

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

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



جامعة سعد دحلب - البلدية 1 -
Université Saad Dahleb Blida 1

كلية التكنولوجيا
Faculté De Technologie

قسم الهندسة المدنية
Département de Génie Civil

مذكرة نهاية التخرج

MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDE

Pour l'obtention du diplôme master en Génie Civil

Option : Construction métallique et mixtes

THÈME

ETUDE D'UN HOTEL (R+8+ SOUS-SOL) EN CHARPENTE
METALLIQUE CONTREVENTE PAR PORTIQUES ET
PALEES DE STABILITE

Etudié et réaliser par

AMRI Hakim Abdeldjalil

Devant le jury composé de :

Mme. C. Cherfa	U. Saad Dahleb-Blida	Président
Mr. A. Zahaf	U. Saad Dahleb-Blida	Examineur
Mme M. Berediafe Bourahla	U. Saad Dahleb-Blida	Promotrice

Blida, Juillet 2023

REMERCIEMENTS

Tout d'abord, je tiens à remercier toutes les personnes qui ont contribués de près ou de loin à l'élaboration de ce modeste travail.

Merci à Dieu tout puissant et miséricordieux, qui m'a donné la force et la patience d'accomplir ce modeste travail.

Ensuite je remercie ma promotrice Monsieur M^{me}. M Berediafe Boourahla pour avoir accepté de me prendre sous son aile et m'avoir encadré.

Puis je remercie également Mr BELHOUCHE de m'avoir transmis ces connaissances dans le domaine du génie civil.

Mes remerciements les plus sincères vont également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont portés à mon travail en acceptant de l'examiner et de l'enrichir par leur expérience.

Je remercie également l'entreprise BREP, de m'avoir accueillies au sein de leur bureau d'étude.

Enfin, je remercie tous mes enseignants qui ont contribué à ma formation d'ingénieur en génie civil.

Dédicaces

Au nom d'Allah, le tout miséricordieux, Le très miséricordieux.

Je dédie ce modeste travail :

- *A mes très chers parents qui m'ont beaucoup aidé et Encouragé durant toutes mes études*
 - *A mon ami proche Issam*
- *A tous mes collègues surtout : Mohamed, Aymen achour, Aymen ben doumia, Abd el kadir et Farida la déléguée*
 - *A tous ceux que j'aime et je respecte.*

Résumé

Ce projet de fin d'études consiste à étudier un hôtel (R+8 + sous-sol) en charpente métallique ou sa stabilité est assurée par portiques et palées de stabilité en V. Il est implanté dans la wilaya d'**CHLEF** qui est classée comme zone de forte sismicité (**Zone III**) selon le **RPA 99 version 2003**.

L'étude dynamique a été faite sur le logiciel **CSI ETABS 2018**.

Le dimensionnement des éléments résistants a été effectué conformément aux règlements : (**RPA 99 2003, CCM97, EC3 et BAEL 91**).

L'étude des fondations a conduit à un radier générale nervuré, le ferrailage de ce dernier a été établie manuellement et par le logiciel de calcul des SAFE

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

Abstract

This project consists of the study of a hotel (Ground floor + 8 floors + basement) in steel frame where its stability is ensured by gantries and V-shaped stability brackets. It is located in the wilaya of CHLEF which is classified as a high seismicity zone (Zone III) according to the RPA 99 version 2003.

The seismic analysis of the structure was carried out by calculation software **CSI ETABS 2018**. The dimensioning of the resistant elements was carried out according to the regulations: (RPA 99 2003, CCM97, EC3 and BAEL 91).

The study of the foundations led to a general ribbed raft, the reinforcement of the latter was established manually and by the SAFE calculation software

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

ملخص

يتكون هذا المشروع من دراسة فندق (طابق أرضي + 8 طوابق + قبو) ذو بنية فولاذية حيث يتم ضمان ثباته بواسطة أروقة بأعمدة وعازمات الاستقرار، يقع في ولاية الشلف المصنفة كمنطقة زلزالية عالية (المنطقة الثالثة) وفقاً لنظام الزلازل الجزائرية 99 نسخة 2003.

تم إجراء التحليل الزلزالي للهيكل عن طريق التحليل الهيكلي لبرنامج CSI ETABS 2018

تم إجراء أبعاد العناصر المقاومة وفقاً للوائح (RPA 99 2003 و CCM97 و EC3 و BAEL 91)

أدت دراسة الأساسات إلى أرضية مضلعة عامة. تم إنشاء تعزيز الأخيرة يدوياً وبواسطة برنامج الحساب SAFE
الكلمات المفتاحية: هيكل فولاذي، أرضية مركبة، زلزال، تجميع.

Sommaire

REMERCIEMENTS

Dédicaces

Résumé

Liste des Figures

Liste des Tableaux

Liste des Symboles

Introduction Générale 1

Chapitre I : Généralités et présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction.....	3
I.2. Présentation de l'ouvrage.....	3
I.3. Caractéristiques géométriques	3
I.4. Propriétés des matériaux utilisés.....	4
I.4.1. L'acier	4
I.4.2. Le béton.....	5
I.4.2.1. Coefficient de poisson	6
I.4.2.2. Déformation longitudinale du béton.....	6
I.5. Les assemblages.....	6
I.6. Logiciels utilisés	7
I.7. Règlements utilisés	7
I.8. Élément de l'ouvrage	7
I.8.1. Les planchers mixtes	7
I.8.1.1. Bac d'acier.....	8
I.8.1.2. Connexion poutre-dalle	8
I.8.2. L'escalier.....	9
I.8.3. Les contreventements.....	9

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments principaux

II.1. Introduction	12
II.2. Evaluation des charges et surcharges	12
II.2.1. Charges permanentes G	12
II.2.1.1. Plancher étages courants	12
II.2.1.2. Plancher terrasse inaccessible	13

II.2.1.3. Caractéristique de la tôle	13
II.2.2. Charges d'exploitation Q	13
II.3. Pré dimensionnement des solives	14
II.3.1. Choix du profilé	14
II.3.2. Phase initiale	15
II.3.3. Phase finale	17
II.4. Prédimensionnement des poutres secondaires	20
II.5. Prédimensionnement des poutres principales	20
II.5.1. Phase initiale	20
II.5.2. Phase finale	22
II.6. Calcul des connecteurs	25
II.7. Prédimensionnement des poteaux	28
II.7.1. Introduction	28
II.7.2. Loi de dégression	28
II.7.3. Étapes de pré dimensionnement	28
II.7.4. Vérification du flambement pour le poteau du 8 ^{ème} étage	30

Chapitre III : Étude des éléments secondaires

III.1. Introduction	34
III.2. Escalier métallique	34
III.2.1. Choix des dimensions	34
III.2.2. Dimensionnement des limons	35
III.2.2.1. Évaluation des charges	35
III.2.2.2. Dimensionnement à ELS	36
III.2.3. Dimensionnement de la cornière de marche	37
III.3. L'acrotère	38
III.3.1. Charges verticales	38
III.3.2. Charges horizontales	38
III.3.3. Ferrailage	39

Chapitre IV : Étude dynamique en zone sismique

IV.1. Introduction	42
IV.2. Modélisation de la structure	42
IV.3. Choix de la méthode de calcul	43
IV.3.1. La méthode statique équivalente	43

IV.3.2. La méthode modale spectrale	43
IV.4. Vérification de la structure.....	44
IV.4.1. Vérification de la force sismique à la base.....	44
IV.4.2. L'analyse modale spectrale	47
IV.4.3. Résultat de l'analyse dynamique.....	48
IV.4.3.1. Modèle initial.....	48
IV.4.3.2. Modèle intermédiaire.....	50
IV.4.3.3. Modèle final.....	54

Chapitre V : Vérification des éléments

V.1. Introduction	61
V.2. Vérification des poteaux.....	61
V.2.2. Vérification vis-à-vis du flambement	61
V.2.3. Vérification de la stabilité des poteaux vis-à-vis du déversement.....	68
V.3 Vérification des poutres principales	70
V.3.1 Vérification du moment fléchissant.....	70
V.3.2. Vérification de l'effort tranchant.....	71
V.3.3. Vérification du déversement.....	71
V.3.4. Calcul des connecteurs	71
V.4. Vérification des contreventements	73
V.4.1. Généralités	73
V.4.2. Vérifications des contreventements.....	74
V.4.2.1. Suivant la direction X-X.....	74
V.4.2.2. Suivant la direction Y-Y	76
V.5. Vérification de la ferme.....	77
V.5.1. Généralités	77
V.5.2. Détermination des charges concentré sur le ferme	78
V.5.3. Charges et surcharges	78
V.5.4. Détermination des efforts dans les barres de la ferme.....	79
V.5.5. Vérification des éléments de la ferme	81
V.5.6. Vérification de la flèche des fermes	83

Chapitre VI : Calcul des assemblages

VI.1. Introduction.....	85
VI.2. Les différents modes d'assemblages.....	85

VI.2.1. Assemblage par boulonnage.....	85
VI.2.2. Assemblage par soudure.....	86
VI.3. Vérifications des assemblages	86
VI.3.1. Vérification de l'assemblage poutre-solive (IPE 500 – IPE 220)	87
VI.3.1.1. Boulons assemblant la cornière à la poutre	88
VI.3.1.2. Boulons assemblant la cornière à la solive	89
VI.3.2. Assemblage poteau-poutre:	90
VI.3.2.1. Calcul de la soudure poutre poutre-platine (soudure)	91
VI.3.2.2. Calcul assemblage poteau-platine (boulonnage)	92
VI.3.3. Vérification de l'assemblage de la ferme	96
VI.3.4. Assemblage pied de poteau-contreventement	100
VI.3.5. Assemblage poteau-poteau.....	102
VI.3.6. Assemblage nœuds contreventement-poteau-poutre.....	104

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

VII.1. Introduction	107
VII.2. Prédimensionnement des éléments de l'infrastructure	107
VII.2.1. Plancher sous-sol	107
VII.2.1.1. Dalle pleine	107
VII.2.1.2. Poutres principales	109
VII.2.1.3. Poutres secondaires	109
VII.2.2. Les Poteaux	109
VII.3. Ferrailage des éléments de l'infrastructure.....	110
VII.3.1. Ferrailage de dalle pleine.....	110
VII.3.1.1. Détermination les efforts	110
VII.3.1.2. Calcul du ferrailage	111
VII.3.1.4. Ferrailage des nervures	113
VII.3.1.5. Schéma ferrailage de la nervure	114
VII.3.2. Ferrailage des poutres	114
VII.3.3. Ferrailage des poteaux	120
VII.4. Choix du type de fondation	121
VII.4.1. Semelles isolées	122
VII.4.2. Semelles filantes	122
VII.4.3. Radier général	130

VII.4.3.1. Pré dimensionnement du radier rigide	131
VII.4.3.2. Pré dimensionnement du radier par méthode souple	140
Conclusion générale	152
Références bibliographiques	
Annexes	

Liste des Figures

Figure I. 1: Vue en élévation d'hôtel.	3
Figure I. 2: Vue en plan d'hôtel.	4
Figure I. 3: Conception du plancher collaborant.	8
Figure I. 4: Connecteur de type Nelson (goujon à tête).	9
Figure I. 5: Escalier en charpente métallique.	9
Figure I. 6: Les types de contreventements.	10
Figure II. 1: Schéma d'entre axe des solives.	14
Figure II. 2: Schéma statique de la solive.	14
Figure II. 3: Schéma statique de la solive avec 2 étaie (2 appui intermédiaire).	17
Figure II. 4: Schéma représentatif de la largeur participante de la dalle en béton.	17
Figure II. 5: Largeur efficace de la zone comprimée.	23
Figure II. 6: Dimensions de la tôle et du connecteur.	25
Figure II. 7: Limite de K.	26
Figure III. 1: Schéma représentatif d'un escalier.	34
Figure III. 2: Vue en plan de l'escalier tiré du plan d'architecture.	35
Figure III. 3: Charges appliquées sur le limon.	35
Figure III. 4: Charges revenant au limon.	36
Figure III. 5: Dimension de l'acrotère.	38
Figure III. 7: Schéma de ferraillement de l'acrotère.	40
Figure IV. 1: Spectre de réponse.	48
Figure IV. 2: Vue en 3d du modèle initial.	48
Figure IV. 3: Disposition des contreventements pour le modèle initial.	49
Figure IV. 4: La déformée pour les modes du modèle initial.	50
Figure IV. 5: Disposition des contreventements pour le modèle intermédiaire.	51
Figure IV. 6: La déformée pour les modes du modèle intermédiaire.	51
Figure IV. 7: Disposition des contreventements pour le modèle final.	55
Figure IV. 8: La déformée pour les modes du modèle finale.	55
Figure V. 1: Facteurs de distribution pour poteaux continus.	63

Figure V. 2: Dimensions de la tôle et du connecteur.	72
Figure V. 3: Contreventement intérieur au niveau des rampes sens xx.	74
Figure V. 4: Contreventement intérieur au niveau des rampes sens yy.	74
Figure V. 5: Vu 3D de la ferme.	77
Figure V. 6: Les élément de la ferme.....	77
Figure V. 7: Représentation des charges sur la ferme.	78
Figure V. 8: Valeur des charges concentrées sur les fermes en (KN).	78
Figure V. 9: Numéro des barres dans la ferme.	79
Figure VI. 1: Schéma de l'assemblage poutre – solive.....	87
Figure VI. 2: Disposition constructif de l'assemblage poutre – solive.....	88
Figure VI. 3: Assemblage poutre platine.	91
Figure VI. 4: Assemblage soudé poutre-platine.	91
Figure VI. 5: Schéma distribution des boulons et des jarrets.	93
Figure VI. 6: Vue d'assemblage poteau – poutre.	95
Figure VI. 7: Vue d'assemblage du nœud intermédiaire de la ferme.	96
Figure VI. 8: Vérification de déformation, G+Q+Ex.	97
Figure VI. 9: Contrainte équivalente, G+Q+Ex.....	97
Figure VI. 10: Vue d'assemblage du nœud d'appui de la ferme.	98
Figure VI. 11: Vérification de déformation, 1.35G+1.5Q.	99
Figure VI. 12: Contrainte équivalente, 1.35G+1.5Q.	99
Figure VI. 13: Vue d'assemblage pied de poteau -contreventement.....	100
Figure VI. 14: Vérification de déformation, G+Q+Ey.	101
Figure VI. 15: Contrainte équivalente, G+Q+Ey.....	101
Figure VI. 16: Vue de raboutage poteau-poteau.....	102
Figure VI. 17: Vérification globale, 0.8G+Ex.	103
Figure VI. 18: Contrainte équivalente, 0.8G+Ex.....	103
Figure VI. 19: Vue d'assemblage poutre-contreventement-poteau.....	104
Figure VI. 20: Vérification de déformation, 0.8G+Ey.	105
Figure VI. 21: Contrainte équivalente, 0.8G+Ey.....	105
Figure VII. 1: Diagramme de moment a ELU.	Erreur ! Signet non défini.
Figure VII. 2: Définition des dimensions de la nervure	108
Figure VII. 3: Ferrailage de la dalle pleine.....	113

Figure VII. 4: Schéma de Ferrailage des Poutres secondaire.....	119
Figure VII. 5: : Schéma de Ferrailage des Poutres principale.....	119
Figure VII. 6: Schéma de Ferrailage des poteaux.....	121
Figure VII. 7: Semelle isolée.....	122
Figure VII. 8: Schéma des semelles filantes.....	122
Figure VII. 9: Répartition des charges pour les poteaux centraux.....	123
Figure VII. 10: Répartition des charges pour les poteaux de rives.....	123
Figure VII. 11: Répartition des charges pour les poteaux d'angles.....	123
Figure VII. 12: Schéma d'un radier.....	130
Figure VII. 13: Ferrailage de la dalle du radier.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure VII. 14: Ferrailage de la nervure de 2.1m.....	139
Figure VII. 15: Modèle 3D du radier avec voiles par le logicielle SAFE.....	140
Figure VII. 16: La déformé du radier souple.....	140
Figure VII. 17: Distribution des contraintes au niveau de la fondation à ELS.....	141
Figure VII. 18: Distribution des contraintes au niveau de la fondation à ELU.....	141
Figure VII. 19: Diagramme des moments au niveau de fondation à ELU suivant X-X....	142
Figure VII. 20: Diagramme des moments au niveau de fondation à ELU suivant Y-Y....	143
Figure VII. 21: Diagramme des moments à ELS suivant X-X.....	144
Figure VII. 22: Diagramme des moments à ELS suivant Y-Y.....	144
Figure VII. 23: Diagramme d'effort tranchant au niveau de la fondation à ELU.....	145
Figure VII. 24: Diagramme d'moment max en travée sur la nervure à ELU.....	146
Figure VII. 25: Diagramme d'moment max en appuis sur la nervure à ELU.....	146
Figure VII. 26: Ferrailage de la dalle du radier souple sans chapeau.....	148
Figure VII. 27: Ferrailage de la dalle du radier souple Avec chapeau sur sens X-X.....	148
Figure VII. 28: Ferrailage de la dalle du radier souple Avec chapeau sur sens Y-Y.....	149
Figure VII. 29: Ferrailage de la nervure de 0.9m.....	149

Liste des Tableaux

Tableau I. 1: Caractéristiques des nuances d'acier	5
Tableau I. 2: Valeurs nominales de f_y pour le ferrailage	5
Tableau II. 1: Charges permanentes des étages courants	12
Tableau II. 2: Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible	13
Tableau II. 3: Caractéristique de la tôle	13
Tableau II. 4: Charges d'exploitations	13
Tableau II. 5: Caractéristiques géométrique du profilé IPE220	14
Tableau II. 6: Récapitulatif pour les solives de chaque niveau	19
Tableau II. 7: Récapitulatif pour les poutres secondaires de chaque niveau	20
Tableau II. 8: Caractéristiques géométriques du profilé IPE450	20
Tableau II. 9: Récapitulatif des poutres principales des autres niveaux	25
Tableau II. 10: Tableau de descente des charges	29
Tableau II. 11: Sections et profilés nécessaires	30
Tableau II. 12: Caractéristique géométrique de profilé HEA100.....	30
Tableau II. 13: Récapitulatif de la vérification du flambement.....	32
Tableau III. 1: Calcule des sollicitations.....	39
Tableau III. 2: Calcule de ferrailage	40
Tableau IV. 1: Valeurs de la périodes caractéristiques.....	44
Tableau IV. 2: Choix de la période de calcul	45
Tableau IV. 3: Facteur de qualité suivant les deux sens.....	46
Tableau IV. 4: Pourcentage de participation massique pour model initial	49
Tableau IV. 5: Pourcentage de participation massique pour le modèle intermédiaire	51
Tableau IV. 6: Récapitulatif des facteurs impliqués dans la statique équivalente .	52
Tableau IV. 7: Déplacement résultant suivant X.....	53
Tableau IV. 8: Déplacement résultant suivant Y	54
Tableau IV. 9: Pourcentage de participation massique pour le modèle finale	55
Tableau IV. 10: Récapitulatif des facteurs impliqués dans la statique équivalente.....	56
Tableau IV. 11: Déplacement résultant suivant X.....	57

Tableau IV. 12: Déplacement résultant suivant Y	57
Tableau IV. 13: Vérification de l'effet P- Δ	58
Tableau IV. 14: Vérification des portiques sous l'effort tranchant pour chaque étage	59
Tableau V. 1: Caractéristiques de profilé HEB500&HEA500	62
Tableau V. 2: Efforts internes des poteaux sous N^{\max} pour chaque niveau	65
Tableau V. 3: Vérifications au flambement par flexion N^{\max}	65
Tableau V. 4: Efforts internes des poteaux sous M_{sd}, z_{max} pour chaque niveau ..	66
Tableau V. 5: Vérifications au flambement par flexion pour $M_{sd,z}^{\max}$	66
Tableau V. 6: Efforts internes des poteaux sous M_{sd}, y_{max} pour chaque niveau ..	67
Tableau V. 7: Vérifications au flambement par flexion pour $M_{sd,y}^{\max}$	67
Tableau V. 8: Vérification du déversement (Poteaux), sous N^{\max} pour chaque niveau	68
Tableau V. 9: Vérification du déversement (Poteaux), sous M_{sd}, z_{max} pour chaque niveau	69
Tableau V. 10: Vérification du déversement (Poteaux), sous M_{sd}, y_{max} pour chaque niveau	69
Tableau V. 11: Choix final des poteaux	70
Tableau V. 12: Caractéristiques géométriques du profilé tube210X210X20	75
Tableau V. 13: Caractéristiques géométriques du profilé tube200X200X15	76
Tableau V. 14: Elancement limite λ_{lim}	79
Tableau V. 15: Effort normaux dans les membrures supérieures	80
Tableau V. 16: Effort normaux dans les membrures inférieures	80
Tableau V. 17: Effort normaux dans les montons	80
Tableau V. 19: Effort normaux dans les diagonales	81
Tableau VI. 1: Caractéristiques mécaniques des boulons selon leur classe d'acier	85
Tableau VI. 2: Caractéristiques géométriques des boulons	86
Tableau VI. 3: Caractéristiques géométriques des profilés	90
Tableau VI. 4: Résumé de l'assemblage du nœud intermédiaire de la ferme	96
Tableau VI. 5: Résumé de l'assemblage du nœud d'appui de la ferme	98
Tableau VI. 6: Résumé de l'assemblage pied poteaux-contreventement	100
Tableau VI. 7: Résumé de raboutage poteau-poteau	102
Tableau VI. 8: Résumé de raboutage poteau-poteau	104

Tableau VII. 1: Calcul des moments à l'ELU.	111
Tableau VII. 2: Calcul des moments à l'ELS.	111
Tableau VII. 3: Ferrailage du panneau le plus sollicité de la dalle pleine	111
Tableau VII. 4 : Vérification des contraintes de la dalle pleine à l'ELS.	112
Tableau VII. 5: Ferrailage du la nervure	113
Tableau VII. 6: Vérification des contraintes de la dalle pleine à l'ELS.	114
Tableau VII. 7: Schéma de Ferrailage des nervures	114
Tableau VII. 8: Ferrailage des poutres a ELU	116
Tableau VII. 9: Choix des armatures pour les poutres.....	116
Tableau VII. 10: Vérification de la condition de non fragilité	116
Tableau VII. 11: Vérification des poutres a l'ELS	117
Tableau VII. 12: Correction de choix d'armature.....	117
Tableau VII. 13: Correction de vérification des poutres a l'ELS	118
Tableau VII. 14: Vérification de la contrainte de cisaillement.....	118
Tableau VII. 15: Vérification de la flèche des poutres	118
Tableau VII. 16: Répartition pour les poteaux centraux.....	124
Tableau VII. 17: Répartition pour les poteaux de rives.....	126
Tableau VII. 18: Répartition pour les poteaux d'angles.	127
Tableau VII. 19: Sections initial des semelles filantes sens X	127
Tableau VII. 20: Sections initial des semelles filantes sens Y.	128
Tableau VII. 21: Poids du sol appliqué dans les semelles filantes sens X	128
Tableau VII. 22: Poids du sol appliqué dans les semelles filantes sens Y.	129
Tableau VII. 23: Sections finale des semelles filantes sens Y.....	130
Tableau VII. 24: Choix de la hauteur des nervures.	132
Tableau VII. 25: Contrainte sous le raider à l'ELU.....	134
Tableau VII. 26: Contrainte sous le raider à l'ELS.	134
Tableau VII. 27: Calcul des moments à l'ELU.	135
Tableau VII. 28: Calcul des moments à l'ELS.	135
Tableau VII. 29: Ferrailage du panneau le plus sollicité du radier.....	136
Tableau VII. 30: Vérification des contraintes de la dalle du raider à l'ELS.....	137
Tableau VII. 31: Calcul du ferrailage de la nervure.	137
Tableau VII. 32: Vérification des contraintes de la nervure à l'ELS.	138
Tableau VII. 33: Ferrailage du radier sur le moment le plus répandu	143

Tableau VII. 34: Ferrailage du radier sur le moment max	146
Tableau VII. 35: Vérification des contraintes de la dalle du raider à l'ELS.....	146
Tableau VII. 36: Calcul du ferrailage de la nervure.	147
Tableau VII. 37: Vérification des contraintes de la nervure à l'ELS	147

Liste des Symboles

A :	Coefficient d'accélération de zone.
A_s :	Aire d'une section d'acier.
φ :	Angle de frottement.
Q :	Charge d'exploitation.
γ_s :	Coefficient de sécurité dans l'acier.
γ_b :	Coefficient de sécurité dans le béton.
σ_s :	Contrainte de traction de l'acier.
σ_{bc} :	Contrainte de compression du béton.
$\bar{\sigma}_s$:	Contrainte de traction admissible de l'acier.
$\bar{\sigma}_{bc}$:	Contrainte de compression admissible du béton.
τ_u :	Contrainte ultime de cisaillement.
τ :	Contrainte tangentielle.
β :	Coefficient de pondération.
σ_{sol} :	Contrainte du sol.
σ_m :	Contrainte moyenne.
G :	Charge permanente.
ξ :	Déformation relative.
V_0 :	Effort tranchant a la base.
$E.L.U$:	Etat limite ultime.
$E.L.S$:	Etat limite service
N_u :	Effort normal pondéré aux états limites ultime.
T_u :	Effort tranchant ultime.
T :	Période.
S_t :	Espacement.
λ :	Elancement.
F :	Force concentrée.
f :	Flèche.
f_{adm} :	Flèche admissible.

L :	Longueur ou portée.
L_f :	Longueur de flambement.
F_e :	Limite d'élasticité de l'acier.
M_u :	Moment à l'état limite ultime.
M_{ser} :	Moment à l'état limite de service.
M_t :	Moment en travée.
M_a :	Moment sur appuis.
M_0 :	Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
I :	Moment d'inertie.
M :	Moment, Masse.
E_{ij} :	Module d'élasticité instantané.
E_{vj} :	Module d'élasticité différé.
E_s :	Module d'élasticité de l'acier.
f_{c28} :	Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.
f_{t28} :	Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.
F_{cj} :	Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age.
K :	Coefficient de raideur de sol.
δ_{ek} :	Déplacement dû aux forces sismiques (y compris l'effet de torsion).
E :	Module d'élasticité longitudinale de l'acier ($E = 210\ 000$ MPa).
G :	Module d'élasticité transversale de l'acier ($G = 84\ 000$ MPa).
F_p :	Effort de précontrainte dans les boulons.
M :	Moment sollicitant, en générale.
M_{cr} :	Moment critique élastique de déversement.
M_{el} :	Moment élastique.
M_{pl} :	Moment plastique.
M_R :	Moment résistant.
N_{pl}	Effort normal de plastification.
f_u :	Contrainte de rupture d'une pièce.
f_{ub} :	Contrainte de rupture d'un boulon.
f_y :	Limite d'élasticité d'une pièce.
K :	Coefficient d'encastrement ou de rigidité poteau/ poutre.
k_s :	Coefficient de dimension des trous de perçage pour boulon.
k_y	Coefficient de flambement –flexion.

m :	Nombre de plans de cisaillement ou de frottement.
n :	Nombre de boulons.
β_M :	Facteur de moment uniforme équivalent (flambement).
β_w :	Facteur de corrélation (soudure).
ε :	Coefficient de réduction élastique de l'acier.
η :	Facteur de distribution de rigidité (flambement).
λ :	Elancement.
λ_k :	Elancement eulérien.
λ :	Elancement réduit.
λ_{LT} :	Elancement de déversement.
μ :	Coefficient de frottement.
χ :	Coefficient de réduction de flambement.
χ_{LT} :	Coefficient de réduction de déversement.
A_{net} :	Section nette d'une pièce.
A_s :	Section résistant de la tige d'un boulon en fond de filet.
I_t :	Moment d'inertie de torsion.
I_y :	Moment d'inertie de flexion maximale.
I_z :	Moment d'inertie de flexion minimale.
W_{eff} :	Module de résistance efficace.
W_{el} :	Module de résistance élastique.
W_{pl} :	Module de résistance plastique.
b :	Largeur d'une semelle de poutre.
D :	Diamètre nominale des tiges des boulons
d_0 :	Diamètre de perçage des trous de boulonnage.
i :	Rayon de giration d'une section.
l :	Largeur d'une poutre.
t :	Epaisseur d'une pièce ou d'une tôle.
t_f :	Epaisseur d'une semelle de poutre.
t_w :	Epaisseur d'une âme de poutre.
v_s :	Distance de la fibre extrême supérieur à l'axe neutre d'une section.
v_i :	Distance de la fibre extrême inférieur à l'axe neutre d'une section.
α :	Angle en général.
γ_{Mb}	Résistance des boulons au cisaillement.

- γ_{Mb} : Résistance des boulons au à la traction.
- F_v : Résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement.
- F_B : Résistance à la pression diamétrale des pièces assemblées.
- F_T : Résistance des boulons en traction.
- α : Facteur d'imperfection (flambement).
- β_{MLT} : Facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.
- F_y : Limite d'élasticité.
- $F_{t,Rd}$: Résistance à la tension du boulon EN 1993-1-8 tab.

Introduction Générale

Le génie civil est une discipline qui vise à concevoir, construire et entretenir des ouvrages destinés à améliorer la vie des hommes. Parmi ces ouvrages, les bâtiments sont des éléments essentiels des grandes villes, qui doivent répondre à des besoins croissants de logement, de travail et de loisirs. Dans ce travail, nous nous intéressons à la conception d'un hôtel de 8 étages et un sous-sol, situé à CHLEF. Nous allons présenter les différentes étapes de notre démarche, depuis le choix des matériaux jusqu'aux calculs des efforts et des assemblages, en passant par la prise en compte des contraintes sismiques.

Dans un premier temps, nous ferons une analyse détaillée du projet, ainsi que la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.

Ensuite, nous définirons au préalable les dimensions des éléments de la structure, tels que poteaux, poutres, solives. Nous justifierons nos choix en fonction des critères de résistance, de stabilité et d'esthétique. Nous présenterons également les dimensions des éléments secondaires tels que les escaliers et l'acrotère.

Par ailleurs, nous étudierons le comportement dynamique en zone sismique de notre structure en utilisant un spectre de réponse avec le logiciel CSI ETABS. Cela nous permettra de déterminer les efforts dans les éléments et de vérifier leur comportement face aux sollicitations sismiques. Nous tiendrons compte des normes en vigueur et des recommandations techniques pour assurer la sécurité du bâtiment et des occupants.

Enfin, nous concevrons les assemblages des différents éléments en utilisant des méthodes de calcul appropriées. Nous veillerons à respecter les règles de conception et d'exécution des assemblages métalliques. Nous détaillerons les types d'assemblages utilisés, tels que boulonnés, soudés.

La dernière partie de notre travail a été consacré à l'étude de l'infrastructure

Nous achevons notre étude par une conclusion générale qui résume l'essentiel de notre travail et les conclusions auxquelles nous sommes parvenus.

Chapitre I :
Généralités et présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction

Pour étudier un projet de construction, l'ingénieur en génie civil doit tenir compte des aspects fonctionnels, structurels et esthétiques du bâtiment, tout en respectant les contraintes économiques. Les études comprennent :

- La conception des éléments tels que les fondations, les poutres, les poteaux les planchers,
- L'étude dynamique de la structure, qui permet d'évaluer sa résistance en cas de séisme.
- La vérification des éléments résistante

I.2. Présentation de l'ouvrage

Notre étude porte sur un Hôtel situé dans la wilaya de **CHLEF**, comprenant un rez-de-chaussée, plus huit étages, et un sous-sol utilisé comme parking. Cet ouvrage classé selon les règles parasismiques algériennes (**RPA99/V.2003**) comme une zone de sismicité élevée (**zone III**). Sa hauteur ne dépasse pas 48m, ce qui le classe comme un ouvrage courant d'importance moyenne.

I.3. Caractéristiques géométriques

- **Dimensions en élévation :**
 - Hauteur totale du bâtiment 32.8 m
 - Hauteur rez-de-chaussée 4.50 m
 - Hauteur de 1^{ère} étage : 4.50 m
 - Hauteur d'autre étage :3.40 m

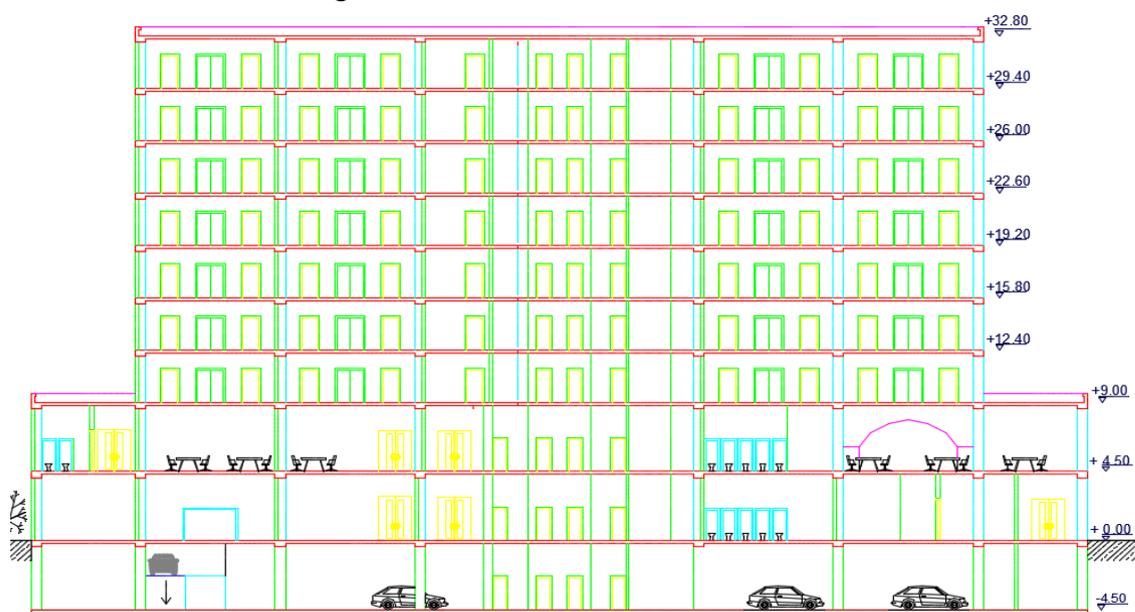


Figure I. 1: Vue en élévation d'hôtel.

- **Dimensions en plan :**
 - Longueur totale du bâtiment 60 m
 - Largeur totale du bâtiment 43 m

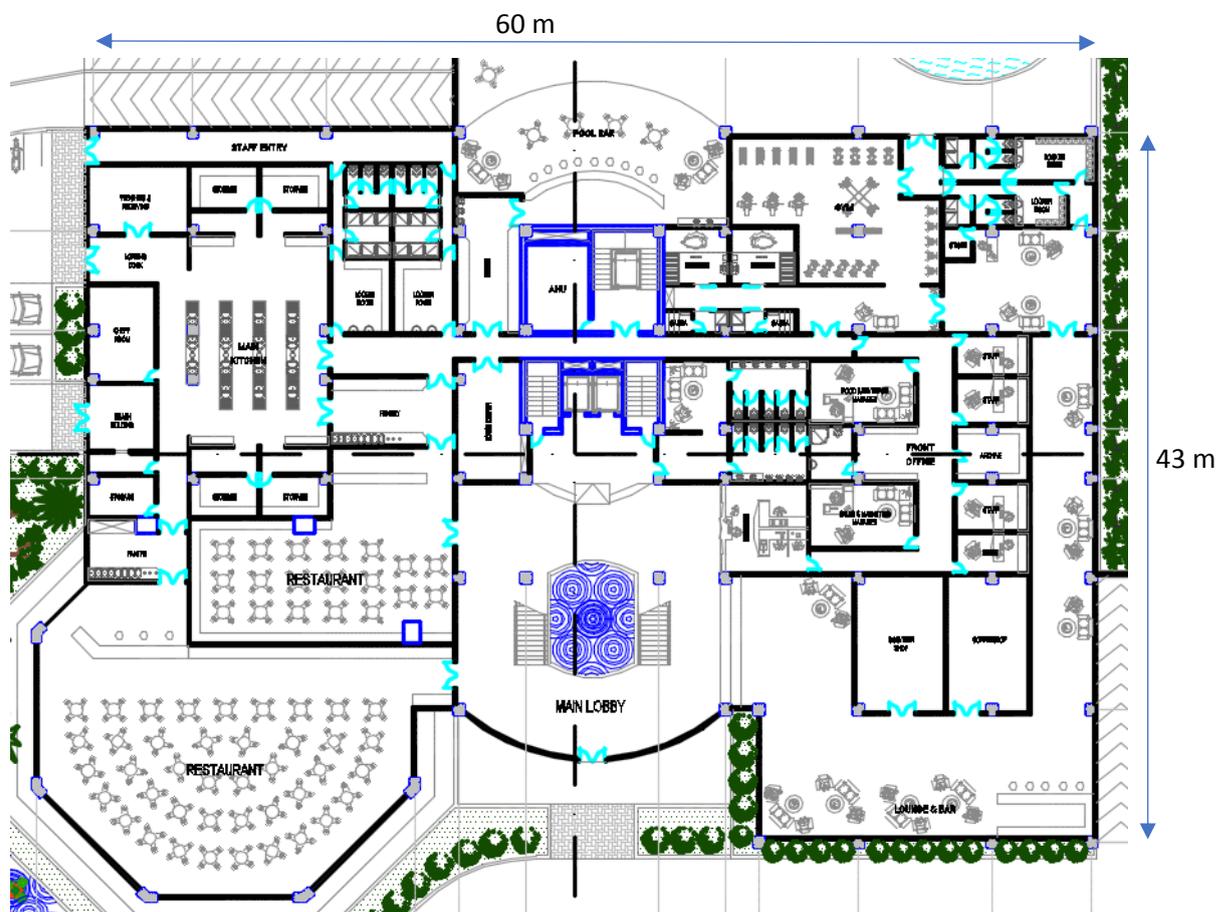


Figure I. 2: Vue en plan d'hôtel.

I.4. Propriétés des matériaux utilisés

I.4.1. L'acier

L'acier est un alliage de fer et de carbone et pouvant inclure d'autres éléments tels que le nickel et le chrome pour améliorer ses propriétés mécaniques. Il est largement utilisé dans diverses industries en raison de sa résistance, de sa durabilité et de sa ductilité.

- **Résistance**

Les nuances d'acier courantes et leurs résistances limites sont données par l'Eurocode3 et le CCM97. La nuance d'acier choisie pour la réalisation de cet ouvrage est la S275.

Tableau I. 1: Caractéristiques des nuances d'acier

Nuance d'acier	Epaisseur (mm)			
	t ≤ 40mm		40mm ≤ t ≤ 100mm	
	Fy (N/mm ²)	Fu (N/mm ²)	Fy (N/mm ²)	Fu (N/mm ²)
Fe 360	235	360	215	340
Fe 430	275	430	255	410
Fe 510	355	510	355	490

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

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

- Module d'élasticité longitudinale : $E = 210\,000\text{ MPa}$.
- Module de cisaillement : $G = \frac{E}{2(1+\nu_a)}$
- Le coefficient de poisson : $\nu = 0,3$
- Masse volumique $\rho = 7850\text{ kg/m}^3$

- **Acier pour ferrailage**

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

- Contrainte limite d'élasticité : $f_e = 500\text{ MPa}$
- Module d'élasticité longitudinale : $E = 2,1 \cdot 10^5\text{ MPa}$

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

	Nuances	Fy (MPa)
Barres HA	Fe 400	400
	Fe 500	500

I.4.2. Le béton

Le béton est un matériau de construction composé de granulats, de sable, de ciment, d'eau et d'adjuvants. Sa résistance à la compression est environ 10 fois supérieure à celle à la traction.

Les caractéristiques physiques et mécaniques de différents types de béton sont :

- Masse volumique : $\rho = 2500\text{ kg/m}^3$
- La résistance à la compression à 28 jours $f_{c28} = 25\text{ MPA}$ pour le béton de classe C25/30.
- La résistance à la traction à 28 jours $f_{t28} = 0,06f_{c28} + 0,6 = 2,1\text{ MPA}$

I.4.2.1. Coefficient de poisson

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

$$\mu = \frac{\text{allongement relatif transversal}}{\text{allongement relatif longitudinal}}$$

- $\mu = 0$ Béton fissuré à l'ELU
- $\mu = 0.2$ Béton non fissuré à l'ELS.

I.4.2.2. Déformation longitudinale du béton

Ce module, connu sous le nom de module de Young, est défini sous l'action des contraintes normales à court et long terme.

- **Module de déformation instantané (courte durée) :**

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

$$E_{ij} = 11\,000 (f_{cj})^{1/3} \text{ (MPa)}$$

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; on trouve : $E_{i28} = 32164.20 \text{ MPa}$.

- **Module de déformation différé (longue durée) :**

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

$$E_{vj} = 3700. (f_{cj})^{1/3} \text{ (MPa)}$$

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on trouve : $E_{v28} = 10818.87 \text{ MPa}$.

I.5. Les assemblages

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

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

I.6. Logiciels utilisés

- ETABS : Logiciel d'analyse de charge structurelle qui vérifie la conformité des structures.
- Autodesk AutoCAD : outils de dessin (DAO)
- SAFE : outil ultime pour concevoir des systèmes de plancher et de fondation en béton
- Excel : tableau pour faciliter les calculs, tels que les vérifications de l'analyse sismique, les vérifications des éléments...
- Socotec : pour faciliter les calculs de ferrailages

I.7. Règlements utilisés

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

- **Règlements algériens**
 - Règles de conception et de calcul des structures en acier « CCM97 » [2]
 - Règles parasismiques Algériennes 99 version 2003 « RPA99 V2003 » [4]
 - Document technique réglementaire (charges permanentes et charge d'exploitation) « DTR BC2-2 » [1]
- **Règlement européen**
 - Eurocode 3 (calcul des structures en acier) « EC3 » [5]
 - Eurocode 4 (conception et dimensionnement des structure mixtes acier) « EC4 » [6]
 - Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé « BAEL91 » [7]

I.8. Élément de l'ouvrage

I.8.1. Les planchers mixtes

Le plancher mixte est une technique d'assemblage de construction qui combine une dalle en béton avec des poutres en acier pour bénéficier des avantages mécaniques de ces deux matériaux complémentaires. La dalle en béton résiste à la compression tandis que les poutres en acier résistent mieux à la traction. Les connecteurs assurent la transmission des efforts entre la poutre et le béton pour que l'ensemble fonctionne de manière monolithique.

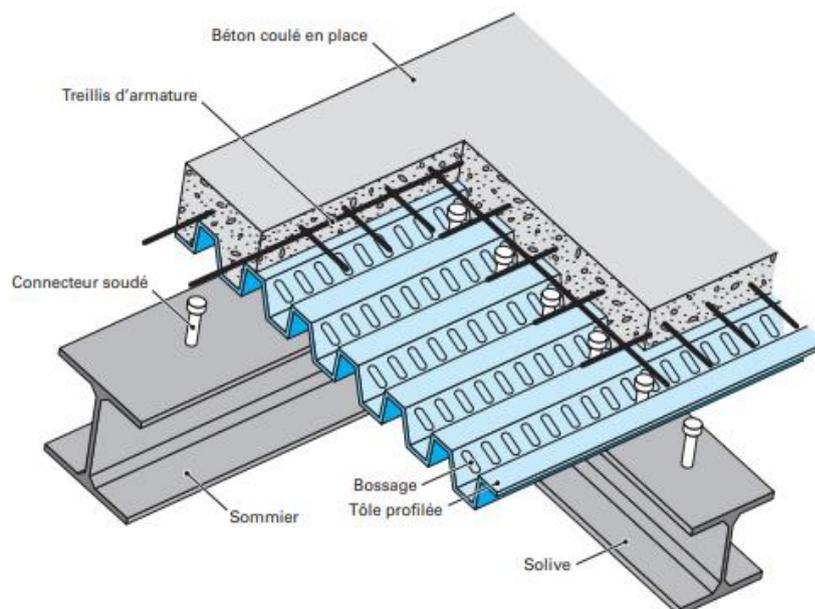


Figure I. 3: Conception du plancher collaborant.

I.8.1.1. Bac d'acier

En effet, les bacs collaborant sont des éléments en acier utilisés pour construire des planchers entre des solives dans des structures. Ils peuvent être posés ou fixés sur des poutres ou des cornières, ou bien inclus dans le béton lors de sa mise en place.

Pour notre cas on a opté pour le bac d'acier de type HI-BOND55-750, il permet :

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

I.8.1.2. Connexion poutre-dalle

Il existe différents types de connecteurs acier-béton utilisés dans la construction mixte. Bien que chaque type ait des caractéristiques spécifiques, ils ont deux points communs :

- Ils sont constitués d'acier fixé sur la poutre métallique et enrobé de béton
- Ils sont sollicités à en effort tranchant et en effort de traction dû au soulèvement de la dalle.

Pour notre étude on a opté pour des connecteurs de types Goujon Nelson.

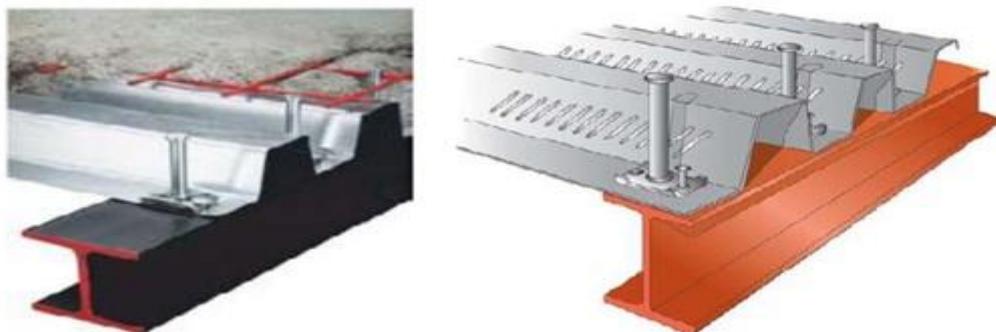


Figure I. 4: Connecteur de type Nelson (goujon à tête).

I.8.2. L'escalier

Les escaliers sont des structures accessoires qui permettent l'accès à différents niveaux d'un bâtiment. Ils peuvent être de différentes formes et tailles, mais dans notre cas, on utilise un escalier droit à deux volées avec un palier de repos.

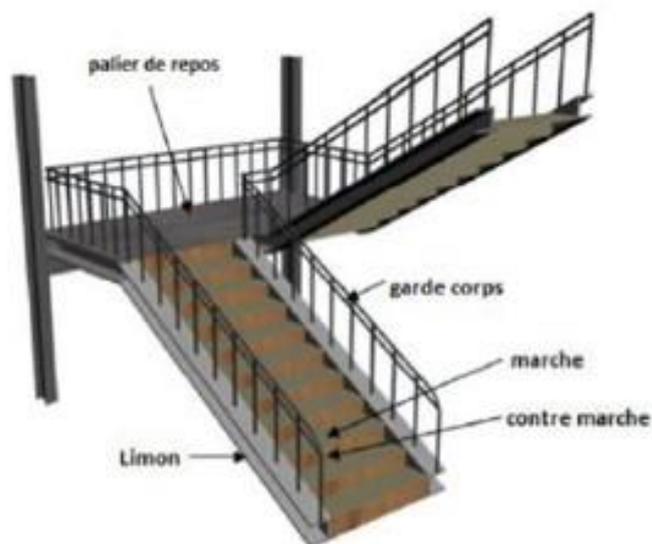


Figure I. 5: Escalier en charpente métallique.

I.8.3. Les contreventements

Ce sont des dispositifs conçus pour reprendre les efforts du vent et du séisme dans la structure et les transmettre au sol. Ils sont disposés en façades (palées de stabilité). On utilise pour cela des palés triangulés en X, ils peuvent être réalisés en double UPN, double cornière ou même, des sections tubulaires, ces dernières ont une meilleure performance en vue de leur grande inertie.

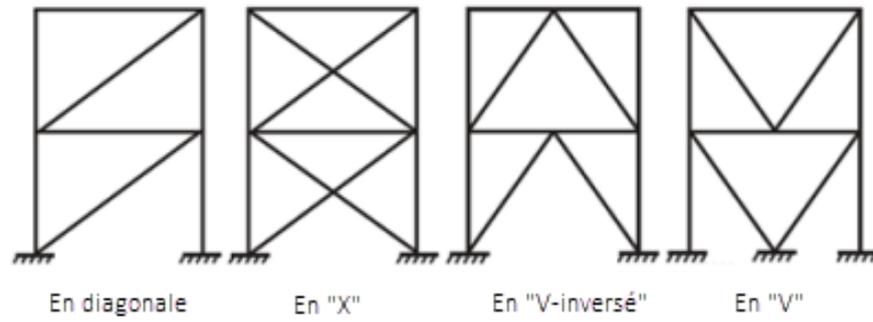


Figure I. 6: Les types de contreventements.

Chapitre II :
Prédimensionnement des éléments
principaux

II.1. Introduction

Le pré dimensionnement des éléments porteurs d'une structure est une étape essentielle dans tout projet de construction. Cette étape permet de faire une estimation approximative des dimensions des sections des éléments tels que les poteaux et les poutres. Le calcul se base sur le principe de la descente de charges verticales transmises par les planchers aux éléments porteurs, qui à leur tour les transmettent aux fondations. Le pré dimensionnement doit être effectué conformément aux règles de l'Eurocode 3 (EC3) [5], de l'Eurocode 4 (EC4) [6] ainsi qu'aux règles de calcul de DTR2.2 [1] et du CCM97 [2].

II.2. Evaluation des charges et surcharges

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

II.2.1. Charges permanentes G

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

II.2.1.1. Plancher étages courants : [1]

La charge permanente du plancher courants est donné par le tableau suivant :

Tableau II. 1: Charges permanentes des étages courants

Matériau	Epaisseur (cm)	Poids (KN/m ²)
Grés cérame	1.2	0.28
Mortier de pose	2	0.4
Dalle en béton armé	12	2.33
Bac d'acier Hi band 55	0.1	0.093
Faux plafond	-	0.3
Cloisons légères	-	1
	ΣG	4.40

II.2.1.2. Plancher terrasse inaccessible : [1]

La charge permanente du plancher terrasse est donné par le tableau suivant :

Tableau II. 2: Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible

Matériau	Epaisseur (cm)	Poids (kN/m ²)
Gravier	5	0.85
Etanchéité multicouche	5	0.12
Béton de pente	10	2.5
Isolation thermique	4	0.16
Dalle en béton armé	12	2.33
Bac d'acier Hi band 55	0.075	0.093
Faux plafond	-	0.3
	ΣG	6.35

II.2.1.3. Caractéristique de la tôle : [Annex 1]

Les principales caractéristiques de la tôle sont résumées sur le tableau suivant :

Tableau II. 3: Caractéristique de la tôle

Nom	Epaisseur (mm)	Degrés coupe- feu (min)	Poids du béton seul (DaN/m ²)	Poids de la tôle (DaN/m ²)
Hi band 55	0.75	60	233	9.30

II.2.2. Charges d'exploitation Q : [1]

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

Tableau II. 4: Charges d'exploitations

Type	Q (KN/m²)
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher étage courant (R+1)	2.5
Plancher étage courant (R+2 a R+8)	1.5
Escalier (parking)	2.5
Ouvrier	0.75

II.3. Pré dimensionnement des solives

Les solives sont des éléments essentiels des structures de planchers et sont généralement constituées de poutrelles métalliques telles que les IPE ou les IPN. L'espacement entre les solives dépend de la charge d'exploitation et du type de bac d'acier utilisé. Les solives sont placées entre les poutres principales et le plancher, sont articulées à leurs extrémités et soumises à des charges uniformément réparties.

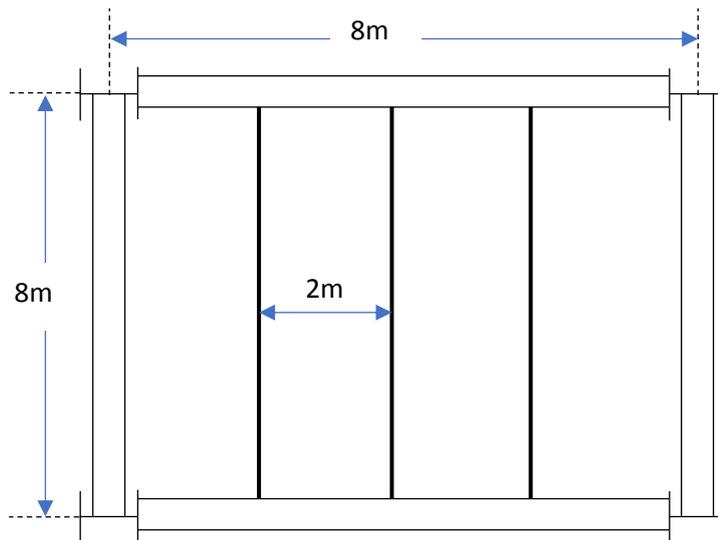


Figure II. 1: Schéma d'entre axe des solives.

II.3.1. Choix du profilé

Le prédimensionnement se fait par le tâtonnement on a opté pour IPE220

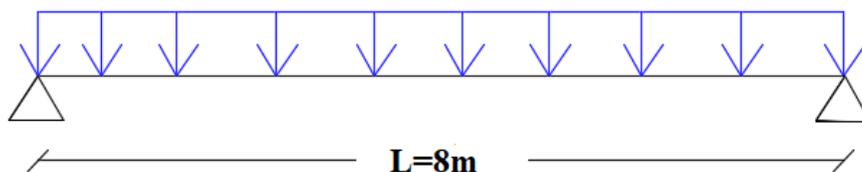


Figure II. 2: Schéma statique de la solive.

Tableau II. 5: Caractéristiques géométrique du profilé IPE220

Désignation	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques					
	G(kg/m)	A(cm ²)	h (mm)	b (mm)	Tf (mm)	I _z (cm ⁴)	I _y (cm ⁴)	W _{plz} (cm ³)	w _{ply} (cm ³)	i _y (cm)	i _z (cm)
IPE 220	26.2	33.37	220	110	9.2	204.9	2772	58.11	285.42	9.11	2.48

II.3.2. Phase initiale

- **Evaluation des charges :**

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

- Poids propre du béton frais = 2.33 KN/m^2
- Poids du bac HIBAND55 (0.75mm) = 0.093 KN/m^2
- Poids propre du profilé IPE220 = 0.262 KN/ml

L'entraxe entre les solives est de $e = 2 \text{ m}$ est la longueur $L_{solive} = 8 \text{ m}$

- **Combinaison de charge [2]**

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

$$\Rightarrow Q = 0.75 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow G = [2(0.093 + 2.81) + 0.262] = 5.11 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = (1.35 \times 5.11) + (1.5 \times 0.75 \times 2)$$

$$q_u = 9.14 \text{ KN/ml}$$

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

$$q_s = 5.11 + (0.75 \times 2)$$

$$q_s = 6.61 \text{ KN/ml}$$

- **Vérifications des résistances : [2]**

- **Flexion**

$$M_{sdy} \leq M_{plrdy}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u l^2}{8} \rightarrow M_{sd} = \frac{9.14 \times 8^2}{8} \rightarrow M_{sd} = 73.17 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{1} \rightarrow M_{pl,rd} = \frac{285.4 \times 275}{1} \rightarrow M_{pl,rd} = 78.49 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 73.17 \text{ Kn.m} < M_{pl,rd} = 78.49 \text{ Kn.m} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée}$$

- **Effort tranchant**

$$V_{sd} = \frac{q_u l}{2} \rightarrow V_{sd} = \frac{9.14 \times 8}{2} \rightarrow V_{sd} = 36.58 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times 1.1} \rightarrow V_{pl,rd} = \frac{15.82 \times 275}{\sqrt{3} \times 1.1} \rightarrow V_{pl,rd} = 228.34 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 36.58 \text{ Kn} < V_{pl,rd} = 228.34 \text{ Kn} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$0.5 V_{pl,rd} = 0.5 \times 228.34 \rightarrow 0.5 V_{pl,rd} = 114.2 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 36.58 \text{ Kn} < 0.5 V_{pl,rd} = 114.2 \text{ kN}$$

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

- **Vérification au déversement**

- **Classification de la solive IPE 220**

Classification de l'âme : $d/t_w = 220.4/6.2 = 35.55 < 72 \times 0.92 = 66.24$

Âme classe 1

Classification de semelles : $C/t_f = 56.9/9.8 = 5.80 < 10 \times 0.92 = 9.2$

Semelles de classe 1

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} ; \lambda_1 = 93,91\varepsilon \text{ avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} \rightarrow \varepsilon = 0.924$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{i_z}}{\sqrt{C_1 \times \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{L}{i_z} \right]^2 \right]}} \text{ avec } C_1 = 1,132$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{8000}{24.8}}{\sqrt{1,132 \times \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{\frac{8000}{24.8}}{\frac{220}{9.2}} \right]^2 \right]}}$$

$$\rightarrow \lambda_{LT} = 170.1$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{170.1}{86.81} = 1.96 > 0.2 \text{ il y a un risque de déversement}$$

$$\varphi = 0,5[1 + \alpha(\lambda - 0,2) + \lambda^2] \rightarrow \varphi = 0,5[1 + 0,21(1.96 - 0,2) + 1.96^2]$$

$$\rightarrow \varphi = 2.60$$

$$X_{LT} = \frac{1}{\varphi + [\varphi^2 - \lambda^2]^{0,5}} \rightarrow X_{LT} = \frac{1}{2.60 + [2.60^2 - 1.96^2]^{0,5}} \rightarrow X_{LT} = 0.232$$

$$M_{b,rd} = X_{LT} \times M_{pl,rd} \rightarrow M_{b,rd} = 0.232 \times 78.49 \rightarrow M_{b,rd} = 18.17 \text{ Kn.m}$$

$$M_{sd} = 8.13 \text{ Kn.m (pour 2 étaieiment)}$$

$$M_{sd} < M_{b,rd} = 18.17 \text{ Kn.m} \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de la flèche (poids propre inclus)**

Vu que on a 2 étaieiment

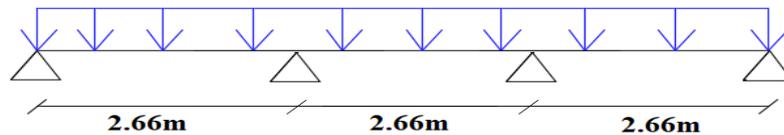


Figure II. 3: Schéma statique de la solive avec 2 étaie (2 appui intermédiaire).

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_{\text{ser}} l^4}{EI} \rightarrow f_{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{6.61 \times 2666.67^4}{2.1 \times 10^5 \times 3892 \times 10^4} \rightarrow f_{\max} = 0.75 \text{ mm}$$

$$f_{\text{adm}} = \frac{L}{250} \rightarrow f_{\text{adm}} = \frac{2666.67}{250} \Rightarrow f_{\text{adm}} = 10.67 \text{ mm}$$

$$f_{\max} = 0.75 \text{ mm} < f_{\text{adm}} = 10.67 \text{ mm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

II.3.3. Phase finale

- **Evaluation des charges :**

Le béton ayant durcit, on peut enlever l'étaieiment et donc prendre $L=8\text{m}$

L'acier et le béton travaillent ensemble, les charges de cette phase sont :

- Poids propre du profilé IPE220 = 0.262 KN/ml
- Charge permanente = 6.35 KN/m^2
- Charge d'exploitation = 1 KN/m^2

- **Combinaison des charges :**

Entraxe entre solives $e = 2 \text{ m}$ donc : $G = [2(6.35) + 0.262] = 12.96 \text{ KN/m}$ et $Q = 2 \text{ KN/m}$

$$\Rightarrow \text{ELU} : q_u = 1.35G + 1.5Q \rightarrow q_u = 20.5 \text{ KN/ml}$$

$$\Rightarrow \text{ELS} : q_s = G + Q \rightarrow q_s = 14.96 \text{ KN/m}$$

- **Détermination de l'axe neutre**

- **Largeur efficace**

Pour la solive on a la largeur participante $b_{\text{eff}} = 2\text{m}$

- **Position de l'axe neutre**

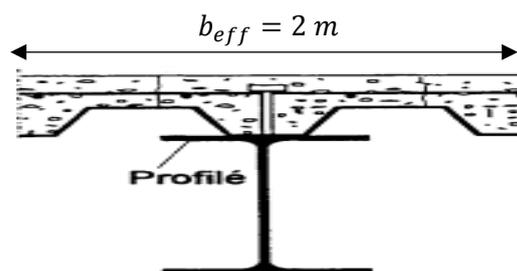


Figure II. 4: Schéma représentatif de la largeur participante de la dalle en béton

- **Résistance de compression de la dalle en béton :**

$$R_b = 0.57 f_{c28} (b_{eff} \cdot h_c)$$

$$\text{Avec : } f_{c28} = 25 \text{ MPA}$$

$$h = 120 \text{ mm} \text{ Hauteur de la dalle en béton ;}$$

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

$$h_c = h - h_p \rightarrow h_c = 120 - 55 = 65 \text{ mm} \text{ Hauteur du béton}$$

$$R_b = 0.57 \times 25 \times (2000 \times 65)$$

$$R_b = 1852.5 \text{ KN}$$

- **Résistance de traction du profilé d'acier :**

$$R_a = 0.95 A_a \cdot f_y$$

$$R_a = 0.95 \times 3337 \times 275$$

$$R_a = 871.8 \text{ KN}$$

$$R_b > R_a$$

L'Axe neutre plastique est dans la dalle de béton, alors le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

- o **Moment de flexion : [2]**

$$M_{sdy} \leq M_{plrdy}$$

$$M_{plrd} = R_a \left[\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \left(\frac{R_a \cdot h_c}{2R_b} \right) \right]$$

$$M_{plrd} = 871.8 \times \left[\frac{220}{2} + 65 + 55 - \left(\frac{871.8 \times 65}{1852.5 \times 2} \right) \right]$$

$$M_{plrd} = 187.2 \text{ KN.m}$$

$$\text{Et : } M_{sd} = \frac{q_u l^2}{8} \rightarrow M_{sd} = \frac{20.5 \times 8^2}{8} \rightarrow M_{sd} = 164 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 164 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} < M_{plrd} \dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- o **Effort tranchant**

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

$$V_{sd} = \frac{q_u l}{2} \rightarrow V_{sd} = \frac{20.5 \times 8}{2} \rightarrow V_{sd} = 82 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times 1.1} \rightarrow V_{pl,rd} = \frac{15.82 \times 275}{\sqrt{3} \times 1.1} \rightarrow V_{pl,rd} = 228.34 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 82 \text{ Kn} < V_{pl,rd} = 228.34 \text{ Kn} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$0.5 V_{pl,rd} = 0.5 \times 228.34 \rightarrow 0.5 V_{pl,rd} = 114.2 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 82 \text{ Kn} < 0.5V_{pl,rd} = 114.2 \text{ kN}$$

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

○ **Vérification de la rigidité**

$$f_{adm} = \frac{L}{250} \rightarrow f_{adm} = \frac{8000}{250} \rightarrow f_{adm} = 32 \text{ mm}$$

$$f^{max} = \frac{5 \cdot q_s \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_c}$$

$$I_c = \frac{A_a \cdot (h_c + 2h_p + h_0)^2}{4(1 + m \cdot v)} + \frac{b_{eff} \cdot h_c^3}{12 \cdot m} + I_{ya}$$

I_{ya} : moment d'inertie de la solive.

Avec : $m=15$

$$V = \frac{A_a}{A_b} = \frac{A_a}{b_{eff} \cdot h_c} \rightarrow V = \frac{3337}{(2000 \times 65)} \rightarrow V = 0.026$$

$$I_c = 3337 \frac{(65 + 2 \times 55 + 220)^2}{4(1 + 15 \times 0.026)} + \frac{2000 \times 65^3}{12 \times 15} + 2772 \times 10^4$$

$$I_c = 124.75 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$\text{Donc : } f^{max} = \frac{5 \cdot q_s \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_c} = 30.46 \text{ mm} < f_{adm} = 32 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

REMARQUE : la procédure de calcul de la solive ci-dessus est la même pour les autres solives, le calcul est récapitulé dans le tableau suivant :

Tableau II. 6: Récapitulatif pour les solives de chaque niveau

Niveau	Profilé	L (m)	Q Kn/m ²	qs kn/m	qu kn/m	R int %	R fin %	Fadm mm	Fmax mm
Terrasse	IPE220	8	1	14.96	20.5	93	86	32	30.46
Inaccessible	IPE180	6	1	14.89	20.40	98	75	24	15.88
Etage courant	IPE220	8	2.5	14.06	19.73	93	84	32	28.63
	IPE180	6	2.5	13.99	19.63	98	72	24	14.92
	IPE180	6	1.5	11.99	16.63	98	61	24	12.79

II.4. Prédimensionnement des poutres secondaires

Les poutres secondaires sont calculées de la même manière que les solives. Pour le calcul qui suit, on prend en considération les poutres secondaires médiane, avec un espacement entre deux poutre secondaires 6 m et un espacement entre poutre secondaire et deux solives de 2m.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II. 7: Récapitulatif pour les poutres secondaires de chaque niveau

Niveau	Profilé	Longueur (m)	e (m)	qs KN/m	qu KN/ml	Msd/Mplrd r(%)	Flèche adm (mm)	Flèche max (mm)
Étage courant	IPE 300	6	2	14.22	19.95	37	24	10.68
Terrasse inaccessible	IPE 300	6	2	15.12	20.71	38	24	10.95

II.5. Prédimensionnement des poutres principales

- Exemple de calcul pour poutre principale intermédiaire du plancher terrasse [2]

$$L_{poutre} = 8 \text{ m}$$

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

$$\frac{8000}{25} \leq h \leq \frac{8000}{15}$$

$320 \leq h \leq 533$ Alors on opte pour un IPE450

Tableau II. 8: Caractéristiques géométriques du profilé IPE450

Désignation	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques					
	G(kg/m)	A(cm ²)	H (mm)	B (mm)	Tf (mm)	I _z (cm ⁴)	I _y (cm ⁴)	Wplz (cm ³)	Wply (cm ³)	I _y (cm)	I _z (cm)
IPE450	77.6	98.82	450	190	14.6	1676	33740	276.4	1702	18.48	4.12

II.5.1. Phase initiale

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

- Poids propre du profilé = 0.776 KN/ml
- Poids propre du béton frais = 2.35 KN/m²
- Poids du bac d'acier = 0.093 KN/m²

- Surcharge de construction (ouvrier) = 0.75 KN/m^2

- **Calcul des réactions des solives**

La poutre principale intermédiaire retient deux solives de longueur différentes, les réactions sont les suivantes :

⇒ ELU

$$R_u = \frac{q_u L_{solive}}{2} \rightarrow R_u = 2 \times \frac{9.14 \times 8}{2} \rightarrow R_u = 73.12 \text{ KN}$$

⇒ ELS

$$R_{ser} = \frac{q_{ser} L_{solive}}{2} \rightarrow R_u = 2 * \frac{6.61 \times 8}{2} \rightarrow R_s = 52.88 \text{ KN}$$

- **Combinaison des charges**

⇒ ELU

$$q_u = 1.35(0.776 + (2.35 + 0.093) \times 0.18) + (1.5 \times 0.75 \times 0.18)$$

$$q_u = 1.84 \text{ KN/ml}$$

⇒ ELS

$$q_s = 0.776 + (2.35 + 0.093 + 0.75) \times 0.18$$

$$q_s = 1.35 \text{ KN/ml}$$

- **Vérifications**

Le calcul des résistances sont fait avec un étaie.

- **Moment fléchissant**

$$M_{sdy} \leq M_{plrdy}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u l^2}{8} + \frac{R_u l}{2} \rightarrow M_{sd} = \frac{1.84 \times 8^2}{8} + \frac{73.12 \times 8}{2}$$

$$M_{sd} = 307.23 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{1.1} \rightarrow M_{pl,rd} = \frac{1702 \times 275}{1.1}$$

$$M_{plrd} = 425.5 \text{ KN.m}$$

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

- **Effort tranchant**

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

$$V_{sd} = \frac{q_u L}{2} + \frac{3R_u}{2} \rightarrow V_{sd} = \frac{1.84 \times 8}{2} + \frac{3 \times 73.12}{2}$$

$$V_{sdy} = 117.05 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times 1.1} \rightarrow V_{pl,rd} = \frac{50.85 \times 275}{\sqrt{3} \times 1.1}$$

$$V_{plrdy} = 733.96 \text{ KN}$$

$V_{sdy} < V_{plrdy}$ **Condition vérifiée.**

$$V_{sdy} < 0.5 V_{plrdy} \rightarrow 117.05 \text{ KN} < 366.98 \text{ KN}$$

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

○ Vérification de la rigidité

$$f_{\max 1} = \frac{5}{384} \times \frac{q_{ser} l^4}{EI} \rightarrow f_{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{1.35 \times 4000^4}{2.1 \times 10^5 \times 33740 \times 10^4} \rightarrow f_{\max} = 0.064 \text{ mm}$$

$$f_{\max 2} = \frac{19}{384} \times \frac{q_{ser} l^3}{EI} \rightarrow f_{\max} = \frac{19}{384} \times \frac{52.88 \times 10^3 \times 4000^3}{2.1 \times 10^5 \times 33740 \times 10^4} \rightarrow f_{\max} = 2.36 \text{ mm}$$

$$f_{\max} = 0.064 + 2.36 \rightarrow f_{\max} = 2.43 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{250} \rightarrow f_{adm} = \frac{4000}{250} \Rightarrow f_{adm} = 16 \text{ mm}$$

$$f_{\max} = 2.43 \text{ mm} < f_{adm} = 16 \text{ mm} \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

○ Vérification au Déversement

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

II.5.2. Phase finale

L'acier et le béton travaillent ensemble, les charges de cette phase sont :

- Poids propre du profilé $G_p = 0.776 \text{ KN/ml}$
- Charge permanente $G = 6.35 \text{ KN/m}^2$
- Charge d'exploitation $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

• Calcul des réactions des solives en phase finale

⇒ ELU

$$q_u(1) = 20.5 \text{ KN/m}$$

$$q_u(2) = 19.73 \text{ KN/m}$$

$$R_u = \frac{q_u L_{solive}}{2} \rightarrow R_u = \frac{20.5 \times 8}{2} + \frac{19.73 \times 8}{2}$$

$$R_u = 160.92 \text{ kn}$$

⇒ ELS

$$q_{ser}(1) = 14.96 \text{ KN/m}$$

$$q_{ser}(2) = 14.06 \text{ KN/m}$$

$$R_{ser} = \frac{q_{ser}L_{solive}}{2} \rightarrow R_{ser} = \frac{14.96 \times 8}{2} + \frac{14.06 \times 8}{2}$$

$$R_s = 116.08 \text{ kn}$$

- **Combinaison de charge**

⇒ ELU

$$q_u = 1.35(0.776 + 6.35 \times 0.18) + (1.5 \times 1 \times 0.18)$$

$$q_u = 2.86 \text{ KN/ml}$$

⇒ ELS

$$q_s = 0.776 + (6.35 + 1) \times 0.18$$

$$q_s = 2.1 \text{ KN/ml}$$

- **Détermination de l'axe neutre**

- **Largeur efficace de la dalle**

$$b_{eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{L_0}{4} = \frac{8}{4} = 2 \text{ m} \\ b = 8 \text{ m} \end{array} \right. \rightarrow b_{eff} = 2 \text{ m}$$

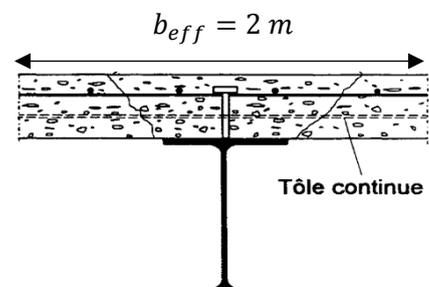


Figure II. 5: Largeur efficace de la zone comprimée

- **Position de l'axe neutre**

- **Résistance de compression de la dalle en béton :**

$$R_b = 0.57 f_{c28} (b_{eff} \cdot h_c)$$

$$\text{Avec : } f_{c28} = 25 \text{ MPA}$$

$$h = 120 \text{ mm}$$

$$h_p = 55 \text{ mm}$$

$$h_c = h - h_p \rightarrow h_c = 120 - 55 = 65 \text{ mm}$$

$$R_b = 0.57 \times 25 \times (2500 \times 65)$$

$$R_b = 1852.5 \text{ KN}$$

- **Résistance de traction du profilé d'acier :**

$$R_a = 0.95 A_a \cdot f_y$$

$$R_a = 0.95 \times 9882 \times 275$$

$$R_a = 2581.17 \text{ KN}$$

$R_a > R_b \rightarrow$ L'Axe neutre plastique est dans la poutre d'acier, alors le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

○ **Moment fléchissant**

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

$$M_{plrd} = (R_{acier} \times \frac{ha}{2}) + R_{béton} \left[\frac{hb}{2} + hp \right]$$

$$M_{plrd} = (2581.17 \times \frac{0.450}{2}) + 1852.5 \left[\frac{0.065}{2} + 0.055 \right]$$

$$M_{plrd} = 742.97 \text{ KN.m}$$

$$\text{Et : } M_{sd} = \frac{q_u l^2}{8} + \frac{R_u l}{2}$$

$$M_{sd} = \frac{2.86 \times 8^2}{8} + \frac{160.92 \times 8}{2}$$

$$M_{sd} = 666.57 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 666.57 \text{ KN.m} < M_{plrd} = 742.97 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

○ **Effort tranchant**

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

$$V_{sd} = \frac{q_u L}{2} + \frac{3R_u}{2} \rightarrow V_{sd} = \frac{2.86 \times 8}{2} + \frac{3 \times 116.08}{2}$$

$$V_{sd} = 252.82 \text{ KN}$$

$$V_{plrdy} = \frac{A_{vy} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{mo}}$$

$$V_{plrdy} = 733.96 \text{ KN}$$

$$V_{sdy} < V_{plrdy} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$V_{sdy} = 252.82 < 0.5 V_{plrdy} = 366.98$$

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

○ **Vérification de la rigidité**

$$f_{adm} = \frac{L}{250} \rightarrow f_{adm} = \frac{8000}{250} \rightarrow f_{adm} = 32 \text{ mm}$$

$$I_c = \frac{A_a \cdot (h_c + 2h_p + h_0)^2}{4(1 + m \cdot v)} + \frac{b_{eff} \cdot h_c^3}{12 \cdot m} + I_{ya}$$

$$\text{Avec : } m=15$$

$$V = \frac{A_a}{A_b} = \frac{A_a}{b_{eff} \cdot h_c} \rightarrow V = \frac{9882}{(2500 \times 65)} \rightarrow V = 0.076$$

$$I_c = 9882 \frac{(65 + 2 \times 55 + 450)^2}{4(1 + 15 \times 0.076)} + \frac{2000 \times 65^3}{12} + 33740 \times 10^4$$

$$I_c = 791.35 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$f_{\max 1} = \frac{5}{384} \times \frac{q_{\text{ser}} l^4}{EI} \rightarrow f_{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{2.1 \times 8000^4}{2.1 \times 10^5 \times 791.35 \times 10^6} \rightarrow f_{\max} = 0.67 \text{ mm}$$

$$f_{\max 2} = \frac{19}{384} \times \frac{q_{\text{ser}} l^3}{EI} \rightarrow f_{\max} = \frac{19}{384} \times \frac{116.08 \times 10^3 \times 8000^3}{2.1 \times 10^5 \times 791.35 \times 10^6} \rightarrow f_{\max} = 17.7 \text{ mm}$$

$$f_{\max} = 0.67 + 17.7 \rightarrow f_{\max} = 18.36 \text{ mm}$$

$f_{\max} = 18.36 \text{ mm} < f_{\text{adm}} = 32 \text{ mm} \dots\dots$ **Condition vérifiée.**

REMARQUE : la procédure de calcul de la poutre principale ci-dessus est la même pour les autres poutres, le calcul est récapitulé dans le tableau suivant :

Tableau II. 9: Récapitulatif des poutres principales des autres niveaux

Niveau	Profilé	Longueur (m)	q_s KN/m	q_u KN/ml	Msd/Mplrd (%)	Flèche adm (mm)	Flèche max (mm)
Terrasse inaccessible	IPE 450	8	2.1	2.86	90	32	18.36
Étage courant	IPE 450	8	1.75	2.39	89	32	18.34

II.6. Calcul des connecteurs [3]

Dans la conception et la construction de structures mixtes en acier et béton, l'utilisation de connecteurs est Important pour assurer la performance de la poutre en acier et de la dalle en béton.

