérification de résistance.

VI.6.1.4. Vérification de déplacement

Il faut s'assurer que les poteaux ne bougent pas trop en haut (Δ), pour éviter des problèmes ou des dommages sur les autres parties de la structure, comme les cloisons ou les finitions.

$$\Delta = 1.5\text{mm} \leq \Delta_{ad} = \frac{h}{400} = \frac{6000}{400} = \mathbf{15 \text{ mm}}$$

Remarque : la procédure de calcul du poteau si dessus est la même pour les autres poteaux. Le calcul des poteaux est récapitulé dans les tableaux.

Tableau VI. 3: Efforts et moments sollicitant sur les poteaux.

Tronçons	profilés	Classe	N_{sd}	$M_{y.sd}$	$M_{z.sd}$	V_{sd}
Du SS au RDC	HEB400	Classe I	3374,9	95,22	64,4	41,89
Du 1 ^{ème} au 3 ^{ème}	HEB300	Classe I	1645.45	41.125	94.935	41.474

Tableau VI. 4: Résistance et déplacements des poteaux.

Tronçons	profilés	χ_{min}	κ_y	κ_z	$0.5.V_{pl.rd}$ kn	Δ mm	Δ_{ad} mm
Du SS au RDC	HEB400	0,99	0,84	0,49	507,36	0,1	8,63
Du 1 ^{ème} au 3 ^{ème}	HEB300	0,94	1.03	0,731	343.87	1.5	15

VI.7. DIMENSIONNEMENT DES POTELETS

Les poteaux sont le plus souvent des profilés en I ou H destinés à rigidifier la clôture et résister aux efforts horizontaux du vent, leurs caractéristiques varient en fonction de la nature du bardage (en maçonnerie) et de la hauteur de la construction.

Ils sont considérés comme articulés dans les deux extrémités.

D'après le Logiciel SAP2000, on prend les valeurs des charges les plus importantes sous la combinaison la plus défavorable qui est $1.35G + 1.5V_x$ et on a tiré des profilés en IPE 330 avec :

$$N_{sd} = 64,90 \text{ kN}$$

$$M_{y, sd} = 95,131 \text{ kN.m}$$

$$V_{sd} = 50,07 \text{ KN}$$

VI.7.1 Classe du profilé IPE 330

• Classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

$$\frac{271}{7.5} = 36.13 \leq 66.24 \quad \rightarrow \text{L'âme est de classe I.}$$

• Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon$$

$$\frac{160/2}{11.5} = 6.95 \leq 9.2 \quad \rightarrow \text{La semelle est de classe I.}$$

Donc le profilé **IPE 330** est de **classe I**

VI.7.2. Vérification au cisaillement :

$$V_{sd} = 50,07 \text{ KN}$$

$$0.5V_{plrd} = 0.5 \times 0.58 \times \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0}} = 0.5 \times 0.58 \times \frac{275 \times 2568}{1.1} = 372360 \text{ N}$$

$$\frac{V_{sd}}{V_{plrd}} = \frac{50,07}{372,360} = 0,135 \leq 0.5$$

L'incidence de l'effort tranchant sur le moment résistant peut être négligée

VI.7.3. Vérification de l'élément aux instabilités

Comme il y a la flexion composée sur les potelets, il y a donc un risque de déversement à Vérifier.

Le déversement est pris en considération que si $\overline{\lambda}_{LT} \geq 0.4$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_w}$$

Section transversale de class 1 $\beta_w = 1$

$$\lambda_1 = 93.9. \varepsilon \quad \text{Avec} \quad \varepsilon = \left(\frac{235}{275}\right)^{0.5} = 0.92 \quad \lambda_1 = 86.39$$

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

Puisque les potelets sont de poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie donc $C_1=1,132$:

$$\lambda_{LT} = \frac{7600/35.5}{\sqrt{1,132} \times \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{7600/35.5}{330/35.5} \right)^2 \right]^{0.25}} = 88,13$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{88,13}{86,39} = 1,02 \geq 0,4$$

$\overline{\lambda}_{LT} \geq 0,4$ Donc il a un risque de déversement

Donc

Vérification de la section au déversement sera comme suite :

$$\frac{N_{sd}}{X_z \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_{Lt} \cdot M_{y, sd}}{X_{LT} \cdot \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

Vérification de la section au flambement sera comme suite :

$$\frac{N_{sd}}{X_{min} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_Y \cdot M_{y, sd}}{\frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$\phi_{Lt} = 0,5 \times \left[1 + \alpha_{Lt} (\overline{\lambda}_{LT} - 0,2) + \overline{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0,5 \times [1 + 0,21(1,02 - 0,2) + 1,02^2] = 1,11$$

$$X_{LT} = \frac{1}{\phi_{Lt} + [\phi_{Lt}^2 - \overline{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}} = \frac{1}{1,11 + [1,11^2 - 1,02^2]^{0,5}} = 0,65$$

➤ Calcul de K_{LT}

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{sd}}{X_z \cdot A \cdot f_y}$$

Avec

$$\mu_{LT} = 0,15 \overline{\lambda}_{LT} \times \beta_{MLT} - 0,15$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times 0,65 \times 1,3 - 0,15 = -0,023$$

$$K_z = 1 - \frac{-0,023 \times 11420}{0,15 \times 6260 \times 275} = 1$$

β_{Mz} facteur de moment uniforme équivalent

➤ Calcul de X_{min}

$$\left\{ \begin{aligned} \bar{\lambda}_z &= \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{\frac{L_{fz}}{i_z}}{93.9 \cdot \varepsilon} = \frac{\frac{7600}{35.5}}{86.39} = 2,48 > 0.2 \\ \bar{\lambda}_y &= \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{\frac{L_{fy}}{i_y}}{93.9 \cdot \varepsilon} = \frac{\frac{7600}{137.1}}{86.39} = 0,64 > 0.2 \end{aligned} \right.$$

Donc le flambement sera considéré dans les deux sens

$$\phi_z = 0.5 \times [1 + \alpha(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0.5 \times [1 + 0.34(2.48 - 0.2) + 2.48^2] = 3.96$$

Avec : $\alpha = 0.34$ le facteur d'imperfection qui correspond a la courbe de flambement a

$$X_{min} = X_z = \frac{1}{\phi_z + [\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0.5}} = \frac{1}{3.96 + [3.96^2 - 2.48^2]^{0.5}} = 0,15$$

$$\phi_y = 0.5 \times [1 + \alpha(\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2] = 0.5 \times [1 + 0.34(0.64 - 0.2) + 0.64^2] = 0.78$$

Avec : $\alpha = 0.34$ le facteur d'imperfection qui correspond a la courbe de flambement a

$$X_y = \frac{1}{\phi_y + [\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0.5}} = \frac{1}{0.78 + [0.78^2 - 0.64^2]^{0.5}} = 0.82$$

$$X_{min} = X_z = 0,15$$

➤ Calcul de K_z

K_z :

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N_{sd}}{X_z \cdot A \cdot f_y}$$

$$\text{Avec } \mu_z = \bar{\lambda}_z(2 \times \beta_{M_z} - 4) + \frac{(W_{plz} - W_{elz})}{W_{elz}}$$

$$\mu_z = 2.48 \times (2 \times 1.3 - 4) + \frac{(153,7 \times 10^3 - 98.52 \times 10^3)}{98.52 \times 10^3} = -2.91$$

$$K_z = 1 - \frac{-2.91 \times 11420}{0.15 \times 6260 \times 275} = 1,13$$

β_{M_z} facteur de moment uniforme équivalent

Donc on remplace dans les formules :

$$\frac{11420}{0.15 \times 6260 \times \frac{275}{1.1}} + \frac{1 \times 95.131 \times 10^6}{0.65 \times 804.3 \times 10^3 \cdot \frac{275}{1.1}} = 0.79 \leq 1$$

$$\frac{11420}{0,15 \times 6260 \times \frac{275}{1.1}} + \frac{1.13 \times 95.131 \times 10^6}{804.3 \times 10^3 \cdot \frac{275}{1.1}} = 0.59 \leq 1$$

Le profilé **IPE 330** répond à toutes les conditions de et **CCM97** concernant la vérification de résistance.

VI.8. DIMENSIONNEMENT DES CONTREVENTEMENTS

Les contreventements jouent un rôle fondamental dans la stabilité globale d'une ossature structurale. Leur fonction ne se limite pas à un seul aspect, mais se décline en trois missions principales, interdépendantes et complémentaires :

- Assurer la transmission des efforts horizontaux
- Limiter les déplacements et déformations
- Améliorer la stabilité globale de la structure

Pour ce cas, on a un seul type de contreventement :

➤ Contreventement en X

VI.8.1. Contreventement en X 2UPN180

Pour ce type de contreventement des profilés en 2UPN180 D'après le Logiciel SAP2000 avec $L = 6.9$ m

Puisque c'est un contreventement en X on met un assemblage au milieu donc le calcul sera fait avec la prise en compte de $l = L/2 = 3,45$ m

on prend les valeurs de charges les plus importantes sous la combinaison la plus défavorable qui est $G+0,5Q+EX+0,3EY$ avec :

$N=634,89$ KN

VI.8.1.1. Vérification à la compression

$$N_{sd} \leq N_{C.Rd} = N_{pl.Rd}$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{2 \times 2800 \times 275}{1.1} = 1400000 \text{ N} = 1400 \text{ kn}$$

$$N_{sd} = 634,89 \text{ KN} \leq N_{C.Rd} = 1400 \text{ kN} \quad \text{condition vérifier}$$

VI.8.1.2 Vérification avec l'effet du flambement

➤ Calcul de λ_{min}

$$\left[\begin{array}{l} \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{\frac{L_{fz}}{i_z}}{93.9. \varepsilon} = \frac{\frac{0.5 \times 3450}{23,9}}{86.39} = 0.83 > 0.2 \\ \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{\frac{L_{fy}}{i_y}}{93.9. \varepsilon} = \frac{\frac{0.5 \times 3450}{112}}{86.39} = 0.17 \leq 0.2 \end{array} \right.$$

Donc le flambement sera considéré juste dans l'axe faible le sens z-z

$$\phi_z = 0.5 \times \left[1 + \alpha(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 0.5 \times [1 + 0.21(0.83 - 0.2) + 0.83^2] = 0.91$$

Avec : $\alpha = 0.21$ le facteur d'imperfection qui correspond a la courbe de flambement b

$$X_{min} = X_z = \frac{1}{\phi_z + [\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0.5}} = \frac{1}{0.91 + [0.91^2 - 0.83^2]^{0.5}} = 0.78$$

$$N_{pl.Rd} = \chi \times \beta_A \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = 0,78 \times 1 \times \frac{2 \times 2800 \times 275}{1.1} = 1092 \text{ kn}$$

$$N_{sd} = 634,89 \text{ kN} \leq N_{c.Rd} = 1092 \text{ kN} \quad \text{condition vérifier}$$

VI.8.2. Contreventement sur la toiture en X cornière 2L75×7

Les contreventements sont disposés généralement suivant les versants de la toiture. Ils sont placés le plus souvent dans fixées sur la traverse (ou ferme). Leur rôle principal est de transmettre les efforts du vent aux les éléments principaux. Ils travaillent à la comprissions – tracions.

Pour ce type de contreventement des profilés en **2L75×7** D'après le Logiciel SAP2000 avec $L = 8.57 \text{ m}$

Puisque c'est un contreventement en X on met un assemblage au milieu donc le calcul sera fait avec la prise en compte de $l = L/2 = 4,285\text{m}$,

On prend les valeurs de charges les plus importantes sous la combinaison la plus défavorable qui est $G -1,5 \text{ vx}$ avec :

$$N_{sd}=68,13 \text{ kN}$$

VI.8.2.1. Vérification à la compression

$$N_{sd} \leq N_{c.Rd} = N_{pl.Rd}$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{2 \times 525 \times 275}{1.1} = 262500 \text{ N} = 262.5 \text{ kn}$$

$$N_{sd} = 68.13 \text{ kn} \leq N_{c.Rd} = 262.5 \text{ kN} \quad \text{condition vérifier}$$

VI.8.2.2 Vérification avec l'effet du flambement

➤Calcul de X_{min}

$$\left[\begin{aligned} \bar{\lambda}_z &= \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{\frac{L_{fz}}{i_z}}{93.9. \varepsilon} = \frac{\frac{0.5 \times 4285}{14,6}}{86.39} = 1,7 > 0.2 \\ \bar{\lambda}_y &= \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{\frac{L_{fy}}{i_y}}{93.9. \varepsilon} = \frac{\frac{0.5 \times 4285}{28,8}}{86.39} = 0,86 > 0.2 \end{aligned} \right.$$

Donc le flambement sera considéré juste dans l'axe faible le sens z-z

$$\phi_z = 0.5 \times \left[1 + \alpha(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 0.5 \times [1 + 0.49(1,7 - 0.2) + 1,7^2] = 2,31$$

Avec : $\alpha = 0.21$ le facteur d'imperfection qui correspond a la courbe de flambement b

$$X_{min} = X_z = \frac{1}{\phi_z + [\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0.5}} = \frac{1}{2,31 + [2,31^2 - 1,7^2]^{0.5}} = 0,26$$

$$N_{pl.Rd} = x \times \beta_A \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = 0,26 \times 1 \times \frac{2 \times 525 \times 275}{1.1} = 68.3 \text{ kn}$$

$$N_{sd} = 68.13 \text{ kn} \leq N_{pl.Rd} = 68.3 \text{ kn} \text{ condition vérifier}$$

Les profilés de contreventement répondent à toutes les conditions du **CCM97** concernant la vérification de la résistance.

VI.9. DIMENSIONNEMENT DES ESCALIERS

Les escaliers sont en charpente métallique, ils sont constitués de deux volées droites et un palier intermédiaires.

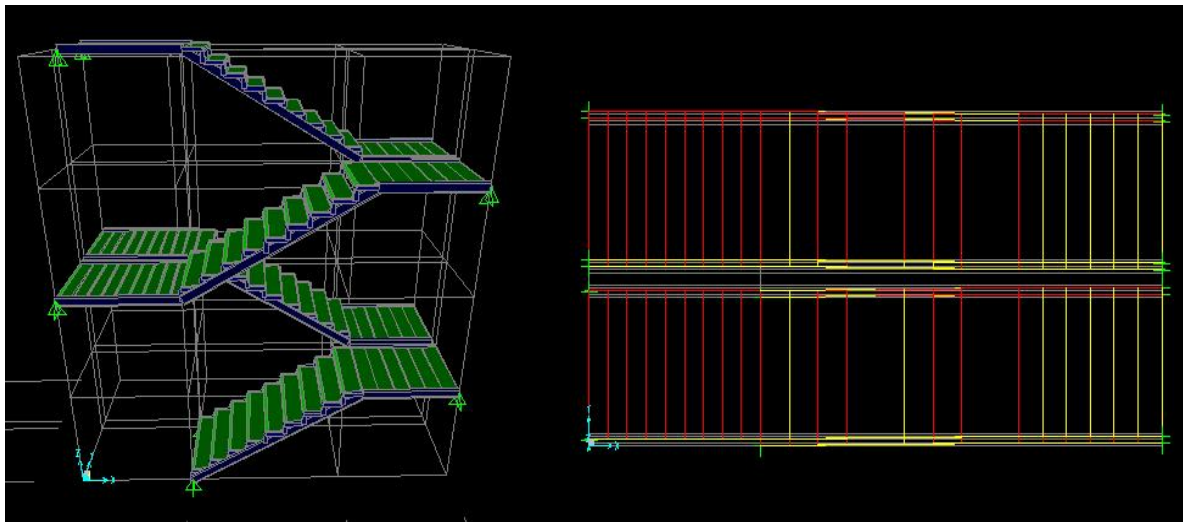


Figure VI. 3: Modélisation 3d et projection en plan de l'escalier.

Pour le dimensionnement des marches (g : Giron) et contre marche (h), on utilise la formule de BLONDEL

$$59 \text{ cm} \leq (g + 2h) \leq 64 \text{ cm}$$

$$27 \leq g \leq 30$$

$$14 \leq h \leq 18$$

Donc : on prend : $h = 17 \text{ cm}$ et $g = 30 \text{ cm}$

$$59 \text{ cm} \leq 30 + 2 \times 17 = 64 \leq 64 \text{ cm}$$

VI.9.1. Le nombre de marches (m)

Pour calculer le nombre de marches (m) il faut d'abord déterminer le nombre de contre marche (n) en divisant la hauteur total des escaliers sur la hauteur de la marche

$$n = \frac{H}{h} = \frac{300}{17} = 18$$

$$m = n - 1 = 18 - 1 = 17$$

On a 8 marches par chaque volée

La longueur de volée 1

$$L = g \times n = 30 \times 8 = 240 \text{ cm}$$

VI.9.2. Longueur de la volée (LV)

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{H}{L}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{1,5}{2,4}\right) = 32^\circ$$

$$L_v = \left(\frac{1,5}{\sin(30)}\right) = 3 \text{ m}$$

VI.9.3. Dimensionnement des éléments porteurs :

VI.9.3.1 Cornière

Les marches sont fabriquées par des tôles striées et des cornières dont $L = 1,2\text{m}$ On modélise la marche comme une poutre simplement appuyée.

$$G=1,4 \text{ kn/m}^2 \quad Q=2,5 \text{ kn/m}^2$$

VI.9.3.1.1. Condition de la flèche:

Le pré dimensionnement se fait à partir de la condition de flèche suivante :

$$f \leq \delta v_{\max} = \frac{L}{300} \quad \text{Avec} \quad f = \frac{5 \times Q_{ELS} \times l^4}{384 EI_y}$$

$$q = (G + Q) \times g/2 = (1,4 + 2,5) \times 0,3/2 = 0,59 \text{ kN/ml}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 0,59 \times 1200^3 \times 300}{384 \times 21 \times 10^4} = 1,9 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

Donc on prend deux cornières de chaque côté de la marche, fixées au limon, pour reprendre la moitié de la charge sur la marche

Donc on choisit $L 35 \times 35 \times 4$ avec $I_y = 2,09 \times 10^4 \text{ mm}^4$

On ajoute poids propre de la cornière :

La cornière de class 3

➤Vérification de la flèche (poids propre inclus)

La charge sera : $Q_{ELS} = q + Pp = 0,59 + 0,018$

$$Q_{ELS} = 0,61 \text{ kN/m}$$

$$f = \frac{5 \times 0,61 \times 1200^4}{384 \times 21 \times 10^4 \times 2,09 \times 10^4} = 3,75 \text{ mm} \leq \frac{1200}{300} = 4 \text{ mm}$$

VI.9.3.1.2. Vérification de la résistance :

$$Q_{ELU} = 1.35(G + PP) + 1.5Q = 1.35[(1,4 \times 0.3/2) + 0,018] + 1.5(2,5 \times 0.3/2)$$

$$Q_{ELU} = 0,87 \text{ kn/m}$$

➤Vérification de cisaillement

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq 0.5 \cdot V_{pl.rd}$

$$V_{sd} = \frac{Q_{ELU} \times L}{2} = \frac{0,87 \times 1,2}{2} = 0,522 \text{ kN}$$
$$V_{pl.Rd} = \frac{0.58 \times f_y \times A_v}{\gamma_{m0}} \quad \text{Avec } A_v = L \times t = 35 \times 4 = 140 \text{ mm}^2$$
$$V_{pl.Rd} = \frac{0.58 \times 275 \times 140}{1.1} = 20.3 \text{ kN}$$
$$V_{sd} = 0,522 \leq 0.5 \cdot V_{pl.rd} = 10.15 \text{ kN} \quad \text{condition vérifier}$$

➤Vérification du moment fléchissant

On doit vérifier que : $M_{sd} \leq M_{ply.rd}$

$$M_{ply.rd} = \frac{W_{el,y}}{\gamma_{m0}} \times f_y = \frac{1.18 \times 10^3}{1.1} \times 275 = 0,3 \text{ kN.m}$$
$$M_{sd} = \frac{Q_{ELU} \times L^2}{8} = \frac{0,87 \times 1.2^2}{8} = 0,16 \text{ kN.m}$$
$$M_{sd} = 0,16 \text{ kN.m} \leq M_{ply.rd} = 0,3 \text{ kN.m} \quad \text{condition vérifier}$$

VI.9.3.2. Limon :**VI.9.3.2.1. Chargement****Chargement a L'ELS :**

Sur volée2 $Q_1 = 1.2/2 \times (G_{volée} + Q) \times \cos(\alpha)$

$$Q_1 = 1.2/2 \times (1.4 + 2,5) \times \cos(32) = 1,98 \text{ kN/m}$$

Sur palier $Q_2 = 1.2/2 \times (G_{palier} + Q)$

$$Q_2 = 1.2/2 \times (1.4 + 2,5) = 2.34 \text{ kN/m}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 1,98 \times 3000^3 \times 300}{384 \times 21 \times 10^4} = 99.44 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

On choisit 2*UPN 80 pour le Limon $I_y = 106 \times 10^4 \text{ mm}^4$

➤ **Vérification de la flèche (poids propre inclus)**

La charge sera : $Q_{ELS} = Q_1 + 0,087 = 2,07 \text{ kn/m}$

$$f = \frac{5 \times 2,07 \times 3000^4}{384 \times 21 \times 10^4 \times 106 \times 10^4} = 9,8 \text{ mm} \leq \frac{3000}{300} = 10 \text{ mm}$$

Chargement a L'ELU :

Sur volée $Q_1 = [1,35 \times (G_{volée} \times 1,2/2 + Pp) + 1,5 \times (Q \times 1,2/2)] \times \cos(\alpha)$

$$Q_1 = [1,35 \times (1,4 \times 0,6 + 0,087) + 1,5 \times (2,5 \times 0,6)] \times \cos(32) = 2,97 \text{ kn/m}$$

Sur palier $Q_2 = [1,35 \times (G_{palier} \times 1,2/2 + Pp) + 1,5 \times (Q \times 1,2/2)]$

$$Q_2 = [1,35 \times (1,4 \times 0,6 + 0,087) + 1,5 \times (2,5 \times 0,6)] = 3,5 \text{ kN/m}$$

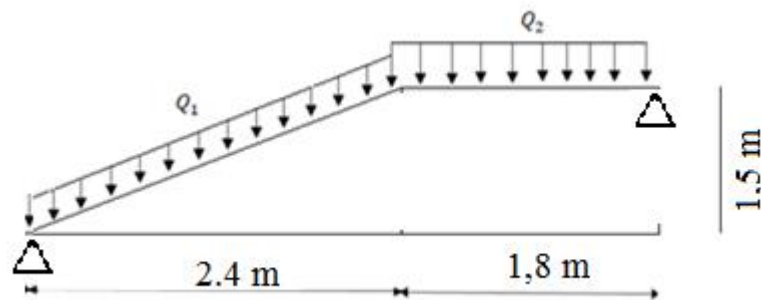


Figure VI. 4: Schéma statique de limon.

D'après la modélisation de ce schéma sur sap200, on a obtenu

$$M_{sd} = 1,61 \text{ kn.m}$$

$$V_{sd} = 3,08 \text{ kn.}$$

VI.9.3.2.2. Vérification de la résistance

Le profilé UPN 80 de classe I

➤ **Vérification du moment fléchissant**

On doit vérifier que : $M_{sd} \leq M_{ply.rd}$

$$M_{ply.rd} = \frac{W_{pl.y}}{\gamma_{m0}} \times f_y = \frac{32,3 \times 10^3}{1,1} \times 275 = 8,075 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 1,61 \text{ kN.m} \leq M_{ply.rd} = 8,075 \text{ kN.m} \quad \text{condition non vérifier}$$

➤ **Vérification du cisaillement**

On doit vérifier que $V_{sd} \leq 0,5 \cdot V_{pl.rd}$

$$V_{pl.rd} = \frac{0.58 \times f_y \times A_v}{\gamma_{m0}}$$

$$V_{pl.rd} = \frac{0.58 \times 275 \times 490}{1.1} = 71.05 \text{ kn}$$

$$V_{sd} = 3.08 \text{ kn} \leq 0.5 \times V_{pl.rd} = 35.52 \text{ kn} \quad \text{condition vérifier}$$

➤ **Vérification de la flèche**

$$f = 7.68 \text{ mm} \leq \frac{3000}{300} = 10 \text{ mm}$$

Le profilé **UPN 80** répond à toutes les conditions du **CCM97** concernant la vérification de résistance et la vérification de la flèche.

VI.9. CONCLUSION :

Ce chapitre a présenté l'étude technique complète et le dimensionnement de l'ensemble des éléments porteurs et secondaires de la structure, conformément aux exigences réglementaires. Les calculs de résistance et de rigidité ont démontré que les solutions retenues sont entièrement satisfaisantes.

Elles garantissent la capacité de la structure à reprendre l'ensemble des sollicitations. Les vérifications aux états limites de service ont également été conduites avec succès, assurant ainsi la durabilité de l'ouvrage et le confort d'utilisation. Un équilibre a été trouvé entre les impératifs de sécurité, les contraintes architecturales et une optimisation économique des sections.

En synthèse, les dimensions et les sections des profilées définies dans ce chapitre sont validées et recommandées pour la phase d'exécution. Elles constituent des plans de détail et la réalisation des ouvrages.

C*hapitre VII*

Assemblages métalliques

VII.1. INTRODUCTION :

Le calcul des assemblages en construction métallique est aussi crucial que le dimensionnement des éléments eux-mêmes, car il conditionne la sécurité globale de l'ouvrage. Les nœuds reliant les différents éléments porteurs constituent des zones de transfert des efforts d'un profilé à un autre. Il est donc essentiel que ces assemblages soient conçus et réalisés avec précision afin d'assurer la continuité mécanique des matériaux.

Un assemblage défectueux peut compromettre le comportement structurel de l'ensemble de la construction.

Un assemblage se compose généralement de plusieurs éléments :

- ✓ Les extrémités des pièces structurelles à relier,
- ✓ Les composants de liaison (plaques, goussets, etc.),
- ✓ Les dispositifs de fixation (boulons, soudures, etc.) assurant la cohésion et la transmission des efforts entre les différents éléments.

Les représentations graphiques, tels que les dessins techniques et les détails d'exécution, sont présentés dans l'Annexe.

VII.2. ROLE DES ASSEMBLAGES :

Un assemblage est un système conçu pour unir plusieurs pièces entre elles, tout en garantissant la transmission et la répartition des différentes sollicitations mécaniques. Afin de réaliser les calculs conformément aux principes classiques de la résistance des matériaux, il est important de distinguer deux grands types d'assemblages :

- **Les assemblages articulés**, qui ne transmettent que les efforts normaux (axiaux) et les efforts tranchants.
- **Les assemblages rigides**, capables de transmettre également les moments de flexion, en plus des efforts précédents

VII.3. PRESENTATION DE L'OUTIL UTILISE :

Le logiciel **IDEA-Statica** est un outil spécialisé dans la conception et la vérification des assemblages en acier.

Il offre la possibilité de modéliser des configurations complexes, d'appliquer différents types de chargements, et dévaluer la résistance des composants selon les codes internationaux.

Grâce à ses capacités de calculs avancés, il permet d'optimiser la géométrie et le dimensionnement des liaisons tout garantissant leur conformité

VII.4. DESCRIPTION ET R2SULTATS DES ASSEMBLAGES :

Pour des raisons pratiques on évite toujours la mise en œuvre dans un même assemblage des boulons de diamètres différents.

VII.4.1.Assemblages de toiture :

VII.4.1.1 Assemblage Pannes – Traverse :

L'assemblage est réalisé à l'aide d'une échantignolle reconstituée soudée, qui est boulonnée à la fois sur l'âme de la panne IPE240 et sur l'aile supérieure du travers IPE330.

La liaison est assurée par une file de deux boulons soit sur l'âme et l'aile pour l'assemblage intermédiaire (Type1) et deux files de boulons pour l'assemblage de rive (Type2).

On a utilisé des boulons M14 8.8, et pour les platines $T_P = 10\text{mm}$, les soudures $T_w = 6\text{mm}$.

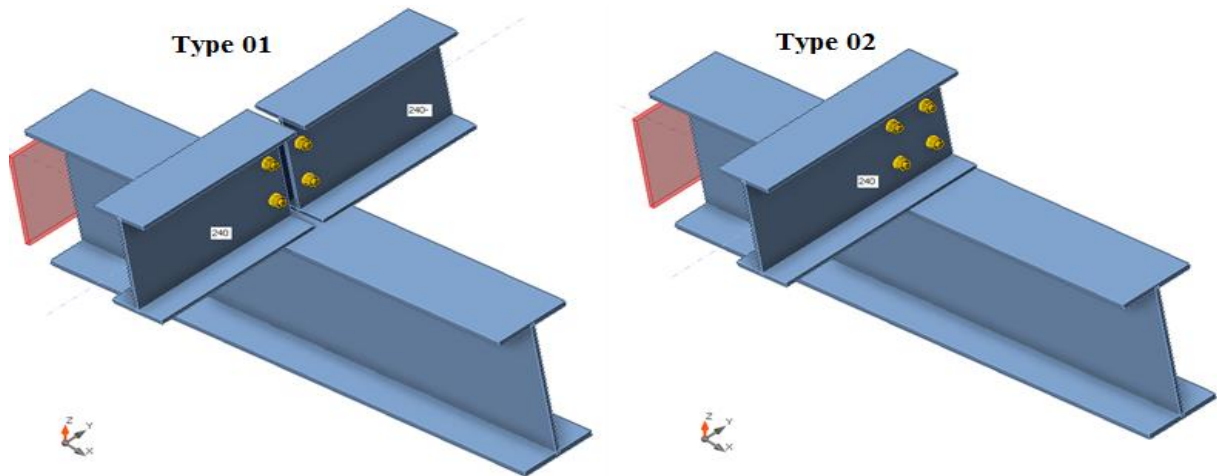


Figure VII. 1. Vue 3D de l'assemblage des pannes.

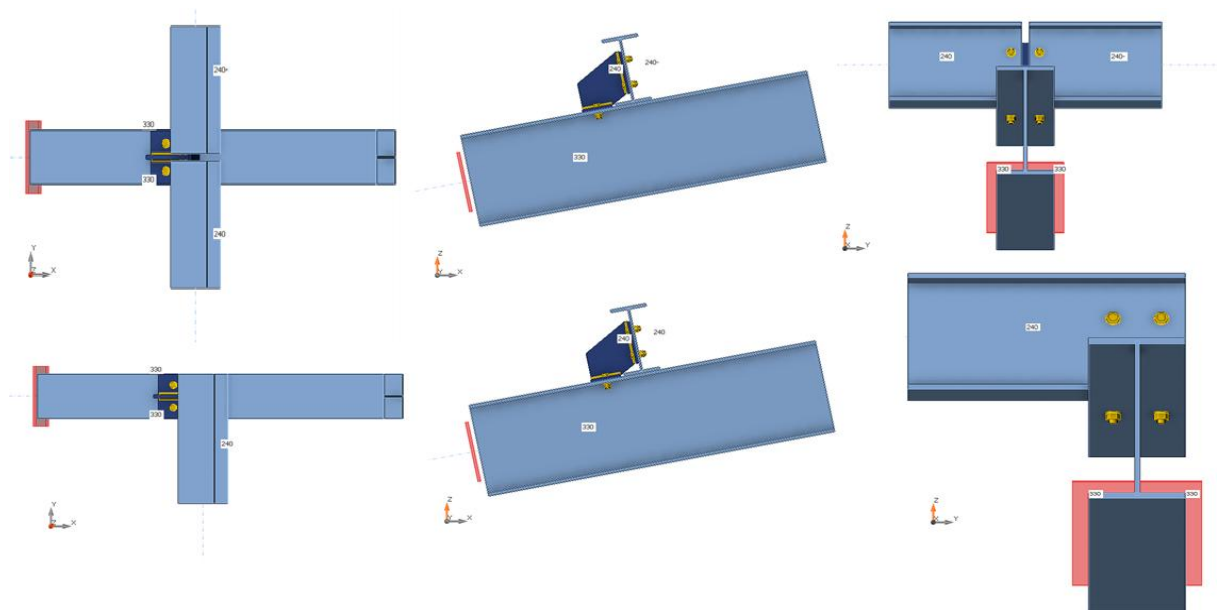


Figure VII. 2. Vue des trois plans orthogonaux.

Tableau VII. 1. Caractéristiques des sections utilisées pour l'assemblage des pannes.

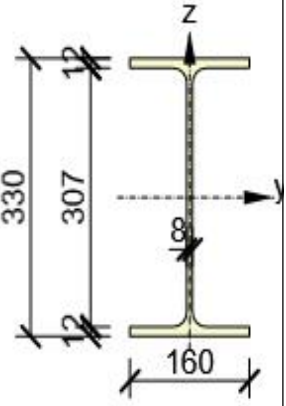
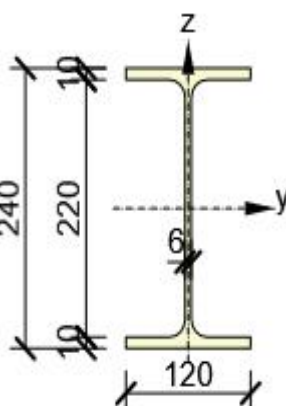
Nom	IPE330	IPE240
Matériau	S275	
Dessin		

Tableau VII. 2. Orientation et décalage des sections transversales.

Nom	Section transversal	β – Direction [°]	γ – Angle [°]	α – Rotation [°]	Décalage ex [mm]	Décalage ey [mm]	Décalage ez [mm]
Type 01	IPE330	0,0	11,3	0,0	0	0	0
	IPE240	-90,0	0,0	11,3	10	0	285
	IPE240	90,0	0,0	-11,3	10	0	285
Type 02	IPE330	0,0	11,3	0,0	0	0	0
	IPE240	-90,0	0,0	11,3	-80	0	285

L'orientation des sections transversales a été saisie manuellement conformément au modèle Sap2000.

Cet assemblage est dimensionné pour résister uniquement à l'effort tranchant sur les deux plans, en considérant la combinaison la plus défavorable issue du modèle Sap2000.

Tableau VII. 3. Les charges appliquées sur l'assemblage.

	Element	Vy [kN]	Vz [kN]
Type 01	IPE330	0	0
	IPE240	-0,6	-18,0
	IPE240	-1,3	-11,6
Type 02	IPE330	0	0
	IPE240	-1,2	-17,4

Synthèse des vérifications:

Après l'exécution de l'analyse sur IDEA StatiCa, nous avons obtenu le tableau ci-dessous :

La valeur de 100 % pour l'Analyse confirme que le modèle s'est exécuté avec succès. La valeur faible de 0,2 % indique que les platines fonctionnent avec une efficacité très élevée. La valeur de 61,9 et 26,4 % montre une conception équilibrée et optimale pour les boulons, qui travaillent avec une grande marge de sécurité. Quant aux soudures, la valeur de type 01 proche du maximum (100 %) montre qu'elles constituent l'élément le plus sollicité l'assemblage, tout en restant dans les limites de sécurité acceptables.

Remarque : on peut réduire le diamètre ainsi que le nombre des boulons dans le type1, et également possible d'augmenter l'épaisseur ou la longueur de la soudure.

Tableau VII. 4. Résumé des vérifications et des résultats pour l'assemblage étudié.

Nom	Valeur Type 01	Valeur Type 02	Résultat de la vérification
Analyse	100,0%	100,0%	OK
Platines	2,0 < 5,0%	0,2 < 5,0%	OK
Boulons	61,9 < 100%	26,4 < 100%	OK
Soudures	98,2 < 100%	89,3 < 100%	OK

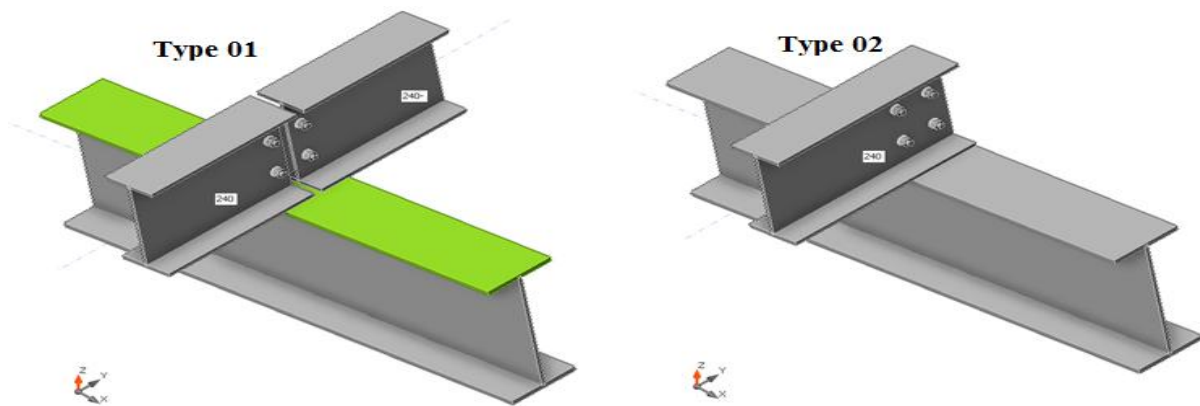


Figure VII. 3. Vérification globale.

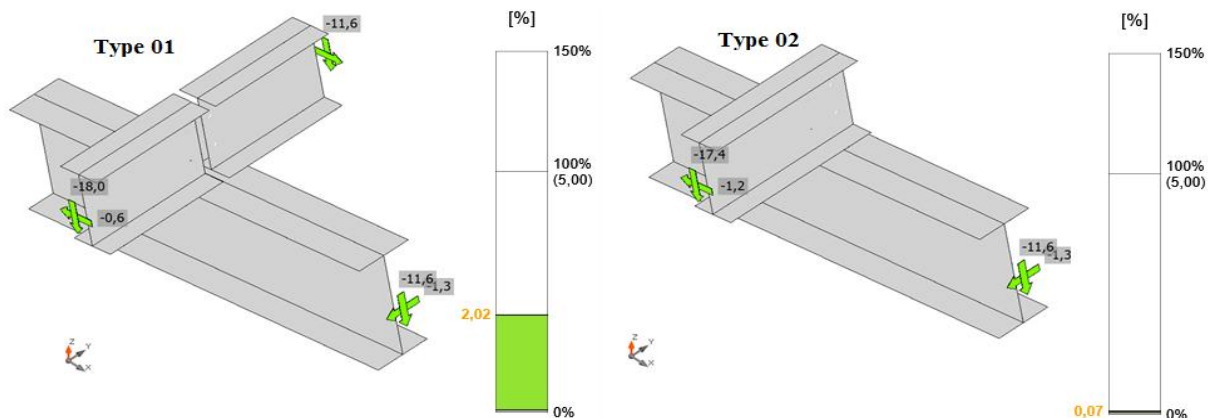


Figure VII. 4. Vérification de déformation.

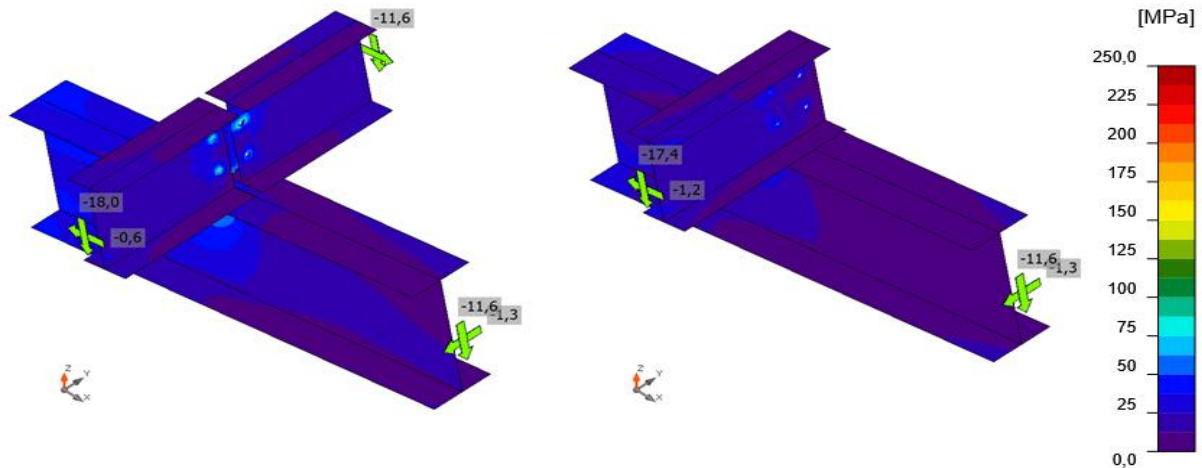


Figure VII. 5. Contrainte équivalente.

Les résultats de la vérification à l'aide du logiciel montrent que les deux modèles Type(1,2) satisfont les conditions de résistance globale, avec des taux d'exploitation largement inférieurs à 100%, ce qui confirme que les assemblages sont globalement en situation sûre. De plus, les déformations enregistrées sont très faibles par rapport aux la rigidité des assemblages est largement suffisante et qu'il n'existe aucun risque de déformation excessive pouvant affecter le comportement structurel. Par ailleurs, la répartition des contraintes indique que les valeurs maximales ne dépassent pas 125 MPa, ce qui reste bien inférieur à la limite d'élasticité de l'acier utilisé 250MPa. Cela signifie que l'assemblage travaille dans le domaine élastique.

Remarque : dans ce cas, il est possible d'adopter un diamètre de boulons plus réduit pour des raisons économiques.

VII.4.1.2 Assemblage Poteau – Traverse :

L'un des principaux atouts du logiciel IDEA Statica est sa capacité à gérer les assemblages complexes avec une grande efficacité. Dans cette phase, nous présentons un assemblage particulièrement complexe, qui assure la liaison entre le poteau et la traverse, ainsi qu'avec le chainage de part et d'autre, en présence des deux types de contreventements : une poutre au vent et une palée de stabilité, avec deux pannes faîtières.

Le principe de cet assemblage repose sur le soudage de platines en bout de traverse et du chainage. Ces platines sont percées symétriquement, suivant le même motif de perçage que celui exécuté sur l'âme et l'aile du poteau et pour les pannes comme nous avons étudié précédemment.

En outre, la liaison des contreventements est assurée comme suit : la poutre au vent est reliée par un gousset soudé sur l'âme de la traverse, tandis que la palée de stabilité est connectée au chainage et à la platine soudée à son extrémité.

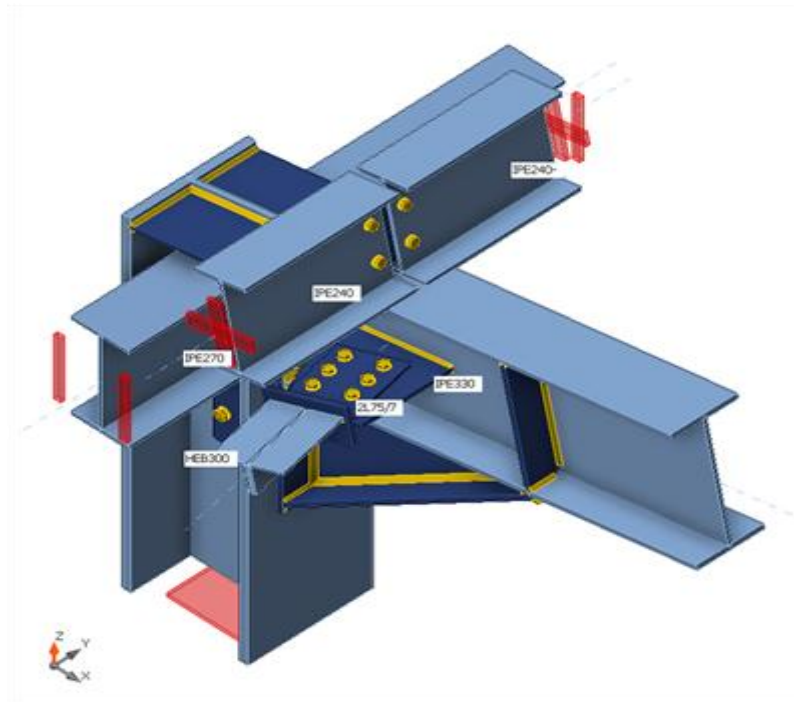


Figure VII. 6. Vue 3D de L'assemblage poteaux-traverse.

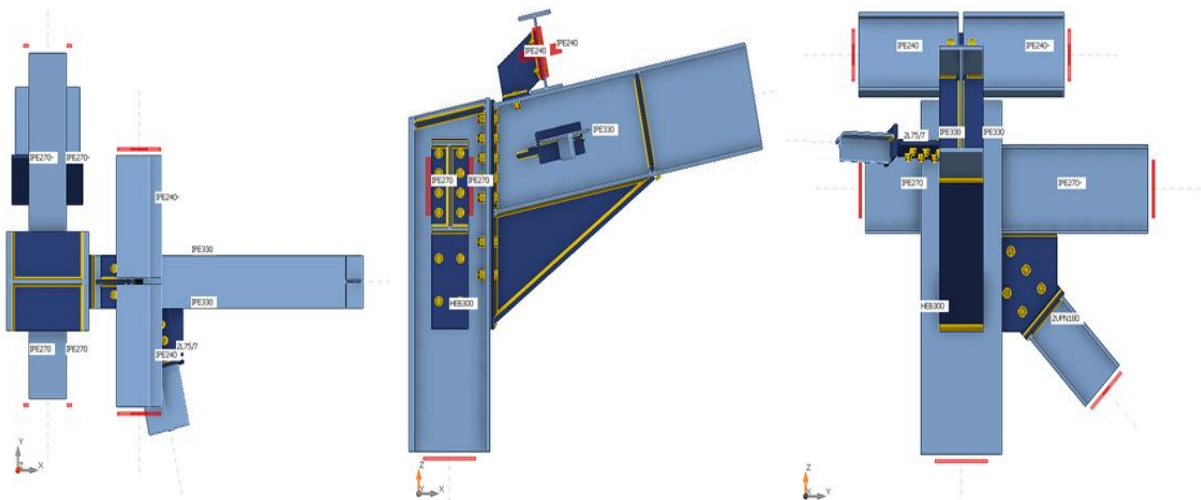


Figure VII. 7. Vue des trois plans orthogonaux.

Tableau VII. 5. Caractéristiques des sections utilisées dans assemblage.

Nom	HEB 400	IPE330	IPE240	2UNP180/100	2Lt(L75X7)
Matériau	S275				
Dessin					

Tableau VII. 6. Orientation et décalage des sections transversales.

Section transversale	β – Direction [°]	γ – Angle [°]	α – Rotation [°]	Décalage ex [mm]	Décalage ey [mm]	Décalage ez [mm]
HEB300	0,0	-90,0	0,0	0	0	0
IPE330	0,0	11,3	0,0	0	0	0
IPE270	-90,0	0,0	0,0	0	0	-50
IPE270	90,0	0,0	0,0	0	0	-50
IPE240	90,0	0,0	-11,3	10	-400	285
IPE240	-90,0	0,0	11,3	10	400	285
2Lt(L75X7)	-77,6	2,3	11,3	30	350	0
2UNP180/100	90,0	-45,0	0,0	250	0	-90

Chaque élément dans cet assemblage est dimensionné pour résister à ses sollicitations. La traverse résiste à l'effort normal +l'effort tranchant+ le moment. Le chainage résiste à l'effort+ moment. Les contreventements résistent à l'effort normal. La panne faitière résiste comme précédemment. Étant donné que ce logiciel est capable d'étudier l'assemblage avec toutes les combinaisons existantes dans sap2000, nous avons pris les trois cas les plus défavorables parmi les ELU, les ELA et l'enveloppe des combinaisons de Neige et Vent.

Tableau VII. 7. Les charges appliquées sur l'assemblage.

	Élément	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
ELU	IPE330	168,2	-10,1	-85,7	0,0	61,0	2,1
	IPE270	0,0	0,0	-1,8	0,0	1,8	0,0
	IPE270-	0,0	0,0	0,0	0,0	4,9	0,0
	IPE240-	0,0	-0,8	-3,8	0,0	0,0	0,0
	IPE240	0,0	1,2	6,0	0,0	0,0	0,0
	2L75/7	-1,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	2UPN180	5,8	-1,9	0,0	0,0	0,0	0,0
ELA	IPE330	181,2	-21,1	71,5	0,0	52,4	4,1
	IPE270	0,0	0,0	3,2	0,0	-10,3	0,0
	IPE270	0,0	0,0	-1,6	0,0	7,1	0,0
	IPE240	0,0	-0,4	-2,0	0,0	0,0	0,0
	IPE240	0,0	-0,6	-3,1	0,0	0,0	0,0
	2L75/7	12,6	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	2UPN180	32,5	-1,5	-0,2	0,0	0,0	0,0
ENVP N V	IPE330	431,2	-9,3	-72,8	0,0	50,9	1,9
	IPE270	0,0	0,0	3,5	0,0	7,3	0,0
	IPE270	0,0	0,0	-0,8	0,0	4,4	0,0
	IPE240	0,0	-0,8	-5,4	0,0	0,0	0,0
	IPE240	0,0	-0,4	-8,3	0,0	0,0	0,0
	2L75/7	4,6	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	2UPN180	31,9	-1,9	0,0	0,0	0,0	0,0

Synthèse des vérifications:

Après l'exécution de l'analyse sur IDEA StatiCa, nous avons obtenu le tableau ci-dessous :

Les résultats montrent que le logiciel a réalisé une analyse complète, l'assemblage étudié respecte les critères des résistances requis, avec des vérifications inférieures à 5% pour les platines et 100% pour les boulons et les soudures. Ces résultats ont été obtenus grâce aux directives fournies par le logiciel pour effectuer toutes les vérifications prévues par l'Eurocode.

Remarque : dans ce cas, il est possible d'augmenter l'épaisseur de la platine et des soudures afin d'obtenir une marge de sécurité supérieure à celle obtenue précédemment.

Tableau VII. 8. Résumé des vérifications et des résultats pour l'assemblage étudié.

Nom	Valeur	Résultat de la vérification
Analyse	100,0%	OK
Platines	$4,3 < 5,0\%$	OK
Boulons	$87,4 < 100\%$	OK
Soudures	$98,6 < 100\%$	OK

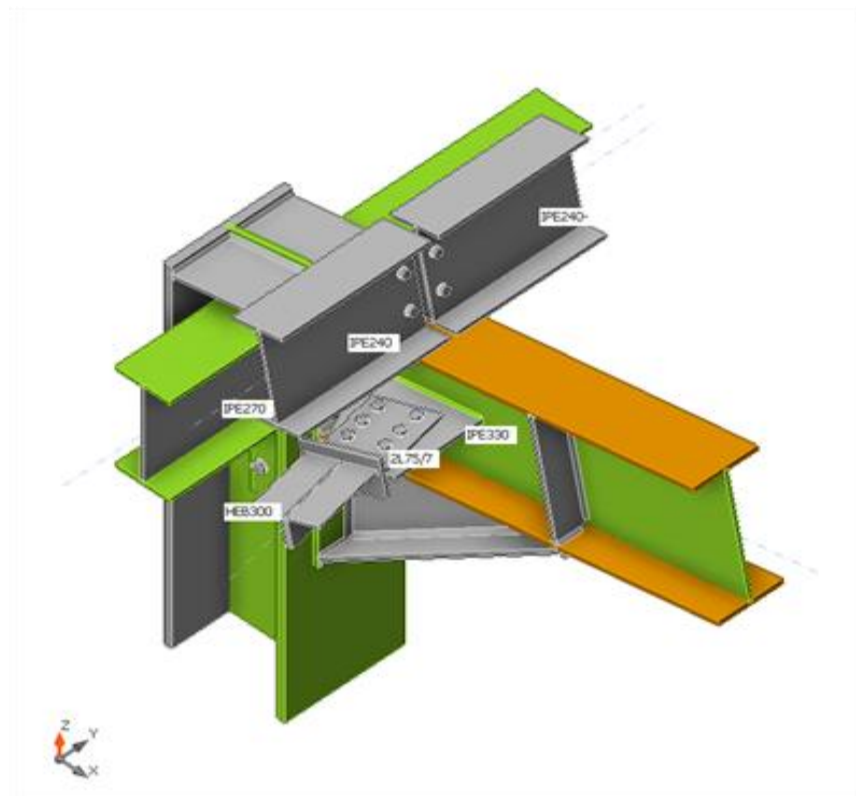


Figure VII. 8. Vérification globale.



Tableau VII. 9. Dimension et types des éléments constitutifs de l'assemblage

Élément	Tp [mm]	La soudure	Boulon
EP330	14.0	8.0	M18 8.8
WID	12.0		
Raid	10.0		
EP270	10.0	6.0	M16 8.8
SP240	10.0	6.0	M14 8.8
SP 2UNP180/100	14.0	8.0	M18 8.8
SP2L75/7/0	10.0	6.0	M14 8.8

Dans cette partie, nous présentons un assemblage complexe, qui assure la liaison entre les deux traverses et le contreventement (poutre au vent) avec des pannes faitières.

On prend des boulons $\varnothing 14$ classe 8.8 et pour les platine $T_p = 10\text{mm}$ les soudures $T_w = 6\text{mm}$.

Page 104

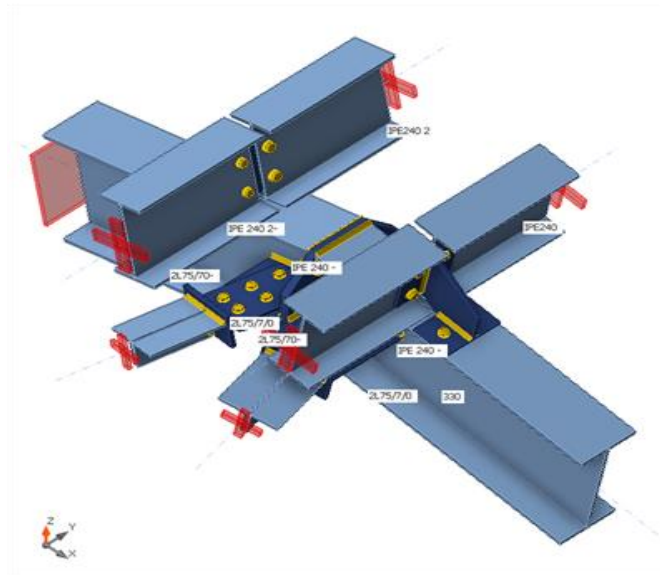


Figure VII. 10. Vue 3D de l'assemblage du faitage.