Pour notre hôtel, nous avons choisi d'employer des connecteurs de type goujon Nelson en raison de leur facilité et rapidité d'exécution, ainsi que de leurs avantages en termes de performance.

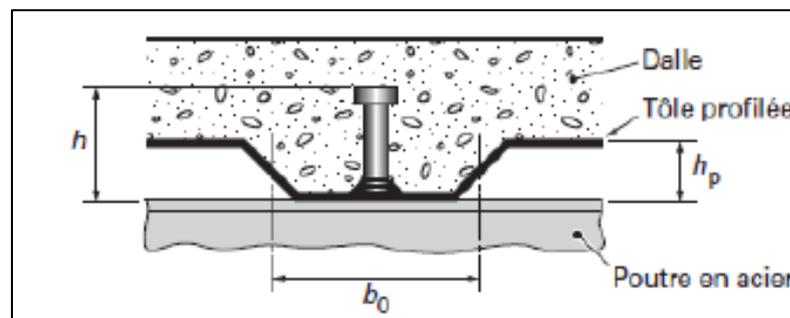


Figure II. 6: Dimensions de la tôle et du connecteur.

• Résistance du connecteur isolée

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} K \cdot 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \frac{\sqrt{f_{c28} \cdot E_c}}{\gamma_v} \\ K \cdot 0.8 \cdot f_u \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4 \cdot \gamma_v} \end{array} \right.$$

Avec :

- γ_v : coefficient partiel de sécurité pour les connecteurs pris égal a 1.25
- d : diamètre du goujon, $d = 19 \text{ mm}$
- f_u : résistance ultime en traction de l'acier du goujon égale a 450 MPA
- E_c : valeur du module d'élasticité sécant du béton égale a 30500 MPA
- f_{c28} : résistance caractéristique du béton égale a 25 MPA
- K : facteur de réduction pour tenir compte de la présence des nervures

$$K = \begin{cases} 0.6 \times \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h_c}{h_p} - 1 \right) \leq 1 \dots \dots \dots \text{pour les poutre} \\ \frac{0.7}{\sqrt{N_r}} \times \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h_c}{h_p} - 1 \right) \leq K_{t,max} \dots \text{pour les solive} \end{cases}$$

Avec :

- N_r : le nombre de goujon par nervure, on le prend égal à 1
- h_c : hauteur de la dalle en béton
- h_p : hauteur du bac d'acier
- b_0 : largeur de la nervure (d'après la fiche technique du HIBAND55)
- $K_{t,max}$: limite supérieure pour le facteur K, égale 0.85 d'après le tableau 6.2 si dessous.
- α : facteur correctif.

Nombre de goujons par nervure	Epaisseur t de la plaque (mm)	Goujons d'un diamètre n'excédant pas 20 mm et soudés à travers la plaque nervurée en acier	Plaques nervurées avec trous et goujons 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

Figure II. 7: Limite de K.

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

Dans notre cas, on a : $\frac{h}{d} = \frac{95}{19} = 5 > 4 \rightarrow \alpha = 1$

- **Connecteur de solive : [6]**

$$K = \frac{0.7}{\sqrt{N_r}} \times \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h_c}{h_p} - 1\right) \rightarrow K = \frac{0.7}{\sqrt{1}} \times \frac{88.5}{55} \left(\frac{95}{55} - 1\right) \rightarrow K = 0.82 < 0.85$$

Donc :

$$P_{rd} = \min \begin{cases} 0.82 \times 0.29 \times 1 \times 19^2 \times \frac{\sqrt{25 \times 30500}}{1.25} = 59.97 \text{ KN} \\ 0.82 \times 0.8 \times 450 \times \frac{\pi \times 19^2}{4 \times 1.25} = 66.95 \text{ KN} \end{cases}$$

$$P_{rd} = 59.97 \text{ KN}$$

- **Effort tranchant repris par les goujons**

$$R_L = \min (R_b; R_a)$$

Avec :

R_b : Résistance de compression du béton ; $R_b = 1852.5 \text{ KN}$

R_a : Résistance de traction du profilé d'acier ; $R_a = 871.8 \text{ KN}$

D'où : $R_L = R_a = 871.8 \text{ KN}$

- **Nombre de connecteurs par demi portée**

$$n = \frac{R_L}{P_{rd}} \rightarrow n = \frac{871.8}{59.97} \rightarrow n = 14.53$$

On prend **15 connecteurs** pour le demi porté ; c'est-à-dire **30 connecteurs** sur toute la longueur totale de la solive.

- **Espacement entre les goujons**

Soit E l'espacement entre les goujons calculer comme suit :

$$E = \frac{L}{n - 1}$$

L Est la longueur de la solive ; $L = 8m$

$$E = \frac{8000}{30-1} \rightarrow E = 275.86 \text{ mm}$$

$$E_{min} \geq 5d \rightarrow E_{min} \geq 5 \times 19 = 95 \text{ mm}$$

$$E_{max} = 6h_c \rightarrow E_{max} = 6 \times 95 = 570 \text{ mm}$$

On opte pour un espacement de 275 mm entre les goujons.

II.7. Prédimensionnement des poteaux

II.7.1. Introduction

La méthode de calcul utilisée pour les poteaux consiste à appliquer le principe de descente de charge, qui permet d'évaluer toutes les forces qui traversent la structure porteuse du bâtiment jusqu'au niveau des fondations. Les poteaux sont des éléments verticaux qui sont soumis à des forces de compression et de flexion, ainsi qu'à des contraintes de flambement. Il est donc important de les concevoir et les dimensionner de manière adéquate pour assurer leur résistance et leur durabilité dans la structure.

II.7.2. Loi de dégression [1]

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment, Q_1 , Q_2 , Q_3 Q_n les charges d'exploitation respectives des planchers des étages 1, 2, 3.....n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivantes :

Sous toit ou terrasse : Q_0

Sous dernier étage : Q_0+Q_1

Sous étage immédiatement inférieur (étage2) : $Q_0+ 0,95 (Q_1 + Q_2)$

Sous étage immédiatement inférieur (étage3) : $Q_0 +0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Pour $n>5$: $Q_0 + (3 + n/2n [Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots Q_n])$

II.7.3. Étapes de pré dimensionnement

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau ;
- Évaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau ;
- La section du poteau est alors calculée aux états limite (ELU) vis-à-vis de la compression simple. [2]

$$P_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$P_s = G + Q$$

La structure étudiée possède des poteaux en profilé HEA.

Le poteau le plus sollicité reprend une surface de 36 m^2 dans tous les étages.

- **Poids des plancher :**

$$\text{Plancher terrasse : } G = 36 \times 6.35 \rightarrow G = 228.6 \text{ KN}$$

$$\text{Plancher courant : } G = 36 \times 4.40 \rightarrow G = 158.4 \text{ KN}$$

- **Poids des éléments horizontaux :**

Poutre principale : $G = 8 \times 0.776 \rightarrow G = 6.21 \text{ KN}$

Poutre secondaire $G = 4.5 \times 0.422 \rightarrow G = 1.9 \text{ KN} \Rightarrow G_t = 6.21 + 1.9 + 3.38 = 11.49 \text{ KN}$

Solive : $G = 18 \times 0.188 \rightarrow G = 3.38 \text{ KN}$

- **Poids totaux des plancher :**

Plancher terrasse : $G = 228.6 + 11.49 \rightarrow G = 240.09 \text{ KN}$

Plancher courant : $G = 158.4 + 11.49 \rightarrow G = 169.89 \text{ KN}$

Tableau II. 10: Tableau de descente des charges

Niveau Surcharge (Q)	Gi (KN/m ²)	Qi (KN/m ²)	∑ Qi (KN/ m ²)	Surface (m ²)	∑ Qi (KN)	∑ Gi (KN)	Nsd (KN)
N1 (terrasse non accessible) Q ₀	6.35	1	1	36	36	240,09	378,1215
N2 (8eme étage) Q ₁	4.4	1.5	2.5		90	409,98	688,473
N3 (7eme étage) Q ₂	4.4	1.5	3.85		138,6	579,87	990,7245
N4 (6eme étage) Q ₃	4.4	1.5	5.05		181,8	749,76	1284,876
N5 (5eme étage) Q ₄	4.4	1.5	6.1		219,6	919,65	1570,928
N6 (4eme étage) Q ₅	4.4	1.5	7		252	1089,54	1848,879
N7 (3eme étage) Q ₆	4.4	1.5	7.75		279	1259,43	2118,731
N8 (2eme étage) Q ₇	4.4	1.5	8.5		306	1429,32	2388,42
N9 (1 ^{er} étage) Q ₈	4.4	2.5	9.94		357.75	1599,21	2695.56
N10 (RDC étage) Q ₉	4.4	2.5	11.34		408.19	1769,1	3000.56
N11(sous-sol) Q ₁₀	4.4	2.5	12.70		457.20	1938,99	3303.436

- **Calcul les sections et profilés nécessaires**

• **Poteau du 8^{ème} étage : [2]**

$$\begin{cases} G = 240.09 \text{ Kn} \\ Q = 1 \text{ kN} \end{cases} \rightarrow p_u = (1.35G + 1.5Q) = 378.12 \text{ kN}$$

$$N_{sd} \leq N_{pl,rd} = \frac{A f_y}{1.1} \rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \times 1.1}{f_y} \rightarrow A \geq \frac{378.12 \times 10^3 \times 1.1}{275} \rightarrow A \geq 1512.48 \text{ mm}^2$$

On opte pour un HEA 100 ($A = 2124 \text{ mm}^2$)

Le pré dimensionnement des autres poteaux est regroupé dans le tableau ci-dessous :

Tableau II. 11: Sections et profilés nécessaires

Etage	Nsd (KN)	$A^{\text{calculé}} (\text{mm}^2)$	$A^{\text{choisi}} (\text{mm}^2)$	Profilé
8 ^{ème}	378,1215	1512,486	2124	HEA100
7 ^{ème}	688,473	2753,892	3142	HEA140
6 ^{ème}	990,7245	3962,898	4525	HEA180
5 ^{ème}	1284,876	5139,504	5383	HEA200
4 ^{ème}	1570,928	6283,71	6434	HEA220
3 ^{ème}	1848,879	7395,516	7684	HEA240
2 ^{ème}	2118,731	8474,922	8682	HEA260
1 ^{er}	2388,582	9553,68	9726	HEA280
RDC	2685,434	10782,234	11250	HEA300
SSL	2982,285	12002,256	12440	HEA320

II.7.4. Vérification du flambement pour le poteau du 8^{ème} étage [2]

Tableau II. 12: Caractéristique géométrique de profilé HEA100

Désignation	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques					
	G (kg/m)	A (mm ²)	h (mm)	B (mm)	Tf (mm)	I _z (cm ⁴)	I _y (cm ⁴)	Wplz (cm ³)	Wply (cm ³)	i _y (cm)	i _z (cm)
HEA100	16.7	2124	96	100	8	133.8	349.2	41.14	83.01	4.06	2.51

La résistance de calcul au flambement d'un élément comprimé doit être prise égale à

$$N_{sd} \leq N_{brd} = \frac{\chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{m1}} \quad \text{Avec :}$$

$\beta_A = 1$ Pour les sections transversales de classe 1, 2 et 3 ;

$\beta_A = \frac{A_{eff}}{A}$ Pour les sections transversales de classe 4.

- **Suivant l'axe y-y**

$$L_{fy} = 0.5h = 0.5 \cdot 3.40 \rightarrow L_{fy} = 1.7 \text{ m} \rightarrow \lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} \rightarrow \lambda_y = \frac{1700}{40.6} \rightarrow \lambda_y = 41.87$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{41.87}{86.81} \rightarrow \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = 0.48$$

- **Suivant l'axe z-z**

$$L_{fz} = 0.7h = 0.7 \cdot 3.40 \rightarrow L_{fz} = 2.38 \text{ m}$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} \rightarrow \lambda_z = \frac{2380}{25.1} \rightarrow \lambda_z = 94.82$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{94.82}{86.81} \rightarrow \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = 1.09$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y ; \bar{\lambda}_z) \rightarrow \bar{\lambda} = 1.09 > 0.2 \text{ Il y a risque de flambement}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h/b = 0.96 \\ tf = 8 \end{array} \right. \rightarrow \text{courbe de flambement C} \rightarrow \alpha = 0.49$$

$$\varphi = 0.5 [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] \rightarrow \varphi = 0.5 [1 + 0.49(1.09 - 0.2) + 1.09^2]$$

$$\rightarrow \varphi = 1.31$$

$$X = \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \bar{\lambda}^2}} \rightarrow X = \frac{1}{1.31 + \sqrt{1.31^2 - 1.09^2}} \rightarrow X = 0.488$$

$$N_{b,rd} = \frac{X \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}} \rightarrow N_{b,rd} = \frac{0.491 \times 1 \times 2124 \times 275}{1.1} \rightarrow N_{b,rd} = 259.32 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 378,12 \text{ kN} > N_{b,rd} = 259.32 \text{ kN} \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

On doit augmenter la section du profilé, on opte pour un HEA 140

- **Suivant l'axe y-y :**

$$L_{fy} = 0.5h = 0.5 \cdot 3.40 \rightarrow L_{fy} = 1.7 \text{ m}$$

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} \rightarrow \lambda_y = \frac{1700}{57.3} \rightarrow \lambda_y = 29.67$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{29.67}{86.81} \rightarrow \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = 0.34$$

- **Suivant l'axe z-z :**

$$L_{fz} = 0.7h = 0.7 \cdot 3.40 \rightarrow L_{fz} = 2.38 \text{ m}$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} \rightarrow \lambda_z = \frac{2380}{35.2} \rightarrow \lambda_z = 67.61$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{67.61}{86.81} \rightarrow \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = 0.78$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y ; \bar{\lambda}_z) \rightarrow \bar{\lambda} = 0.78 > 0.2 \text{ Il y a risque de flambement}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h/b = 0.95 \\ tf = 8 \end{array} \right. \rightarrow \text{courbe de flambement C} \rightarrow \alpha = 0.49$$

$$\varphi = 0.5 [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] \rightarrow \varphi = 0.5 [1 + 0.49(0.78 - 0.2) + 0.78^2]$$

$$\rightarrow \varphi = 0.945$$

$$X = \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \bar{\lambda}^2}} \rightarrow X = \frac{1}{0.945 + \sqrt{0.945^2 - 0.78^2}} \rightarrow X = 0.675$$

$$N_{b,rd} = \frac{X \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}} \rightarrow N_{b,rd} = \frac{0.675 \times 1 \times 3142 \times 275}{1.1} \rightarrow N_{b,rd} = 530.55 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 378,12 \text{ kN} < N_{b,rd} = 530.55 \text{ kN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

REMARQUE : la procédure de calcul de la vérification des poteaux au flambement est la même pour les autres niveaux, le calcul est récapitulé dans les tableaux suivants :

Tableau II. 13: Récapitulatif de la vérification du flambement

Etage	N _{sd} (Kn)	N _{b,rd} (Kn)	Ratio (%)	Profilé choisi
8 ^{ème}	378.12	530.55	71	HEA 140
7 ^{ème}	688.47	709.08	97	HEA 160
6 ^{ème}	990.72	1095.85	90	HEA 200
5 ^{ème}	1284.88	1358.13	95	HEA 220
4 ^{ème}	1570.93	1665.05	94	HEA 240
3 ^{ème}	1848.88	1922.49	96	HEA 260
2 ^{ème}	2118.73	2192.54	97	HEA 280
1 ^{er}	2388.58	2573.83	93	HEA 300
RDC	2685.43	2838.74	95	HEA 340
SSL	2982.29	3032.6	98	HEA 360

REMARQUE : la procédure de calcul de la vérification des poteaux au flambement est la même pour les poteaux de rives et d'angles est selon RPA il est recommandé d'avoir des sections de poteaux qui se rapproche par étages, donc on a généralisé les profilés du poteau central pour les autres poteaux, et on change de profiler chaque deux niveaux

- RDC+1er ⇒ HEA 340
- 2eme+3eme ⇒ HEA 300
- 4eme+5eme ⇒ HEA 260
- 6eme+7eme+8eme ⇒ HEA 220

Chapitre III :
Étude des éléments secondaires

III.1. Introduction

En génie civil, les éléments secondaires sont des composants qui ne sont pas directement impliqués dans la résistance aux charges sismiques ou autres types de charges, mais qui contribuent au fonctionnement global et à la sécurité de la structure. L'étude des éléments secondaires est aussi importante que l'étude des éléments principaux pour garantir le bon fonctionnement et la sécurité de la structure dans son ensemble.

III.2. Escalier métallique

Un escalier est constitué de marches qui permettent de passer d'un étage à un autre. Chaque marche a une longueur appelée emmarchement (L), une largeur appelée giron (g) et une hauteur appelée contremarche (h).

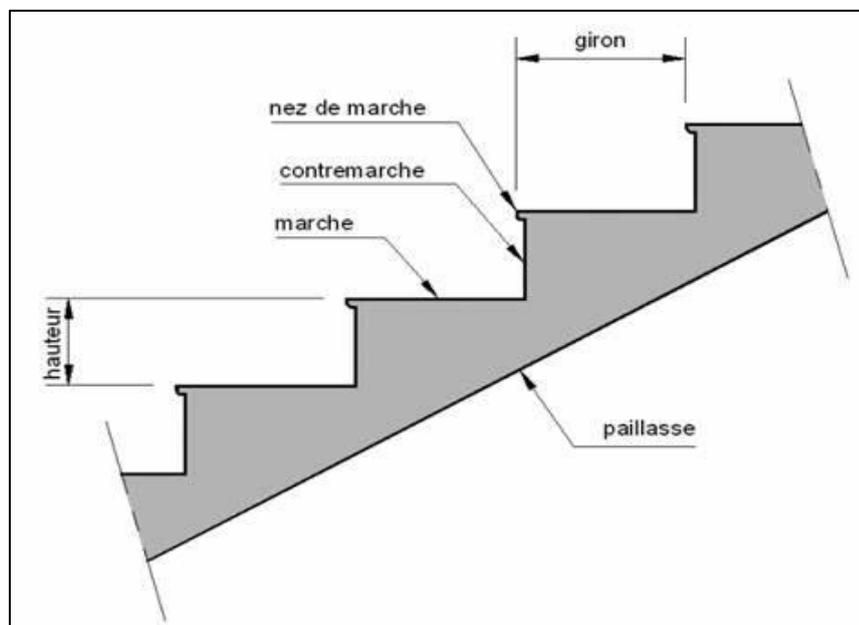


Figure III. 1: Schéma représentatif d'un escalier.

III.2.1. Choix des dimensions

D'après la loi de BLONDEL et pour garantir un bon confort, ses conditions doivent satisfaire :

- h : hauteur de la marche $16.5\text{ cm} \leq h \leq 18.5\text{ cm}$, on prend une hauteur de marche $H=17\text{ cm}$.
- g : largeur de la marche (giron), $27\text{ cm} \leq g \leq 30\text{ cm}$, on prend $g = 30\text{ cm}$

$60\text{ cm} \leq g + 2h \leq 64\text{ cm} \rightarrow g + 2h = 30 + 2 \times 17 = 64\text{ cm} \dots\dots$ **Condition vérifiée.**

Sachant que la hauteur du RDC est de 4.50 m, le nombre de marche sera de :

- $n = \frac{H}{h} = \frac{4.50}{0.17} \rightarrow n = 27$ contre marches
- L'inclinaison de la paillasse : $\tan \alpha = \frac{2.25}{3.6} = 0.625$; $\alpha = 32^\circ$

La figure montre les dispositions et les dimensions des différents éléments constituant l'escalier :

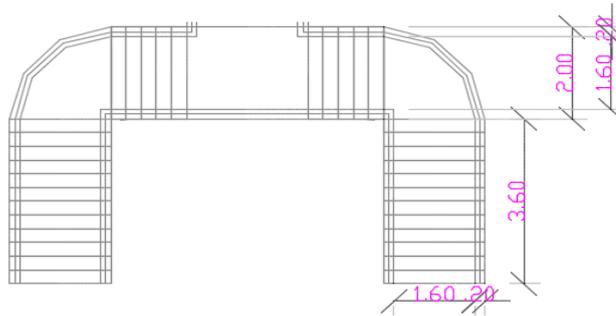


Figure III. 2: Vue en plan de l'escalier tiré du plan d'architecture.

III.2.2. Dimensionnement des limons

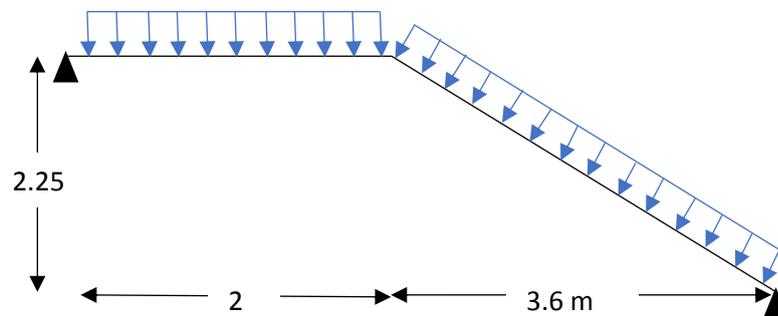


Figure III. 3: Charges appliquées sur le limon.

III.2.2.1. Évaluation des charges [1]

- Tôle striée ($e = 0.5$ cm) : $0.005 \times 78.5 = 0.40$ KN/m²
 - Béton ($e = 7$ cm) : $0.07 \times 25 = 1.75$ KN/m²
 - Chappe : 0.4 KN/m²
 - Grés cérame : 0.28 KN/m²
 - Garde-corps : 1 KN/ml
- $G = 2.82$ KN/m² ; $Q_{esq} = 2.5$ KN/m²

III.2.2.2. Dimensionnement à ELS [2]

$$G_1 = 2.82 \times (1.6/2) + 1 = 3.256 \text{ KN/m}$$

$$G_2 = 2.82 \times 1.6/2 = 2.256 \text{ KN/m}$$

$$Q = 2.5 \times 1.6/2 = 2 \text{ KN/m}$$

$$Q_1 = G_1 + Q \rightarrow Q_1 = 3.256 + 2 = 5.256 \text{ KN/m}$$

$$Q_2 = G_2 + Q \rightarrow Q_2 = 2.256 + 2 = 4.256 \text{ KN/m}$$

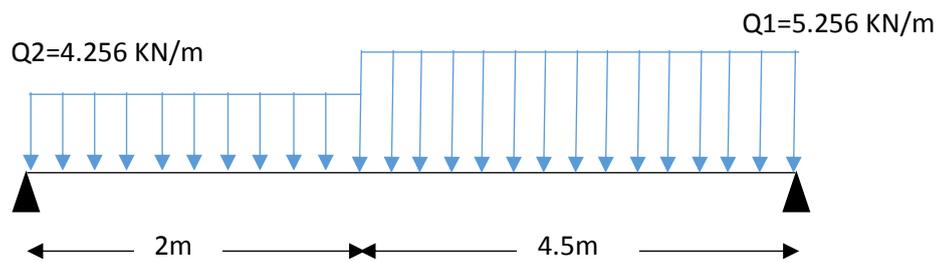


Figure III. 4: Charges revenant au limon.

Pour être en sécurité, et dans le but de simplifier nos calculs on prendra :

$$Q_{eq} = \max(Q_1; Q_2) = 5.256 \text{ KN/m}$$

- Dimensionnement par condition de flèche

$$f = \frac{5q_s l^4 250}{384EI} \leq f = \frac{l}{250} \rightarrow I \geq \frac{5q_s l^3 250}{384E}$$

$$I \geq \frac{5 \times 250 \times 5.256 \times (6500^3) \times 10^{-4}}{384 \times 2,1 \times 10^5}$$

$$I \geq 2237.468 \text{ cm}^4$$

On prendra un profilé UPN 240.

- Vérification du moment fléchissant a l'ELU : [2]

$$q_u = 1.35(G + G_{upn}) + 1.5Q \rightarrow q_u = 1.35 \times (3.256 + 0.332) + 1.5 \times 2$$

$$q_u = 7.84 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{7.84 \times 6.5^2}{8} = 41.41 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{(358 \times 10^{-3}) \times 275}{1.1} = 89.5 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 41.41 \text{ KN.m} \leq M_{plrd} = 89.5 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de l'effort tranchant : [2]**

$$V_{sd} = \frac{7.84 \times 6.5}{2} = 25.48 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_m \sqrt{3}} \rightarrow V_{plrd} = \frac{23.7 \times 275}{1 \times \sqrt{3}} = 376.29 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 25.48 \text{ KN} \leq V_{plrd} = 376.29 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la flèche : [2]**

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_{ser} l^4}{EI} \rightarrow f_{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{5.59 \times 6500^4}{2.1 \times 10^5 \times 3600 \times 10^4} \rightarrow f_{\max} = 17.19 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{250} \rightarrow f_{adm} = \frac{6500}{250} \Rightarrow f_{adm} = 26 \text{ mm}$$

$$f_{\max} = 17.19 \text{ mm} < f_{adm} = 26 \text{ mm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

III.2.3. Dimensionnement de la cornière de marche

Condition de flèche a l'ELS :

$$G_{marche} = 2.82 \times \left(\frac{0.3}{2}\right) = 0.423 \text{ KN/ml}; \text{ (0.3 m étant la largeur de la marche « giron »)}$$

$$Q_{marche} = 2.5 \times \left(\frac{0.3}{2}\right) = 0.375 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{ser} = G_{marche} + Q_{marche} \rightarrow Q_{ser} = 0.423 + 0.375 = 0.8 \text{ KN/ml}$$

- **Dimensionnement par condition de flèche**

$$f = \frac{5q_s l^4 250}{384EI} \leq f = \frac{l}{250} \rightarrow I \geq \frac{5q_s l^3 250}{384E}$$

$$I \geq \frac{5 \times 250 \times 0.8 \times (1600^3) \times 10^{-4}}{384 \times 2.1 \times 10^5}$$

$$I \geq 5.08 \text{ cm}^4$$

Soit une cornière a aile égale L100x100x10

$$I_y = I_z = 176,7 \text{ cm}^4 ; G_{L100} = 15,0 \text{ KG/ml}$$

$$W_{el,y} = W_{pl,y} = 24,62 \text{ cm}^3$$

- **Vérification du moment fléchissant a l'ELU : [2]**

$$q_u = 1.35 (G_{marche} + G_{L100}) + 1.5 Q_{marche} = 1.34 \text{ kN/ml}$$

$$M_{sd} = \frac{1.34 \times 1.6^2}{8} = 0.43 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{3.05 \times 275}{1.1} = 6.15 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 0.43 \text{ m} < M_{plrd} = 6.15 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$V_{sd} = \frac{1.34 \times 1.6}{2} = 1.072 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{V_{sd} \cdot S}{e \cdot I_y} \leq \tau' = \frac{f_y}{\sqrt{3}};$$

S est le moment statique $S = 31.27 \text{ cm}^3$

$$\tau = 18.97 \text{ MPA} \leq \tau' = 158.77 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.3. L'acrotère

Dans les cas courants, l'acrotère est un élément secondaire qu'on retrouve dans des surfaces exposées à des différents niveaux, il a pour rôle la protection des personnes. Ici on le retrouve dans les façades longitudinales du bâtiment.

III.3.1. Charges verticales

Le poids propre de l'acrotère a été estimé précédemment, donc pour 1m le poids est comme suit : **G= 2.52 kN/ml**

III.3.2. Charges horizontales

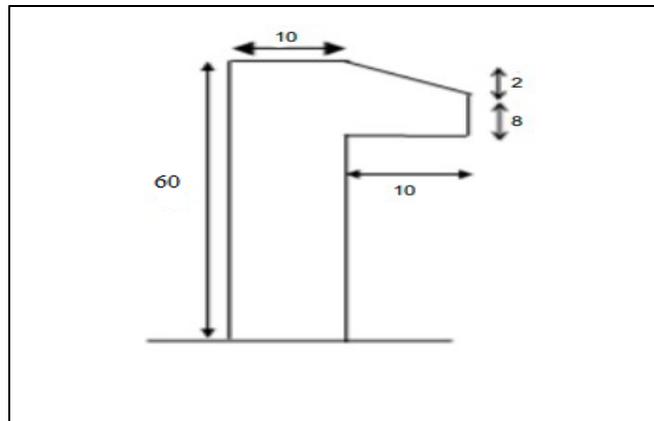


Figure III. 5: Dimension de l'acrotère.

- **Charge sismique**

D'après le RPA99, l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme :

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p [4]$$

Avec :

- A: Coefficient d'accélération de zone
- C_p : Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8
- W_p : Poids de l'élément considéré.

Dans ce cas : Le groupe d'usage 2 et Zone III

- $A = 0,25$
- $C_p = 0,8$
- $W_p = 2.52 \text{ KN/ml}$

Donc $F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2.52 = 2,016 \text{ kN/m}$

- **Charge d'exploitation**

L'effet de la main courante est de $Q = 1,00 \text{ kN/ml}$

- **Hypothèses de calcul**

L'acrotère est calculé comme un élément console, sollicité principalement à la charge accidentelle, et donc sollicité en flexion simple.

La fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

Le calcul se fera pour une bande d'un mètre et demi linéaire (1m).

- **Calcul des sollicitations**

Tableau III. 1: Calcule des sollicitations

ELU			ELS		
N_u	1,35xG	3.402 kN	N_s	G	2.52 kN
M_u	1,5xQ _h	1.5 kN.m	M_s	Q _h	1 kN.m
T_u	1,5xF	3 kN	T_s	F	2 kN

III.3.3. Ferrailage

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

➤ **ELU**

Données :

$b = 100 \text{ cm}$, $h = 10 \text{ cm}$, $d = 9 \text{ cm}$ et $c = c' = 2 \text{ cm}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, $f_{tj} = 2,1 \text{ MPa}$; $f_e = 500 \text{ MPa}$,
 $\sigma_b = 14,17 \text{ MPa}$, $\sigma_s = 435 \text{ MPa}$.

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} \quad e_0 = 44.12 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = 3 \text{ cm} < e_0 \text{ donc : } M_{as} = M_U + N_U \left(d - \frac{h}{2} \right) = 2.7 \text{ kN.m}$$

D'après l'organigramme : $M = M_f = 2.7 \text{ kN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_{as}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = 0.04025$$

$$\mu_u = 0.04025 < \mu_R = 0.391 \rightarrow A'_s = 0$$

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

Tableau III. 2: Calcul de ferrailage

μ_u	μ_R	α	Z (cm)	σ_s (MPa)	A_s (cm ²)
0.04025	0.391	0.051	8.82	435	1.5

La méthode de calcul sera en [Annexe 2]

- **Ferrailage minimale**

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

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

On adoptera : 4T8 = 2,01 cm².

Espacement

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

$$S_v = \frac{60 - 4 - 4(0.8)}{3} = 17,6 \text{ cm on prend } S_v = 18 \text{ cm}$$

- **Armature de répartition**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} ; 0.502 \leq A_r \leq 1.005 ; \text{ Soit } A_s = 4\text{T8} = 2.01 \text{ cm}^2$$

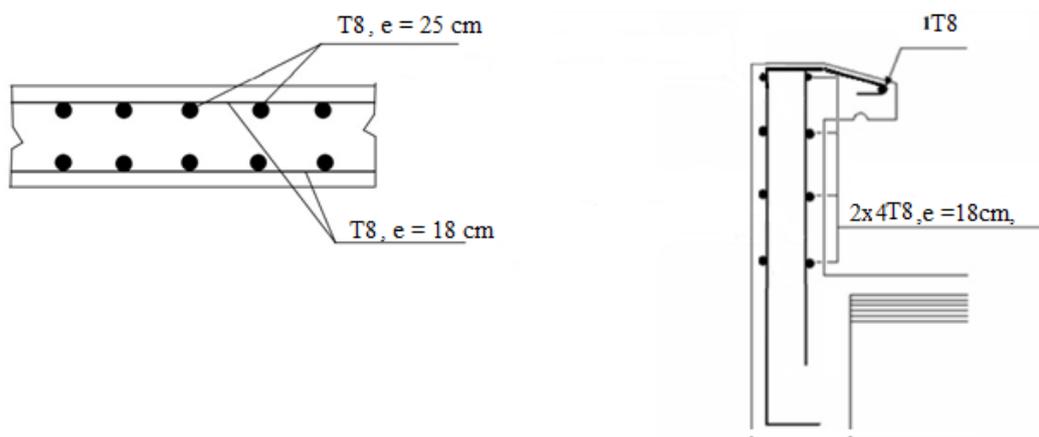


Figure III. 6: Schéma de ferrailage de l'acrotère

Chapitre IV :
Étude dynamique en zone sismique

IV.1. Introduction

L'activité sismique peut se produire à tout moment et provoquer d'importants dégâts humains et matériels. C'est pourquoi les structures doivent être construites de manière adéquate pour résister à ces secousses sismiques, tout en respectant les recommandations des règlements parasismiques tels que le RPA99/version 2003 en Algérie.

Le but de ce processus est de définir un modèle de structure qui vérifie les conditions et critères de sécurité imposés par le règlement parasismique. Cependant, l'étude dynamique d'une structure est souvent complexe en raison du nombre d'éléments et de fonctions existant dans une structure.

Pour simplifier suffisamment le problème, on utilise souvent des modèles de calcul qui permettent d'analyser la structure et de déterminer ses modes propres de vibration ainsi que les efforts induits par l'action sismique.

IV.2. Modélisation de la structure

Pour étudier la réponse d'une structure aux forces sismiques, il est important d'établir un modèle numérique représentant la structure. Ce modèle peut ensuite être introduit dans un logiciel de calcul dynamique tel que ETABS, qui permettra de déterminer les modes propres de vibration de la structure et les efforts sismiques.

La méthode la plus couramment utilisée pour la modélisation de structures est la méthode des éléments finis, qui est prise en charge par la plupart des logiciels de calcul. En utilisant cette approche, on peut obtenir une analyse approfondie de la structure et déterminer sa réponse en cas de séisme.

- **Les éléments de portique**

Les poteaux et poutres de la structure ont été modélisés par des éléments barre (frame Éléments) à deux nœuds possédants chacun 6 degrés de liberté (trois translations, trois rotations).

Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).

Les poteaux entre deux nœuds de différent niveaux (niveau i et niveau $i+1$).

- **Le Diaphragme**

Les surfaces planes telles que les planchers sont assumés infiniment rigides dans leurs plans et ne peuvent pas se déformer hors plan.

- **Conception du contreventement vertical**

Pour une bonne conception parasismique il faudra :

- Disposer les éléments de contreventement d'une manière symétrique dans chaque direction afin de limiter la torsion d'ensemble.
- Maximiser la largeur des éléments verticaux afin de diminuer la déformabilité horizontale.

Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastres (6 DDL bloqués).

- **Modélisation de la masse**

- La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ avec $\beta=0.3$.
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle d'Acier.
- La masse de l'acrotère a été répartie sur les poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers.

IV.3. Choix de la méthode de calcul [4]

Définition des critères de choix de la méthode de calcul et description des deux méthodes retenues par le **RPA99/version2003**

- La méthode statique équivalente
- La méthode d'analyse modale spectrale (spectre de réponse)

IV.3.1. La méthode statique équivalente

Notre structure a une hauteur totale de 32.8, en zone III et de groupe d'usage 2. D'après (RPA99/version2003), la méthode statique équivalente n'est applicable que si la hauteur du bâtiment du groupe 2 en zone III, est inférieure à 17m, soit 5 niveaux ou moins.

IV.3.2. La méthode modale spectrale

Cette méthode est sans doute, la méthode la plus fréquemment utilisée pour l'analyse sismique des structures, elle est caractérisée par :

- La définition du mouvement sismique aux supports sous la forme d'un spectre de réponse ;
- L'hypothèse d'un comportement globale linéaire de la structure permettant l'utilisation des modes propres.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que, la somme des coefficients massiques de ces modes soit au moins égale à 90%

IV.4. Vérification de la structure

IV.4.1. Vérification de la force sismique à la base

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

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W \quad [4]$$

- **A** : coefficient d'accélération de la zone, donnée suivant la zone sismique et le groupe d'usage, notre structure est du groupe 2 en zone III ;
 $\rightarrow A = 0.25$
- **D** : coefficient d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

Avec :

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

T_1, T_2 : période caractéristique associé a la catégorie du site (tableau 4.7 [4])

Tableau IV. 1: Valeurs de la périodes caractéristiques

Site	T1 (sec)	T2(sec)
S3	0.15	0.5

- **Estimation de la période fondamentale de la structure**

$$T = \min(T_1 ; T_{2i})$$

Avec :

- $T_1 = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}}$;
- $T_{2i} = 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D}}$

h_n : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

$$\rightarrow h_n = 32.8 \text{ m}$$

C_T : coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage et il est donnée par (tableau 4.6 [4]).

Dans notre cas, le contreventement est assuré par des palées triangulées dans les deux sens (cas 4) $\rightarrow C_T = 0.05$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré.

$$T_1 = 0.05 \times (32.8)^{\frac{3}{4}} \rightarrow T = 0.526 \text{ sec}$$

- **Sens x** : $D_x = 60 \text{ m}$

$$T_{2x} = \frac{0.09 \times 32.8}{\sqrt{60}} \rightarrow T_x = 0.381 \text{ sec}$$

- **Sens y** : $D_y = 43 \text{ m}$

$$T_{2y} = \frac{0.09 \times 32.8}{\sqrt{43}} \rightarrow T_y = 0.45 \text{ sec}$$

$$\rightarrow T = \min(T_1; T_2) = T_2$$

$$\rightarrow \begin{cases} T_{2x} = 0.381 \text{ sec} \\ T_{2y} = 0.45 \text{ sec} \end{cases}$$

Tableau IV. 2: Choix de la période de calcul

SI	La période choisie pour le calcul du facteur D
$T_{analytique} < 1.3T_{empirique}$	$T = T_{analytique}$
$T_{analytique} \geq 1.3T_{empirique}$	$T = 1.3T_{empirique}$

D'où :

- **Sens x-x** :

$$T_{empirique} = 0.381 \text{ sec}$$

$$1.3T_{empirique} = 1.3 \times 0.381 = 0.496 \text{ sec}$$

- **Sens y-y** :

$$T_{empirique} = 0.45 \text{ sec}$$

$$1.3T_{empirique} = 1.3 \times 0.45 = 0.585 \text{ sec}$$

η : facteur de correction d'amortissement avec ε (%) le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constructif

Avec $\varepsilon = 5 \%$ (acier Dense) $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\varepsilon}} \rightarrow \eta = 1$

- **R** : coefficient de comportement global de la structure, en fonction du système de contreventement, dans notre cas on a utilisé un système de Mixte portiques/ palées triangulées en V, $R=4$ (tableau 4.3, catégorie 10b [4]).

- **Q** : facteur de qualité est fonction de :

-La redondance et la géométrie des éléments de la structure

-La régularité en plan et en élévation

-La qualité du contrôle de construction

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q$$

P_q : Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non ". Sa valeur est donnée par le tableau 4.4 [4]

Tableau IV. 3: Valeurs des pénalités suivant les deux sens [4]

Les conditions	Suivant X	Suivant Y
1. Condition minimale sur les files de contreventements	0.05	0.05
2. Redondance en plan	0	0
3. Régularité en plan	0.05	0.05
4. Régularité en élévation	0.05	0.05
5. Contrôle des qualité des matériaux	0.05	0.05
6. Contrôle de la qualité d'exécution	0	0

$$Q_x = 0.2 + 1 \rightarrow Q_x = 1.2$$

$$Q_y = 0.2 + 1 \rightarrow Q_y = 1.2$$

- **W** : poids total de la structure

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

Avec : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

W_{Gi} : poids du aux charges permanentes et à celle des équipements fixes solidaire a la structure ;

W_{Qi} : charge d'exploitation

β : coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, dans notre cas ; $\beta = 0.3$ [4]

$$V_x = \frac{A.D.Q}{R} \cdot W = \frac{1.2 \times 0.25}{4} \cdot W \cdot D \quad \longrightarrow \quad V_x = 0.075 \cdot D_x \cdot W$$

$$V_y = \frac{A.D.Q}{R} \cdot W = \frac{1.2 \times 0.25}{4} \cdot W \cdot D_y \quad \longrightarrow \quad V_y = 0.075 \cdot D_y \cdot W$$

Pour chaque model étudié on va calculer la force statique équivalent en fonction de D et W

IV.4.2. L'analyse modale spectrale

L'analyse modale spectrale est une méthode pour calculer les effets les plus importants d'un séisme sur une structure. Elle utilise une sollicitation sismique qui est exprimée par un spectre de réponse.

Cette analyse peut être faite pour n'importe quelle structure et donne des résultats plus précis et souvent satisfaisants, si la modélisation est bien faite. L'action sismique est décrite par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

Pour notre étude, le spectre est donné par le logiciel (spectre RPA99), avec les données suivantes :

- Zone sismique III, CHLEF.
- Groupe d'usage 2 (ouvrage courant ou d'importance moyenne)
- Pourcentage d'amortissement $\varepsilon = 5 \%$.
- Facteur de qualité $Q = 1.2$ (dans les deux directions).
- Coefficient de comportement $R=4$.

Le spectre est donné par la figure ci-dessous :

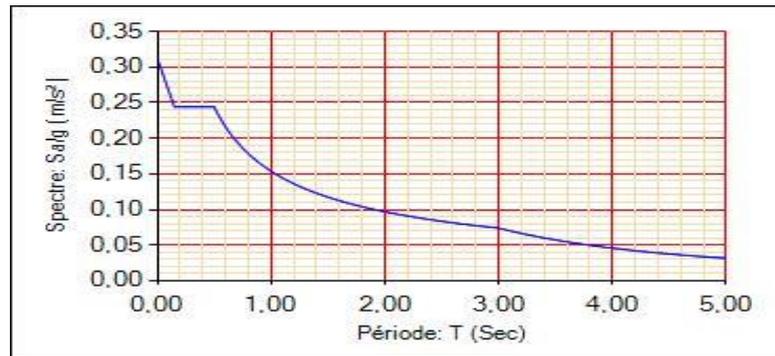


Figure IV. 1: Spectre de réponse.

IV.4.3. Résultat de l'analyse dynamique

IV.4.3.1. Modèle initial

Pour ce modèle on a gardé les sections des poteaux et poutre calculées dans le prédimensionnement et on a proposé une disposition initiale des contreventements pour voir les réponses ou alors V.L.N.A (vibration libre no amortie)

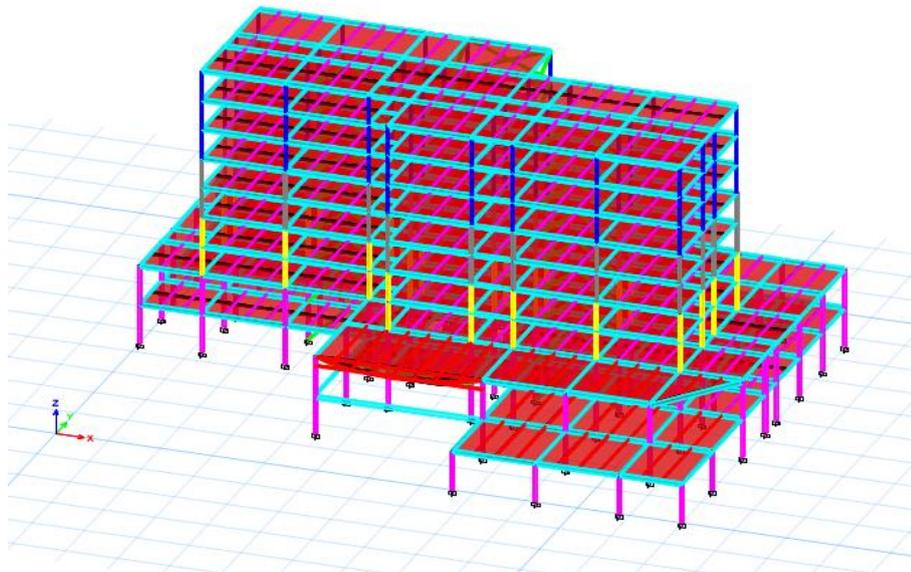


Figure IV. 2: Vue en 3d du modèle initial.

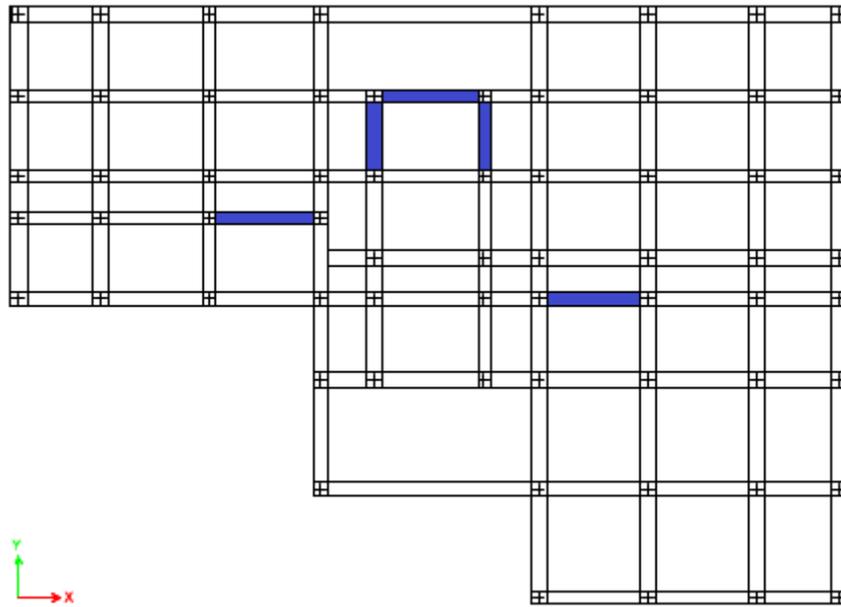


Figure IV. 3: Disposition des contreventements pour le modèle initial.

- **Période et participation du model**

Tableau IV. 4: Pourcentage de participation massique pour model initial

Modes	Périodes [Sec]	Facteur de participation massique (%)				
		U_x (%)	U_y (%)	R_z (%)	$\sum U_x$ (%)	$\sum U_y$ (%)
1	2,112	0,0001	0,5956	0,0165	0,0001	0,5956
2	1,933	0,0466	0,0077	0,4728	0,0468	0,6034
3	1,186	0,5887	0,0004	0,0543	0,6355	0,6038
4	0,767	0,0178	0,0151	0,3264	0,6534	0,6189
5	0,617	0,0004	0,2754	0,0047	0,6538	0,8943
6	0,458	0,0373	0,0002	0,0644	0,691	0,8945
7	0,41	0,2265	2,442E-05	1,979E-06	0,9176	0,8945
8	0,32	1,668E-05	0,0697	2,561E-05	0,9176	0,9642

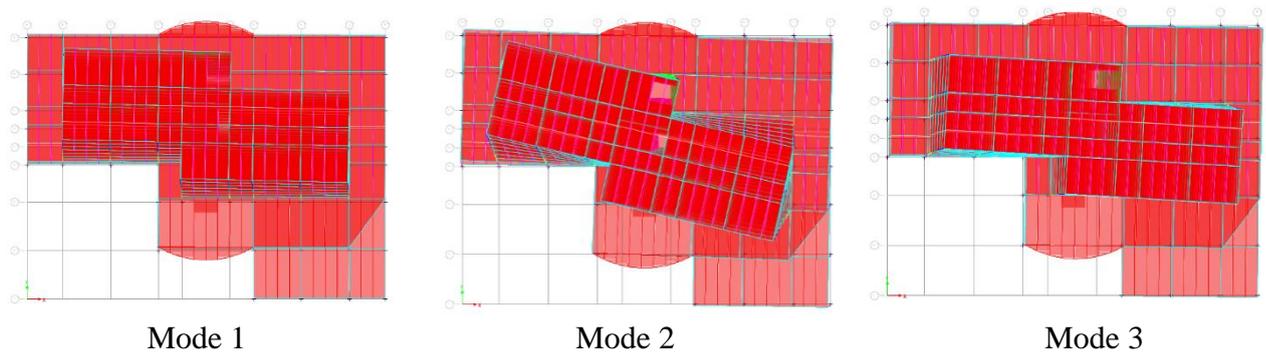


Figure IV. 4: La déformée pour les modes du modèle initial.

Constatations :

L'analyse modale de la structure a conduit à :

- Une période du 1^{er} mode $T_1 = 2.11$ sec.
- La participation de la masse dépasse le seuil de 90% à partir du 8eme mode
- Premier mode on a translation selon yy
- 2eme mode on a rotation
- 3eme mode on a translation selon xx

IV.4.3.2. Modèle intermédiaire

Pour ce modèle on a changé les sections des poteaux et on a ajouté et change les dispositions des contreventements afin d'éviter la rotation dans 2eme mode

Les poteaux :

- RDC+1er \Rightarrow HEA400
- 2eme+3eme \Rightarrow HEA 360
- 4eme+5eme \Rightarrow HEA 320
- 6eme+7eme+8eme \Rightarrow HEA 300

Les contreventements : tube 200*200*20

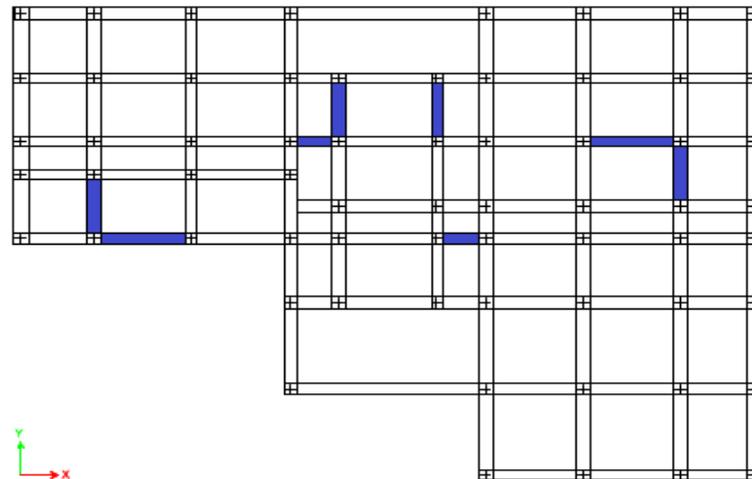


Figure IV. 5: Disposition des contreventements pour le modèle intermédiaire.

- **Période et participation du modèle**

Tableau IV. 5: Pourcentage de participation massique pour le modèle intermédiaire

Modes	Périodes [Sec]	Facteur de participation massique (%)				
		U_x (%)	U_y (%)	R_z (%)	$\sum U_x$ (%)	$\sum U_y$ (%)
1	1,391	0,0237	0,624	0,0002	0,0237	0,624
2	1,047	0,5735	0,0364	0,0054	0,5972	0,6605
3	1,003	0,0057	0,0001	0,7216	0,6029	0,6606
4	0,506	0,0001	0,0356	0,1804	0,603	0,6961
5	0,414	0,0049	0,2258	0,0255	0,6079	0,9219
6	0,338	0,2912	0,0013	0,0001	0,8991	0,9232
7	0,223	0,0024	0,0116	0,0573	0,9015	0,9348

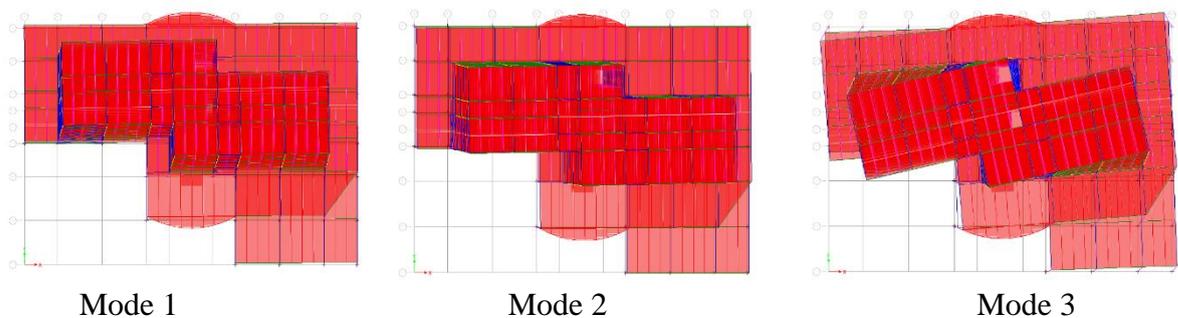


Figure IV. 6: La déformée pour les modes du modèle intermédiaire.

Constatations :

L'analyse modale de la structure a conduit à :

- Une période $T_1 = 1.39$ sec.
- La participation de la masse dépasse le seuil de 90% à partir du 7eme mode.
- Premier mode on a translation selon yy
- 2eme mode on a translation selon xx
- On a rotation dans 3eme mode

Or, on a :

Sens x-x :

- $T_{empirique} = 0.381$ sec
- $1.3T_{empirique} = 1.3 \times 0.381 = 0.496$ sec

$$T_{analytique} = 1.047 \text{ sec} > 1.3T_{empirique} = 0.496 \text{ sec}$$

Alors la période adoptée est $T = 1,3T_{empirique} = 0,496$ Sec.

$$T = 0,496 \text{ Sec} < 0.5 \rightarrow D_x = 2,5 \times 1 = 2.5$$

Sens y-y :

- $T_{empirique} = 0.45$ sec
- $1.3T_{empirique} = 1.3 \times 0.45 = 0.585$ sec

$$T_{analytique} = 1.39 \text{ sec} > 1.3T_{empirique} = 0.585 \text{ sec}$$

Alors la période adoptée est $T = 1,3T_{empirique} = 0,585$ Sec.

$$T = 0.5 < 0.585 \text{ Sec} < 3,0 \rightarrow D_y = 2,5 \times 1 \times \left(\frac{0,5}{0,585}\right)^{2/3} = 2.25$$

Donc :

Tableau IV. 6: Récapitulatif des facteurs impliqués dans la statique équivalente

Sens	A	D	Q	R	W(KN)	Vs(KN)
XX	0,25	2,5	1,2	4	53377,2755	10008,24
YY	0,25	2,25	1,2	4	53377,2755	9007,415

- **Vérification de l'effort tranchant à la base [4]**

La résultante des forces sismique à la base V_{dyn} obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieur à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{stat} .

Si : $V_{dyn} < 0.8 V_{stat}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, ...) dans le rapport $0.8V_{stat}/V_{dyn}$.

Suite à l'application du spectre de calcul dans les deux sens de la structure, les résultats sont comme suit :

$$V_{x,dyn} = \sqrt{F_x^2 + F_y^2} = 5966.5427 \text{ KN}$$

$$V_{y,dyn} = \sqrt{F_x^2 + F_y^2} = 5183.20 \text{ KN}$$

$$0,8 V_{x,stq} = 8006,59 \text{ 2KN} > V_{x,dyn} = 5966.5427 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad r_x = 1.342$$

$$0,8 V_{y,stq} = 7205,932\text{KN} > V_{y,dyn} = 5183.20 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad r_y = 1.3903$$

- **Vérification du déplacement inter étage [4]**

Le déplacement horizontal à chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta K = R \cdot \delta_{eK}$$

Avec :

δ_{eK} : déplacement du aux forces sismique F_i (y compris l'effet de torsion) ;

R : coefficient de comportement, $R=4$

Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égal à :

$$\Delta K = \delta K - \delta_{K-1}$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui lui est adjacent doivent satisfaire la condition suivante :

$$\Delta K < 1\% h_{\text{étage}}$$

Cela veut dire, que le déplacement de doit pas dépasser 0.01 de la hauteur de l'étage considéré.

- **Sens x-x**

Tableau IV. 7: Déplacement résultant suivant X

Etage	δ^x_{eK} (mm)	δ^x_K (mm)	Δ^x_K (mm)	0.01h (mm)	r (%)	Obs
8 ^{ème}	55,35	297,119	35,375	34	104,04%	CNV
7 ^{ème}	48,76	261,744	37,624	34	110,66%	CNV
6 ^{ème}	41,751	224,119	38,472	34	113,15%	CNV
5 ^{ème}	34,584	185,647	37,726	34	110,96%	CNV
4 ^{ème}	27,556	147,921	36,078	34	106,11%	CNV
3 ^{ème}	20,835	111,842	32,718	34	96,23%	CV
2 ^{ème}	14,74	79,124	28,305	34	83,25%	CV
1 ^{er}	9,467	50,819	31,666	45	70,37%	CV
RDC	3,568	19,153	19,153	45	42,56%	CV

- Sens y-y

Tableau IV. 8: Déplacement résultant suivant Y

Etage	δ^y_{ek} (mm)	δ^y_K (mm)	Δ^y_K (mm)	0.01h (mm)	r (%)	Obs
8 ^{ème}	81,991	455,968	55,050	34	161,91%	CNV
7 ^{ème}	72,092	400,918	56,090	34	164,97%	CNV
6 ^{ème}	62,006	344,828	55,862	34	164,30%	CNV
5 ^{ème}	51,961	288,966	54,116	34	159,16%	CNV
4 ^{ème}	42,23	234,849	50,779	34	149,35%	CNV
3 ^{ème}	33,099	184,070	45,986	34	135,25%	CNV
2 ^{ème}	24,83	138,085	37,488	34	110,26%	CNV
1 ^{er}	18,089	100,597	61,223	45	136,05%	CNV
RDC	7,08	39,373	39,373	45	87,50%	CV

Remarque :

Les déplacement inter étage ne sont pas vérifiés dans les deux sens donc on doit changer les sections des portiques

IV.4.3.3. Modèle final

Pour ce modèle on a proposé une nouvelle section de profilés (utilise les poteaux composés)

Et on a changé la disposition des contreventements

Les poteaux :

- RDC+1er+2eme+3eme \Rightarrow poteaux composés (HEA500 avec HEB500)
- 4eme+5eme+6eme \Rightarrow poteaux composés (HEA450 avec HEB450)
- 7eme+8eme \Rightarrow poteaux composés (HEA360 avec HEB360)

Les poutres :

- principal \Rightarrow IPE 500; secondaire \Rightarrow IPE 400

Les contreventements :

- Tube 200*200*15 ; tube 210*210*20

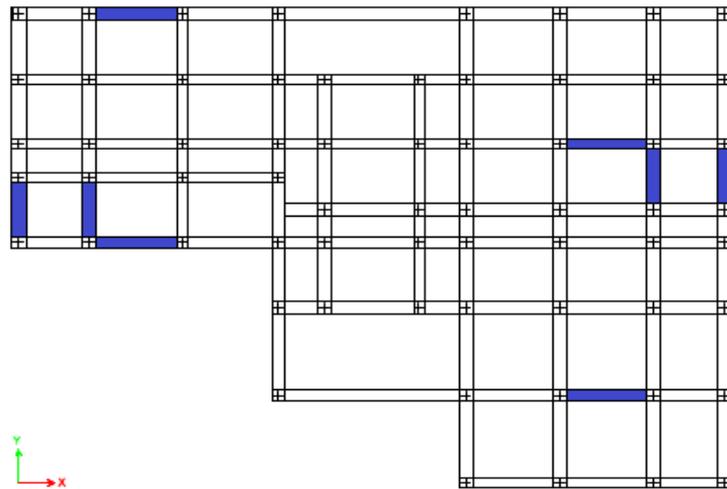


Figure IV. 7: Disposition des contreventements pour le modèle final.

- Période et participation massique du modèle

Tableau IV. 9: Pourcentage de participation massique pour le modèle finale

Modes	Périodes [Sec]	Facteur de participation massique (%)				
		U _x (%)	U _y (%)	R _z (%)	ΣU _x (%)	ΣU _y (%)
1	1,064	0,0463	0,6081	0,0031	0,0463	0,6081
2	0,85	0,6031	0,0669	0,0002	0,6494	0,675
3	0,625	1,763E-06	0,0003	0,4939	0,6494	0,6753
4	0,397	0,0165	0,2398	0,0024	0,6659	0,9151
5	0,319	0,2374	0,0053	0,003	0,9033	0,9205

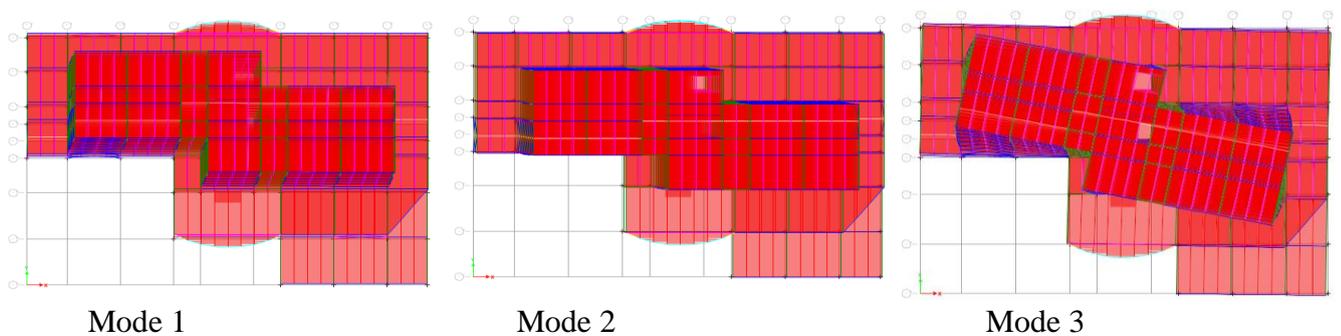


Figure IV. 8: La déformée pour les modes du modèle finale.

Constatations :

L'analyse modale de la structure a conduit à :

- Une période $T_1 = 1,064$ sec.
- La participation de la masse dépasse le seuil de 90% à partir du 5eme mode
- Premier mode on a translation selon yy
- 2eme mode on a translation selon xx
- On a rotation dans 3eme mode

Or, on a :

Sens x-x :

- $T_{empirique} = 0.381$ sec
- $1.3T_{empirique} = 1.3 \times 0.381 = 0.496$ sec

$$T_{analytique} = 0,85 \text{ sec} > 1.3T_{empirique} = 0.496 \text{ sec}$$

Alors la période adoptée est $T = 1,3T_{empirique} = 0,496$ Sec.

$$T = 0,496 \text{ Sec} < 0.5 \rightarrow D_x = 2,5 \times 1 = 2.5$$

Sens y-y :

- $T_{empirique} = 0.45$ sec
- $1.3T_{empirique} = 1.3 \times 0.45 = 0.585$ sec

$$T_{analytique} = 1.064 \text{ sec} > 1.3T_{empirique} = 0.585 \text{ sec}$$

Alors la période adoptée est $T = 1,3T_{empirique} = 0,585$ Sec.

$$T = 0.5 < 0.585 \text{ Sec} < 3,0 \rightarrow D_y = 2,5 \times 1 \times \left(\frac{0,5}{0,585}\right)^{2/3} = 2.25$$

Donc :

Tableau IV. 10: Récapitulatif des facteurs impliqués dans la statique équivalente

Sens	A	D	Q	R	W(KN)	Vs(KN)
XX	0,25	2,5	1,2	4	56560,5646	10603,25404
YY	0,25	2,25	1,2	4	56560,5646	9542,928634

• **Vérification de l'effort tranchant à la base**

D'après ETABS on obtient les valeurs suivantes :

$$V_{x,dyn} = \sqrt{F_x^2 + F_y^2} = 6926,436852 \text{ KN}$$

$$V_{y,dyn} = \sqrt{F_x^2 + F_y^2} = 6376,295325 \text{ KN}$$

$$0,8 V_{x,stq} = 8482,60323 \text{ KN} > V_{x,dyn} = 6926,436852 \text{ KN} \rightarrow r_x = 1.225$$

$$0,8 V_{y,stq} = 7634,34291 \text{ KN} > V_{y,dyn} = 6376,295325 \text{ KN} \rightarrow r_y = 1.20$$

- Vérification du déplacement inter étage

Tableau IV. 11: Déplacement résultant suivant X

Etage	δ^x_{eK} (mm)	δ^x_K (mm)	Δ^x_K (mm)	0.01h (mm)	r (%)	Obs
8 ^{ème}	49,411	197,644	17,040	34	50,12%	CV
7 ^{ème}	45,151	180,604	20,996	34	61,75%	CV
6 ^{ème}	39,902	159,608	22,452	34	66,04%	CV
5 ^{ème}	34,289	137,156	24,020	34	70,65%	CV
4 ^{ème}	28,284	113,136	24,724	34	72,72%	CV
3 ^{ème}	22,103	88,412	24,132	34	70,98%	CV
2 ^{ème}	16,07	64,280	22,160	34	65,18%	CV
1 ^{er}	10,53	42,120	24,696	45	54,88%	CV
RDC	4,356	17,424	17,424	45	38,72%	CV

Tableau IV. 12: Déplacement résultant suivant Y

Etage	δ^y_{ek} (mm)	δ^y_K (mm)	Δ^y_K (mm)	0.01h (mm)	r (%)	Obs
8 ^{ème}	65,172	260,688	24,244	34	70,09%	CV
7 ^{ème}	59,111	236,444	28,588	34	82,67%	CV
6 ^{ème}	51,964	207,856	29,780	34	86,20%	CV
5 ^{ème}	44,519	178,076	30,948	34	89,70%	CV
4 ^{ème}	36,782	147,128	30,876	34	89,63%	CV
3 ^{ème}	29,063	116,252	29,160	34	84,81%	CV
2 ^{ème}	21,773	87,092	26,716	34	79,05%	CV
1 ^{er}	15,094	60,376	34,912	45	84,16%	CV
RDC	6,366	25,464	25,464	45	62,53%	CV

- Effet du deuxième ordre [4]

L'effet $P\Delta$ est lié à :

- La charge axiale (P)
- La rigidité ou la souplesse de la structure dans son ensemble
- La souplesse des différents éléments de la structure

Les effets de second ordre (ou effet $P - \Delta$) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.1$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitations associés au-dessus du niveau <<K>>

Δ_k : déplacement relatif du niveau <<K>> par rapport au niveau K-1

V_k : effort tranchant d'étage au niveau K, calculé par le logiciel ETABS ;

h_k : hauteur de l'étage K.

Si $0.1 \leq \theta \leq 0.2$; l'effet $P\Delta$ peut-être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur : $\frac{1}{1-\theta_k}$

Si $\theta > 0.2$; la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau IV. 13: Vérification de l'effet P-Δ.

Etage	P_k [KN]	Δ_k		V_k		h_k [mm]	Θ (%)		Obs < 10%
		Sens x [mm]	Sens y [mm]	Sens x [KN]	Sens y [KN]		Sens x	Sens y	
8 ^{ème}	5842,818	17,040	24,244	2007,079	1829,775	3400	1,46	2,28	OK
7 ^{ème}	10227,413	20,996	28,588	3238,990	2930,492	3400	1,95	2,93	OK
6 ^{ème}	14684,780	22,452	29,780	4189,289	3765,163	3400	2,31	3,42	OK
5 ^{ème}	19142,148	24,020	30,948	4945,402	4411,021	3400	2,73	3,95	OK
4 ^{ème}	23599,516	24,724	30,876	5554,936	4917,252	3400	3,09	4,36	OK
3 ^{ème}	28097,204	24,132	29,160	6082,673	5353,363	3400	3,28	4,50	OK
2 ^{ème}	32594,893	22,160	26,716	6550,674	5756,615	3400	3,24	4,45	OK
1 ^{er}	44951,503	24,696	34,912	7820,448	6974,758	4500	3,15	5,00	OK
RDC	56560,564	17,424	25,464	8484,885	7651,554	4500	2,56	4,14	OK

Puisque tous les coefficients sont inférieurs à 10% alors l'effet $p\Delta$ peut-être négliger suivant les deux directions.

• **Justification du coefficient de comportement : [4]**

Selon le choix du coefficient de comportement qui a été adopté pour la structure, ($R=4$ alors Structure mixte Portique – Contreventement), le RPA99 version 2003, préconise de justifier que :

- **Pourcentage des sollicitations dues aux charges verticales reprises par les palées de contreventement :**

L'effort normal total à la base de la structure :

$$P_{total} = 66359,304 \text{ KN}$$

L'effort normal total reprise par les palées de contreventement :

$$P_{CV} = 12105,61 \text{ KN}$$

Rapport : $P_{CV}/P_{total} = 18,24\% < 20\%$ la condition vérifiée.

- **Pourcentage des efforts tranchant dus aux charges horizontales reprise par les portiques :**

Les cadres auto stables ductiles doivent pouvoir reprendre à eux seuls, au moins 25% des charge horizontales globales.

Tableau IV. 14: Vérification des portiques sous l'effort tranchant pour chaque étage

Etage	Effort tranchant Total		Effort tranchant Portiques		Ratio		Obs > 25 X-X	Obs > 25 Y-Y
	V_X [KN]	V_Y [KN]	V_X [KN]	V_Y [KN]	X	Y		
8 ^{ème}	2007,079	1829,775	1336,301	1577,674	66,58%	86,22%	OK	OK
7 ^{ème}	3238,990	2930,492	1366,081	1507,295	42,18%	51,43%	OK	OK
6 ^{ème}	4189,289	3765,163	1800,670	1935,927	42,98%	51,42%	OK	OK
5 ^{ème}	4945,402	4411,021	1885,115	1982,164	38,12%	44,94%	OK	OK
4 ^{ème}	5554,936	4917,252	1902,994	1959,612	34,26%	39,85%	OK	OK
3 ^{ème}	6082,673	5353,363	2025,967	2026,648	33,31%	37,86%	OK	OK
2 ^{ème}	6550,674	5756,615	2250,096	2041,616	34,35%	35,47%	OK	OK
1 ^{er}	7820,448	6974,758	2387,532	1858,006	30,53%	26,64%	OK	OK
RDC	8564,167	7725,626	3713,129	3025,253	43,36%	39,16%	OK	OK

Chapitre V :
Vérification des éléments

V.1. Introduction

Le calcul d'une structure métallique exige de garantir la stabilité statique sous toutes les combinaisons d'actions possibles, conformément aux règlements. Les sollicitations exercées sur les éléments de la structure entraînent des contraintes et des déformations, qui doivent rester en dessous des limites admissibles pour garantir le degré de sécurité souhaité. Les grandes déformations peuvent affecter les zones comprimées des pièces, qui peuvent présenter trois types de comportements caractéristiques appelés phénomènes d'instabilités :

Le flambement : qui affecte les barres simplement comprimées (flambement simple) ou comprimées et fléchies (flambement composé) qui est très dangereux.

Le déversement : qui affecte les semelles comprimées des pièces fléchies.

Le voilement : qui affecte les âmes des pièces fléchies.

Dans ce chapitre, nous allons procéder aux vérifications de ses phénomènes d'instabilité conformément aux réglementations en vigueur, à savoir [2] et [5].

V.2. Vérification des poteaux

Les poteaux sont soumis à la flexion composée, ou chaque poteau est soumis à un effort normal N_{sd} , et deux moments fléchissant $M_{y,sd}$ et $M_{z,sd}$. La vérification se fait pour toutes les combinaisons inscrites aux règlement sous les sollicitations les plus défavorables suivant les deux directions.

V.2.2. Vérification vis-à-vis du flambement

Les différentes sollicitations doivent être combinées dans les cas les plus défavorables, qui sont :

- **Cas 1** : N_{sd}^{max} ; $M_{y,sd}$ et $M_{z,sd}$ correspondant.
- **Cas 2** : $M_{y,sd}^{max}$; N_{sd} et $M_{z,sd}$ correspondant.
- **Cas 3** : $M_{z,sd}^{max}$; N_{sd} et $M_{y,sd}$ correspondant.

Les étapes de vérification au flambement [5]

Les éléments sollicités simultanément en flexion et en compression axiale, pour une section transversale de classes 1 ou 2, doivent satisfaire à la condition suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl,rd}} + \frac{K_y \cdot M_{y,sd}}{M_{ply,rd}} + \frac{K_z \cdot M_{z,sd}}{M_{plz,rd}} \leq 1$$

Avec :

- $K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} ; K_y \leq 1,5$
- $\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2\beta_{M,y} - 4) + \left(\frac{W_{ply} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right) ; \mu_y \leq 0,90$
- $K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} ; K_z \leq 1,5$
- $\mu_z = \bar{\lambda}_z \times (2\beta_{M,z} - 4) + \left(\frac{W_{plz} - W_{el,z}}{W_{el,z}} \right) ; \mu_z \leq 0,90$
- $\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z)$
- $N_{pl,rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M1}}$
- $M_{ply,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}}$
- $M_{plz,rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M1}}$

• **Cas 1 : N_{sd}^{max} ; $M_{sd,y}$ et $M_{sd,z}$ correspondant**

- **Exemple de calcul**

Nos calculs vont être mené sur le Poutreau central du RDC d'un profilé composé (HEB500 Avec HEA500) et d'une hauteur de 4.50 m.

$$N^{max} = 5041.66 \text{ Kn} ; M_{sd,y}^{cor} = 55.85 \text{ Kn.m} ; M_{sd,z}^{cor} = 222.82 \text{ Kn.}$$

Tableau V. 1: Caractéristiques de profilé HEB500&HEA500

Profil	A (cm ²)	I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)	W _{ply} (cm ³)	W _{el,y} (cm ³)	W _{pl,z} (cm ³)	W _{el,z} (cm ³)	i _y (cm)	i _z (cm)
HEB500 &HEA500	435	117661	99716.9	5878.5	4706.4	5245.9	4070.1	16.45	15.14

Suivant l'axe y-y :

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93.91\varepsilon} \rightarrow \frac{L_{fy}/i_y}{93.9\varepsilon} ; \left(f_y = 275 \text{ MPA}, \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0.92 \right)$$

Pour un mode d'instabilité a nœuds fixe on a :

- $\frac{L_f}{L_0} = \left[\frac{1+0.145(\eta_1+\eta_2)-0.265\eta_1\eta_2}{2-0.364(\eta_1+\eta_2)-0.247\eta_1\eta_2} \right]$

Avec :

- $\eta_1 = \frac{K_C + K_1}{K_C + K_1 + K_{p11} + K_{p12}}$
- $\eta_2 = \frac{K_C + K_2}{K_C + K_2 + K_{p21} + K_{p22}} \rightarrow \eta_2 = 0$ Car le poteau est encastré à la base.
- K_1 Et K_2 la rigidité des poteaux adjacents
- K_{pij} La rigidité des poutres associées au nœud considéré

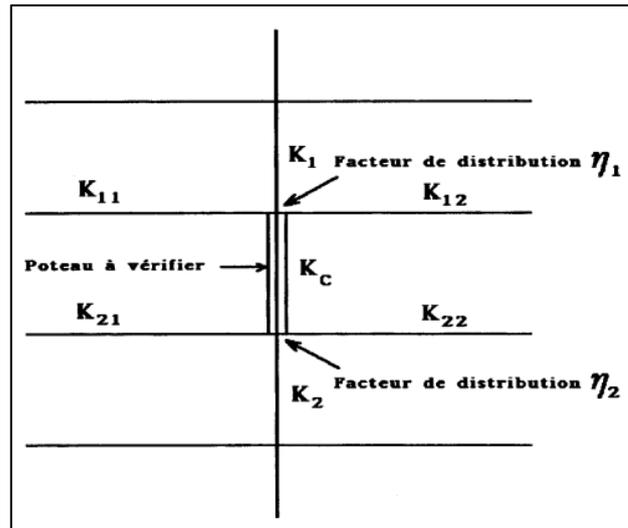


Figure V. 1: Facteurs de distribution pour poteaux continus.

Donc :

$$K_C = K_1 = \frac{I_y(\text{HEA}\&\text{HEB500})}{h} = \frac{117661}{400} = 294.15 \text{ cm}^3$$

$$K_{P12} = K_{P11} = \frac{I_y(\text{IPE400})}{L} = \frac{23130}{550} = 38.55 \text{ cm}^3$$

$$\eta_1 = \frac{(2 \times 294.15)}{(2 \times 294.15) + (2 \times 35.58)} = 0.892$$

$$L_{f,y} = \left[\frac{1 + (0,145 \times 0,892)}{2 - (0,364 \times 0,892)} \right] \times 4 \rightarrow L_{f,y} = 2.695 \text{ m}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{269.5/16.45}{93.91 \times 0.92} \rightarrow \bar{\lambda}_y = 0.189 < 0.2 \text{ il n'y a pas de risque de flambement}$$

$$\chi_y = 1$$

$$\phi_y = 0.5(1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2) \rightarrow \phi_y = 0.515$$

Suivant l'axe z-z :

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93.91\varepsilon} \rightarrow \frac{L_{fz}/i_z}{93,9 \times \varepsilon} ; \left(f_y = 275 \text{ MPA}, \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0.92 \right)$$

$$K_C = \frac{I_z}{h} = \frac{99716.9}{400} = 249.29 \text{ cm}^3$$

$$K_{P12} = K_{P11} = \frac{I_z(PE500)}{L} = \frac{2142}{750} = 2.856 \text{ cm}^3$$

$$\eta_1 = \frac{(2 \times 249.29)}{(2 \times 249.29) + (2 \times 2.856)} = 0.92$$

$$L_{f,z} = \left[\frac{1 + (0,145 \times 0,92)}{2 - (0,364 \times 0,92)} \right] \times 4 \quad \rightarrow \quad L_{fz} = 2.72 \text{ m}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{279/15.14}{93.91 \times 0.92} \rightarrow \bar{\lambda}_z = 0.208 > 0.2 \text{ il n'y a un risque de flambement.}$$

D'après le logiciel ETABS, la combinaison la plus défavorable est : $G + Q + E_y$

- Suivant l'axe y-y :

$$\beta_{M,y} = 1.8 - 0.7\Psi$$

$$\Psi = \frac{My_{min}}{My_{max}} \begin{cases} My_{max} = 55.85 \text{ kn.m} \\ My_{min} = 34.15 \text{ kn.m} \end{cases} \text{ (Obtenu du logiciel Etabs)}$$

$$\Psi = \frac{34.15}{55.85} = 0.61 \rightarrow \beta_{M,y} = 1.373$$

$$\mu_y = 0.189 \times (2 \times 1.373 - 4) + \left(\frac{5878.5 - 4706.4}{4706.4} \right) = 0.12 < 0,9$$

$$K_y = 1 - \frac{0.05 \times 5041.66 \times 10^3}{435 \times 10^2 \times 275} = 0.95 < 1,5$$

- Suivant l'axe z-z:

$$\beta_{M,y} = 1.8 - 0.7\Psi$$

$$\Psi = \frac{My_{min}}{My_{max}} \begin{cases} My_{max} = 58.80 \text{ kn.m} \\ My_{min} = 222.82 \text{ kn.m} \end{cases} \text{ (Obtenu du logiciel Etabs)}$$

$$\Psi = \frac{58.80}{222.82} = 0.26 \rightarrow \beta_{M,z} = 1.62$$

$$\varphi_z = 0.5 [1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] \quad \rightarrow \quad \varphi_z = 0.5 [1 + 0.49(0.208 - 0.2) + 0.208^2]$$

$$\rightarrow \quad \varphi = 0.523$$

$$X_z = \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad \rightarrow \quad X_z = 0.996 \quad \rightarrow \quad \mu_z = 0.50 < 0,9 \rightarrow K_z = 0.79 < 1,5$$

$$\text{On aura : } \frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_y \cdot M_{y,sd}}{W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_z \cdot M_{z,sd}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} = 0,787 < 1 \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

Remarque : la procédure de calcul du poteau ci-dessus est la même pour les autres poteaux. Les efforts internes du logiciel ETABS sous les combinaisons citées au-dessus sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V. 2: Efforts internes des poteaux sous N^{\max} pour chaque niveau

Niveau	Combinaison	N^{\max}	$M_{sd,z}^{cor}$	$M_{sd,y}^{cor}$
8 ^{ème}	1.35G + 1.5Q	406.19	17.14	1.66
7 ^{ème}	1.35G + 1.5Q	727.56	9.67	2.36
6 ^{ème}	1.35G + 1.5Q	1053.447	14.14	2.59
5 ^{ème}	G+Q+Ey	1436.54	-19.32	1.95
4 ^{ème}	G+Q+Ey	2200.541	-29.00	-3.54
3 ^{ème}	G+Q+Ey	3113.448	-34.56	-23.86
2 ^{ème}	G+Q+Ey	4129.97	-46.36	-33.92
1 ^{er}	G+Q+Ey	4414.86	-92.26	-58.66
RDC	G+Q+Ey	5004.2	-235.4	-66.56

Le tableau ci-dessous regroupe les résultats calculés manuellement et les vérifications faites :

Tableau V. 3: Vérifications au flambement par flexion N^{\max}

Flambement par flexion								
Etage	Profilé	Longueur de flambement		Les coefficients			Valeur finale (r)	<1
		L_{fy}	L_{fz}	X_{min}	K_y	K_z		
8 ^{ème}	HEB360&HEA360	2430.88	2389.88	0.981	0.838	0.824	0.252	CV
7 ^{ème}	HEB360&HEA360	2582.71	2549.34	0.973	0.891	0.879	0.276	CV
6 ^{ème}	HEB450&HEA450	2761.82	2619.54	0.991	0.913	0.903	0.285	CV
5 ^{ème}	HEB450&HEA450	2776.87	2647.06	0.983	0.958	0.967	0.251	CV
4 ^{ème}	HEB450&HEA450	2784.55	2661.86	0.983	0.96	0.969	0.382	CV
3 ^{ème}	HEB500&HEA500	2710.46	2821.64	0.993	0.965	0.973	0.489	CV
2 ^{ème}	HEB500&HEA500	2736.46	2821.64	0.993	0.943	0.973	0.659	CV
1 ^{er}	HEB500&HEA500	3663.41	3767.74	0.956	0.916	0.942	0.694	CV
RDC	HEB500&HEA500	2695.50	2728.38	0.996	0.674	0.682	0.787	CV

- Cas 2 : $M_{sd,z}^{max}$; N_{sd} et $M_{sd,y}$ correspondant

Les efforts internes sont extraits du logiciel ETABS, et sont récapitulé dans le tableau ci-dessous :

Tableau V. 4: Efforts internes des poteaux sous $M_{sd,z}^{max}$ pour chaque niveau

Etage	Combinaison	$M_{sd,z}^{max}$	$M_{sd,y}^{cor}$	N^{cor}
8 ^{ème}	G + Q + Ey	133.44	134.73	200.47
7 ^{ème}	G + Q + Ey	118.65	79.60	415.04
6 ^{ème}	G + Q + Ey	162.69	105.83	636.59
5 ^{ème}	G + Q + Ey	168.71	104.87	867.38
4 ^{ème}	G + Q + Ey	163.28	99.13	1098.55
3 ^{ème}	G + Q + Ey	175.54	115.10	1329.32
2 ^{ème}	G + Q + Ey	177.43	99.86	1551.97
1 ^{er}	G + Q + Ey	133.07	65.95	1871.50
RDC	G + Q + Ey	243.78	63.90	2525.63

Le tableau ci-dessous regroupe les résultats calculés manuellement et les vérifications faites :

Tableau V. 5: Vérifications au flambement par flexion pour $M_{sd,z}^{max}$

Flambement par flexion								
Etage	Profilé	Longueur de flambement		Les coefficients			Valeur finale (r)	<1
		L_{fy}	L_{fz}	X_{min}	K_y	K_z		
8 ^{ème}	HEB360&HEA360	2618.59	2389.88	0.98	0.90	0.82	0.433	CV
7 ^{ème}	HEB360&HEA360	2722.08	2549.34	0.973	0.939	0.879	0.358	CV
6 ^{ème}	HEB450&HEA450	2761.82	2619.54	0.991	0.952	0.903	0.363	CV
5 ^{ème}	HEB450&HEA450	2776.87	2647.06	0.990	0.958	0.913	0.392	CV
4 ^{ème}	HEB450&HEA450	2784.55	2661.86	0.989	0.96	0.918	0.404	CV
3 ^{ème}	HEB500&HEA500	2798.80	2688.11	0.998	0.965	0.927	0.395	CV
2 ^{ème}	HEB500&HEA500	2736.46	2687.95	0.998	0.943	0.927	0.405	CV
1 ^{er}	HEB500&HEA500	3663.41	3670.69	0.96	0.916	0.918	0.361	CV
RDC	HEB500&HEA500	2708.66	2697.5	0.997	0.677	0.674	0.530	CV

- **Cas 3 : $M_{sd,y}^{max}$; N_{sd} et $M_{sd,z}$ correspondant**

Les efforts internes sont extraits du logiciel ETABS, et sont récapitulé dans le tableau ci-dessous :

Tableau V. 6: Efforts internes des poteaux sous $M_{sd,y}^{max}$ pour chaque niveau

Etage	Combinaison	$M_{sd,y}^{max}$	$M_{sd,z}^{cor}$	N^{cor}
8 ^{ème}	G + Q + Ex	183.93	38.23	237.46
7 ^{ème}	G + Q + Ex	117.62	24.10	338.09
6 ^{ème}	G + Q + Ex	161.94	32.52	500.26
5 ^{ème}	G + Q + Ex	167.88	34.24	667.54
4 ^{ème}	G + Q + Ex	164.07	33.52	836.97
3 ^{ème}	G + Q + Ex	185.76	38.60	1010.27
2 ^{ème}	G + Q + Ex	221.98	7.81	1052.83
1 ^{er}	G + Q + Ex	389.94	1.48	416.04
RDC	G + Q + Ex	316.56	15.96	839.11

Le tableau ci-dessous regroupe les résultats calculés manuellement et les vérifications faites :

Tableau V. 7: Vérifications au flambement par flexion pour $M_{sd,y}^{max}$

Flambement par flexion								
Etage	Profilé	Longueur de flambement		Les coefficients			Valeur finale (r)	<1
		L_{fy}	L_{fz}	X_{min}	K_y	K_z		
8 ^{ème}	HEB360&HEA360	2437.17	2513.21	0.975	0.84	0.867	0.396	CV
7 ^{ème}	HEB360&HEA360	2587.75	2549.34	0.973	0.892	0.879	0.300	CV
6 ^{ème}	HEB450&HEA450	2651.81	2619.54	0.991	0.914	0.903	0.304	CV
5 ^{ème}	HEB450&HEA450	2676.64	2647.06	0.990	0.923	0.913	0.333	CV
4 ^{ème}	HEB450&HEA450	2689.87	2661.86	0.989	0.928	0.918	0.346	CV
3 ^{ème}	HEB500&HEA500	2713.76	2688.11	0.998	0.936	0.927	0.341	CV
2 ^{ème}	HEB500&HEA500	2713.59	2793.03	0.994	0.936	0.963	0.362	CV
1 ^{er}	HEB500	3213.43	2447.74	0.888	0.918	0.775	0.529	CV
RDC	HEB500	2391.22	2502.41	0.923	0.683	0.643	0.481	CV

V.2.3. Vérification de la stabilité des poteaux vis-à-vis du déversement

Les éléments à section transversale pour lesquelles le déversement représente un mode potentiel de ruine doivent satisfaire à la condition suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot \frac{A \times f_Y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_{LT} \times M_{ysd}}{\chi_{LT} \times W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_z \times M_{zsd}}{W_{plz} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

- **Cas 1 : N_{sd}^{max} ; $M_{sd,y}$ et $M_{sd,z}$ correspondant**

Exemple de calcul (Niveau RDC) :

On doit d'abord vérifier que : $\overline{\lambda_{LT}} < 0.4$

Avec : $\overline{\lambda_{LT}} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_w}$

Sachant que : $\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{iz}}{\sqrt{C1 \times \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{\frac{L}{iz}}{\frac{h}{tf}} \right]^2 \right]}}^{0,25}$ [2]

$$\lambda_{LT} = 18.021$$

$$\overline{\lambda_{LT}} = 0.208 < 0.4 \rightarrow \text{Pas de risque de déversement.}$$

Le calcul des poteaux est récapitulé dans le tableau suivant :

Tableau V. 8: Vérification du déversement (Poteaux), sous N^{max} pour chaque niveau

Etage	Profilé	L_{fy}	L_{fz}	λ_{LT}	$\overline{\lambda_{LT}}$	OBS < 0.4
8 ^{ème}	HEB360&HEA360	2430.88	2389.88	20.638	0.238	CV
7 ^{ème}	HEB360&HEA360	2582.71	2549.34	22.015	0.254	CV
6 ^{ème}	HEB450&HEA450	2761.82	2619.54	18.941	0.218	CV
5 ^{ème}	HEB450&HEA450	2776.87	2647.06	20.280	0.234	CV
4 ^{ème}	HEB450&HEA450	2784.55	2661.86	20.324	0.234	CV
3 ^{ème}	HEB500&HEA500	2710.46	2821.64	18.637	0.215	CV
2 ^{ème}	HEB500&HEA500	2736.46	2821.64	18.637	0.215	CV
1 ^{er}	HEB500&HEA500	3663.41	3767.74	24.886	0.287	CV
RDC	HEB500&HEA500	2695.50	2728.38	18.021	0.208	CV

- **Cas 2 : $M_{sd,z}^{max}$; N_{sd} et $M_{sd,y}$ correspondant**

Le tableau ci-dessous regroupe les résultats calculés manuellement et les vérifications faites :

Tableau V. 9: Vérification du déversement (Poteaux), sous $M_{sd,z}^{max}$ pour chaque niveau

Etage	Profilé	L_{fy}	L_{fz}	λ_{LT}	$\overline{\lambda_{LT}}$	OBS < 0.4
8 ^{ème}	HEB360&HEA360	2618.59	2389.88	20.638	0.238	CV
7 ^{ème}	HEB360&HEA360	2722.08	2549.34	22.015	0.254	CV
6 ^{ème}	HEB450&HEA450	2761.82	2619.54	18.941	0.218	CV
5 ^{ème}	HEB450&HEA450	2776.87	2647.06	19.14	0.220	CV
4 ^{ème}	HEB450&HEA450	2784.55	2661.86	19.247	0.222	CV
3 ^{ème}	HEB500&HEA500	2798.80	2688.11	17.755	0.205	CV
2 ^{ème}	HEB500&HEA500	2736.46	2687.95	17.754	0.205	CV
1 ^{er}	HEB500&HEA500	3663.41	3670.69	24.245	0.279	CV
RDC	HEB500&HEA500	2708.66	2697.5	17.817	0.205	CV

- **Cas 3 : $M_{sd,y}^{max}$; N_{sd} et $M_{sd,z}$ correspondant**

Les efforts internes sont extraits du logiciel ETABS, et sont récapitulé dans le tableau ci-dessous :

Tableau V. 10: Vérification du déversement (Poteaux), sous $M_{sd,y}^{max}$ pour chaque niveau

Etage	Profilé	L_{fy}	L_{fz}	λ_{LT}	$\overline{\lambda_{LT}}$	OBS < 0.4
8 ^{ème}	HEB360&HEA360	2618.59	2389.88	21.703	0.250	CV
7 ^{ème}	HEB360&HEA360	2722.08	2549.34	22.015	0.254	CV
6 ^{ème}	HEB450&HEA450	2761.82	2619.54	18.941	0.218	CV
5 ^{ème}	HEB450&HEA450	2776.87	2647.06	19.14	0.220	CV
4 ^{ème}	HEB450&HEA450	2784.55	2661.86	19.247	0.222	CV
3 ^{ème}	HEB500&HEA500	2798.80	2688.11	17.755	0.205	CV
2 ^{ème}	HEB500&HEA500	2736.46	2687.95	18.448	0.213	CV
1 ^{er}	HEB500	3663.41	3670.69	33.669	0.395	CV
RDC	HEB500	2708.66	2697.5	34.421	0.390	CV

Tableau V. 11: Choix final des poteaux

Étages	Profils
8 ^{ème}	HEB360&HEA450
7 ^{ème}	HEB360&HEA450
6 ^{ème}	HEB450&HEA450
5 ^{ème}	HEB450&HEA450
4 ^{ème}	HEB450&HEA450
3 ^{ème}	HEB500&HEA500
2 ^{ème}	HEB500&HEA500
1 ^{er}	HEB500&HEA500
RDC	HEB500&HEA500

On a changé les poteaux de 8^{ème} et 7^{ème} étage parce qu'on ne peut pas faire l'assemblage « il n'y a pas d'espace pour que le travailleur insère sa main »

V.3 Vérification des poutres principales [2]

Les calculs seront faits sur une poutre principale du RDC de profilé IPE500 et de longueur L=8m.

D'après le logiciel ETABS, la combinaison de charge la plus défavorable est $1.35G + 1.5Q$

Les sollicitations trouvées sont :

$$M_{sd} = -345.67 \text{ KN.m} ; V_{sd} = 253.70 \text{ KN}$$

V.3.1 Vérification du moment fléchissant

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

- $R_{\text{Béton}} = \frac{0,85 \times f_{ck}}{1,5} \times b_{\text{eff}} \times hc$ avec $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$
 - $R_{\text{Béton}} = \left(\frac{0,85 \times 25}{1,5} \times 2000 \times 65 \right) \times 10^{-3} = 1852.5 \text{ kN}$
 - $R_{\text{Acier}} = 0,95 \times f_y \times A_a$ avec $A_a = 11550 \text{ mm}^2$
 - $R_{\text{Acier}} = (0,95 \times 275 \times 11550) \times 10^{-3} = 3017.4 \text{ KN}$
- $R_{\text{Béton}} < R_{\text{Acier}}$
- $h_w = h_a - 2r - 2t_f = 500 - (2 \times 21) - (2 \times 16) = 426 \text{ mm}$
 - $R_w = [0.95 \times 426 \times 8.6 \times 275] \times 10^{-3} = 957.12 \text{ KN}$

$$R_{\text{Béton}} > R_w$$

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

$$M_{\text{pl,rd}} = R_a \times \left(\frac{ha}{2}\right) + R_b \times \left(\frac{hc}{2} + hp\right)$$

$$M_{\text{pl,rd}} = 3017.4 \times \left(\frac{500}{2}\right) + 1852.5 \times \left(\frac{65}{2} + 55\right) = 916.45 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{sd}}^{\text{max}} = 345.67 \text{ kN.m} < M_{\text{pl,rd}} = 916.45 \text{ KN.m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

V.3.2. Vérification de l'effort tranchant

$$V_{\text{plrd}} = \frac{59.87 \times 10^2 \times 275}{\sqrt{3} \times 1,1} = 864.149 \text{ KN}$$

$$V_{\text{sd}}^{\text{max}} = 253.7 \text{ kN} < V_{\text{plrd}} = 864.15 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

On a : $V_{\text{sd}} = 253.7 \text{ KN} < 0,5 V_{\text{pl,rd}} = 432.07 \text{ KN} \implies$ il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

V.3.3. Vérification du déversement

Il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement car la poutre est maintenue à la partie supérieure donc elle ne risque pas de se déverser.

V.3.4. Calcul des connecteurs [3]

- Résistance du connecteur isolée

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} K \cdot 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \frac{\sqrt{f_{c28} \cdot E_c}}{\gamma_v} \\ K \cdot 0.8 \cdot f_u \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4 \cdot \gamma_v} \end{array} \right.$$

Avec :

γ_v : coefficient partiel de sécurité pour les connecteurs pris égal à 1.25;

d : diamètre du goujon, $d = 19 \text{ mm}$;

f_u : résistance ultime en traction de l'acier du goujon égale a 430 MPA;

E_c : valeur du module d'élasticité sécant du béton égale a 30500 MPA;

f_{c28} : résistance caractéristique du béton égale a 25 MPA;

K : facteur de réduction pour tenir compte de la présence des nervures ;

$$k = \begin{cases} 0.6 \times \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h_c}{h_p} - 1 \right) \leq 1 \text{ si les nervures sont parallèle a la solive} \\ \frac{0.7}{\sqrt{N_r}} \times \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h_c}{h_p} - 1 \right) \leq K_{t,max} \text{ si les nervures sont perpendiculaire a la solive} \end{cases}$$

Avec :

N_r : le nombre de goujon par nervure, on le prend égal à 1

h_c : hauteur de la dalle en béton

h_p : hauteur du bac d'acier

b_0 : largeur de la nervure (d'après la fiche technique du HIBOND55) 150mm

$K_{t,max}$: limite supérieure pour le facteur K, égale 0.85 d'après le tableau 6.2 de [5].

α : facteur correctif.

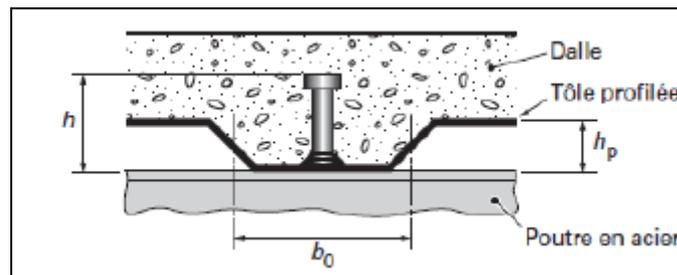


Figure V. 2: Dimensions de la tôle et du connecteur.

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

Dans notre cas, on a : $\frac{h}{d} = \frac{95}{19} = 5 > 4 \rightarrow \alpha = 1$

Et, les nervures sont parallèles, donc :

$$K = 0.6 \times \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h_c}{h_p} - 1 \right) \rightarrow K = 0.6 \times \frac{88.5}{55} \left(\frac{95}{55} - 1 \right) \rightarrow K = 0.702 < 1$$

Donc :

$$P_{rd} = \min \begin{cases} 0.702 \times 0.29 \times 1 \times 19^2 \times \frac{\sqrt{25 \times 30500}}{1.25} = 51.34 \text{ KN} \\ 0.702 \times 0.8 \times 450 \times \frac{\pi \times 19^2}{4 \times 1.25} = 57.32 \text{ KN} \end{cases}$$

$$P_{rd} = 51.34 \text{ KN}$$

- **Effort tranchant repris par les goujons**

$$R_L = \min (R_b; R_a)$$

Avec :

R_b : Résistance de compression du béton ; $R_b = 1852.5 \text{ KN}$

R_a : Résistance de traction du profilé d'acier ; $R_a = 3017.4 \text{ KN}$

D'où : $R_L = R_b = 1852.5 \text{ KN}$

- **Nombre de connecteurs par demi portée :**

$$n = \frac{R_L}{P_{rd}} \rightarrow n = \frac{1852.5}{51.34} \rightarrow n = 36.08$$

On prend **37 connecteurs** pour le demi porté ; c'est-à-dire **74 connecteurs** sur toute la longueur totale de la solive.

- **Espacement entre les goujons :**

Soit E l'espacement entre les goujons calculer comme suit :

$$E = \frac{L}{n-1} \rightarrow L \text{ Est la longueur de la poutre ; } L = 8m$$

$$E = \frac{8000}{74-1} \rightarrow E = 109.59 \text{ mm}$$

$$E_{min} \geq 5d \rightarrow E_{min} \geq 5 \times 19 = 95 \text{ mm}$$

$$E_{max} = 6h_c \rightarrow E_{max} = 6 \times 95 = 570 \text{ mm}$$

On opte pour un espacement de 150 mm entre les goujons.

V.4. Vérification des contreventements

V.4.1. Généralités

Les contreventements ont la fonction générale de stabilisation de l'ossature, on peut distinguer sous ce terme général trois fonctions principales liées entre elles :

- Transmettre les efforts horizontaux
- Limiter les déformations
- Contribuer à augmenter la stabilité de la structure et de ses éléments.

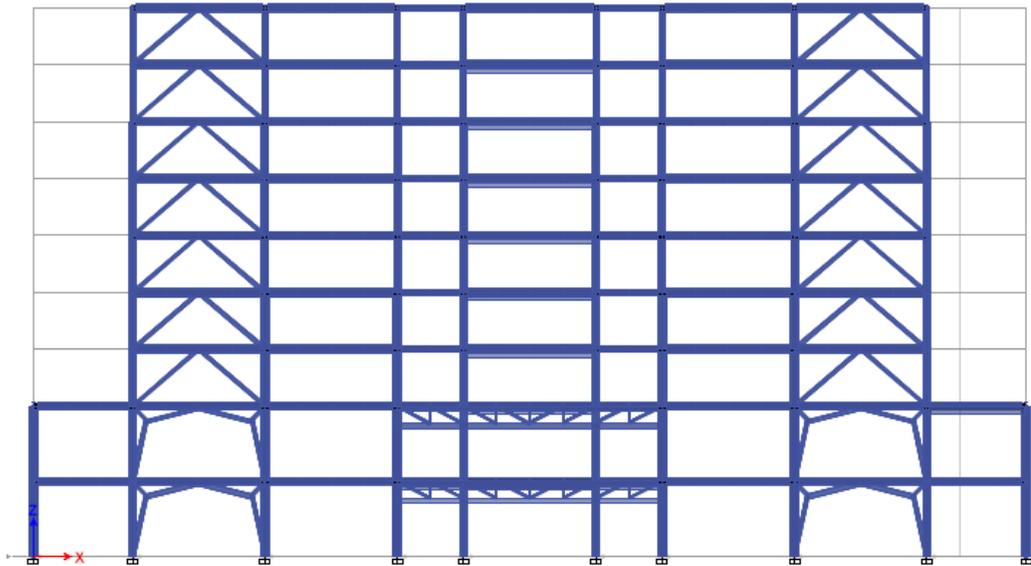


Figure V. 3: Contreventement intérieur au niveau des rampes sens xx.

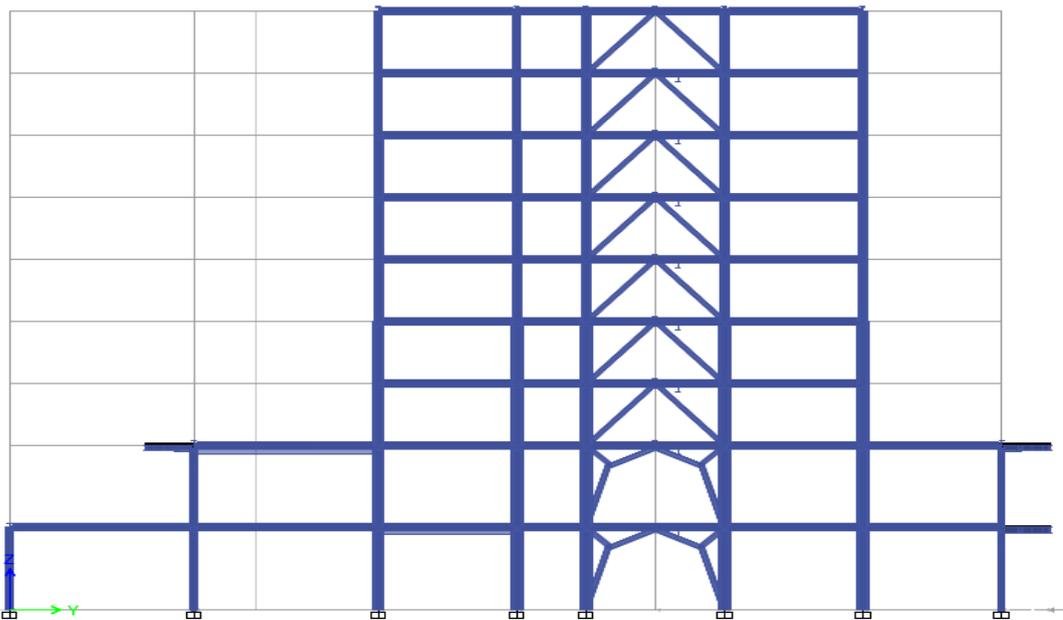


Figure V. 4: Contreventement intérieur au niveau des rampes sens yy.

V.4.2. Vérifications des contreventements

V.4.2.1. Suivant la direction X-X

Les contreventements sont **tubulaires 210X210X20** de longueur $L = 6.02m$

D'après le logiciel ETABS :

La combinaison de charge la plus défavorable est $G + Q + 1.25Ex$

$$N_{Sd}^{max} = 2138.11 \text{ KN (traction)}$$

$$N_{Sd}^{max} = 2247.58 \text{ KN (compression)}$$

Tableau V. 12: Caractéristiques géométriques du profilé tube210X210X20

Profilé	A (cm ²)	t (mm)	I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)	W _{ply} (cm ³)	W _{plz} (cm ³)	i _y (mm)	i _z (mm)
Tube 210X210X20	152	20	9246.7	9246.7	1087	1087	78	78

- **Vérification a la traction**

$$N_{Sd}^{max} = 2138.11 \text{ KN (traction)}$$

$$N_{Sd} \leq N_{t,Rd} ; \text{ Avec : } N_{t,Rd} = A \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 15200 \times \frac{275}{1,1} = 3800 \text{ KN}$$

$$N_{Sd} = 2138.11 \text{ KN} < N_{t,Rd} = 3800 \text{ KN} \dots\dots \text{ Condition vérifiée.}$$

- **Vérification à la compression : [5]**

- Il faut vérifier que : $N_{Sd}^{max} \leq N_{b,Rd} = \chi \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}} \leq 1 \quad \text{avec} \quad \phi = 0,5 [1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$$

La longueur de la barre : $L_0 = 6.02\text{m}$ et $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0,924$

- **Exemple de calcul :**

$$N_{Sd}^{max} = 2247.58 \text{ KN (compression)}$$

Calcul de l'élancement réduit $\bar{\lambda}_{y,z}$:

$$l_{fy,z} = l_0 = 6.02 \text{ m}$$

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{602}{7.8} = 77.18 \quad \dots\dots \quad \bar{\lambda}_y = \frac{77.18}{93,91\varepsilon} = 0.89 > 0,2 \text{ alors il y a risque de flambement}$$

$$\lambda_z = \frac{l_{fz}}{i_z} = \frac{602}{7.8} = 77.18 \quad \dots\dots \quad \bar{\lambda}_z = \frac{77.18}{93,91\varepsilon} = 0.89 > 0,2 \text{ alors il y a risque de flambement}$$

On a section tubulaire donc courbe de flambement = courbe C $\rightarrow \alpha_z = \alpha_y = 0.49$

$$\phi = 0,5 [1 + 0,49 (0.89 - 0,2) + (0.89)^2] = 1.065$$

$$\chi = \frac{1}{1.065 + \sqrt{1.065^2 - 0.89^2}} = 0,606 \leq 1$$

$$N_{b,Rd} = 0,606 \times 15200 \times \frac{275}{1,1} = 2302.8 \text{ KN}$$

$$N_{Sd}^{max} = 2247.58 \text{ KN} < N_{b,Rd} = 2302.8 \text{ KN} \quad \rightarrow \text{ Condition Vérifiée}$$

V.4.2.2. Suivant la direction Y-Y

Les contreventements sont **tubulaires 200X200X15** de longueur $L = 5.408m$

D'après le logiciel ETABS :

La combinaison de charge la plus défavorable est $G + Q + 1.25Ey$

$$N_{Sd}^{max} = 2098.89 \text{ KN (traction)}$$

$$N_{Sd}^{max} = 2139.55 \text{ KN (compression)}$$

Tableau V. 13: Caractéristiques géométriques du profilé tube200X200X15

Profilé	A (cm ²)	t (mm)	I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)	W _{ply} (cm ³)	W _{plz} (cm ³)	i _y (mm)	i _z (mm)
Tube200X200X15	111	15	6373.3	6373.3	771.8	771.8	75.8	75.8

- **Vérification à la traction :**

$$N_{Sd}^{max} = 2098.89 \text{ KN (traction)}$$

$$N_{Sd} \leq N_{t,rd}$$

$$\text{Avec : } N_{trd} = A \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 11100 \times \frac{275}{1,1} = 2775 \text{ KN}$$

$$N_{Sd} = 2098.89 \text{ KN} < N_{t,rd} = 2775 \text{ KN} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification à la compression : [5]**

- Il faut vérifier que :

$$- N_{Sd}^{max} \leq N_{b,Rd} = \chi \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}} \leq 1 \quad \text{avec : } \phi = 0,5 [1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$$

$$\text{La longueur de la barre : } L_0 = 5.408m \text{ et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0,924$$

- **Exemple de calcul :**

$$N_{Sd}^{max} = 2139.55 \text{ KN (compression)}$$

Calcul de l'élancement réduit $\bar{\lambda}_{y,z}$:

$$l_{fy,z} = l_0 = 5.408 \text{ m}$$

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{540.8}{7.58} = 71.34 \quad \dots\dots \quad \bar{\lambda}_y = \frac{71.34}{93,91\varepsilon} = 0.82 > 0,2 \text{ alors il y a risque de flambement}$$

$$\lambda_z = \frac{l_{fz}}{i_z} = \frac{540.8}{7.58} = 71.34 \quad \dots\dots \quad \bar{\lambda}_z = \frac{71.34}{93,91\varepsilon} = 0.82 > 0,2 \text{ alors il y a risque de flambement}$$

On a section tubulaire donc courbe de flambement = courbe C

$$\alpha_z = \alpha_y = 0.49$$

$$\phi = 0,5 [1 + 0,49 (0.82 - 0,2) + (0.82)^2] = 0.88 \quad \text{et} \quad \chi = \frac{1}{0.88 + \sqrt{0.88^2 - 0.82^2}} = 0,83 \leq 1$$

$$N_{b,Rd} = 0,83 \times 11100 \times \frac{275}{1,1} = 2313.7 \text{ KN}$$

$$N_{Sd}^{max} = 2139.55 \text{ KN} < N_{b,Rd} = 2313.7 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad \text{Condition Vérifiée}$$

V.5. Vérification de la ferme

V.5.1. Généralités [9]

Les fermes de toiture servent à supporter les éléments de la couverture et à encaisser les charges et surcharges exercées sur celles-ci. Dans la plupart des cas les fermes prennent appui sur des poteaux en acier ou en béton armé.

Généralement les membrures de fermes sont élancées et supportent très mal les charges latérales : pour cette raison, les charges doivent être appliquées aux nœuds seulement et non aux membrures elles-mêmes.

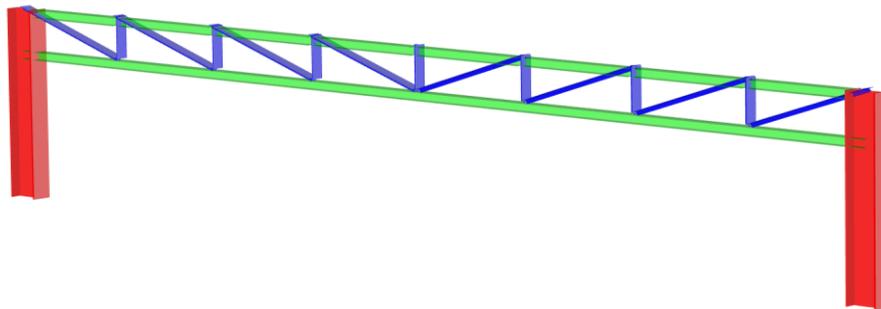


Figure V. 5: Vu 3D de la ferme.

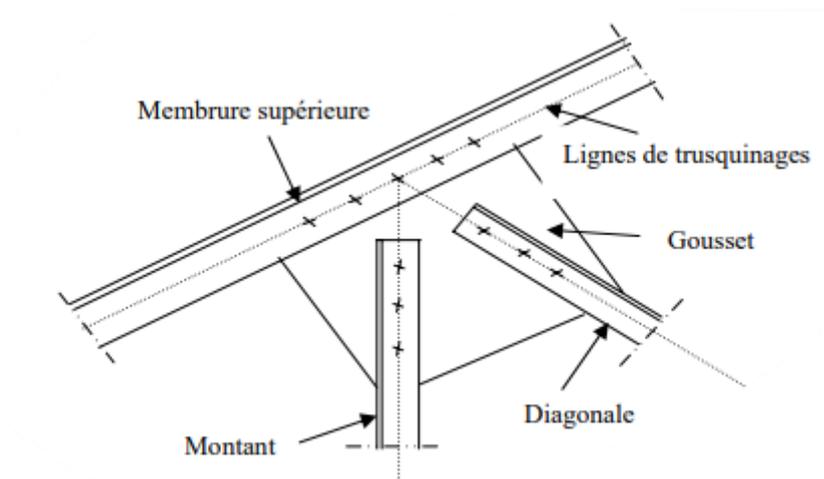


Figure V. 6: Les éléments de la ferme.[9]

V.5.2. Détermination des charges concentrées sur la ferme

Les charges concentrées qui reviennent aux nœuds de la membrure supérieure de la ferme, sont les réactions des solives qui reposent sur cette dernière.

La figure ci-dessous représente la position des forces sur la ferme et les distance entre eux (distance entre solives).

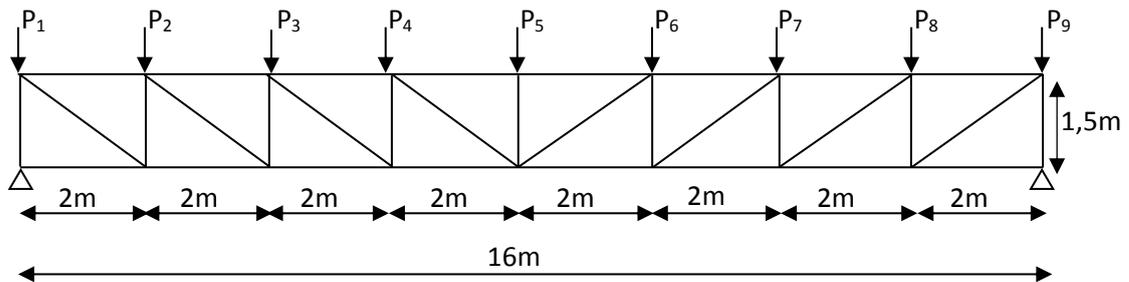


Figure V. 7: Représentation des charges sur la ferme.

V.5.3. Charges et surcharges

Les valeurs des charges concentrées sur les fermes sont représentées sur les figure suivantes :

- Pour P_1 et P_9 :

On aura seulement la réaction de la poutre secondaire

$$P_1 = 45.13 \text{ KN} ; P_9 = 78.72 \text{ KN}$$

- Pour P_2, \dots, P_8 :

On aura la réaction de la solive de plancher et la réaction de la solive de balcon

$$P_2 = 81.17 + 25.36 = 106.53 \text{ KN}; P_3 = 81.17 + 20.52 = 101.69 \text{ KN}$$

$$P_4 = 81.17 + 20.026 = 101.20 \text{ KN}; P_5 = 81.17 + 19.14 = 100.31 \text{ KN}$$

$$P_6 = 81.17 + 19.64 = 100.81 \text{ KN}; P_7 = 81.17 + 20.33 = 101.50 \text{ KN}$$

$$P_8 = 81.17 + 24.62 = 105.79 \text{ KN}$$

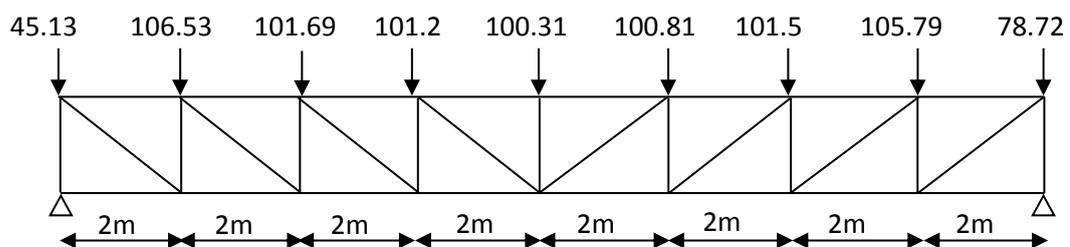


Figure V. 8: Valeur des charges concentrées sur les fermes en (KN).

V.5.4. Détermination des efforts dans les barres de la ferme

Pour déterminée les efforts dans les barres de la ferme on utilise le logicielle ETABS,

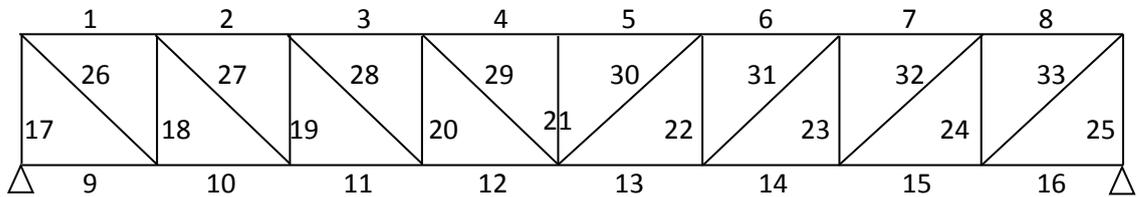


Figure V. 9: Numéro des barres dans la ferme.

- **Remarques : [9]**

- a. **Longueur de flambement des barres comprimées :**

- a.1- **Flambement dans le plan de la ferme :**

Les barres à treillis (montants et diagonales) : $L_y = L_x = 0.8L_0$

Les membrures (membrures supérieures et inférieures) : $L_y = L_x = 0.9L_0$

- a.2- **Flambement dans le plan \perp au plan de la ferme :**

Pour toute les barres de la ferme : $L_y = L_x = L_0$

- b. **Longueur de flambement des barres tendues :**

Pour toutes les barres tendues : $L_y = L_x = L_0$

Avec L_0 : longueur théorique de la barre (distance entre axe des nœuds)

- c. **Elancement limite λ_{lim} des éléments comprimés et tendus :**

Tableau V. 14: Elancement limite λ_{lim} [9].

Eléments	Barres comprimées	Barres tendues
Membrue : (supérieures et inférieures)	120	400
Montants et diagonales	150	450
Barres de contreventements	200	450

- d. **Les plus petites dimensions des cornières utilisées dans la ferme sont :**

- 45×45×5 mm pour les fermes soudées.
- 60×60×5 mm pour les fermes rivées.
- 75×75×5 mm pour les barres de contreventement.

e. Dans les fermes de portées $l \leq 24m$, on n'échange pas les sections des membrures.

- Les efforts dans le ferme :

Les résultats ainsi que les que les valeurs des efforts normaux dans les barres sont regroupées dans les tableaux qui suivants :

Tableau V. 15: Effort normaux dans les membrures supérieures

N° des barres	Membrane supérieur							
	1	2	3	4	5	6	7	8
Effort normale (KN)	0	0	0	0	0	0	0	0

Les efforts normaux dans les membrures supérieures est nulle car on a un diaphragme sur la toiture, $F = K \times \Delta X$; Avec :

F : efforts normaux

K : la rigidité ; ΔX : déplacement

Tableau V. 16: Effort normaux dans les membrures inférieures

N° des barres	Membrane inférieur			
	9	10	11	12
Effort normale (KN)	-517,97	228,93	745,56	1051,09
N° des barres	13	14	15	16
Effort normale (KN)	1021,81	687,64	142,85	-630,47

Tableau V. 17: Effort normaux dans les montons

N° des barres	Montons			
	18	19	20	21
Effort normale (KN)	-371,75	-256,67	-152,99	-104,59
N° des barres	22	23	24	
Effort normale (KN)	-167,31	-270,61	-384,54	

Tableau V. 18: Effort normaux dans les diagonales

N° des barres	Diagonale			
	26	27	28	29
Effort normale (KN)	835,26	577,82	341,81	105,817
N° des barres	30	31	32	33
Effort normale (KN)	138,55	373,83	609,31	864,81

V.5.5. Vérification des éléments de la ferme

Pour la vérification on prend l'effort normal maximum de chaque élément (Diagonale, montons, membrure supérieur et inférieur).

- **Vérification de la diagonale :**

Pour les diagonales on a pris des doubles cornières 100*100*10 qui on les caractéristique suivante : $I_0 = 176,7 \text{ cm}^4$

$$A = 19,2 \text{ cm}^2$$

$$i_x = 3,80 \text{ cm}$$

$$i_y = 4,56 \text{ cm}$$

Les diagonales travail en traction on doit vérifier que : $N_{sd} \leq N_{tRd}$

Avec :

- N : effort normal maximum dans les diagonales = 864,81 KN (traction)

N_{tRd} : Effort normal plastique = $(2 \cdot A \cdot f_y) / \gamma_{m0}$

$$N_{trd} = \frac{2 \times 19,2 \times 275}{1,1} = 960 \text{ KN}$$

Donc on aura : $N_{sd} = 864.81 \text{ KN} < N_{tRd} = 960 \text{ KN} \dots \dots \text{vérifie}$

On doit vérifier que : $\lambda_{max} \leq \lambda_{lim}$

$$\lambda = \frac{L_0}{i_x} = \frac{\sqrt{200^2 + 150^2}}{3,8} = 65,80 < 450 \dots \dots \text{vérifie}$$

- **Vérification du montons :**

Pour les montons on a pris des doubles cornières 100*100*10 qui on les caractéristique suivante : $I_0 = 176,7 \text{ cm}^4$

$$A = 19,2 \text{ cm}^2$$

$$i_x = 3,80 \text{ cm}$$

$$i_y = 4,56 \text{ cm}$$

- Les diagonales travail en compression on doit vérifier que : $N_{sd} \leq N_{b,Rd} = \chi \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$

Avec :

N : effort normal maximum dans les montons = -384,54 KN (compression)

$$2 \times A \times f_y = 2 \times 19,2 \times 275 = 1056 \text{ KN}$$

γ_{m1} : coefficient = 1,1

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}} \leq 1 \quad \text{avec} \quad \phi = 0,5 [1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$$

La longueur de la barre :

$$L_0 = 1,5 \text{ m} \quad \text{et} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0,924$$

$$l_{fy,x} = l_0 = 1,5 \text{ m}$$

$$\lambda_x = \frac{l_{fy,x}}{i_x} = \frac{150}{3,8} = 39,47 \quad \dots \quad \bar{\lambda}_y = \frac{39,47}{93,91\varepsilon} = 0,46 > 0,2 \text{ alors il y a risque de flambement}$$

On a une cornière donc courbe de flambement = courbe C

$$\alpha_z = \alpha_y = 0,49$$

$$\phi = 0,5 [1 + 0,49 (0,46 - 0,2) + (0,46)^2] = 0,70 \quad \text{et} \quad \chi = \frac{1}{0,7 + \sqrt{0,7^2 - 0,46^2}} = 0,84 \leq 1$$

$$N_{b,Rd} = 0,84 \times 1056 = 887,47 \text{ KN}$$

Donc on aura : $N_{sd} = 384,54 \text{ KN} < N_{b,Rd} = 887,47 \text{ KN} \dots \dots \text{vérifie}$

- **Vérification de la membrure inférieure :**

Pour les montons on a pris des profiler HEA340 qui on les caractéristique suivante :

$$A = 133 \text{ cm}^2$$

$$i_x = 7,48 \text{ cm}$$

$$i_y = 14,43 \text{ cm}$$

Pour la barre 12 on a force de traction donc : $N_{sd} \leq N_{tRd}$ Avec :

- N : effort normal maximum dans les diagonales = 1051,09 KN (traction)

N_{tRd} : Effort normal plastique = $(A \cdot f_y) / \gamma_{m0}$

$$N_{trd} = \frac{133 \times 10^2 \times 275}{1,1} = 3325 \text{ KN}$$

Donc on aura : $N_{sd} = 1051,09 \text{ KN} < N_{tRd} = 3325 \text{ KN} \dots \dots \text{vérifie}$

On doit vérifier que : $\lambda_{max} \leq \lambda_{lim}$

$$\lambda = \frac{L_0}{i_x} = \frac{200}{7.48} = 26.74 < 400 \dots\dots \text{vérifie}$$

- Pour la barre 16 on a force de compression donc : $N_{sd} \leq N_{b,Rd} = \chi \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$

Avec :

N : effort normal maximum dans les montons = -630,47KN (compression)

$$A \times f_y = 133 \times 275 = 3657.5 \text{ KN}$$

γ_{m1} : coefficient = 1,1

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}} \leq 1 \quad \text{avec} \quad \phi = 0,5 [1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$$

La longueur de la barre :

$$l_{fy,x} = l_0 = 2 \text{ m}$$

$$\lambda_x = \frac{l_{fy,x}}{i_x} = \frac{200}{7.48} = 26.74 \dots\dots \bar{\lambda}_y = \frac{26.74}{93,91\epsilon} = 0.31 > 0,2 \text{ alors il y a risque de flambement}$$

On a une cornière donc courbe de flambement = courbe C

$$\alpha_z = \alpha_y = 0.49$$

$$\phi = 0,5 [1 + 0,49 (0.31 - 0,2) + (0.31)^2] = 0,575 \quad \text{et} \quad \chi = \frac{1}{0,575 + \sqrt{0,575^2 - 0,31^2}} = 0,94 \leq 1$$

$$N_{b,Rd} = 0,94 \times 3657.5 = 3438.05 \text{ KN}$$

Donc on aura : $N_{sd} = 630.47 \text{ KN} < N_{b,Rd} = 3438.05 \text{ KN} \dots\dots \text{vérifie}$

V.5.6. Vérification de la flèche des fermes

D'après le logicielle ETABS et après analyse la valeur du déplacement Maximum vertical de la ferme est donnée par : $F = 3,87 \text{ cm}$

Il faut vérifie que :

$$F \leq F_{adm} = L/300 \dots\dots \text{avec } L = 1600 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow F = 3,87 \text{ cm} < F_{adm} = 1600/300 = 5,33 \text{ cm} \dots\dots \text{vérifie}$$

Chapitre VI :
Calcul des assemblages

VI.1. Introduction

Les assemblages sont des systèmes qui permettent de lier un ou plusieurs éléments métalliques entre eux afin d'assurer une continuité. Ces systèmes peuvent être réalisés par boulonnage, par soudure, ou les deux à la fois.

Les assemblages ont plusieurs fonctions, notamment assurer la transmission des efforts entre les différents éléments structuraux, créer une liaison de continuité, et correspondre au type de liaison approprié.

Le choix de la méthode d'assemblage dépend de plusieurs facteurs tels que les matériaux utilisés, la configuration de la structure, les charges appliquées et les conditions environnementales.

Le boulonnage est une méthode courante qui utilise des boulons pour fixer les éléments ensemble. Cette méthode est souvent utilisée car elle permet un démontage facile en cas de besoin.

VI.2. Les différents modes d'assemblages

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

VI.2.1. Assemblage par boulonnage

Le boulonnage est une technique d'assemblage mécanique qui permet de relier des éléments métalliques entre eux de manière démontable. Il existe deux types de boulons :

- Les boulons ordinaires.
- Les boulons à haute résistance.

La différence entre ces deux types de boulons réside dans leur nuance d'acier.

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

Valeur de la limite d'élasticité f_{yb} et de la résistance à la traction f_{ub} des boulons							
Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (N/mm ²)	240	320	300	400	480	640	900
f_{ub} (N/mm ²)	400	400	500	500	600	800	1000

Tableau VI. 2: Caractéristiques géométriques des boulons

	M8	M10	M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24	M27	M30
d (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
d ₀ (mm)	9	11	13	15	18	20	22	24	26	30	33
A (mm ²)	50,3	78,5	113	154	201	254	314	380	452	537	707
As (mm ²)	36,6	58	84,3	115	157	192	245	303	353	459	561

- **Fonctionnement des assemblages :**

- **Fonctionnement des assemblages par obstacle :**

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

- **Fonctionnement des assemblages par adhérence :**

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

VI.2.2. Assemblage par soudure

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

VI.3. Vérifications des assemblages

Dans ce chapitre, 6 types d'assemblages sont traités :

- Assemblage poutre-solive.
- Assemblage poteau-poutre.
- Assemblage nœud de la ferme
- Assemblage pied de poteau.
- Assemblage poteau-poteau.
- Assemblage contreventement.

Il existe plusieurs méthodes de calcul des assemblages, pour notre cas, nous avons utilisé nos connaissances acquises en 4^{ème} année, et [5] et [8].

VI.3.1. Vérification de l'assemblage poutre-solive (IPE 500 – IPE 220) : [5], [8]

La hauteur $h_p \geq 0,6h_{b1} = 0,6 \times 220 = 132 \text{ mm}$ alors on prend $h_p = 150 \text{ mm}$

L'épaisseur $t_p = [10 \text{ à } 12 \text{ mm}]$ alors on prend $t_p = 10 \text{ mm}$

Alors on choisit un cornier à aile égale de dimension : $100 \times 100 \times 10 \text{ mm}$

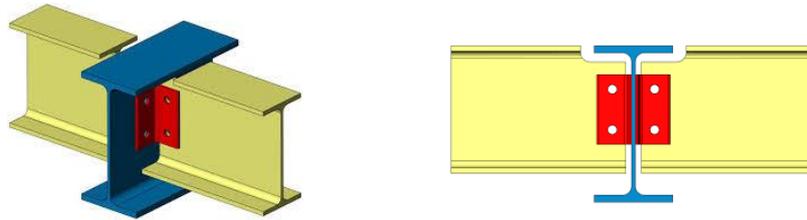


Figure VI. 1: Schéma de l'assemblage poutre – solive.

Epaisseur de la platine : $t_p = 10 \text{ mm}$

$t < 10 \text{ mm}$ $d = (12 ; 14) \text{ mm}$.

$10 \leq t \leq 25 \text{ mm}$ $d = (16 ; 20 ; 24) \text{ mm}$.

$t \geq 25 \text{ mm}$ $d = (24 ; 27 ; 30) \text{ mm}$.

On à l'épaisseur de la platine $t = 10 \text{ mm}$ alors on prend $\varnothing = 16 \text{ mm}$, classe 8.8

- **Le choix des boulons**

On choisit 4 boulons ordinaire de diamètre 16 mm (M16) et de classe 8.8

Donc $d_0 = d + 2 \text{ mm} = 18 \text{ mm}$.

M16 \rightarrow $d = 16 \text{ mm}$ \rightarrow $d_0 = 18 \text{ mm}$ \rightarrow $A_s = 157 \text{ mm}^2$

- **Disposition constructive :**

$1,2d_0 \leq e_1 \leq \text{maxi} (12t \text{ ou } 150 \text{ mm}) \rightarrow 21,60 \text{ mm} \leq e_1 \leq 150 \text{ mm} \rightarrow e_1 = 35 \text{ mm}$

$1,2d_0 \leq e_2 \leq \text{maxi} (12t \text{ ou } 150 \text{ mm}) \rightarrow 21,60 \text{ mm} \leq e_2 \leq 150 \text{ mm} \rightarrow e_2 = 60 \text{ mm}$

$2,2d_0 \leq P_1 \leq \text{min} (14t \text{ ou } 200 \text{ mm}) \rightarrow 39,6 \text{ mm} \leq P_1 \leq 140 \text{ mm} \rightarrow P_1 = 80 \text{ mm}$

$3d_0 \leq P_2 \leq \text{min} (14t \text{ ou } 200 \text{ mm}) \rightarrow 54 \text{ mm} \leq P_2 \leq 140 \text{ mm} \rightarrow P_2 = 80 \text{ mm}$

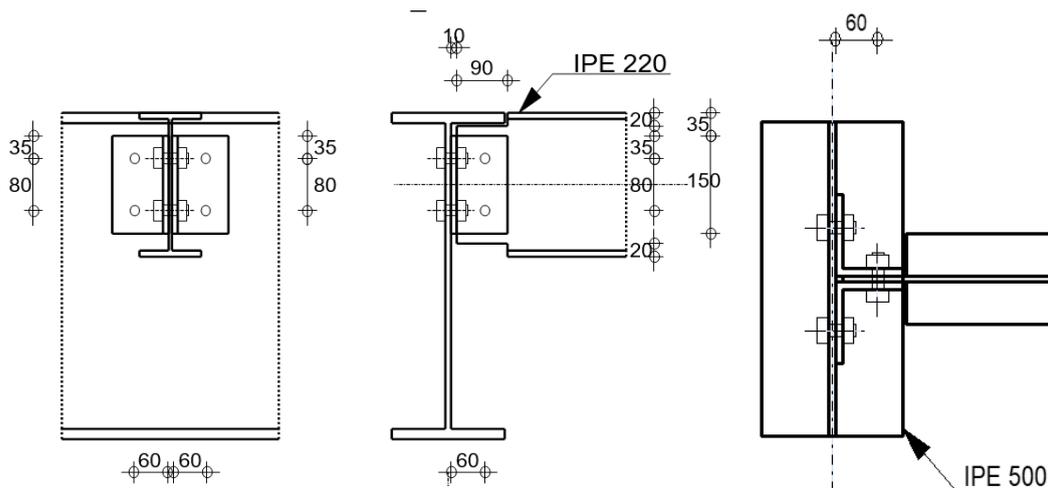


Figure VI. 2: Disposition constructif de l'assemblage poutre – solive.

VI.3.1.1. Boulons assemblant la cornière à la poutre [8]

- **Vérification de la résistance des boulons au efforts combinés de traction et de cisaillement**

Effort tranchant : $V_{sd} = 82.25$ KN

Est moment M_0 (existe à cause de l'excentricité e_2), c'est ce qui rend l'effort $F_{t,sd}$ présente

Donc il faut vérifier que : $\frac{F_{v,sd}}{F_{v,rd}} + \frac{F_{t,sd}}{1.4 \times F_{t,rd}} \leq 1$

$$F_{v,rd} \leq \frac{0,6f_{ub} \times A}{\gamma_{Mb}}$$

- Section résistante en traction : $A = 157$ mm².
- Résistance des boulons à la traction : $\gamma_{Mb} = 1,25$.

$$F_{v,rd} \leq \frac{0,6 \times 800 \times 157}{1,25} \times 10^{-3} = 60.29 \text{ KN.}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{82.25}{2} = 41.125 \text{ KN}$$

$$M_0 = 0.5 \times V_{sd} \times e = 0.5 \times 82.25 \times 0.060 = 2.5 \text{ KN.m}$$

$$F_{t,sd} = \frac{M_0 \times P_1}{P_1^2} = \frac{2.5 \times 0.08}{0.08^2} = 31.25 \text{ KN}$$

$$F_{t,rd} = \frac{0.9 \times A_s \times F_{ub}}{\gamma_{Mb}} = \frac{0.9 \times 800 \times 157}{1,25} \times 10^{-3} = 90.43 \text{ KN}$$

$$\frac{41.125}{60.29} + \frac{31.25}{1.4 \times 90.43} = 0.95 < 1 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la pression diamétrale du boulon sur l'âme de la poutre et de la cornière**

On doit vérifier la résistance minimale entre la cornière et l'âme de la poutre, donc on a choisi l'épaisseur minimale.

$$t = \min(t_w, t_p) = \min(10,2, 10) = 10\text{mm}$$

Il faut vérifier que : $F_{v,sd} \leq F_{b,rd}$

Avec:

$$\begin{aligned} - F_{b,rd} &= \frac{2,5\alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{Mb}} \\ - F_{v,sd} &= \frac{V_{sd}}{2} \\ - \alpha &= \min \left\{ \frac{e_1}{3 \times d_0}, \frac{p_1}{3 \times d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right\} \end{aligned}$$

Donc :

$$\alpha = \min(0,65 ; 1,23 ; 1,86 ; 1) = 0,65$$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times 0,65 \times 430 \times 16 \times 10}{1,25} = 84 \text{ KN.}$$

$F_{v,sd} = 41,125 \text{ KN} < F_{b,rd} = 84 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

VI.3.1.2. Boulons assemblant la cornière à la solive [8]

- **Vérification de la résistance des boulons au efforts de cisaillement**

Effort tranchant : $V_{sd} = 82,25 \text{ KN}$

Donc il faut vérifier que : $V_{sd} < F_{v,rd}$

$$F_{v,rd} \leq \frac{0,6 f_{ub} \times A}{\gamma_{Mb}}$$

- Section résistante en traction : $A = 157 \text{ mm}^2$.
- Résistance des boulons à la traction : $\gamma_{Mb} = 1,25$.

$$F_{v,rd} \leq \frac{0,6 \times 800 \times 157}{1,25} \times 2 \times 10^{-3} = 120,58 \text{ KN.}$$

$V_{sd} = 82,25 < F_{v,rd} = 120,58 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

- **Vérification de la pression diamétrale du boulon sur l'âme de la solive et de la cornière**

On doit vérifier la résistance minimale entre la cornière et l'âme de la solive, donc on a choisi l'épaisseur minimale ; $t = \min(t_w, t_p) = \min(5.9, 10) = 10\text{mm}$

Il faut vérifier que : $F_{v,sd} \leq F_{b,rd}$

Avec:

- $F_{b,rd} = \frac{2,5\alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{Mb}}$
- $F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{2}$
- $F_{b,rd}$: résistance de calcul à la pression diamétrale par boulon.
- $F_{v,sd}$: Effort de cisaillement de calcul par boulon.
- f_u : La résistance à la traction des cornières.
- $\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3 \times d_0}, \frac{p_1}{3 \times d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right\}$

Donc :

$$\alpha = \min(0,65 ; 1,23 ; 1,86 ; 1) = 0,65$$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times 0,65 \times 430 \times 16 \times 5,9}{1,25} = 52,77 \text{ KN.}$$

$F_{v,sd} = 41,125 \text{ KN} < F_{brd} = 52,77 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

VI.3.2. Assemblage poteau-poutre: [5], [8]

- **Efforts sollicitant**

Selon la combinaison « G+Q+1,5Ex » on a les valeurs suivantes :

Moment fléchissant : $M_{sd} = 376,02 \text{ KN.m}$

Effort tranchant : $V_{sd} = 148,27 \text{ KN}$

- **Caractéristiques géométriques des profilés**

Tableau VI. 3: Caractéristiques géométriques des profilés

Profilé	$h(\text{mm})$	$b(\text{mm})$	$t_f(\text{mm})$	$t_w(\text{mm})$	$A(\text{mm}^2)$
IPE500	500	200	16	10.2	116
HEB500	500	300	28	14.5	238.6

VI.3.2.1. Calcul de la soudure poutre poutre-platine (soudure) [5]

On a utilisé la nuance d'acier S275 on aura:

$$\begin{cases} \beta_w = 0.85 \\ \gamma_{Mw} = 1.3 \\ f_{us} = 430 \end{cases}$$

Donc l'épaisseur du cordon sur la semelle :

$$a_f \geq t_f \times \frac{f_y}{\gamma_{mo}} \times \frac{\beta_w \times \gamma_{Mw}}{f_{us} \times \sqrt{2}}$$

$$a_f \geq 16 \times \frac{275}{1.1} \times \frac{0.85 \times 1.3}{430 \times \sqrt{2}} = 6.71 \text{ mm}$$

Et l'épaisseur du cordon sur l'ame :

$$a_w \geq t_w \times \frac{f_y}{\gamma_{mo}} \times \frac{\beta_w \times \gamma_{Mw}}{f_{us} \times \sqrt{2}}$$

$$a_w \geq 10.2 \times \frac{275}{1.1} \times \frac{0.85 \times 1.3}{430 \times \sqrt{2}} = 4.28 \text{ mm}$$

Donc pour avoir un cordon de soudure uniforme sur tout le profilée on prend a=10

On a:

$$L_1 = b_s = 200 \text{ mm}$$

$$L_2 = \frac{b_s - t_w}{2} = 94.9 \text{ mm}$$

$$L_3 = h - 2t_f = 468 \text{ mm}$$

$$A_s = \sum l_i a_i = (2L_1 + 4L_2 + 2L_3) a = 17156 \text{ mm}^2$$

$$I_{s/yy} = (2L_1 \times a \times d_1^2) + (4L_2 \times a \times d_2^2)$$

Avec :

$$\begin{cases} d_1 = \frac{H_{profilé}}{2} + \frac{a}{2} = \frac{500}{2} + \frac{10}{2} \Rightarrow d_1 = 255 \text{ mm.} \\ d_2 = \frac{H_{profilé}}{2} - t_f - \frac{a}{2} = \frac{500}{2} - 16 - \frac{10}{2} = 229 \text{ mm.} \end{cases}$$

$$I_{s/yy} = (2 \times 200 \times 10 \times 255^2) + (4 \times 94.9 \times 10 \times 229^2)$$

$$I_{s/yy} = 459.166 \times 10^6 \text{ mm}^4.$$

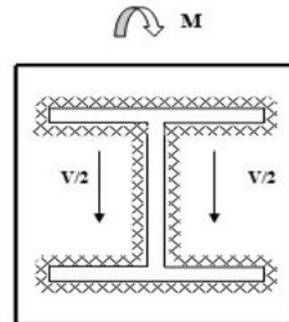


Figure VI. 3: Assemblage poutre platine.

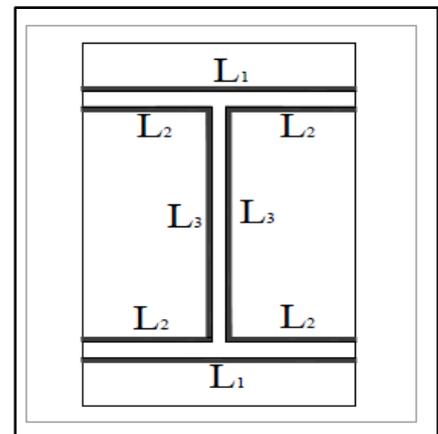


Figure VI. 4: Assemblage soudé poutre-platine.

- **Vérification de la soudure**

$$V_{sd} = 148.27 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 376.02 \text{ KN.m}$$

- **Effet de N_{sd} et V_{sd}**

$$\sqrt{2\left(\frac{N_{sd}}{\sum l_i \times a_i}\right)^2 + 3\left(\frac{V_{sd}}{2 I_3 \times a}\right)^2} \leq \frac{f_{us}}{\beta_w \times \gamma_{m2}}$$

$$\sqrt{3\left(\frac{95.83 \times 10^3}{2 \times 468 \times 10}\right)^2} \leq \frac{430}{0.85 \times 1.3}$$

17.73 Mpa < 389.14 Mpa **Condition vérifiée.**

- **Effet de N_{sd} et M_{sd}**

$$\sqrt{2\left[\frac{N_{sd}}{\sum l_i \times a_i} + \left(\frac{M_{sd}}{I_{s/yy}} \times \frac{h}{2}\right)\right]} \leq \frac{f_{us}}{\beta_w \times \gamma_{m2}}$$

$$\sqrt{2\left[\left(\frac{376.02 \times 10^6}{459.166 \times 10^6} \times \frac{500}{2}\right)\right]} \leq \frac{430}{0.85 \times 1.3}$$

204.73 Mpa < 389, 14 Mpa. **Condition vérifiée**

VI.3.2.2. Calcul assemblage poteau-platine (boulonnage) [8]

- **Choix de diamètre du boulon**

On choisit une platine de dimension 700 x 200 avec épaisseur = 15 mm

$$t \leq 10 \text{ mm} \quad d = (12 ; 14) \text{ mm}$$

$$10 \leq t \leq 25 \text{ mm} \quad d = (16 ; 20 ; 24) \text{ mm}$$

$$t \geq 25 \text{ mm} \quad d = (24 ; 27 ; 30) \text{ mm}$$

On à l'épaisseur de la platine $t = 15 \text{ mm}$ alors on prend $\varnothing = 20 \text{ mm}$.

- **Le choix des boulons**

Selon la condition de la résistance au cisaillement des boulons

$$F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n}$$

$$F_{v,rd} = 0,6 f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{Mb}$$

$$n \geq \frac{V_{sd} \times \gamma_{mb}}{0,5 \times A_s \times f_{ub}}$$

$$n \geq \frac{148,27 \times 1,25}{0,5 \times 245 \times 1000} \times 10^3 = 15,13$$

On prend $n=16$ (boulons) **HR**.

On utiliser 16 boulons HR de diamètre 20mm et de classe 10.9

$$M20 \quad \rightarrow \quad d = 20 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad d_0 = 22 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad A_s = 245 \text{ mm}^2$$

• **Disposition constructive**

$$d_0 = \varnothing + 2 = 20 + 2 = 22 \text{ mm}$$

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t \text{ ou } 150 \text{ mm}) \quad \rightarrow \quad 26,4 \text{ mm} \leq e_1 \leq 180 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad e_1 = 50 \text{ mm.}$$

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t \text{ ou } 150 \text{ mm}) \quad \rightarrow \quad 33 \text{ mm} \leq e_2 \leq 180 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad e_2 = 55 \text{ mm.}$$

$$2,2d_0 \leq P_1 \leq \min(14t \text{ ou } 200 \text{ mm}) \quad \rightarrow \quad 48,4 \text{ mm} \leq P_1 \leq 200 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad P_1 = 80 \text{ mm.}$$

$$3d_0 \leq P_2 \leq \min(14t \text{ ou } 200 \text{ mm}) \quad \rightarrow \quad 66 \text{ mm} \leq P_2 \leq 200 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad P_2 = 90 \text{ mm.}$$

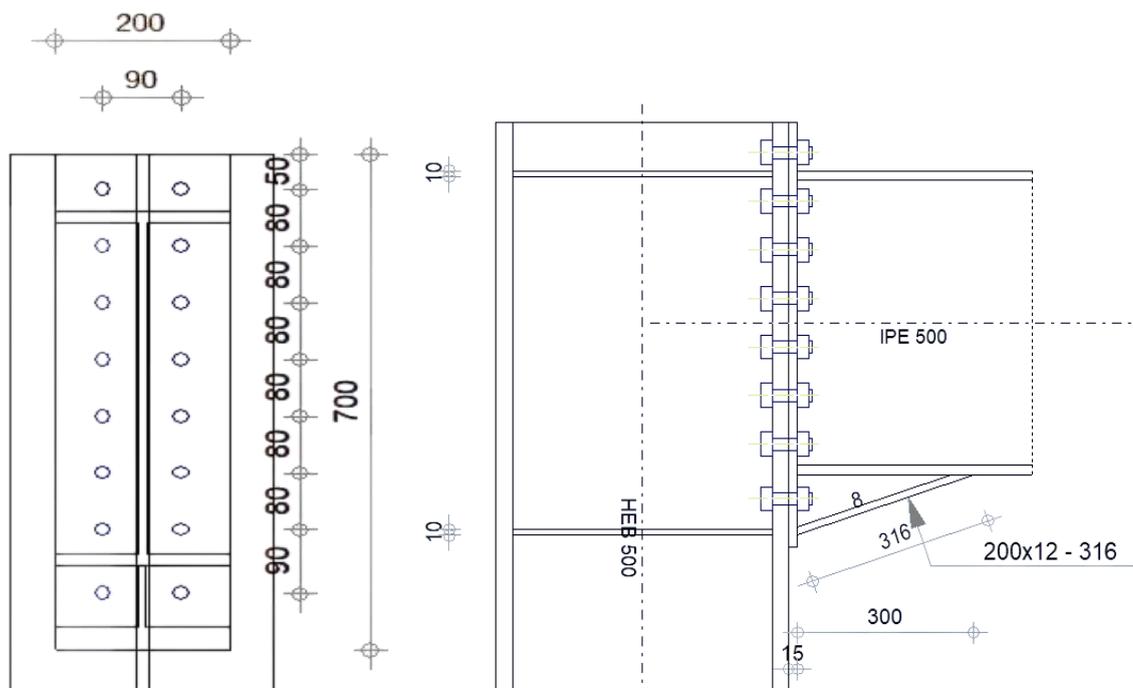


Figure VI. 5: Schéma distribution des boulons et des jarrets.