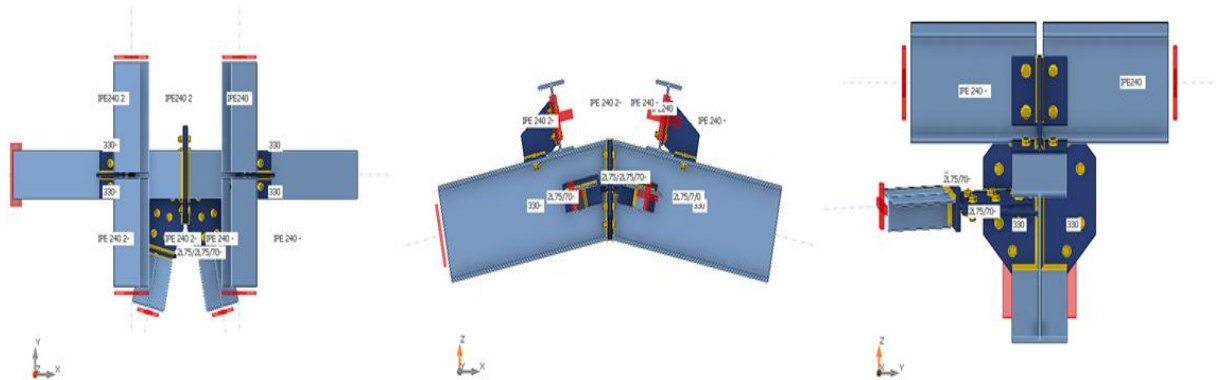


Figure VII. 11. Vue des trois plans orthogonaux.

Tableau VII. 10. Caractéristiques des sections utilisées dans l'assemblage.

Nom	IPE330	IPE240	2Lt(L75X7)
Matériau	S275		
Dessin			

Tableau VII. 11. Orientation et décalage des sections transversales.

Section transversale	β – Direction [°]	γ – Angle [°]	α – Rotation [°]	Décalage ex [mm]	Décalageey [mm]	Décalageez [mm]
IPE330	0,0	-11,3	0,0	0	0	0
IPE330	180,0	-11,3	0,0	0	0	0
IPE240	90,0	0,0	11,3	10	-200	285
IPE240	90,0	0,0	-11,3	10	200	285
IPE240	-90,0	0,0	11,3	10	-200	285
IPE240	-90,0	0,0	-11,3	10	200	285
2Lt(L75X7)	-77,6	-2,3	-11,3	0	70	10
2Lt(L75X7)	-102,4	-2,3	11,3	0	-70	10

L'orientation des sections transversales a été saisie manuellement conformément au modèle Sap2000.

Chaque élément dans cet assemblage est dimensionné pour résiste à ses sollicitations. La traverse résiste à l'effort normal N +l'effort tranchant V2 +le moment M3. Les contreventements résistent à l'effort normal N. La panne faitière résiste uniquement l'effort tranchant sur les deux plans (V2 et V3). Nous avons pris l'enveloppe des combinaisons de Neige et Vent.

Tableau VII. 12. Les charges appliquées sur l'assemblage.

Élément	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kN.m]	My [kN.m]	Mz [kN.m]
IPE330	57,0	-38,3	-4,6	0,0	-3,5	-7,3
IPE240	0,0	-0,8	-5,4	0,0	0,0	0,0
IPE240 2	0,0	-0,8	-5,4	0,0	0,0	0,0
IPE 240 2-	0,0	0,8	-5,4	0,0	0,0	0,0
IPE 240 -	0,0	-0,8	-5,4	0,0	0,0	0,0
2L75/7/0	-50,6	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
2L75/7/0-	-51,7	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Syntheses des verifications:

Après l'exécution de l'analyse sur IDEA StatiCa, nous avons obtenu le tableau ci-dessous :

Les résultats montrent que le logiciel a réalisé une analyse complète, l'assemblage étudié respecte les critères des résistances requis, avec des vérifications inférieures à 5% pour les platines et 100% pour les boulons et les soudures. Ces résultats ont été obtenus grâce aux directives fournies par le logiciel pour effectuer toutes les vérifications prévues par l'Eurocode.

Tableau VII. 13. Résumé des vérifications et des résultats pour l'assemblage étudié.

Nom	Valeur	Résultat de la vérification
Analyse	100,0%	OK
Platines	$3,7 < 5,0\%$	OK
Boulons	$86,2 < 100\%$	OK
Soudures	$99,2 < 100\%$	OK

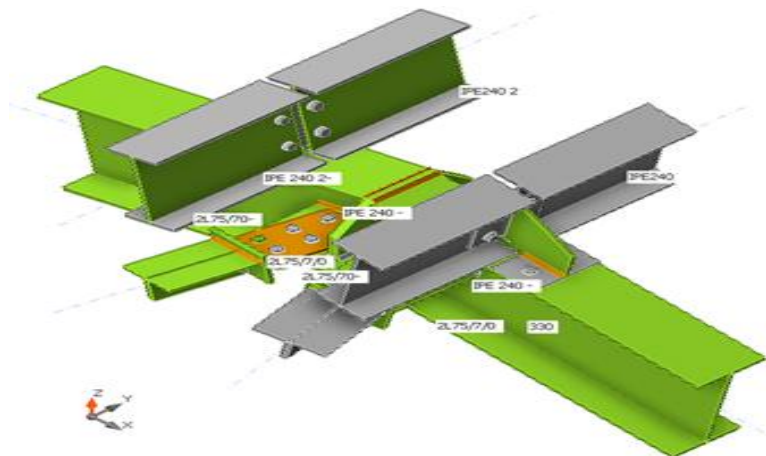


Figure VII. 12. Vérification globale.

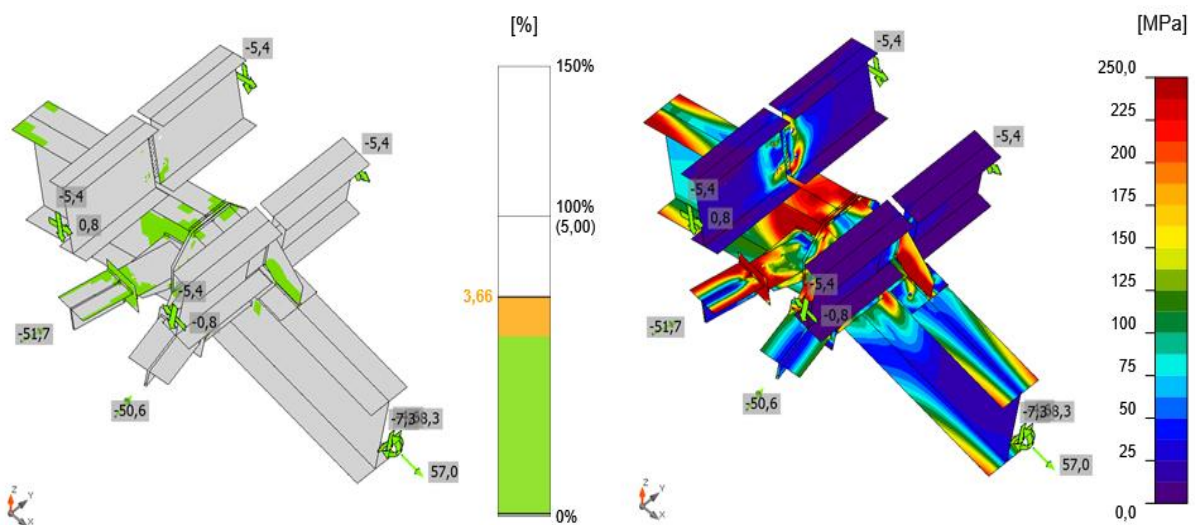


Figure VII. 13. Vérification de déformation et Contrainte équivalente.

Figure VII.13 Vérification de déformation et Contrainte équivalente,

Les résultats d'IDEA StatiCa montrent que le nœud satisfait la vérification générale sans déplacement, avec de faibles déformations et des contraintes restant dans les limites admissibles 250MPa ce qui confirme que l'assemblage est sûr et fonctionne dans le domaine élastique.

VII.4.1.4 Assemblage Potelet – Traverse :

L'assemblage est réalisé à l'aide de trois platines qui relient la traverse avec le potelet et le contreventement (palée de stabilité).

La liaison est assurée par deux platines perpendiculaires soudées par une soudure en bout au niveau du potelet, et de la même manière pour le contreventement. Ces platines sont ensuite boulonnées en deux files de trois boulons, avec une autre platine que l'on peut qualifier de gousset, celle-ci étant soudée à la semelle inférieure de la traverse.

On prend des boulons $\varnothing 14$ classe 8.8, et pour les platine $T_P = 12\text{mm}$, les soudures $T_w = 8\text{mm}$.

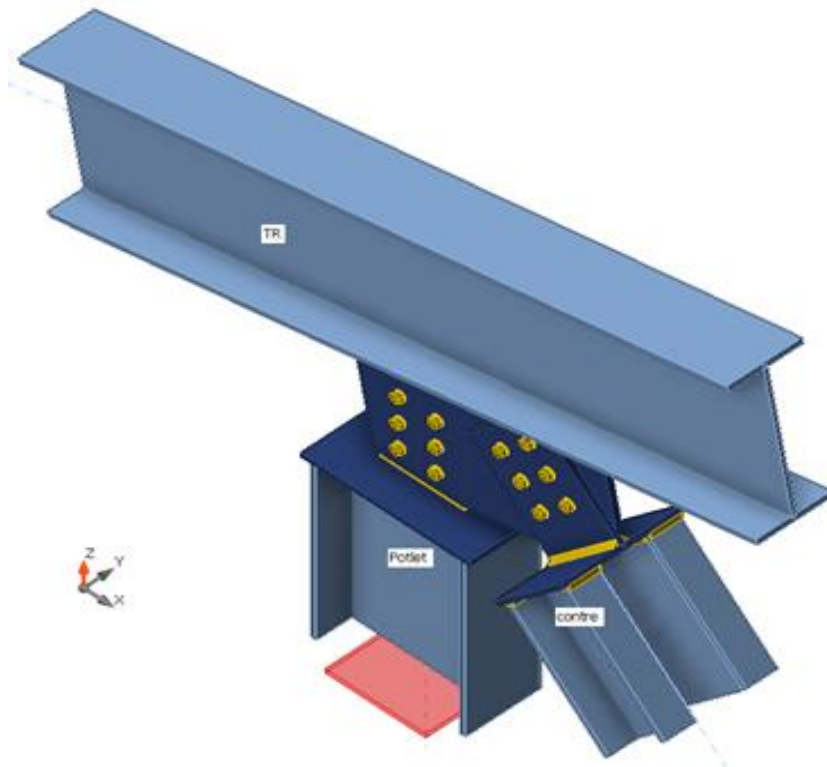


Figure VII. 14. 3D de l'assemblage traverse potelet.

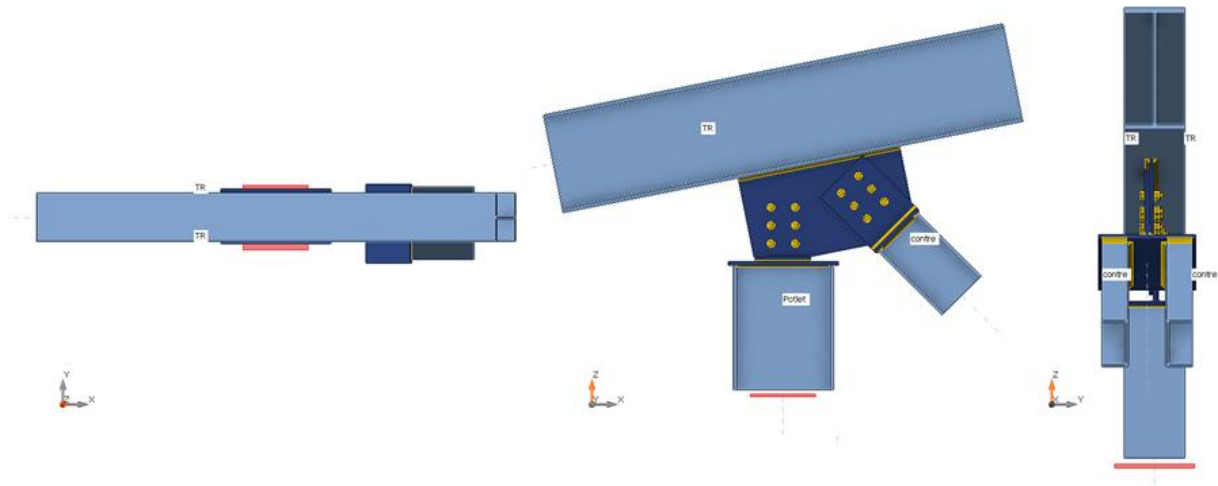


Figure VII. 15. Vue des trois plans orthogonaux.

Tableau VII. 14. Caractéristiques des sections utilisées dans l'assemblage.

Nom	IPE330	2UPN180/100
Matériau	S275	
Dessin		

Tableau VII. 15. Orientation et décalage des sections transversales.

Section transversale	β – Direction [°]	γ – Angle [°]	α – Rotation [°]	Décalage ex [mm]	Décalage ey [mm]	Décalage ez [mm]
TR	0,0	11,3	0,0	0	0	0
Potlet	0,0	-90,0	0,0	300	0	0
contre	0,0	-45,0	0,0	300	0	0

L'orientation des sections transversales a été saisie manuellement conformément au modèle Sap2000.

Pour cet assemblage, les deux éléments assemblés à la traverse ont été modélisés avec des relâchements (releases) dans Sap2000. De ce fait, ils sont dimensionnés pour résister uniquement à l'effort normal (N) et à l'effort tranchant (V)

Ces efforts ont été extraits de l'enveloppe des combinaisons de Neige et Vent.

Tableau VII. 16. Les charges appliquées sur l'assemblage.

Élément	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kN.m]	My [kN.m]	Mz [kN.m]
Potlet	-59,3	50,1	0,0	0,0	0,0	0,0
C.V	-37,8	0,0	-2,5	0,0	0,0	0,0

Syntheses des verifications:

Après l'exécution de l'analyse sur IDEA StatiCa, nous avons obtenu le tableau ci-dessous :Le tableau présente un résumé des résultats obtenus. La valeur de 100 % pour l'Analyse confirme que le modèle numérique s'est exécuté avec succès et sans erreurs. La valeur faible de 0,3 % indique que les platines fonctionnent avec une efficacité très élevée et une marge de sécurité importante (supérieure à 95 %). La valeur de 80,1 % montre une conception équilibrée et optimale pour les boulons, qui travaillent dans une plage de sécurité avec une bonne marge (environ 20 %) sans gaspillage de matière. Quant aux soudures, cette valeur proche du maximum (100 %) montre qu'elles constituent l'élément le plus sollicité (élément critique) de l'assemblage, tout en restant dans les limites de sécurité acceptables.

Tableau VII. 17. Résumé des vérifications et des résultats pour l'assemblage étudié.

Nom	Valeur	Résultat de la vérification
Analyse	100,0%	OK
Platines	0,3 < 5,0%	OK
Boulons	80,1 < 100%	OK
Soudures	98,6 < 100%	OK

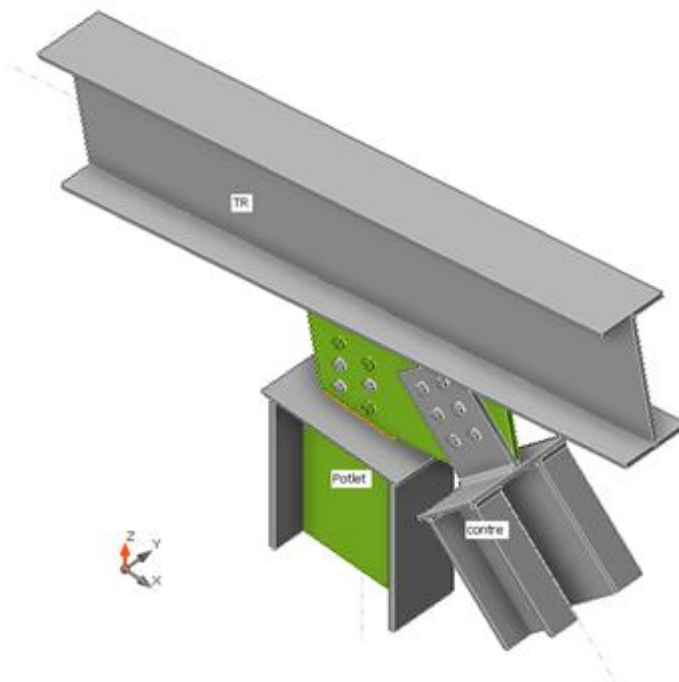


Figure VII. 16. Vérification globale.

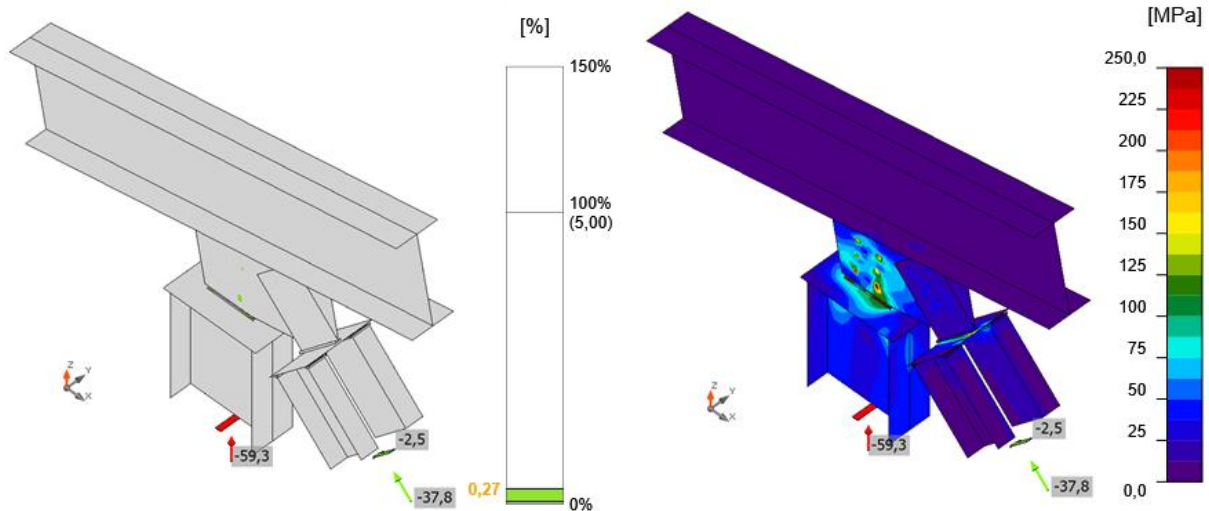


Figure VII. 17. Vérification de déformation et Contrainte équivalente.

Les illustrations jointes montrent que l'assemblage a été correctement modélisé dans le logiciel, en tenant compte de toutes les interactions complexes entre les composants. Dans l'image de distribution des contraintes, on observe que les zones de contrainte (colorées en vert) dans les platines sont presque inexistantes, ce qui confirme visuellement qu'elles sont sous-utilisées et que leur épaisseur pourrait même être réduite d'un point de vue économique tout en maintenant la sécurité. et des contraintes restant dans les limites admissibles ce qui confirme que l'assemblage est sûr et fonctionne dans le domaine élastique.

VII.4.2. Assemblages d'étages :

VII.4.2.1 Assemblage Poutre Solive :

L'assemblage est réalisé à l'aide d'une platine reliant l'extrémité de la solive à l'âme de la poutre principale.

La liaison est assurée par une soudure entre la platine et l'âme de la poutre, ainsi que par une file verticale de trois boulons dans le cas d'une solive en IPE 300 ou IPE 270, et de quatre boulons pour une solive en IPE 330.

On a utilisé des boulons M16 8.8, et pour les platines $T_P = 10\text{mm}$, les soudures $T_w = 6\text{mm}$.

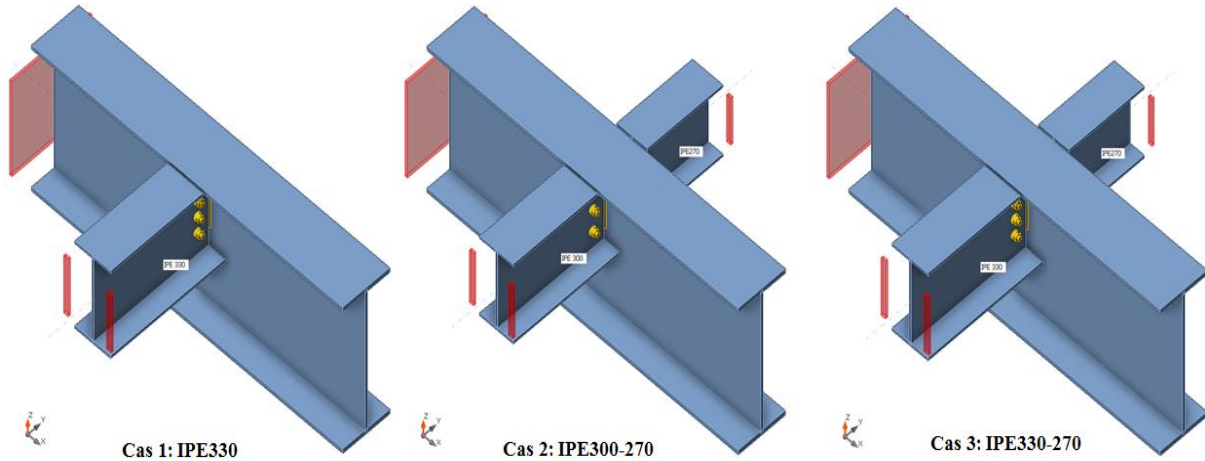


Figure VII. 18. Vue 3D de l'assemblage solive.

Tableau VII. 18. Caractéristiques des sections utilisées dans l'assemblage.

Nom	IPE550	IPE330	IPE300	IPE270
Matériau	S275			
Dessin				

Tableau VII. 19. Orientation et décalage des sections transversales.

Nom	Section transversale	β – Direction [°]	γ – Angle [°]	α – Rotation [°]	Décalage e_x [mm]	Décalage e_y [mm]	Décalage e_z [mm]
Cas 1	IPE550	0,0	0,0	0,0	0	0	0
	IPE330	-90,0	0,0	0,0	0	0	110
Cas 2	IPE550	0,0	0,0	0,0	0	0	0
	IPE300	-90,0	0,0	0,0	0	0	125
	IPE270	90,0	0,0	0,0	0	0	140
Cas3	IPE550	0,0	0,0	0,0	0	0	0
	IPE330	-90,0	0,0	0,0	0	0	110
	IPE270	90,0	0,0	0,0	0	0	140

L'orientation des sections transversales a été saisie manuellement conformément au modèle Sap2000.

Cet assemblage est dimensionné pour résister uniquement à l'effort tranchant, en considérant la combinaison la plus défavorable issue du modèle Sap2000.

Tableau VII. 20. Les charges appliquées sur l'assemblage.

Nom	Section transversal	Vz [kN]
Cas 1	IPE550	0,0
	IPE330	-202,4
Cas 2	IPE550	0,0
	IPE300	-153,0
	IPE270	-130,1
Cas3	IPE550	0,0
	IPE330	-202,4
	IPE270	-130,1

Syntheses des verifications:

Après l'exécution de l'analyse sur IDEA StatiCa, nous avons obtenu le tableau ci-dessous :

La valeur de 100 % pour l'Analyse confirme que le modèle numérique s'est exécuté avec succès et sans erreurs. Les valeurs faibles de (0,6 et 0,8)% indique que les platines fonctionnent avec une efficacité très élevée et une marge de sécurité importante. Les boulons présentent des marges de sécurité satisfaisantes (7% et 9%) dans les deux cas, fonctionnant de manière équilibrée sans atteindre leur limite maximale. Cependant, les soudures atteignent des niveaux critiques dans les cas 1 et 3 (99.3%), nécessitant une attention particulière lors de l'exécution et une éventuelle révision du dimensionnement en cas d'augmentation des charges. Le cas 2 (81.9%) reste acceptable avec une marge de sécurité confortable de 18%.

Remarque : pour les cas critiques, une augmentation de l'épaisseur des soudures ou de la hauteur des platines est recommandée pour réduire les contraintes.

Tableau VII. 21. Résumé des vérifications et des résultats pour l'assemblage étudié.

Nom	Valeur Cas 1	Valeur Cas 2	Valeur Cas 3	Résultat de la vérification
Analyse	100,0%	100,0%	100,0%	OK
Platines	3,9 < 5,0%	0,8 < 5,0%	0,6 < 5,0%	OK
Boulons	93,0 < 100%	91,3 < 100%	93,0 < 100%	OK
Soudures	99,3 < 100%	81,9 < 100%	98,1 < 100%	OK

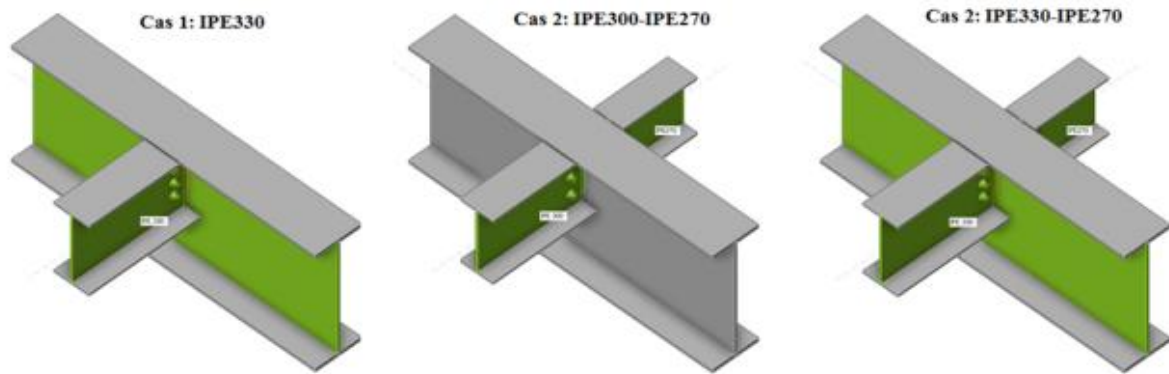


Figure VII. 19. Vérification globale.

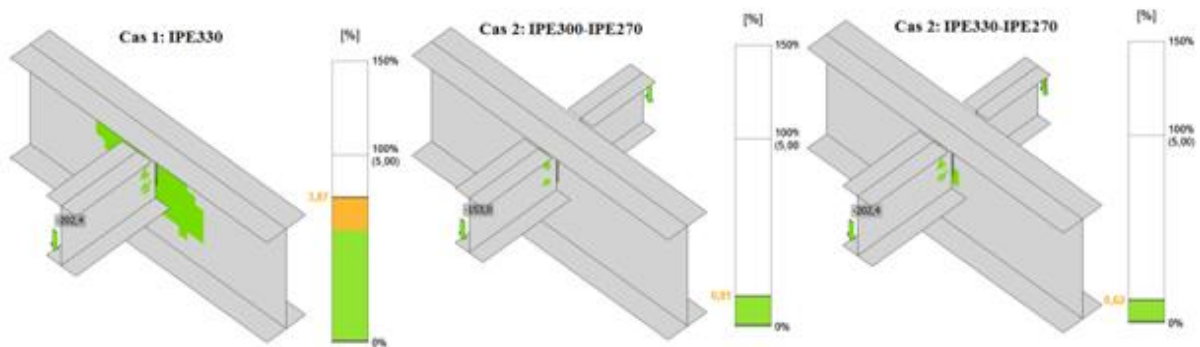


Figure VII. 20. Vérification de déformation.