- **Détermination des efforts dans les boulons**

On a l'espacement des éléments d'attache :

$$e_1 = 50\text{mm} \quad p_1 = 80\text{mm} \quad e_2 = 55\text{mm} \quad p_2 = 90\text{mm}.$$

Donc :

$$d_1 = 522 \text{ mm} ; d_2 = 442 \text{ mm} ; d_3 = 362 \text{ mm} ; d_4 = 282 \text{ mm} ; d_5 = 202 \text{ mm} ; d_6 = 122 \text{ mm}$$

$$d_7 = 42 \text{ mm}$$

$$\sum d_i^2 = 735868 \text{ mm}^2.$$

Afin éviter le décollement des pièces, il faut que l'effort de traction appliqué par boulonne soit inférieur à l'effort de précontrainte, soit :

$$F_{tsd} = F_{m1} \leq F_{p.cd}$$

$$F_{mi} = \frac{M_{sd} \times d_i}{n_f \times \sum d_i^2} \times 10^3$$

n_f : Nombre des files, $n_f = 2$.

$$F_{m1} = 133.37 \text{ KN}$$

Il faut vérifier que :

$$F_{m1} \leq n F_p$$

$$F_p = 0,7 \times f_{ub} \times A_s$$

- F_p : L'effort de précontrainte autorisé dans les boulons
- f_{ub} : La contrainte de rupture du boulon, vaut 800 MPa pour les boulons 8.8.
- A_s : L'aire de la section du boulon

$$F_{m1} = 133.37 \text{ kN} \leq nF_p = 2 \times 171.5 = 343 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- **La résistance de l'assemblage**

$$F_{v.sd} \leq F_{v.rd}.$$

- **L'effort tranchant par boulon**

$$V_{sd} = 148.27 \text{ KN}.$$

$$F_{v.sd} = \frac{V_{sd}}{nb} = \frac{148.27}{16} = 9.26 \text{ KN}.$$

- La résistance au glissement $F_{v,rd}$

$$F_{v,rd} = \frac{k_s \times n \times \mu \times (F_p - 0.8F_{mi})}{\gamma_{ms}}$$

Avec :

- K_s Pour des trous avec tolérances nominales normales.
- μ Surfaces nettoyées par brassage métallique ou à la flamme avec enlèvement de la rouille.
- n Nombre d'interfaces de frottement.
- γ_{ms} Pour les résistances au glissement à L'ELU.
- F_p la résistance du boulon.
- $F_{p.cd} = 0.7 \times f_{ub} \times A_s = 0.7 \times 1 \times 245 = 171.5 \text{ kN}$

$$- F_{mi} = \frac{M_{sd} \times d_i}{n_f \times \sum d_i^2} \times 10^3$$

$$F_{v,rd} = \frac{1 \times 1 \times 0,3(171.5 - 0.8 \times 133.37)}{1.25} = 15.55 \text{ KN}$$

$F_{v,sd}=9.26 \text{ KN} \leq F_{v,rd}=15.55 \text{ KN} \dots \dots \dots$ **condition vérifiée**

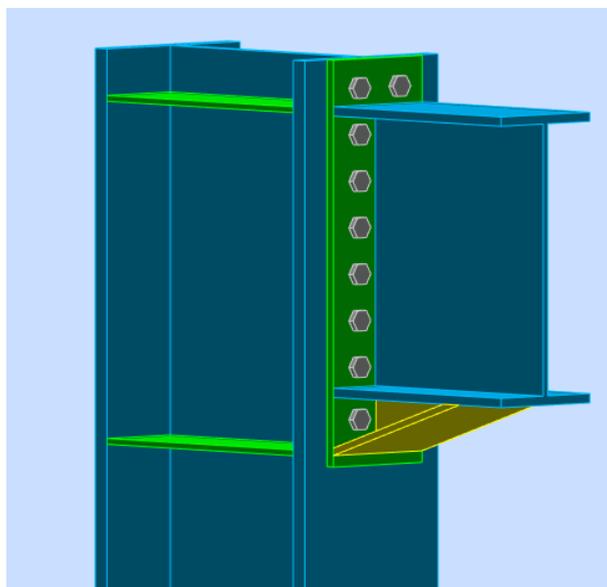


Figure VI. 6: Vue d'assemblage poteau – poutre.

VI.3.3. Vérification de l'assemblage de la ferme [8]

L'assemblage se fait aux deux parties :

➤ **Partie 1 : assemblage au nœud de milieu**

Nœuds de milieu se compose de :

- Pour le montant et la diagonale : double cornier 100 x 100 x 10
- Pour les membrure supérieure et inférieure : HEA340
- Gousset de 600 x 320 x 10

L'assemblage a été fait par le logiciel **IDEA StatiCa [Annexe 3]**.

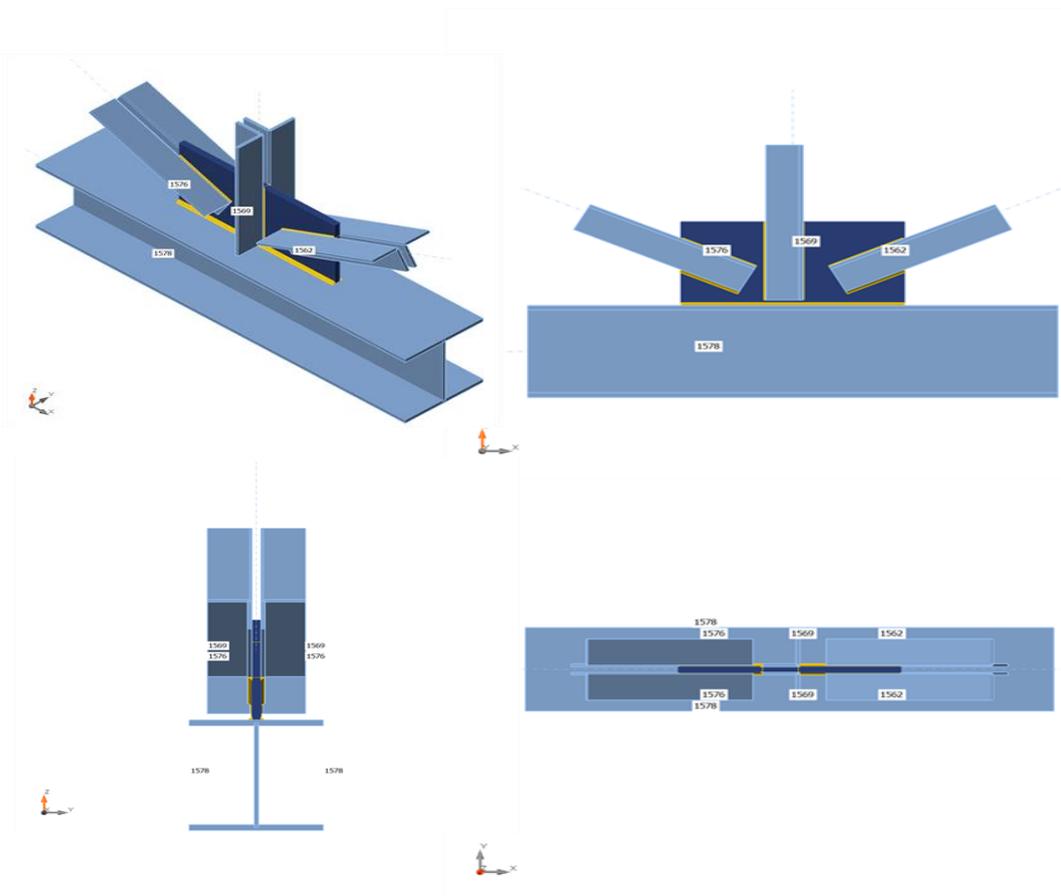


Figure VI. 7: Vue d'assemblage du nœud intermédiaire de la ferme.

Tableau VI. 4: Résumé de l'assemblage du nœud intermédiaire de la ferme

Nom	Valeur	Résultat
Analyse	100.0%	OK
Platines	$0.0 < 5.0\%$	OK
Soudures	$51.8 < 100\%$	OK
Voilement	Pas calculé	

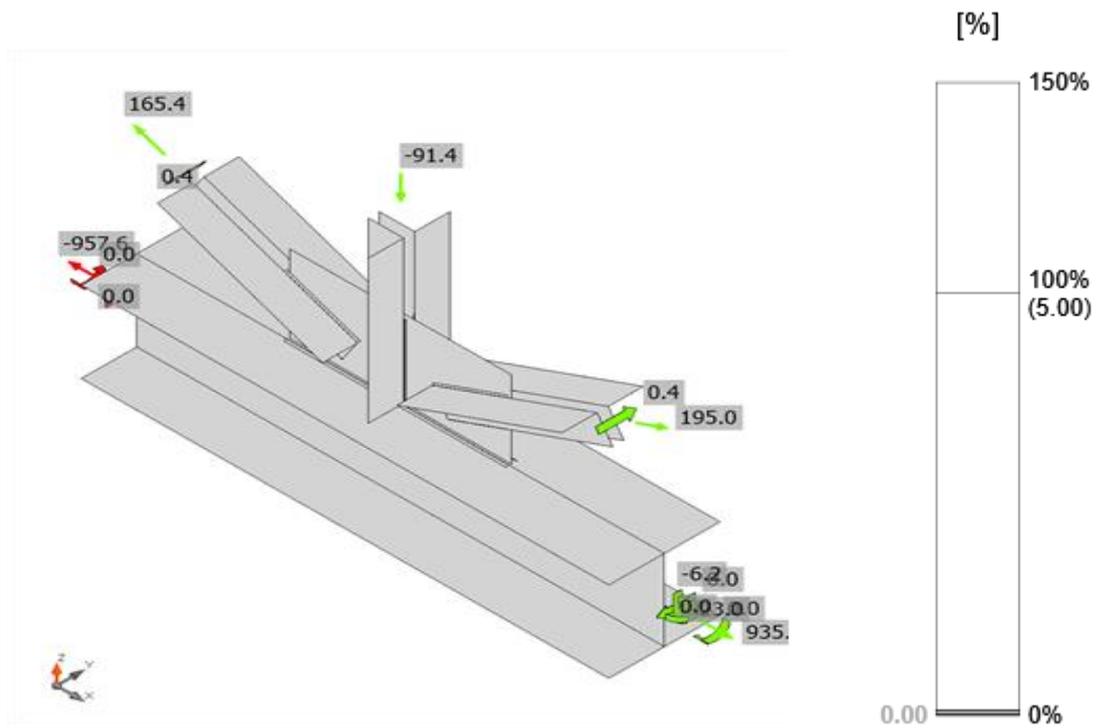


Figure VI. 8: Vérification de déformation, G+Q+Ex.

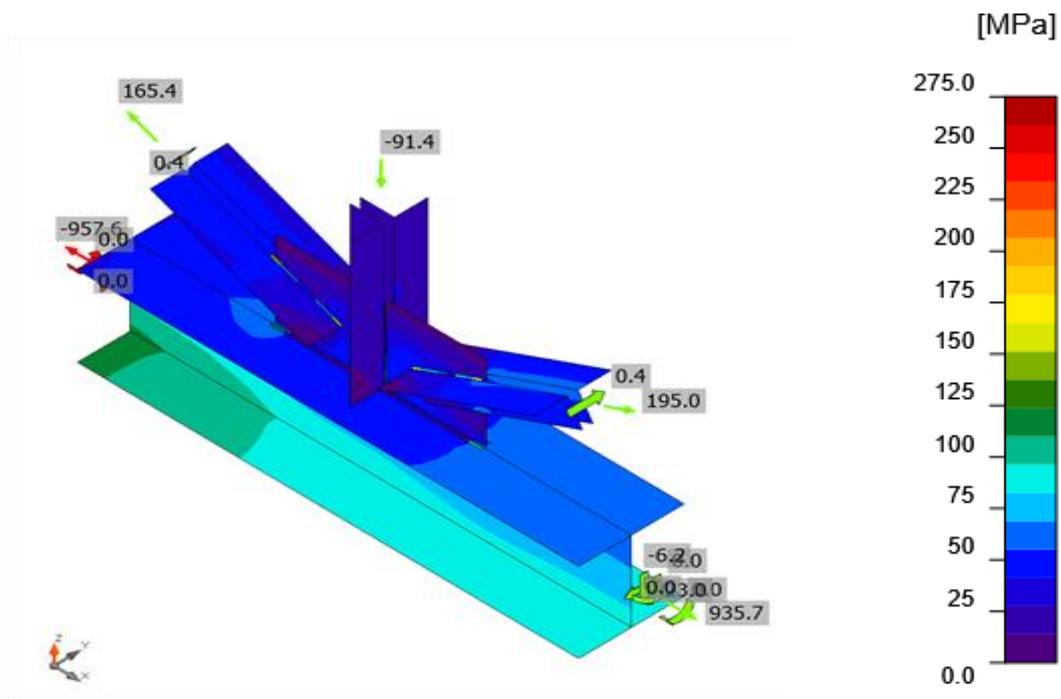


Figure VI. 9: Contrainte équivalente, G+Q+Ex.

➤ **Partie 2 : assemblage au nœud d'appui**

L'assemblage a été fait par le logiciel **IDEA StatiCa** [Annexe 4].

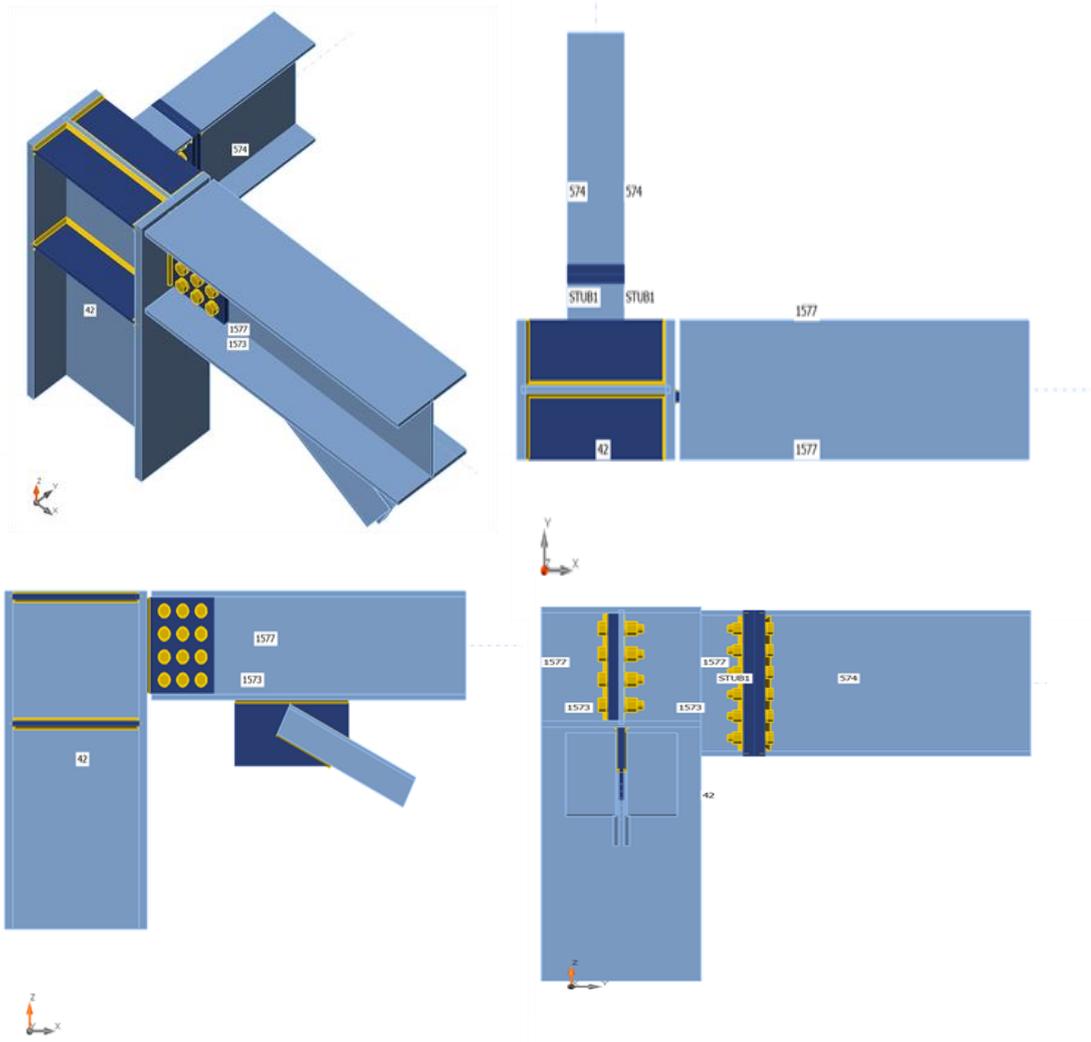


Figure VI. 10: Vue d'assemblage du nœud d'appui de la ferme.

Tableau VI. 5: Résumé de l'assemblage du nœud d'appui de la ferme

Nom	Valeur	Résultat
Analyse	100.0%	OK
Platines	2.8 < 5.0%	OK
Boulons	86.4 < 100%	OK
Soudures	98.1 < 100%	OK

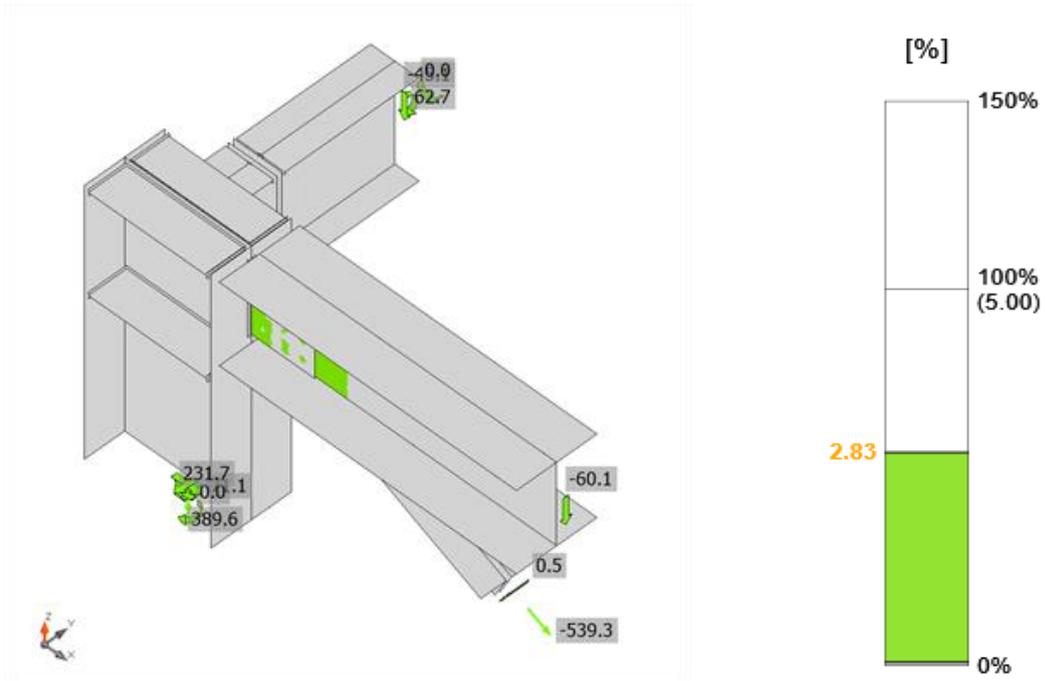


Figure VI. 11: Vérification de déformation, 1.35G+1.5Q.

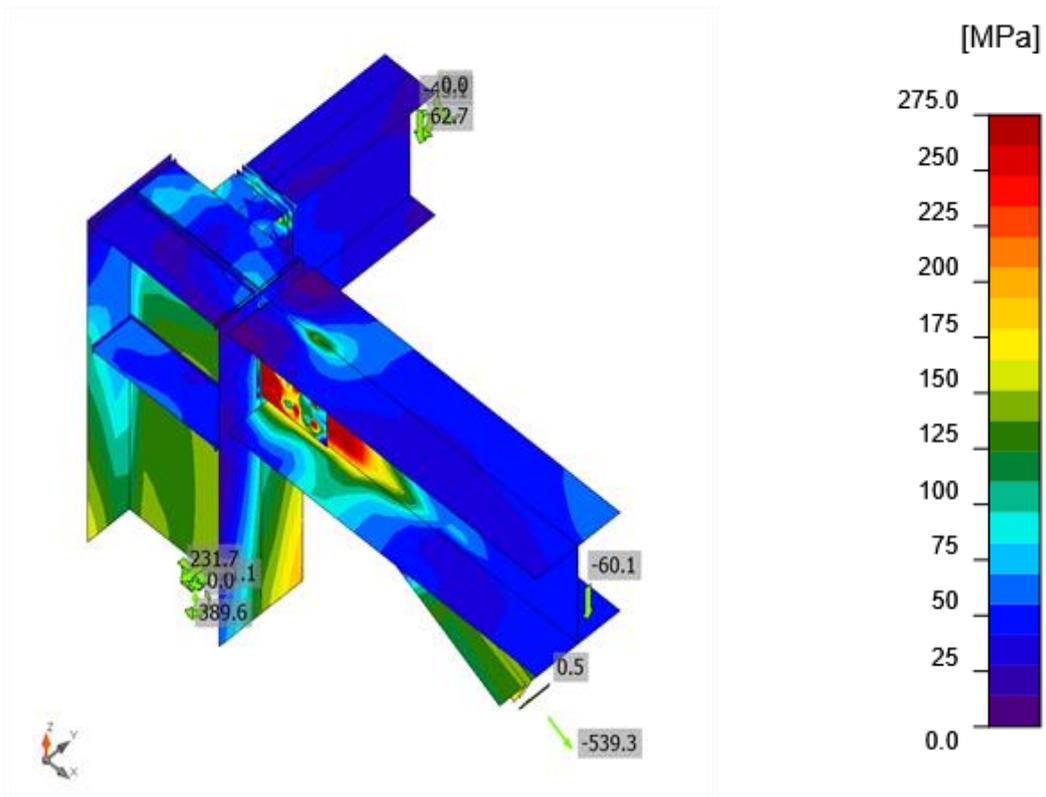


Figure VI. 12: Contrainte équivalente, 1.35G+1.5Q.

VI.3.4. Assemblage pied de poteau-contreventement

- La note de calcul IDEA STATICA : [ANNEX 5]

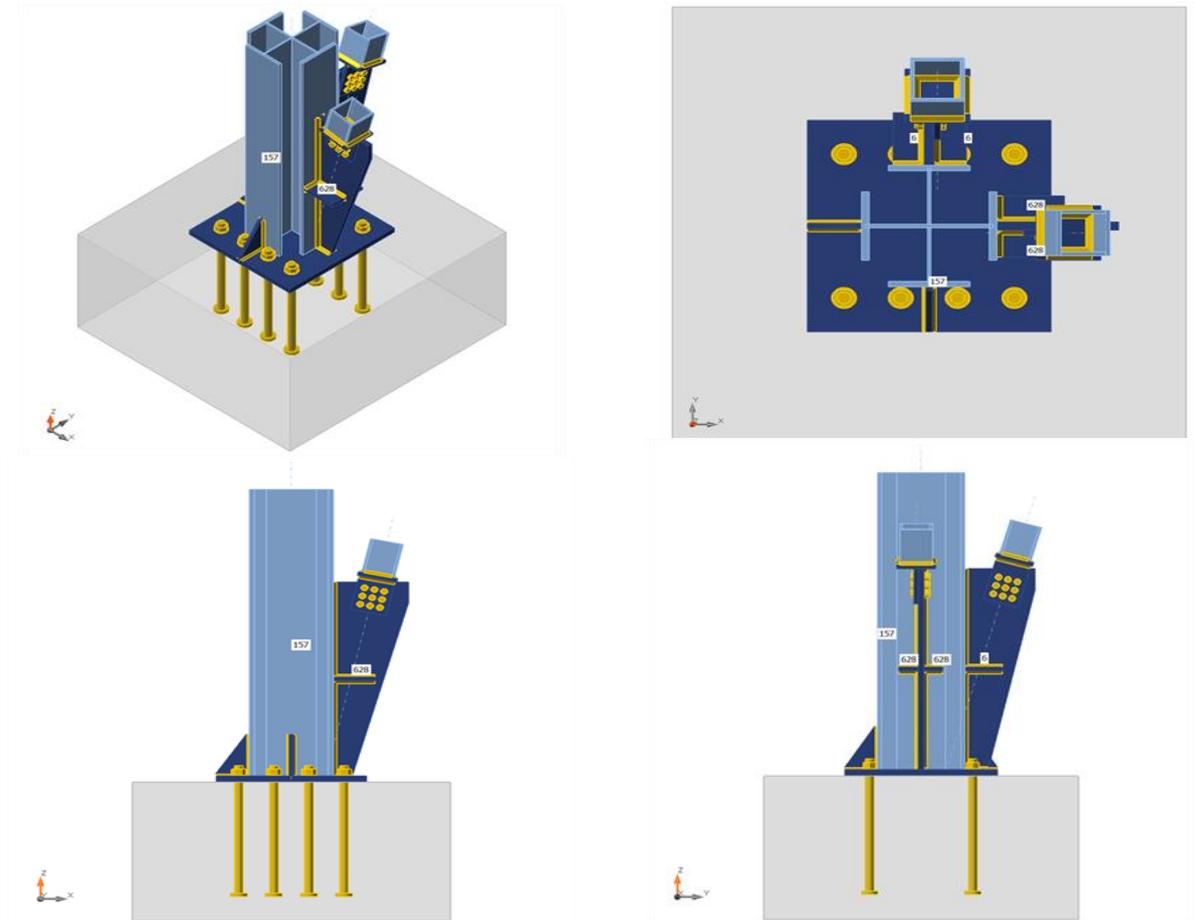


Figure VI. 13: Vue d'assemblage pied de poteau -contreventement.

Tableau VI. 6: Résumé de l'assemblage pied poteaux-contreventement

Nom	Valeur	Résultat
- Analyse	- 100.0%	- OK
- Platines	- $1.2 < 5.0\%$	- OK
- Boulons	- $85.0 < 100\%$	- OK
- Tiges	- $98.8 < 100\%$	- OK
- Soudures	- $98.1 < 100\%$	- OK
- Bloc de béton	- $52.7 < 100\%$	- OK
- Voilement	- Pas calculé	-

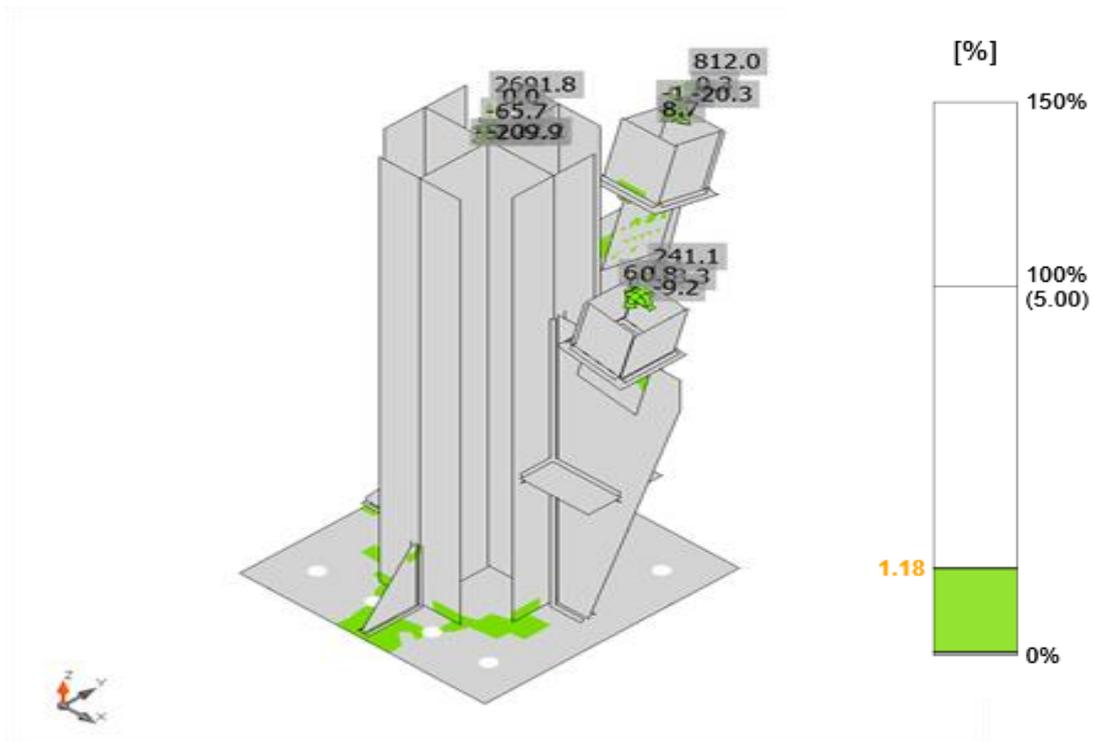


Figure VI. 14: Vérification de déformation, G+Q+Ey.

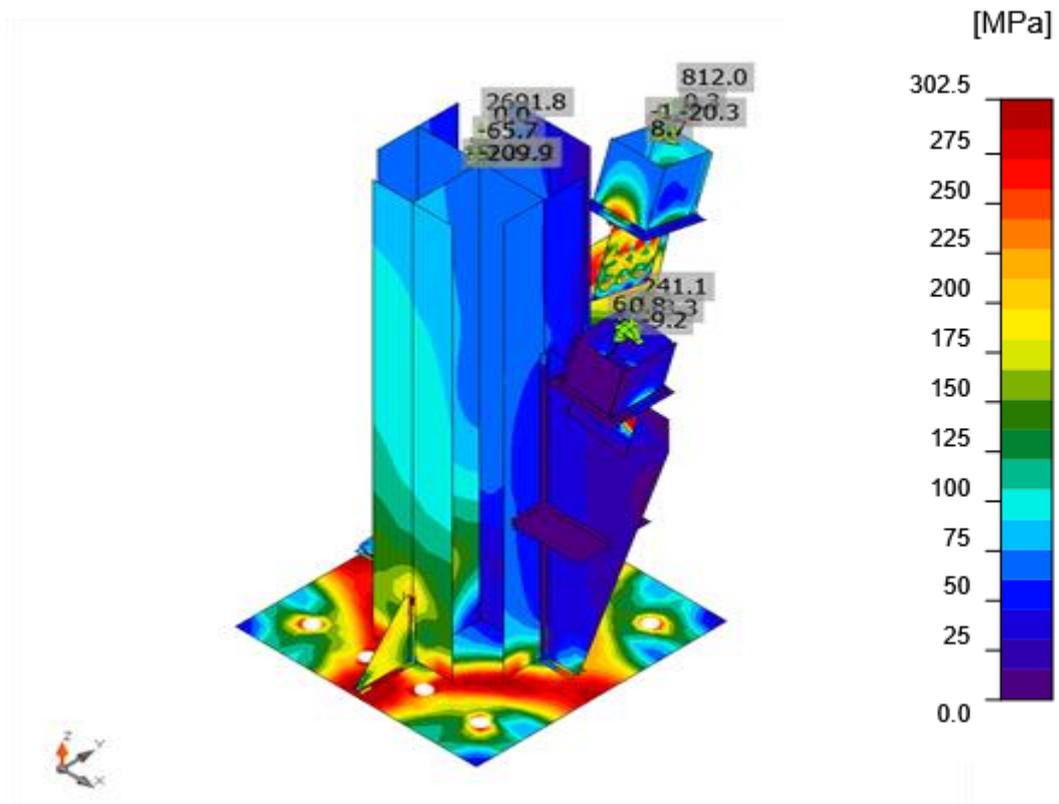


Figure VI. 15: Contrainte équivalente, G+Q+Ey.

VI.3.5. Assemblage poteau-poteau.

- La note de calcul IDEA STATICA : [ANNEX 6]

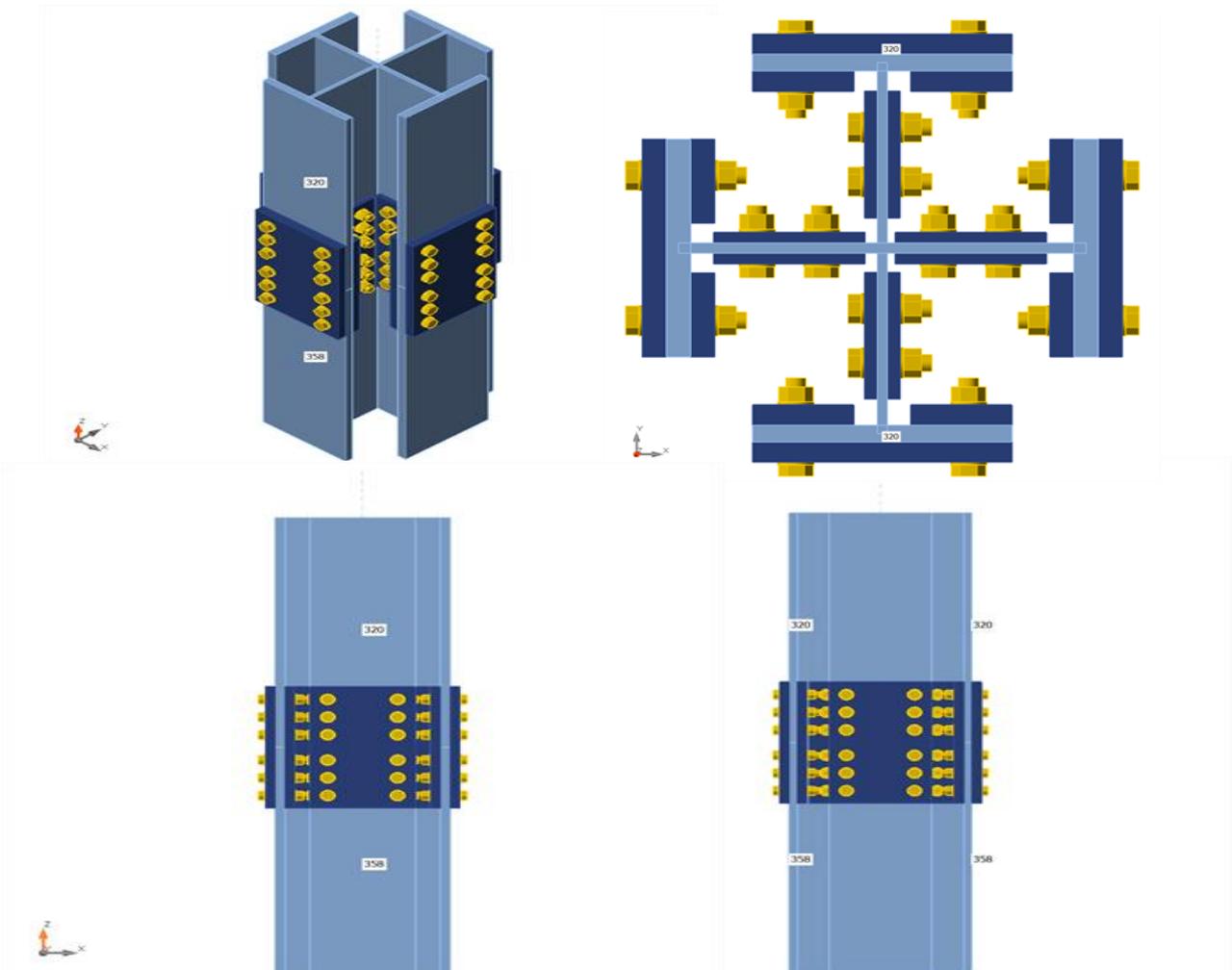


Figure VI. 16: Vue de rabotage poteau-poteau.

Tableau VI. 7: Résumé de rabotage poteau-poteau

Nom	Valeur	Résultat
Analyse	100.0%	OK
Platines	$0.0 < 5.0\%$	OK
Boulons	$30.3 < 100\%$	OK
Voilement	Pas calculé	

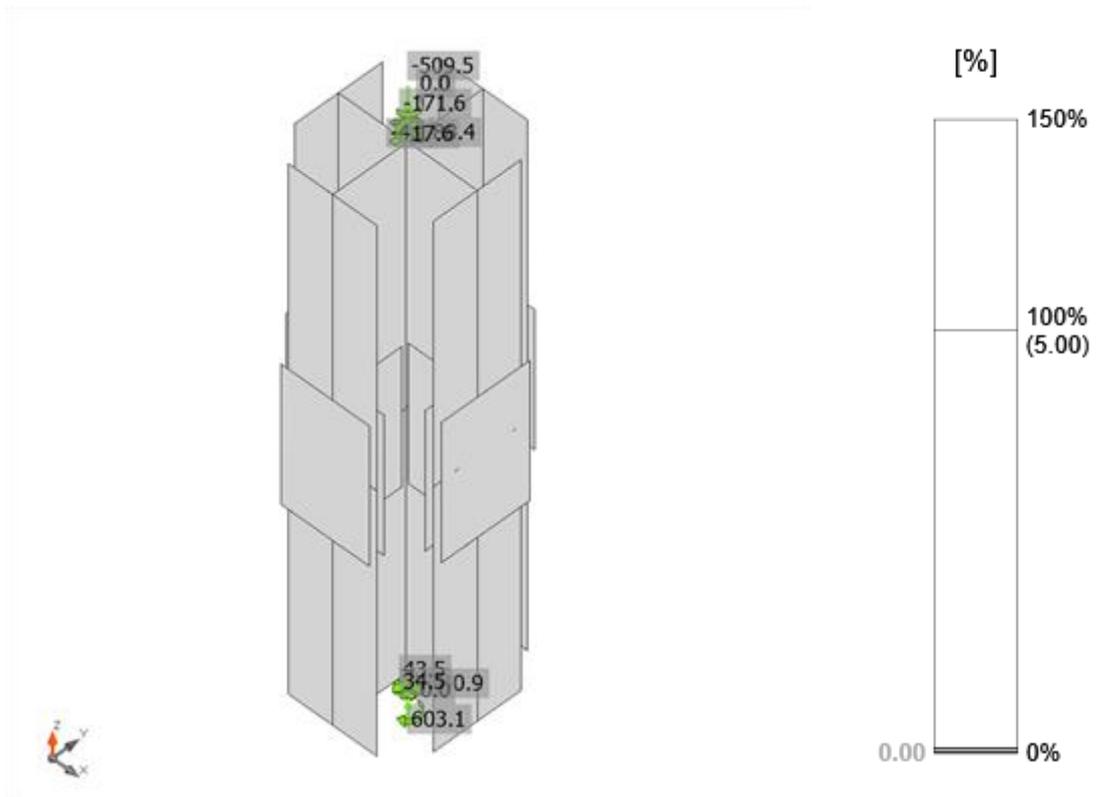


Figure VI. 17: Vérification globale, 0.8G+Ex.

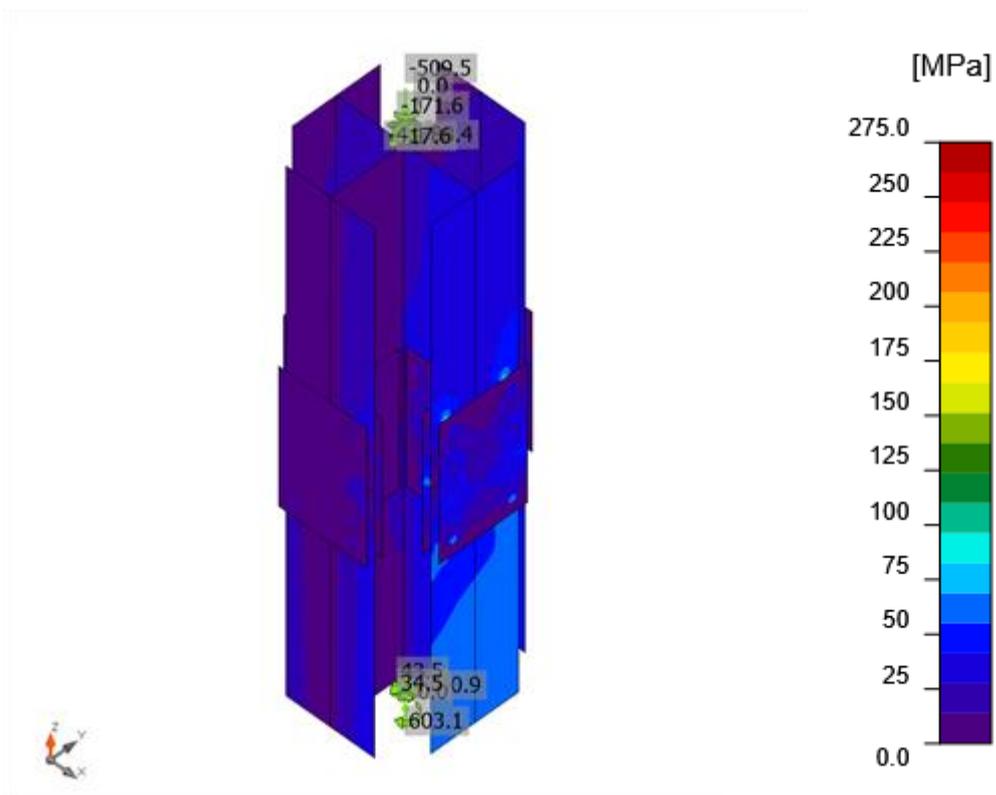


Figure VI. 18: Contrainte équivalente, 0.8G+Ex.

VI.3.6. Assemblage nœuds contreventement-poteau-poutre

- La note de calcul IDEA STATICA : [ANNEX 7]

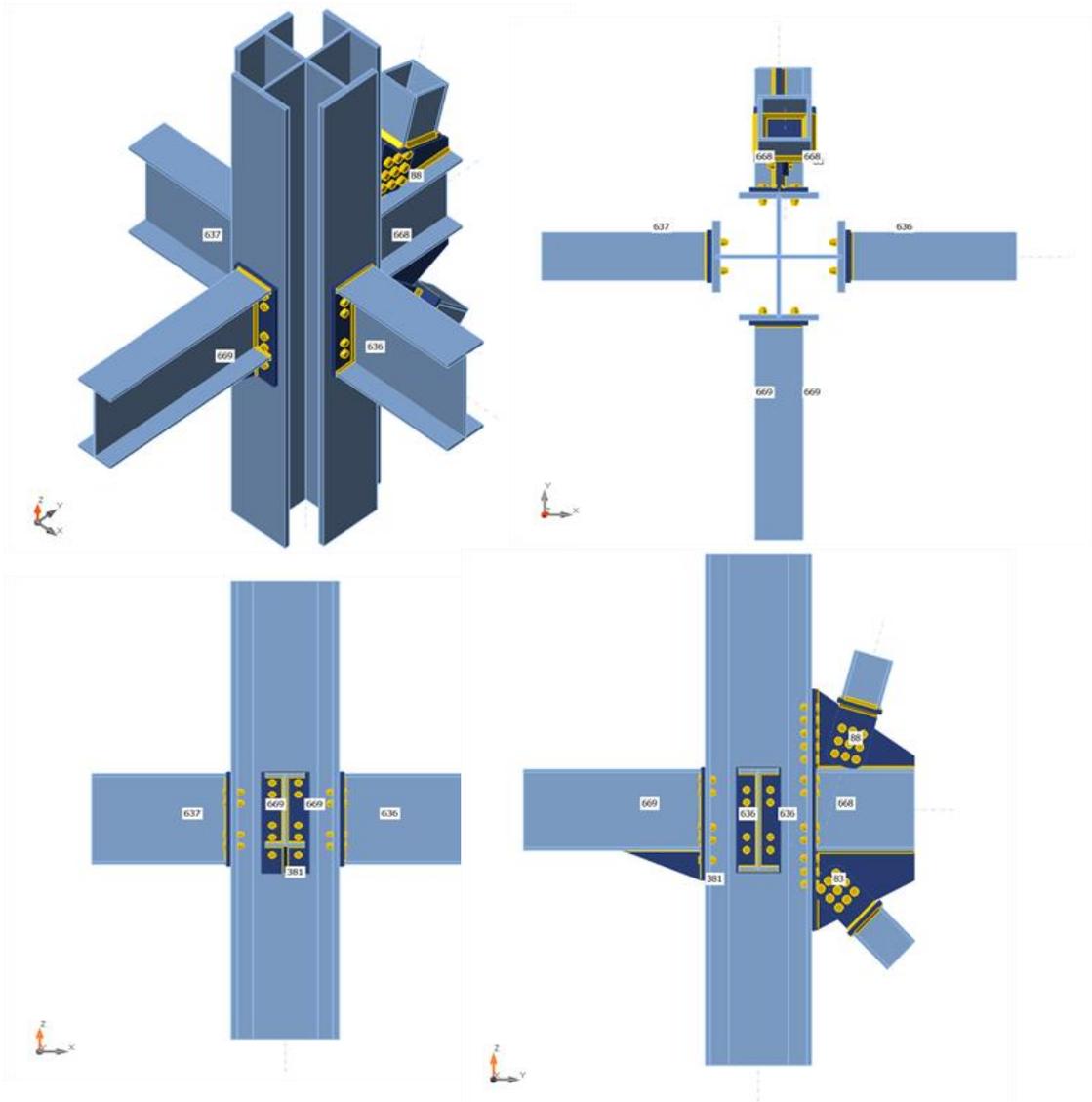


Figure VI. 19: Vue d’assemblage poutre-contreventement-poteau.

Tableau VI. 8: Résumé de raboutage poteau-poteau

Nom	Valeur	Résultat
Analyse	100.0%	OK
Platines	$3.6 < 5.0\%$	OK
Boulons	$99.9 < 100\%$	OK
Soudures	$99.7 < 100\%$	OK
Voilement	Pas calculé	

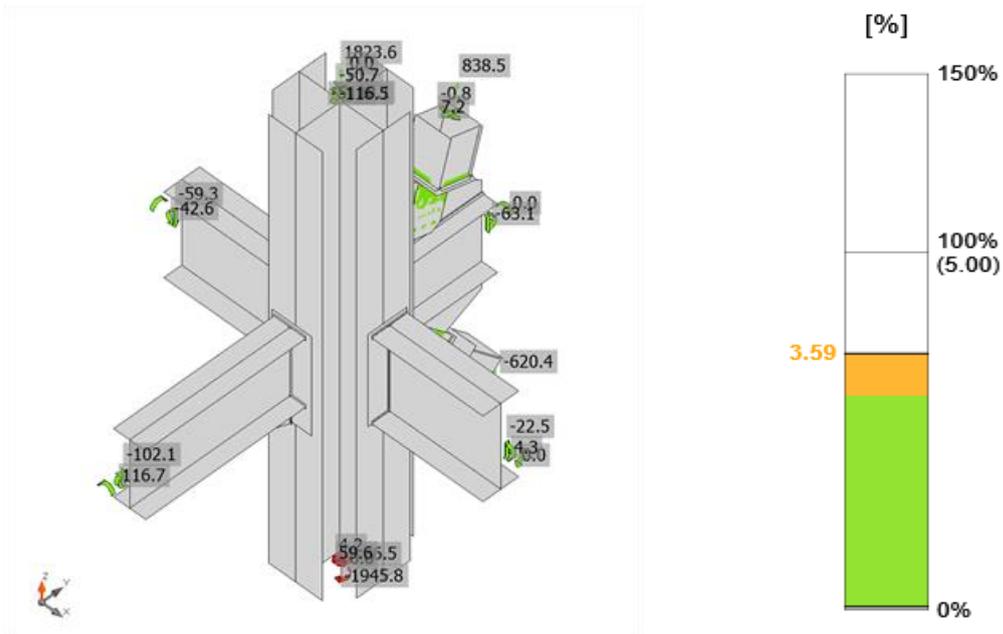


Figure VI. 20: Vérification de déformation, $0.8G + E_y$.

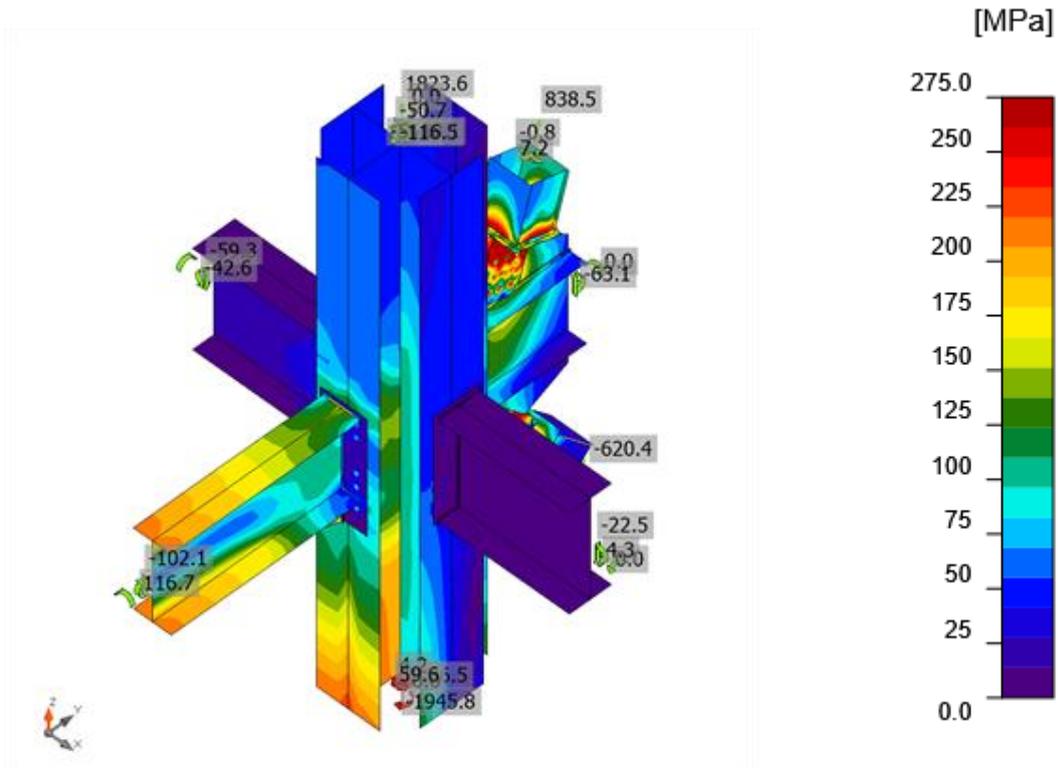


Figure VI. 21: Contrainte équivalente, $0.8G + E_y$.

Chapitre VII :
Etude de l'infrastructure

VII.1. Introduction

Les fondations sont les éléments de la construction qui assurent la transmission et la répartition des charges de la superstructure au sol d'assise, et qui sont essentielles pour la stabilité et la durabilité de la construction.

Le choix du type de fondation dépend de :

- ▶ Type d'ouvrage à construire.
- ▶ La nature et l'homogénéité du sol.
- ▶ Facilité d'exécution et l'aspect économique.

Dans notre cas on a opté pour un radier général nervuré dont le calcul des efforts a été mené par le logiciel SAFE et manuellement

VII.2. Prédimensionnement des éléments de l'infrastructure

VII.2.1. Plancher sous-sol :

Les planchers sont composés de poutres principal, secondaire en béton armé et une dalle pleine nervuré

VII.2.1.1. Dalle pleine [7] :

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et peuvent reposer sur 2,3 ou 4 appuis constitués par des poutres, poutrelles ou murs.

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance

➤ Résistance au feu :

- $e = 7\text{cm}$ pour une heure de coupe-feu.
- $e = 11\text{cm}$ pour deux heures de coupe-feu.

On admet : $e = 15\text{cm}$

➤ Résistance à la flexion :

- Dalle reposant deux appuis : $Lx/35 < e < Lx/30$
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $Lx/50 < e < Lx/40$

Lx : la petite portée du panneau le plus sollicité

Dans notre cas les dalles reposent sur 4 appuis et ont une portée égale à :

$Lx = 4\text{m} = 400\text{ cm}$.

$$e = \frac{400}{40} = 10 \text{ cm}$$

Donc : $e = \max(15; 10)$ On prend : $e = 15 \text{ cm}$

- **Hauteur de la nervure :**

$$L_{\max} = 8 \text{ m}$$

$$\frac{L_{\max}}{20} \leq h_{N1} \leq \frac{L_{\max}}{13} \rightarrow \frac{780}{20} \leq h_{N1} \leq \frac{780}{13} \rightarrow 39 \leq h_{N1} \leq 60 \text{ [10]}$$

On prend $h_{N1} = 45 \text{ cm}$

- **Largeur de la nervure :**

$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

$$12 \leq b \leq 28$$

On prend $b = 30 \text{ cm}$

- **Largeur efficace de la table :**

La largeur de la dalle qu'on peut associer à une poutre est définie par une largeur notée b_{eff}

$$b_{\text{eff}} = b_w + 0,2L_0 \text{ (article 2.13 [10])}$$

Où :

L_0 : Représente la distance entre les points de moment nul = 4,67m (obtenue de ETABS)

$$\rightarrow b_{\text{eff}} = 30 + 93,4 = 123,4 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} e = 15 \text{ cm} \\ b_w = 25 \text{ cm} \\ h = 45 \text{ cm} \end{cases}$$

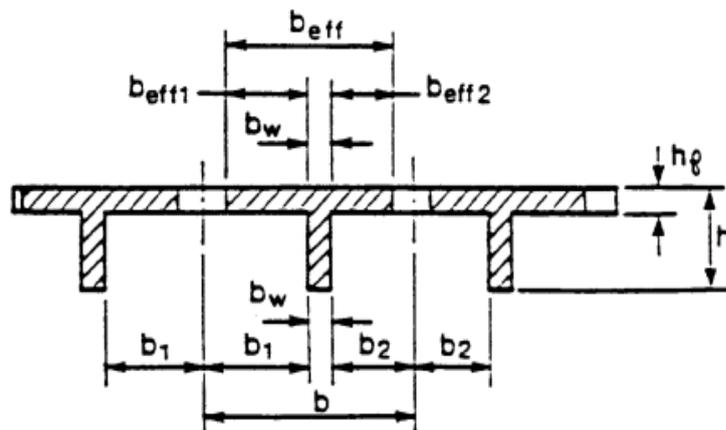


Figure VII. 1: Définition des dimensions de la nervure [10]

VII.2.1.2. Poutres principales

$$L_{\max} = 8\text{m}$$

$$L/15 \leq h \leq L/10 \rightarrow 770/15 \leq h \leq 770/10$$

$$51.33 \text{ cm} \leq h \leq 80 \text{ cm}$$

On prend : $h = 70 \text{ cm}$

$$h/3 \leq b \leq h/2 \rightarrow h/3 \leq b \leq h/2$$

$$23.33 \text{ cm} \leq b \leq 35 \text{ cm}$$

On prend : $b = 40 \text{ cm}$

Pour la zone III (zone de forte sismicité) ; les règles parasismiques Algériennes, les dimensions des poutres doivent respecter les conditions ci-dessous :

$$h \geq 30 \rightarrow h = 70 \text{ cm} \dots \text{Vérfié}$$

$$b \geq 20 \rightarrow b = 40 \text{ cm} \dots \text{Vérfié}$$

$$h/b \leq 4 \rightarrow 1.75 < 4 \dots \dots \text{Vérfié}$$

VII.2.1.3. Poutres secondaires

$$L_{\max} = 6 \text{ m}$$

$$L/15 \leq h \leq L/10 \rightarrow 570/15 \leq h \leq 570/10$$

$$38 \text{ cm} \leq h \leq 57 \text{ cm}$$

On prend : $h = 50 \text{ cm}$

$$h/3 \leq b \leq h/2 \rightarrow h/3 \leq b \leq h/2$$

$$16.67 \text{ cm} \leq b \leq 25 \text{ cm}$$

On prend : $b = 30 \text{ cm}$

Selon le RPA 99 (Version 2003), les dimensions des poutres doivent respecter les conditions ci-dessous :

$$h \geq 30 \rightarrow h = 50 \text{ cm} \dots \text{Vérfié}$$

$$b \geq 20 \rightarrow b = 30 \text{ cm} \dots \text{Vérfié}$$

$$h/b \leq 4 \rightarrow 1.67 < 4 \dots \dots \text{Vérfié}$$

VII.2.2. Les Poteaux

Ils sont dimensionnés par la platine de l'assemblage de pied poteaux donc on a platine de (80x80) cm² alors on prend poteaux de (100 x100) cm²

VII.3. Ferrailage des éléments de l'infrastructure

VII.3.1. Ferrailage de dalle pleine

Le plancher sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

- **Charge permanente :**

$$G = 5,82 \text{ KN/m}^2$$

- **Charge d'exploitation :**

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

VII.3.1.1. Détermination les efforts

Si $\frac{L_x}{L_y} \leq 0.4$ → La dalle travaille dans un seul sens.

Si $0.4 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 1$ → La dalle travaille dans les deux sens.

Pour une largeur unitaire, les moments sont définis comme :

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots\dots\dots \text{Sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots\dots\dots \text{Sens de la grande portée.}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux soient encastres au niveau des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

➤ **Panneau de rive :**

- **Moment en travée :** $M_{tx} = 0.85 M_x$

$$M_{ty} = 0.85 M_y$$

- **Moment sur appui :** $M_{ax} = M_{ay} = 0.3M_{x,y}$ (appui de rive)

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_{x,y} \text{ (autre appui)}$$

➤ **Panneau intermédiaire :**

- **Moment en travée :** $M_{tx} = 0.75 M_x$

$$M_{ty} = 0.75 M_y$$

- **Moment sur appui :** $M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_{x,y}$ (appui de rive)

$$\text{Avec } M_a = 0.5M_0 \text{ et } M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

➤ **Valeur de la pression sous plancher :**

$$\text{ELU : } q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1\text{ml} = 11.61 \text{ kN/m}$$

$$\text{ELS : } q_{ser} = (G + Q) \times 1\text{ml} = 8.32 \text{ kN/m}$$

Le calcul des efforts sera calculé par la méthode forfaitaire d'une dalle qui repose sur 4 appuis.

➤ **Moment en travée et sur appui pour le panneau le plus sollicité à l'ELU :**

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VII. 1: Calcul des moments à l'ELU.

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_u (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
6	6	1	0.037	1	11.61	15.46	13.14	15.46	13.14	7.73

➤ **Moment en travée et sur appui pour le panneau le plus sollicité à l'ELS :**

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VII. 2: Calcul des moments à l'ELS.

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_{ser} (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
6	6	1	0.037	1	8.32	11.08	9.42	11.08	9.42	5.54

VII.3.1.2. Calcul du ferrailage : [Annex 2]

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis du panneau le plus sollicité.

On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple, avec :
 $b=100\text{cm}$; $h=15\text{cm}$; $d=13\text{cm}$; $f_c=500\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_s=434,78\text{MPa}$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VII. 3: Ferrailage du panneau le plus sollicité de la dalle pleine

	Sens	M_u (kNm)	A_s^{cal} (cm ²)	choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	X-X	13.14	2.39	6HA10	4.71
	Y-Y	13.14	2.39	6HA10	4.71
Appui	XX-YY	7.72	1.39	6HA10	4.71

➤ **Espacement :**

$$\text{Esp} \leq \min(3h ; 33\text{cm}) \quad \rightarrow \quad \text{Esp} \leq \min(45 ; 33)$$

Travée :

- Sens X : $St \frac{100}{5} = 20 < 33 \text{ cm}$
- Sens Y : $St \frac{100}{5} = 20 < 33 \text{ cm}$

Appui :

- Les deux sens : $St \frac{100}{5} = 20 < 33 \text{ cm} \rightarrow$ on prend $St = 20 \text{ cm}$
- **Vérification nécessaire :**
- **Condition de non fragilité :**

$$A_{s \min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.26 \text{ cm}^2 < 4.71 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0.1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2.5 \text{ Mpa}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} \rightarrow T_u = \frac{11.61 \times 6}{2} \rightarrow T_u = 34.83 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{34.83 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.27 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \quad \text{et} \quad \sigma_s < \bar{\sigma}_s$$

Tableau VII. 4 : Vérification des contraintes de la dalle pleine à l'ELS.

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s^{cal} (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérif
Trav	x-x	9.42	4.71	6.74	15	223.2	250	Oui
	y-y	9.42	4.71	6.47	15	223.2	250	Oui
App	x-x	5.54	4.71	3.97	15	131.3	250	Oui

VII.3.1.3. Schéma ferrailage de dalle pleine

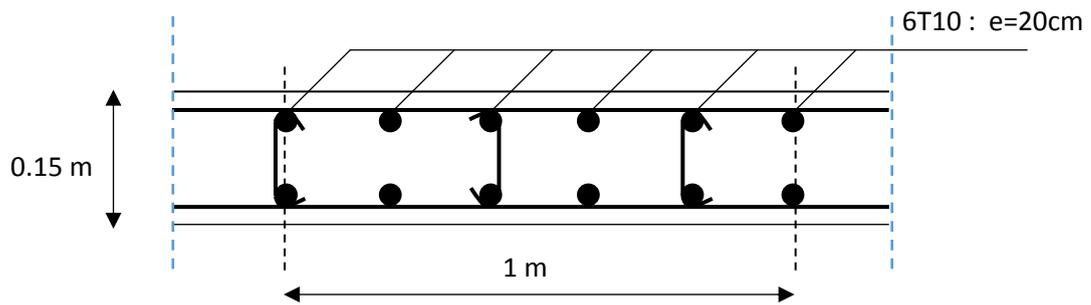


Figure VII. 2 : Ferrailage de la dalle pleine

VII.3.1.4. Ferrailage des nervures

Le calcul des nervures est associé à des poutres en Te

- **Calcul des armatures longitudinales**

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appui, dans ETABS on a :

$$M_u (\text{travée}) = 48 \text{ KN.m}$$

$$M_u (\text{appui}) = 97,01 \text{ KN.m}$$

On applique l'organigramme II d'une section Te soumise à la flexion simple, avec :

$$B_{\text{eff}}=123.4\text{cm} ; b_0=30\text{cm} ; h=45\text{cm} ; e=15\text{cm} ; f_e=500\text{MPa} ; f_{c28}=25\text{MPa} ; f_{t28}=2,1\text{MPa} ; \sigma_s=43478\text{MPa}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VII. 5: Ferrailage du la nervure

	M_u (kNm)	A_s^{cal} (cm ²)	choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	48	2.78	4T14	6.16
Appui	97.01	5.68	4T14	6.16

➤ **Espacement :**

$$\text{Esp} \geq 1.5C_g \rightarrow C_g = 2.5 \text{ cm} \rightarrow \text{Esp} \geq 3.75 \text{ cm}$$

$$\text{Esp} = \frac{30 - (4 \times 1.4) - (4 \times 0.8) - (2 \times 3)}{3} = 5.06 \text{ cm} \geq 3.75 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification nécessaire :**

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{s \text{ min}} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.17 \text{ cm}^2 < 6.16 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \min (0.1f_{c28} ; 4\text{MPa}) = 2.5 \text{ Mpa}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} \rightarrow T_u = 34.67 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{34.67 \times 10^3}{300 \times 405} = 0.302 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \quad \text{et} \quad \sigma_s < \bar{\sigma}_s$$

Tableau VII. 6: Vérification des contraintes de la dalle pleine à l'ELS.

	M_{ser} (kNm)	A_s^{cal} (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérif
Trav	34.67	6.16	2.07	15	149.8	250	Oui
App	69.00	6.16	8.32	15	248.1	250	Oui

VII.3.1.5. Schéma ferrailage de la nervure

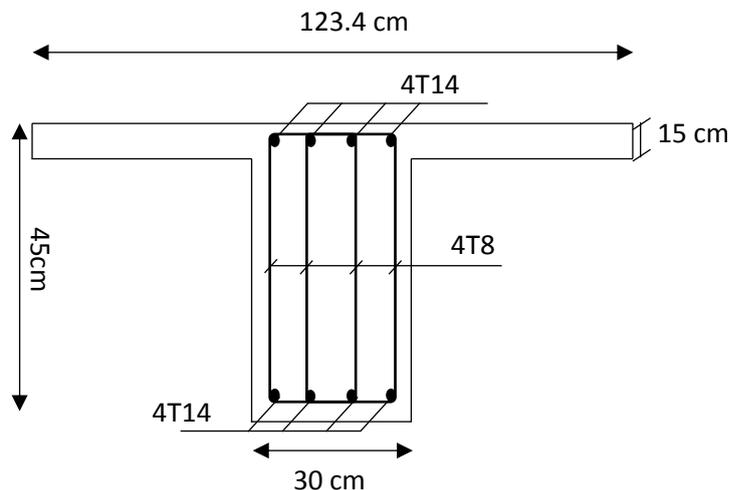


Figure VII. 3 : Schéma de Ferrailage des nervures

VII.3.2. Ferrailage des poutres

Le ferrailage des éléments résistants devra être conforme aux règlements parasismiques algérien (**RPA99 version 2003**) et BAEL91

- **Recommandations des règlements :**

Le pourcentage des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est donné par :

- $0.5\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 4\%$ au niveau de la zone courante.
- $0.5\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 6\%$ au niveau de la zone de recouvrement.

b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

- La longueur minimale de recouvrement est de 50Φ (zone III).
 - Dans les poteaux de rive et d'angle, les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90 %.
 - La quantité d'armatures " At ", est donnée par : $A_t = 0.003 \times S_t \times L$
 - L : longueur de la poutre.
 - S_t : espacement de deux cadres consécutifs, il est donné par :
- $S_t \leq \text{Min} \left[\frac{h}{4}; 12\phi \right]$ (zone nodale).
 - $S_t \leq \frac{h}{2}$ (zone courante).

Les armatures longitudinales sont déterminées en tenant compte de situation durable :

- Béton: $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa.
- Acier: $\gamma_s = 1.15$; FeE 500 ; $\sigma_s = 435$ MPa.

- **Calcul du ferrailage :**

Pour le cas de notre structure, les efforts sont déterminés par le logiciel ETABS.

On dispose de 3 types de poutres :

- Poutre principale : Pp 40x70 cm²
- Poutre secondaire : Ps 30x50 cm²

Les poutres sont ferrillées par le logiciel SOCOTEC (situation durable). Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que la section d'armatures calculée pour chaque type de poutres

Telle que :

A_s : représente les armatures de la fibre inférieure.

$A_s^`$: représente les armatures de la fibre supérieure.

$$A_s^{\min} = 0.05 \times b \times h$$

Tableau VII. 7: Ferrailage des poutres a ELU

Éléments	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (KN.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)	As ^{min} (cm ²)
Poutre Principale	40x70	Travée	499.60	21	0	14
		Appui	-473.43	0	19.72	14
Poutre secondaire	30x50	Travée	271.04	17.39	0	7.5
		Appui	-297.71	0.72	19.8	7.5

- **Choix des armatures :**

Tableau VII. 8: Choix des armatures pour les poutres

Éléments	Section (cm ²)	Position	As ^{max} Zone C (cm ²)	As ^{max} Zone R (cm ²)	As ^{min} (cm ²)	As ^{cal} (cm ²)	Choix d'armatures	As adopté (cm ²)
Poutre Principale	40x70	Travée	112	168	14	21	3T25+2T20	21,01
		Appui	112	168	14	19,72	3T25+2T20	21,01
Poutre secondaire	30x50	Travée	60	90	7,5	17,39	3T25+2T20	21,01
		Appui	60	90	7,5	19,8	3T25+2T20	21,01

- **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

$$f_{t28}=2,1\text{MPa} ; f_e=500\text{MPa}$$

Tableau VII.9: Vérification de la condition de non fragilité

Éléments	Section (cm ²)	As choisi (cm ²)	As ^{min} (cm ²)	Vérification
Poutre Principale	70x40	21,01	2,43	Vérifiée
Poutre secondaire	50x30	21,01	1,30	Vérifiée

- **Vérification vis-à-vis de l'état limite service :**

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (Mser, Nser), puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par [7] :

- **Béton :**

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

- **Acier :**

- Fissuration peu nuisible : Pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} fe; \max(0.5 fe; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})\right)$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min\left(\frac{1}{2} fe; 90 \times \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right)$

Où : $\eta = 1,60$ pour les aciers à HA.

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable.

$$\text{On doit vérifier que : } \begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y + \frac{N}{A} < \bar{\sigma}_b = 15MPa \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) + \frac{N}{A} \leq \bar{\sigma}_s = 250MPa \end{cases}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VII. 10 : Vérification des poutres a l'ELS

Éléments	Section (cm ²)	Position	M ^{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ^{adm} (MPa)	σ _s (MPa)	σ _s ^{adm} (MPa)	Vérif
Poutre Principale	40x70	Travée	363,52	10,1	15	295	250	No
		Appui	-344,48	9,49		279,5		No
Poutre secondaire	30x50	Travée	217,37	11,2	15	261,7	250	No
		Appui	-251,52	13		302,8		No

Donc on augmente la section d'acier

Tableau VII. 11 : Correction de choix d'armature

Éléments	Section (cm ²)	Position	A _s ^{max} Zone C (cm ²)	A _s ^{max} Zone R (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix d'armatures	A _s ^{adopté} (cm ²)
Poutre Principale	40x70	Travée	112	168	14	21	8T20	25,13
		Appui	112	168	14	19,72	8T20	25,13
Poutre secondaire	30x50	Travée	60	90	7,5	17,39	8T20	25,13
		Appui	60	90	7,5	19,8	8T20	25,13

Nouvelle vérification vis-à-vis de l'état limite service :

Tableau VII. 12 : Correction de vérification des poutres a l'ELS

Éléments	Section (cm ²)	Position	M ^{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ^{add} (MPa)	σ _s (MPa)	σ _s ^{add} (MPa)	Vérif
Poutre Principale	40x70	Travée	363,52	9,81	15	249,6	250	Oui
		Appui	-344,48	9,20		234,0		Oui
Poutre secondaire	30x50	Travée	217,37	10	15	219,3	250	Oui
		Appui	-251,52	11,6		248,7		Oui

- **Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant**

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$ Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum.

b : Largeur de la section de la poutre.

d : Hauteur utile.

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa} \text{ (Fissuration préjudiciable).}$$

Tableau VII. 13 : Vérification de la contrainte de cisaillement

Éléments	Section (cm ²)	T _{u max} (kN)	τ _u (MPa)	τ _u ^{add} (MPa)	Vérification
Poutre Principale	40x70	393,02	1,56	2,5	Oui
Poutre secondaire	30x50	283,23	2,10	2,5	Oui

- **Vérification de la flèche :**

On doit vérifier que : $f_{\max} \leq \bar{f}$

$$\text{Avec : } \bar{f} = \begin{cases} 0,5 + \frac{L(\text{cm})}{1000} & \text{si } L > 5\text{m} \\ \frac{L(\text{cm})}{500} & \text{si } L \leq 5\text{m} \end{cases}$$

La vérification de la flèche a été faite en utilisant le logiciel SOCOTEC.

Tableau VII. 14 : Vérification de la flèche des poutres

Éléments	Section (cm ²)	f (mm)	f ^{add} (mm)	Vérification
Poutre Principale	40x70	8,85	13	Oui
Poutre secondaire	30x50	9,56	11	Oui

- **Armature de peau :**

Pour éviter des fissurations abusives dans les pièces relativement sollicitées, il convient à défaut de prévoir s'il y a lieu des armatures de peau, leur section est d'au moins 3 cm² par mètre de longueur

- **Pour la poutre principale :** $h = 70\text{cm}$ donc $A_p = 0.7 * 3 = 2,1 \text{ cm}^2$

Donc on prend $4T10 = 3.14 \text{ cm}^2$

1. Schéma ferrailage des poutres :

- **Poutre secondaire 30x50 :**

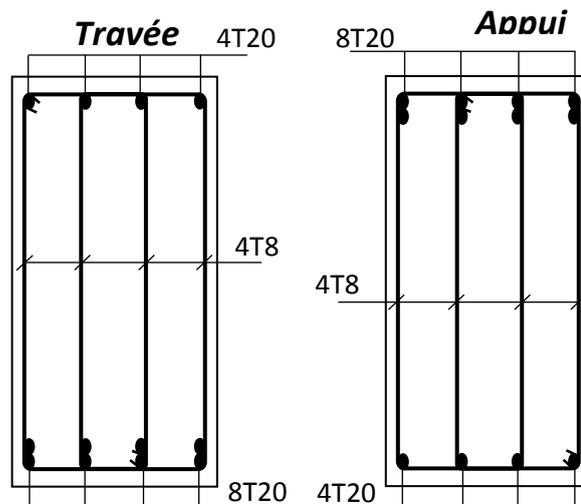


Figure VII. 1: Schéma de Ferrailage des Poutres secondaire.