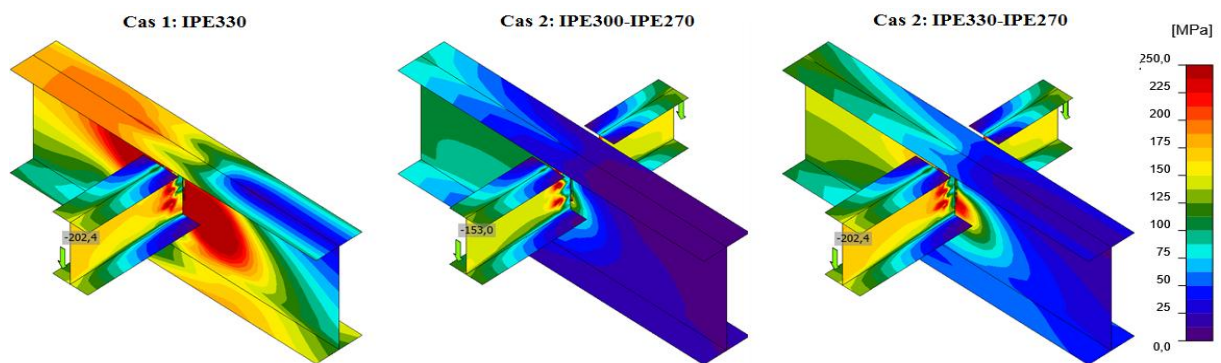


Figure VII. 21. Contrainte équivalente.

Les figures ci-dessus, obtenues à l'aide du logiciel IDEA statica, montrent que tous les cas vérifient la résistance globale. La répartition des déformations varie selon le profilée et les efforts appliquée ou le cas (IPE330) présente une concentration plus importante de déformation par rapport aux solutions mixtes (IPE330-IPE270 et IPE330-IPE270). Quant aux contraintes équivalentes, elles se concentrent principalement au niveau de la jonction âme-aile considérée comme la zone la plus sensible da la connexion.

VII.4.2.2 Assemblage Poteau Poutre :

Dans cette étude, nous avons travaillé sur deux configurations principales : les poteaux centraux et les poteaux de rive. Chaque configuration comporte deux types d'assemblages distincts :

Cas 01 (poteaux centraux) :

- **Type 01** : Assemblage pour les deux poteaux les plus sollicités.
- **Type 02** : Assemblage pour les autres poteaux centraux.

Cas 02 (poteaux de rive) :

- **Type 03** : Assemblage standard pour les poteaux de rive.
- **Type 04** : Assemblage spécifique pour les poteaux aux systèmes de contreventement.

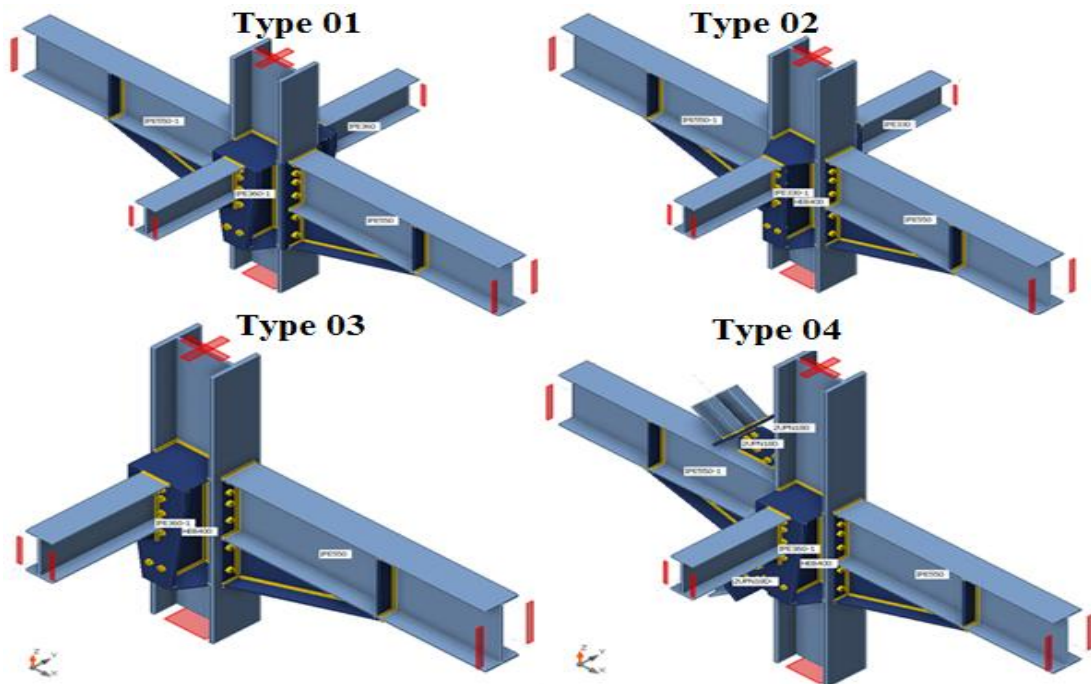


Figure VII. 22. Vue 3D de l'assemblage des poteaux poutres.

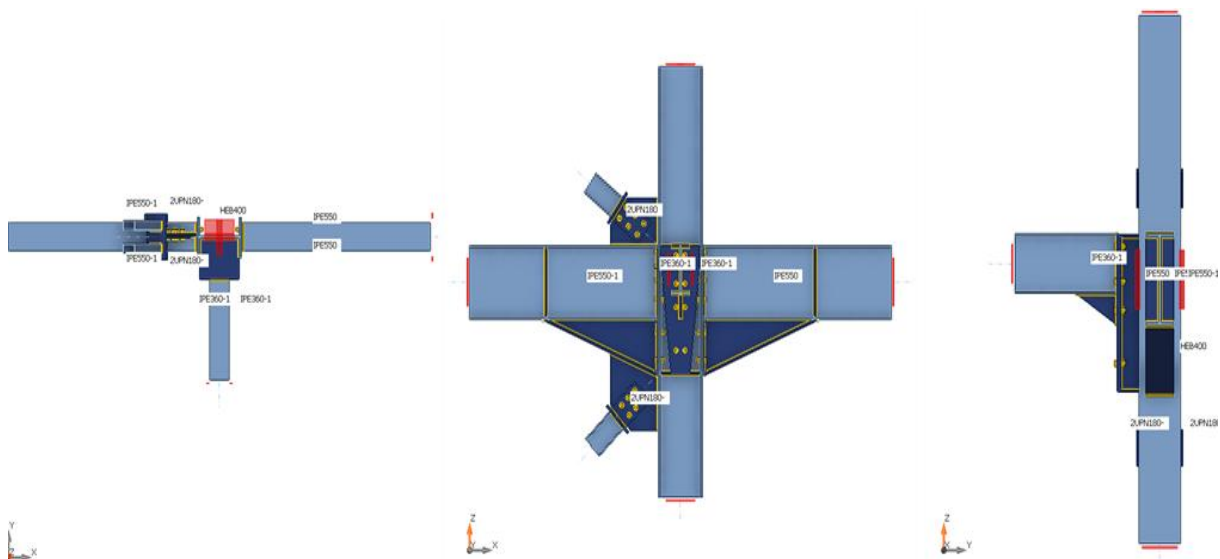


Figure VII. 23. Vue des trois plans orthogonaux de Type 03.

Tableau VII. 22. Caractéristiques des sections utilisées dans l'assemblage.

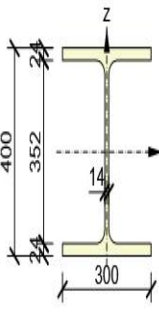
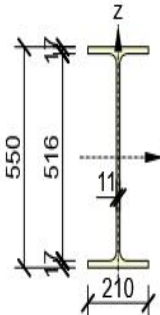
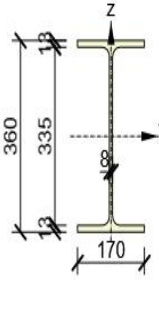
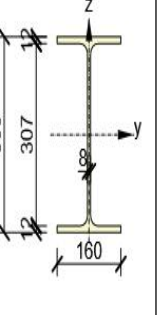
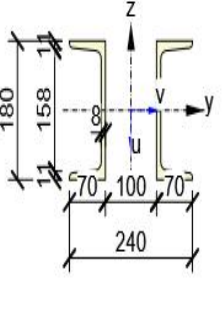
Nom	HEB 400	IPE550	IPE360	IPE330	2UNP180/100
Matériau	S275				
Dessin					

Tableau VII. 23. Orientation et décalage des sections transversales.

Type	Section transversale	β – Direction [°]	γ – Angle [°]	α – Rotation [°]	Décalage ex [mm]	Décalage ey [mm]	Décalage ez [mm]
01	HEB 400	0,0	90,0	0,0	0	0	0
	IPE550	0,0	0,0	0,0	0	0	0
	IPE360	90,0	0,0	0,0	0	0	95
	IPE550	180,0	0,0	0,0	0	0	0
	IPE330	-90,0	0,0	0,0	0	0	110
02	HEB 400	0,0	90,0	0,0	0	0	0
	IPE550	0,0	0,0	0,0	0	0	0
	IPE360	90,0	0,0	0,0	0	0	110
	IPE550	180,0	0,0	0,0	0	0	0
	IPE330	-90,0	0,0	0,0	0	0	110
03	HEB400	0,0	90,0	0,0	0	0	0
	IPE550	0,0	0,0	0,0	0	0	0
	IPE360	-90,0	0,0	0,0	0	0	95
04	HEB400	0,0	90,0	0,0	0	0	0
	IPE550	0,0	0,0	0,0	0	0	0
	IPE550	180,0	0,0	0,0	0	0	0
	IPE360	-90,0	0,0	0,0	0	0	95
	2UNP180/100	-180,0	36,9	180,0	275	0	-100
	2UNP180/100	180,0	-43,0	0,0	500	0	-355

L'orientation des sections transversales a été saisie manuellement conformément au modèle Sap2000.

Lorsque le RPA 2024 exige que les assemblages de l'ossature soient rigides, cet assemblage est dimensionné pour résister tout les sollicitations sollicitations. Les poutres principales et secondaires résistent à l'effort tranchant V_2 et au moment fléchissant M_3 , tandis que les éléments de contreventement ne résistent qu'à l'effort normal N .

Ces sollicitations ont été extraites de SAP2000 sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU.

Tableau VII. 24. Les charges appliquées sur l'assemblage.

Type	Élément	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kN.m]	My [kN.m]	Mz [kN.m]
01	IPE550	0,0	0,0	-638,4	0,0	1012,2	0,0
	IPE360	0,0	0,0	143,5	0,0	217,6	0,0
	IPE550-1	0,0	0,0	-400,9	0,0	778,2	0,0
	IPE360-1	0,0	0,0	-159,5	0,0	175,5	0,0
02	IPE550	0,0	0,0	-335,9	0,0	533,5	0,0
	IPE330	0,0	0,0	-71,6	0,0	83,2	0,0
	IPE550-1	0,0	0,0	-254,2	0,0	449,9	0,0
	IPE330-1	0,0	0,0	-143,3	0,0	133,3	0,0
03	IPE550	0,0	0,0	-285,3	0,0	459,0	0,0
	IPE360	0,0	0,0	-130,3	0,0	176,7	0,0
04	IPE550	0,0	0,0	-292,1	0,0	472,4	0,0
	IPE550	0,0	0,0	-304,8	0,0	471,3	0,0
	IPE360	0,0	0,0	-102,5	0,0	135,7	0,0
	2UNP180/100	644,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	2UNP180/100	401,9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Synthèse des vérifications:

Après l'exécution de l'analyse sur IDEA StatiCa, nous avons obtenu le tableau ci-dessous :

Le tableau montre un niveau de performance excellent pour tous les types d'assemblages étudiés (Type 01 à Type 04), où toutes les valeurs respectent les normes avec des marges de sécurité appropriées.

En ce qui concerne l'Analyse - 100% pour tous les types, cela signifie que toutes les modélisations ont été réalisées avec succès à 100%, confirmant que la modélisation numérique est complète et précise et que les assemblages sont stables et satisfont aux conditions d'équilibre. Pour les platines, les valeurs sont faibles (0,8 % à 4,6 %), où toutes les valeurs sont bien inférieures à la limite autorisée (5,0 %), ce qui indique que les platines fonctionnent avec une efficacité élevée et une marge de sécurité importante. En ce qui concerne les boulons, les valeurs sont élevées mais sûres (94,3 % à 99,8 %), où les résultats montrent une bonne utilisation de la capacité des boulons. Pour les soudures, elles sont l'élément le plus sollicité dans les assemblages, toutes les valeurs sont proches de la limite maximale (100 %) mais sans la dépasser. Ces résultats nécessitent une assurance de la qualité de la mise en œuvre sur site.

Solutions proposées pour améliorer les marges de sécurité : Il est possible de réduire l'épaisseur des platines pour le Type 01 tout en l'augmentant pour le Type 02. Pour les boulons, nous pouvons ajuster leurs dimensions (espacement entre les boulons et distance aux bords - entraxe et distance aux bords). Pour les soudures, il est possible d'augmenter leur

épaisseur ou d'augmenter les dimensions des platines afin d'accroître la longueur totale de soudure.

Tableau VII. 25. Résumé des vérifications et des résultats pour l'assemblage étudié.

Nom	Valeur Type 01	Valeur Type 02	Valeur Type 03	Valeur Type 04	Résultat de la vérification
Analyse	100,0%	100,0%	100,0%	100,0%	OK
Platines	$0,8 < 5,0\%$	$4,6 < 5,0\%$	$3,6 < 5,0\%$	$3,6 < 5,0\%$	OK
Boulons	$99,8 < 100\%$	$94,3 < 100\%$	$96,0 < 100\%$	$98,0 < 100\%$	OK
Soudures	$99,2 < 100\%$	$98,3 < 100\%$	$98,3 < 100\%$	$98,7 < 100\%$	OK

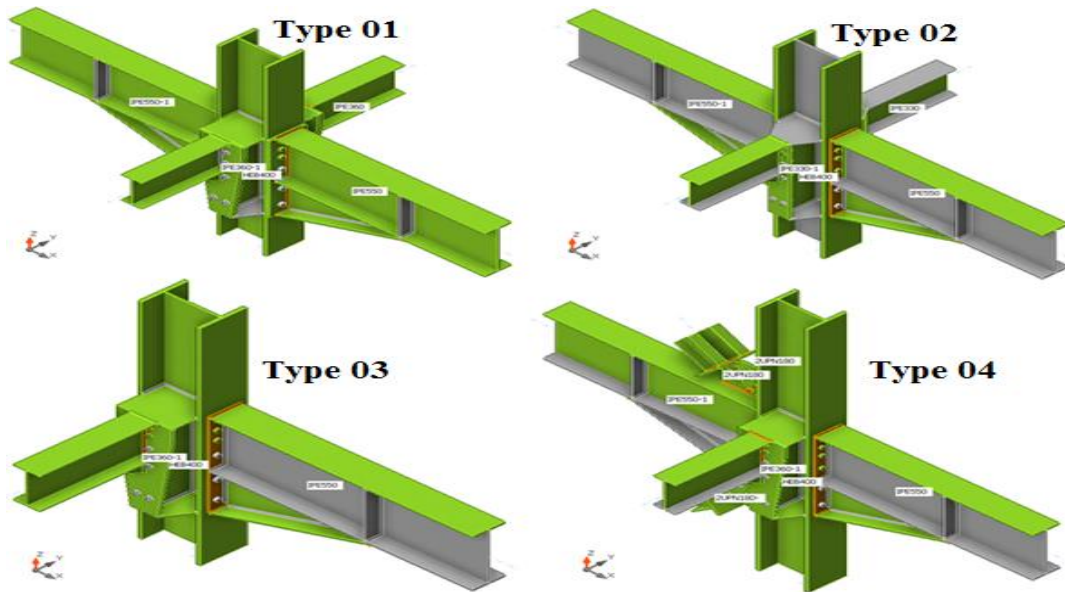


Figure VII. 24. Vérification globale.

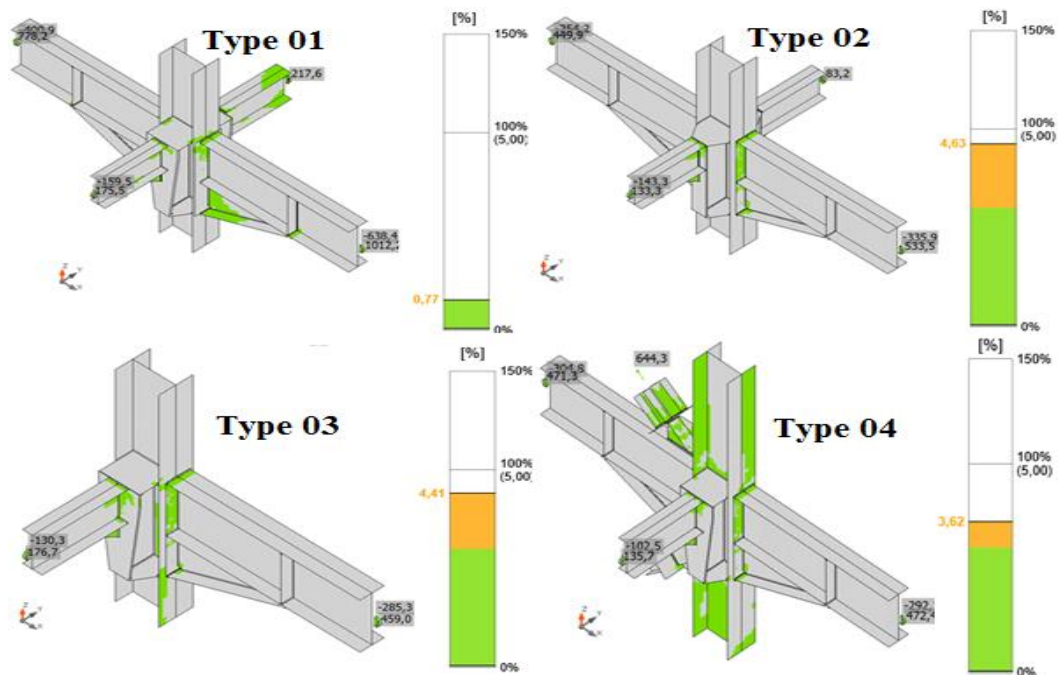


Figure VII. 25. Vérification de déformation.

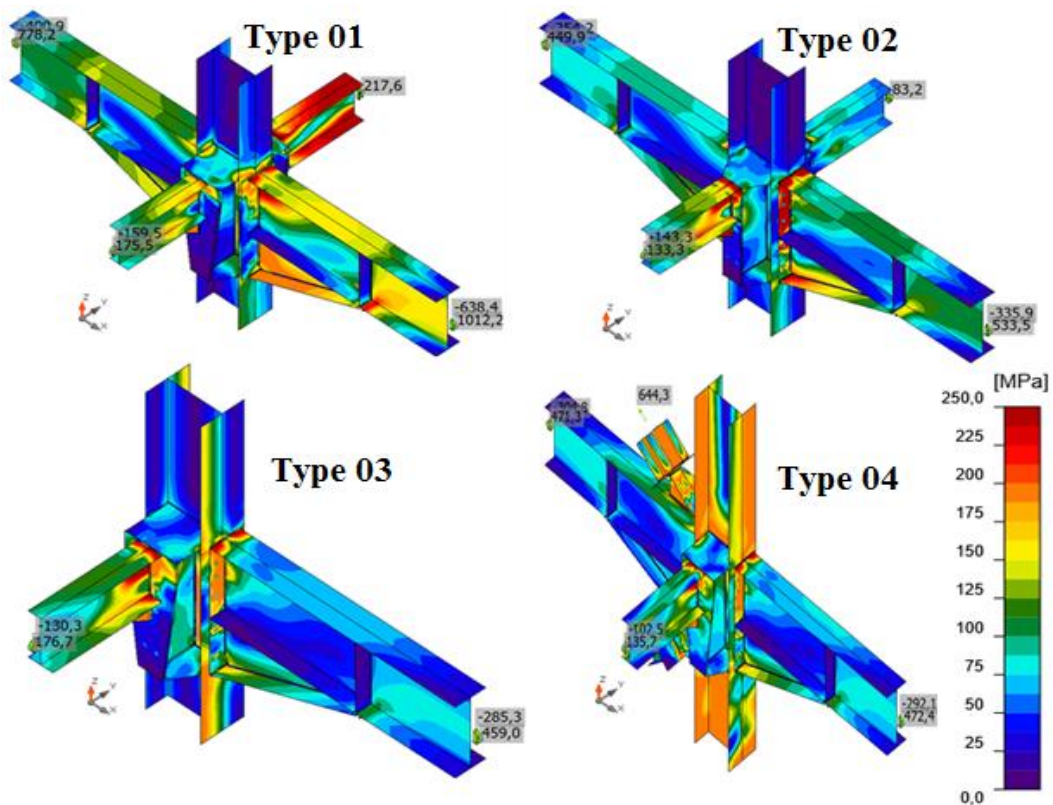


Figure VII. 26. Contrainte équivalente.

Les résultats d'IDEA StatiCa montrent que le nœud satisfait la vérification générale sans déplacement, avec de faibles déformations et des contraintes restant dans les limites admissibles ce qui confirme que l'assemblage est fiable

Tableau VII. 26. Dimension et types des éléments constitutifs de l'assemblage.

	Type 01	Type 02 et 03	Type 04
Élément	Tp [mm]	Tp [mm]	Tp [mm]
EP550	24,0	12,0	12,0
Raid550	10,0	10,0	10,0
EP360	24,0	14,0	14,0
SP360	14,0	12,0	12,0
RAID360	14,0	12,0	12,0
WID360	12,0	10,0	10,0
CPL C.V	/		18,0
La soudure	8	8	8.0
Les boulons	M27 10.9 HR	M22 10.9 HR	M22 10.9 HR
Boulon C.V	/		M24 10.9 HR

VII.4.2.3 Assemblage Poteau-Poteau :

Il y a deux types d'assemblage sont possibles : l'un pour les assemblages avec la même section, et l'autre pour section différente.

Cas 01 : Assemblage pour les poteaux HEB400 et HEB 300.

Cas 02 : Assemblage pour deux poteaux en HEB 300.

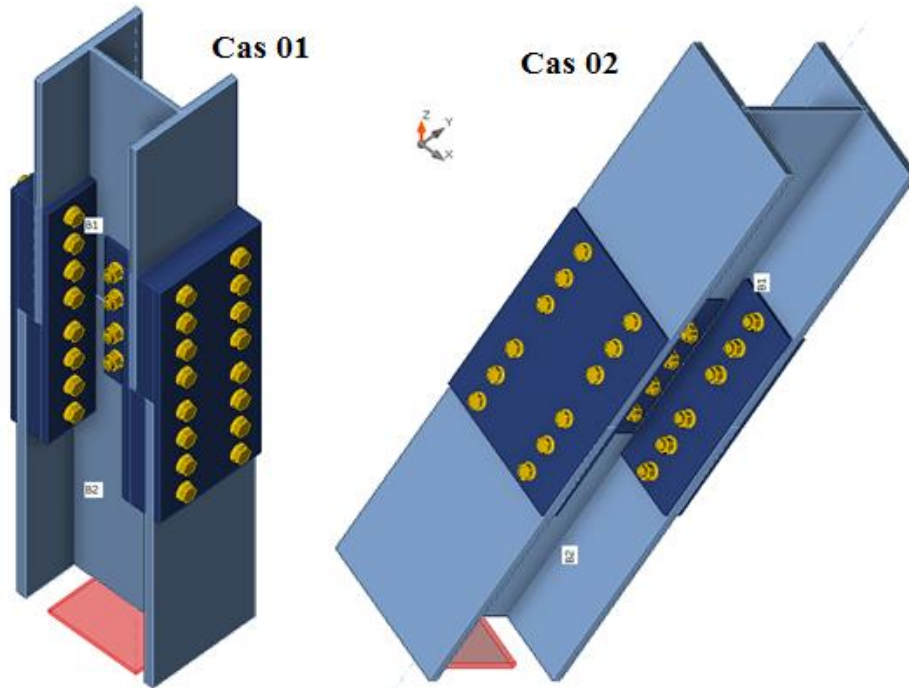


Figure VII. 27. Vue 3D de l'assemblage poteau poteau.

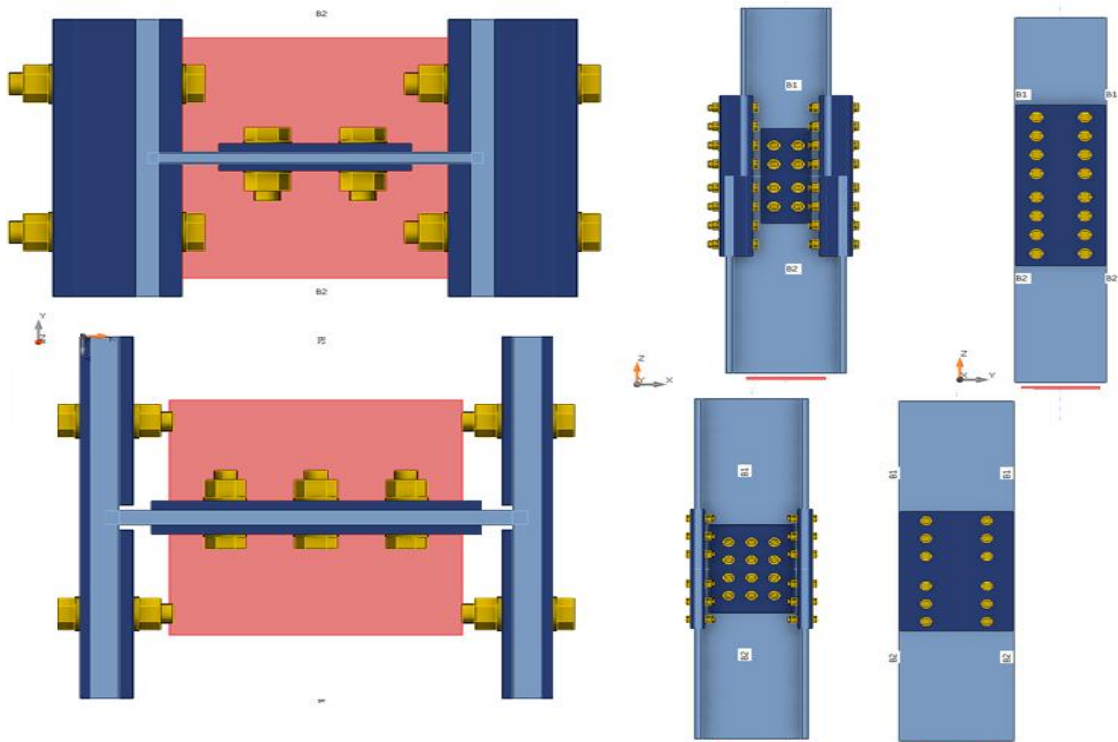


Figure VII. 28. Vue des trois plans orthogonaux.

Tableau VII. 27. Caractéristiques des sections utilisées dans l'assemblage.

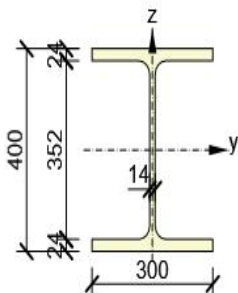
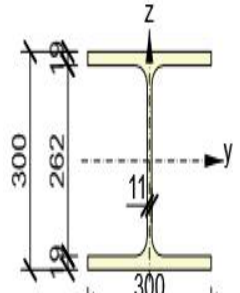
Nom	HEB 400	HEB 300
Matériau	S275	
Dessin		

Tableau VII. 28. Orientation et décalage des sections transversales.

Cas	Section transversale	β – Direction [°]	γ – Angle [°]	α – Rotation [°]	Décalage ex [mm]	Décalage ey [mm]	Décalage ez [mm]
01	HEB300	0,0	90,0	0,0	0	0	0
	HEB400	0,0	-90,0	-180,0	0	0	0
02	HEB300	0,0	90,0	0,0	0	0	0
	HEB300	0,0	-90,0	-180,0	0	0	0

L'orientation des sections transversales a été saisie manuellement conformément au modèle Sap2000.

Cet assemblage est dimensionné pour résister tout les sollicitations appliquées sur le poteau. résiste à l'effort normal N, l'effort tranchant V_2 et V_3 et le moment fléchissant M_2 et M_3 .

Étant donné que ce logiciel est capable d'étudier l'assemblage avec toutes les combinaisons existantes dans sap2000, nous avons pris les deux cas les plus défavorables ELU et ELA.

Tableau VII. 29. Les charges appliquées sur l'assemblage.

Cas	Combinaison	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
01	ELU	-1059,8	-2,8	-24,9	0,0	-70,8	17,2
	ELA	-1981,2	1,8	-21,6	0,0	-58,2	5,2
02	ELU	625.32	7,2	-51,0	0,0	-132,0	33,0
	ELA	443.85	3.2	-36.4	0.0	-46.12	12.05

Synthèses des vérifications :

Après l'exécution de l'analyse sur IdEA StatiCa, nous avons obtenu le tableau ci-dessous

En ce qui concerne l'Analyse - 100% pour tous les types, cela signifie que toutes les modélisations ont été réalisées avec succès à 100%, confirmant que la modélisation est complète et précise. Les platines ont montré des taux d'exploitation très faibles (inférieurs à

5 %), ce qui indique une grande sécurité, tandis que les boulons ont atteint des taux d'exploitation élevés mais restés inférieurs à 100 %, ce qui confirme leur conformité.

Ainsi, on peut conclure que la liaison étudiée est sûre et répond à toutes les exigences de vérification conformément au code.

Tableau VII. 30. Résumé des vérifications et des résultats pour l'assemblage étudié.

Nom	Valeur Cas 01	Valeur Cas 02	Résultat de la vérification
Analyse	100,0%	100,0%	OK
Platines	0,3 < 5,0%	0,5 < 5,0%	OK
Boulons	94,6 < 100%	96,4 < 100%	OK

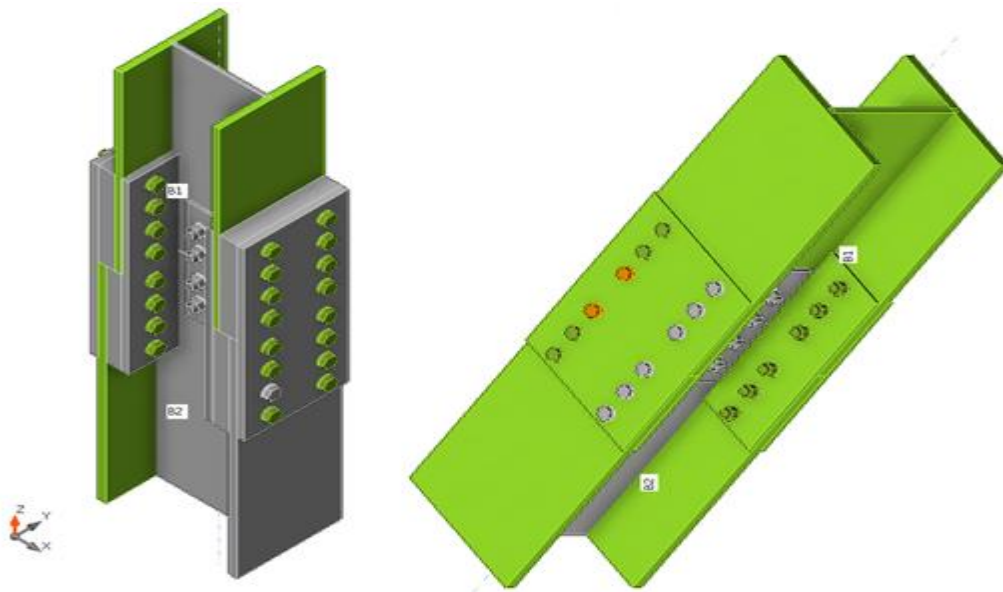


Figure VII. 29. Vérification globale.

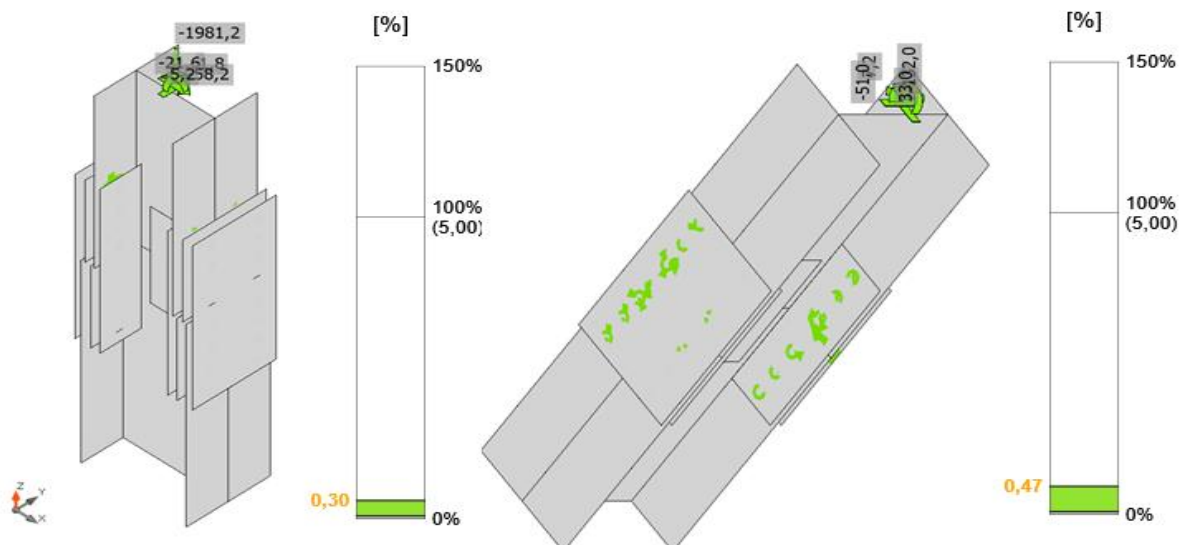


Figure VII. 30. Vérification de déformation.

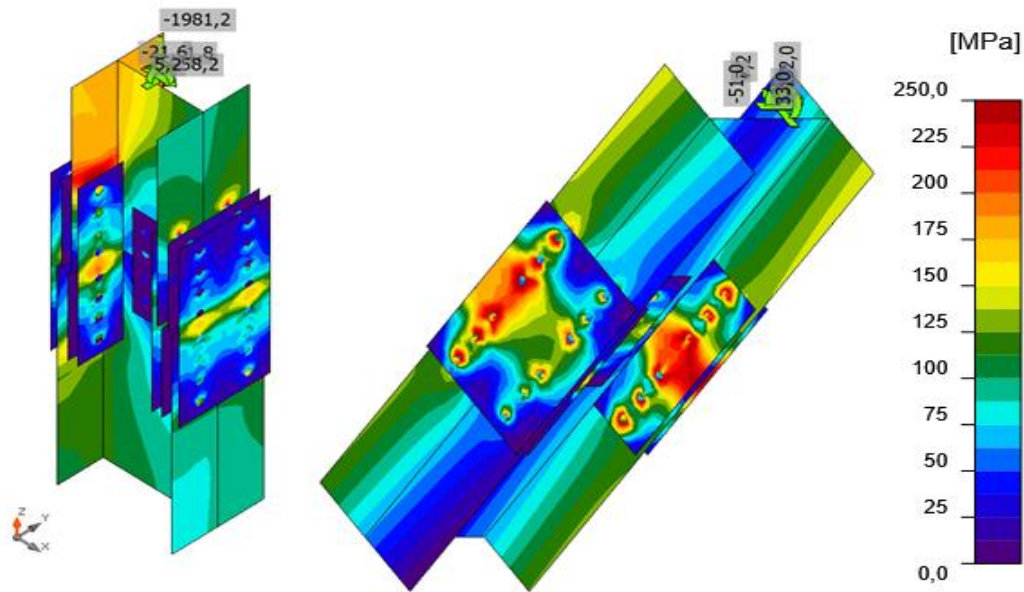


Figure VII. 31. Contrainte équivalente.

Les résultats d'IDEA StatiCa montrent que le nœud satisfait la vérification générale sans déplacement, avec de faibles déformations et des contraintes restant dans les limites admissibles ce qui confirme que l'assemblage est fiable.

Tableau VII. 31. Dimension et types des éléments constitutifs de l'assemblage.

	Élément	Tp [mm]
Cas 01	SP 1 et 2,	50
	SP 3 et 4	10
	Boulon	M24 10.9 HR
Cas 01	SP 1 et 2	10
	SP 3 et 4	8
	Boulon	M16 8.8

VII.4.2.4 Assemblage contreventement en X

L'assemblage est réalisé à l'aide de deux goussets de forme octogonale, placés dans l'espace existant entre deux UPN 180, avec un entraxe de 100 mm. Cet assemblage est assuré par deux files de trois boulons.

On prend des boulons Ø18 classe 8.8, et pour les platine $T_p = 18\text{mm}$.

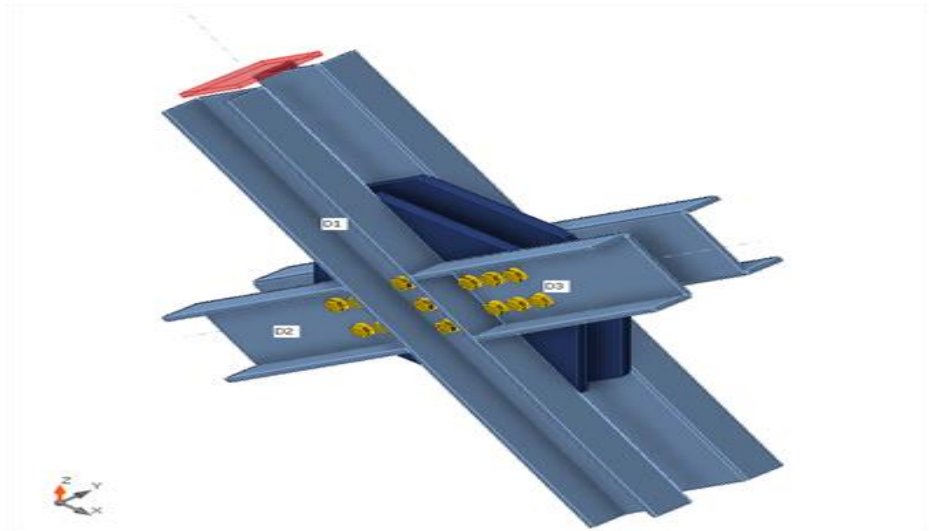


Figure VII. 32. Vue 3D de l'assemblage du contreventement.

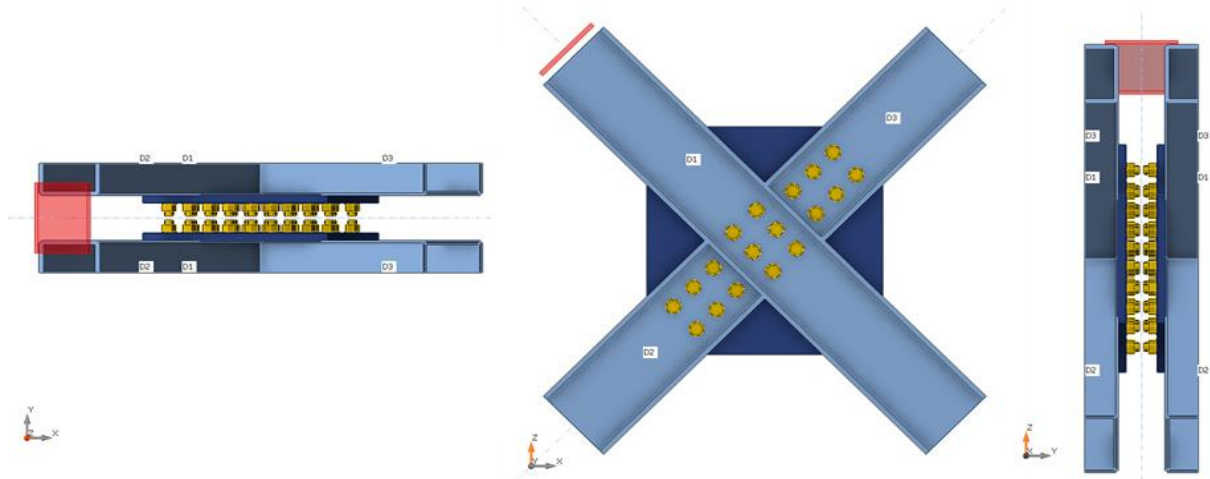


Figure VII. 33. Vue des trois plans orthogonaux.

Tableau VII. 32. Orientation et décalage des sections transversales.

Section transversale	β – Direction [°]	γ – Angle [°]	α – Rotation [°]	Décalage e_x [mm]	Décalage e_y [mm]	Décalage e_z [mm]
2UNP180/100	0,0	-45,0	180,0	0	0	0
2UNP180/100	180,0	-45,0	0,0	90	0	0
2UNP180/100)	0,0	45,0	180,0	90	0	0

Cet assemblage est dimensionné pour résister à l'effort normal N (traction-compression) du contreventement, sous la combinaison la plus défavorable.

Tableau VII. 33. Les charges appliquées sur l'assemblage.

Élément	D1	D2	D3
N[kN]	-641,2	625,1	625,1

Synthèses des vérifications :

Après l'exécution de l'analyse sur IdEA StatiCa, nous avons obtenu le tableau ci-dessous

En ce qui concerne l'Analyse - 100% pour tous les types, cela signifie que toutes les modélisations ont été réalisées avec succès à 100%, confirmant que la modélisation est

Tableau VII. 34. Résumé des vérifications et des résultats pour l'assemblage étudié.

Nom	Valeur	Resultants de la verification
Analyse	100,0%	OK
Platines	$0,6 < 5,0\%$	OK
Boulons	$84,4 < 100\%$	OK



Figure VII. 34. Vérification globale.

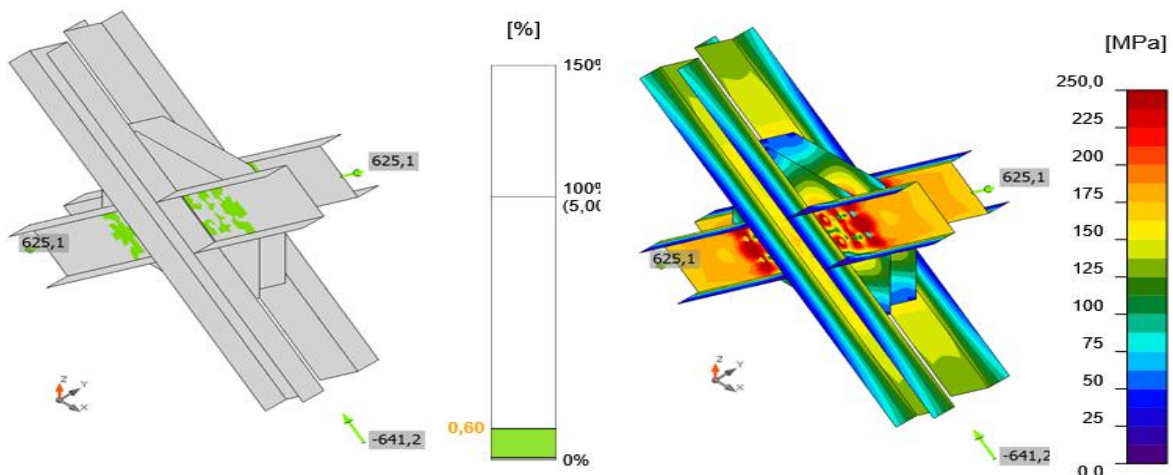


Figure VII. 35. Vérification de déformation et Contrainte équivalente.

Les résultats d'IDEA StatiCa montrent que le nœud satisfait la vérification générale sans déplacement, avec de faibles déformations et des contraintes restant dans les limites admissibles ce qui confirme que l'assemblage est fiable.

VII.4.3. Ancrage et assemblage de la structure portante :

VII.4.3.1 Assemblage Pied-Poteau et contreventement :

Les pieds de poteaux représentent la zone de transition entre l'ossature métallique et les fondations en béton armé. Ils peuvent être considérés soit comme articulés, soit comme encastrés.

Ils ont été étudiés à l'aide d'une platine d'assise soudée au poteau, ainsi que de tiges d'ancrage et d'une bache noyées dans le béton afin d'assurer la transmission des efforts.

Dans le cadre de notre cas, on a opté pour des pieds de poteaux de type encastré.

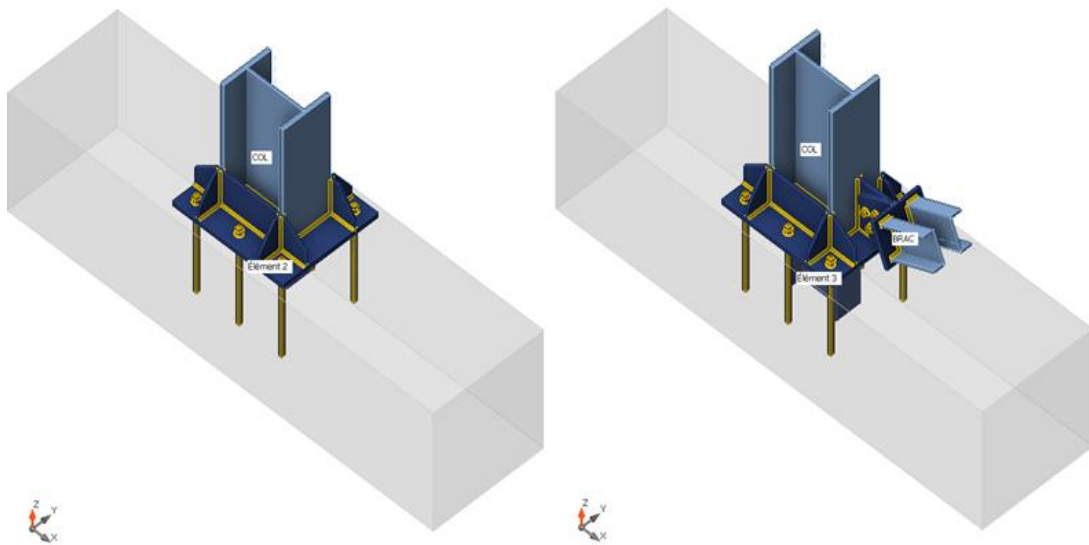


Figure VII. 36. Vue 3D de l'assemblage pied de poteaux.

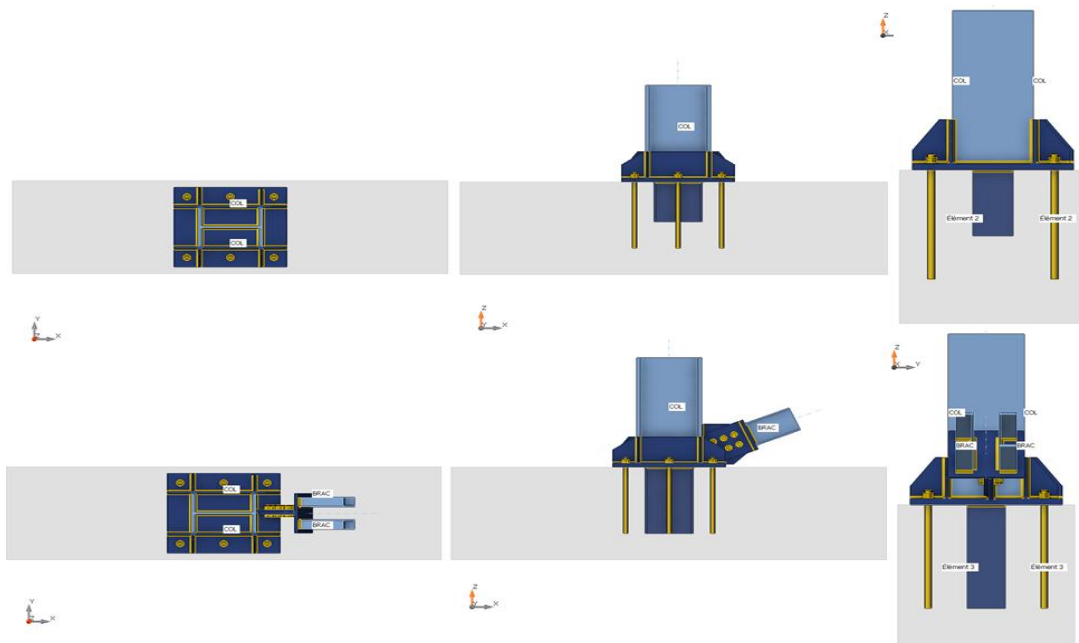


Figure VII. 37. Vue des trois plans orthogonaux.

Tableau VII. 35. Caractéristiques des sections utilisées dans l'assemblage.

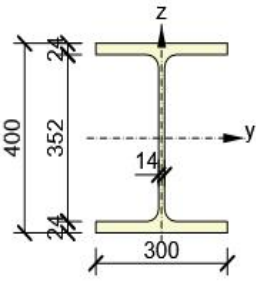
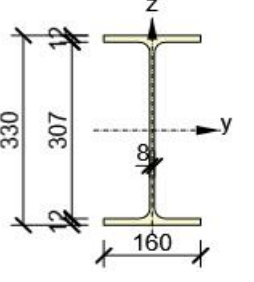
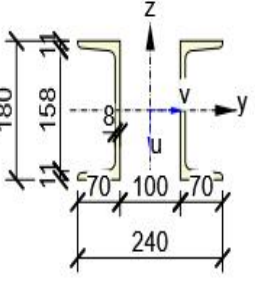
Nom	HEB 400	IPE330	2UNP180/100
Matériau	S275		
Dessin			

Tableau VII. 36. Orientation et décalage des sections transversales.

Section transversale	β – Direction [°]	γ – Angle [°]	α – Rotation [°]	Décalage ex [mm]	Décalageey [mm]	Décalageez [mm]
HEB400	0,0	90,0	0,0	0	0	0
IPE550	0,0	23,3	0,0	300	0	0

L'orientation des sections transversales a été saisie manuellement conformément au modèle Sap2000.

Cet assemblage est dimensionné de manière à résister à l'ensemble des sollicitations (effort normaux N, effort tranchants V2 et V3 et moment fléchissant M2 et M3 appliquées sur le poteau au niveau de son appui. Nous l'avons étudié selon les deux combinaisons les plus défavorables, à l'ELU et à l'ELA.

Tableau VII. 37. Les charges appliquées sur l'assemblage.

Élément	Combinaison	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
ELU	HEB 400	-4374,9	30,7	-37,4	0,0	-38,2	34,8
ELA	HEB 400	-2080,5	-19,6	75,6	0,0	-130,6	-31,8
ELU	HEB 400	-2981,6	-26,1	-48,4	0,0	-105,5	-39,5
	2UNP180/100	-406,6	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
ELA	HEB 400	-2772,8	-30,8	-0,4	0,0	-1,5	-35,2
	2UNP180/100	-135,8	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Synthèses des vérifications :

Après l'exécution de l'analyse sur IdEA StatiCa, nous avons obtenu le tableau ci-dessous

D'après les résultats de vérification, on constate que tous les composants de l'assemblage ont été analysés à 100 %. Les platines présentent des taux d'exploitation très faibles (< 5 %), ce qui reflète une marge de sécurité importante. Les tiges restent dans les limites admissibles avec un maximum d'environ 64,4 %, confirmant leur efficacité. Les soudures ainsi que le bloc

de béton affichent des valeurs relativement élevées mais toujours inférieures à 100 %, traduisant une bonne répartition des efforts. Enfin, le cisaillement demeure faible par rapport aux seuils autorisés. Dans l'ensemble, tous les éléments respectent les exigences du code, ce qui permet de conclure que l'assemblage étudié est sûr et conforme.

Tableau VII. 38. Résumé des vérifications et des résultats pour l'assemblage étudié.

Nom	Valeur Sans c.v	Valeur avec c.v	Résultat de la vérification
Analyse	100,0%	100,0%	OK
Platines	0,4 < 5,0%	0,8 < 5,0%	OK
Tiges	0,1 < 100%	64,4 < 100%	OK
Soudures	98,4 < 100%	0,3 < 100%	OK
Bloc de béton	93,4 < 100%	98,3 < 100%	OK
Cisaillement	20,3 < 100%	67,2 < 100%	OK

Tableau VII. 39. Dimension et types des éléments constitutifs de l'assemblage.

Élément	Valeur [mm]	Élément	Tp [mm]
Profondeur, Largeur	700	BP1	30,0
Ancrage	M27 10.9	SP	12,0
Longueur de l'ancrage	500	CPL1	18,0
Transfert d'effort de cisaillement	Bêche	La soudure	8.0
La Section de la bêche	IPE300	Tiges	M27 10.9 HR
Longueur de la bêche	300	Boulon 2UNP180/100	M24 10.9 HR

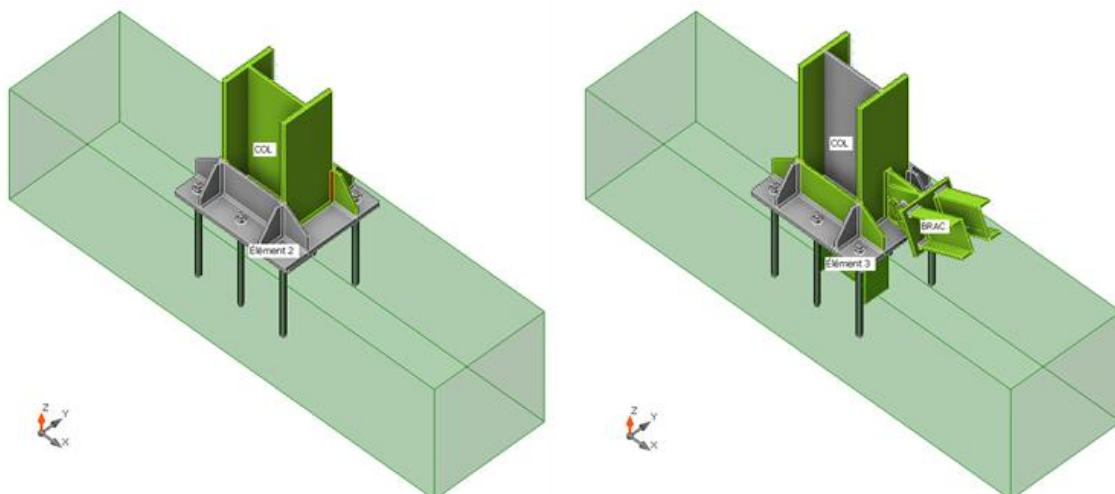


Figure VII. 38. Vérification globale.