- **Poutre principale 40x70 :**

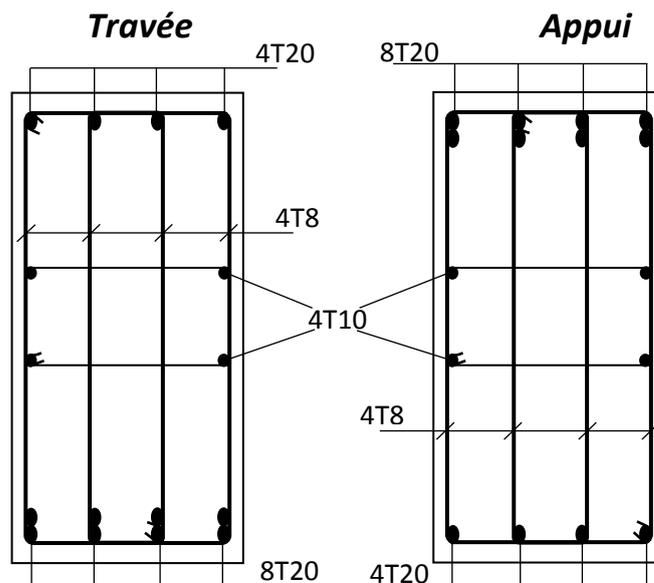


Figure VII. 2: Schéma de Ferrailage des Poutres principale

VII.3.3. Ferrailage des poteaux

Les poteaux du sous-sol sont calculés à la compression simple, le ferrailage est donné par :

$$A_s \geq \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r}{0,9} \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} \quad [7]$$

- B_r : Section réduite du poteau considéré ($B_r = (a-3) \times (b-3)$) cm^2
- α : Coefficient dépendant de l'élanement.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda \leq 50 \\ \frac{0,6(50)^2}{\lambda} & \text{si } 50 < \lambda < 70 \end{cases}$$

- $\lambda = \frac{L_f}{i}$
- L_f : Longueur de flambement.
- i : Rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$.
- I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.
- B : Section du poteau ($B = a \times b$).
- N_u : L'effort normal maximal au niveau des poteaux du sous-sol.
- La longueur de flambement $L_f = 0,7L_0$.

- **Calcul du ferrailage longitudinal**

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \rightarrow i = \frac{a}{\sqrt{12}}$$

$$\lambda = \frac{0,7 \times 450}{\frac{100}{\sqrt{12}}}$$

$$\lambda = 10,91 < 50 \text{ donc :}$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{10,91}{35} \right)^2} = 0,834$$

Et $N_u = 4435,98 \text{ KN}$ (obtenu de Étabs)

$$A_s = \left[\frac{4435,98 \times 10^3}{0,834} - \frac{(940 \times 940) \times 25}{0,9 \times 1,5} \right] \times \frac{1,15}{500} = -278,42 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s < 0$$

- **Calcul A_s min :**

Selon le RPA et BAEL on a :

$$A_s \text{ min} = \max (4U ; 0,2\%B ; 0,9\%B)$$

- $4U = 4 \times (100 \times 4) = 16 \text{ cm}^2$
- $0,2\%B = \frac{0,2}{100} \times (100 \times 100) = 20 \text{ cm}^2$
- $0,9\%B = \frac{0,9}{100} \times (100 \times 100) = 90 \text{ cm}^2$

$$A_s \text{ min} = 90 \text{ cm}^2$$

- **Calcul A_s max**

- $3\%B = 300 \text{ cm}^2$ (Zone courante)
- $6\%B = 600 \text{ cm}^2$ (zone de recouvrement)

Donc on prend $A_s = 20T25 = 98,17 \text{ cm}^2$

$$A_s \text{ min} = 90 \text{ cm}^2 \leq A_s = 98,17 \text{ cm}^2 \leq A_s \text{ max} = 300 \text{ cm}^2$$

2. Schéma ferrailage des poteaux

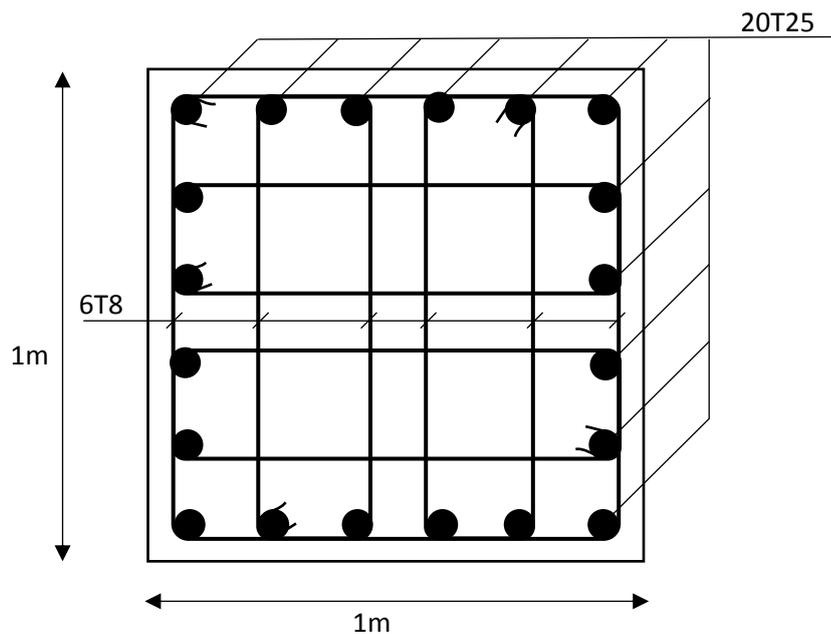


Figure VII. 3: Schéma de Ferrailage des poteaux

VII.4. Choix du type de fondation

Le choix des fondations se fait dans l'ordre suivant :

- Semelles isolées
- Semelles filantes
- Radier général.

VII.4.1. Semelles isolées

Pour déterminer la surface nécessaire de la semelle isolée il faut que : $\sigma_{max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{max} = \frac{N_{ser}}{S} \leq \sigma_{sol} \rightarrow S \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Pour : $\begin{cases} N_{ser} = 3350.3 \text{ kN} \\ \sigma_{sol} = 2 \text{ bar} \end{cases}$

$S = 16.75 \text{ m}^2 \rightarrow$ Les dimensions de la semelle doivent être 4.5x4.5 m

$$L_{min} \geq 1,5 \times B$$

Avec :

$$L_{min} = 4.5 \text{ m}$$

$$1.5 \times B = 6.75 \text{ m}$$

$6.75 \text{ m} > L_{min} = 4.5 \text{ m} \rightarrow$ Condition non vérifiée

Les semelles isolées ne peuvent pas être adoptées car l'entre axe des poteaux est de $L = 3 \text{ m}$, il aura un chevauchement entre les semelles on passe donc à la vérification de la semelle filante.

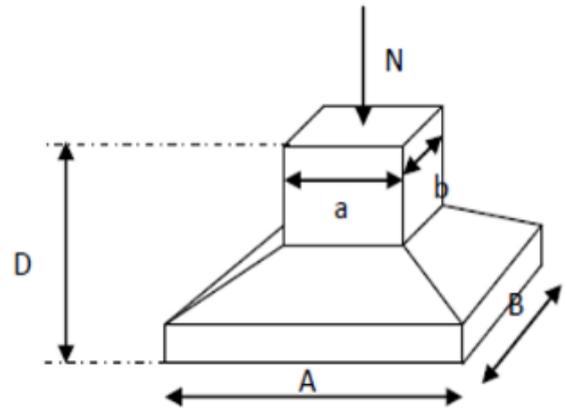


Figure VII. 4: Semelle isolée.

VII.4.2. Semelles filantes

Pour déterminer la surface nécessaire de la semelle filante il faut que : $\sigma_{max} \leq \sigma_{sol}$

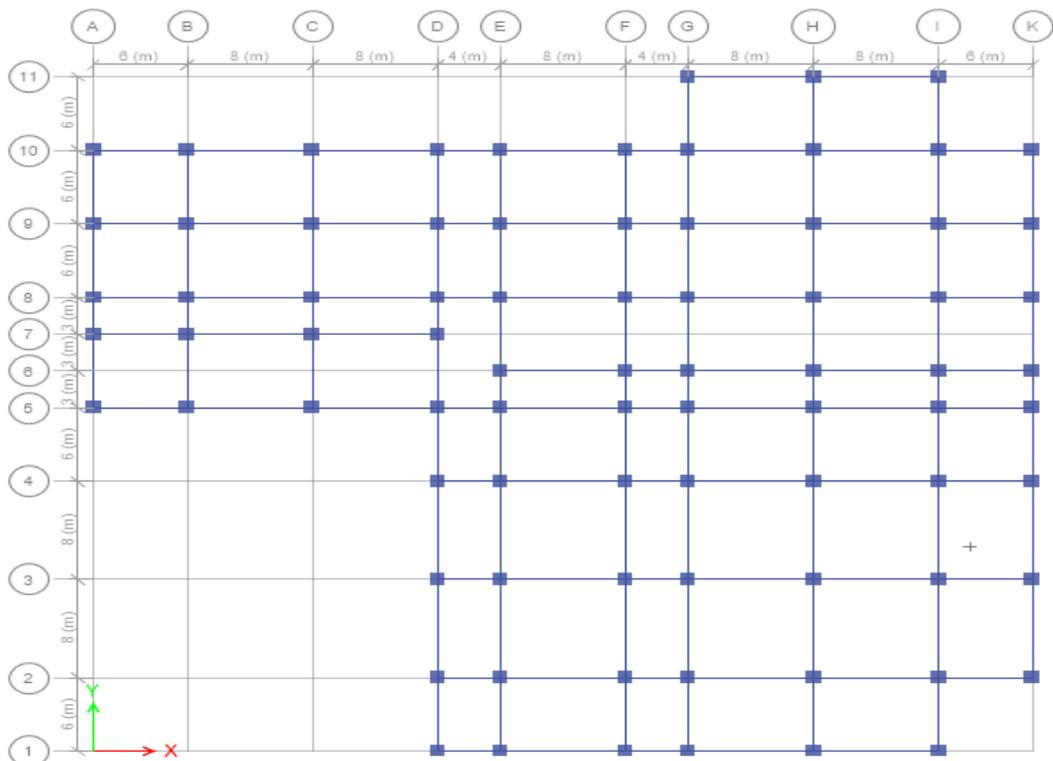


Figure VII. 5: Schéma des semelles filantes

$$\sigma_{\max} = \frac{\sum N_{\text{ser}}}{L \times B} \leq \sigma_{\text{sol}} \rightarrow B \geq \frac{\sum N_{\text{ser}}}{L \times \sigma_{\text{sol}}}$$

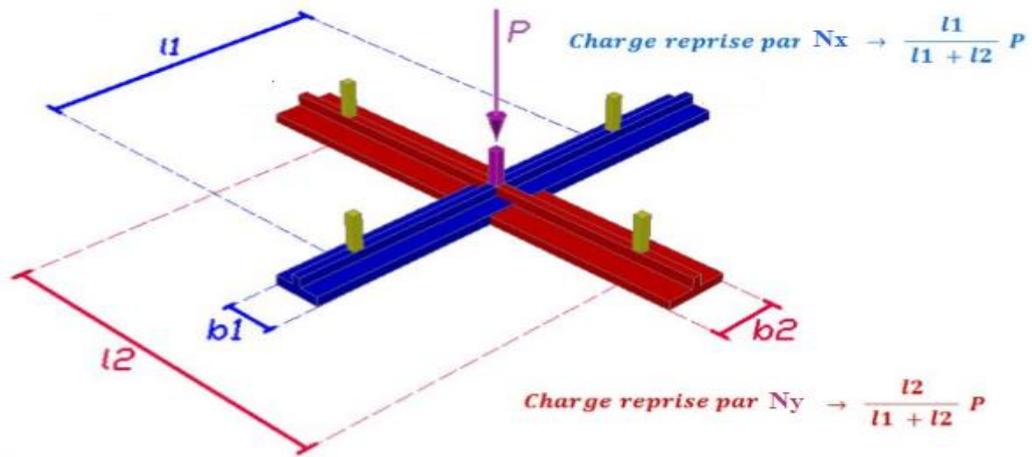


Figure VII. 6: Répartition des charges pour les poteaux centraux.

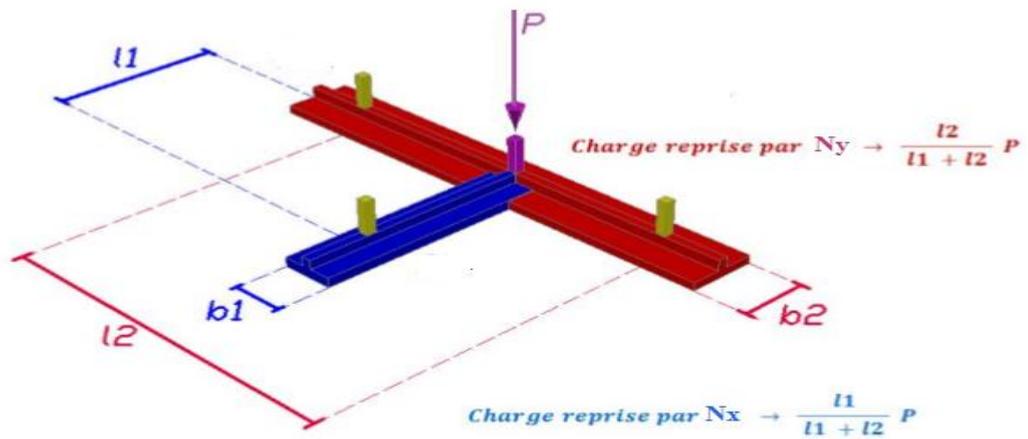


Figure VII. 7: Répartition des charges pour les poteaux de rives.

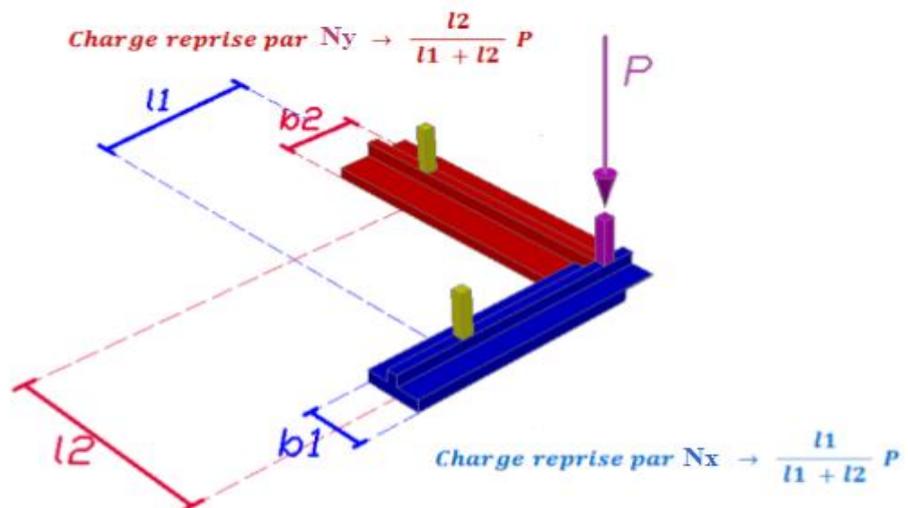


Figure VII. 8: Répartition des charges pour les poteaux d'angles.

Exemple de calcul :

Le poteau le plus sollicité $P = 3608.53 \text{ kN}$

$$N_{(4-H)x} = \frac{8}{8+7} \times 3608.53 = 0,53 \times 3608.53 = 1924.55 \text{ Kn}$$

$$N_{(4-H)y} = \frac{7}{7+8} \times 3608.53 = 0.47 \times 3608.53 = 1683.98 \text{ kN}$$

Tableau VII. 7: Répartition pour les poteaux centraux.

	Central				
	Sens x-x	Sens y-y	P (KN)	Nx (KN)	Ny (KN)
N 2-E	0,46	0,54	1252,45	578,05	674,40
N 2-F	0,46	0,54	1251,5	577,62	673,88
N 2-G	0,46	0,54	1360	627,69	732,31
N 2-H	0,53	0,47	1802,56	961,37	841,19
N 2-I	0,5	0,5	1646,38	823,19	823,19
N 3-E	0,43	0,57	1388,07	594,89	793,18
N 3-F	0,43	0,57	1402,56	601,10	801,46
N 3-G	0,43	0,57	2198,62	942,27	1256,35
N 3-H	0,50	0,50	2491,73	1245,87	1245,87
N 3-I	0,47	0,53	2165,65	1010,64	1155,01
N 4-E	0,46	0,54	2420,95	1117,36	1303,59
N 4-F	0,46	0,54	2670,86	1232,70	1438,16
N 4-G	0,46	0,54	2739,73	1264,49	1475,24
N 4-H	0,53	0,47	3608,53	1924,55	1683,98
N 4-I	0,50	0,50	2770,61	1385,31	1385,31
N 5-D	0,5	0,5	2373,43	1186,72	1186,72
N 5-E	0,57	0,43	2440,16	1394,38	1045,78
N 5-F	0,57	0,43	2618,8	1496,46	1122,34
N 5-G	0,57	0,43	2643,12	1510,35	1132,77
N 5-H	0,64	0,36	3364,88	2153,52	1211,36
N 5-I	0,61	0,39	2434,92	1482,13	952,79
N 6-F	0,57	0,43	2471,57	1412,33	1059,24
N 6-G	0,57	0,43	2647,62	1512,93	1134,69
N 6-H	0,64	0,36	3367,69	2155,32	1212,37

N _{6-I}	0,61	0,39	2470	1503,48	966,52
N _{7-B}	0,61	0,39	2438,34	1484,21	954,13
N _{7-C}	0,64	0,36	3350,3	2144,19	1206,11
N _{8-B}	0,61	0,39	2442,97	1487,03	955,94
N _{8-C}	0,64	0,36	3384,06	2165,80	1218,26
N _{8-D}	0,57	0,43	2731,76	1561,01	1170,75
N _{8-E}	0,50	0,50	3242,95	1621,48	1621,48
N _{8-F}	0,50	0,50	2918,83	1459,42	1459,42
N _{8-G}	0,50	0,50	2619,36	1309,68	1309,68
N _{8-H}	0,57	0,43	3162,55	1807,17	1355,38
N _{8-I}	0,54	0,46	2848,5	1533,81	1314,69
N _{9-B}	0,54	0,46	2544,9	1370,33	1174,57
N _{9-C}	0,57	0,43	3296,77	1883,87	1412,90
N _{9-D}	0,50	0,50	2560,49	1280,25	1280,25
N _{9-E}	0,50	0,50	2497,52	1248,76	1248,76
N _{9-F}	0,50	0,50	2046,07	1023,04	1023,04
N _{9-G}	0,50	0,50	1650,15	825,08	825,08
N _{9-H}	0,57	0,43	2119,62	1211,21	908,41
N _{9-I}	0,54	0,46	1889,83	1017,60	872,23
N _{10-G}	0,50	0,50	2062,3	1031,15	1031,15
N _{10-H}	0,57	0,43	1720	982,86	737,14
N _{10-I}	0,50	0,50	1596,66	798,33	798,33

Tableau VII. 8: Répartition pour les poteaux de rives.

	Rive				
	Sens x-x				
N _{1-E}	0,67	0,33	982,2	654,80	327,40
N _{1-F}	0,67	0,33	967,98	645,32	322,66
N _{1-G}	0,67	0,33	958,73	639,15	319,58
N _{1-H}	0,73	0,27	1176,51	855,64	320,87
N _{2-D}	0,22	0,78	910,44	202,32	708,12
N _{3-D}	0,20	0,80	1413,68	282,74	1130,94
N _{3-K}	0,27	0,73	1338,03	364,92	973,11
N _{4-D}	0,22	0,78	1099,4	244,31	855,09
N _{4-K}	0,30	0,70	1341,35	402,41	938,95
N _{5-B}	0,70	0,30	2405,55	1683,89	721,67
N _{5-C}	0,73	0,27	2630,45	1913,05	717,40
N _{5-K}	0,40	0,60	1028,23	411,29	616,94
N _{6-E}	0,57	0,43	2674,16	1528,09	1146,07
N _{6-K}	0,40	0,60	974,33	389,73	584,60
N _{7-A}	0,40	0,60	984,75	393,90	590,85
N _{7-D}	0,47	0,53	2467,06	1160,97	1306,09
N _{8-A}	0,40	0,60	1039,95	415,98	623,97
N _{8-K}	0,33	0,67	1168,78	389,59	779,19
N _{9-A}	0,33	0,67	1224,58	408,19	816,39
N _{9-K}	0,33	0,67	1218,47	406,16	812,31
N _{10-B}	0,70	0,30	1417,97	992,58	425,39
N _{10-C}	0,73	0,27	1575,96	1146,15	429,81
N _{10-D}	0,67	0,33	1871,38	1247,59	623,79
N _{10-E}	0,67	0,33	1007,74	671,83	335,91
N _{10-F}	0,67	0,33	988,24	658,83	329,41
N _{11-H}	0,73	0,27	1192,4	867,20	325,20

Tableau VII. 9: Répartition pour les poteaux d'angles.

	Angle				
	Sens x-x		Sens x-x		Sens x-x
N _{1-D}	0,40	N _{1-D}	0,40	N _{1-D}	0,40
N _{1-I}	0,57	N _{1-I}	0,57	N _{1-I}	0,57
N _{2-K}	0,43	N _{2-K}	0,43	N _{2-K}	0,43
N _{5-A}	0,50	N _{5-A}	0,50	N _{5-A}	0,50
N _{10-A}	0,50	N _{10-A}	0,50	N _{10-A}	0,50
N _{10-K}	0,50	N _{10-K}	0,50	N _{10-K}	0,50
N _{11-G}	0,57	N _{11-G}	0,57	N _{11-G}	0,57
N _{11-I}	0,57	N _{11-I}	0,57	N _{11-I}	0,57

- **Calcul les efforts de la structure dans la semelle filante**

- **Suivant X :**

Tableau VII. 10: Sections initial des semelles filantes sens X

Files	N (KN)	L(m)	B(m)	S (m ²)
A	2134,71	21	0,51	10,67
B	7018,04	21	1,67	35,09
C	9253,06	21	2,20	46,27
D	7433,79	49	0,76	37,17
E	9409,64	49	0,96	47,05
F	9115,82	49	0,93	45,58
G	10170,22	55	0,92	50,85
H	14164,71	55	1,29	70,82
I	10545,45	55	0,96	52,73
K	3226,41	43	0,38	16,13

- Suivant Y :

Tableau VII. 11: Sections initial des semelles filantes sens Y.

Files	N (KN)	L(m)	B(m)	S (m ²)
1	2060,52	32	0,32	10,30
2	4995,08	38	0,66	24,98
3	7355,92	38	0,97	36,78
4	9080,32	38	1,19	45,40
5	9160,74	60	0,76	45,80
6	6103,49	34	0,90	30,52
7	4057,18	22	0,92	20,29
8	11808,76	60	0,98	59,04
9	10373,94	60	0,86	51,87
10	5630,41	60	0,47	28,15
11	1080,78	16	0,34	5,40

• **Calcul les efforts du sol dans la semelle filante**

On a ajouté le poids du sol appliqué sur les semelles, Avec :

- $\gamma_{sol} = 22 \text{ KN/m}^3$
- $P_{sol} = S \times h \times \gamma_{sol}$ ($h =$ profond de la semelle = 1,5 m)

- Suivant X :

Tableau VII. 12: Poids du sol appliqué dans les semelles filantes sens X

Files	L(m)	S (m ²)	P _{sol} (KN)
A	21	10,67	693
B	21	35,09	1386
C	21	46,27	2079
D	49	37,17	1617
E	49	47,05	1617
F	49	45,58	1617
G	55	50,85	1815
H	55	70,82	3630
I	55	52,73	1815
K	43	16,13	1419

- Suivant Y :

Tableau VII. 13: Poids du sol appliqué dans les semelles filantes sens Y.

Files	L(m)	S (m ²)	P _{sol} (KN)
1	32	10,30	1056
2	38	24,98	1254
3	38	36,78	1254
4	38	45,40	2508
5	60	45,80	1980
6	34	30,52	1122
7	22	20,29	726
8	60	59,04	1980
9	60	51,87	1980
10	60	28,15	1980
11	16	5,40	528

• Calcul l'effort total et la section finale de la semelle filante

- Suivant X :

Tableau VII.21 : Sections finale des semelles filantes sens X.

Files	L(m)	N (KN)	P _{sol} (KN)	P _{finale} (KN)	B(m)	B ^{finale} (m)	S (m ²)
A	21	2134,71	693	2827,71	0,59	1,50	31,50
B	21	7018,04	1386	8404,04	1,95	2,00	42,00
C	21	9253,06	2079	11332,06	2,57	3,00	63,00
D	49	7433,79	1617	9050,79	0,88	1,50	73,50
E	49	9409,64	1617	11026,64	1,12	1,50	73,50
F	49	9115,82	1617	10732,82	1,08	1,50	73,50
G	55	10170,22	1815	11985,22	1,08	1,50	82,50
H	55	14164,71	3630	17794,71	1,50	1,50	82,50
I	55	10545,45	1815	12360,45	1,12	1,50	82,50
K	43	3226,41	1419	4645,41	0,44	1,50	64,50

- Suivant Y :

Tableau VII. 14: Sections finale des semelles filantes sens Y.

Files	L(m)	N (KN)	P _{sol} (KN)	P _{finale} (KN)	B(m)	B ^{finale} (m)	S (m ²)
1	32	2060,52	1056	3116,52	0,38	1,50	48,00
2	38	4995,08	1254	6249,08	0,77	1,50	57,00
3	38	7355,92	1254	8609,92	1,13	1,50	57,00
4	38	9080,32	2508	11588,32	1,39	1,50	57,00
5	60	9160,74	1980	11140,74	0,89	1,50	90,00
6	34	6103,49	1122	7225,49	1,05	1,50	51,00
7	22	4057,18	726	4783,18	1,07	1,50	33,00
8	60	11808,76	1980	13788,76	1,15	1,50	90,00
9	60	10373,94	1980	12353,94	1,01	1,50	90,00
10	60	5630,41	1980	7610,41	0,55	1,50	90,00
11	16	1080,78	528	1608,78	0,39	1,50	24,00

Surface de la semelle filante $S_{sem} = 1197 \text{ m}^2$

$$\frac{S_{sem}}{S_{batiment}} = \frac{1356}{2384} = 56.88 \% > 50 \%$$

Donc on opte pour un radier général pour notre structure.

VII.4.3. Radier général

On va opter pour un radier général comme type de fondation pour notre structure. Le radier travaille comme un plancher renversé.

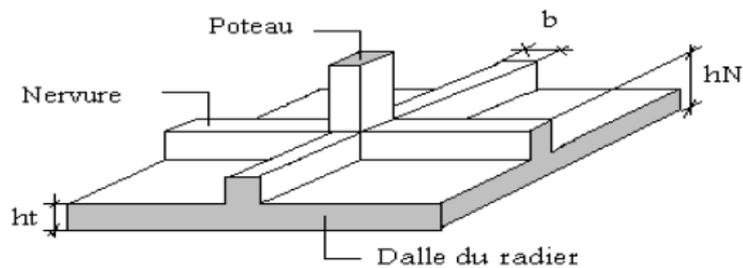


Figure VII. 9: Schéma d'un radier.

La détermination des efforts dans le radier a été menée par les deux approches, en considérant une fois que le radier est rigide et en deuxième lieu un radier souple dans le but d'avoir une idée sur l'aspect économique en comparant les quantités de béton et d'aciers trouvées dans les deux cas

VII.4.3.1. Pré dimensionnement du radier rigide

1. La dalle :

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire la condition suivante : $h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$

Avec :

L_{\max} : La longueur max entre les axes des poteaux.

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{800}{20} = 40 \text{ cm}$$

Alors on prend $h_d = 50$ cm pour l'épaisseur de la dalle.

2. La nervure :

- Hauteur de la nervure :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_{N1} \leq \frac{L_{\max}}{10} \rightarrow \frac{780}{15} \leq h_{N1} \leq \frac{780}{10} \rightarrow 52 \leq h_{N1} \leq 78$$

On prend $h_{N1} = 70$ cm

- Largeur de la nervure :

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{780}{10} = 78 \text{ cm}$$

On prend $b = 80$ cm

- Condition de la raideur (rigidité) :

Pour étudier la raideur, on utilise la notion de la longueur élastique définie par l'expression

$$\text{suiivante : } L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e + a$$

$$\text{Avec : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

Avec :

I : L'inertie de la section transversale du radier.

b : Entre axe des poteaux.

E : Module de Yong équivalent (E=20 000 MPa).

K: Coefficient de raideur du sol ($0,5\text{kg/cm}^3 \leq K \leq 12\text{kg/cm}^3$).

$K=0,5[\text{kg}/\text{cm}^3] \rightarrow$ pour un très mauvais sol.

$K=4 [\text{kg}/\text{cm}^3] \rightarrow$ pour un sol de densité moyenne.

$K=12[\text{kg}/\text{cm}^3] \rightarrow$ pour un très bon sol.

Nous avons un sol de densité moyenne $\rightarrow K=4 [\text{kg}/\text{cm}^3]$.

Tableau VII. 15: Choix de la hauteur des nervures.

$h_{\text{nervure}} \text{ (m)}$	0.7	1.6	2	2.1
$I \text{ (m}^4\text{)}$	0.103	0.673	1.841	2.90
$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$	2.247	3.603	4.291	4.463
$\left(L_e \times \frac{\pi}{2}\right) + a$	4.53	6.66	7.74	8.01
$L_{\text{max}} \text{ (m)}$	8	8	8	8

Donc :

$$h_{\text{nervure}} \text{ (m)} = 2.1 \text{ m}$$

$$b_{\text{nervure}} \text{ (m)} = 0.8 \text{ m}$$

3. Caractéristiques géométriques du radier

Selon le logiciel **SOCOTEC (Formes)** :

- **Position du centre de gravité :**

- $X_G = 35,15 \text{ m}$

- $Y_G = 22,65 \text{ m}$

- **Moments d'inertie :**

$$I_{xx} = 495262,5 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 571919,9 \text{ m}^4$$

4. Les vérifications nécessaires du radier manuellement :

- **Vérification vis-à-vis la stabilité au renversement :**

Selon **RPA99/version 2003(Art.10.1.5)** on doit vérifier que : $e = \frac{M_r}{N} < \frac{B}{4}$

Avec :

M_R : Moment de renversement dû aux forces sismique.

$$M_R = \sum M_0 + V_0 h$$

M_0 : Moment à la base de la structure.

V_0 : L'effort tranchant à la base de la structure.

h : Profondeur de l'ouvrage de la structure.

N : Poids de la structure (y compris le radier).

$$N = N_G + N_R + N_T$$

N_G : Poids de la structure.

N_R : Poids du radier nervuré.

N_T : Poids des terres.

$$N_G = 139616,0271 \text{ KN}$$

$$N_R = P(\text{radier}) + P(\text{les nervures}) = [2384 \times 0.5 \times 25] + [0.8 \times 1.6 \times (294 + 272.8) \times 25]$$

$$N_R = 47937.6 \text{ KN}$$

$$N_T = [(2384 - (566.8 \times 0.8)) \times 1.6 \times 22] = 67955.71 \text{ KN}$$

$$\rightarrow N = 255509.33 \text{ KN}$$

$$M_{rx} = 138404,004 \text{ KN.m}$$

$$M_{ry} = 161907,0822 \text{ KN.m}$$

- **Suivant X-X :**

$$e_x = \frac{M_r}{N} < \frac{B}{4} \rightarrow e = \frac{138404,004 + (8564.167 \times 6.6)}{255509.33} < \frac{60}{4}$$

$$e_x = 0.76 < 15 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Suivant Y-Y :**

$$e_x = \frac{M_r}{N} < \frac{B}{4} \rightarrow e = \frac{161907,0822 + (7725.626 \times 6.6)}{255509.33} < \frac{55}{4}$$

$$e_x = 0.83 < 13.75 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La condition est vérifiée donc le bâtiment est stable.

• **Vérification des contraintes :**

- **Sollicitation du premier genre :**

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\frac{255509.33}{2384} = 107.18 \text{ KN/m}^2 \leq \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Sollicitation du second genre :**

On doit vérifier les contraintes sous le radier (σ_1 ; σ_2)

$$\text{Avec : } \sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} V; \sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} V \quad \delta_{moy} = \frac{3\sigma^{\max} + \sigma^{\min}}{4}$$

$$N_u = N_u (\text{structure}) + 1,35 \times (N_R + N_T).$$

$$N_u = 191477,4828 + 1,35 \times (47937,6 + 67955,71)$$

$$N_u = 347933,45 \text{ KN}$$

$$M_{rx} = 194927,51 \text{ KN.m}$$

$$M_{ry} = 212896,21 \text{ KN.m}$$

$$V_x = X_G = 35,15 \text{ m.}$$

$$V_y = Y_G = 22,65 \text{ m.}$$

Les résultats des vérifications sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VII. 16: Contrainte sous le radier à l'ELU.

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right)(\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	159.78	132.11	152.86
Sens y-y	154.38	137.51	150.16
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1.5\sigma_{\text{sol}} = 300$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) < 1.33 \sigma_{\text{sol}} = 266$

Tableau VII. 17: Contrainte sous le radier à l'ELS.

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right)(\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	121.01	93.35	114.095
Sens y-y	115.61	98.75	111.395
Vérification	$\sigma_1^{\max} < \sigma_{\text{sol}} = 200$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) < \sigma_{\text{sol}} = 200$

Les contraintes sont vérifiées à l'ELU et à l'ELS, donc pas de risque de soulèvement.

5. Ferrailage du radier :

➤ Ferrailage de la dalle :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

- Détermination des efforts :

Si $\frac{L_x}{L_y} \leq 0,4$ → La dalle travaille dans un seul sens.

Si $0,4 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 1$ → La dalle travaille dans les deux sens.

Pour une largeur unitaire, les moments sont définis comme :

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots\dots\dots \text{Sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots\dots\dots \text{Sens de la grande portée.}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux soient encastres au niveau des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

- **Panneau de rive :**

- **Moment en travée :** $M_{tx} = 0.85 M_x$

$$M_{ty} = 0.85 M_y$$

- **Moment sur appui :** $M_{ax} = M_{ay} = 0.3 M_{x,y}$ (appui de rive)

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_{x,y}$$
 (autre appui)

- **Panneau intermédiaire :**

- **Moment en travée :** $M_{tx} = 0.75 M_x$

$$M_{ty} = 0.75 M_y$$

- **Moment sur appui :** $M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_{x,y}$ (appui de rive)

$$\text{Avec } M_a = 0.5 M_0 \text{ et } M_0 = \frac{q l^2}{8}$$

- **Valeur de la pression sous radier :**

ELU : $q_u = \sigma_m \times 1 \text{ ml} = 152.86 \text{ kN/m}$

ELS : $q_{ser} = \sigma_m \times 1 \text{ ml} = 114.095 \text{ kN/m}$

Le calcul des efforts sera calculé par la méthode forfaitaire d'une dalle qui repose sur 4 appuis.

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VII. 18: Calcul des moments à l'ELU.

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_u (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
8	8	1	0.037	1	152.86	361.97	271.48	361.97	271.48	180.59

Tableau VII. 19: Calcul des moments à l'ELS.

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_{ser} (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
8	8	1	0.037	1	114.1	270.19	202.64	270.19	202.64	135.09

➤ **Calcul du ferrailage :**

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis du panneau le plus sollicité.

On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple, avec :
 $b=100\text{cm}$; $h=50\text{cm}$; $d=45\text{cm}$; $f_e=500\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_s=434,78\text{MPa}$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VII. 20: Ferrailage du panneau le plus sollicité du radier.

	Sens	M_u (kNm)	A_s^{cal} (cm ²)	choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	X-X	271.48	14.63	10HA14	15.39
	Y-Y	271.48	14.63	10HA14	15.39
Appui	XX-YY	180.59	9.55	7HA14	10.78

• **Espacement :**

$$\text{Esp} \leq \min(3h ; 33\text{cm}) \quad \rightarrow \quad \text{Esp} \leq \min(150 ; 33)$$

Travée :

- Sens X : $St \frac{100}{9} = 11.11 < 33 \text{ cm}$
- Sens Y : $St \frac{100}{9} = 11.11 < 33 \text{ cm}$

on prend $St = 10 \text{ cm}$

Appui :

- Les deux sens : $St \frac{100}{6} = 16.66 < 33 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{on prend } St = 15 \text{ cm}$

• **Vérification nécessaire :**

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{s \text{ min}} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 4.347 \text{ cm}^2 < 10.78 \text{ cm}^2$$

- **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \quad \text{et} \quad \sigma_s < \bar{\sigma}_s$$

Tableau VII. 21: Vérification des contraintes de la dalle du raider à l'ELS.

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s ^{cal} (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	A _s ^{adp} (cm ²)	Choix	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérif
Trav	x-x	202.64	15.39	6.66	15	321.9	200	25.13	8HA20	5.57	199.5	Oui
	y-y	202.64	15.39	6.66	15	321.9	200	25.13	8HA20	5.57	199.5	Oui
App	x-x	135.09	10.78	5.67	15	302.2	200	16.08	8HA16	4.4	199.3	Oui

- **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0.1f_{c28} ; 4\text{MPa}) = 2.5 \text{ Mpa}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} \rightarrow T_u = \frac{152.86 \times 8}{2} \rightarrow T_u = 611.44 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{611.44 \times 10^3}{1000 \times 450} = 1.36 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Ferraillage de nervure :**

- **Détermination des efforts :**

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire

$$\text{On a : } M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85M_0$$

$$\text{Sur appuis : } M_a = 0,50M_0$$

$$M_0 = \frac{152.86 \times 8^2}{8} = 1222.88 \text{ kN.m}$$

➤ **Calcul des armatures :**

Le ferraillage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis du panneau le plus sollicité.

On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple, avec :

$$b = 80\text{cm} ; h = 210 \text{ cm} ; d = 189 \text{ cm}$$

Tableau VII. 22: Calcul du ferraillage de la nervure.

	M _u (kNm)	A _s ^{cal} (cm ²)	choix	A _s ^{adp} (cm ²)
Travée	1039.45	11.8	10HA14	15.39
Appui	611.44	6.91	10HA14	15.39

- **Vérification nécessaire :**
 - **Condition de non fragilité :**

$$A_{s \min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 14.61 \text{ cm}^2 < 15.39 \text{ cm}^2$$

- **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \quad \text{et} \quad \sigma_s < \bar{\sigma}_s$$

$$M_0 = \frac{114.1 \times 8^2}{8} = 912.8 \text{ kN.m}$$

Tableau VII. 23: Vérification des contraintes de la nervure à l'ELS.

	M_{ser} (kNm)	A_s^{cal} (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	A_s^{adp} (cm ²)	Choix	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérif
Trav	775.88	15.39	3.01	15	258.3	200	20.11	10HA16	2.66	198.8	Oui
App	456.4	15.39	1.77	15	151.9	200	-	-	-	-	Oui

- **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0.1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2.5 \text{ Mpa}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \rightarrow T_u = \frac{q_u L}{2} \rightarrow T_u = \frac{152.86 \times 8}{2} \rightarrow T_u = 611.44 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{611.44 \times 10^3}{800 \times 1890} = 0.4 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Armatures de peau :**

Les armatures de peau sont réparties à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est au moins 3cm² par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculaire à leur direction.

Dans notre cas :

$$h = 210 \text{ cm} \rightarrow A_p = 5 \text{ cm}^2/\text{ml} \times 210 \text{ (Fissuration très préjudiciable)} \rightarrow A_p = 10.5 \text{ cm}^2$$

On opte pour 7T14 comme armature de peau. $A_p = 10.78 \text{ cm}^2$

➤ Schéma de ferrailage :

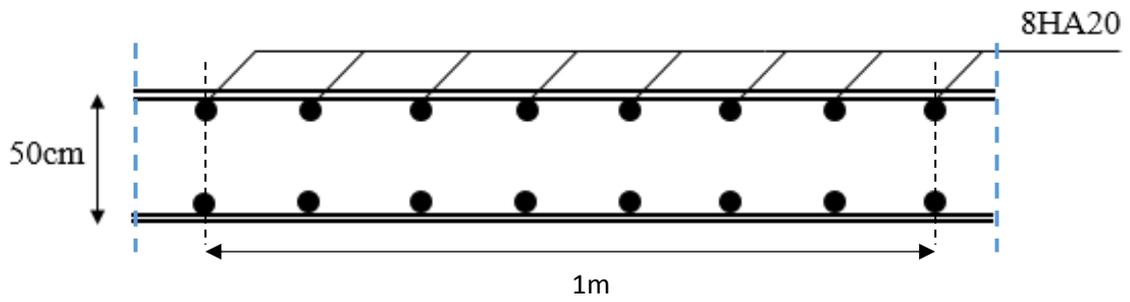


Figure VII. 10: Ferrailage de la dalle du radier.

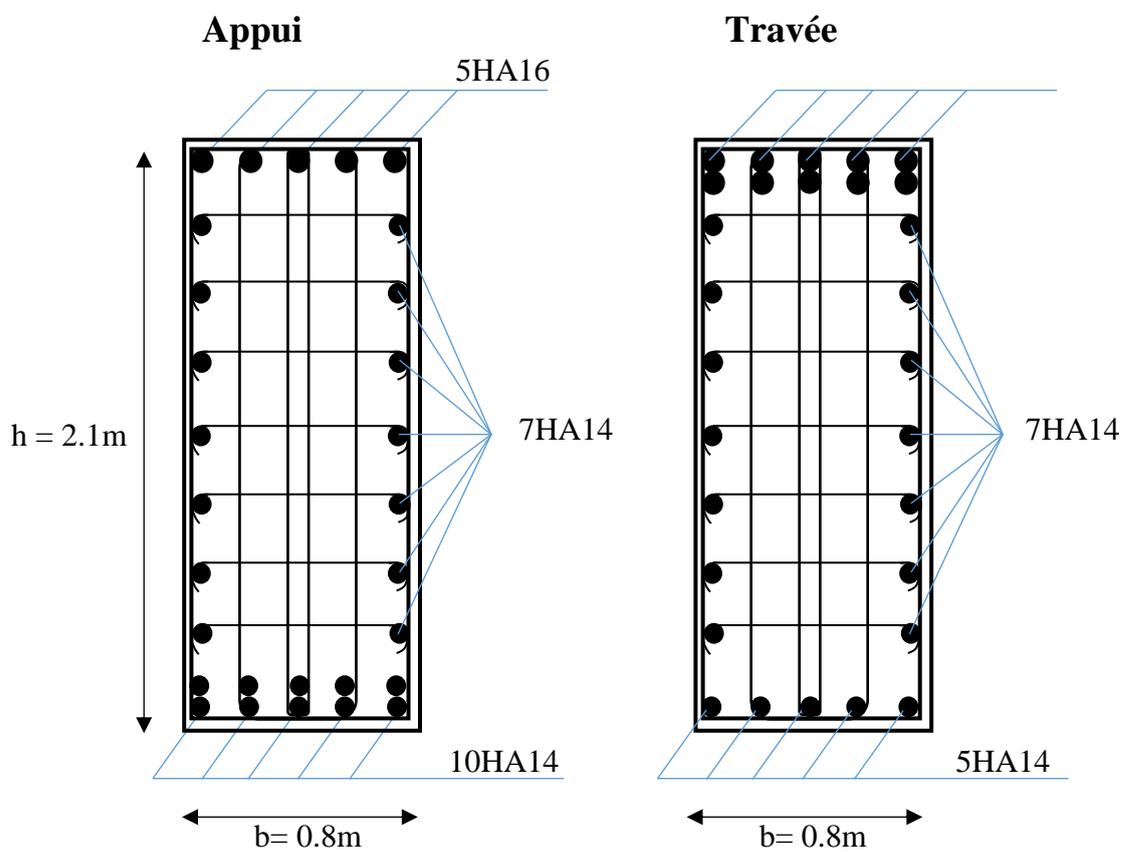


Figure VII. 11: Ferrailage de la nervure de 2.1m.

VII.4.3.2. Pré dimensionnement du radier par méthode souple

Après avoir obtenu le résultat de la méthode rigide, nous allons maintenant utiliser la méthode élastique et le programme SAFE pour recalculer les efforts et le ferrailage

Donc on garde l'épaisseur de la dalle $h_d = 50$ cm

Et on a fixé $h_n = 90$ cm et $b = 80$ cm

- **La déformation de radier :**

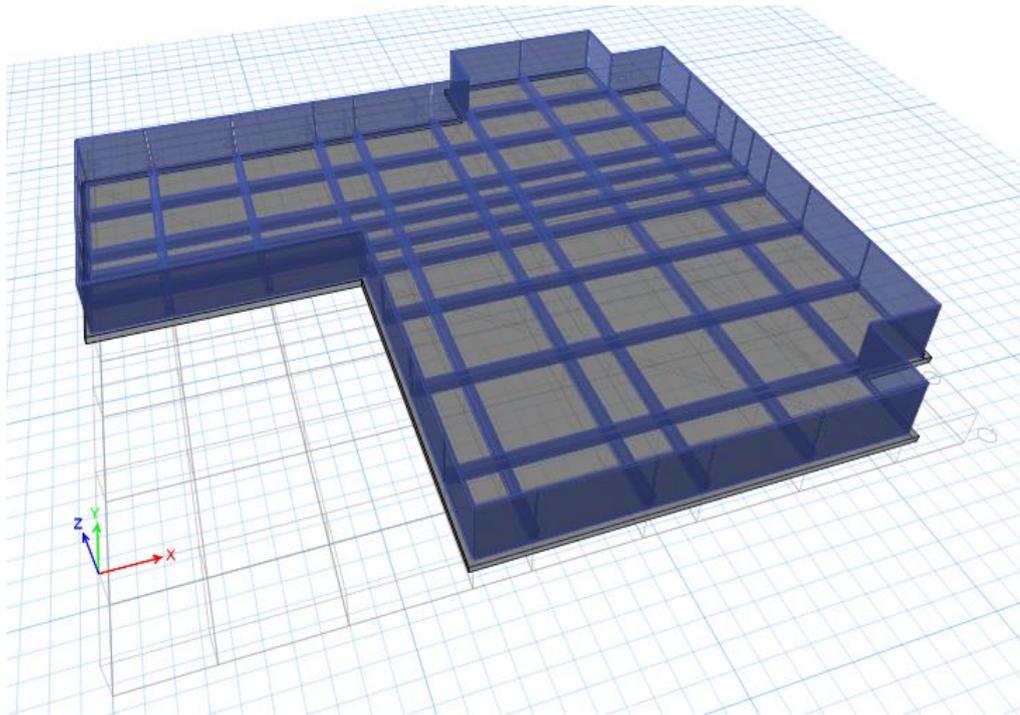


Figure VII. 12: modèle 3D du radier avec voiles par le logiciel safe

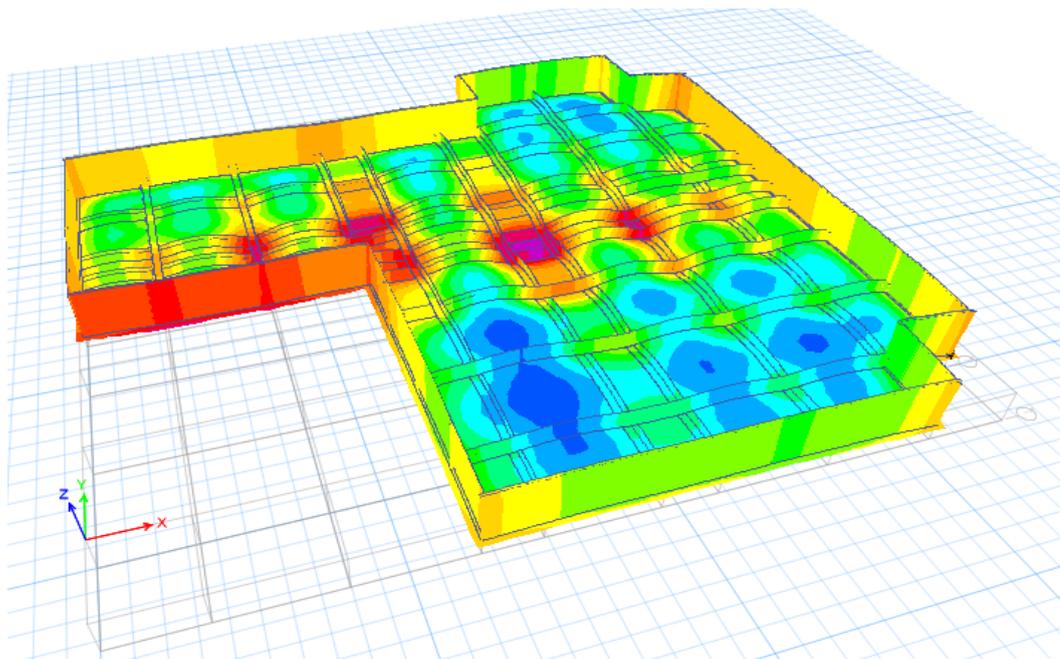


Figure VII. 13: La déformé du radier souple

1. Vérification de la contrainte du sol à ELS :

L'utilisation du logiciel SAFE nous a donné valeurs des réactions suivantes :

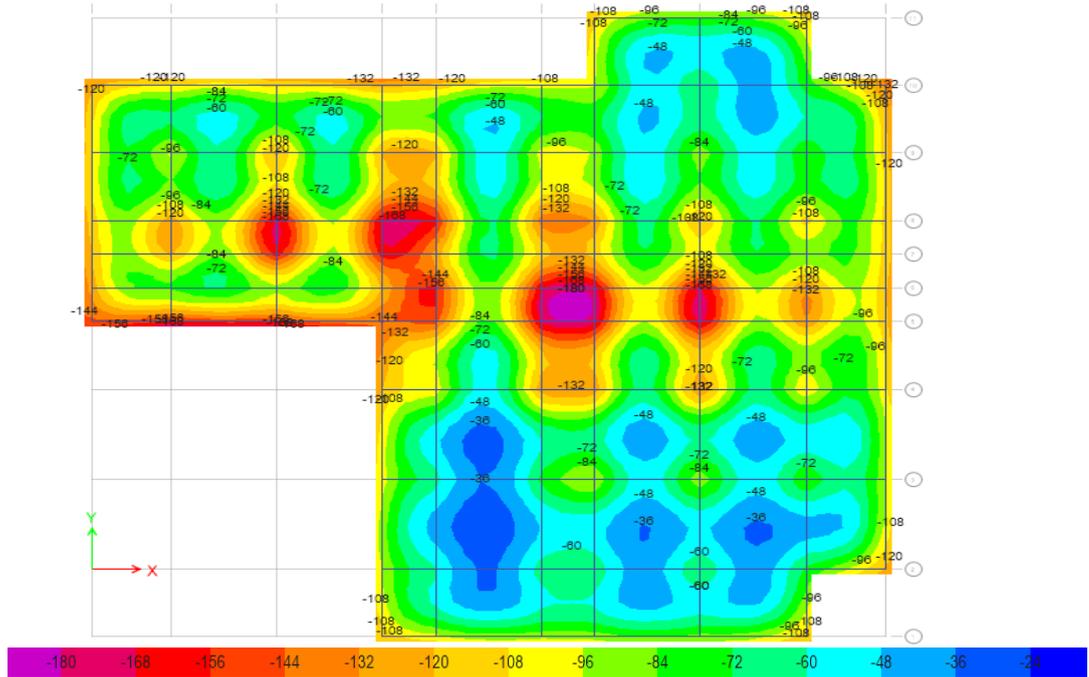


Figure VII. 14: Distribution des contraintes au niveau de la fondation à ELS.

$$\sigma^{\max} = 187,62 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2$$

Donc la condition est vérifiée.

2. Vérification de la contrainte du sol à ELU :

L'utilisation du logiciel SAFE nous a donné valeurs des réactions suivantes :

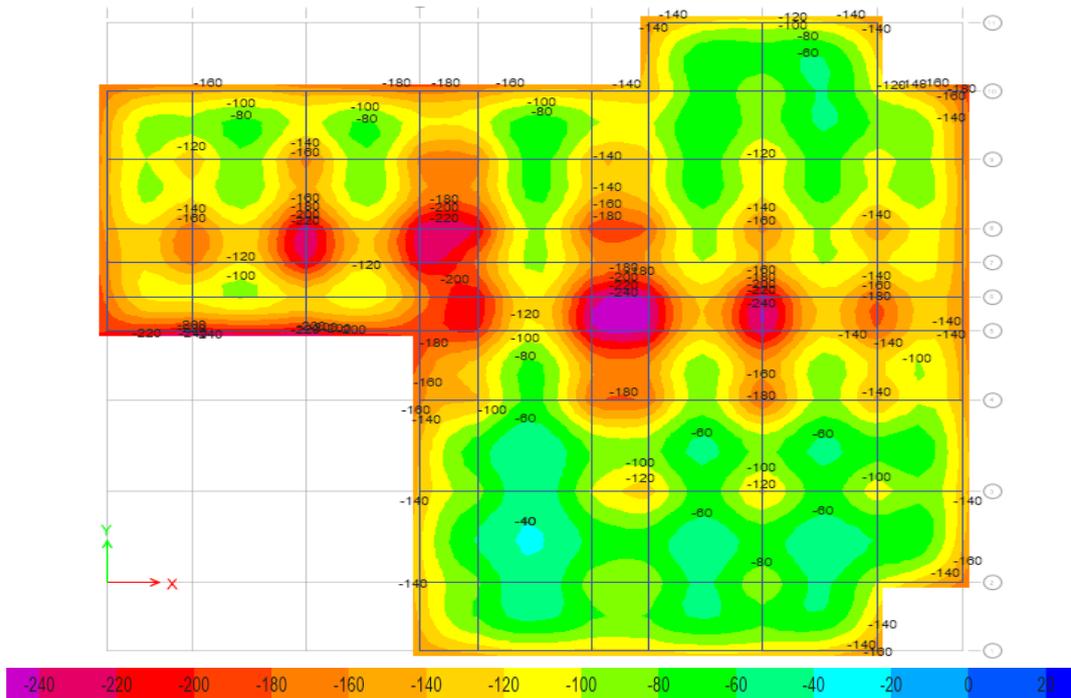


Figure VII. 15: Distribution des contraintes au niveau de la fondation à ELU.

$$\sigma^{\max} = 257,35 \text{ KN/m}^2 < 1,5\sigma_{\text{sol}} = 300 \text{ KN/m}^2$$

Donc la condition est vérifiée.

3. Ferrailage de radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

- Détermination des efforts :

Les résultats trouvés par le logiciel SAFE sont représentés par le diagramme suivant :

➤ Suivant x-x :

On a adopté $M_u = -100 \text{ KN.m}$ parce que c'est plus répandu

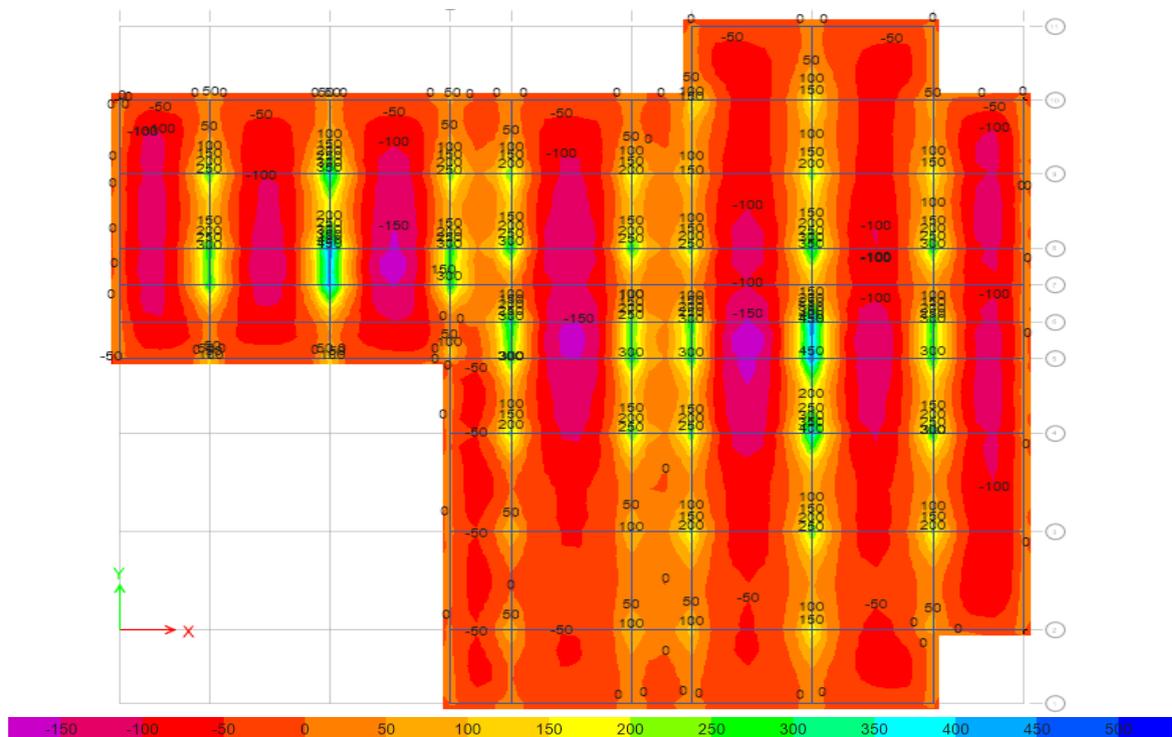


Figure VII. 16: Le diagramme des moments au niveau de fondation à ELU suivant X-X

➤ Suivant y-y :

On a adopté $M_u = -100 \text{ KN.m}$ parce que c'est plus répandu

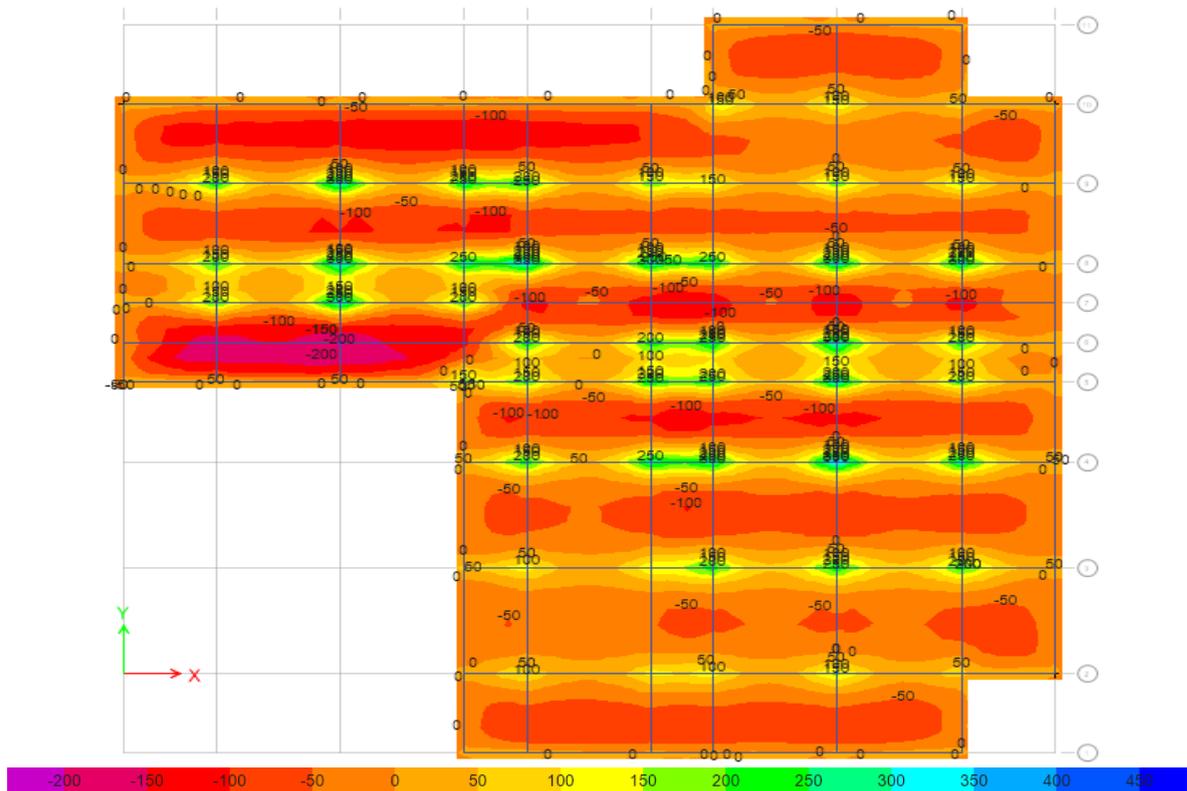


Figure VII. 17: Le diagramme des moments au niveau de fondation à ELU suivant Y-Y.

➤ **Calcul du ferrillage :**

On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple, avec :
 $b=100\text{cm}$; $h=50\text{cm}$; $d=45\text{cm}$; $f_e=500\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_s=434,78\text{MPa}$
 Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VII. 24: Ferrillage du radier sur le moment le plus répandu

	Sens	M_u (kNm)	A_s^{cal} (cm ²)	choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	X-X	100	6.78	6HA12	6.79
	Y-Y	100	6.78	6HA12	6.79

• **Vérification nécessaire :**

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{s\ min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 4.347\ \text{cm}^2 < 6.79\ \text{cm}^2$$

- **Vérification des contraintes à l'ELS :**

D'après logiciel SAFE nous a donné le résultant de diagramme suivant :

➤ **Suivant x-x :**

- M^{ser} (travée) = -50 KN.m

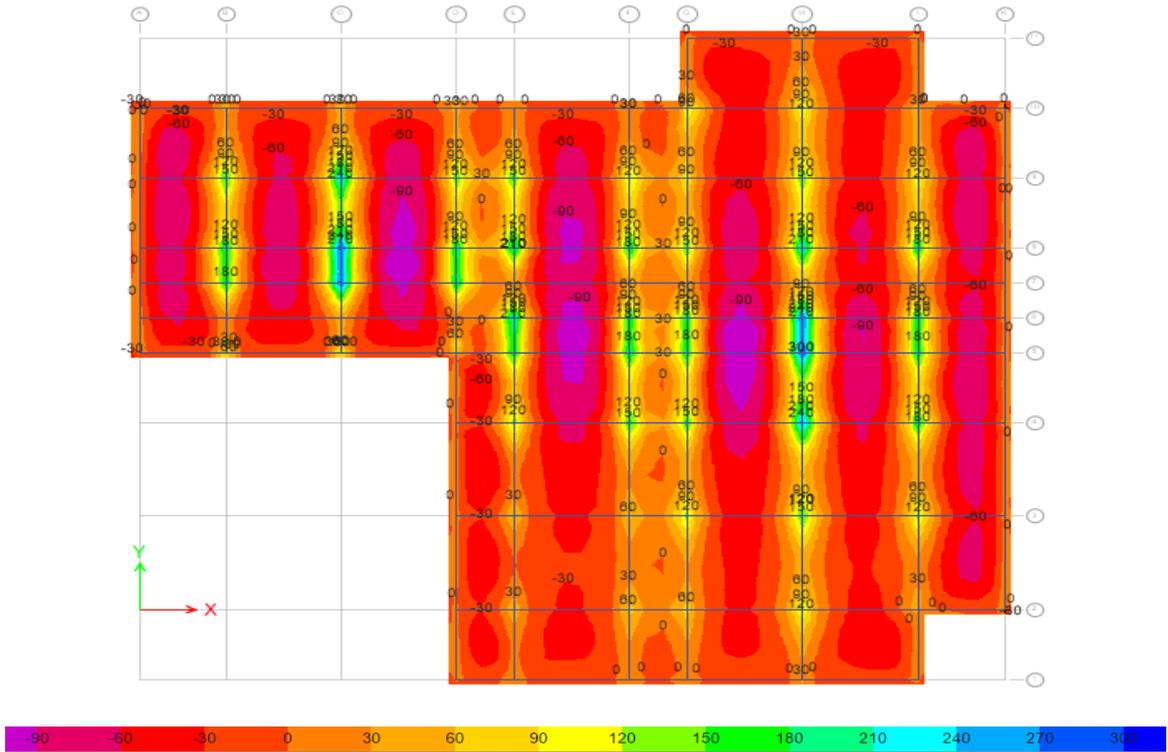


Figure VII. 18: Le diagramme des moments à ELS suivant X-X

➤ Suivant y-y :

- $M^{ser} (travée) = -50 \text{ KN.m}$

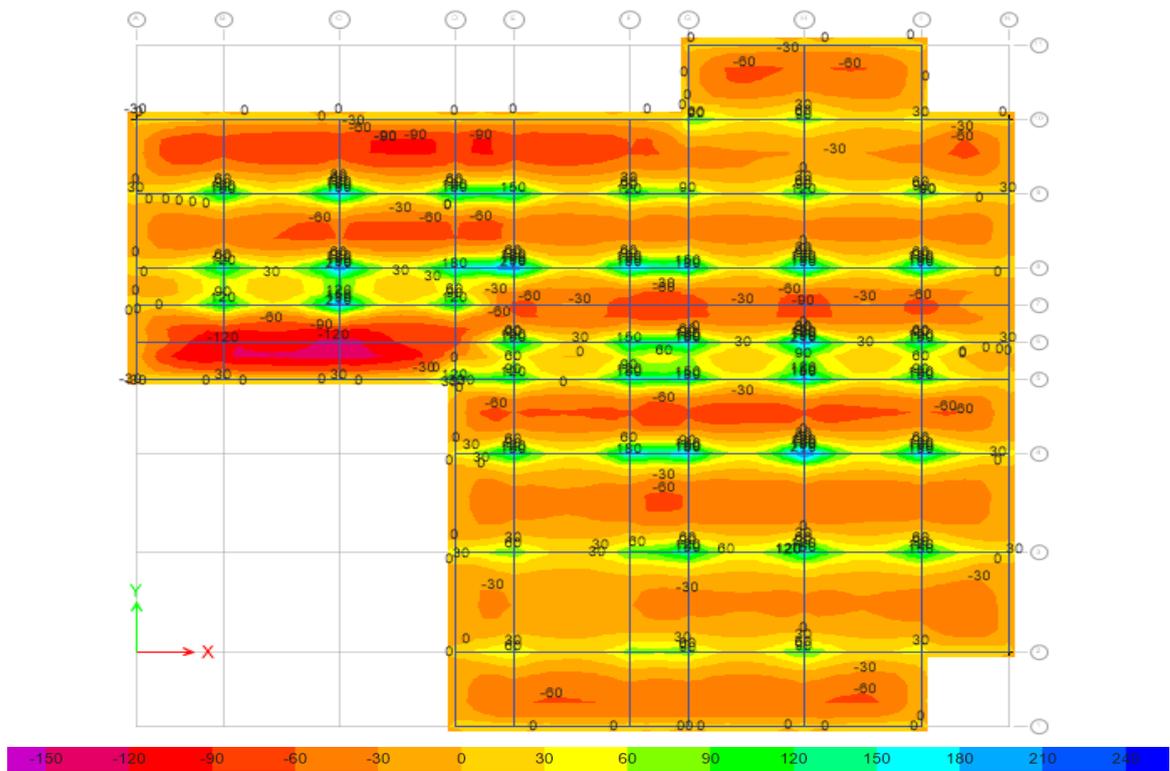


Figure VII. 19: Le diagramme des moments à ELS suivant Y-Y.

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \quad \text{et} \quad \sigma_s < \bar{\sigma}_s$$

Tableau VII.33 : Vérification des contraintes de la dalle du raider à l'ELS.

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s ^{cal} (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ _s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	A _s ^{adp} (cm ²)	Choix	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérif
Trav	x-x	50	6.79	4.16	15	233.6	200	9.24	6HA14	3.63	168.3	Oui
	y-y	50	6.79	4.16	15	233.6	200	9.24	6HA14	3.63	168.3	Oui

- **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0.1f_{c28} ; 4\text{MPa}) = 2.5 \text{ Mpa}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

T_u : donné dans le diagramme suivant :

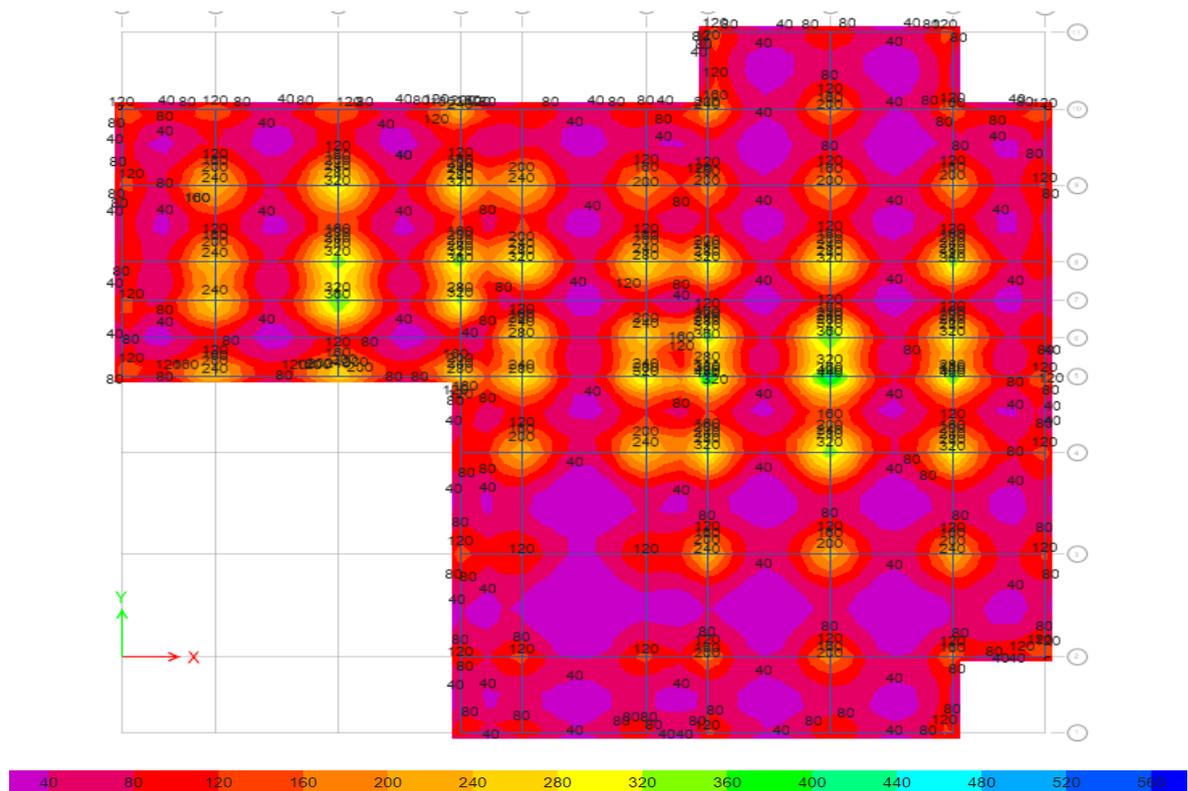


Figure VII. 20: Diagramme d'effort tranchant au niveau de la fondation à ELU.

$$T_u = 522.69 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{522.69 \times 10^3}{1000 \times 450} = 1.16 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Calcul du ferrailage sur les contraint max :**

On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple, avec :
 $b=100\text{cm}$; $h=50\text{cm}$; $d=45\text{cm}$; $f_c=500\text{MPa}$; $f_{t28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_s=434.78\text{MPa}$
 Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant

Tableau VII. 25: Ferrailage du radier sur le moment max

	Sens	M_u (kNm)	M_{ser} (kNm)	A_s^{cal} (cm^2)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérif
Travée	X-X	180.92	117.09	9.57	5.42	15	287.1	200	No
	Y-Y	233.52	158.40	12.48	6.59	15	300.7	200	No

Les contraintes d'acier n'pas vérifier donc on augmente la section d'armature

Tableau VII. 26: Vérification des contraintes de la dalle du radier à l'ELS

	Sens	Choix	M_{ser} (kNm)	A_s^{adp} (cm^2)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérif
Travée	X-X	6HA14+6HA12	117.09	16.03	4.43	15	174.8	200	Oui
	Y-Y	6HA14+6HA14	158.40	18.47	4.53	15	197.9	200	Oui

4. Ferrailage de nervure :

- Détermination des efforts :

Pour déterminé des efforts, on utilise le logiciel SAFE :

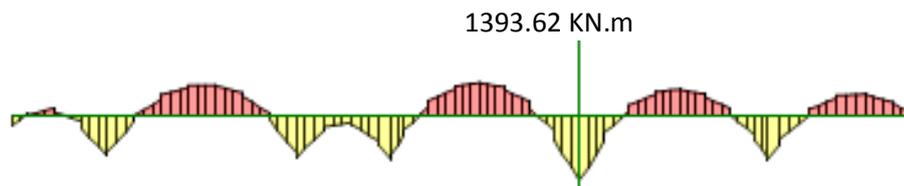


Figure VII. 21: Diagramme d'moment max en travée sur la nervure à ELU.

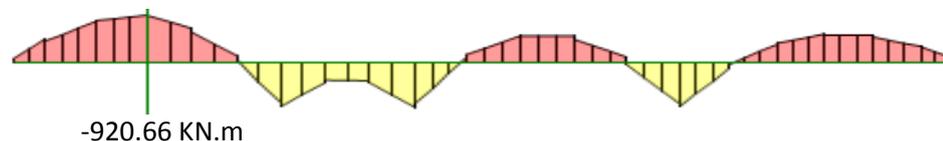


Figure VII. 22: Diagramme d'moment max en appuis sur la nervure à ELU.

En travée : $M_t=1393.62\text{ KN.m}$

Sur appuis : $M_a= 920.66\text{ KN.m}$

➤ **Calcul des armatures :**

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis du panneau le plus sollicité.

On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple, avec :

$b = 80 \text{ cm}$; $h=90 \text{ cm}$; $d=81 \text{ cm}$

Tableau VII. 27: Calcul du ferrailage de la nervure.