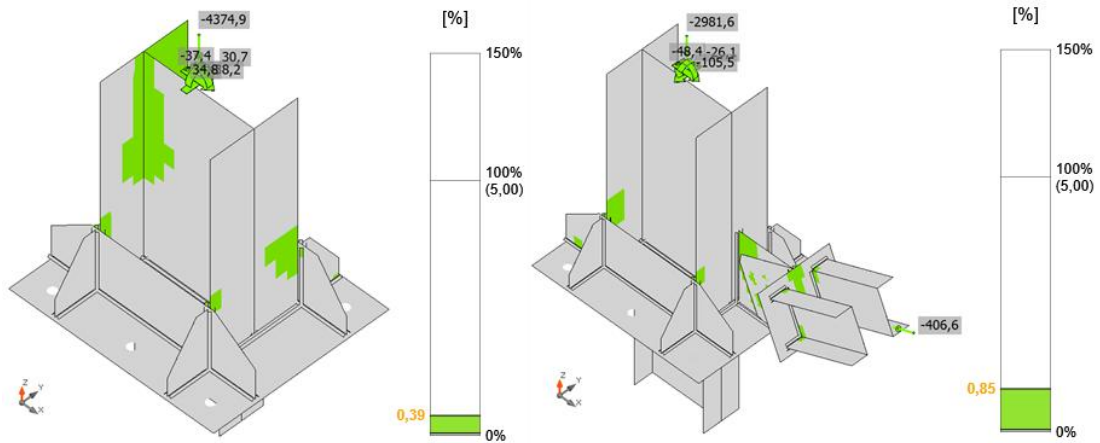


Figure VII. 39. Vérification de déformation.

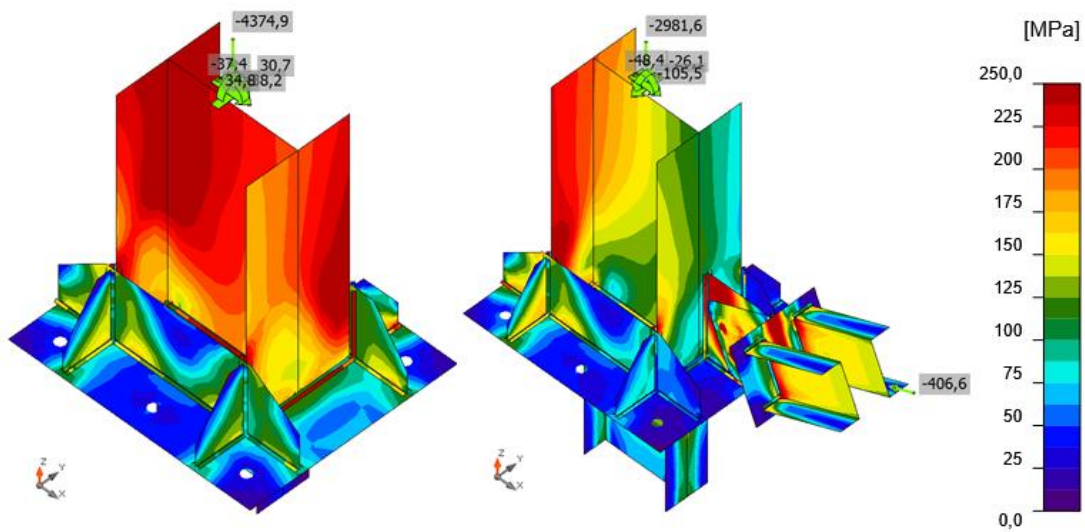


Figure VII. 40. Contrainte équivalente.

Les résultats d'IDEA StatiCa montrent que le nœud satisfait la vérification générale sans déplacement, avec de faibles déformations et des contraintes restant dans les limites admissibles ce qui confirme que l'assemblage est sûr et conforme.

VII.5.CONCLUSION :

L'étude des assemblages a montré que les liaisons vérifiées répondent aux exigences de l'Eurocode, garantissant ainsi la résistance et la stabilité de la structure. De plus, les tableaux et les illustrations ont présenté des résultats satisfaisants et nous ont permis de mieux comprendre le comportement structurel des assemblages, notamment le cheminement des efforts et les zones de concentration des contraintes.

*C*hapitre *VIII*

Infrastructure

VIII.1. INTRODUCTION :

Dans tout projet de construction, l'infrastructure est une étape très importante. Elle représente la partie de l'ouvrage qui est en contact direct avec le sol et qui sert à transmettre les charges vers ce dernier.

Dans notre projet, l'infrastructure est composée de semelles filantes, qui soutiennent les poteaux de structure, et d'un voile périphérique, qui entoure le sous-sol. Ce voile joue un rôle important pour la stabilité du bâtiment, mais aussi pour protéger contre l'humidité et retenir la terre.

Dans ce chapitre, nous allons expliquer comment ces éléments ont été choisis, dimensionnés et comment ils fonctionnent ensemble pour assurer une bonne base au bâtiment.

VIII.2. Voiles périphériques (sous-sol):

Le voile périphérique est destiné à bloquer les terres remblayées issues de l'exécution. A cet effet il sera calculé comme un mur de soutènement supportant le poids du remblai.

D'après le RPA 2024, les ossatures au-dessous du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique continu, entre le niveau de fondation et le niveau de base, ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- ✓ L'épaisseur minimale est de 25 cm.
- ✓ Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- ✓ Le pourcentage minimum d'armatures est de 0.10 % dans les deux sens (horizontal et vertical).

VIII.2.1. Les caractéristiques du sol sont les suivantes :

D'après le rapport du sol :

* Poids volumique : $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$

* Angle de frottement interne : $\phi = 30^\circ$

VIII.2.2 Dimensions du voile :

On va faire les calculs pour une bande de 1ml

$l = 1 \text{ m}$; $e = 0.25 \text{ m}$; $h = 3.45 \text{ m}$; la surcharge: $q = 10 \text{ kN/m}^2$

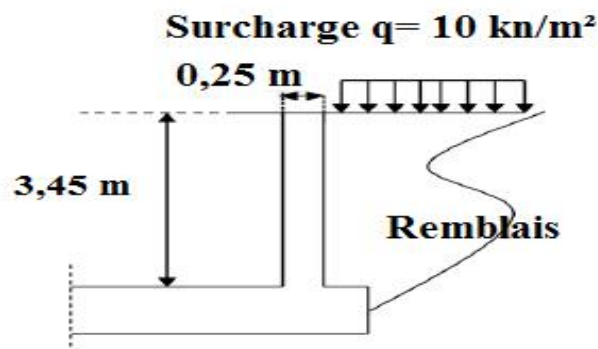


Figure VIII. 1 : Présentation du voile périphérique.

VIII.2.3 Evaluation des charges et surcharges :

✓ Poussée des terres (triangulaire) :

$$G = \gamma \times h \times \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$G = 18 \times 3,45 \times 0,333 = 20,68 \text{ kn / ml}$$

✓ Poussée due à la surcharge (rectangulaire) :

$$Q = q \times \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$Q = 10 \times 0,333 = 3,33 \text{ kn / ml}$$

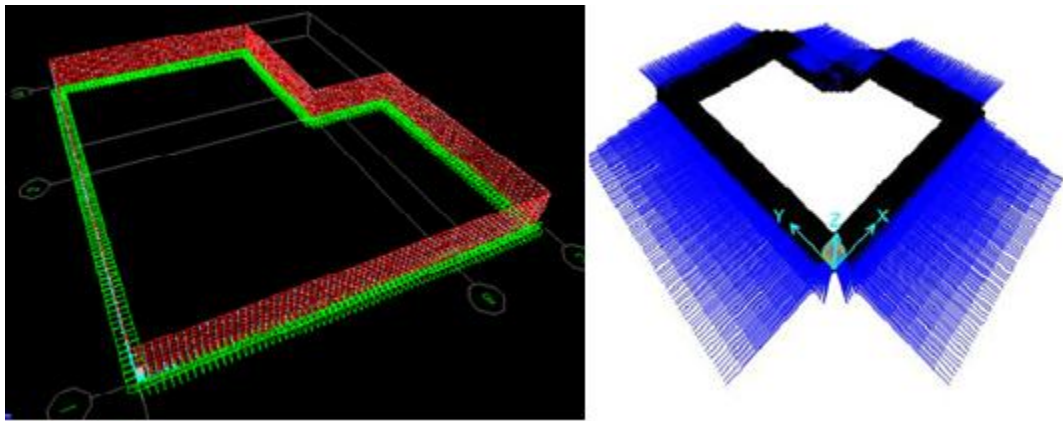


Figure VIII. 2 : Modélisation et présentation de réaction du sol.

Suite à la modélisation de la structure par le logiciel Sap2000, ainsi qu'à la définition de ses caractéristiques et la définition des charges et des surcharges appliquées, on peut extraire les sollicitations nécessaires pour calculer le ferrailage.

VIII.2.4 Calcul de ferrailage :

Le calcul de ferrailage consiste à déterminer les armatures nécessaires pour assurer la résistance et la stabilité du voile. Les sollicitations obtenues à partir du logiciel Sap2000 sont utilisées pour dimensionner le ferrailage longitudinal et transversal.

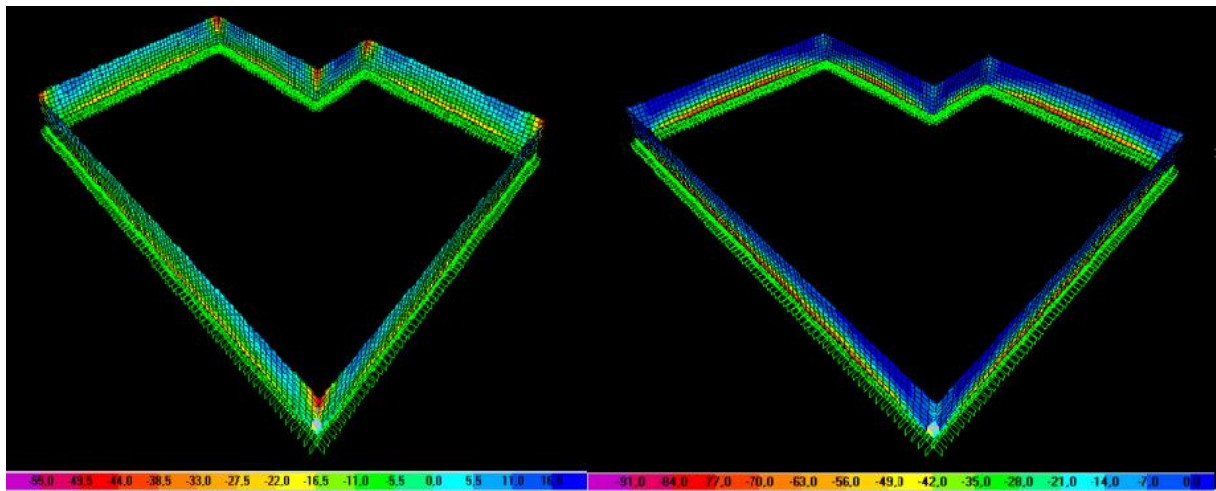


Figure VIII. 3 : Résultats M11 et M22 5(shell-SAP2000).

Figure VII : Résultats M11 et M22 5(shell-SAP2000)

VIII.2.4.1 Calcul de l'armature verticale :

$$M_{22(ELU)} = 85,19 \text{ kN.m/ml} ; M_{22(ELS)} = 60,9 \text{ kN.m/ml}$$

✓ Calcul à ELU

$$\mu_u = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,08519}{1 \times 0,225^2 \times 14,17} = 0,119$$

$$\mu_u = 0,119 \leq \mu_R = 0,391 \rightarrow SSA$$

$$a = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,159$$

$$z = d(1 - 0,4a) = 0,211 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{Mu}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0,08519}{0,211 \times 347,83} = 11,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 11,6 \text{ cm}^2 \geq A_{s\min} = 0,1\% B = 0,1\% (1 \times 0,25) = 2,5 \text{ cm}^2$$

On adopte : un ferrailage de 7T12 + 7T12 comme des chapeaux L=1m

A_{ST} = 15,84 cm² avec St=15 cm

✓ Vérification à ELS

Position de l'axe neutre :

$$X = \eta \frac{(A_{st} + A_{sc})}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2b \times (dA_{st} + d'A_{sc})}{\eta(A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right)$$

$$X = 15 \frac{15,84}{100} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 100 \times 22,5}{15 \times 15,84}} - 1 \right) = 8,23 \text{ cm}$$

Calcul d'inertie :

$$I_G = bX^3/3 + \eta A_{sc}(X - c') + \eta A_{st}(d - X)^2$$

$$= 1 \times \frac{(0,0823)^3}{3} + 15 \times 15,84 \times 10^{-4} (0,225 - 0,0823)^2 \Rightarrow I_G = 6,7 \times 10^{-4} \text{ m}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times X}{S} = \frac{60,9 \times 10^{-3} \times 0,0823}{6,7 \times 10^{-4}} = 7,47 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sc} = \frac{n \times M_s \times (X - d')}{S} = \frac{15 \times 60,9 \times 10^{-3} \times (0,0823 - 0,025)}{6,7 \times 10^{-4}}$$

$$\sigma_{sc} = 78,12 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_s \times (d - X)}{S} = \frac{15 \times 60,9 \times 10^{-3} \times (0,225 - 0,0823)}{6,7 \times 10^{-4}}$$

$$\sigma_{st} = 191,15 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Donc $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ condition vérifiée.

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n f_{t28}} \right) \text{ Fissuration préjudiciable.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \eta = 1,6(RL) \\ f_{t28} = 2,10 \text{ MPa} \\ f_e = 400 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} * 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,10} \right)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

Donc $\sigma_{st}; \sigma_{sc} < \bar{\sigma}_{st}$ condition vérifiée.

On garde la section et le ferrailage déjà choisi.

14T12/ml = 15,84 cm² en appui et 7T12 en travée

VIII.2.4.2 Calcul de l'armature horizontale :

$$M_{11(ELU)} = 55,22 \text{ kN.m/ml} ; M_{11(ELS)} = 39,16 \text{ kN.m/ml}$$

✓ Calcul à ELU

$$\mu_u = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,05522}{1 \times 0,225^2 \times 14,17} = 0,077$$

$$\mu_u = 0,077 \leq \mu_R = 0,391 \rightarrow SSA$$

$$a = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,1$$

$$z = d(1 - 0,4a) = 0,216 \text{ m}$$

$$A_{St} = \frac{Mu}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0,05522}{0,216 \times 347,83} = 7,35 \text{ cm}^2$$

$$A_{St} = 7,35 \text{ cm}^2 \geq A_{S\min} = 0,1\% B = 0,1\% (1 \times 0,25) = 2,5 \text{ cm}^2$$

On adopte : un ferrailage de 7T10 + 7T10 comme des chapeaux L=1m

A_{ST} = 11cm² avec St=15 cm

✓ Vérification à ELS

Position de l'axe neutre :

$$X = \eta \frac{(A_{st} + A_{sc})}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2b \times (dA_{st} + d'A_{sc})}{\eta(A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right)$$

$$X = 15 \frac{11}{100} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 100 \times 22,5}{15 \times 11}} - 1 \right) = 7,12 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie :

$$I_G = bX^3/3 + \eta A_{sc}(X - c') + \eta A_{st}(d - X)^2$$

$$= 1 \times \frac{(0.0712)^3}{3} + 15 \times 11 \times 10^{-4} (0.225 - 0.0712)^2 \Rightarrow I_G = 5,11 \times 10^{-4} \text{ m}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times X}{S} = \frac{39,16 \times 10^{-3} \times 0.0712}{5,11 \times 10^{-4}} = 5,46 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sc} = \frac{n \times M_s \times (X - d')}{S} = \frac{15 \times 39,16 \times 10^{-3} \times (0.0712 - 0,025)}{5,11 \times 10^{-4}}$$

$$\sigma_{sc} = 54,11 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_s \times (d - X)}{S} = \frac{15 \times 39,16 \times 10^{-3} \times (0.225 - 0.0712)}{5,11 \times 10^{-4}}$$

$$\sigma_{st} = 176,79 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Donc $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ condition vérifiée.

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n f_{t28}} \right) \dots\dots\dots \text{fissuration préjudiciable.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \eta = 1.6(RL) \\ f_{t28} = 2.10 \text{ MPa} \\ f_e = 400 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} * 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.10} \right)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

Donc $\sigma_{st}, \sigma_{sc} < \bar{\sigma}_{st}$ condition vérifiée.

On garde la section et le ferrailage déjà choisi.

14T10/ml = 15,84 cm² en appui et 7T10 en travée

VIII.3. Calcul des fondations :

Les fondations sont des éléments essentiels dans le bâtiment, car elles sont en contact direct avec le sol d'assise. Elles assurent ainsi la transmission et la répartition des charges de la

superstructure vers le sol et limitent les tassements différentiels dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

D'après le rapport de sol :

- Il faut ancrer les fondations dans la couche géologique naturelle à une profondeur de 2m.
- Prévoir des fondations de type superficiel (**semelles filantes**).
- Adopter une contrainte admissible de **1,8bar ou 180 kN/m²**.
- Prévoir un trottoir périphérique pour l'étanchéité du pourtour du bloc.
- Eloigné la plantation des arbres.

VIII.3.1 Combinaisons des charges :

Les fondations superficielles sont calculées à l'état limite de service, pour leurs dimensions extérieures, et à l'état limite ultime de résistance, où à l'état limite de service pour leurs armatures selon les conditions de fissuration

Selon (C.B.A.93) : Les combinaisons fondamentales.

- **ELU :** $1.35 G + 1.5 Q$
- **ELS :** $G + Q$

VIII.3.2 Pré dimensionnement des semelles filantes :

VIII.3.2.1 Pré dimensionnement de la nervure :

$$L_{\max}=9,3m$$

$$h_0 \geq \frac{l_{\max}}{20} = \frac{9,3}{20} = 0,465m \rightarrow h_0 = 60cm$$

$$ht \geq \frac{l_{\max}}{10} = \frac{9,3}{10} = 0,93m \rightarrow ht = 1,2m$$

$$b_0 = 70$$

VIII.3.2.2 Pré dimensionnement de la table :

Le pré dimensionnement de la largeur de la table se fait par satisfaction de la condition suivante :

$$\frac{\sum N_s}{B \times L} \leq \bar{\sigma}$$

Mais à condition qu'on suppose la hauteur de remblai égal à (ht) donc il faut ajouter son poids sur la table pour reste toujours en sécurité, par ailleurs le poids de voile périphérique doit également être pris en compte dans les charge transmises aux semelles.

$$N_{voile} = \gamma_b \times h \times l = 25 \times 3,45 \times 0,25 \times 34,4 = 741,75 \text{ kn} \rightarrow \text{pour semelle 1}$$

$$N_{voile} = \gamma_b \times h \times l = 25 \times 3,45 \times 0,25 \times 25,1 = 541,22 \text{ kn} \rightarrow \text{pour semelle 7}$$

$$p_{Remblais} = \gamma_{sol} \times ht = 18 \times 1,2 = 21,6 \text{ kn / m}^2 \rightarrow \text{pour semelle (1} \rightarrow 7)$$

Tableau VIII. 1 : Pré dimensionnement de la semelle filante (la table).

Semelles	Ns (MN)	L (m)	B (m)	S (m ²)	σ_{adm} (MPa)	$\bar{\sigma}_{Adm}$ (MPa)
1	6,975+Nv	36,3	1,5	54,45	0,163	0,18
2	12,413	36,3	2,5	90,75	0,158	0,18
3	9,99	36,3	2	72,6	0,159	0,18
4	10,583	36,3	2	79,86	0,167	0,18
5	8,053	30,3	2	60,6	0,154	0,18
6	8,736	30,3	2	60,6	0,166	0,18
7	5,671+Nv	30,3	1,5	45,45	0,158	0,18
	P (rem) (Mpa)			$\sum 464.31 \text{ m}^2$		
	0,0216					

VIII.3.2.3 Vérification de chevauchement entre semelle filantes :

Nous allons procéder à une petite vérification tell que :

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment.

$$\frac{S_{Semelles}}{S_{Totale}} \leq 50\% \rightarrow \frac{464.31}{1163,16} = 0,4 = 40\% \leq 50\% \rightarrow c.v$$

VIII.3.3Modélisation :

Le calcul des semelles filantes sera effectué en supposant les semelles reposant sur des ressorts simulant la rigidité du sol avec un coefficient de raideur égale à $k=36000 \text{ kN/m}^2/\text{ml}$.

Le logiciel SAP2000 sera utilisé afin de déterminer les efforts dans les semelles.

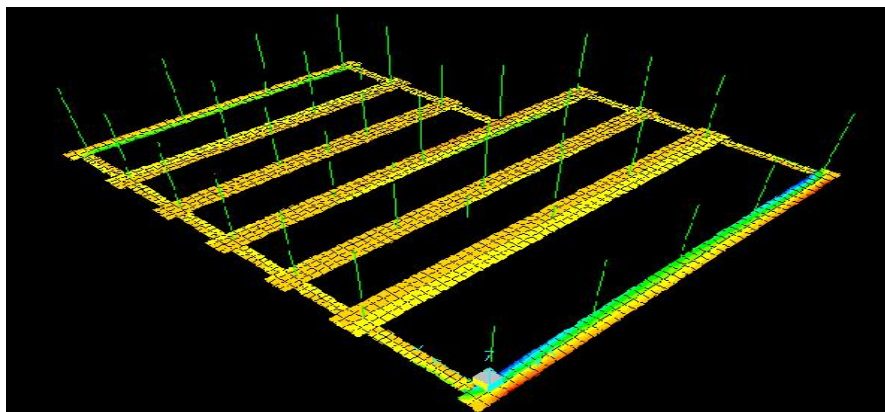


Figure VIII. 4 : Modélisation et vérification des semelles filantes (la table).

Tableau VIII. 2 : Vérification des contraintes du sol - Sens Longitudinal.

	Vérification des contraintes du sol "Sens Longitudinal"				
	N (kN)	M (kN.m)	e (cm)	σ moyenne (Bar)	Vérification
ELU (S1)	12805,66	22030,25	172,04	2,24	OK
ELS (S1)	10146,86	16212,83	159,78	1,76	OK
ELU (S2)	21866,71	3256,67	14,89	2,26	OK
ELS (S2)	16926,86	3062,77	18,09	1,75	OK
ELU (S3)	17851,19	-9514,05	53,30	2,33	OK
ELS (S3)	13705,51	-6098,77	44,50	1,78	OK
ELU (S4)	19593,92	29737,87	151,77	2,34	OK
ELS (S4)	15079,59	20623,41	136,76	1,78	OK
ELU (S5)	14766,39	6764,82	45,81	2,30	OK
ELS (S5)	11259,97	4986,49	44,29	1,75	OK
ELU (S6)	15724,65	6253,68	39,77	2,34	OK
ELS (S6)	11973,63	4606,73	38,47	1,78	OK
ELU (S7)	10167,73	4228,43	41,59	2,19	OK
ELS (S7)	7920,53	3122,01	39,42	1,70	OK

Tableau VIII. 3 : Vérification des contraintes du sol "Sens Transversal.

	Vérification des contraintes du sol "Sens Transversal"				
	N (kN)	M (kN.m)	e (cm)	σ moyenne (Bar)	Vérification
ELU (S1)	12805,66	217,78	1,70	2,02	OK
ELS (S1)	10146,86	157,42	1,55	1,59	OK
ELU (S2)	21866,71	124,01	0,57	2,25	OK
ELS (S2)	16926,86	90,18	0,53	1,74	OK
ELU (S3)	17851,19	51,05	0,29	2,24	OK
ELS (S3)	13705,51	35,03	0,26	1,72	OK
ELU (S4)	19593,92	57,56	0,29	2,08	OK
ELS (S4)	15079,59	40,56	0,27	1,60	OK
ELU (S5)	14766,39	2,93	0,02	2,19	OK
ELS (S5)	11259,97	2,05	0,02	1,67	OK
ELU (S6)	15724,65	7,35	0,05	2,24	OK
ELS (S6)	11973,63	5,16	0,04	1,71	OK
ELU (S7)	10167,73	88,59	0,87	2,12	OK
ELS (S7)	7920,53	62,10	0,78	1,65	OK

Tableau VIII. 4 : Vérification au non renversement.

Vérification au non renversement "Sens Longitudinal"							
	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7
Excentricité (m)	1,7204	0,1809	0,5330	1,5177	0,4581	0,3977	0,4159
L/4	9,08	9,08	9,08	9,08	6,75	6,75	6,75
ex < A/4 => Condition vérifiée							
Vérification au non renversement "Sens Transversal"							
	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7
Excentricité (m)	0,0170	0,0057	0,0029	0,0029	0,0002	0,0005	0,0087
B/4	0,45	0,68	0,55	0,65	0,63	0,65	0,45
ey < B/4 => Condition vérifiée							

Tableau VIII. 5 : Vérification au non poinçonnement.

	A*b (m)	h (m)	Uc	Pu	$Pu \leq 0,045 \times Uc \times h \times \frac{f_c 28}{\gamma b}$
S1	0,7×0,7	1,4	8,4	2533,86	≤ 8820
s2	0,7×0,7	1,4	8,4	4361,81	≤ 8820
s3	0,7×0,7	1,4	8,4	3991,63	≤ 8820
s4	0,7×0,7	1,4	8,4	4026,30	≤ 8820
s5	0,7×0,7	1,4	8,4	3691,42	≤ 8820
s6	0,7×0,7	1,4	8,4	4115,54	≤ 8820
s7	0,7×0,7	1,4	8,4	2514,79	≤ 8820

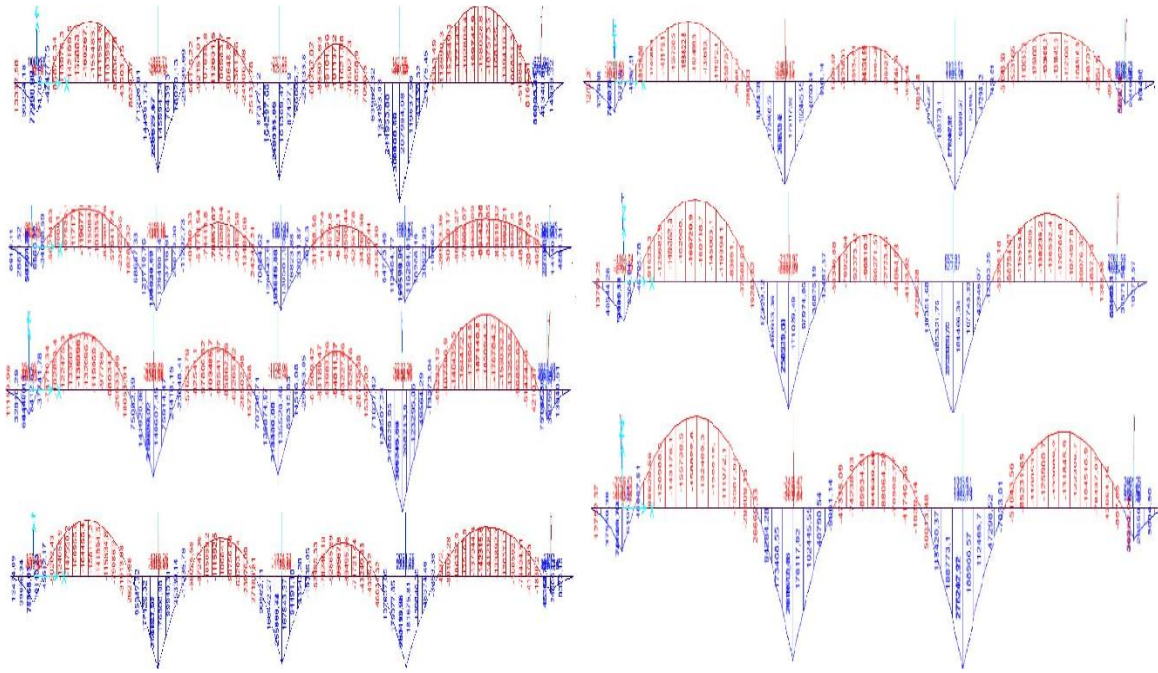


Figure VIII. 5 : diagramme des moments fléchissant du libage.

Tableau VIII. 6 : Ferrailage des semelles filantes.

	La table B*0,6			Le libage 0,7*1,4			
	B (m)	As/B (cm ²)	As/L (cm ²)	Appui	Ferr choisit	Travée	Ferr choisit
(S1)	1,8	2,07	1,52	42,68	6T25+8T16	29,08	6T25
(S2)	2,7	6,41	1,6	68,98	12T25+6T16	43,36	6T25+8T16
(S3)	2,2	3,93	1,98	69,12	12T25+6T16	40,73	6T25+6T16
(S4)	2,6	5,46	1,37	60,47	12T25+2T16	35,58	6T25+4T16
(S5)	2,5	5,24	1,31	60,89	12T25+2T16	36,09	6T25+4T16
(S6)	2,6	5,89	1,47	61,59	12T25+2T16	34,93	6T25+4T16
(S7)	1,8	2,21	1,55	43,3	6T25+8T16	29,08	6T25
	On prend 7T12esp15cm			Barres filantes Ast = Asc=6T25=29,45 cm ²			

Ferrailage Transversal :

On prend Ø10 esp10 cm zone nodale jusqu'à de 3m et esp15 zone courante

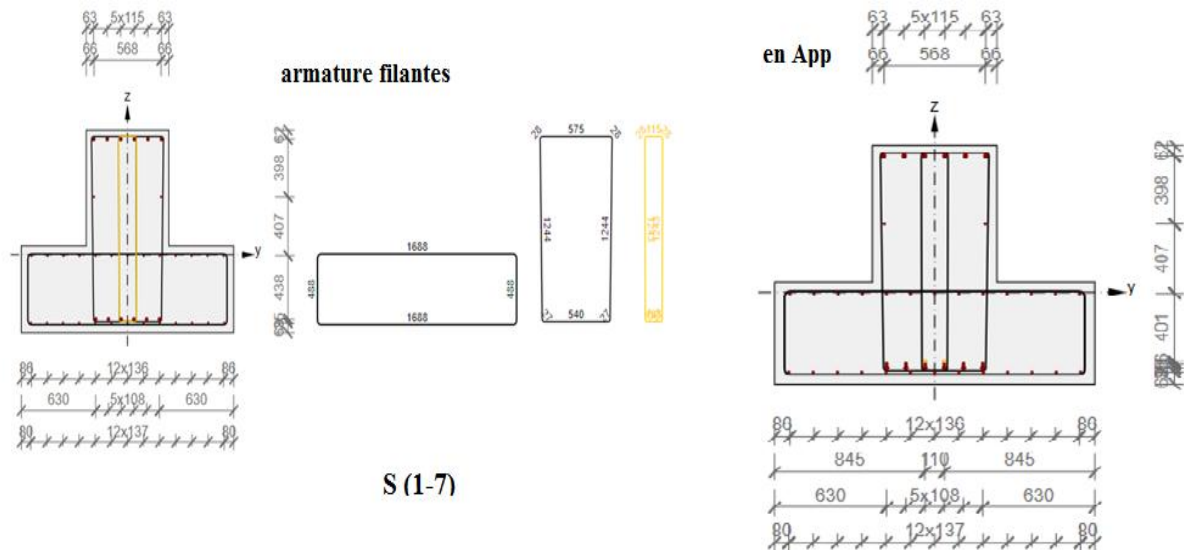


Figure VIII. 6 : La coupe transversal des semelles (1 et 7).

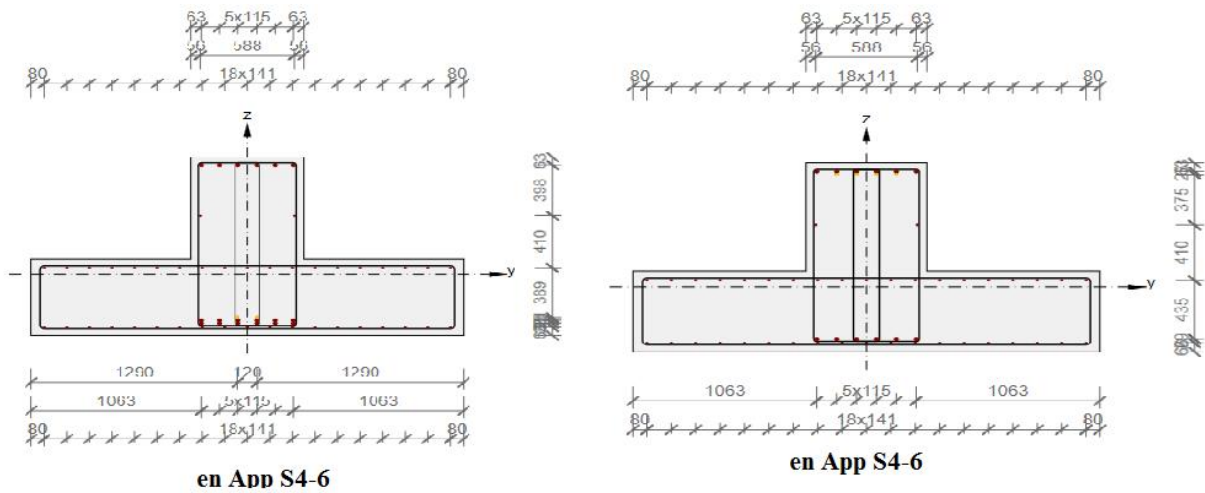


Figure VIII. 7 : La coupe transversal des semelles (4 et 6).

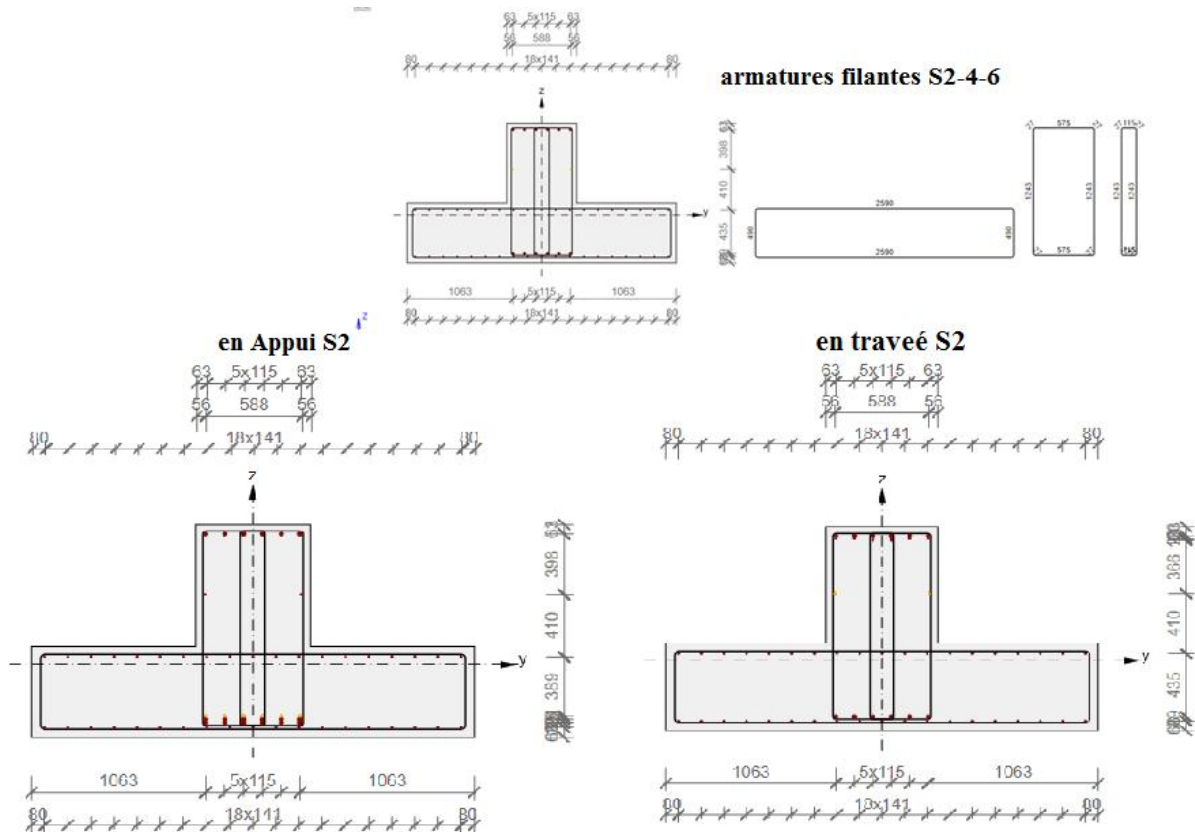


Figure VIII. 8 : La coupe transversale de semelle (2).

VII.3. CONCLUSION :

Les fondations jouent un rôle essentiel puisqu'elles assurent la transmission des charges vers le sol. Leur choix dépend de plusieurs paramètres tels que la capacité portante du sol, la distance entre axes des poteaux, l'importance des charges ainsi que la profondeur du bon sol.

A travers l'étude réalisée pour notre bâtiment, il a été constaté que plus les charges et les distances entre axes des poteaux augmentent, plus les sections obtenues sont importantes, aussi bien pour les sections du béton que pour celles des armatures.

CONCLUSION GENERALE

Ce projet fin d'étude nous a donné l'occasion de lier et synthétiser les différentes connaissances théoriques acquises durant la formation universitaire, ainsi de se familiariser avec les différents règlements de conception et de calcul dans le domaine du génie civil, en procédant à leurs exigences sur un cas réel, toutefois, nous enregistrons des difficultés sur quelques points, mais, c'est à travers nos recherches et documentations que nous avons pu prendre en charge certains problèmes techniques que nous l'espérons ont abouti.

L'étude a commencé par mettre les hypothèses de calcul et le pré dimensionnement de la structure. Nous avons calculé ensuite les éléments secondaires et vérifié les résultats vis à vis de l'action du séisme. Lors de l'étude dynamique et sismique par la suite, l'utilisation, l'exploitation ainsi que la compréhension des Règles Parasismiques Algériennes ont été acquises et nous ont permis de lever beaucoup d'ambiguïtés et de comprendre beaucoup de phénomènes.

Après avoir réalisé une étude comparative entre les différentes méthodes de calcul sismique sur notre structure (SS+R+3), nous sommes parvenus à de bons résultats. En effet, il s'est avéré que le coefficient de comportement R, adopté dans notre étude, a donné des résultats efficaces et peut être retenu aussi bien pour la méthode spectrale modale (modale spectrale) que pour la méthode statique équivalente (statique équivalente), étant donné leur facilité et rapidité d'utilisation par rapport aux autres méthodes.

Quant à la méthode Push-over, bien que nous ne l'ayons pas retenue de manière principale dans les résultats, elle a montré la possibilité de se passer des contreventements et de se limiter à l'ossature poteaux-poutres, ce qui pourrait rendre la structure plus économique. Pour cette raison, cette méthode est récemment adoptée dans plusieurs pays développés.

L'utilisation des logiciels SAP2000, IDEA StatiCa, AutoCAD, Revit a permis de réduire les erreurs de calcul manuel durant l'étude. Cependant, la fiabilité des résultats reste tributaire de la bonne modélisation de l'ingénieur et de sa bonne exploitation des résultats.

Finalement, il est important de mentionner que beaucoup reste à faire pour enrichir nos connaissances, pour cela, seul le travail continu par une volonté de développer l'esprit de recherche pourra nous aider à atteindre tous les objectifs tracés.

Nous souhaitons que ce travail soit bénéfique pour les promotions à venir.

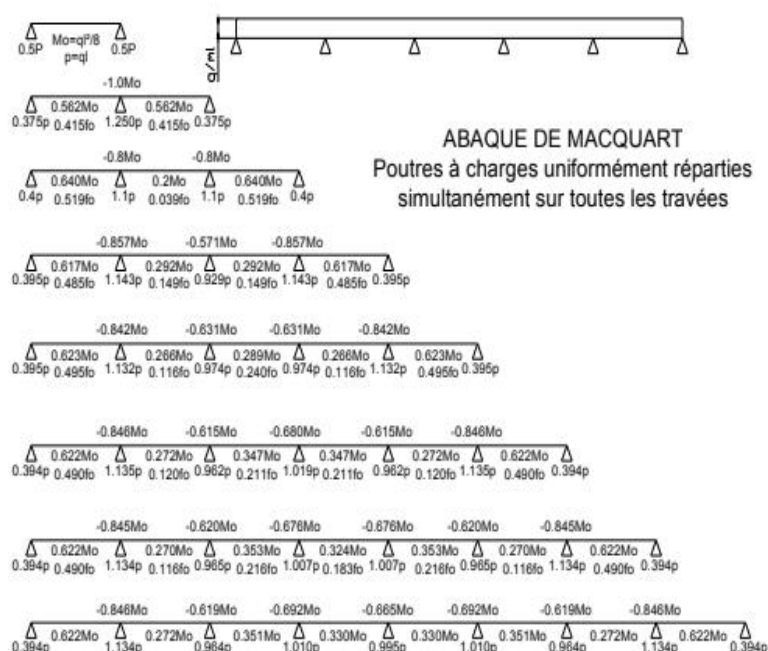
Références bibliographiques

1. Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2.2 ; CHARGE PERMANENTE ET CHARGE D'EXPLOITATION, Centre national de recherche appliquée en génie parasismique, (Algérie).
2. Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-C-2-47 ; REGLEMENT NEIGE ET VENT RNV 99/version 2013, Centre national de recherche appliquée en génie parasismique, (Algérie).
3. Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-44 ; REGLES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES STRUCTURES EN ACIER « CCM 97 », Centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 1997, (Algérie).
4. Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-48 ; REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES « RPA 2024». Par le centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 2024, (Algérie).
5. Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des états limites « BAEL 91 révisées 99 » MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, Ed : CSTB 2000, (Algérie).
6. Eurocode 3, 4.
7. Lahlou Dahmani « CALCUL DES ELEMENTS DE CONSTRUCTION METALLIQUE SELON L'EUROCODE 3 ».
8. BOUAYAD AGHA Mohammed El-Mahdi, TABET-DERRAZ Moulay Idriss, 2017, étude comparative d'un bâtiment en acier équipé de système de contreventement et d'appareil d'appuis en pendule a friction.
9. Jean Morel« CALCUL DES STRUCTURES METALLIQUE SELON L'EUROCODE 3».
10. Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A.93. Lahlou

ANNEXES

ANNEXE A : PLANCHER MIXTE

ABaque de Macquart



dans cette abaque on calcule le moment maximum M_0 , les réactions et la flèche maximum de la travée simple considérée comme isostatique, puis on applique les coefficients donnés ci-dessus pour trouver les différents moments, flèches et réactions des poutres hyperstatiques

Tableau 6.2 : Limites supérieures $k_{t,max}$ pour le facteur de réduction k_t

Nombre de goudons par nervure	Epaisseur t de la plaque (mm)	Goudons d'un diamètre n'excédant pas 20 mm et soudés à travers la plaque nervurée en acier	Plaques nervurées avec trous et goudons d'un diamètre de 19 mm ou 22 mm
$n_r = 1$	$\leq 1,0$	0,85	0,75
	$> 1,0$	1,0	0,75
$n_r = 2$	$\leq 1,0$	0,70	0,60
	$> 1,0$	0,8	0,60

ANNEXE B : Détermination du facteur de moment uniforme équivalent

Les facteurs de moment uniforme équivalent $\beta_{My}, \beta_{Mz}, \beta_{MLt}$ doivent être d'après la figure 55.4 du CCM 97 en fonction de l'allure du diagramme des moments fléchissant entre points de maintien

Suivant l'allure du diagramme du moment fléchissant on tire la formule suivant :

$$\beta_{My-z} = 1.8 - 0.7\psi_{y-z} \text{ Avec } \psi_y = \frac{M_{y1}}{M_{y2}}; \quad \psi_z = \frac{M_{z1}}{M_{z2}}$$

A.2.1 Poteau HEB 300

$$M_{y,2} = 41,125 \text{ kN.m} \quad M_{y,1} = 10.153 \text{ KN}$$

$$M_{z,2} = -94.935 \text{ kN.m} \quad M_{z,1} = -41,474 \text{ KN}$$

$$M_{y1} = 10072.42 \text{ daN.m} \quad M_{y2} = -9895.55 \text{ daN.m}$$

$$\psi_y = \frac{10.153}{41,125} = 0.25 \quad \beta_{My} = 1.8 - 0.7 \times (0.25) = 1.63$$

$$M_{z,2} = 94,935, \text{ kN.m} \quad M_{z,1} = 41,474 \text{ KN.}$$

$$\psi_y = \frac{-41.474}{-94.935} = -0.45 \quad \beta_{My} = 1.8 - 0.7 \times (-0.45) = 2.12$$



ANNEXE C : LES DESSINS DES ASSEMBLAGES

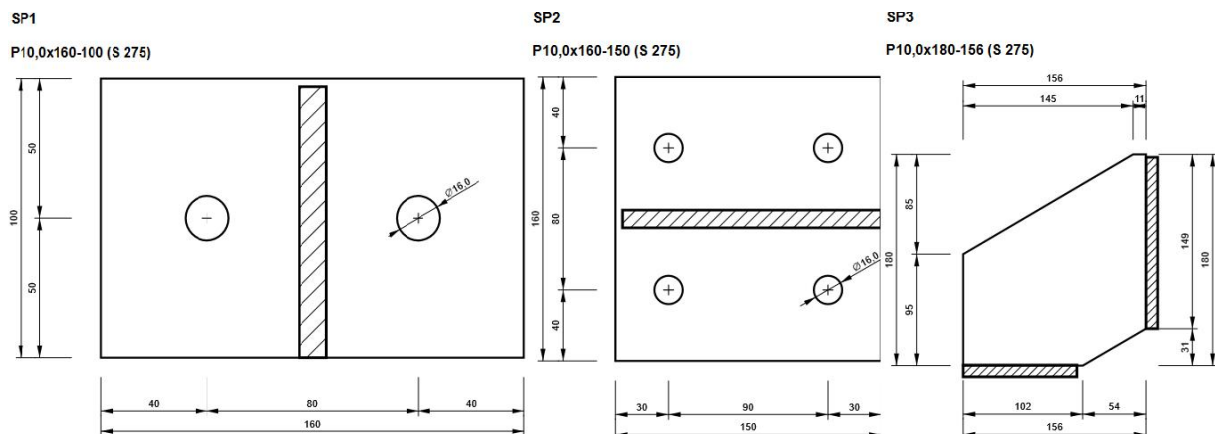
Diamètre nominal d	Pas P	Clef	Diamètre du noyau de la vis d3	Diamètre intérieur de l'écrou d1	Diamètre de la rondelle	Section résistante As	Diamètre moyen dm	Tôle usuelle	Cornière usuelle
8	1.25	13	6.466	6.647	16	36.6	14	2	30
10	1.5	17	8.160	8.376	20	58.0	18.3	3	35
12	1.75	19	9.853	10.106	24	84.3	20.5	4	40
14	2	22	11.546	11.835	27	115	23.7	5	50
16	2	24	13.546	13.835	30	157	24.58	6	60
18	2.5	27	14.933	15.294	34	192	29.1	7	70
20	2.5	30	16.933	17.294	36	245	32.4	8	80
22	2.5	32	18.933	19.294	40	303	34.5	10.14	120
24	3	36	20.319	20.752	44	353	38.8	>14	>120
27	3	41	23.319	23.752	50	459	44.2	-	-
30	3.5	46	25.706	26.211	52	561	49.6	-	-
33	3.5	50	28.706	29.211		694		-	-
36	4		31.093	31.670		817		-	-

Tableau 1 : Principales caractéristiques géométriques

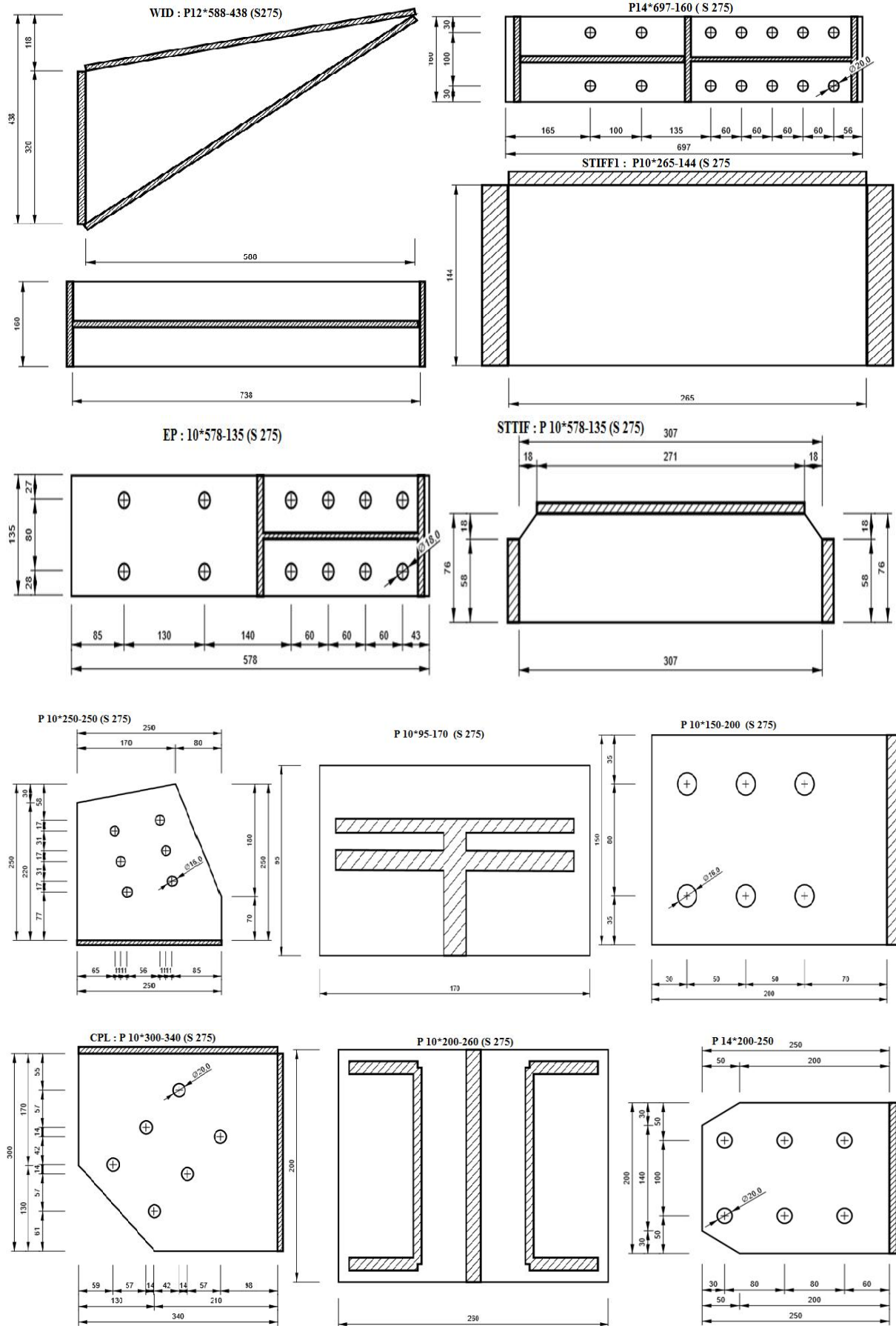
Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (MPa)	240	320	300	400	480	640	900
f_{ub} (MPa)	400	400	500	500	600	800	1000