	M_u (kNm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	1393.62	43.59	14HA20	43.98
Appui	920.66	27.2	9HA20	28.27

• **Vérification nécessaire :**

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{s \min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 6.26 \text{ cm}^2 < 28.27 \text{ cm}^2$$

- **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \quad \text{et} \quad \sigma_s < \bar{\sigma}_s$$

En travée : $M_t = 873.21 \text{ KN.m}$

Sur appuis : $M_a = -669.85 \text{ KN.m}$

Tableau VII. 28: Vérification des contraintes de la nervure à l'ELS

	M_{ser} (kNm)	A_s^{cal} (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	A_s^{adp} (cm ²)	Choix	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérif
Trav	873.21	43.98	9.68	15	264.8	200	58.91	12HA25	7.46	195.7	Oui
App	558.44	28.27	7.24	15	257.9	200	39.27	8HA25	5.25	183.7	Oui

- **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0.1f_{c28} ; 4\text{MPa}) = 2.5 \text{ Mpa}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = 856.66$$

$$\tau_u = \frac{856.66 \times 10^3}{800 \times 810} = 0.4 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Armatures de peau :**

Les armatures de peau sont réparties à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est au moins 3cm^2 par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculaire à leur direction.

Dans notre cas :

$$h = 210 \text{ cm}$$

$$A_p = 5 \text{ cm}^2/\text{ml} \times 90 \rightarrow A_p = 4.5 \text{ cm}^2$$

On opte pour 4T12 comme armature de peau. $A_p = 4.52 \text{ cm}^2$

➤ **Schéma de ferrailage :**

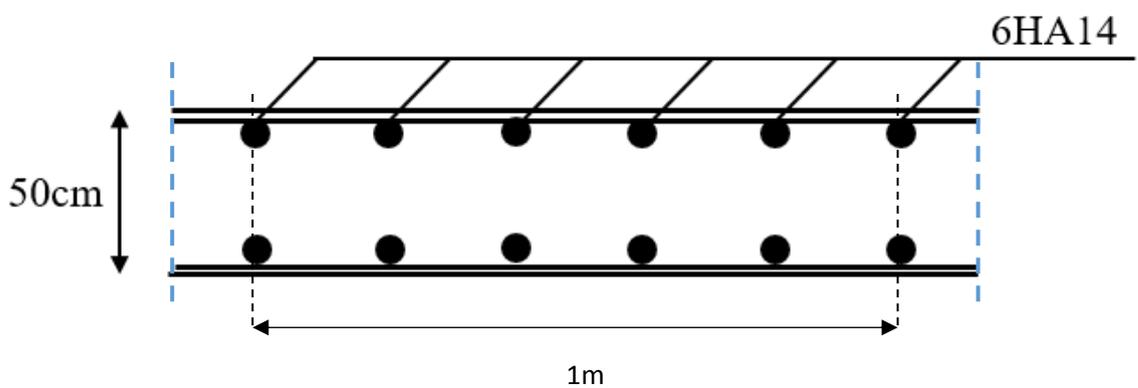


Figure VII. 23: Ferrailage de la dalle du radier souple sans chapeau.

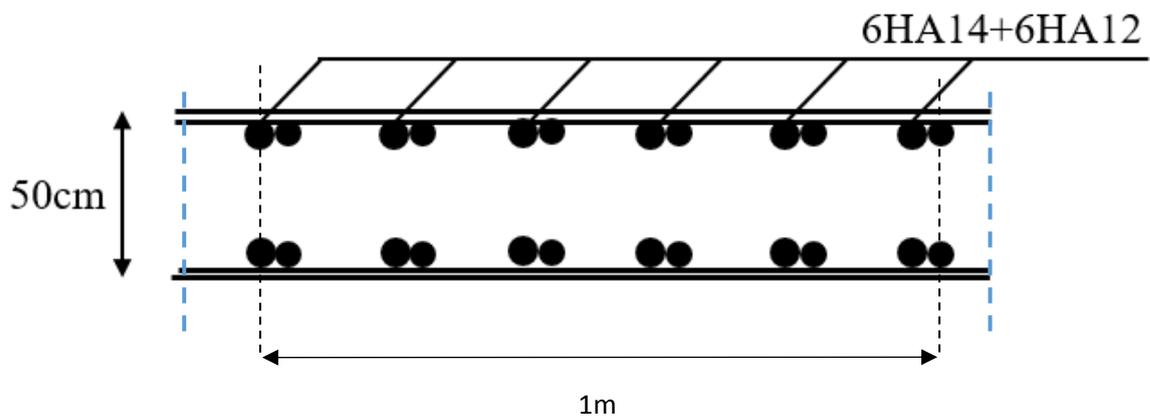


Figure VII. 24: Ferrailage de la dalle du radier souple Avec chapeau sur sens X-X.

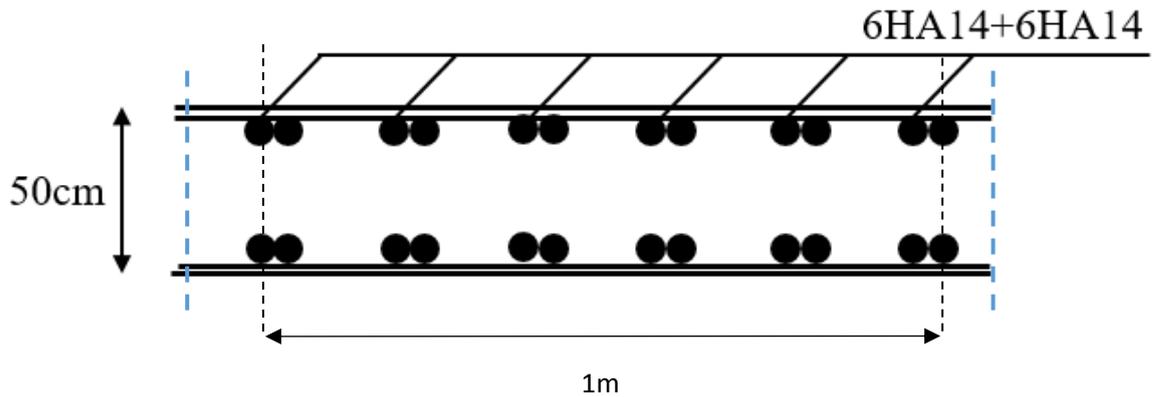


Figure VII. 25: Ferrailage de la dalle du radier souple Avec chapeau sur sens Y-Y.

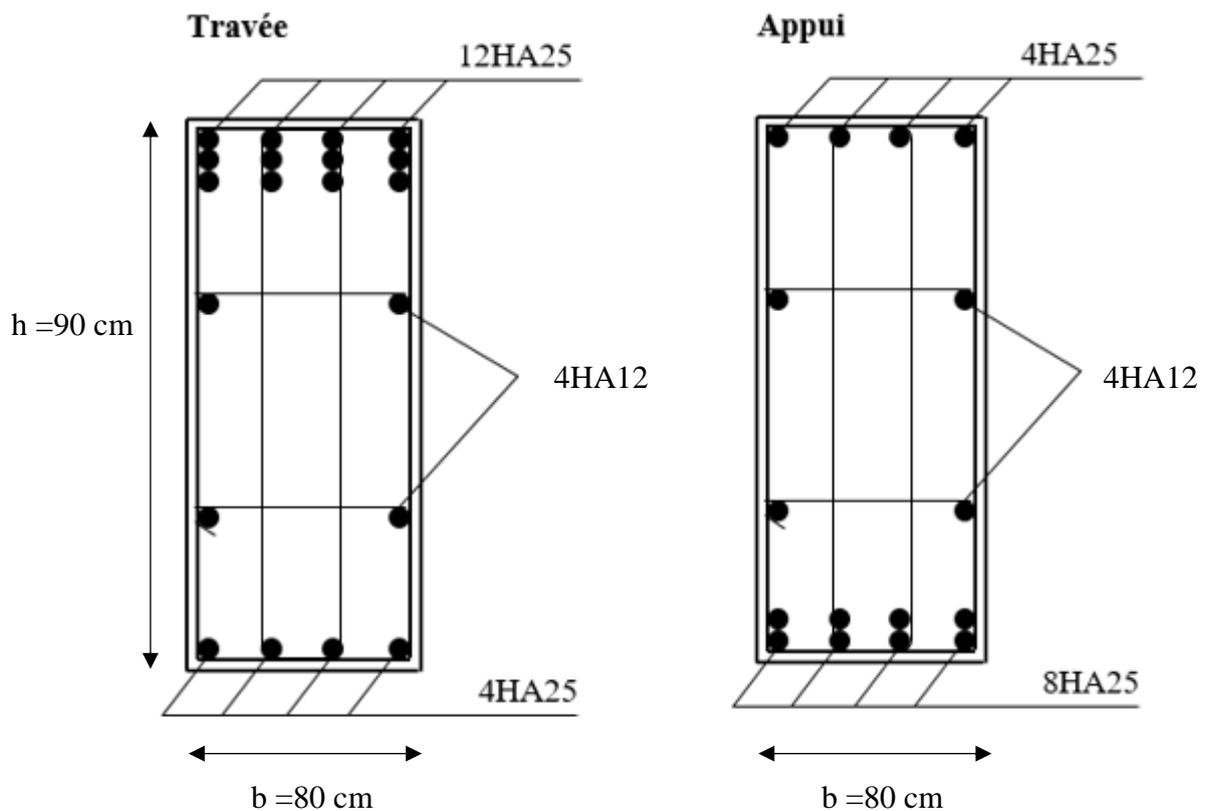


Figure VII. 26: Ferrailage de la nervure de 0.9m.

VII.4.3.3 Comparaison des quantités de béton et d'acier pour les deux cas

Après la fin de prédimensionnement et le calcul du ferrailage de radier nervuré par les deux méthodes, nous allons maintenant faire une comparaison quantitative de béton et d'acier sur un bond de 1m.

- **Quantités de béton :**

Pour la première méthode (méthode rigide) nous avons utilisé une dalle de 50 cm d'épaisseur et nervure de 210 cm de hauteur, donc le volume de béton utilisé est :

$$V_{b1} = [(0.5 \times 8) + (1.6 \times 0.8)] \times 1 = 5.28 \text{ m}^3$$

Et pour la deuxième méthode (méthode souple) nous avons utilisé une dalle de 50 cm d'épaisseur et nervure de 90 cm de hauteur, donc le volume de béton utilisé est :

$$V_{b2} = [(0.5 \times 8) + (0.4 \times 0.8)] \times 1 = 4.32 \text{ m}^3$$

$$R = \frac{5.28 - 4.32}{5.28} = 0.182$$

Donc nous avons gagné 18.2% de volume de béton dans un bond de 1m sur la deuxième méthode

- **Quantités d'acier :**

Pour cette comparaison, il est divisé en 3 parties

- **Comparaison dans la dalle de radier :**

Pour la première méthode (méthode rigide) nous avons utilisé une section d'acier de 25.13 cm² et pour la deuxième méthode on a utilisé une section de 18.47 cm²

$$R = \frac{25.13 - 18.47}{25.13} = 0.265$$

Donc nous avons gagné 26.5% de section d'armature dans la dalle pour la deuxième méthode

- **Comparaison dans la nervure en travée :**

Pour la première méthode (méthode rigide) nous avons utilisé une section d'acier de 20.11 cm² et pour la deuxième méthode on a utilisé une section de 58.91 cm²

$$R = \frac{58.91 - 20.11}{58.91} = 0.658$$

Donc nous avons perdu 65.8% de section d'armature dans la travée de nervure pour la deuxième méthode

- **Comparaison dans la nervure en appui :**

Pour la première méthode (méthode rigide) nous avons utilisé une section d'acier de 15.39 cm² et pour la deuxième méthode on a utilisé une section de 39.27 cm²

$$R = \frac{39.27 - 15.39}{39.27} = 0.608$$

Donc nous avons perdu 60.8% de section d'armature dans l'appui de nervure pour la deuxième méthode

Et pour totalité de ferrailage :

Pour la première méthode (méthode rigide) = $25.13 + 20.11 + 15.39 = 60.63 \text{ cm}^2$

Pour la deuxième méthode (méthode souple) = $18.47 + 58.91 + 39.27 = 116.65 \text{ cm}^2$

$$R = \frac{116.65 - 60.63}{116.65} = 0.480$$

Donc en généralité on a perdu 48% de section d'armature sur le radier souple et on a gagné 18.2% de volume de béton

Conclusion générale

L'étude de ce projet est ma première vraie épreuve avant de m'engager dans la vie professionnelle. Ce mémoire m'a permis d'assimiler les différentes techniques et logiciel de calcul des structures, ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment.

Ce travail a pour objet de dimensionner un bâtiment en charpente métallique qui doit être à la fois économique et résistant, cela n'est réalisable que dans le cas d'une bonne conception.

J'ai avons été confronté à plusieurs difficultés, dont je cite :

- Les contraintes architecturale et la forme irrégulière de la structure ont nécessité à l'utilisation des poteaux PRS en croix pour limiter les déplacements latéraux.
- La complexité des assemblages des PRS m'ont conduit à apprendre et à utiliser un nouveau logiciel de conception d'assemblage.

L'étude dynamique en zone sismique a été faite par la méthode modale spectrale : la structure a été modélisé en utilisant le logiciel « CSI ETABS 2018 ». Après plusieurs tâtonnements et dans le but d'arriver à un model final qui vérifie tous les conditions imposées de règlement parasismique Algérien 99 un système de contreventement qui combine des poteaux PRS en Croix et des palées de stabilité en V et Y s'est imposé.

La disposition optimale des palées de stabilité assurera le comportement idéal de la structure et évitera un surdimensionnement des éléments résistants.

La conception et le calcul des assemblages revêtent en construction métallique d'une importance équivalente à celle du dimensionnement des éléments pour la sécurité finale de la structure, le calcul des assemblages est fait manuellement et en utilisant le logiciel « IDEA Statica » et « Autodesk Robot structural analysis »

Le choix du type de fondation dépend de la nature du sol et du volume des charges provenant de la structure, deux vérification a été faites par la méthode classique en supposant que le radier est rigide (manuellement) et avec le logiciel SAFE par l'approche du radier souple.

En résumé, cette expérience m'a permis de mettre en pratique mes connaissances acquises durant mon cycle de formation.

Références bibliographiques

- [1]: Charges permanentes et charges d'exploitation (**DTR B.C 2.2**).
- [2] : Règles de conception et de calcul des structures en acier "CCM 97 ";(Document technique réglementaire **D.T.R-B.C.2.44**).
- [3] Université Saad Dahlab de Blida ; **Guide de rédaction d'un projet de fin d'études**.
- [4] : Règles parasismique Algérienne **RPA99 version 2003** ; (Document technique réglementaire (**D.T.R-B.C.2.48**)).
- [5]: EC3, Calcul des structures en acier, partie 1-1, règles générales et règles pour les bâtiments.
- [6]: EC4, Conception et dimensionnement des structures mixte acier-béton partie 1-1, règles générales et règles pour les bâtiments.
- [7] : Le BAEL99, D.T.U, Béton armé aux états limites 91, modifié 99.
- [8] : Cours charpente métallique 1, **Mr MENNADI**.
- [9] : Calcul des éléments résistants d'une construction métallique, **Mr Lahlou DAHMANI**.
- [10] : EC2, Calcul des structures en béton, partie 1-1, règles générales et règles pour les bâtiments

Annexes

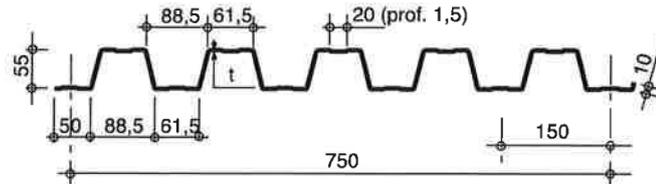
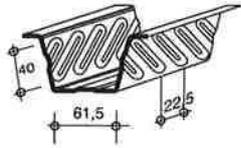
Annexe 1



HI-BOND 55.750

monopanel

Certificat CSTBat



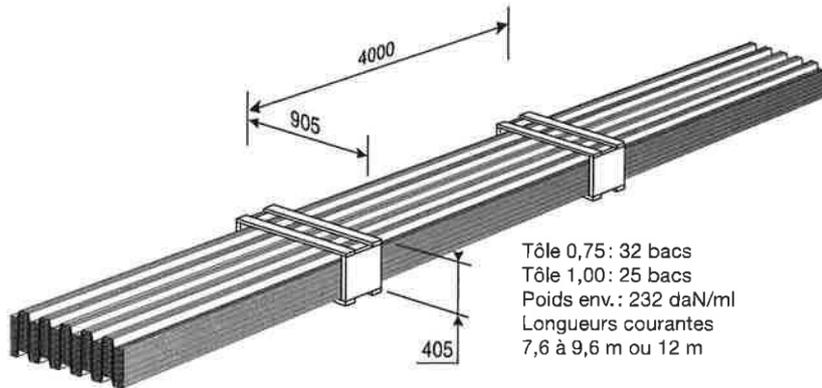
Nota : Commander des profils sans raidisseurs en fonds des nervures dans le cas de solives avec connecteurs sous le nom HI-BOND 55.750 C.

Identification

Epaisseur t en cm	Masse en kg/m ²
0,75	9,30
0,88	10,91
1,00	12,40
1,20	14,88

Manutention - Emballage

Epaisseur t en mm	Masse en kg/ml
0,75	6,97
0,88	8,18
1,00	9,30
1,20	11,16



Tôle 0,75: 32 bacs
Tôle 1,00: 25 bacs
Poids env. : 232 daN/ml
Longueurs courantes
7,6 à 9,6 m ou 12 m

Valeurs de calcul

Epaisseur t en mm	Epaisseur acier en mm	Aire d'acier en cm ² /m	Position fibre neutre		Mt d'inertie i en cm ⁴	Modules de résistance	
			v ₁ en cm	v ₂ en cm		i.v ₁	i.v ₂
0,75	0,71	11,18	2,75	2,75	57,54	20,92	20,92
0,88	0,84	13,23	2,75	2,75	68,08	24,76	24,76
1,00	0,96	15,12	2,75	2,75	77,80	28,29	28,29
1,20	1,16	18,27	2,75	2,75	94,01	34,19	34,19

PORTÉES ADMISSIBLES AU COULAGE EN MÈTRES

Distances maximales franchissables par la tôle HI-BOND, telles que mesurées selon la figure de la colonne de gauche, admissibles sans étaielement, pour chaque épaisseur de plancher, en fonction de l'épaisseur nominale t de la tôle et du nombre de travées couvertes par la tôle, pour une déformation admissible du coffrage de 1/180 ème de la portée. Les colonnes de droite indiquent la distance maximale de part et d'autre d'une file d'étais éventuelle.

Portée de coulage	Epaisseur plancher h (cm)	t = 0,75 mm				t = 0,88 mm				t = 1,00 mm				t = 1,20 mm			
		sans étai		étais		sans étai		étais		sans étai		étais		sans étai		étais	
		▲▲	▲▲▲	▲▲▲▲	┌┐	▲▲	▲▲▲	▲▲▲▲	┌┐	▲▲	▲▲▲	▲▲▲▲	┌┐	▲▲	▲▲▲	▲▲▲▲	┌┐
(acier) Portée = clair + 5 cm	10	2,70			3,35	2,85			3,63	2,96			3,97	3,14			4,23
	11	2,60	3,48	3,22	3,15	2,74	3,66	3,39	3,48	2,85	3,81	3,53	3,71	3,02	4,03	3,73	4,06
(béton) Portée = clair + 5 cm	12	2,51	3,36	3,11	2,95	2,65	3,54	3,28	3,35	2,76	3,69	3,41	3,57	2,93	3,91	3,62	3,91
	13	2,43	3,26	3,02	2,78	2,57	3,44	3,19	3,18	2,68	3,59	3,32	3,44	2,85	3,81	3,52	3,77
(bois) Portée = entraxe	14	2,37	3,17	2,94	2,64	2,50	3,34	3,09	3,01	2,61	3,49	3,23	3,33	2,76	3,70	3,42	3,64
	15	2,31	3,10	2,87	2,51	2,44	3,26	3,02	2,86	2,54	3,41	3,15	3,17	2,69	3,61	3,34	3,53
	16	2,25	3,02	2,80	2,39	2,38	3,19	2,95	2,72	2,48	3,33	3,08	3,02	2,63	3,53	3,26	3,43
	17	2,20	2,95	2,73	2,29	2,33	3,12	2,88	2,60	2,43	3,26	3,01	2,89	2,57	3,45	3,19	2,33
	18	2,15	2,89	2,67	2,19	2,28	3,05	2,82	2,49	2,37	3,19	2,95	2,77	2,52	3,38	3,13	3,21
	19	2,12	2,84	2,63	2,11	2,23	3,00	2,77	2,40	2,34	3,13	2,90	2,66	2,48	3,33	3,08	3,08
	20	2,08	2,79	2,58	2,03	2,19	2,94	2,82	2,31	2,29	3,07	2,84	2,56	2,44	3,27	3,02	2,96
	22	2,00	2,69	2,49	1,93	2,11	2,84	2,62	2,15	2,21	2,96	2,74	2,38	2,35	3,15	2,91	2,75
	24	1,94	2,60	2,41	1,85	2,05	2,76	2,55	2,01	2,14	2,88	2,66	2,23	2,27	3,05	2,82	2,58

pour les valeurs en italique, l'éclatement du plancher est supérieur à 36

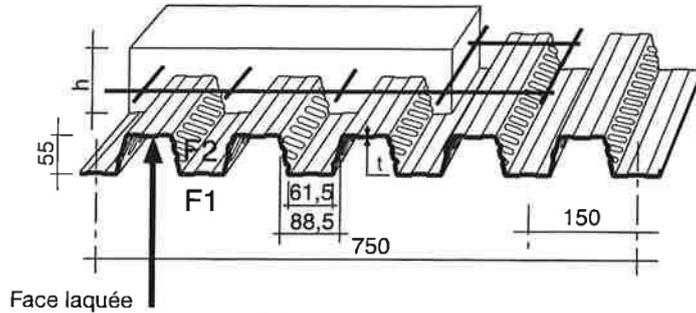
Ces valeurs maximales conviennent lorsque les arrêts de coulage éventuels sont au droit des supports, aux extrémités des tôles et si toutes les précautions utiles sont prises au moment du coulage pour éviter une surépaisseur de béton même localisée, même temporaire, sur la tôle. En cas contraires, choisir des portées moindres. Fixer les tôles par deux fixations au moins par bac à chaque extrémité.

HI-BOND 55.750

UTILISATION

Planchers d'épaisseur h de 10 cm à 24 cm

Epaisseur h en cm	Litrage l/m ²	Masse en kg/m ²
10	73	185
11	83	209
12	93	233
13	103	257
14	113	281
15	123	305
16	133	329
17	143	353
18	153	377
19	163	401
20	173	425
22	193	473
24	273	521



Degré Coupe Feu	h = Ep. mini
CF 60 min	11 cm
CF 90 min	13 cm
CF 120 min	14,5 cm

Béton masse volumique 2400 kg/m³

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

Le poids propre du plancher n'est pas à déduire des valeurs de charges admissibles données dans les tableaux.

CHARGES ADMISSIBLES SUR LE PLANCHER EN daN/m²

Charges statiques comprenant les charges permanentes ajoutées et d'exploitation

t = 0,75 mm

h cm	2,00	2,20	2,40	2,50	2,60	2,80	3,00	3,20	3,40	3,60	3,80	4,00	4,20	4,40	4,60	4,80	5,00	5,20	5,40	5,60
10	1324	1146	1006	947	895	645	571	485												
11	1493	1293	1136	1070	830	730	647	578	518	388										
12	1662	1441	1267	1193	927	816	724	647	581	525	371									
13	1832	1589	1398	1095	1024	902	801	716	643	581	520	370	250							
14	2003	1738	1285	1199	1122	989	878	785	706	638	580	508	366	250	155					
15	2174	1887	1397	1304	1220	1075	956	855	769	696	632	576	495	359	247	154				
16	2346	2037	1509	1409	1318	1163	1034	925	833	753	684	624	571	479	349	319	231	156		
18	2691	2007	1735	1620	1516	1338	1190	1066	960	869	790	720	659	529	478	432	391	312	229	167
20	3038	2268	1961	1832	1715	1514	1348	1207	1088	985	896	818	664	600	543	492	445	403	364	328
22	3386	2530	2189	2045	1915	1692	1506	1350	1217	1102	1003	824	744	672	609	551	499	452	409	369
24	3272	2793	2417	2259	2116	1870	1665	1493	1346	1220	1011	912	823	745	675	611	554	502	454	414

h cm	2,00	2,20	2,40	2,50	2,60	2,80	3,00	3,20	3,40	3,60	3,80	4,00	4,20	4,40	4,60	4,80	5,00	5,20	5,40	5,60
10																				
11	1525	1369	1238	1180	1127	1031	947	872	806	622	569									
12	1711	1536	1389	1324	1264	1157	1062	979	765	696	636	584	526							
13	1897	1702	1540	1468	1402	1282	1178	1086	846	770	704	647	597	539	430					
14	2083	1869	1691	1612	1539	1408	1294	1011	927	844	773	710	655	606	548	442	353			
15	2268	2036	1842	1756	1677	1534	1410	1100	1009	919	841	773	714	661	613	555	450	390	316	
16	2454	2203	1993	1900	1814	1660	1525	1188	1091	994	910	837	773	715	664	535	492	454	400	327
18	2826	2537	2295	2188	2089	1912	1519	1369	1256	1145	1049	965	891	732	672	617	568	524	483	446
20	3197	2870	2597	2476	2364	1870	1719	1550	1421	1296	1188	1093	906	830	462	700	645	595	549	507
22	3569	3204	2899	2764	2639	2100	1919	1731	1588	1449	1328	1109	1013	928	852	784	722	666	615	568
24	3941	3538	3201	3052	2914	2320	2120	1913	1755	1602	1345	1226	1120	1027	943	868	800	738	681	633

monopanel

Rue Géo Lulbéry - BP 103 - 02301 Craunoy Cedex - Tél. : 03 23 40 66 66 - Fax : 03 23 40 66 88
Internet : www.monopanel.fr

La société se réserve le droit d'apporter toutes améliorations ou modifications rendus nécessaires, à tout moment et sans préavis. - Imo. C.V.I. - janvier 2015

HI-BOND 55.750

CHARGES ADMISSIBLES SUR LE PLANCHER EN daN/m²

Charges statiques comprenant les charges permanentes ajoutées et d'exploitation

t = 0,88 mm

h cm	▲▲																				
	2,00	2,20	2,40	2,50	2,60	2,80	3,00	3,20	3,40	3,60	3,80	4,00	4,20	4,40	4,60	4,80	5,00	5,20	5,40	5,60	
10	1436	1238	1083	1018	959	859	613	544													
11	1616	1395	1221	1148	1083	785	694	618	553	417											
12	1798	1553	1360	1279	1207	876	775	691	619	558	422										
13	1981	1711	1500	1411	1102	968	857	764	685	618	559	422	290								
14	2165	1871	1640	1544	1207	1060	939	838	752	678	614	558	419	291	186						
15	2349	2031	1781	1404	1312	1153	1022	912	818	738	669	609	556	413	289	187					
16	2533	2191	1628	1517	1417	1246	1105	986	885	799	725	659	602	549	404	285	185				
18	2904	2513	1870	1743	1629	1433	1271	1136	1020	922	836	761	695	637	585	513	421	359	267	188	
20	3277	2452	2113	1970	1842	1621	1439	1286	1156	1054	948	864	789	724	665	528	479	434	392	355	
22	3651	2734	2357	2199	2056	1811	1608	1437	1293	1168	1061	967	884	722	654	592	537	487	441	399	
24	4027	3018	2603	2428	2271	2001	1777	1589	1430	1293	1174	1070	884	800	724	657	596	540	489	443	

h cm	▲▲▲																				
	2,00	2,20	2,40	2,50	2,60	2,80	3,00	3,20	3,40	3,60	3,80	4,00	4,20	4,40	4,60	4,80	5,00	5,20	5,40	5,60	
10																					
11	1524	1368	1237	1179	1126	1030	947	873	807	747	605										
12	1710	1535	1388	1324	1264	1156	1063	980	906	742	677	620	570								
13	1896	1702	1539	1468	1401	1282	1179	1087	1005	820	748	686	631	583	487						
14	2081	1868	1690	1612	1539	1408	1294	1194	988	899	821	753	693	640	593	500	402				
15	2267	2035	1841	1756	1677	1535	1410	1301	1075	978	893	819	755	697	646	600	511	414	331		
16	2453	2202	1992	1900	1814	1661	1526	1268	1162	1057	966	886	817	755	700	650	606	519	423	372	
18	2825	2536	2295	2188	2089	1913	1758	1459	1337	1217	1112	1021	941	870	807	750	609	561	518	478	
20	3196	2870	2597	2476	2365	2165	1836	1651	1494	1378	1260	1157	1067	987	915	750	690	637	588	543	
22	3568	3204	2899	2764	2640	2417	2050	1844	1669	1539	1408	1293	1193	994	912	839	773	713	658	608	
24	3940	3537	3201	3053	2915	1932	2265	2038	1845	1701	1557	1430	1201	1100	1010	929	855	789	729	674	

CHARGES ADMISSIBLES SUR LE PLANCHER EN daN/m²

Charges statiques comprenant les charges permanentes ajoutées et d'exploitation

t = 1,00 mm

h cm	▲▲																				
	2,00	2,20	2,40	2,50	2,60	2,80	3,00	3,20	3,40	3,60	3,80	4,00	4,20	4,40	4,60	4,80	5,00	5,20	5,40	5,60	
10	1538	1322	1153	1083	1019	910	652	579													
11	1730	1488	1299	1220	1149	1027	737	655	586	459											
12	1924	1656	1446	1358	1280	932	823	732	655	589	466										
13	2118	1824	1594	1498	1411	1030	909	809	724	652	589	468	324								
14	2313	1993	1742	1637	1543	1127	996	887	794	715	647	587	466	327	213						
15	2509	2162	1891	1777	1397	1225	1083	965	864	778	704	640	583	461	326	215					
16	2705	2332	2041	1617	1509	1324	1171	1043	935	842	762	693	632	577	452	322	214	123			
18	3100	2674	1995	1857	1734	1522	1347	1201	1077	971	879	799	729	667	612	562	429	308	205	215	
20	3497	3017	2253	2099	1960	1721	1524	1359	1220	1100	997	907	828	758	695	639	589	462	419	379	
22	3895	3362	2514	2341	2187	1921	1702	1519	1363	1230	1115	1015	927	849	779	630	572	519	470	426	
24	4295	3226	2775	2585	2415	2123	1881	1679	1508	1361	1234	1123	1026	940	771	699	634	575	522	473	

h cm	▲▲▲																				
	2,00	2,20	2,40	2,50	2,60	2,80	3,00	3,20	3,40	3,60	3,80	4,00	4,20	4,40	4,60	4,80	5,00	5,20	5,40	5,60	
10																					
11	1523	1367	1236	1179	1125	1030	946	873	807	748	676										
12	1709	1534	1387	1323	1263	1156	1063	980	906	840	714	653	600								
13	1895	1701	1538	1467	1401	1282	1179	1087	1006	867	790	723	664	612	536						
14	2080	1867	1690	1611	1538	1408	1295	1194	1105	949	865	792	728	672	621	552	445				
15	2266	2034	1841	1755	1676	1534	1411	1301	1204	1033	941	862	793	731	677	628	565	459	368		
16	2452	2201	1992	1899	1814	1660	1527	1409	1211	1116	1018	933	858	791	733	680	633	574	470	380	
18	2824	2535	2294	2188	2089	1913	1759	1543	1393	1284	1172	1074	988	912	845	785	730	681	637	507	
20	3196	2869	2596	2476	2365	2165	1991	1745	1576	1453	1327	1216	1120	1034	958	890	829	675	623	576	
22	3567	3203	2899	2764	2640	2417	2171	1949	1761	1623	1482	1359	1252	1156	1072	890	819	756	698	645	
24	3939	3537	3201	3053	2915	2670	2398	2153	1946	1794	1639	1503	1384	1279	1071	985	907	837	773	714	

HI-BOND 55.750

CHARGES ADMISSIBLES SUR LE PLANCHER EN daN/m²

Charges statiques comprenant les charges permanentes ajoutées et d'exploitation

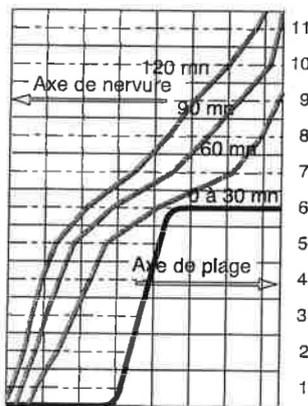
t = 1,20 mm

h cm	▲ ▲																			
	2,00	2,20	2,40	2,50	2,60	2,80	3,00	3,20	3,40	3,60	3,80	4,00	4,20	4,40	4,60	4,80	5,00	5,20	5,40	5,60
10	1649	1462	1270	1190	1118	995	894	836												
11	1878	1643	1429	1339	1259	1121	1007	718	640	525										
12	2107	1836	1589	1490	1401	1248	904	801	715	641	536									
13	2336	2010	1750	1641	1543	1375	998	885	790	709	639	540	378							
14	2559	2195	1912	1793	1686	1239	1092	969	866	777	701	635	540	383	256					
15	2774	2380	2074	1949	1830	1346	1187	1054	942	846	764	692	629	538	384	260				
16	2990	2566	2237	2098	1974	1454	1282	1139	1018	915	826	749	682	622	528	382	261	159		
18	3424	2941	2564	2406	1909	1670	1474	1310	1172	1054	952	864	787	718	658	604	506	370	254	158
20	3861	3317	2893	2313	2157	1888	1667	1483	1327	1194	1079	980	892	815	747	686	631	581	538	495
22	4299	3694	2775	2580	2406	2107	1861	1656	1483	1335	1207	1096	999	913	837	789	707	652	602	471
24	4739	4074	3062	2848	2658	2327	2058	1830	1639	1478	1335	1213	1108	1011	927	852	785	734	676	523

h cm	▲ ▲ ▲																			
	2,00	2,20	2,40	2,50	2,60	2,80	3,00	3,20	3,40	3,60	3,80	4,00	4,20	4,40	4,60	4,80	5,00	5,20	5,40	5,60
10																				
11	1521	1365	1234	1177	1124	1029	945	872	807	748	677									
12	1707	1532	1386	1321	1262	1155	1062	980	906	841	781	709	650							
13	1893	1699	1537	1465	1399	1281	1178	1087	1006	933	867	784	719	661	610					
14	2078	1866	1688	1610	1537	1407	1294	1194	1105	1025	941	859	788	725	669	620	512			
15	2264	2033	1839	1754	1675	1534	1410	1302	1205	1118	1023	934	857	789	729	675	627	529	428	
16	2450	2200	1990	1898	1813	1660	1526	1409	1304	1192	1105	1010	927	854	789	731	679	632	543	443
18	2822	2534	2293	2187	2088	1912	1759	1624	1515	1372	1272	1163	1067	989	909	842	783	729	680	636
20	3194	2868	2595	2475	2364	2165	1991	1838	1714	1552	1439	1316	1209	1114	1030	955	888	827	772	722
22	3566	3202	2898	2793	2639	2417	2224	2071	1914	1734	1607	1470	1351	1245	1152	1068	994	926	865	706
24	3937	3536	3200	3052	2915	2670	2456	2288	2114	1916	1776	1626	1494	1378	1274	1182	1100	915	846	782

DONNÉES POUR LES CALCULS DE RÉSISTANCE AU FEU

Coffrage à froid et après exposition au feu



N° tranche	Largeur équivalente : $\Phi_{e,b}$ (cm / m)			
	CF 30 min	CF 60 min	CF 90 min	CF 120 min
11	100	100	98,43	89,61
10	100	100	94,43	79,68
9	100	97,90	84,14	67,82
8	100	91,28	72,77	58,04
7	100	81,70	59,95	45,86
6	79,00	54,50	37,93	27,93
5	55,73	35,94	23,20	17,10
4	52,40	29,90	18,36	12,96
3	49,20	24,32	14,28	9,18
2	45,87	17,28	10,08	5,76
1	42,67	10,80	5,40	2,40

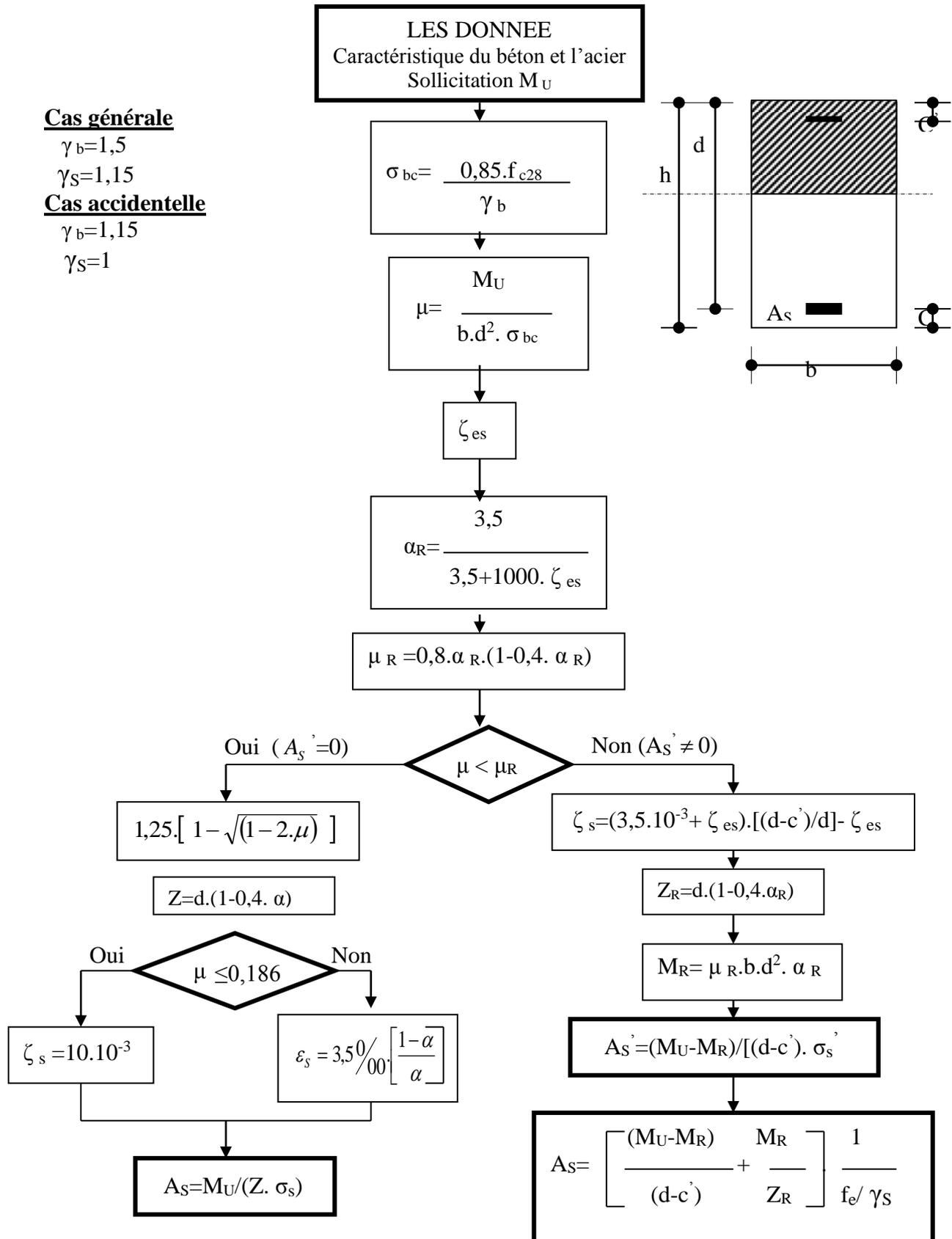
Température des aciers

Coefficients de la formule générale: $T = T_0 \cdot (1 - u / u_0)$ avec T et T₀ en °C, u et u₀ en mm

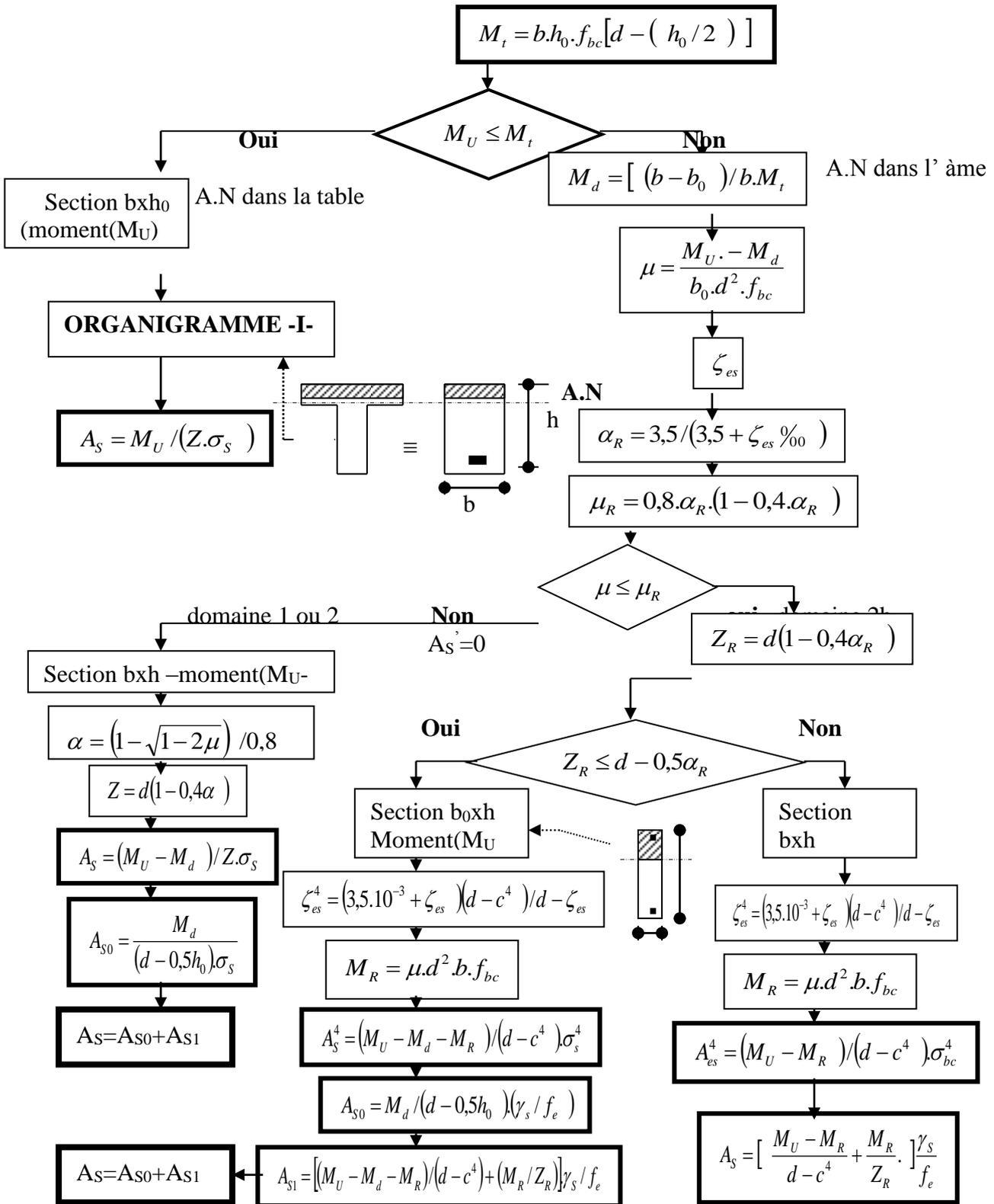
Degré CF min	T ₀ °C	u ₀ mm
60 min	703	111
90 min	898	126,2
120 min	1060	140,3

Annexe 2

ORGANIGRAMME -I- SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



**ORGANIGRAMME -II-
CALCUL D'UNE SECTION EN -TE-
A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE**



Annexe 3

Données du projet

Nom de projet
Numéro du projet
Auteur
Description
Date 7/1/2023
Norme EN

Matériau

Acier S275

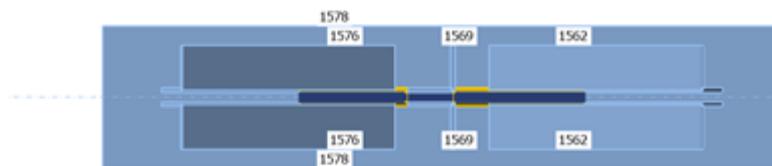
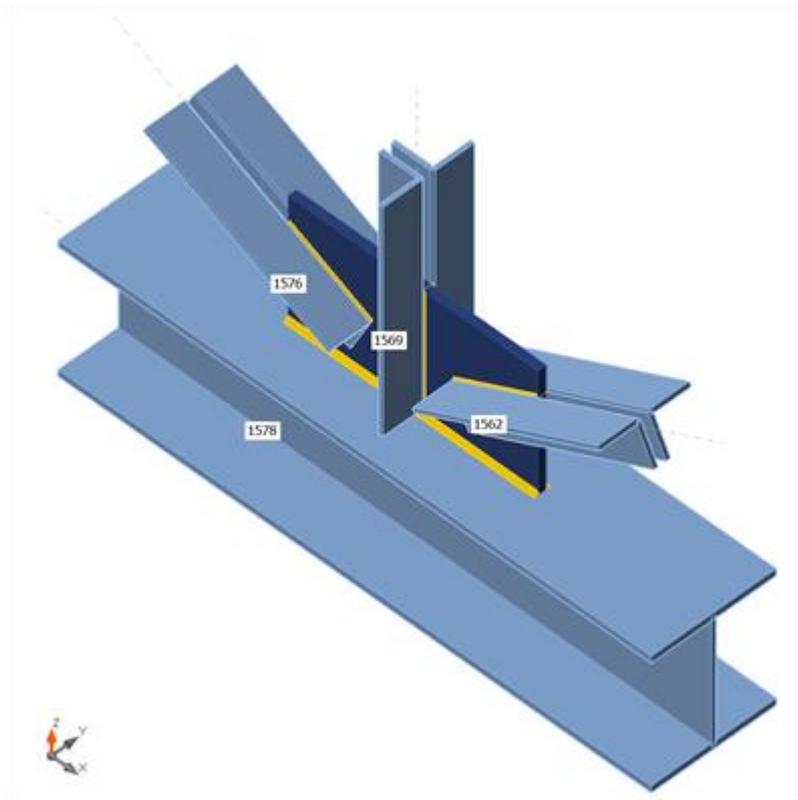
Élément du projet 485

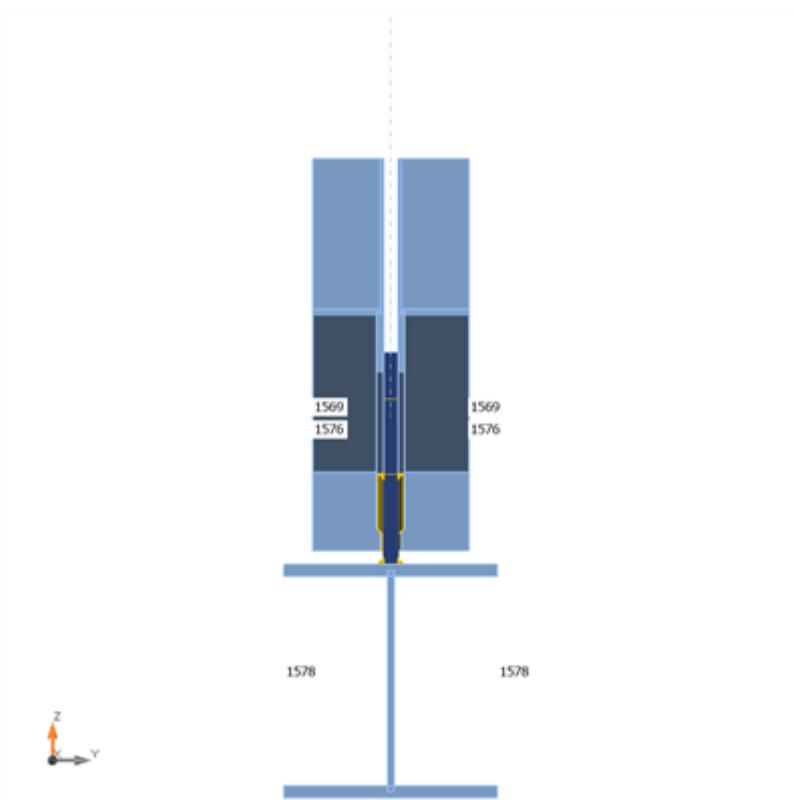
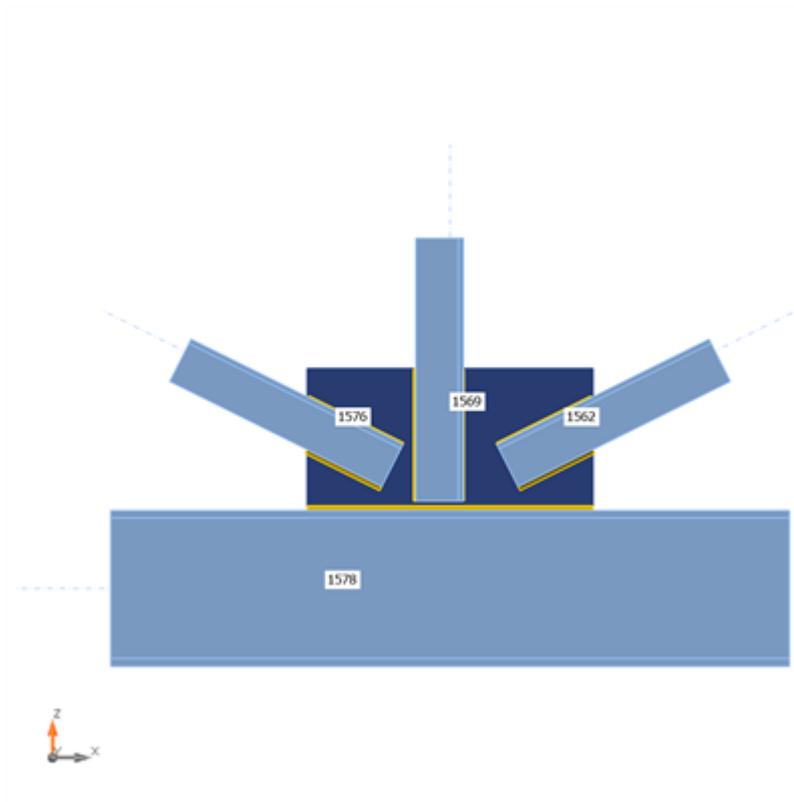
Conception

Nom 485
Description
Analyse Contrainte, déformation/ charges en équilibre

Poutres et poteaux

Nom	Section transversale	β – Direction [°]	γ – Angle [°]	α – Rotation [°]	Décalage ex [mm]	Décalage ey [mm]	Décalage ez [mm]	Efforts dans
1562	3 - L100X10(2Lt(L100X10))	0.0	0.0	0.0	0	0	200	Position
1569	3 - L100X10(2Lt(L100X10))	0.0	0.0	0.0	0	0	0	Position
1576	3 - L100X10(2Lt(L100X10))	0.0	0.0	0.0	0	0	200	Position
1578	4 - HEA340	0.0	0.0	0.0	0	0	0	Position





Sections transversales

Nom	Matériau
3 - L100X10(2Lt(L100X10))	S275
4 - HEA340	S275

Sections transversales

Nom	Matériau	Dessin
3 - L100X10(2Lt(L100X10))	S275	
4 - HEA340	S275	

Chargements (efforts en équilibre)

Nom	Élément	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
0.8G+Ex	1562	155.7	0.3	0.0	0.0	0.0	0.0
	1569	-63.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	1576	133.7	0.3	0.0	0.0	0.0	0.0
	1578	-685.5	0.0	-5.8	0.0	16.1	0.0
	1578	670.3	0.0	-4.2	0.0	-16.1	0.0
0.8G+Ey	1562	116.7	0.3	0.0	0.0	0.0	0.0
	1569	-63.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	1576	94.6	0.3	0.0	0.0	0.0	0.0
	1578	-652.0	0.0	-5.4	0.0	16.1	0.0
	1578	634.0	0.0	-4.7	0.0	-16.1	0.0
1.35G+1.5Q	1562	182.5	0.5	0.0	0.0	0.0	0.0
	1569	-125.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	1576	142.1	0.5	0.0	0.0	0.0	0.0
	1578	-1238.6	0.0	-9.8	0.0	31.5	0.0
	1578	1202.5	0.0	-9.3	0.0	-31.5	0.0
G+0,3Q	1562	122.4	0.4	0.0	0.0	0.0	0.0
	1569	-83.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	1576	94.1	0.4	0.0	0.0	0.0	0.0
	1578	-825.0	0.0	-6.7	0.0	21.0	0.0
	1578	799.7	0.0	-6.3	0.0	-21.0	0.0
G+Q	1562	133.4	0.4	0.0	0.0	0.0	0.0
	1569	-91.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	1576	103.7	0.4	0.0	0.0	0.0	0.0
	1578	-904.8	0.0	-7.2	0.0	23.0	0.0
	1578	878.5	0.0	-6.7	0.0	-23.0	0.0

	1578	878.2	0.0	-6.8	0.0	-23.0	0.0
G+Q+Ex	1562	195.0	0.4	0.0	0.0	0.0	0.0
	1569	-91.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	1576	165.4	0.4	0.0	0.0	0.0	0.0
	1578	-957.6	0.0	-7.8	0.0	23.0	0.0
	1578	935.7	0.0	-6.2	0.0	-23.0	0.0
G+Q+Ey	1562	156.0	0.4	0.0	0.0	0.0	0.0
	1569	-91.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	1576	126.3	0.4	0.0	0.0	0.0	0.0
	1578	-924.1	0.0	-7.4	0.0	23.0	0.0
	1578	899.4	0.0	-6.6	0.0	-23.0	0.0

Vérification

Sommaire

Nom	Valeur	Résultat
Analyse	100.0%	OK
Platines	0.0 < 5.0%	OK
Soudures	51.8 < 100%	OK
Voilement	Pas calculé	

Platines

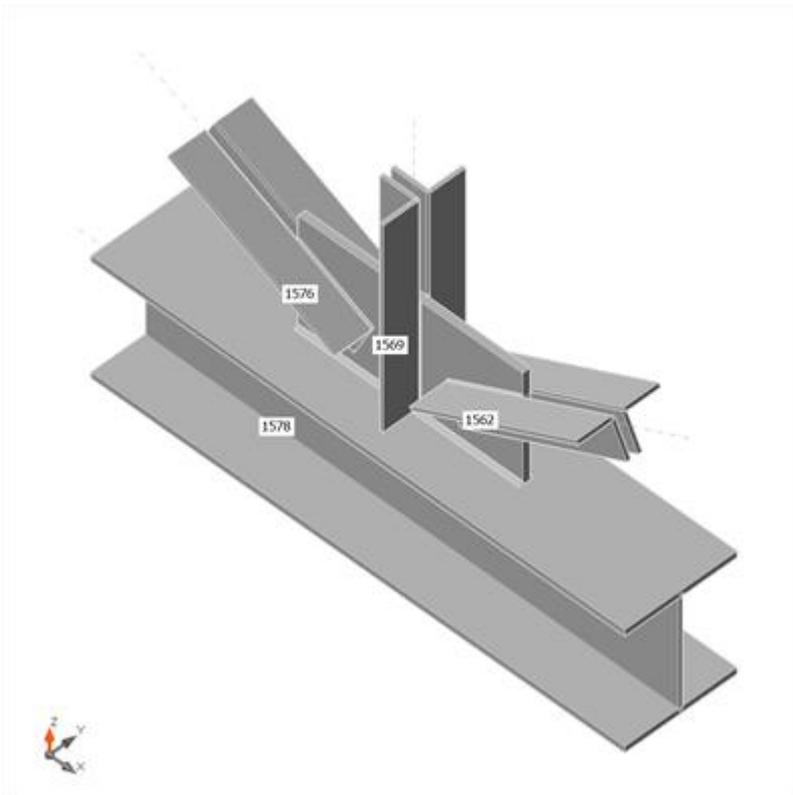
Nom	Épaisseur [mm]	Charges	σ_{Ed} [MPa]	ϵ_{Pl} [%]	σ_{CEd} [MPa]	Résultat
1562-bfl 1	10.0	G+Q+Ex	63.6	0.0	0.0	OK
1562-w 1	10.0	G+Q+Ex	62.9	0.0	0.0	OK
1562-bfl 2	10.0	G+Q+Ex	61.1	0.0	0.0	OK
1562-w 2	10.0	G+Q+Ex	60.3	0.0	0.0	OK
1569-bfl 1	10.0	1.35G+1.5Q	42.2	0.0	0.0	OK
1569-w 1	10.0	1.35G+1.5Q	53.1	0.0	0.0	OK
1569-bfl 2	10.0	1.35G+1.5Q	42.2	0.0	0.0	OK
1569-w 2	10.0	1.35G+1.5Q	52.8	0.0	0.0	OK
1576-bfl 1	10.0	G+Q+Ex	54.2	0.0	0.0	OK
1576-w 1	10.0	G+Q+Ex	53.6	0.0	0.0	OK
1576-bfl 2	10.0	G+Q+Ex	51.6	0.0	0.0	OK
1576-w 2	10.0	G+Q+Ex	51.1	0.0	0.0	OK
1578-bfl 1	16.5	1.35G+1.5Q	116.8	0.0	0.0	OK
1578-tfl 1	16.5	1.35G+1.5Q	94.7	0.0	0.0	OK
1578-w 1	9.5	1.35G+1.5Q	112.9	0.0	0.0	OK
GUSS1	20.0	1.35G+1.5Q	65.2	0.0	0.0	OK

Données de conception

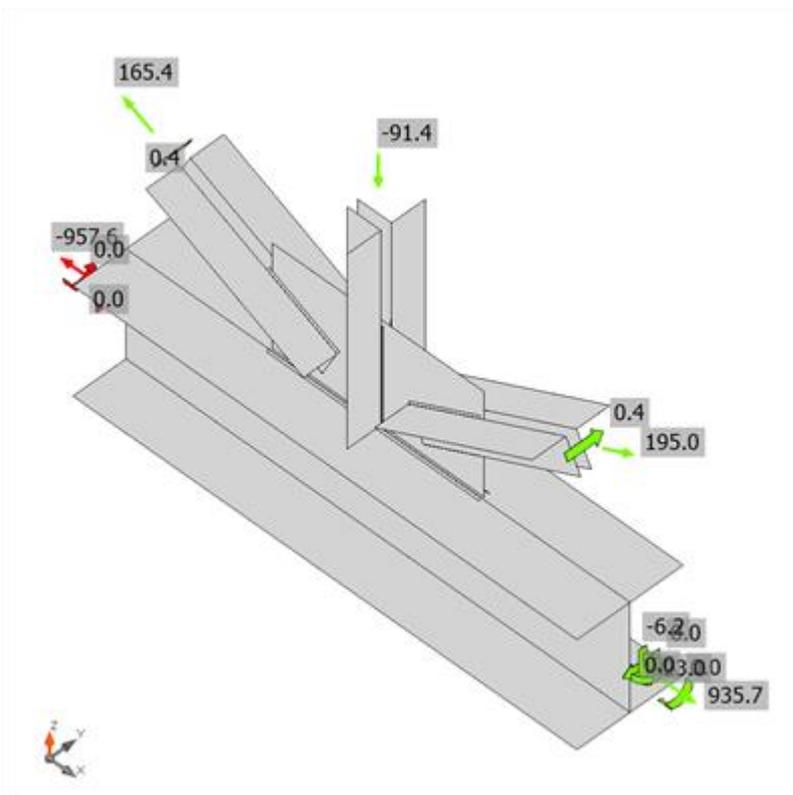
Matériau	f_y [MPa]	ϵ_{lim} [%]
S275	275.0	5.0

Explication des symboles

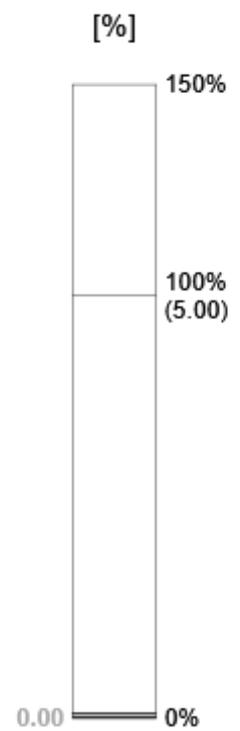
- ϵ_{Pl} Déformation
- σ_{Ed} Contrainte éq.
- σ_{CEd} Contrainte de contact
- f_y Limite d'élasticité
- ϵ_{lim} Déformation plastique limite

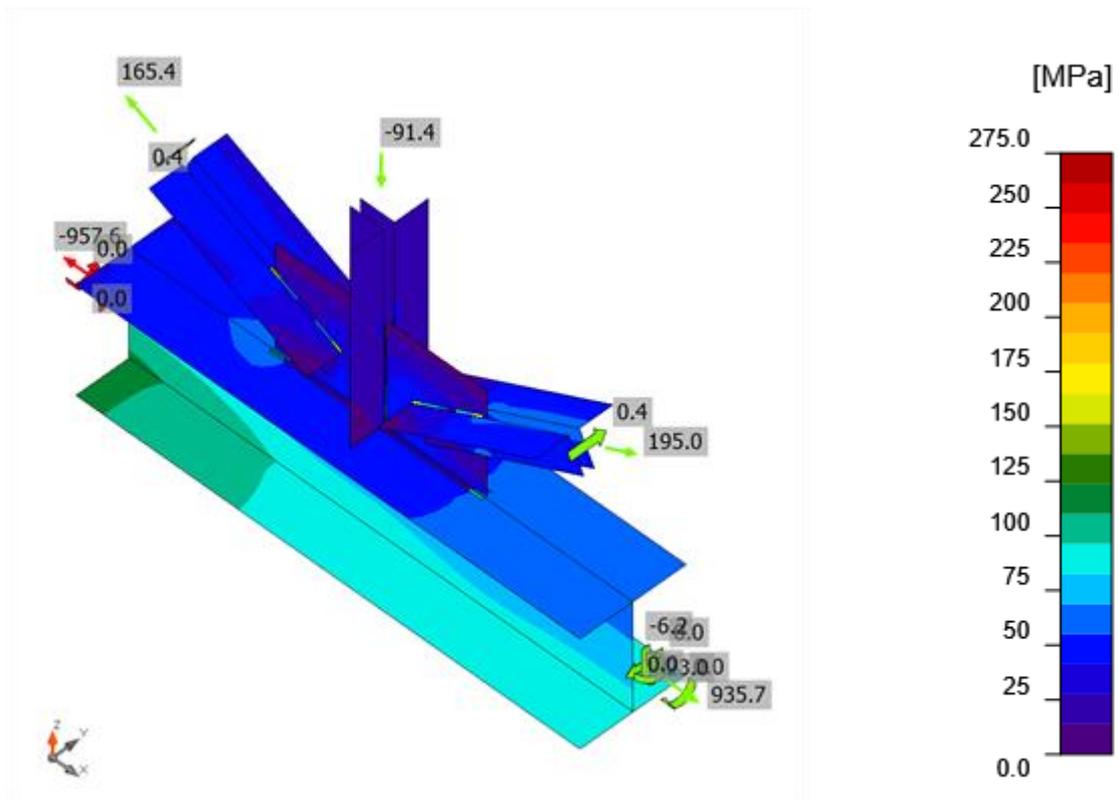


Vérification globale, G+Q+Ex



Vérification de déformation, G+Q+Ex





Contrainte équivalente, G+Q+Ex

Soudures (Redistribution plastique)

Élément	Bord	Ép. gorge [mm]	Longueur [mm]	Charges	$\sigma_{w,Ed}$ [MPa]	ϵ_{Pl} [%]	σ_{\perp} [MPa]	T_{\parallel} [MPa]	T_{\perp} [MPa]	Ut [%]	Ut _c [%]	Résultat
1578-tfl 1	GUSS1	↖7.0↗	600	1.35G+1.5Q	147.6	0.0	24.5	80.5	24.0	37.9	7.7	OK
		↖7.0↗	600	1.35G+1.5Q	147.2	0.0	21.9	-81.0	-22.4	37.8	7.8	OK
GUSS1	1569-w 2	↖4.0↗	280	1.35G+1.5Q	201.4	0.0	12.0	100.1	-58.7	51.8	22.2	OK
GUSS1	1569-w 2	↖4.0↗	280	1.35G+1.5Q	103.9	0.0	-11.5	-56.2	-19.8	26.7	12.2	OK
GUSS1	1569-w 1	↖4.0↗	280	1.35G+1.5Q	201.7	0.0	10.0	99.2	60.7	51.8	21.8	OK
GUSS1	1569-w 1	↖4.0↗	280	1.35G+1.5Q	103.0	0.0	-9.4	-56.4	18.0	26.5	12.7	OK
GUSS1	1562-w 1	↖6.0↗	223	G+Q+Ex	181.5	0.0	-37.9	-91.3	-46.5	46.6	25.3	OK
GUSS1	1562-w 1	↖6.0↗	175	G+Q+Ex	107.2	0.0	-2.8	61.6	-5.9	27.6	12.6	OK
GUSS1	1562-w 2	↖6.0↗	223	G+Q+Ex	176.0	0.0	-38.2	-86.2	49.1	45.2	24.4	OK
GUSS1	1562-w 2	↖6.0↗	175	G+Q+Ex	101.0	0.0	-2.2	58.0	6.4	26.0	11.6	OK
GUSS1	1576-w 2	↖6.5↗	223	G+Q+Ex	136.6	0.0	-30.3	-67.1	37.5	35.1	19.2	OK
GUSS1	1576-w 2	↖6.5↗	175	G+Q+Ex	78.2	0.0	-2.0	44.9	4.4	20.1	8.7	OK
GUSS1	1576-w 1	↖6.5↗	223	G+Q+Ex	141.7	0.0	-30.0	-71.9	-35.0	36.4	20.1	OK
GUSS1	1576-w 1	↖6.5↗	175	G+Q+Ex	84.0	0.0	-2.5	48.3	-3.9	21.6	9.6	OK

Données de conception

	β_w [-]	$\sigma_{w,Rd}$ [MPa]	0.9σ [MPa]
S275	0.85	389.1	297.7

Explication des symboles

ϵ_{PI}	Déformation
$\sigma_{w,Ed}$	Contrainte équivalente
$\sigma_{w,Rd}$	Résistance aux contraintes équivalentes
σ_{\perp}	Contrainte perpendiculaire
τ_{\parallel}	Contrainte de cisaillement parallèle à l'axe de soudure
τ_{\perp}	Contrainte de cisaillement perpendiculaire à l'axe de soudure
0.9σ	Résistance de contrainte perpendiculaire – $0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$
β_w	Facteur de corrélation EN 1993-1-8 tab. 4.1
U_t	Utilisation
U_{tc}	Utilisation de capacité de la soudure

Résultat détaillé pour GUSS1 1569-w 1

Vérification de résistance de la soudure (EN 1993-1-8 4.5.3.2)

$$\sigma_{w,Rd} = f_w / (\beta_w \gamma_{M2}) = 389.1 \text{ MPa} \geq \sigma_{w,Ed} = [\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0.5} = 201.7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 0.9 f_w / \gamma_{M2} = 297.7 \text{ MPa} \geq |\sigma_{\perp}| = 10.0 \text{ MPa}$$

où :

$$f_u = 430.0 \text{ MPa} \quad \text{– Résistance ultime}$$

$$\beta_w = 0.85 \quad \text{– facteur de corrélation approprié selon la Table 4.1}$$

$$\gamma_{M2} = 1.30 \quad \text{– Facteur de sécurité}$$

Usage de contrainte

$$U_t = \frac{\sigma_{w,Ed}}{\sigma_{w,Rd}} = \frac{201.7}{389.1} = 51.8 \%$$

Voilement

Analyse de flambement n'a pas été calculée.

Paramétrage de norme

Élément	Valeur	Unité	Référence
γ_{M0}	1.00	-	EN 1993-1-1: 6.1
γ_{M1}	1.00	-	EN 1993-1-1: 6.1
γ_{M2}	1.30	-	EN 1993-1-1: 6.1
γ_{M3}	1.25	-	EN 1993-1-8: 2.2
γ_C	1.50	-	EN 1992-1-1: 2.4.2.4
γ_{Inst}	1.20	-	EN 1992-4: Table 4.1
Coefficient du matériau de scellement β_j	0.67	-	EN 1993-1-8: 6.2.5
Zone effective – influence de taille de maillage	0.10	-	
Coefficient de frottement - béton	0.25	-	EN 1993-1-8
Coefficient de frottement en résistance au glissement	0.30	-	EN 1993-1-8 tab 3.7
Déformation plastique limite	0.05	-	EN 1993-1-5
Évaluation des contraintes de soudure	Redistribution plastique		
Principes de construction	Oui		
Entraxe [d]	2.20	-	EN 1993-1-8: tab 3.3
Pince [d]	1.20	-	EN 1993-1-8: tab 3.3
Résistance à l'éclatement du béton	Les deux		EN 1992-4: 7.2.1.4 and 7.2.2.5
Utiliser α_b calculé dans la vérification de la pression diamétrale.	Oui		EN 1993-1-8: tab 3.4
Béton fissuré	Oui		EN 1992-4
Vérification de déformation locale	Oui		CIDECT DG 1, 3 - 1.1
Limite de déformation locale	0.03	-	CIDECT DG 1, 3 - 1.1
Non-linéarité géométrique (GMNA)	Oui		Grandes déformations des sections creuses
Structure contreventée	Non		EN 1993-1-8: 5.2.2.5

Annexe 4

Données du projet

Nom de projet
Numéro du projet
Auteur
Description
Date 7/1/2023
Norme EN

Matériau

Acier S275

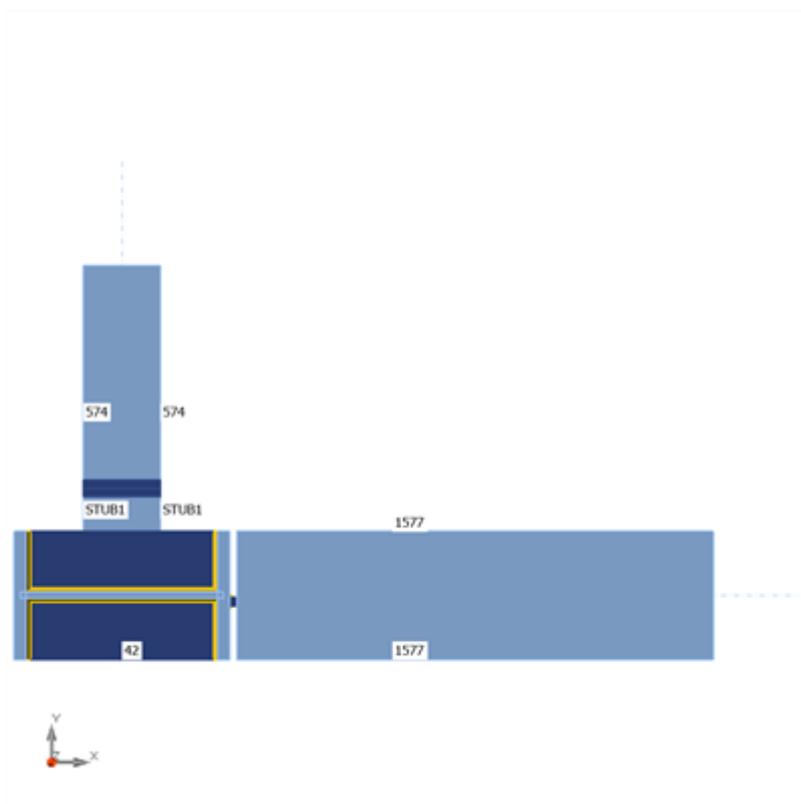
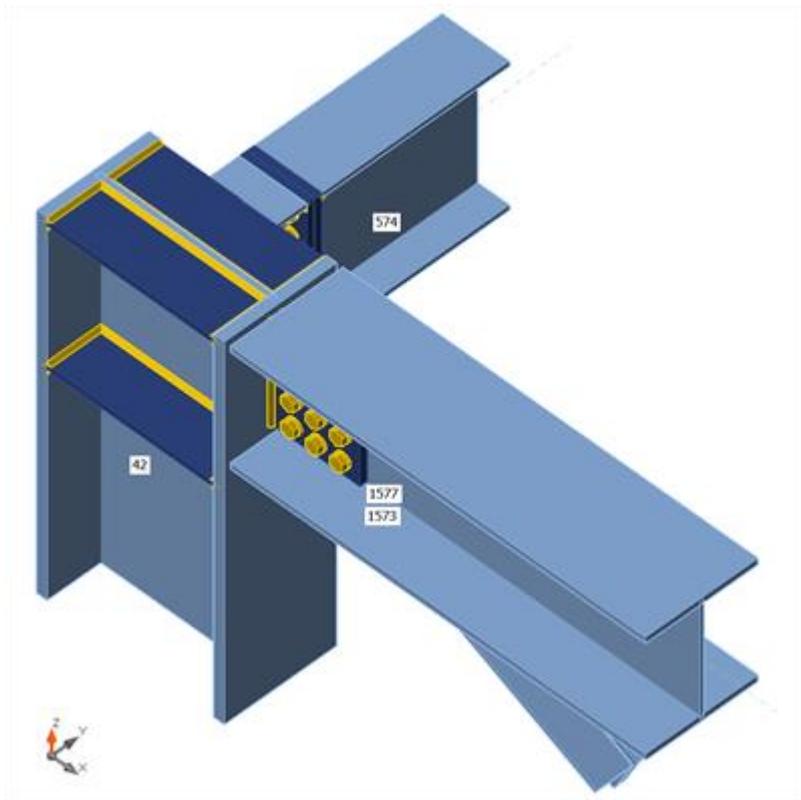
Élément du projet 66

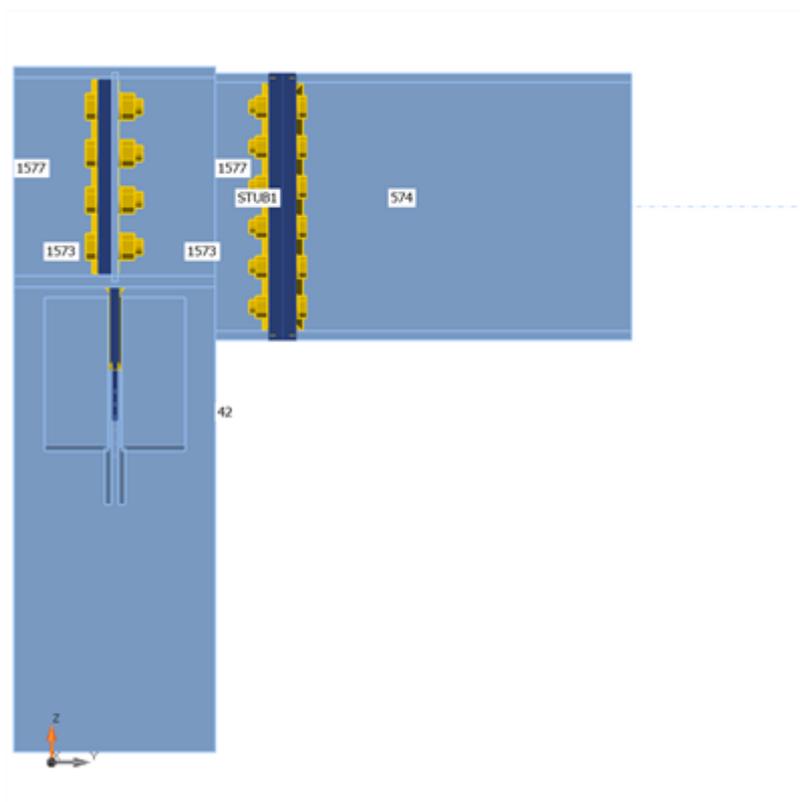
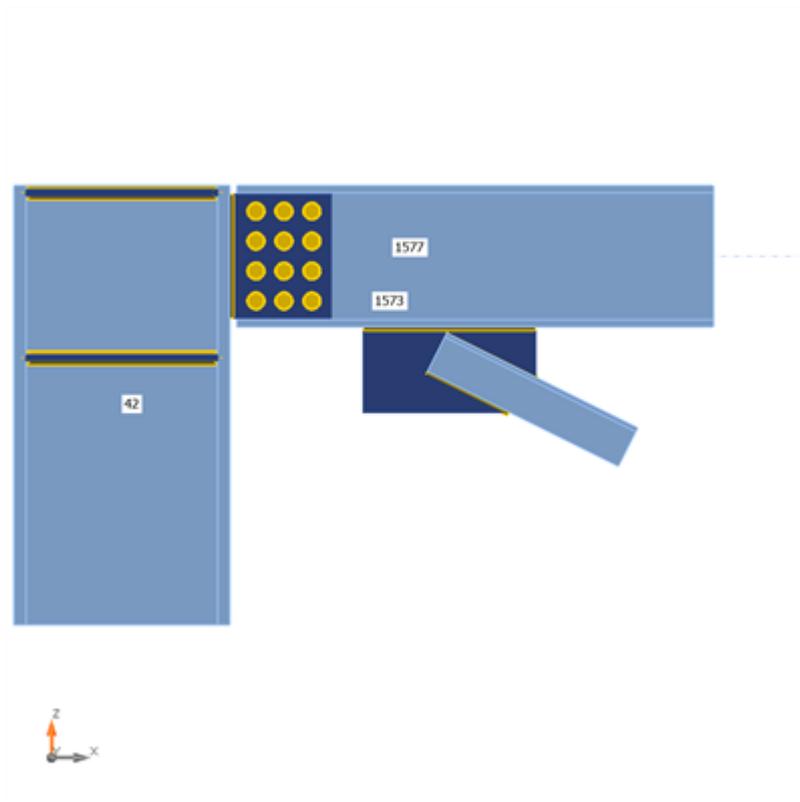
Conception

Nom 66
Description
Analyse Contrainte, déformation/ charges en équilibre

Poutres et poteaux

Nom	Section transversale	β – Direction [°]	γ – Angle [°]	α – Rotation [°]	Décalage ex [mm]	Décalage ey [mm]	Décalage ez [mm]	Efforts dans
42	1 - HEB500	0.0	0.0	0.0	0	0	0	Position
574	2 - IPE400	0.0	0.0	0.0	0	0	-210	Position
1573	3 - L100X10(2Lt(L100X10))	0.0	0.0	0.0	0	0	0	Position
1577	4 - HEA340	0.0	0.0	0.0	0	0	-165	Position





Sections transversales

Nom	Matériau
1 - HEB500	S275
2 - IPE400	S275
3 - L100X10(2Lt(L100X10))	S275
4 - HEA340	S275

Sections transversales

Nom	Matériau	Dessin
1 - HEB500	S275	
2 - IPE400	S275	
3 - L100X10(2Lt(L100X10))	S275	
4 - HEA340	S275	

Boulons

Nom	Groupe de boulons	Diamètre [mm]	fu [MPa]	Superficie brute [mm ²]
M20 10.9	M20 10.9	20	1000.0	314
M24 10.9	M24 10.9	24	1000.0	452

Chargements (efforts en équilibre)

Nom	Élément	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
0.8G+Ex	42	190.0	5.8	-68.2	0.0	177.6	5.1
	574	0.0	0.0	-20.9	0.0	21.9	0.0
	1573	-289.9	0.3	0.0	0.0	0.0	0.0
	1577	0.0	0.0	-26.0	0.0	28.1	0.0
0.8G+Ey	42	191.2	12.9	-1.5	0.0	140.3	19.3
	574	0.0	0.0	-17.3	0.0	5.2	0.0
	1573	-281.0	0.3	0.0	0.0	0.0	0.0
	1577	0.0	0.0	-29.0	0.0	37.7	0.0
1.35G+1.5Q	42	389.6	2.6	71.1	0.0	231.7	-7.7
	574	0.0	0.0	-45.1	0.0	62.7	0.0
	1573	-539.3	0.5	0.0	0.0	0.0	0.0
	1577	0.0	0.0	-60.1	0.0	84.7	0.0
G+Q	42	284.7	1.9	52.0	0.0	169.3	-5.7
	574	0.0	0.0	-33.0	0.0	45.9	0.0
	1573	-394.0	0.4	0.0	0.0	0.0	0.0
	1577	0.0	0.0	-43.9	0.0	61.9	0.0
G+Q+Ex	42	274.9	6.4	-52.9	0.0	228.1	3.5
	574	0.0	0.0	-30.7	0.0	35.4	0.0
	1573	-408.0	0.4	0.0	0.0	0.0	0.0
	1577	0.0	0.0	-39.1	0.0	46.7	0.0
G+Q+Ey	42	276.2	13.5	13.7	0.0	190.8	17.7
	574	0.0	0.0	-27.1	0.0	18.7	0.0
	1573	-399.2	0.4	0.0	0.0	0.0	0.0
	1577	0.0	0.0	-42.2	0.0	56.3	0.0

Vérification

Sommaire

Nom	Valeur	Résultat
Analyse	100.0%	OK
Platines	2.8 < 5.0%	OK
Boulons	86.4 < 100%	OK
Soudures	98.1 < 100%	OK
Voilement	Pas calculé	

Platines

Nom	Épaisseur [mm]	Charges	σ_{Ed} [MPa]	ϵ_{PI} [%]	σ_{CEd} [MPa]	Résultat
42-bfl 1	28.0	1.35G+1.5Q	157.2	0.0	0.0	OK
42-tfl 1	28.0	1.35G+1.5Q	192.1	0.0	0.0	OK
42-w 1	14.5	1.35G+1.5Q	160.1	0.0	0.0	OK
574-bfl 1	13.5	1.35G+1.5Q	69.1	0.0	0.0	OK
574-tfl 1	13.5	1.35G+1.5Q	33.6	0.0	0.0	OK
574-w 1	8.6	1.35G+1.5Q	94.7	0.0	0.0	OK
1573-bfl 1	10.0	1.35G+1.5Q	156.6	0.0	0.0	OK
1573-w 1	10.0	1.35G+1.5Q	202.2	0.0	0.0	OK
1573-bfl 2	10.0	1.35G+1.5Q	151.5	0.0	0.0	OK
1573-w 2	10.0	1.35G+1.5Q	196.1	0.0	0.0	OK
1577-bfl 1	16.5	1.35G+1.5Q	148.6	0.0	0.0	OK
1577-tfl 1	16.5	1.35G+1.5Q	96.4	0.0	0.0	OK
1577-w 1	9.5	1.35G+1.5Q	281.0	2.8	98.4	OK

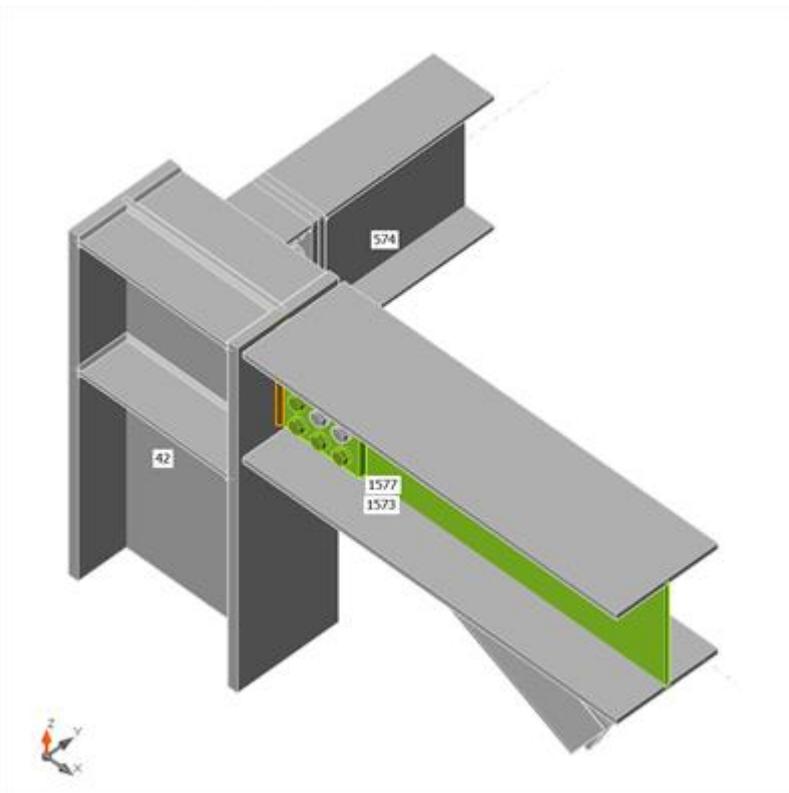
STUB1-bfl 1	13.5	1.35G+1.5Q	96.8	0.0	0.0	OK
STUB1-tfl 1	13.5	1.35G+1.5Q	87.6	0.0	0.0	OK
STUB1-w 1	8.6	1.35G+1.5Q	150.3	0.0	0.0	OK
GUSS1	12.0	1.35G+1.5Q	246.4	0.0	0.0	OK
STUB1-EPa	20.0	1.35G+1.5Q	219.3	0.0	46.4	OK
STUB1-EPb	20.0	1.35G+1.5Q	224.5	0.0	46.4	OK
FP1	20.0	1.35G+1.5Q	275.8	0.4	98.5	OK
RAID1a	13.5	1.35G+1.5Q	68.6	0.0	0.0	OK
RAID1b	13.5	1.35G+1.5Q	76.8	0.0	0.0	OK
RAID1c	13.5	1.35G+1.5Q	64.0	0.0	0.0	OK
RAID1d	13.5	1.35G+1.5Q	78.3	0.0	0.0	OK

Données de conception

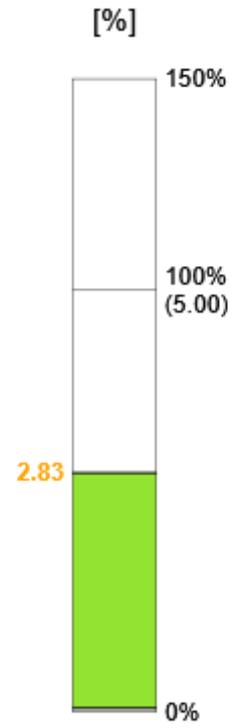
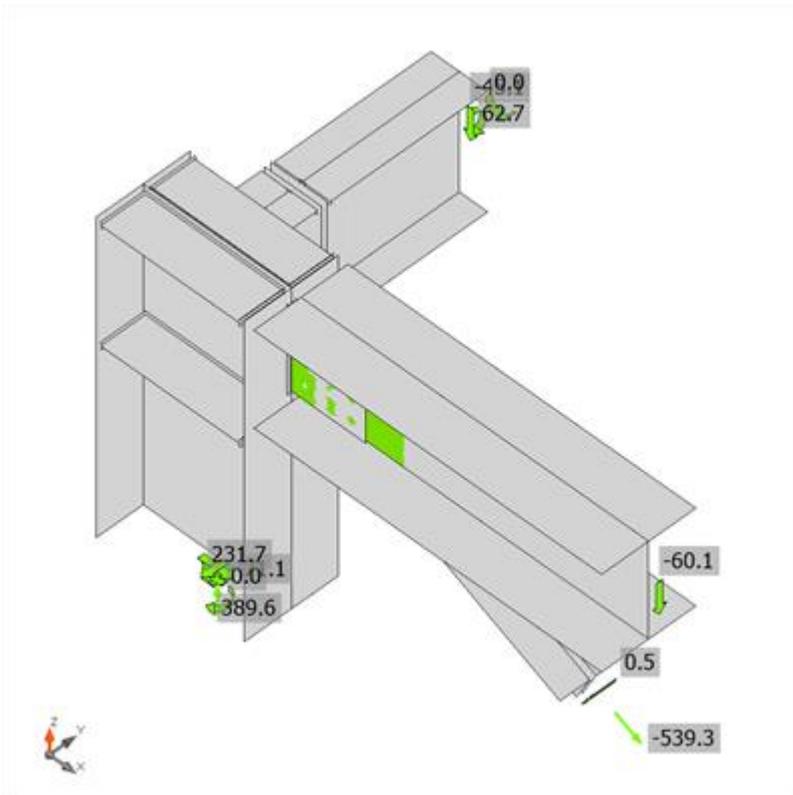
Matériau	f_y [MPa]	ϵ_{lim} [%]
S275	275.0	5.0

Explication des symboles

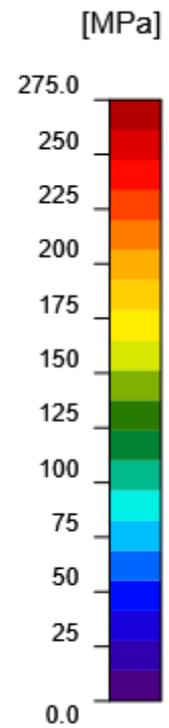
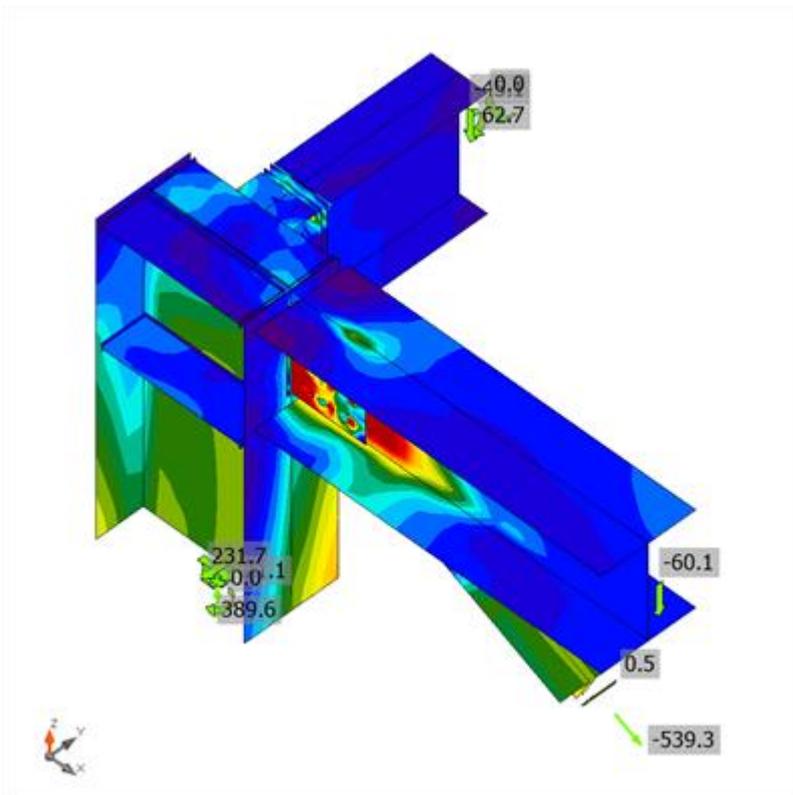
- ϵ_{Pl} Déformation
- σ_{Ed} Contrainte éq.
- σ_{CEd} Contrainte de contact
- f_y Limite d'élasticité
- ϵ_{lim} Déformation plastique limite



Vérification globale, 1.35G+1.5Q

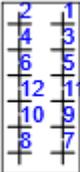


Vérification de déformation, 1.35G+1.5Q



Contrainte équivalente, 1.35G+1.5Q

Boulons

	No m	Class e	Charges	$F_{t,E d}$ [kN]	V [kN]	U_{t_t} [%]	$F_{b,Rd}$ [kN]	U_{t_s} [%]	$U_{t_{ts}}$ [%]	Principes de construction	Résultat
	B1	M20 10.9 - 1	1.35G+1.5 Q	70.1	4.4	41.4	218.0	4.7	34.2	OK	OK
	B2	M20 10.9 - 1	1.35G+1.5 Q	62.0	3.6	36.5	218.0	3.8	29.9	OK	OK
	B3	M20 10.9 - 1	1.35G+1.5 Q	18.2	4.2	10.7	218.0	4.5	12.2	OK	OK
	B4	M20 10.9 - 1	1.35G+1.5 Q	19.0	3.4	11.2	218.0	3.6	11.6	OK	OK
	B5	M20 10.9 - 1	1.35G+1.5 Q	13.4	4.1	7.9	218.0	4.4	10.0	OK	OK
	B6	M20 10.9 - 1	1.35G+1.5 Q	13.4	3.3	7.9	218.0	3.5	9.1	OK	OK
	B7	M20 10.9 - 1	1.35G+1.5 Q	0.7	4.1	0.4	218.0	4.4	4.7	OK	OK
	B8	M20 10.9 - 1	1.35G+1.5 Q	0.6	3.3	0.4	218.0	3.5	3.8	OK	OK
	B9	M20 10.9 - 1	1.35G+1.5 Q	1.4	4.1	0.8	218.0	4.3	4.9	OK	OK
	B10	M20 10.9 - 1	1.35G+1.5 Q	1.3	3.2	0.8	218.0	3.4	4.0	OK	OK
	B11	M20 10.9 - 1	1.35G+1.5 Q	5.9	4.1	3.5	218.0	4.3	6.8	OK	OK
	B12	M20 10.9 - 1	1.35G+1.5 Q	5.9	3.2	3.5	218.0	3.4	5.9	OK	OK
	B13	M24 10.9 - 2	1.35G+1.5 Q	27.7	45.2	12.3	90.1	50.2	41.4	OK	OK
	B14	M24 10.9 - 2	1.35G+1.5 Q	2.6	26.3	1.1	90.1	29.2	20.1	OK	OK
	B15	M24 10.9 - 2	1.35G+1.5 Q	9.1	12.6	4.1	125.3	10.1	12.0	OK	OK
	B16	M24 10.9 - 2	1.35G+1.5 Q	17.2	54.1	7.6	121.7	44.4	44.9	OK	OK
	B17	M24 10.9 - 2	1.35G+1.5 Q	3.8	35.2	1.7	183.8	26.0	27.1	OK	OK
	B18	M24 10.9 - 2	1.35G+1.5 Q	4.8	27.4	2.1	91.0	30.1	21.6	OK	OK
	B19	M24 10.9 - 2	1.35G+1.5 Q	24.4	67.7	10.9	111.3	60.8	57.0	OK	OK

	B20	M24 10.9 - 2	1.35G+1.5 Q	5.3	51. 6	2.4	188. 5	38. 0	39. 6	OK	OK
	B21	M24 10.9 - 2	1.35G+1.5 Q	9.7	46. 5	4.3	91.0	51. 1	37. 1	OK	OK
	B22	M24 10.9 - 2	1.35G+1.5 Q	26. 7	90. 7	11. 9	108. 8	83. 4	74. 6	OK	OK
	B23	M24 10.9 - 2	1.35G+1.5 Q	14. 6	78. 7	6.5	91.0	86. 4	62. 2	OK	OK
	B24	M24 10.9 - 2	1.35G+1.5 Q	48. 5	78. 2	21. 6	91.0	85. 9	71. 8	OK	OK

Données de conception

Nom	$F_{t,Rd}$ [kN]	$B_{p,Rd}$ [kN]	$F_{v,Rd}$ [kN]
M20 10.9 - 1	169.6	396.1	94.2
M24 10.9 - 2	244.4	225.0	135.8

Explication des symboles

- $F_{t,Rd}$ Résistance à la traction du boulon EN 1993-1-8 tab. 3.4
 $F_{t,Ed}$ Effort de traction
 $B_{p,Rd}$ Résistance au cisaillement par poinçonnement
 V Résultante des efforts de cisaillement V_y, V_z dans le boulon
 $F_{v,Rd}$ Résistance au cisaillement du boulon EN_1993-1-8 tableau 3.4
 $F_{b,Rd}$ Résistance à la pression diamétrale de la platine EN 1993-1-8 tab. 3.4
 U_t Usage en traction
 U_s Utilisation en cisaillement

Résultat détaillé pour B23

Vérification de résistance à la traction (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} = 244.4 \text{ kN} \geq F_t = 14.6 \text{ kN}$$

où :

- $k_2 = 0.90$ – Facteur
 $f_{ub} = 1000.0 \text{ MPa}$ – Résistance à la traction ultime du boulon
 $A_s = 353 \text{ mm}^2$ – Zone d'effort de traction du boulon
 $\gamma_{M2} = 1.30$ – Facteur de sécurité

Vérification de résistance au poinçonnement (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$B_{p,Rd} = \frac{\beta_p \alpha_s f_u A}{0.6 \pi d_m t_p} = 225.0 \text{ kN} \geq F_t = 14.6 \text{ kN}$$

où :

- $d_m = 38 \text{ mm}$ – Le moyen des diamètres des cercles inscrit et circonscrit de la tête de boulon ou écrou, la plus petite de ces valeurs étant retenue
 $t_p = 10 \text{ mm}$ – Épaisseur
 $f_u = 430.0 \text{ MPa}$ – Résistance ultime
 $\gamma_{M2} = 1.30$ – Facteur de sécurité

Vérification de résistance au cisaillement (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$F_{v,Rd} = \frac{\beta_p \alpha_s f_u A}{\gamma_{M2}} = 135.8 \text{ kN} \geq V = 78.7 \text{ kN}$$

où :

$\beta_p = 1.00$	– Facteur de réduction
$\alpha_v = 0.50$	– Facteur de réduction
$f_{ub} = 1000.0 \text{ MPa}$	– Résistance à la traction ultime du boulon
$A = 353 \text{ mm}^2$	– Zone d'effort de traction du boulon
$\gamma_{M2} = 1.30$	– Facteur de sécurité

Vérification de résistance à la pression diamétrale (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_v f_u d t}{\gamma_{M2}} = 91.0 \text{ kN} \geq V = 78.7 \text{ kN}$$

où :

$k_1 = \min(2.8 \frac{e_2}{d_0} - 1.7, 1.4 \frac{p_2}{d_0} - 1.7, 2.5) = 2.07$	– Facteur de distance au bord et d'espacement des boulons perpendiculairement à la direction du transfert de charge
$\alpha_b = \min(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1) = 0.58$	– Facteur de pince et d'espacement des boulons dans la direction du transfert de charge
$e_2 = 53 \text{ mm}$	– Distance au bord de la platine perpendiculairement à l'effort de cisaillement
$p_2 = 70 \text{ mm}$	– Entraxe perpendiculairement à l'effort de cisaillement
$d_0 = 26 \text{ mm}$	– Diamètre du trou du boulon
$e_1 = 110 \text{ mm}$	– Distance au bord de la platine dans la direction de l'effort de cisaillement
$p_1 = 65 \text{ mm}$	– Entraxe dans la direction de l'effort de cisaillement
$f_{ub} = 1000.0 \text{ MPa}$	– Résistance à la traction ultime du boulon
$f_u = 430.0 \text{ MPa}$	– Résistance ultime
$d = 24 \text{ mm}$	– Diamètre nominal de moyen d'assemblage
$t = 10 \text{ mm}$	– Épaisseur de la platine
$\gamma_{M2} = 1.30$	– Facteur de sécurité

Interaction de traction et cisaillement (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$U_{ts} = \frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} + \frac{F_{s,Ed}}{1.4F_{s,Rd}} = 62.2 \%$$

Usage en traction

$$U_{tt} = \frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} = 6.5 \%$$

Usage en cisaillement

$$U_{ts} = \frac{V_{Ed}}{\min(F_{t,Rd}; F_{s,Rd})} = 86.4 \%$$

Soudures (Redistribution plastique)

Élémen t	Bord	Ép. gorg e [mm]	Longueu r [mm]	Charges	$\sigma_{w,Ed}$ [MPa]	ϵ_{Pl} [%]	σ_{\perp} [MPa]	$T_{ }$ [MPa]	T_{\perp} [MPa]	Ut [%]	Ut _c [%]	Résulta t
RAID1d	STUB1 -tfl 1	6.0	180	0.8G+Ex								OK
RAID1b	STUB1 -bfl 1	6.0	180	0.8G+Ex								OK
1577- bfl 1	GUSS 1	7.0	400	1.35G+1.5 Q	381.6	0.1	149.9	-131.6	154.0	98.1	45.4	OK
		7.0	400	1.35G+1.5 Q	381.6	0.1	154.2	134.4	-150.2	98.1	46.1	OK
GUSS1	1573- w 2	7.0	233	1.35G+1.5 Q	381.4	0.0	104.9	196.1	-79.8	98.0	52.6	OK
GUSS1	1573- w 2	7.0	212	1.35G+1.5 Q	221.2	0.0	-5.5	-126.8	15.1	56.9	27.3	OK
GUSS1	1573- w 1	7.0	233	1.35G+1.5 Q	381.6	0.1	119.9	191.4	84.4	98.1	55.5	OK
GUSS1	1573- w 1	7.0	212	1.35G+1.5 Q	221.7	0.0	-5.5	-127.0	-15.7	57.0	26.9	OK
STUB1- EPa	574-bfl 1	7.0	180	1.35G+1.5 Q	174.2	0.0	-85.4	2.8	-87.6	44.8	34.8	OK
STUB1- EPa	574-tfl 1	7.0	180	1.35G+1.5 Q	95.4	0.0	47.7	-22.1	-42.2	24.5	14.9	OK
STUB1- EPa	574-w 1	7.0	387	1.35G+1.5 Q	117.3	0.0	-53.8	-30.3	-52.0	30.1	14.6	OK
		7.0	387	1.35G+1.5 Q	116.2	0.0	54.1	-18.0	-56.6	29.9	13.0	OK
STUB1- EPb	STUB1 -bfl 1	7.0	180	1.35G+1.5 Q	188.1	0.0	-94.0	-11.6	-93.4	48.3	36.9	OK
STUB1- EPb	STUB1 -tfl 1	7.0	180	1.35G+1.5 Q	106.7	0.0	72.0	-16.7	-42.3	27.4	16.4	OK
STUB1- EPb	STUB1 -w 1	7.0	387	1.35G+1.5 Q	138.0	0.0	56.3	-47.4	55.2	35.5	13.0	OK
		7.0	387	1.35G+1.5 Q	125.3	0.0	54.1	34.7	-55.3	32.2	11.8	OK
42-w 1	STUB1 -w 1	7.5	373	1.35G+1.5 Q	26.5	0.0	0.9	15.3	1.0	6.8	4.1	OK
		7.5	373	1.35G+1.5 Q	17.6	0.0	3.0	-8.3	5.6	4.5	2.6	OK
42-tfl 1	FP1	7.0	290	1.35G+1.5 Q	381.4	0.0	225.6	87.3	154.6	98.0	37.5	OK
		7.0	290	1.35G+1.5 Q	381.6	0.2	148.6	-85.4	-184.1	98.1	82.6	OK
42-bfl 1	RAID1 a	7.0	143	1.35G+1.5 Q	49.7	0.0	-18.6	26.6	0.7	12.8	12.0	OK
		7.0	143	1.35G+1.5 Q	44.8	0.0	16.4	-15.7	-18.3	11.5	8.6	OK
42-w 1	RAID1 a	7.0	444	1.35G+1.5 Q	56.4	0.0	-3.6	28.2	16.2	14.5	9.0	OK
		7.0	444	1.35G+1.5 Q	69.2	0.0	-16.4	33.4	19.7	17.8	11.2	OK
42-tfl 1	RAID1 a	7.0	143	1.35G+1.5 Q	41.2	0.0	19.8	-3.4	20.6	10.6	8.2	OK
		7.0	143	1.35G+1.5 Q	57.8	0.0	-7.3	32.2	-7.8	14.9	9.8	OK
42-bfl 1	RAID1 b	7.0	143	1.35G+1.5 Q	50.4	0.0	12.7	-24.5	-13.9	13.0	7.2	OK
		7.0	143	1.35G+1.5 Q	51.8	0.0	-20.1	26.8	-6.5	13.3	10.8	OK
42-w 1	RAID1 b	7.0	444	1.35G+1.5 Q	63.4	0.0	-13.4	33.8	-11.8	16.3	13.0	OK

		↗7.0	444	1.35G+1.5 Q	52.4	0.0	-10.3	27.9	10.0	13.5	9.4	OK
42-tfl 1	RAID1 b	↗7.0	143	1.35G+1.5 Q	60.6	0.0	-8.4	31.4	-14.6	15.6	13.1	OK
		↗7.0	143	1.35G+1.5 Q	45.3	0.0	26.2	-20.8	4.7	11.6	9.2	OK
42-bfl 1	RAID1 c	↗7.0	143	1.35G+1.5 Q	23.6	0.0	-8.8	-8.9	-8.9	6.1	3.8	OK
		↗7.0	143	1.35G+1.5 Q	42.9	0.0	8.5	22.7	-8.6	11.0	8.2	OK
42-w 1	RAID1 c	↗7.0	444	1.35G+1.5 Q	38.3	0.0	2.5	-22.1	-1.0	9.8	8.3	OK
		↗7.0	444	1.35G+1.5 Q	48.1	0.0	-0.9	27.6	-2.8	12.4	7.6	OK
42-tfl 1	RAID1 c	↗7.0	143	1.35G+1.5 Q	63.7	0.0	23.8	18.7	28.6	16.4	8.7	OK
		↗7.0	143	1.35G+1.5 Q	73.8	0.0	32.6	-26.2	-27.8	19.0	10.6	OK
42-bfl 1	RAID1 d	↗7.0	143	1.35G+1.5 Q	51.8	0.0	4.2	29.4	4.6	13.3	10.7	OK
		↗7.0	143	1.35G+1.5 Q	48.9	0.0	-0.4	-27.0	-8.4	12.6	8.6	OK
42-w 1	RAID1 d	↗7.0	444	1.35G+1.5 Q	91.4	0.0	18.1	51.2	7.3	23.5	13.0	OK
		↗7.0	444	1.35G+1.5 Q	70.4	0.0	-1.2	-39.5	-9.6	18.1	13.0	OK
42-tfl 1	RAID1 d	↗7.0	143	1.35G+1.5 Q	67.8	0.0	17.1	-30.6	22.3	17.4	10.6	OK
		↗7.0	143	1.35G+1.5 Q	73.5	0.0	18.8	38.7	-13.6	18.9	11.2	OK
RAID1d	STUB1 -w 1	↗7.0	143	1.35G+1.5 Q	67.8	0.0	2.2	39.0	3.1	17.4	12.5	OK
		↗7.0	143	1.35G+1.5 Q	65.8	0.0	3.1	-37.9	-2.2	16.9	12.7	OK
RAID1b	STUB1 -w 1	↗7.0	143	1.35G+1.5 Q	32.3	0.0	-1.8	16.4	-8.7	8.3	4.0	OK
		↗7.0	143	1.35G+1.5 Q	37.9	0.0	-16.6	-17.1	9.7	9.7	4.7	OK

Données de conception

	β_w [-]	$\sigma_{w,Rd}$ [MPa]	0.9σ [MPa]
S275	0.85	389.1	297.7

Explication des symboles

ϵ_{PI}	Déformation
$\sigma_{w,Ed}$	Contrainte équivalente
$\sigma_{w,Rd}$	Résistance aux contraintes équivalentes
σ_{\perp}	Contrainte perpendiculaire
τ_{\parallel}	Contrainte de cisaillement parallèle à l'axe de soudure
τ_{\perp}	Contrainte de cisaillement perpendiculaire à l'axe de soudure
0.9σ	Résistance de contrainte perpendiculaire – $0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$
β_w	Facteur de corrélation EN 1993-1-8 tab. 4.1
Ut	Utilisation
Utc	Utilisation de capacité de la soudure

Résultat détaillé pour 42-tfl 1 FP1

Vérification de résistance de la soudure (EN 1993-1-8 4.5.3.2)

$$\sigma_{w,Rd} = f_w / (\beta_w \gamma_{M2}) = 389.1 \text{ MPa} \geq \sigma_{w,Ed} = [\sigma_1^2 + 3(\tau_1^2 + \tau_2^2)]^{0.5} = 381.6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 0.9f_w / \gamma_{M2} = 297.7 \text{ MPa} \geq |\sigma_{\perp}| = 148.6 \text{ MPa}$$

où :

$$f_u = 430.0 \text{ MPa} \quad \text{– Résistance ultime}$$

$$\beta_w = 0.85 \quad \text{– facteur de corrélation approprié selon la Table 4.1}$$

$$\gamma_{M2} = 1.30 \quad \text{– Facteur de sécurité}$$

Usage de contrainte

$$U_t = \frac{\sigma_{w,Ed}}{\sigma_{w,Rd}} = \frac{381.6}{389.1} = 98.1 \%$$

Voilement

Analyse de flambement n'a pas été calculée.

Paramétrage de norme

Élément	Valeur	Unité	Référence
γ_{M0}	1.00	-	EN 1993-1-1: 6.1
γ_{M1}	1.00	-	EN 1993-1-1: 6.1
γ_{M2}	1.30	-	EN 1993-1-1: 6.1
γ_{M3}	1.25	-	EN 1993-1-8: 2.2
γ_C	1.50	-	EN 1992-1-1: 2.4.2.4
γ_{Inst}	1.20	-	EN 1992-4: Table 4.1
Coefficient du matériau de scellement β_j	0.67	-	EN 1993-1-8: 6.2.5
Zone effective – influence de taille de maillage	0.10	-	
Coefficient de frottement - béton	0.25	-	EN 1993-1-8
Coefficient de frottement en résistance au glissement	0.30	-	EN 1993-1-8 tab 3.7
Déformation plastique limite	0.05	-	EN 1993-1-5
Évaluation des contraintes de soudure	Redistribution plastique		
Principes de construction	Oui		
Entraxe [d]	2.20	-	EN 1993-1-8: tab 3.3
Pince [d]	1.20	-	EN 1993-1-8: tab 3.3
Résistance à l'éclatement du béton	Les deux		EN 1992-4: 7.2.1.4 and 7.2.2.5
Utiliser α_b calculé dans la vérification de la pression diamétrale.	Oui		EN 1993-1-8: tab 3.4
Béton fissuré	Oui		EN 1992-4
Vérification de déformation locale	Non		CIDECT DG 1, 3 - 1.1
Limite de déformation locale	0.03	-	CIDECT DG 1, 3 - 1.1
Non-linéarité géométrique (GMNA)	Oui		Grandes déformations des sections creuses
Structure contreventée	Non		EN 1993-1-8: 5.2.2.5

Annexe 5

Données du projet

Nom de projet
Numéro du projet
Auteur
Description
Date 5/26/2023
Norme EN

Matériau

Acier , S275
Béton C25/30

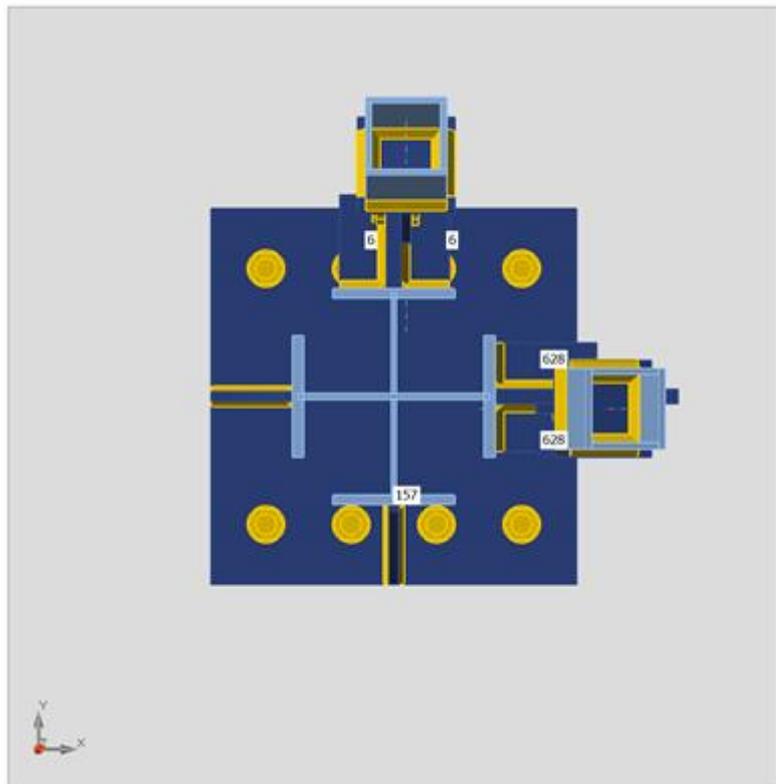
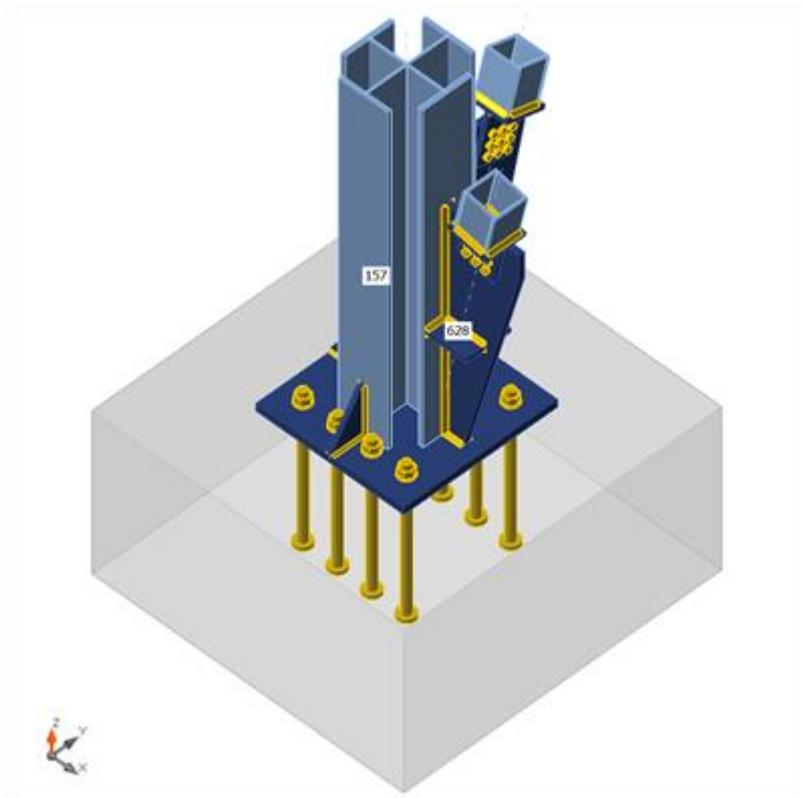
Élément du projet 81

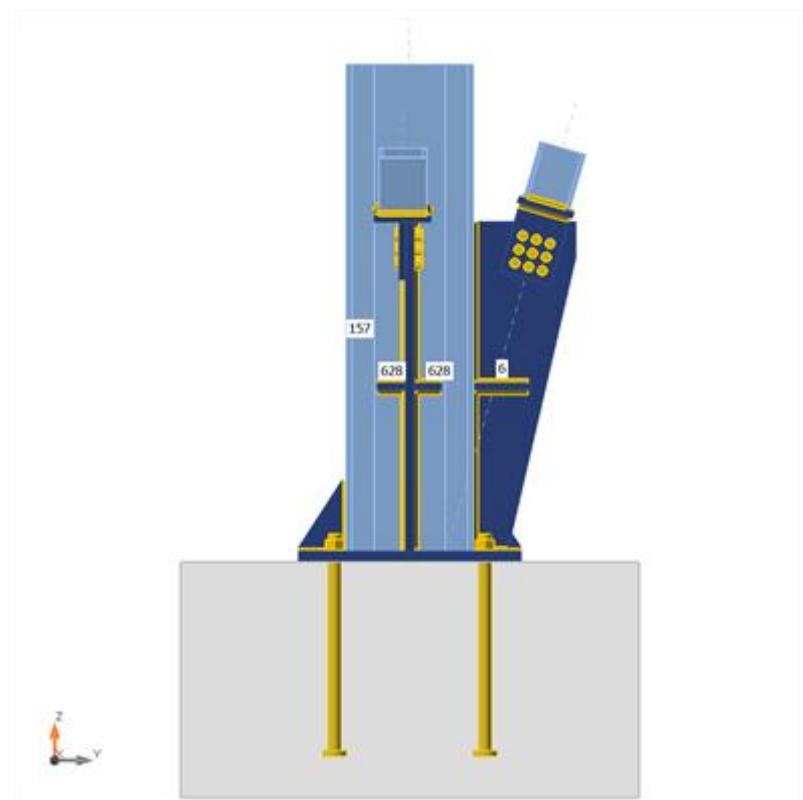
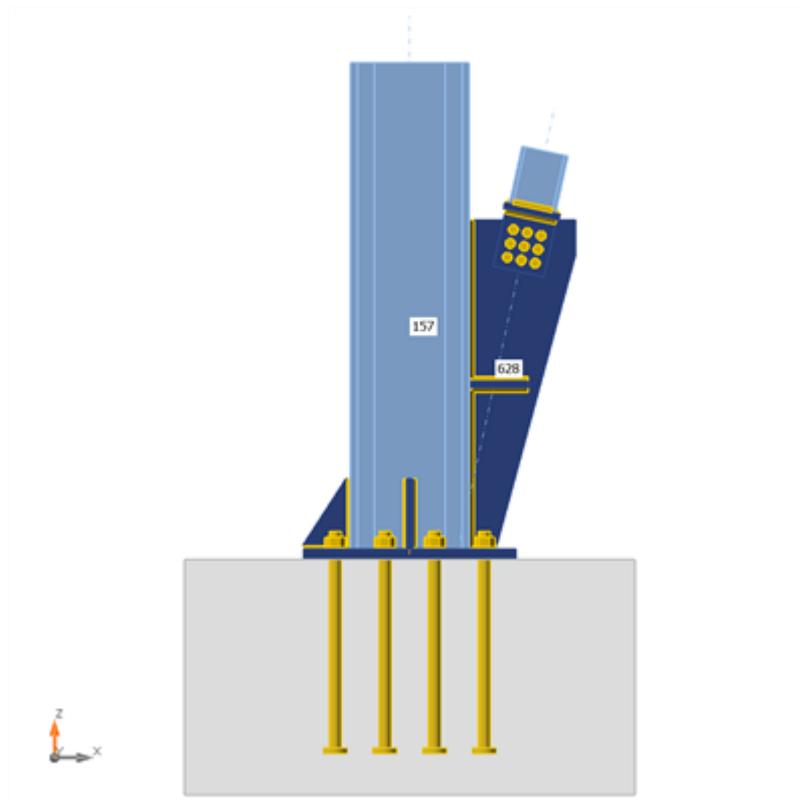
Conception

Nom 81
Description
Analyse Contrainte, déformation/ charges en équilibre

Poutres et poteaux

No m	Section transversale	β – Direction [°]	γ – Angle [°]	α – Rotation [°]	Décalage ex [mm]	Décalage ey [mm]	Décalage ez [mm]	Efforts dans
157	3 - HEB500&HEA500	0.0	0.0	0.0	0	0	0	Position
6	2 - TUBO200X200X15(BoxFI200x(200/200))	0.0	0.0	0.0	0	0	-150	Position
628	2 - TUBO200X200X15(BoxFI200x(200/200))	0.0	0.0	0.0	0	0	-200	Position





Sections transversales

Nom	Matériau
3 - HEB500&HEA500	S275, S275, S275
2 - TUBO200X200X15(BoxFI200x(200/200))	S275

Sections transversales

Nom	Matériau	Dessin
3 - HEB500&HEA500	S275, S275, S275	
2 - TUBO200X200X15(BoxFI200x(200/200))	S275	

Tiges/Boulons

Nom	Groupe de boulons	Diamètre [mm]	fu [MPa]	Superficie brute [mm ²]
M52 6.8	M52 6.8	52	600.0	2124
M24 10.9	M24 10.9	24	1000.0	452

Chargements (efforts en équilibre)

Nom	Élément	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
0.8G+Ex	157	1302.0	-25.9	63.0	0.0	-195.4	-87.1
	6	203.7	-3.0	7.6	0.8	-13.9	-9.9
	628	346.7	-1.4	6.4	0.3	-14.8	-5.2
0.8G+Ey	157	3071.5	-56.3	21.0	0.0	-64.0	-209.4
	6	848.3	-1.0	9.7	0.3	-21.6	-3.2
	628	310.5	-3.3	6.4	0.8	-9.6	-12.9
1.35G+1.5Q	157	-1506.8	-2.0	4.4	0.0	-6.2	-3.2
	6	-130.5	-0.1	-4.1	0.0	5.4	-0.2
	628	-242.5	0.1	-1.9	0.0	2.5	0.1
G+Q	157	-1093.8	-1.5	3.2	0.0	-4.5	-2.4
	6	-94.3	-0.1	-3.0	0.0	4.0	-0.1
	628	-174.8	0.1	-1.4	0.0	1.8	0.1
G+Q+Ex	157	922.4	-26.2	64.2	0.0	-197.1	-87.5
	6	167.5	-3.0	6.6	0.8	-12.7	-9.9
	628	277.3	-1.4	6.1	0.3	-14.4	-5.2
G+Q+Ey	157	2691.8	-56.6	22.2	0.0	-65.7	-209.9
	6	812.0	-1.0	8.7	0.3	-20.3	-3.3
	628	241.1	-3.3	6.1	0.8	-9.2	-12.9

Fondation

Élément	Valeur	Unité
BdB 1		
Dimensions	1935 x 1900	mm
Profondeur	1000	mm
Ancrage	M52 6.8	
Longueur de l'ancrage	800	mm
Transfert d'effort de cisaillement	Tiges	

Vérification

Sommaire

Nom	Valeur	Résultat
Analyse	100.0%	OK
Platines	1.2 < 5.0%	OK
Boulons	85.0 < 100%	OK
Tiges	98.8 < 100%	OK
Soudures	98.1 < 100%	OK
Bloc de béton	52.7 < 100%	OK
Voilement	Pas calculé	

Platines

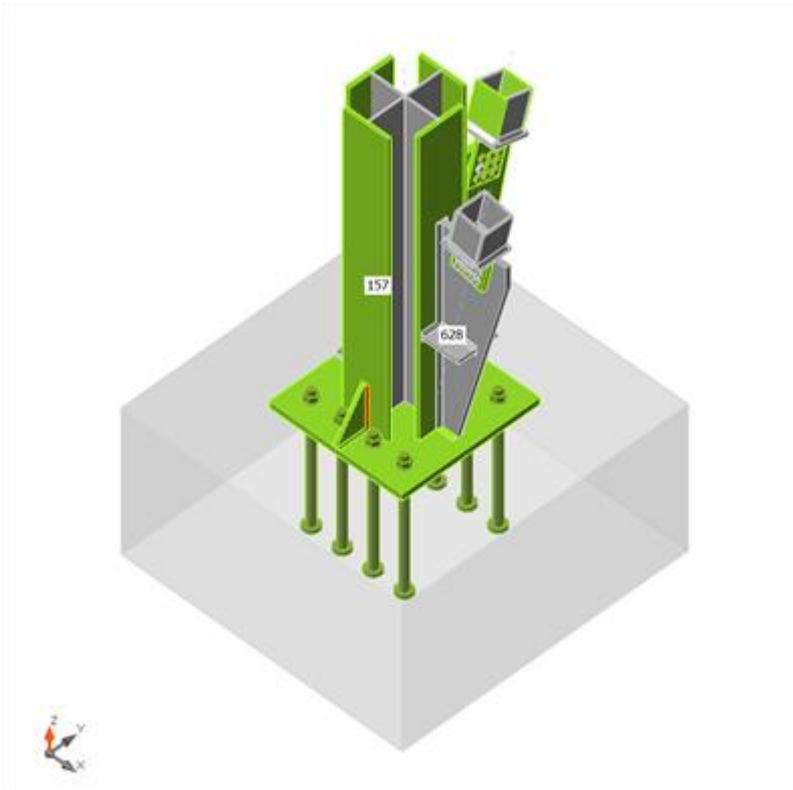
Nom	Matériau	Épaisseur [mm]	Charges	σ_{Ed} [MPa]	ϵ_{pl} [%]	$\sigma_{C_{Ed}}$ [MPa]	Résultat
157-bfl 1	S275	28.0	0.8G+Ey	275.7	0.3	0.0	OK
157-tfl 1	S275	28.0	0.8G+Ey	276.1	0.5	0.0	OK
157-w 1	S275	14.5	0.8G+Ey	107.1	0.0	0.0	OK
157-tfl 2	S275	23.0	0.8G+Ey	275.8	0.4	0.0	OK
157-w 2	S275	12.0	0.8G+Ey	201.8	0.0	0.0	OK
157-tfl 3	S275	23.0	0.8G+Ey	276.2	0.6	0.0	OK
157-w 3	S275	12.0	0.8G+Ey	275.0	0.0	0.0	OK
6-tfl 1	S275	15.0	0.8G+Ey	275.0	0.0	0.0	OK
6-bfl 1	S275	15.0	0.8G+Ey	275.1	0.1	0.0	OK
6-w 1	S275	15.0	0.8G+Ey	161.0	0.0	0.0	OK
6-w 2	S275	15.0	0.8G+Ey	172.7	0.0	0.0	OK
628-tfl 1	S275	15.0	0.8G+Ey	124.6	0.0	0.0	OK
628-bfl 1	S275	15.0	0.8G+Ex	146.3	0.0	0.0	OK
628-w 1	S275	15.0	0.8G+Ex	51.7	0.0	0.0	OK
628-w 2	S275	15.0	0.8G+Ey	87.6	0.0	0.0	OK
BP1	S275 - 1	45.0	0.8G+Ey	303.1	0.3	0.0	OK
SP1	S275	35.0	0.8G+Ex	168.6	0.0	6.9	OK
CPL1a	S275	25.0	0.8G+Ey	125.9	0.0	0.0	OK
CPL1b	S275	25.0	G+Q+Ey	277.5	1.2	25.1	OK
SP2	S275	35.0	0.8G+Ey	275.5	0.2	17.6	OK
CPL2a	S275	25.0	0.8G+Ey	229.2	0.0	0.0	OK
CPL2b	S275	25.0	0.8G+Ey	275.9	0.4	48.1	OK
SP3	S275	25.0	1.35G+1.5Q	15.8	0.0	0.0	OK
SP4	S275	25.0	1.35G+1.5Q	12.8	0.0	0.0	OK
SP5	S275	25.0	0.8G+Ey	61.8	0.0	0.0	OK
SP6	S275	25.0	0.8G+Ey	52.5	0.0	0.0	OK
ÉLAR1a	S275	25.0	0.8G+Ey	128.5	0.0	0.0	OK
ÉLAR1b	S275	25.0	0.8G+Ey	138.2	0.0	0.0	OK
ÉLAR1c	S275	25.0	0.8G+Ey	243.6	0.0	0.0	OK

Données de conception

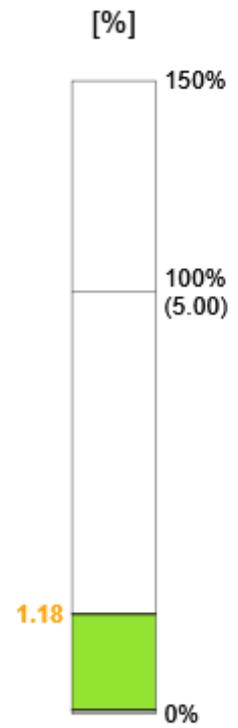
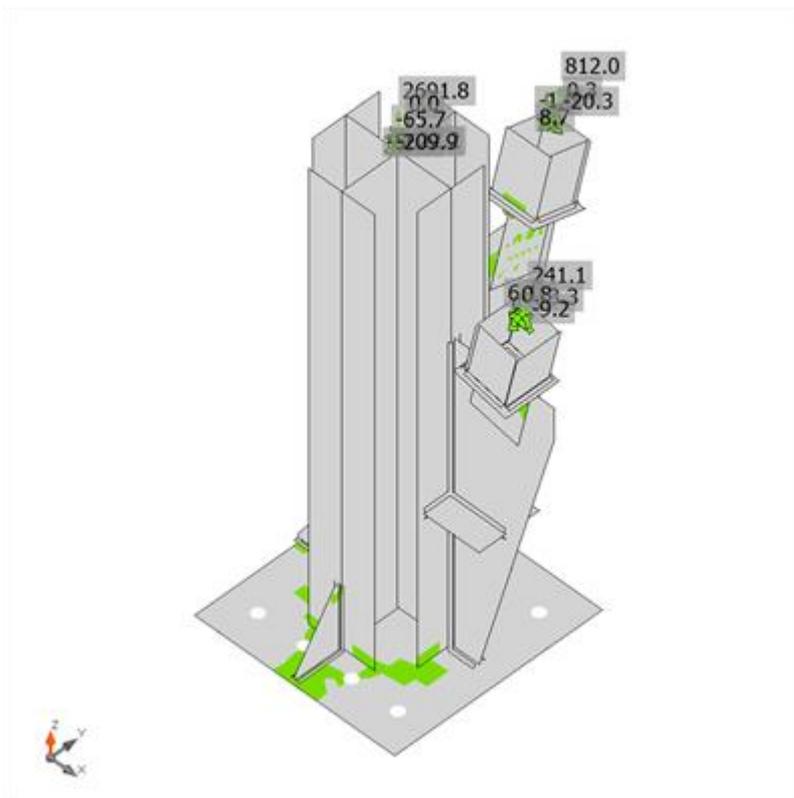
Matériau	f_y [MPa]	ϵ_{lim} [%]
S275	275.0	5.0
S275 - 1	302.5	5.0

Explication des symboles

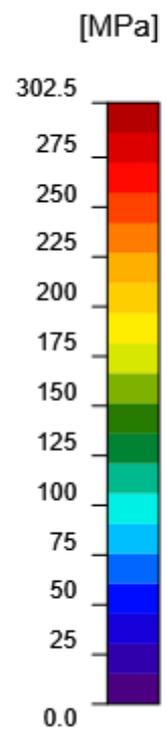
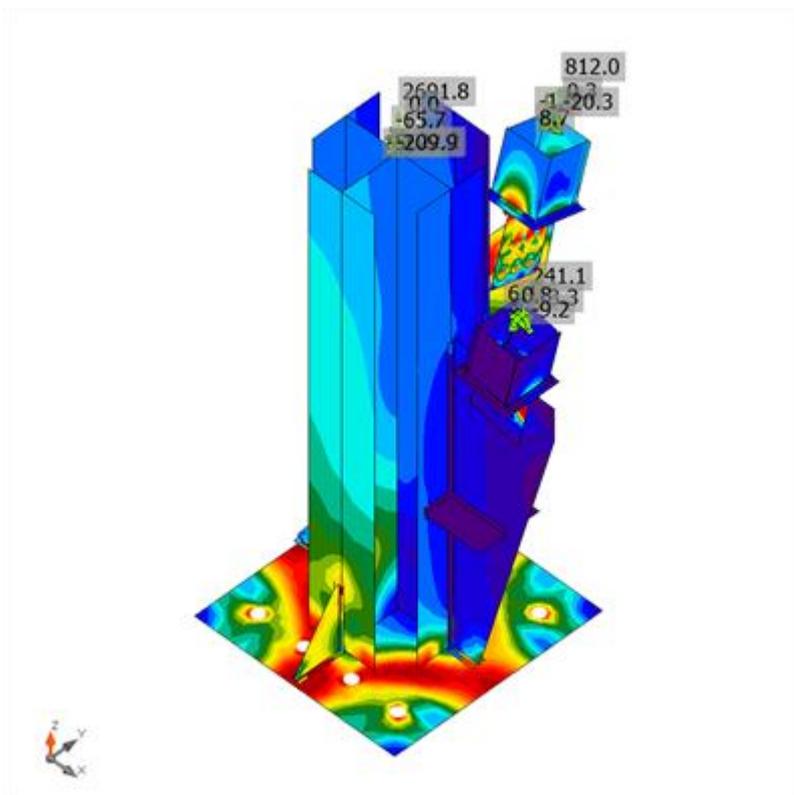
- ϵ_{Pl} Déformation
- σ_{Ed} Contrainte éq.
- σ_{CEd} Contrainte de contact
- f_y Limite d'élasticité
- ϵ_{lim} Déformation plastique limite



Vérification globale, G+Q+Ey

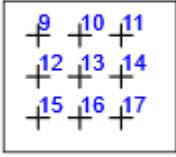
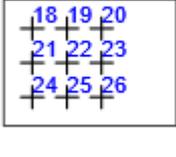


Vérification de déformation, G+Q+Ey



Contrainte équivalente, G+Q+Ey

Boulons

	Nom	Charges	F _{t,Ed} [kN]	V [kN]	Ut _t [%]	F _{b,Rd} [kN]	Ut _s [%]	Ut _{ts} [%]	Principes de construction	Résultat
	B9	0.8G+Ex	20.1	32.3	7.9	202.5	22.9	28.5	OK	OK
	B10	0.8G+Ex	0.0	30.8	0.0	164.1	21.8	21.8	OK	OK
	B11	0.8G+Ey	57.0	45.5	22.4	164.1	32.2	48.2	OK	OK
	B12	0.8G+Ex	13.0	37.7	5.1	202.5	26.7	30.3	OK	OK
	B13	0.8G+Ex	0.0	35.9	0.0	164.1	25.5	25.5	OK	OK
	B14	0.8G+Ey	42.8	44.6	16.8	164.1	31.6	43.6	OK	OK
	B15	0.8G+Ex	13.1	46.4	5.2	202.5	32.8	36.5	OK	OK
	B16	0.8G+Ex	0.0	45.1	0.0	164.1	31.9	31.9	OK	OK
	B17	0.8G+Ey	48.4	46.3	19.1	164.1	32.8	46.4	OK	OK
	B18	0.8G+Ey	60.1	91.7	23.6	202.5	65.0	81.8	OK	OK
	B19	0.8G+Ey	0.0	87.2	0.0	164.1	61.8	61.8	OK	OK
	B20	0.8G+Ey	0.7	89.3	0.3	164.1	63.3	63.5	OK	OK
	B21	0.8G+Ey	35.4	94.8	13.9	202.5	67.1	77.1	OK	OK
	B22	0.8G+Ey	0.0	89.2	0.0	164.1	63.2	63.2	OK	OK
	B23	0.8G+Ey	2.1	92.7	0.8	164.1	65.7	66.3	OK	OK
	B24	0.8G+Ey	33.8	106.6	13.3	202.5	75.5	85.0	OK	OK
	B25	0.8G+Ey	0.0	101.1	0.0	164.1	71.6	71.6	OK	OK
	B26	0.8G+Ey	0.2	104.1	0.1	164.1	73.7	73.7	OK	OK

Données de conception

Nom	F _{t,Rd} [kN]	B _{p,Rd} [kN]	F _{v,Rd} [kN]
M24 10.9 - 1	254.2	615.8	141.2

Explication des symboles

- F_{t,Rd} Résistance à la traction du boulon EN 1993-1-8 tab. 3.4
- F_{t,Ed} Effort de traction
- B_{p,Rd} Résistance au cisaillement par poinçonnement
- V Résultante des efforts de cisaillement Vy, Vz dans le boulon
- F_{v,Rd} Résistance au cisaillement du boulon EN_1993-1-8 tableau 3.4
- F_{b,Rd} Résistance à la pression diamétrale de la platine EN 1993-1-8 tab. 3.4
- Ut_t Usage en traction
- Ut_s Utilisation en cisaillement

Résultat détaillé pour B24

Vérification de résistance à la traction (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} = 254.2 \text{ kN} \geq F_t = 33.8 \text{ kN}$$

où :

- $k_2 = 0.90$ – Facteur
- $f_{ub} = 1000.0 \text{ MPa}$ – Résistance à la traction ultime du boulon
- $A_s = 353 \text{ mm}^2$ – Zone d'effort de traction du boulon
- $\gamma_{M2} = 1.25$ – Facteur de sécurité

Vérification de résistance au poinçonnement (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$B_{p,Rd} = \frac{0.6 \pi d_m t_p f_{ub}}{\gamma_{M2}} = 615.8 \text{ kN} \geq F_t = 33.8 \text{ kN}$$

où :

- $d_m = 38 \text{ mm}$ – Le moyen des diamètres des cercles inscrit et circonscrit de la tête de boulon ou écrou, la plus petite de ces valeurs étant retenue
- $t_p = 25 \text{ mm}$ – Épaisseur

$$f_u = 430.0 \text{ MPa} \quad \text{– Résistance ultime}$$

$$\gamma_{M2} = 1.25 \quad \text{– Facteur de sécurité}$$

Vérification de résistance au cisaillement (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$F_{v,Rd} = \frac{\beta_p \alpha_v f_u A}{\gamma_{M2}} = 141.2 \text{ kN} \geq V = 106.6 \text{ kN}$$

où :

$$\beta_p = 1.00 \quad \text{– Facteur de réduction}$$

$$\alpha_v = 0.50 \quad \text{– Facteur de réduction}$$

$$f_{ub} = 1000.0 \text{ MPa} \quad \text{– Résistance à la traction ultime du boulon}$$

$$A = 353 \text{ mm}^2 \quad \text{– Zone d'effort de traction du boulon}$$

$$\gamma_{M2} = 1.25 \quad \text{– Facteur de sécurité}$$

Vérification de résistance à la pression diamétrale (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u d t}{\gamma_{M2}} = 202.5 \text{ kN} \geq V = 106.6 \text{ kN}$$

où :

$$k_1 = \min\left(2.8 \frac{e_2}{d_0} - 1.7, 1.4 \frac{p_2}{d_0} - 1.7, 2.5\right) = 1.53$$

$$\alpha_b = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right) = 0.64$$

$$e_2 = 50 \text{ mm}$$

$$p_2 = 60 \text{ mm}$$

$$d_0 = 26 \text{ mm}$$

$$e_1 = 50 \text{ mm}$$

$$p_1 = \infty \text{ mm}$$

$$f_{ub} = 1000.0 \text{ MPa}$$

$$f_u = 430.0 \text{ MPa}$$

$$d = 24 \text{ mm}$$

$$t = 25 \text{ mm}$$

$$\gamma_{M2} = 1.25$$

– Facteur de distance au bord et d'espacement des boulons perpendiculairement à la direction du transfert de charge

– Facteur de pince et d'espacement des boulons dans la direction du transfert de charge

– Distance au bord de la platine perpendiculairement à l'effort de cisaillement

– Entraxe perpendiculairement à l'effort de cisaillement

– Diamètre du trou du boulon

– Distance au bord de la platine dans la direction de l'effort de cisaillement

– Entraxe dans la direction de l'effort de cisaillement

– Résistance à la traction ultime du boulon

– Résistance ultime

– Diamètre nominal de moyen d'assemblage

– Épaisseur de la platine

– Facteur de sécurité

Interaction de traction et cisaillement (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$U_{ts} = \frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4F_{t,Rd}} = 85.0 \%$$

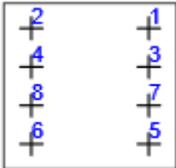
Usage en traction

$$U_{tt} = \frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} = 13.3 \%$$

Usage en cisaillement

$$U_{ts} = \frac{V_{Ed}}{\min(F_{v,Rd}; F_{t,Rd})} = 75.5 \%$$

Tiges

Forme	Élément	Charges	N_{Ed} [kN]	V_{Ed} [kN]	$N_{Rd,p}$ [kN]	$N_{Rd,cb}$ [kN]	U_{ts} [%]	U_{ts} [%]	U_{ts} [%]	Principes de construction	Résultat
	A1	0.8G+E y	532.4	42.0	596.9	-	89.2	10.0	84.2	OK	OK
	A2	0.8G+E y	515.0	27.1	596.9	-	86.3	6.4	80.1	OK	OK
	A3	0.8G+E y	589.9	49.0	596.9	-	98.8	11.6	98.8	OK	OK
	A4	0.8G+E y	558.2	25.6	596.9	-	93.5	6.1	90.4	OK	OK
	A5	0.8G+E y	520.3	42.9	596.9	-	87.2	10.2	81.4	OK	OK
	A6	0.8G+E y	502.5	27.8	596.9	-	84.2	6.6	77.2	OK	OK
	A7	0.8G+E y	585.2	49.7	596.9	-	98.0	11.8	97.2	OK	OK
	A8	0.8G+E y	551.0	27.9	596.9	-	92.3	6.6	88.7	OK	OK

Données de conception

Classe	$N_{Rd,s}$ [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]
M52 6.8 - 1	597.7	421.9

Explication des symboles

- N_{Ed} Effort de traction
- V_{Ed} Résultante des efforts de cisaillement V_y, V_z dans le boulon
- $N_{Rd,p}$ Résistance de conception en cas de rupture de béton par arrachement - EN1992-4 - Cl. 7.2.1.5
- $N_{Rd,cb}$ Résistance de conception en cas de rupture de béton par éclatement latéral - EN1992-4 - Cl. 7.2.1.8
- U_{ts} Usage en traction
- U_{ts} Utilisation en cisaillement
- U_{ts} Utilisation en traction et cisaillement
- $N_{Rd,s}$ Résistance à la traction de conception de moyen d'assemblage en cas de rupture d'acier - EN1992-4 - Cl. 7.2.1.3
- $V_{Rd,s}$ Résistance au cisaillement de conception en cas de rupture d'acier - EN1992-4 - Cl. 7.2.2.3.1

Résultat détaillé pour A3

Résistance à la traction de la tige (EN1992-4 - Cl. 7.2.1.3)

$$N_{Rd,s} = \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} = 597.7 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 589.9 \text{ kN}$$

$$N_{Rk,s} = c \cdot A_s \cdot f_{uk} = 896.6 \text{ kN}$$

Où :

- $c = 0.85$ – facteur de réduction pour un filet coupé
- $A_s = 1758 \text{ mm}^2$ – surface d'effort de traction
- $f_{uk} = 600.0 \text{ MPa}$ – résistance minimale à la traction du boulon
- $\gamma_{Ms} = 1.50$ – coefficient de sécurité pour acier

$$\gamma_{Ms} = 1.2 \cdot \frac{f_{yk}}{f_{yk}} \geq 1.4$$

, où :

$$f_{yk} =$$

480.0 MPa – limite d'élasticité minimale du boulon

Résistance à l'arrachement du béton (EN1992-4 - Cl. 7.2.1.5)

$$\frac{N_{Rd,p}}{\gamma_{Mc}} = 596.9 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 589.9 \text{ kN}$$

$$N_{Rk,p} = k_2 \cdot A_h \cdot f_{ck} = 1074.4 \text{ kN}$$

Où :

$$k_2 = 7.50 \quad \text{-- coefficient pour béton fissuré/non fissuré}$$

$$A_h = 5730 \text{ mm}^2 \quad \text{-- surface de la tête de la fixation qui porte la charge}$$

$$A_h = \frac{\pi}{4} \cdot (d_h^2 - d^2)$$

, où :

$$d_h =$$

$$100 \text{ mm}$$

$$\leq 6 \cdot t_h + d$$

– taille efficace de rondelle, où :

$$t_h \geq \frac{d_h - d}{6} =$$

8 mm – épaisseur de la tête de la fixation à tête

$$d =$$

52 mm – diamètre de tige de la fixation

$$f_{ck} = 25.0 \text{ MPa} \quad \text{-- résistance à la compression de béton}$$

$$\gamma_{Mc} = 1.80 \quad \text{-- coefficient de sécurité pour béton}$$

Résistance à l'éclatement latéral du béton (EN1992-4 - Cl. 7.2.1.8)

La vérification de rupture de béton par éclatement latéral n'est pas exigée si la distance au bord est $c_1 > 0,5 h_{ef}$.

Résistance au cisaillement (EN1992-4 - Cl.7.2.2.3.1)

$$\frac{V_{Rd,s}}{\gamma_{Ms}} = 421.9 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 49.0 \text{ kN}$$

$$V_{Rk,s} = k_7 \cdot V_{Rk,s}^0 = 527.4 \text{ kN}$$

Où :

$$k_7 = 1.00 \quad \text{-- coefficient de ductilité de tige en acier}$$

$$k_7 = \begin{cases} 0.8, & A < 0.08 \\ 1.0, & A \geq 0.08 \end{cases}$$

, où :

$$A =$$

0.08 – allongement de classe des boulons pendant une rupture

$$V_{Rk,s}^0 = 527.4 \text{ kN} \quad \text{-- résistance au cisaillement caractéristique}$$

$$V_{Rk,s}^0 = k_6 \cdot A_s \cdot f_{uk}$$

, où :

$$k_6 =$$

0.50 – coefficient de résistance de tige en cisaillement

$$A_s =$$

1758 mm² – surface d'effort de traction

$$f_{uk} =$$

600.0 MPa – résistance ultime spécifique de la tige en acier

$$\gamma_{Ms} = 1.25 \quad \text{-- coefficient de sécurité pour acier}$$

Interaction des résistances à la traction et au cisaillement dans l'acier (EN 1992-4 - Tableau 7.3)

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,t}} \right)^2 + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,s}} \leq 1.0$$

Où :

$$N_{Ed} = 589.9 \text{ kN} \quad \text{-- effort de contrainte de conception}$$

$N_{Rd,s} = 597.7 \text{ kN}$ – résistance à la traction de la fixation

$V_{Ed} = 49.0 \text{ kN}$ – effort de cisaillement de conception

$V_{Rd,s} = 421.9 \text{ kN}$ – résistance au cisaillement de la fixation

Interaction des résistances à la traction et au cisaillement dans le béton (EN 1992-4 - Tableau 7.3)

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,t}}\right)^{1.5} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,t}} \leq 1.0$$

Où :

$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,t}}$ – la plus grande valeur d'utilisation pour des modes de rupture par traction

$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,t}}$ – la plus grande valeur d'utilisation pour des modes de rupture par cisaillement

$\frac{N_{Ed,t}}{N_{Rd,t}} = 0\%$ – rupture par éclatement de béton de tige en traction

$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,p}} = 98\%$ – rupture de béton par arrachement

$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,cb}} = 0\%$ – rupture de béton par éclatement latéral

$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c}} = 0\%$ – rupture du bord de béton

$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,cb}} = 0\%$ – rupture de béton par effet de levier

Ferrailage supplémentaire (EN 1992-4 - Cl. 7.2.1.9; EN 1992-4 - Cl. 7.2.2.6)

Le ferrailage supplémentaire devrait résister à l'effort de 4354.6 kN en traction et 288.5 kN en cisaillement.