Tableau 2 : Caractéristiques mécaniques correspondant aux différentes classes

LES PANNES



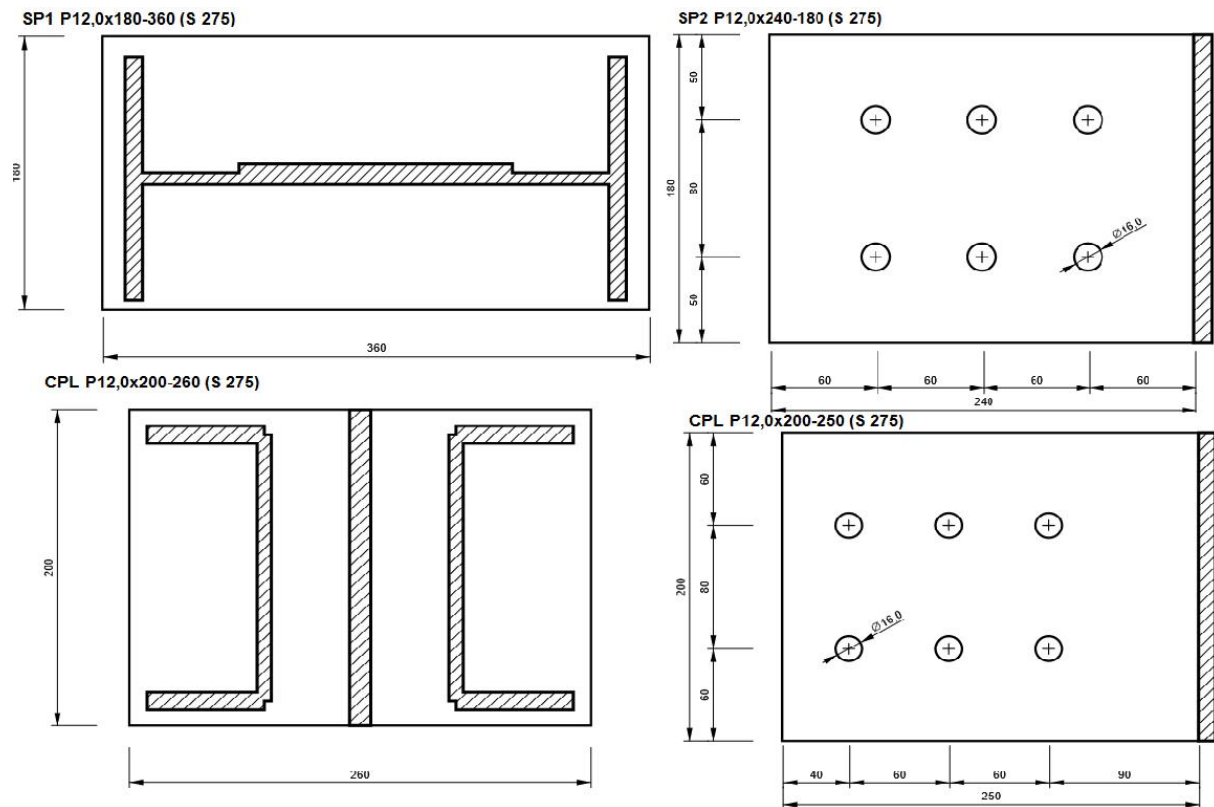
POTEAU-TRAVERSE- CHAINAGE- CONTREVENTEMENT



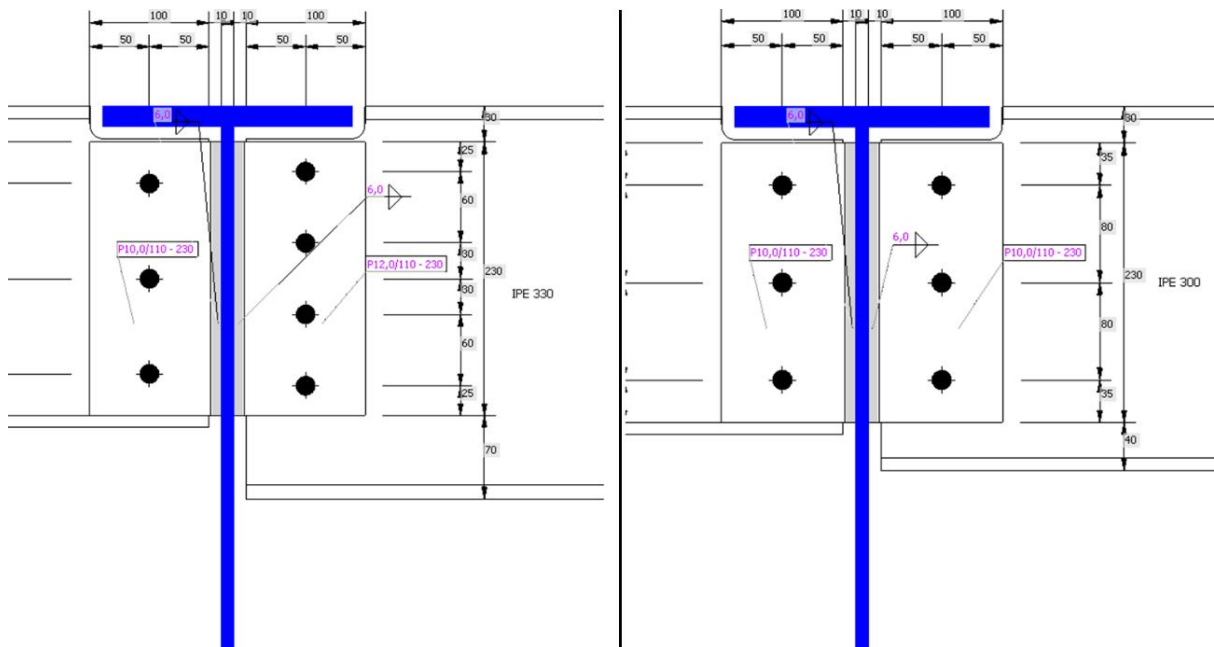
P10,0 / 330 - 337

SP4

Technical drawing of a rectangular plate with dimensions and hole locations. The overall dimensions are 540 mm by 301 mm. The drawing includes a top view showing the layout of 12 holes (6 on each side) and a side view showing the thickness of 35 mm. The top view dimensions are: 85 mm from the left edge to the first hole, 33 mm between holes, 157 mm from the last hole to the right edge, 390 mm from the left edge to the center of the right-side holes, and 63 mm from the last hole to the right edge. The side view dimensions are: 90 mm from the bottom edge to the first hole, 211 mm between holes, and 71 mm from the last hole to the top edge. A hole diameter of $\varnothing 16.0$ is indicated.

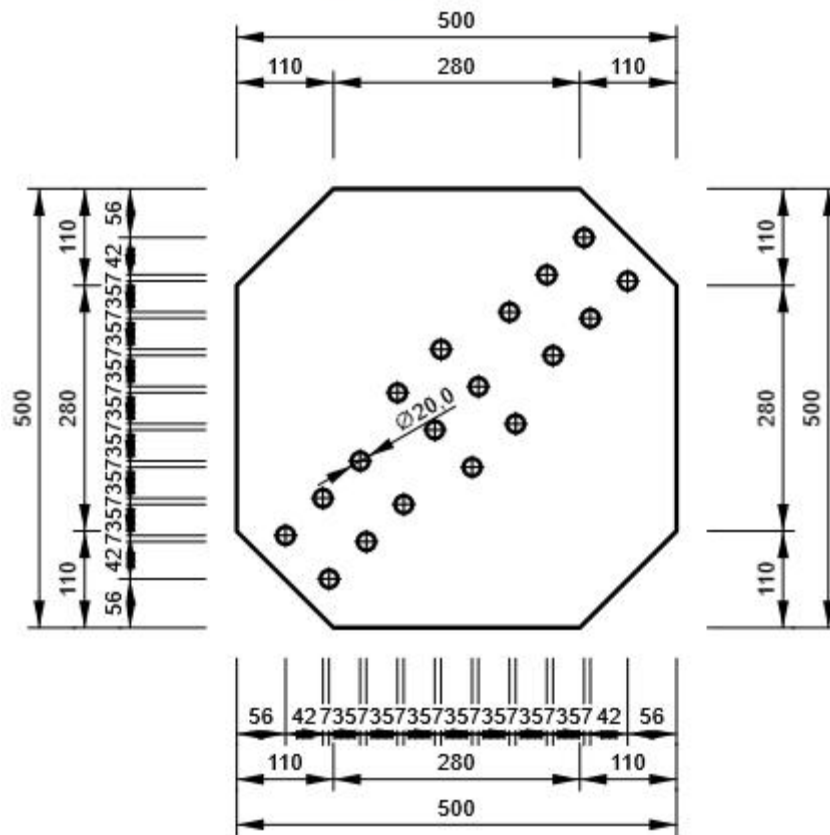


LES SOLIVES



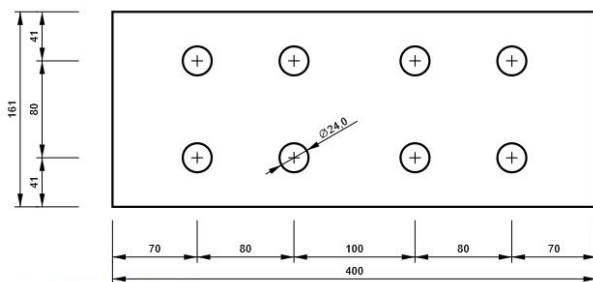
CONTREVENTEMENT

SP2 P18,0x500-500 (S 275)

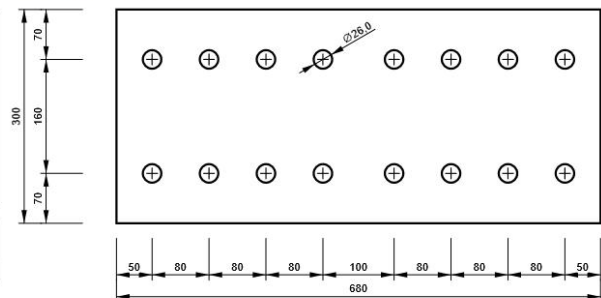


POTEAU-POTEAU

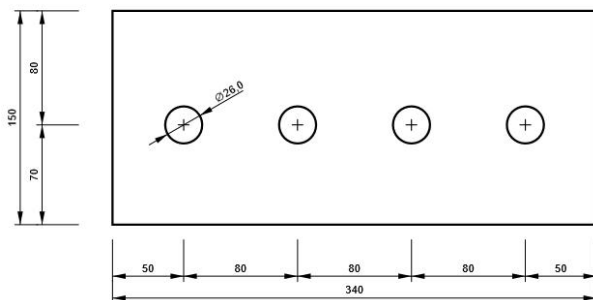
SPL P10,0x161-400 (S 275)



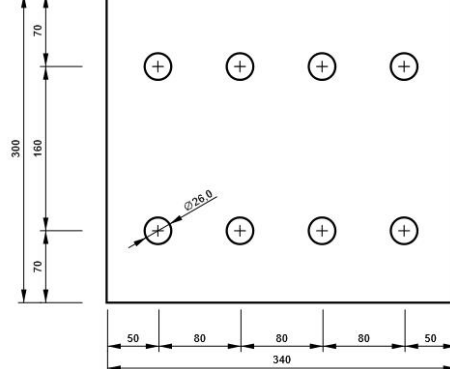
SP3 P10,0x300-680 (S 275)



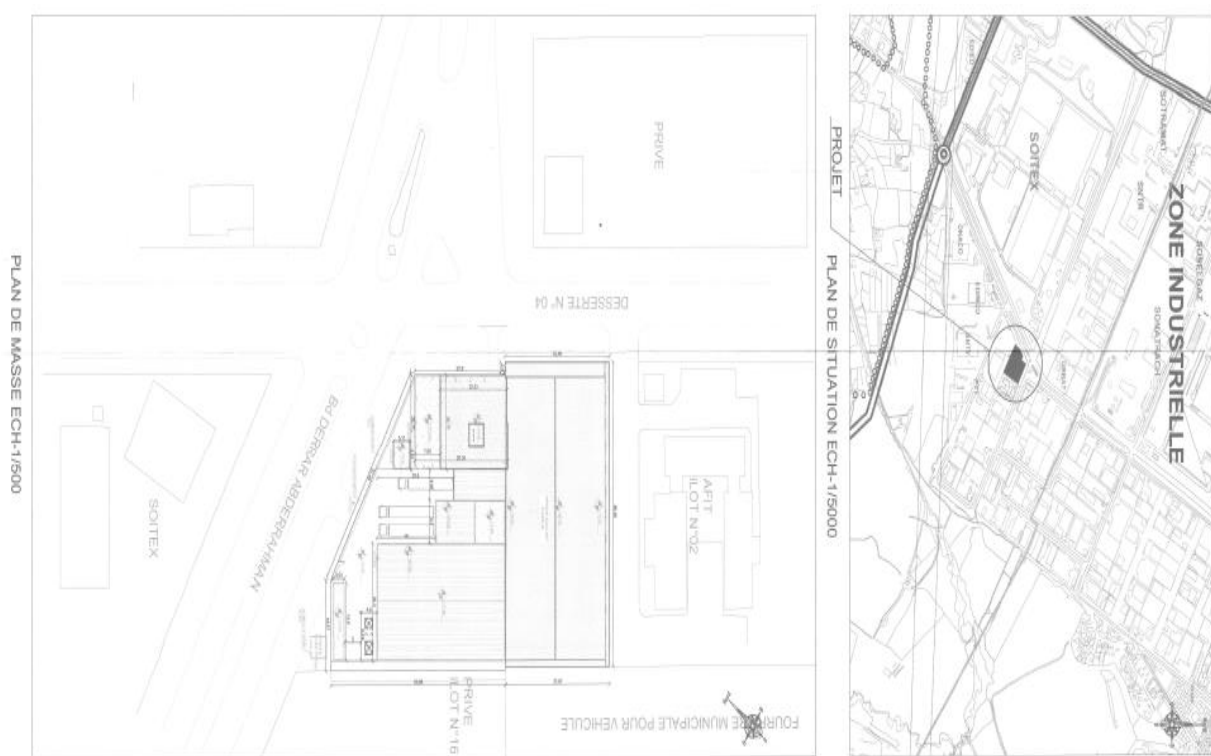
SP P45,0x150-340 (S 275)

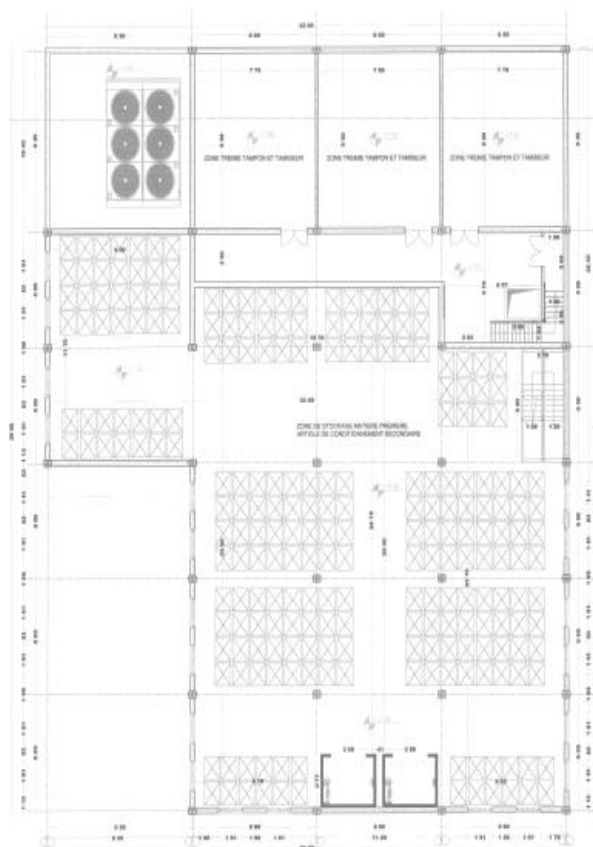


SP P50,0x300-340 (S 275)

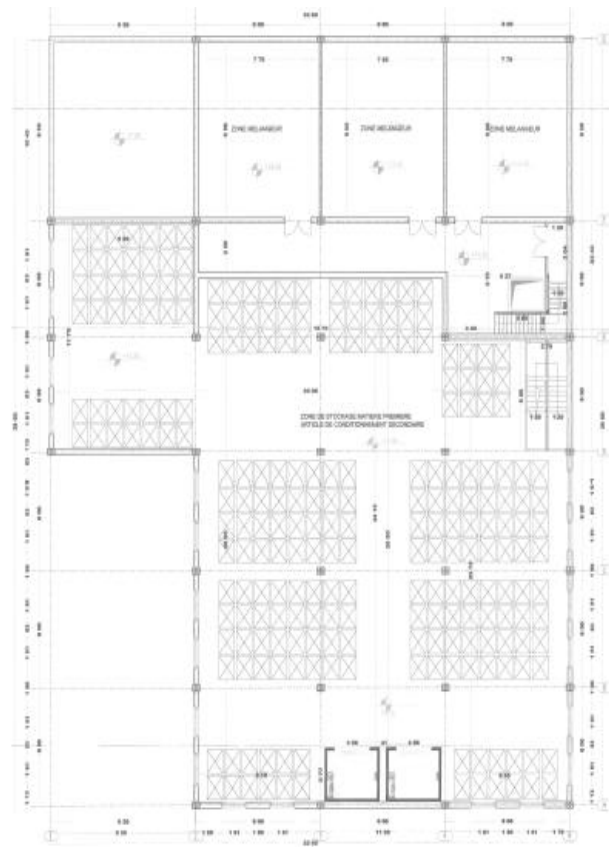


ANNEXE D : LES PLANS ARCHITECTURAUX

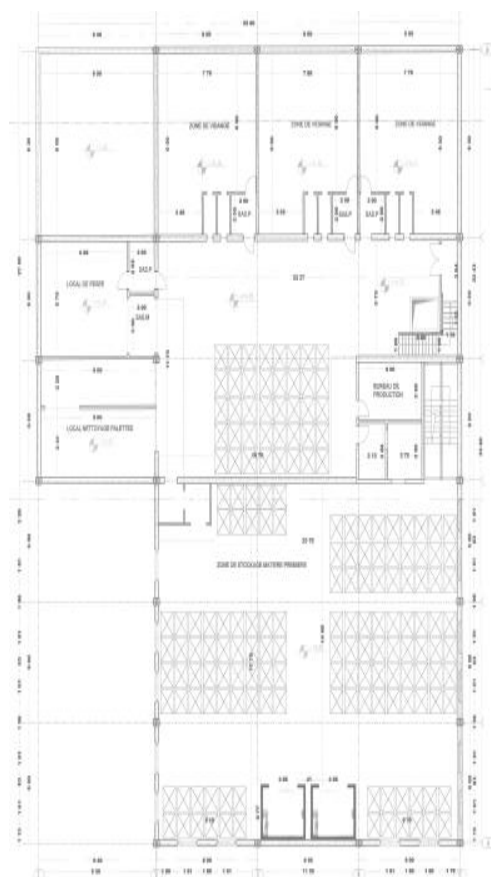




PLAN NIV (+7.20) ECH-1/100



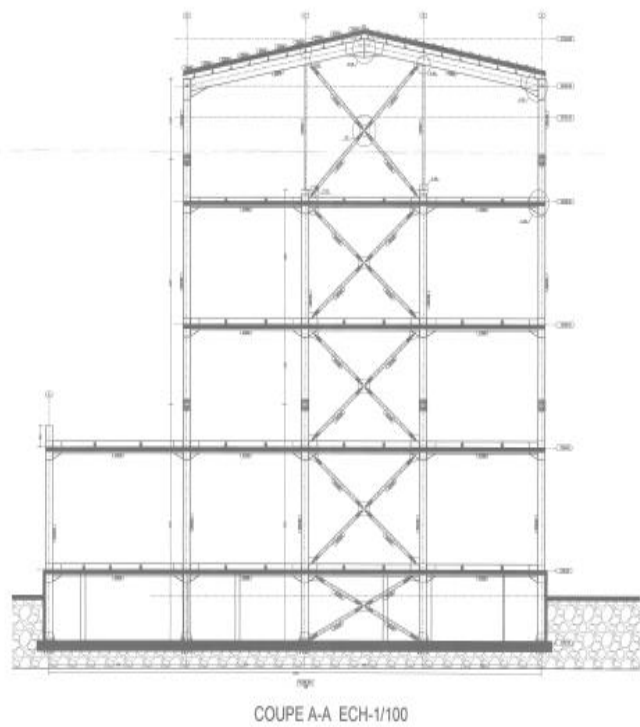
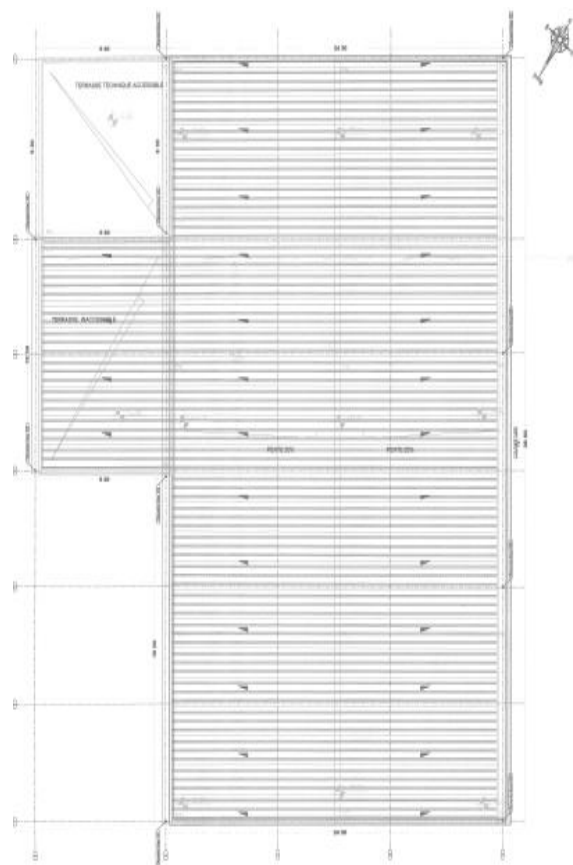
PLAN NIV (+13.20) ECH-1/100



PLAN NIV (+19.20) ECH-1/100



FACADE ECH-1/100



RAPPORT GEOTECHNIQUE

ETUDE DE SOL

PROJET :

**UNITE DE MELANGE ET DE CONDITIONNEMENT DE LAITS
INFANTILES, DE FARINES DE CEREALES ET DE PRODUITS DIETETIQUES**

ZONE INDUSTRIELLE TLEMCEN

Dossier N° : 50/ES/JT/2017

Etabli le : 28/11/2017

NET 26

CONCLUSION

On a retenu pour le projet du bloc administratif et hangar de stockage à la zone industrielle de Tiemcen, représenté par des conglomérats de différentes tailles noyées dans une matrice sablo-argileuse, cette formation provient géologiquement des « terrasses fluviales » dont l'érosion a favorisé la mise en place du relief actuel. Le tout est recouvert par une couche de remblai d'épaisseur varie entre 1.50 m et 2.00 m.

En fonction des caractéristiques géotechniques fournis par les essais in situ et au laboratoire qui sont globalement défavorables, le mode de fondement le plus recommandé dans de pareils cas est comme suit :

- 1) Prévoir un fondement de l'ouvrage dans la formation naturelle décrite ci-dessus, selon un ancrage de l'ordre de 2.0 m permettant d'outrer la couche de remblai.
- 2) Prévoir des fondations de type superficiel, genre filantes ancrées dans la formation décrite ci-dessus, restant les plus conseillées dans de cas pareils.
- 3) Adopter une contrainte admissible de l'ordre de 1.80 bar.
- 4) Prévoir un trottoir périphérique pour l'étanchéité du pourtour du bloc.
- 5) Eloigné la plantation des arbres.
- 6) Enfin, tenir en compte les recommandations du RPA 99, version 2003, qui stipule que la région de Ain Defla, wilaya de Tiemcen se trouve du point de vue sismicité dans la zone 1.

Enfin, le LTPO reste à la disposition du maître de l'ouvrage pour tout renseignement utile et recommande au client de lui faire appel, lors de l'ouverture des fouilles pour fondations afin de vérifier leur conformité avec les conclusions du présent rapport.

Ingénieur chargé de l'étude

A. BENSENOUCI

Le chef Département Technique

M. MECHERNENE

Le Directeur d'Unité

H. DAHMANI

LTPO – Unité de Tiemcen

Établie le : 27/11/2017

Révisée le : 28/11/2017

Indice de révision : 1

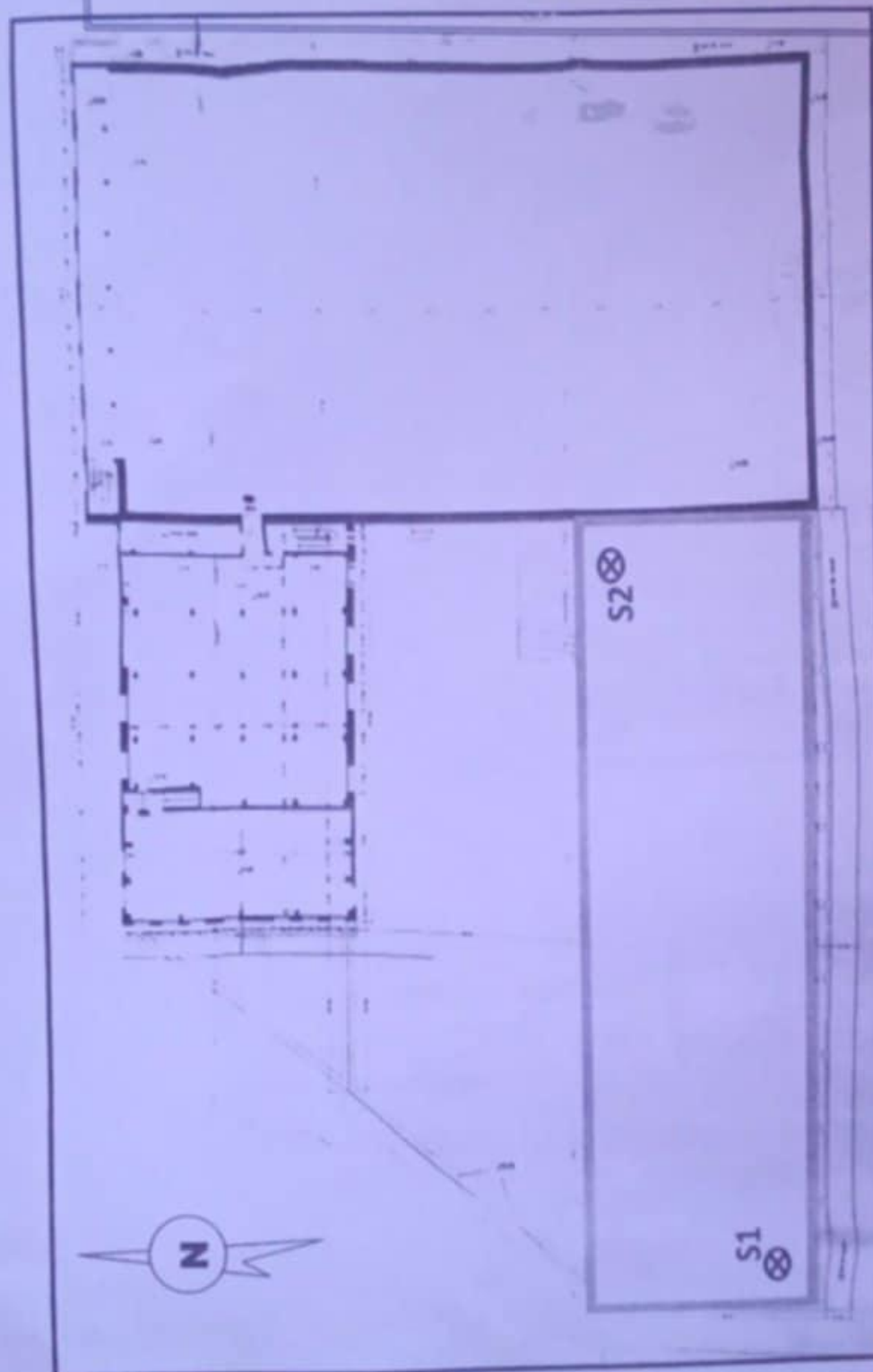
ETUDE DE SOL DE DEUX POINT DE SONDAGE

ZONE INDUSTRIELLE - TIEMCEN

Dpt T. A.B / M.M / H.D

9/11

PLAN SCHEMATIQUE D'IMPLANTATION
PROJET : DEUX POINTS DE SONDAGE
LIEU : ZONE INDUSTRIELLE DE TLEMCEN



Indice	Date	Objet ou modification	Conçu	Conçu	Vérifié	Approuvé	N° Plan	N° Plan	Echelle
1	27/11/2017	28/11/2017	A.B	A.B	M.M	H.D	A1	A1 / 15	SCHEMATIQUE
ZONE INDUSTRIELLE - TLEMCEN			ETUDE DE SOL : DEUX POINTS DE SONDAGE				PLAN SCHEMATIQUE		