Soudures (Redistribution plastique)

Élément	Bord	Ép. gorge [mm]	Longueur [mm]	Charges	$\sigma_{w,Ed}$ [MPa]	ϵ_{Pl} [%]	σ_{\perp} [MPa]	T_{\parallel} [MPa]	T_{\perp} [MPa]	Ut [%]	Ut _c [%]	Résultat
BP1	157-bfl 1	28.0	300	0.8G+Ex								OK
BP1	157-tfl 1	28.0	300	0.8G+Ex								OK
BP1	157-w 1	14.5	472	0.8G+Ex								OK
BP1	157-tfl 2	23.0	300	0.8G+Ex								OK
BP1	157-w 2	12.0	249	0.8G+Ex								OK
BP1	157-tfl 3	23.0	300	0.8G+Ex								OK
BP1	157-w 3	12.0	249	0.8G+Ex								OK
CPL1a	CPL1b	↖15.0↗	220	0.8G+Ex	124.9	0.0	56.2	12.7	63.1	30.9	12.7	OK
		↖15.0↗	220	0.8G+Ex	211.7	0.0	108.8	-25.0	-101.9	52.3	29.0	OK
CPL1a	628-tfl 1	↖15.0↗	200	0.8G+Ey	65.8	0.0	26.7	-5.6	34.3	16.3	9.1	OK
		↖15.0↗	200	0.8G+Ey	76.3	0.0	34.4	-27.0	-28.7	18.9	10.9	OK
CPL1a	628-bfl 1	↖15.0↗	200	0.8G+Ex	91.8	0.0	45.5	24.7	38.9	22.7	13.5	OK
		↖15.0↗	200	0.8G+Ex	85.9	0.0	36.2	12.5	-43.2	21.2	11.5	OK
CPL1a	628-w 1	↖15.0↗	170	0.8G+Ex	18.0	0.0	-5.4	9.8	-1.7	4.5	3.5	OK
		↖15.0↗	170	0.8G+Ex	16.3	0.0	10.1	5.0	-5.4	4.0	3.1	OK
CPL1a	628-w 2	↖15.0↗	170	0.8G+Ey	30.9	0.0	19.8	-7.4	11.5	7.6	6.3	OK
		↖15.0↗	170	0.8G+Ey	26.6	0.0	2.9	13.6	-6.9	6.6	5.8	OK
BP1	SP1	↖15.0↗	113	0.8G+Ey	338.1	0.0	164.6	-88.8	145.6	83.5	54.1	OK
		↖15.0↗	113	0.8G+Ey	301.0	0.0	124.1	67.6	-143.2	74.4	54.4	OK
157-tfl 1	SP1	↖15.0↗	1400	0.8G+Ey	79.7	0.0	0.1	45.9	3.4	19.7	3.7	OK

		↙15.0↘	1400	0.8G+Ey	89.5	0.0	-2.6	-50.0	12.9	22.1	3.8	OK
BP1	SP2	↙15.0↘	144	0.8G+Ey	288.9	0.0	156.0	2.8	-140.3	71.4	53.0	OK
		↙15.0↘	144	0.8G+Ey	242.3	0.0	109.2	3.2	124.8	59.9	46.4	OK
157-tfl 2	SP2	↙15.0↘	1400	0.8G+Ey	109.1	0.0	3.6	-62.1	10.5	27.0	14.2	OK
		↙15.0↘	1400	0.8G+Ey	165.9	0.0	-85.2	-49.4	65.7	41.0	9.8	OK
CPL2a	CPL2b	↙15.0↘	220	0.8G+Ey	371.3	0.0	183.0	27.8	184.4	91.7	45.2	OK
		↙15.0↘	220	0.8G+Ey	364.9	0.0	182.0	-27.1	-180.6	90.2	55.1	OK
CPL2a	6-tfl 1	↙15.0↘	200	0.8G+Ey	157.9	0.0	61.6	-23.5	80.6	39.0	22.4	OK
		↙15.0↘	200	0.8G+Ey	169.1	0.0	90.2	-41.2	-71.5	41.8	26.6	OK
CPL2a	6-bfl 1	↙15.0↘	200	0.8G+Ey	190.9	0.0	101.8	47.8	80.0	47.2	31.3	OK
		↙15.0↘	200	0.8G+Ey	193.3	0.0	76.3	28.4	-98.5	47.8	26.9	OK
CPL2a	6-w 1	↙15.0↘	170	0.8G+Ey	51.4	0.0	-14.7	-28.4	-1.5	12.7	10.9	OK
		↙15.0↘	170	0.8G+Ey	52.1	0.0	32.9	14.6	-18.1	12.9	10.3	OK
CPL2a	6-w 2	↙15.0↘	170	0.8G+Ey	56.9	0.0	35.8	-15.7	20.2	14.1	11.3	OK
		↙15.0↘	170	0.8G+Ey	54.5	0.0	-15.0	30.2	1.5	13.5	11.8	OK
SP1	SP3	↙15.0↘	250	0.8G+Ey	12.8	0.0	-3.6	-4.1	5.8	3.2	1.0	OK
		↙15.0↘	250	0.8G+Ey	9.3	0.0	-2.7	-5.1	-0.7	2.3	1.5	OK
157-tfl 1	SP3	↙15.0↘	120	0.8G+Ey	16.2	0.0	0.1	9.3	1.1	4.0	2.1	OK
		↙15.0↘	120	0.8G+Ey	14.9	0.0	3.4	-8.1	-2.4	3.7	1.6	OK
SP1	SP4	↙15.0↘	250	0.8G+Ey	10.4	0.0	-3.3	-5.5	1.2	2.6	1.5	OK
		↙15.0↘	250	0.8G+Ey	10.2	0.0	-3.6	-4.5	-3.2	2.5	0.9	OK
157-tfl 1	SP4	↙15.0↘	115	0.8G+Ey	8.3	0.0	-4.7	2.3	-3.2	2.0	1.2	OK
		↙15.0↘	115	0.8G+Ey	8.3	0.0	-0.4	4.7	-1.2	2.1	1.5	OK
SP2	SP5	↙15.0↘	233	0.8G+Ey	29.3	0.0	4.3	-16.5	-2.9	7.2	6.0	OK
		↙15.0↘	233	0.8G+Ey	32.7	0.0	-4.4	-18.5	-2.8	8.1	7.2	OK
157-tfl 2	SP5	↙15.0↘	120	0.8G+Ey	28.6	0.0	-12.3	14.8	-1.6	7.1	5.3	OK
		↙15.0↘	120	0.8G+Ey	20.0	0.0	7.1	8.7	6.4	4.9	3.0	OK
SP2	SP6	↙15.0↘	233	0.8G+Ey	41.6	0.0	-18.3	-21.4	-2.7	10.3	7.1	OK
		↙15.0↘	233	0.8G+Ey	29.7	0.0	4.9	-16.5	3.8	7.3	6.2	OK
157-tfl 2	SP6	↙15.0↘	115	0.8G+Ey	15.5	0.0	14.6	-2.7	1.4	4.7	2.6	OK
		↙15.0↘	115	0.8G+Ey	23.6	0.0	-13.0	11.4	-0.2	5.8	4.4	OK
BP1	ÉLAR1a	↙10.0↘	200	0.8G+Ey	149.5	0.0	63.8	-25.6	73.7	36.9	18.4	OK
		↙10.0↘	200	0.8G+Ey	194.5	0.0	86.5	65.2	-76.6	48.1	29.9	OK
157-bfl 1	ÉLAR1a	↙10.0↘	300	0.8G+Ey	167.3	0.0	39.1	83.6	42.8	41.3	15.0	OK
		↙10.0↘	300	0.8G+Ey	174.7	0.0	44.1	-88.9	-40.4	43.2	15.7	OK
BP1	ÉLAR1b	↙10.0↘	200	0.8G+Ey	192.9	0.0	68.2	-80.7	65.9	47.7	31.7	OK
		↙10.0↘	200	0.8G+Ey	151.7	0.0	53.6	60.0	-55.9	37.5	26.6	OK
157-tfl 2	ÉLAR1b	↙10.0↘	300	0.8G+Ey	165.9	0.0	36.4	78.0	51.5	41.0	15.7	OK
		↙10.0↘	300	0.8G+Ey	199.1	0.0	59.7	-100.2	-44.5	49.2	24.7	OK
BP1	ÉLAR1c	↙10.0↘	200	0.8G+Ey	388.1	0.0	175.7	-92.9	176.9	95.9	71.2	OK
		↙10.0↘	200	0.8G+Ey	396.6	0.0	174.0	111.6	-172.9	98.0	76.7	OK
157-tfl 3	ÉLAR1c	↙10.0↘	300	0.8G+Ey	396.9	0.2	101.3	195.7	103.9	98.1	52.6	OK
		↙10.0↘	300	0.8G+Ey	396.9	0.2	104.8	-196.0	-102.3	98.1	54.5	OK

Données de conception

	β_w [-]	$\sigma_{w,Rd}$ [MPa]	0.9σ [MPa]
S275	0.85	404.7	309.6

Explication des symboles

ϵ_{pl}	Déformation
$\sigma_{w,Ed}$	Contrainte équivalente
$\sigma_{w,Rd}$	Résistance aux contraintes équivalentes
σ_{\perp}	Contrainte perpendiculaire
τ_{\parallel}	Contrainte de cisaillement parallèle à l'axe de soudure
τ_{\perp}	Contrainte de cisaillement perpendiculaire à l'axe de soudure
0.9σ	Résistance de contrainte perpendiculaire – $0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$
β_w	Facteur de corrélation EN 1993-1-8 tab. 4.1
U_t	Utilisation
U_{tc}	Utilisation de capacité de la soudure

Résultat détaillé pour 157-tfl 3 ÉLAR1c

Vérification de résistance de la soudure (EN 1993-1-8 4.5.3.2)

$$\sigma_{w,Rd} = f_w / (\beta_w \gamma_{M2}) = 404.7 \text{ MPa} \geq \sigma_{w,Ed} = [\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0.5} = 396.9 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 0.9 f_w / \gamma_{M2} = 309.6 \text{ MPa} \geq |\sigma_{\perp}| = 104.8 \text{ MPa}$$

où :

$$f_u = 430.0 \text{ MPa} \quad \text{– Résistance ultime}$$

$$\beta_w = 0.85 \quad \text{– facteur de corrélation approprié selon la Table 4.1}$$

$$\gamma_{M2} = 1.25 \quad \text{– Facteur de sécurité}$$

Usage de contrainte

$$U_t = \frac{\sigma_{w,Ed}}{\sigma_{w,Rd}} = 98.1 \%$$

Bloc de béton

Élément	Charges	c [mm]	A_{eff} [mm ²]	σ [MPa]	k_j [-]	F_{jd} [MPa]	U_t [%]	Résultat
BdB 1	G+Q+Ex	78	10784	17.7	3.00	33.5	52.7	OK

Explication des symboles

c	Largeur de pression diamétrale
A_{eff}	Zone effective
σ	Contrainte moyenne du béton
k_j	Facteur de concentration
F_{jd}	Résistance à la pression du béton
U_t	Utilisation

Résultat détaillé pour BdB 1

Vérification de résistance à la compression de bloc de béton (EN 1993-1-8 6.2.5)

$$\sigma = \frac{N}{A} = 17.7 \text{ MPa}$$

$$F_{jd} = \alpha_{cc} \beta_j k_j f_{ck} / \gamma_c = 33.5 \text{ MPa}$$

où :

$N = 190.5 \text{ kN}$	– Effort normal de conception
$A_{eff} = 10784 \text{ mm}^2$	– Superficie effective sur laquelle l'effort N de poteau est distribué
$\alpha_{cc} = 1.00$	– Effets sur Fcd à long terme
$\beta_j = 0.67$	– Coefficient du matériau de scellement β_j
$k_j = 3.00$	– Facteur de concentration
$f_{ck} = 25.0 \text{ MPa}$	– Résistance à la compression caractéristique de béton
$\gamma_c = 1.50$	– Facteur de sécurité

Usage de contrainte

$$U_t = \frac{\sigma}{F_{jd}} = 52.7 \%$$

Voilement

Analyse de flambement n'a pas été calculée.

Paramétrage de norme

Élément	Valeur	Unité	Référence
γ_{M0}	1.00	-	EN 1993-1-1: 6.1
γ_{M1}	1.00	-	EN 1993-1-1: 6.1
γ_{M2}	1.25	-	EN 1993-1-1: 6.1
γ_{M3}	1.25	-	EN 1993-1-8: 2.2
γ_c	1.50	-	EN 1992-1-1: 2.4.2.4
γ_{Inst}	1.20	-	EN 1992-4: Table 4.1
Coefficient du matériau de scellement β_j	0.67	-	EN 1993-1-8: 6.2.5
Zone effective – influence de taille de maillage	0.10	-	
Coefficient de frottement - béton	0.25	-	EN 1993-1-8
Coefficient de frottement en résistance au glissement	0.30	-	EN 1993-1-8 tab 3.7
Déformation plastique limite	0.05	-	EN 1993-1-5
Évaluation des contraintes de soudure	Redistribution plastique		
Principes de construction	Oui		
Entraxe [d]	2.20	-	EN 1993-1-8: tab 3.3
Pince [d]	1.20	-	EN 1993-1-8: tab 3.3
Résistance à l'éclatement du béton	Aucun		EN 1992-4: 7.2.1.4 and 7.2.2.5
Utiliser α_b calculé dans la vérification de la pression diamétrale.	Oui		EN 1993-1-8: tab 3.4
Béton fissuré	Oui		EN 1992-4
Vérification de déformation locale	Oui		CIDECT DG 1, 3 - 1.1
Limite de déformation locale	0.03	-	CIDECT DG 1, 3 - 1.1
Non-linéarité géométrique (GMNA)	Oui		Grandes déformations des sections creuses
Structure contreventée	Non		EN 1993-1-8: 5.2.2.5

Annexe 6

Données du projet

Nom de projet
Numéro du projet
Auteur
Description
Date 7/1/2023
Norme EN

Matériau

Acier , S 275

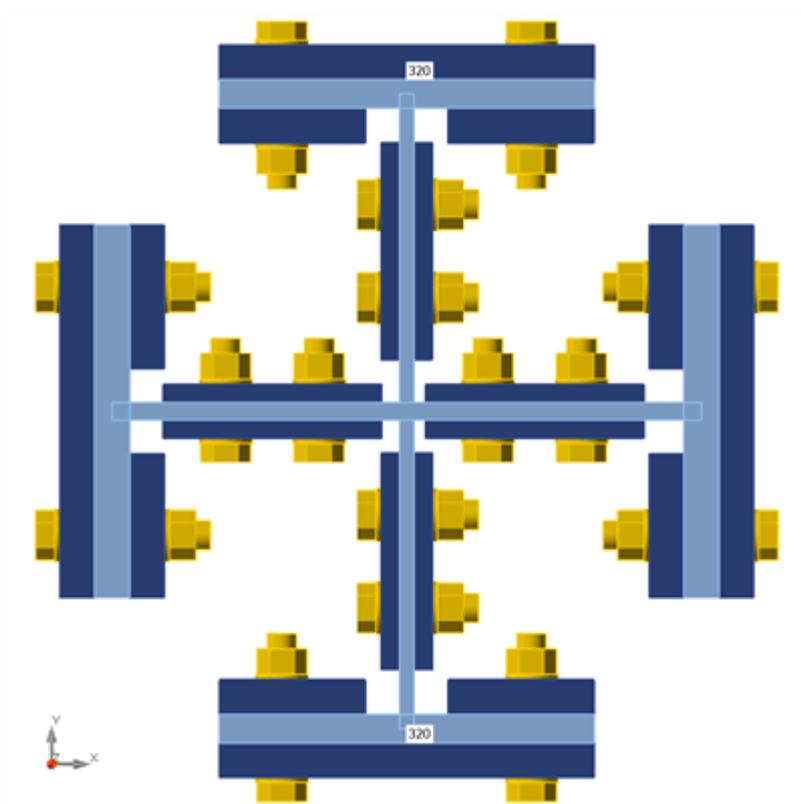
Élément du projet 372

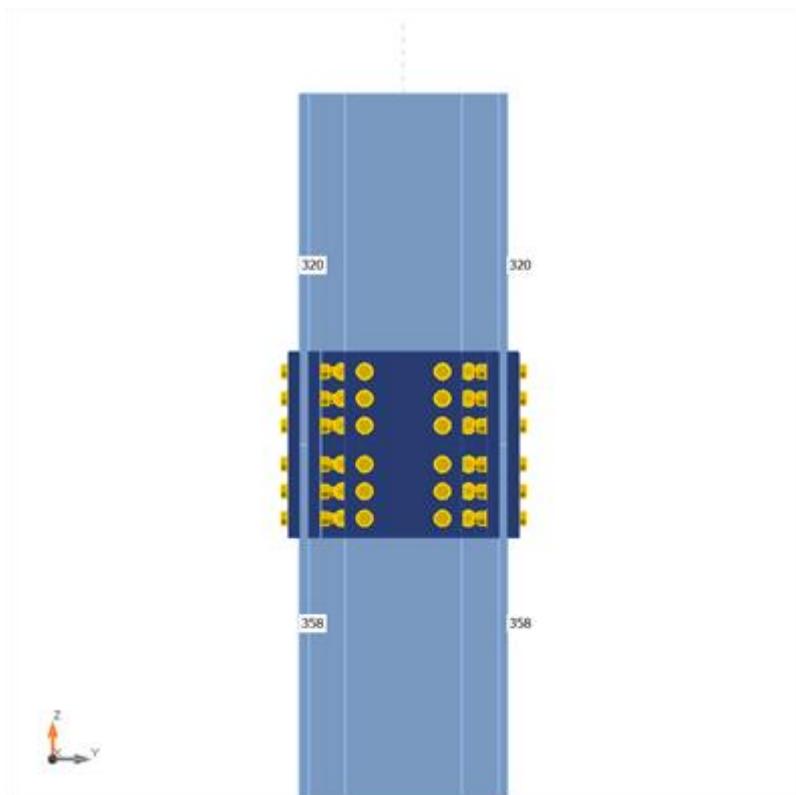
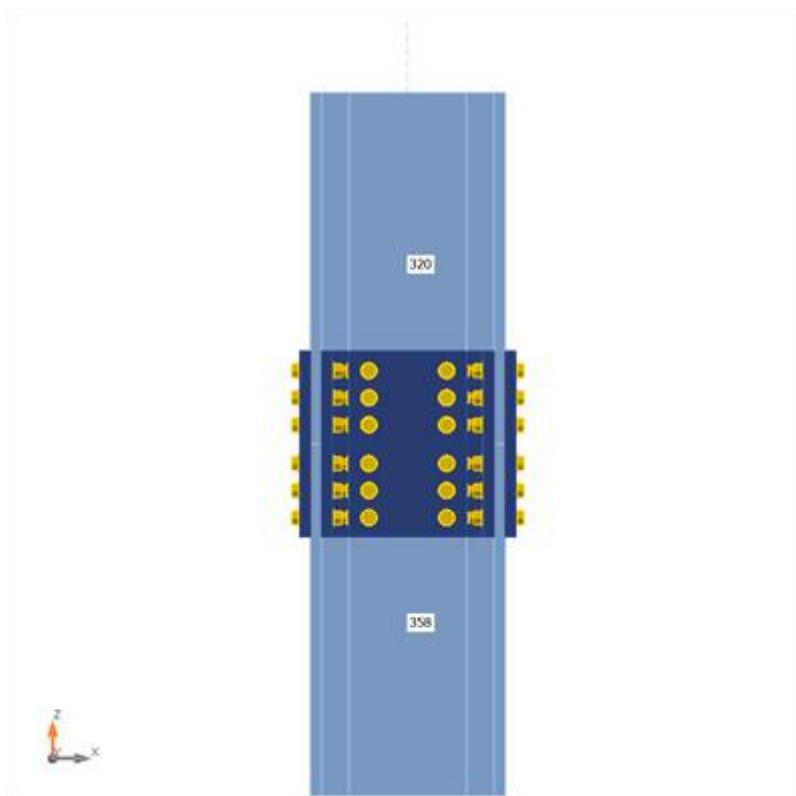
Conception

Nom 372
Description
Analyse Contrainte, déformation/ charges en équilibre

Poutres et poteaux

No m	Section transversale	β – Direction [°]	γ – Angle [°]	α – Rotation [°]	Décalage ex [mm]	Décalage ey [mm]	Décalage ez [mm]	Efforts dans
320	6 - Croix HEB500HEA500(General)	0.0	0.0	0.0	0	0	0	Position
358	6 - Croix HEB500HEA500(General)	0.0	0.0	0.0	0	0	0	Position





Sections transversales

Nom	Matériau
6 - Croix HEB500HEA500(General)	S 275, S 275, S 275

Sections transversales

Nom	Matériau	Dessin
6 - Croix HEB500HEA500(General)	S 275, S 275, S 275	

Boulons

Nom	Groupe de boulons	Diamètre [mm]	fu [MPa]	Superficie brute [mm ²]
M24 10.9	M24 10.9	24	1000.0	452

Chargements (efforts en équilibre)

Nom	Élément	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
0.8G+Ex	320	-509.5	-4.1	88.4	0.0	-171.6	-17.6
	358	603.1	9.5	-40.9	0.0	43.5	34.5
0.8G+Ey	320	-333.1	-32.4	45.7	0.0	-90.5	-89.3
	358	420.3	29.0	-18.5	0.0	7.2	73.2
1.35G+1.5Q	320	-1265.6	16.9	26.3	0.0	-40.3	25.8
	358	1486.9	-10.2	-20.7	0.0	-29.7	16.0
G+0,3Q	320	-791.9	10.0	15.8	0.0	-24.2	14.9
	358	929.7	-5.6	-11.5	0.0	-16.9	8.8
G+Q	320	-917.5	12.2	19.0	0.0	-29.1	18.5
	358	1077.9	-7.3	-14.8	0.0	-21.3	11.4
G+Q+Ex	320	-836.6	0.9	95.9	0.0	-183.0	-9.7
	358	988.0	6.2	-47.6	0.0	34.3	39.8
G+Q+Ey	320	-660.3	-27.4	53.1	0.0	-101.9	-81.4
	358	805.3	25.6	-25.2	0.0	-2.1	78.4

Vérification

Sommaire

Nom	Valeur	Résultat
Analyse	100.0%	OK
Platines	0.0 < 5.0%	OK
Boulons	30.3 < 100%	OK
Voilement	Pas calculé	

Platines

Nom	Épaisseur [mm]	Charges	σ_{Ed} [MPa]	ϵ_{Pl} [%]	$\sigma_{C_{Ed}}$ [MPa]	Résultat
320-bfl 1	28.0	0.8G+Ex	48.6	0.0	3.0	OK
320-tfl 1	28.0	G+Q+Ex	105.8	0.0	4.0	OK
320-w 1	14.5	G+Q+Ex	91.3	0.0	3.0	OK
320-tfl 2	23.0	G+Q+Ey	77.2	0.0	2.2	OK
320-w 2	12.0	1.35G+1.5Q	64.4	0.0	1.7	OK
320-tfl 3	23.0	1.35G+1.5Q	85.1	0.0	2.5	OK
320-w 3	12.0	1.35G+1.5Q	32.0	0.0	0.0	OK
358-bfl 1	28.0	0.8G+Ex	68.4	0.0	16.0	OK
358-tfl 1	28.0	G+Q+Ex	106.7	0.0	5.9	OK
358-w 1	14.5	G+Q+Ex	129.9	0.0	16.7	OK
358-tfl 2	23.0	G+Q+Ey	78.1	0.0	2.5	OK
358-w 2	12.0	G+Q+Ey	70.9	0.0	1.9	OK
358-tfl 3	23.0	1.35G+1.5Q	85.2	0.0	2.8	OK
358-w 3	12.0	1.35G+1.5Q	37.5	0.0	0.2	OK
SPL1a	28.0	G+Q+Ex	64.9	0.0	4.1	OK
SPL1b	28.0	G+Q+Ex	75.0	0.0	6.0	OK
SPL1c	28.0	G+Q+Ex	74.2	0.0	5.7	OK
SPL2a	14.5	G+Q+Ex	71.9	0.0	3.5	OK
SPL2b	14.5	G+Q+Ex	70.5	0.0	3.2	OK
SPL3a	14.5	1.35G+1.5Q	47.5	0.0	2.4	OK
SPL3b	14.5	1.35G+1.5Q	45.2	0.0	3.1	OK
SPL4a	28.0	G+Q+Ey	35.4	0.0	2.3	OK
SPL4b	28.0	G+Q+Ey	39.5	0.0	2.8	OK
SPL4c	28.0	G+Q+Ey	28.3	0.0	2.4	OK
SPL5a	28.0	1.35G+1.5Q	35.8	0.0	2.7	OK
SPL5b	28.0	1.35G+1.5Q	40.3	0.0	3.0	OK
SPL5c	28.0	1.35G+1.5Q	35.4	0.0	2.7	OK
SPL6a	28.0	G+Q+Ex	49.1	0.0	20.8	OK
SPL6b	28.0	0.8G+Ex	47.9	0.0	2.9	OK
SPL6c	28.0	0.8G+Ex	45.5	0.0	3.0	OK
SPL7a	14.5	G+Q+Ex	3.4	0.0	0.8	OK
SPL7b	14.5	G+Q+Ex	9.3	0.0	0.4	OK
SPL8a	14.5	G+Q+Ex	41.2	0.0	3.6	OK
SPL8b	14.5	G+Q+Ex	46.6	0.0	2.2	OK

Données de conception

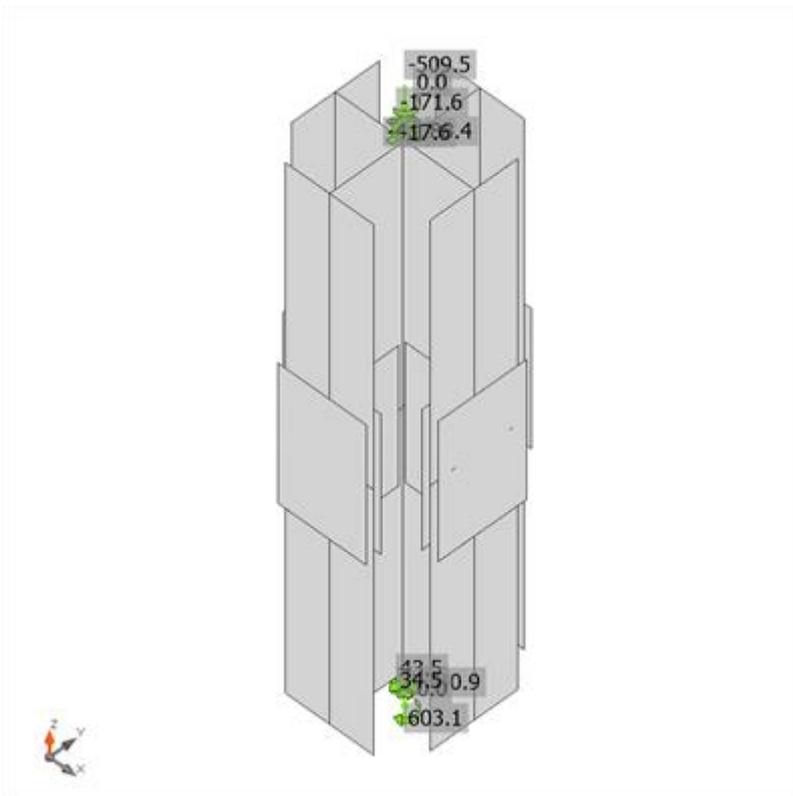
Matériau	f_y [MPa]	ϵ_{lim} [%]
S 275	275.0	5.0

Explication des symboles

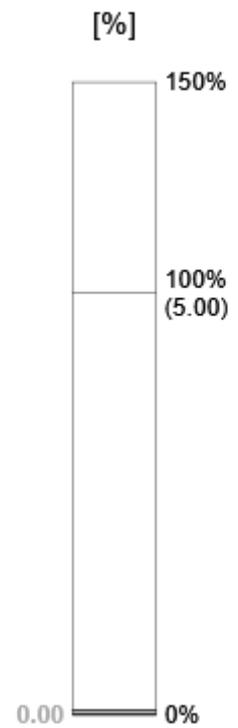
- ϵ_{Pl} Déformation
- σ_{Ed} Contrainte éq.
- $\sigma_{C_{Ed}}$ Contrainte de contact
- f_y Limite d'élasticité
- ϵ_{lim} Déformation plastique limite

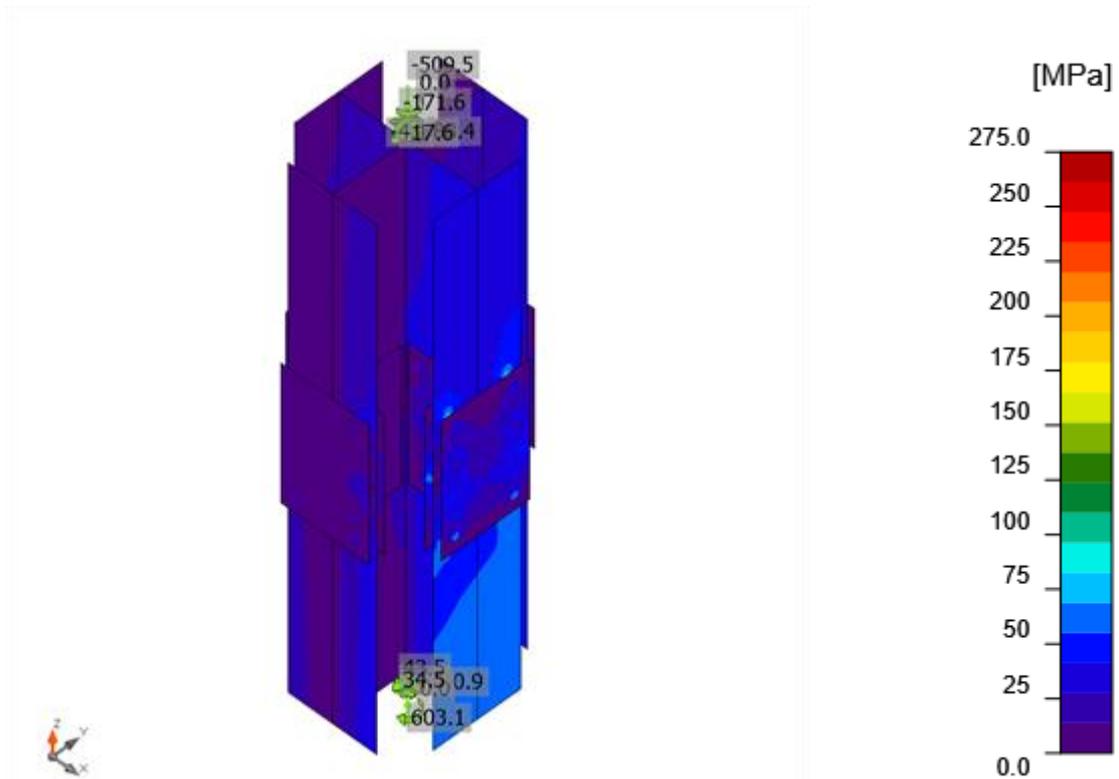


Vérification globale, 0.8G+Ex



Vérification de déformation, 0.8G+Ex

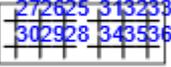
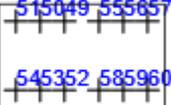
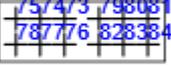




Contrainte équivalente, 0.8G+Ex

Boulons

	Nom	Classe	Charges	F _{t,Ed} [kN]	V [kN]	U _t [%]	F _{b,Rd} [kN]	U _s [%]	U _{ts} [%]	Résultat
	B1	M24 10.9 - 1	G+Q+Ex	12.0	38.1	4.7	374.2	27.0	30.3	OK
	B2	M24 10.9 - 1	G+Q+Ex	4.6	38.6	1.8	374.2	27.3	28.6	OK
	B3	M24 10.9 - 1	G+Q+Ex	1.2	40.2	0.5	577.9	28.5	28.8	OK
	B4	M24 10.9 - 1	G+Q+Ex	11.8	37.7	4.7	374.2	26.7	30.1	OK
	B5	M24 10.9 - 1	G+Q+Ex	4.5	38.2	1.8	374.2	27.1	28.3	OK
	B6	M24 10.9 - 1	G+Q+Ex	1.2	39.9	0.5	577.9	28.2	28.6	OK
	B7	M24 10.9 - 1	G+Q+Ex	11.1	37.1	4.4	374.2	26.3	29.4	OK
	B8	M24 10.9 - 1	G+Q+Ex	3.4	38.6	1.3	374.2	27.3	28.3	OK
	B9	M24 10.9 - 1	G+Q+Ex	0.8	41.2	0.3	577.9	29.2	29.4	OK
	B10	M24 10.9 - 1	G+Q+Ex	11.1	36.8	4.4	374.2	26.0	29.2	OK
	B11	M24 10.9 - 1	G+Q+Ex	3.4	38.2	1.3	374.2	27.1	28.0	OK
	B12	M24 10.9 - 1	G+Q+Ex	0.9	40.9	0.3	577.9	28.9	29.2	OK
	B13	M24 10.9 - 2	G+Q+Ex	2.9	15.2	1.1	181.2	16.8	11.6	OK
	B14	M24 10.9 - 2	G+Q+Ex	0.8	14.8	0.3	181.2	16.4	10.7	OK
	B15	M24 10.9 - 2	G+Q+Ex	1.2	15.8	0.5	279.9	11.2	11.5	OK
	B16	M24 10.9 - 2	G+Q+Ex	2.7	14.1	1.1	181.2	15.5	10.7	OK
	B17	M24 10.9 - 2	G+Q+Ex	0.6	13.9	0.2	181.2	15.3	10.0	OK
	B18	M24 10.9 - 2	G+Q+Ex	0.9	14.6	0.4	279.9	10.5	10.6	OK
	B19	M24 10.9 - 2	1.35G+1.5Q	2.6	15.2	1.0	181.2	16.6	11.5	OK
	B20	M24 10.9 - 2	G+Q+Ex	0.9	18.9	0.4	181.2	20.8	13.6	OK
	B21	M24 10.9 - 2	G+Q+Ex	1.4	20.0	0.6	279.9	14.3	14.6	OK
	B22	M24 10.9 - 2	1.35G+1.5Q	3.5	12.5	1.4	181.2	13.6	9.9	OK
	B23	M24 10.9 - 2	1.35G+1.5Q	0.7	12.2	0.3	181.2	13.2	8.8	OK
	B24	M24 10.9 - 2	1.35G+1.5Q	0.9	13.0	0.4	279.9	9.2	9.4	OK
	B25	M24 10.9 - 2	1.35G+1.5Q	3.5	10.6	1.4	181.2	11.3	8.5	OK
	B26	M24 10.9 - 2	1.35G+1.5Q	0.7	10.3	0.3	181.2	11.0	7.5	OK
	B27	M24 10.9 - 2	1.35G+1.5Q	0.8	10.8	0.3	279.9	7.7	7.9	OK

	B28	M24 10.9 - 2	1.35G+1.5Q	1.9	10.7	0.7	181.2	11.6	8.1	OK
	B29	M24 10.9 - 2	1.35G+1.5Q	0.5	10.4	0.2	181.2	11.3	7.5	OK
	B30	M24 10.9 - 2	1.35G+1.5Q	0.8	10.9	0.3	279.9	7.7	8.0	OK
	B31	M24 10.9 - 2	1.35G+1.5Q	3.1	11.8	1.2	181.2	12.9	9.2	OK
	B32	M24 10.9 - 2	1.35G+1.5Q	0.6	11.5	0.2	181.2	12.4	8.3	OK
	B33	M24 10.9 - 2	1.35G+1.5Q	0.9	12.1	0.4	279.9	8.6	8.8	OK
	B34	M24 10.9 - 2	1.35G+1.5Q	1.9	9.4	0.7	181.2	10.3	7.2	OK
	B35	M24 10.9 - 2	1.35G+1.5Q	0.5	9.3	0.2	181.2	10.0	6.7	OK
	B36	M24 10.9 - 2	1.35G+1.5Q	0.7	9.9	0.3	279.9	7.0	7.2	OK
	B37	M24 10.9 - 1	G+Q+Ey	4.0	14.8	1.6	307.4	10.5	11.6	OK
	B38	M24 10.9 - 1	G+Q+Ey	1.6	14.9	0.6	307.4	10.6	11.0	OK
	B39	M24 10.9 - 1	G+Q+Ey	0.6	15.7	0.2	474.7	11.1	11.3	OK
	B40	M24 10.9 - 1	G+Q+Ey	4.9	21.3	1.9	307.4	15.1	16.5	OK
	B41	M24 10.9 - 1	G+Q+Ey	1.7	21.6	0.7	307.4	15.3	15.8	OK
	B42	M24 10.9 - 1	G+Q+Ey	0.5	23.0	0.2	474.7	16.3	16.4	OK
	B43	M24 10.9 - 1	G+Q+Ey	3.8	14.1	1.5	307.4	10.0	11.0	OK
	B44	M24 10.9 - 1	G+Q+Ey	1.2	14.4	0.5	307.4	10.2	10.5	OK
	B45	M24 10.9 - 1	G+Q+Ey	0.4	15.3	0.2	474.7	10.9	11.0	OK
	B46	M24 10.9 - 1	G+Q+Ey	4.9	21.7	1.9	307.4	15.4	16.7	OK
	B47	M24 10.9 - 1	G+Q+Ey	1.5	22.1	0.6	307.4	15.7	16.1	OK
	B48	M24 10.9 - 1	G+Q+Ey	0.4	23.9	0.2	474.7	16.9	17.0	OK
	B49	M24 10.9 - 1	1.35G+1.5Q	4.9	24.3	1.9	307.4	17.2	18.6	OK
	B50	M24 10.9 - 1	1.35G+1.5Q	1.4	24.5	0.5	307.4	17.4	17.8	OK
	B51	M24 10.9 - 1	1.35G+1.5Q	0.3	25.8	0.1	474.7	18.3	18.4	OK
	B52	M24 10.9 - 1	1.35G+1.5Q	4.5	21.8	1.8	307.4	15.4	16.7	OK
	B53	M24 10.9 - 1	1.35G+1.5Q	1.3	21.9	0.5	307.4	15.5	15.9	OK
	B54	M24 10.9 - 1	1.35G+1.5Q	0.3	23.0	0.1	474.7	16.3	16.4	OK
	B55	M24 10.9 - 1	1.35G+1.5Q	5.0	24.5	1.9	307.4	17.4	18.8	OK
	B56	M24 10.9 - 1	1.35G+1.5Q	1.4	24.8	0.5	307.4	17.6	18.0	OK
	B57	M24 10.9 - 1	1.35G+1.5Q	0.4	26.3	0.1	474.7	18.6	18.7	OK
	B58	M24 10.9 - 1	1.35G+1.5Q	4.5	21.4	1.8	307.4	15.1	16.4	OK
	B59	M24 10.9 - 1	1.35G+1.5Q	1.3	21.6	0.5	307.4	15.3	15.7	OK
	B60	M24 10.9 - 1	1.35G+1.5Q	0.3	22.8	0.1	474.7	16.1	16.2	OK
	B61	M24 10.9 - 1	0.8G+Ex	5.8	15.6	2.3	370.5	11.1	12.7	OK
	B62	M24 10.9 - 1	0.8G+Ex	4.2	16.0	1.6	374.2	11.4	12.5	OK
	B63	M24 10.9 - 1	0.8G+Ex	4.8	16.4	1.9	374.2	11.6	13.0	OK
	B64	M24 10.9 - 1	0.8G+Ex	5.7	16.7	2.2	370.5	11.8	13.4	OK
	B65	M24 10.9 - 1	0.8G+Ex	4.2	17.1	1.6	374.2	12.1	13.3	OK
	B66	M24 10.9 - 1	0.8G+Ex	5.1	17.6	2.0	374.2	12.4	13.9	OK
	B67	M24 10.9 - 1	0.8G+Ex	3.6	14.7	1.4	370.5	10.4	11.5	OK
	B68	M24 10.9 - 1	0.8G+Ex	1.9	16.0	0.8	374.2	11.3	11.9	OK
	B69	M24 10.9 - 1	0.8G+Ex	6.4	17.2	2.5	374.2	12.2	14.0	OK
	B70	M24 10.9 - 1	0.8G+Ex	3.5	15.9	1.4	370.5	11.3	12.3	OK
	B71	M24 10.9 - 1	0.8G+Ex	1.9	17.2	0.8	374.2	12.1	12.7	OK
	B72	M24 10.9 - 1	0.8G+Ex	6.5	18.4	2.6	374.2	13.0	14.9	OK
	B73	M24 10.9 - 2	G+Q+Ex	0.0	0.1	0.0	158.8	0.1	0.1	OK
	B74	M24 10.9 - 2	G+Q+Ex	0.0	0.0	0.0	194.1	0.0	0.0	OK
	B75	M24 10.9 - 2	G+Q+Ex	0.0	0.0	0.0	193.5	0.0	0.0	OK
	B76	M24 10.9 - 2	G+Q+Ex	0.2	0.0	0.1	181.2	0.0	0.1	OK
	B77	M24 10.9 - 2	G+Q+Ex	0.0	0.0	0.0	181.2	0.0	0.0	OK
	B78	M24 10.9 - 2	G+Q+Ex	0.0	0.1	0.0	197.8	0.0	0.0	OK
	B79	M24 10.9 - 2	0.8G+Ey	0.1	0.5	0.0	168.6	0.5	0.4	OK
	B80	M24 10.9 - 2	0.8G+Ey	0.1	0.3	0.0	150.0	0.4	0.2	OK
	B81	M24 10.9 - 2	1.35G+1.5Q	0.0	0.5	0.0	231.7	0.4	0.4	OK
	B82	M24 10.9 - 2	1.35G+1.5Q	0.2	0.5	0.1	148.5	0.6	0.4	OK
	B83	M24 10.9 - 2	0.8G+Ey	0.3	0.3	0.1	150.0	0.3	0.3	OK
	B84	M24 10.9 - 2	G+Q+Ex	0.8	0.3	0.3	231.7	0.2	0.4	OK
B85	M24 10.9 - 2	1.35G+1.5Q	2.2	8.8	0.9	150.0	11.5	6.9	OK	

	B86	M24 10.9 - 2	1.35G+1.5Q	0.5	8.7	0.2	150.0	11.4	6.3	OK
	B87	M24 10.9 - 2	1.35G+1.5Q	0.6	9.4	0.3	231.7	8.0	6.8	OK
	B88	M24 10.9 - 2	1.35G+1.5Q	1.5	8.8	0.6	150.0	11.6	6.7	OK
	B89	M24 10.9 - 2	1.35G+1.5Q	0.4	8.7	0.2	150.0	11.5	6.3	OK
	B90	M24 10.9 - 2	1.35G+1.5Q	0.6	9.3	0.2	231.7	8.0	6.8	OK
	B91	M24 10.9 - 2	1.35G+1.5Q	2.0	9.7	0.8	150.0	13.0	7.5	OK
	B92	M24 10.9 - 2	1.35G+1.5Q	0.4	9.6	0.2	150.0	12.6	6.9	OK
	B93	M24 10.9 - 2	1.35G+1.5Q	0.7	10.3	0.3	231.7	8.7	7.5	OK
	B94	M24 10.9 - 2	G+Q+Ey	1.4	10.0	0.6	150.0	13.1	7.5	OK
	B95	M24 10.9 - 2	G+Q+Ey	0.5	9.6	0.2	150.0	12.4	7.0	OK
	B96	M24 10.9 - 2	G+Q+Ey	0.7	10.4	0.3	231.7	8.6	7.5	OK

Données de conception

Nom	$F_{t,Rd}$ [kN]	$B_{p,Rd}$ [kN]	$F_{v,Rd}$ [kN]
M24 10.9 - 1	254.2	689.7	141.2
M24 10.9 - 2	254.2	357.2	141.2

Explication des symboles

- $F_{t,Rd}$ Résistance à la traction du boulon EN 1993-1-8 tab. 3.4
- $F_{t,Ed}$ Effort de traction
- $B_{p,Rd}$ Résistance au cisaillement par poinçonnement
- V Résultante des efforts de cisaillement V_y, V_z dans le boulon
- $F_{v,Rd}$ Résistance au cisaillement du boulon EN_1993-1-8 tableau 3.4
- $F_{b,Rd}$ Résistance à la pression diamétrale de la platine EN 1993-1-8 tab. 3.4
- U_t Usage en traction
- U_s Utilisation en cisaillement

Résultat détaillé pour B1

Vérification de résistance à la traction (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} = 254.2 \text{ kN} \geq F_t = 12.0 \text{ kN}$$

où :

- $k_2 = 0.90$ – Facteur
- $f_{ub} = 1000.0 \text{ MPa}$ – Résistance à la traction ultime du boulon
- $A_s = 353 \text{ mm}^2$ – Zone d'effort de traction du boulon
- $\gamma_{M2} = 1.25$ – Facteur de sécurité

Vérification de résistance au poinçonnement (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$B_{p,Rd} = \frac{0.6 \pi d_m t_p f_u}{\gamma_{M2}} = 689.7 \text{ kN} \geq F_t = 12.0 \text{ kN}$$

où :

- $d_m = 38 \text{ mm}$ – Le moyen des diamètres des cercles inscrit et circonscrit de la tête de boulon ou écrou, la plus petite de ces valeurs étant retenue
- $t_p = 28 \text{ mm}$ – Épaisseur
- $f_u = 430.0 \text{ MPa}$ – Résistance ultime
- $\gamma_{M2} = 1.25$ – Facteur de sécurité

Vérification de résistance au cisaillement (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$F_{v,Rd} = \frac{B_p \alpha_s f_{vb} A}{\gamma_{M2}} = 141.2 \text{ kN} \geq V = 38.1 \text{ kN}$$

où :

- $\beta_p = 1.00$ – Facteur de réduction
- $\alpha_v = 0.50$ – Facteur de réduction
- $f_{ub} = 1000.0$ MPa – Résistance à la traction ultime du boulon
- $A = 353$ mm² – Zone d'effort de traction du boulon
- $\gamma_{M2} = 1.25$ – Facteur de sécurité

Vérification de résistance à la pression diamétrale (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_v f_u A t}{\gamma_{M2}} = 374.2 \text{ kN} \geq V = 72.1 \text{ kN}$$

où :

- $k_1 = \min(2.8 \frac{e_2}{d_0} - 1.7, 1.4 \frac{p_2}{d_0} - 1.7, 2.5) = 2.50$ – Facteur de distance au bord et d'espacement des boulons perpendiculairement à la direction du transfert de charge
- $\alpha_b = \min(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1) = 0.65$ – Facteur de pince et d'espacement des boulons dans la direction du transfert de charge
- $e_2 = 50$ mm – Distance au bord de la platine perpendiculairement à l'effort de cisaillement
- $p_2 = 200$ mm – Entraxe perpendiculairement à l'effort de cisaillement
- $d_0 = 26$ mm – Diamètre du trou du boulon
- $e_1 = \infty$ mm – Distance au bord de la platine dans la direction de l'effort de cisaillement
- $p_1 = 70$ mm – Entraxe dans la direction de l'effort de cisaillement
- $f_{ub} = 1000.0$ MPa – Résistance à la traction ultime du boulon
- $f_u = 430.0$ MPa – Résistance ultime
- $d = 24$ mm – Diamètre nominal de moyen d'assemblage
- $t = 28$ mm – Épaisseur de la platine
- $\gamma_{M2} = 1.25$ – Facteur de sécurité

Interaction de traction et cisaillement (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$U_{ts} = \frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4F_{t,Rd}} = 30.3 \%$$

Usage en traction

$$U_{tt} = \frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} = 4.7 \%$$

Usage en cisaillement

$$U_{ts} = \frac{V_{Ed}}{\min(F_{v,Rd}; F_{t,Rd})} = 27.0 \%$$

Boulons: B73, B74, B75, B76, B77, B78 Il y a un écartement entre les platines d'attache. Il faut concevoir les boulons comme articulations. Les résistances proposées des boulons en cisaillement et platines en pression diamétrale peuvent être incorrectes

Voilement

Analyse de flambement n'a pas été calculée.

Paramétrage de norme

Élément	Valeur	Unité	Référence
γ_{M0}	1.00	-	EN 1993-1-1: 6.1
γ_{M1}	1.00	-	EN 1993-1-1: 6.1
γ_{M2}	1.25	-	EN 1993-1-1: 6.1
γ_{M3}	1.25	-	EN 1993-1-8: 2.2
γ_C	1.50	-	EN 1992-1-1: 2.4.2.4
γ_{Inst}	1.20	-	EN 1992-4: Table 4.1
Coefficient du matériau de scellement β_j	0.67	-	EN 1993-1-8: 6.2.5
Zone effective – influence de taille de maillage	0.10	-	
Coefficient de frottement - béton	0.25	-	EN 1993-1-8
Coefficient de frottement en résistance au glissement	0.30	-	EN 1993-1-8 tab 3.7
Déformation plastique limite	0.05	-	EN 1993-1-5
Évaluation des contraintes de soudure	Redistribution plastique		
Principes de construction	Non		
Entraxe [d]	2.20	-	EN 1993-1-8: tab 3.3
Pince [d]	1.20	-	EN 1993-1-8: tab 3.3
Résistance à l'éclatement du béton	Les deux		EN 1992-4: 7.2.1.4 and 7.2.2.5
Utiliser α_b calculé dans la vérification de la pression diamétrale.	Oui		EN 1993-1-8: tab 3.4
Béton fissuré	Oui		EN 1992-4
Vérification de déformation locale	Non		CIDECT DG 1, 3 - 1.1
Limite de déformation locale	0.03	-	CIDECT DG 1, 3 - 1.1
Non-linéarité géométrique (GMNA)	Oui		Grandes déformations des sections creuses
Structure contreventée	Non		EN 1993-1-8: 5.2.2.5

Annexe 7

Données du projet

Nom de projet	IdeaStatiCa-corriger 7 ver20.3 - 119
Numéro du projet	
Auteur	
Description	
Date	7/1/2023
Norme	EN

Matériau

Acier	S275,
Béton	C25/30

Élément du projet 119

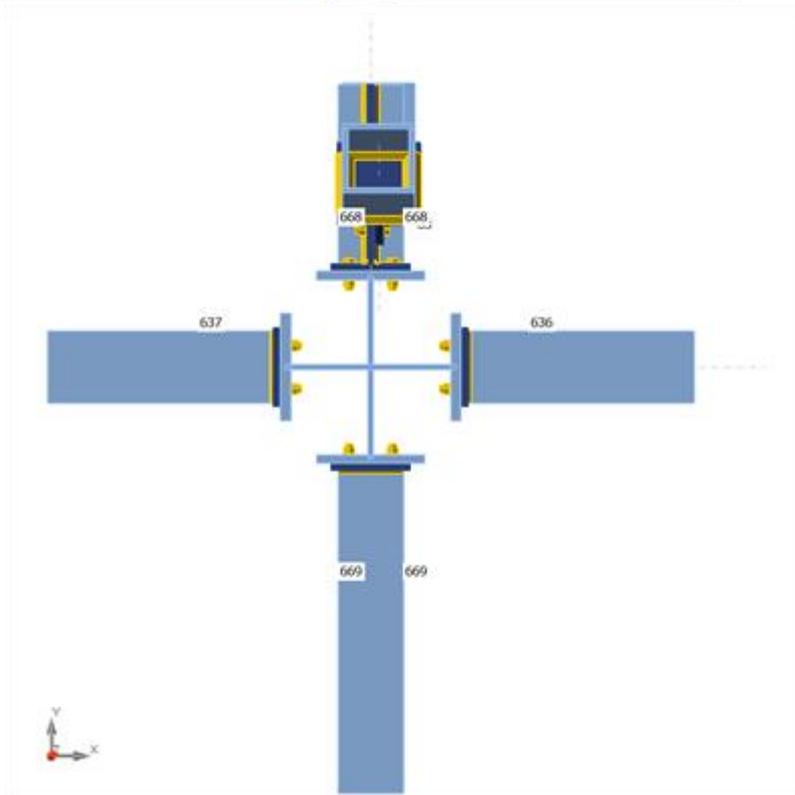
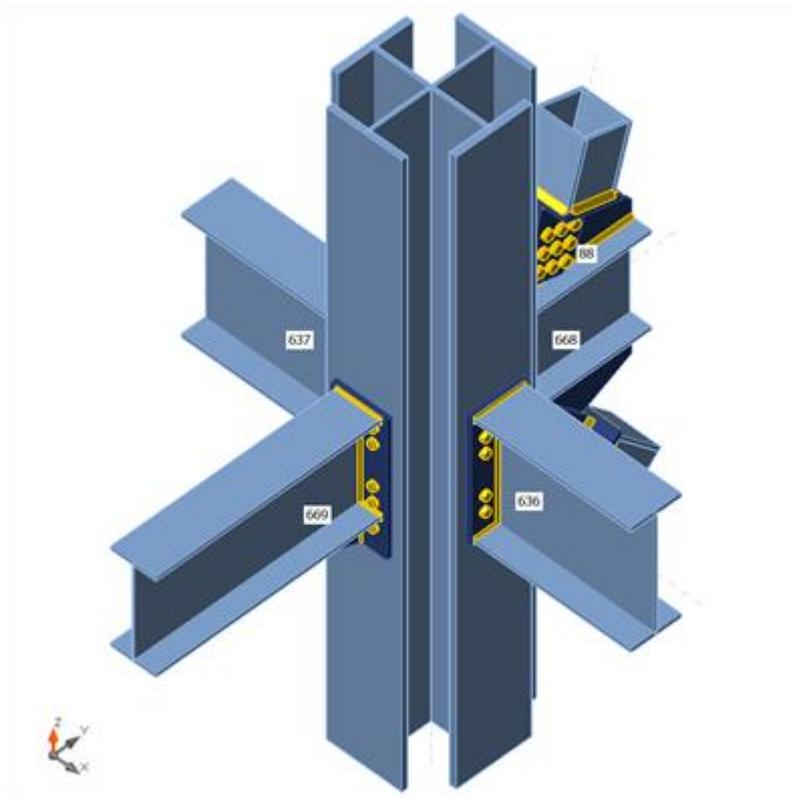
Conception

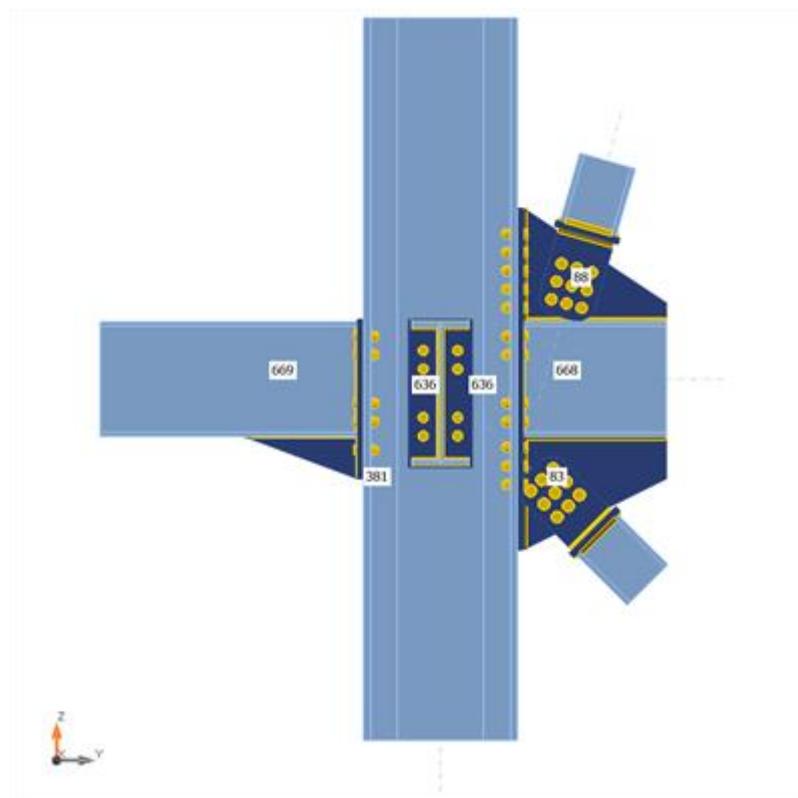
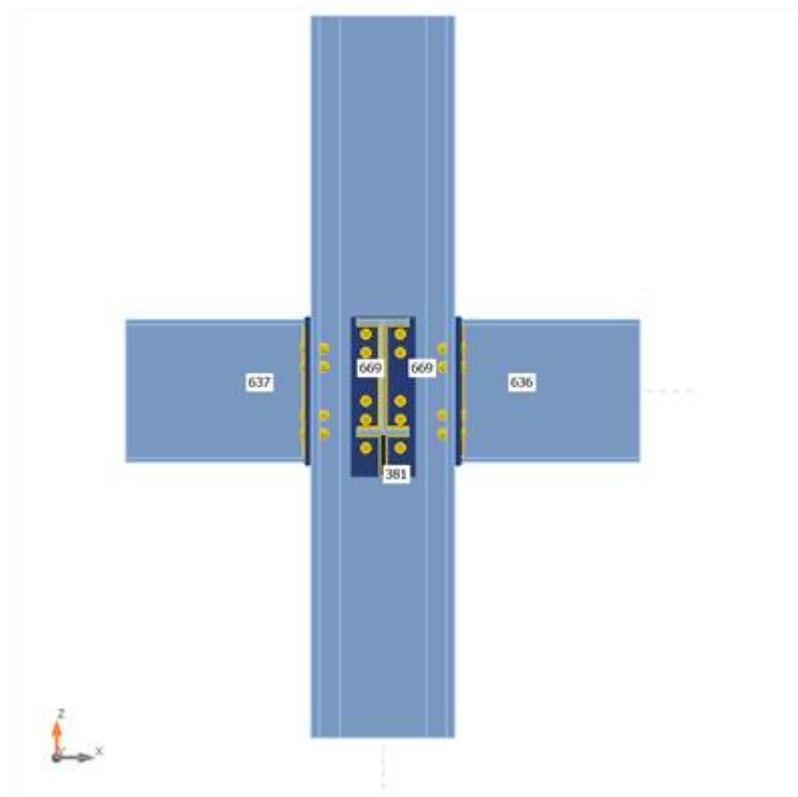
Nom	119
Description	
Analyse	Contrainte, déformation/ charges en équilibre

Poutres et poteaux

No m	Section transversale	β - Directi on [°]	γ - Angl e [°]	α - Rotatio n [°]	Décala ge ex [mm]	Décala ge ey [mm]	Décala ge ez [mm]	Effort s dans
83	6 - TUBO200X200X15(BoxFI200x(200/200))	0.0	0.0	0.0	0	0	0	Positio n
88	6 - TUBO200X200X15(BoxFI200x(200/200))	0.0	0.0	0.0	0	0	-350	Positio n
381	8 - General	0.0	0.0	0.0	0	0	0	Positio n
636	7 - IPE500	0.0	0.0	0.0	0	0	-50	Positio n
637	7 - IPE500	0.0	0.0	0.0	0	0	-50	Positio n
668	2 - IPE400	0.0	0.0	0.0	0	0	0	Positio n

669	2 - IPE400	0.0	0.0	0.0	0	0	0	Position
-----	------------	-----	-----	-----	---	---	---	----------





Sections transversales

Nom	Matériau
6 - TUBO200X200X15(BoxFI200x(200/200))	S275
8 - General	S275, S275, S275
7 - IPE500	S275
2 - IPE400	S275

Sections transversales

Nom	Matériau	Dessin
6 - TUBO200X200X15(BoxFI200x(200/200))	S275	
8 - General	S275, S275, S275	
7 - IPE500	S275	
2 - IPE400	S275	

Boulons

Nom	Groupe de boulons	Diamètre [mm]	fu [MPa]	Superficie brute [mm ²]
M20 10.9	M20 10.9	20	1000.0	314
M24 10.9	M24 10.9	24	1000.0	452
M22 10.9	M22 10.9	22	1000.0	380

Chargements (efforts en équilibre)

Nom	Élément	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
0.8G+Ex	83	-227.0	2.7	-2.8	0.0	16.0	4.8
	88	333.1	-1.9	1.0	0.0	-1.9	-5.3
	381	-860.4	32.5	-65.6	0.0	34.7	17.4
	381	881.9	-20.2	42.0	0.0	-105.5	-42.0
	636	0.0	0.0	-0.4	0.0	-55.0	0.0
	637	0.0	0.0	-69.5	0.0	-4.8	0.0
	668	0.0	0.0	15.4	0.0	-26.4	0.0
	669	0.0	0.0	-50.8	0.0	52.9	0.0
	0.8G+Ey	83	-620.4	0.7	-17.3	0.0	30.3
88		838.5	-0.8	7.2	0.0	-12.4	-2.6
381		-1945.8	79.0	-26.5	0.0	4.2	59.6
381		1823.6	-51.6	18.1	0.0	-50.7	-116.5
636		0.0	0.0	-22.5	0.0	4.3	0.0
637		0.0	0.0	-59.3	0.0	-42.6	0.0
668		0.0	0.0	21.3	0.0	-63.1	0.0
669		0.0	0.0	-102.1	0.0	116.7	0.0
1.35G+1.5Q		83	110.9	-1.0	15.2	0.0	14.3
	88	-136.9	-0.8	-4.2	0.0	5.8	-2.3
	381	1803.5	4.8	-13.7	0.0	-35.3	-11.5
	381	-1483.2	-7.0	16.6	0.0	-45.8	-15.5
	636	0.0	0.0	-95.8	0.0	108.2	0.0
	637	0.0	0.0	-137.7	0.0	-189.8	0.0
	668	0.0	0.0	-8.3	0.0	-12.6	0.0
	669	0.0	0.0	-22.5	0.0	-4.9	0.0
	G+0,3Q	83	65.4	-0.6	9.3	0.0	9.0
88		-88.1	-0.4	-2.7	0.0	3.7	-1.2
381		1117.9	3.1	-7.8	0.0	-20.0	-7.5
381		-937.0	-4.3	8.4	0.0	-24.5	-9.7
636		0.0	0.0	-51.7	0.0	57.9	0.0
637		0.0	0.0	-74.7	0.0	-102.8	0.0
668		0.0	0.0	-2.7	0.0	-9.0	0.0
669		0.0	0.0	-12.1	0.0	-2.3	0.0
G+Q		83	79.8	-0.7	11.0	0.0	10.4
	88	-99.6	-0.6	-3.0	0.0	4.2	-1.7
	381	1306.1	3.5	-9.8	0.0	-25.3	-8.4
	381	-1076.6	-5.1	11.8	0.0	-32.7	-11.2
	636	0.0	0.0	-68.3	0.0	77.1	0.0
	637	0.0	0.0	-98.2	0.0	-135.4	0.0
	668	0.0	0.0	-5.7	0.0	-9.3	0.0
	669	0.0	0.0	-16.1	0.0	-3.4	0.0
	G+Q+Ex	83	-194.5	2.4	1.3	0.0	19.7
88		300.0	-2.2	0.0	0.0	-0.4	-6.1
381		-384.1	33.6	-69.9	0.0	23.5	14.7
381		507.2	-22.1	48.1	0.0	-121.3	-46.0
636		0.0	0.0	-33.1	0.0	-17.6	0.0
637		0.0	0.0	-116.0	0.0	-69.1	0.0
668		0.0	0.0	10.8	0.0	-28.6	0.0
669		0.0	0.0	-58.6	0.0	50.9	0.0
G+Q+Ey		83	-587.8	0.4	-13.2	0.0	34.0
	88	805.4	-1.1	6.2	0.0	-10.9	-3.3

	381	-1469.6	80.1	-30.8	0.0	-6.9	56.9
	381	1448.9	-53.4	24.3	0.0	-66.5	-120.5
	636	0.0	0.0	-55.1	0.0	41.6	0.0
	637	0.0	0.0	-105.8	0.0	-107.0	0.0
	668	0.0	0.0	16.7	0.0	-65.3	0.0
	669	0.0	0.0	-109.9	0.0	114.8	0.0

Vérification

Sommaire

Nom	Valeur	Résultat
Analyse	100.0%	OK
Platines	3.6 < 5.0%	OK
Boulons	99.9 < 100%	OK
Soudures	99.7 < 100%	OK
Voilement	Pas calculé	

Platines

Nom	Épaisseur [mm]	Charges	σ_{Ed} [MPa]	ϵ_{Pl} [%]	$\sigma_{C_{Ed}}$ [MPa]	Résultat
83-tfl 1	15.0	0.8G+Ey	254.2	0.0	0.0	OK
83-bfl 1	15.0	0.8G+Ey	276.0	0.5	0.0	OK
83-w 1	15.0	0.8G+Ey	275.1	0.0	0.0	OK
83-w 2	15.0	0.8G+Ey	275.0	0.0	0.0	OK
88-tfl 1	15.0	0.8G+Ey	275.3	0.2	0.0	OK
88-bfl 1	15.0	0.8G+Ey	276.5	0.7	0.0	OK
88-w 1	15.0	0.8G+Ey	275.2	0.1	0.0	OK
88-w 2	15.0	0.8G+Ey	275.1	0.1	0.0	OK
381-bfl 1	28.0	1.35G+1.5Q	258.8	0.0	57.9	OK
381-tfl 1	28.0	1.35G+1.5Q	159.5	0.0	31.5	OK
381-w 1	14.5	1.35G+1.5Q	186.0	0.0	0.0	OK
381-tfl 2	23.0	0.8G+Ey	139.4	0.0	8.3	OK
381-w 2	12.0	0.8G+Ey	265.6	0.0	0.0	OK
381-tfl 3	23.0	0.8G+Ey	218.3	0.0	75.1	OK
381-w 3	12.0	0.8G+Ey	251.1	0.0	0.0	OK
636-bfl 1	16.0	1.35G+1.5Q	101.6	0.0	0.0	OK
636-tfl 1	16.0	1.35G+1.5Q	81.2	0.0	0.0	OK
636-w 1	10.2	1.35G+1.5Q	113.2	0.0	0.0	OK
637-bfl 1	16.0	1.35G+1.5Q	190.1	0.0	0.0	OK
637-tfl 1	16.0	1.35G+1.5Q	154.4	0.0	0.0	OK
637-w 1	10.2	1.35G+1.5Q	203.9	0.0	0.0	OK
668-bfl 1	13.5	0.8G+Ey	83.7	0.0	0.0	OK
668-tfl 1	13.5	0.8G+Ey	142.5	0.0	0.0	OK
668-w 1	8.6	0.8G+Ey	212.8	0.0	0.0	OK
669-bfl 1	13.5	G+Q+Ey	218.6	0.0	0.0	OK
669-tfl 1	13.5	G+Q+Ey	218.8	0.0	0.0	OK
669-w 1	8.6	G+Q+Ey	191.2	0.0	0.0	OK
EP1	20.0	0.8G+Ey	85.5	0.0	7.3	OK
ÉLAR1	20.0	0.8G+Ey	275.9	0.4	18.8	OK
CPL1a	20.0	0.8G+Ey	275.8	0.4	0.0	OK
CPL1b	25.0	0.8G+Ey	279.0	1.9	80.9	OK
EP2	20.0	G+Q+Ey	77.9	0.0	78.0	OK
ÉLAR2	20.0	0.8G+Ey	276.2	0.6	25.2	OK
CPL2a	20.0	0.8G+Ey	276.2	0.6	0.0	OK
CPL2b	25.0	0.8G+Ey	282.5	3.6	149.6	OK
EP3	20.0	1.35G+1.5Q	249.5	0.0	48.1	OK
EP4	20.0	1.35G+1.5Q	275.4	0.2	90.8	OK
ÉLAR3	15.0	G+Q+Ey	185.9	0.0	0.0	OK

Données de conception

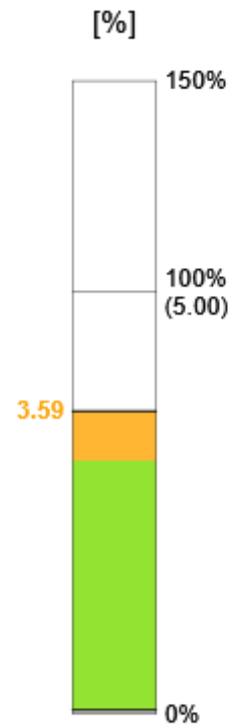
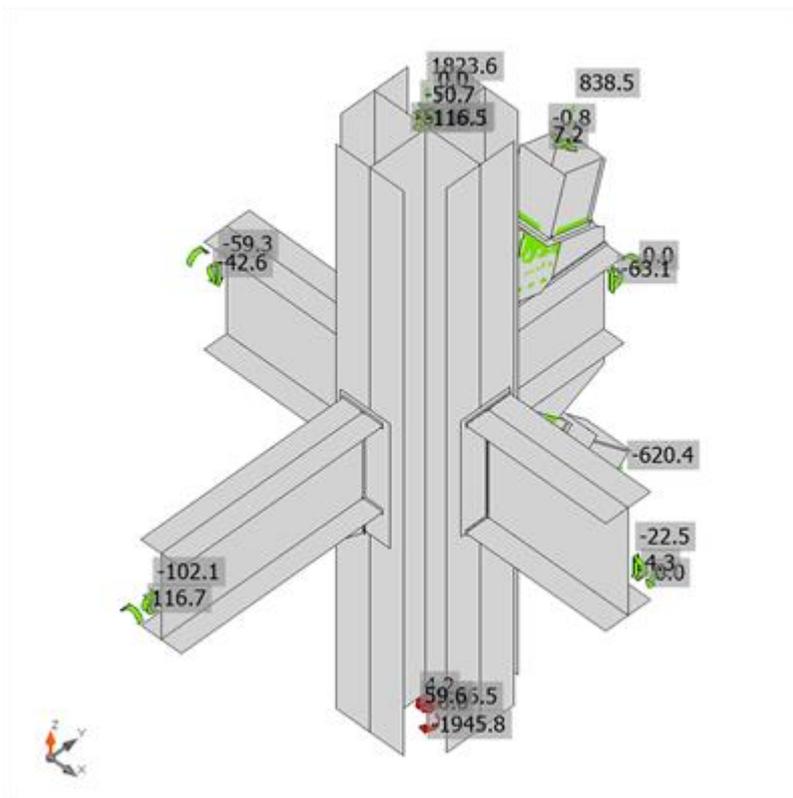
Matériau	f_y [MPa]	ϵ_{lim} [%]
S275	275.0	5.0

Explication des symboles

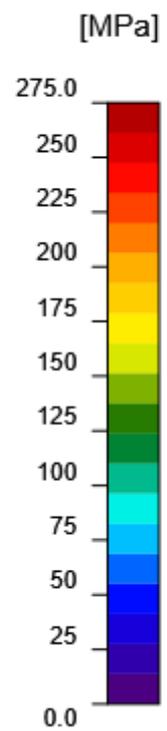
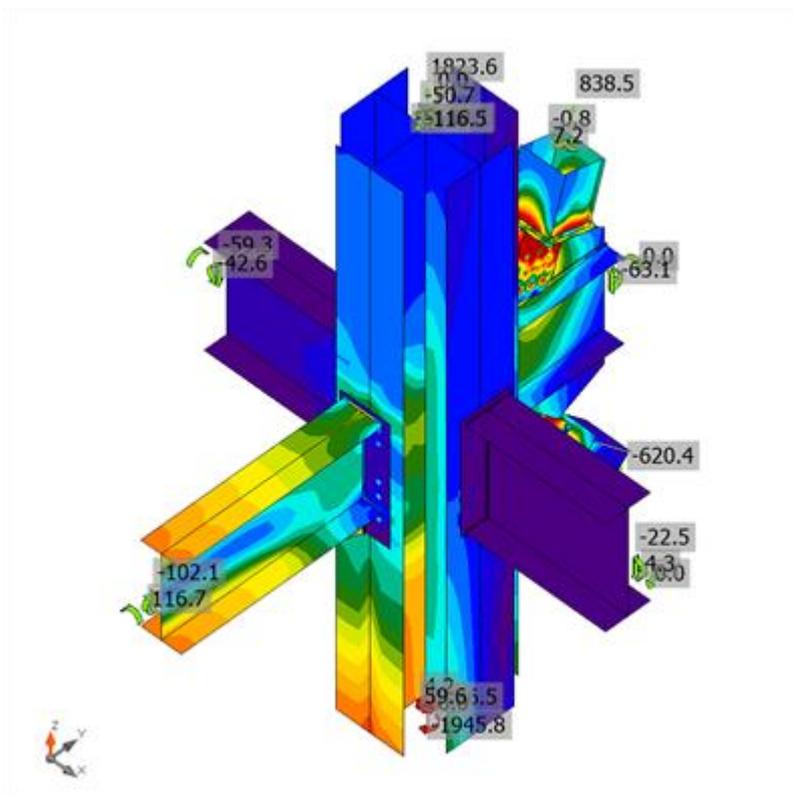
- ϵ_{PI} Déformation
- σ_{Ed} Contrainte éq.
- σ_{CEd} Contrainte de contact
- f_y Limite d'élasticité
- ϵ_{lim} Déformation plastique limite



Vérification globale, $0.8G+E_y$



Vérification de déformation, 0.8G+Ey



Contrainte équivalente, 0.8G+Ey

Boulons

	Nom	Classe	Charges	F _{t,Ed} [kN]	V [kN]	U _t [%]	F _{b,Rd} [kN]	U _{t,s} [%]	U _{t,ts} [%]	Résultat	
	B1	M20 10.9 - 1	0.8G+Ey	7.2	6.3	4.2	279.5	6.6	9.7	OK	
	B2	M20 10.9 - 1	0.8G+Ey	8.8	3.8	5.2	279.5	4.1	7.8	OK	
	B3	M20 10.9 - 1	0.8G+Ey	11.0	6.3	6.5	243.1	6.6	11.3	OK	
	B4	M20 10.9 - 1	0.8G+Ey	11.5	3.9	6.8	243.1	4.1	8.9	OK	
	B5	M20 10.9 - 1	0.8G+Ey	7.8	4.7	4.6	279.5	5.0	8.3	OK	
	B6	M20 10.9 - 1	0.8G+Ey	9.1	3.5	5.3	279.5	3.8	7.6	OK	
	B7	M20 10.9 - 1	0.8G+Ey	11.4	2.9	6.7	243.1	3.0	7.8	OK	
	B8	M20 10.9 - 1	G+Q+Ey	3.0	3.2	1.8	243.1	3.4	4.7	OK	
	B9	M20 10.9 - 1	0.8G+Ey	0.0	6.4	0.0	243.1	6.8	6.8	OK	
	B10	M20 10.9 - 1	1.35G+1.5Q	3.8	3.5	2.2	279.5	3.7	5.3	OK	
	B11	M20 10.9 - 1	0.8G+Ey	0.0	7.0	0.0	243.1	7.5	7.5	OK	
	B12	M20 10.9 - 1	0.8G+Ey	0.9	5.0	0.5	330.8	5.3	5.7	OK	
	B13	M20 10.9 - 1	0.8G+Ey	6.5	8.0	3.8	279.5	8.5	11.2	OK	
	B14	M20 10.9 - 1	0.8G+Ey	3.8	6.4	2.2	330.8	6.7	8.3	OK	
	B34	M20 10.9 - 1	0.8G+Ey	6.4	2.5	3.8	243.1	2.7	5.4	OK	
	B35	M20 10.9 - 1	G+Q+Ey	0.0	3.6	0.0	330.8	3.8	3.8	OK	
	B36	M20 10.9 - 1	0.8G+Ey	0.8	4.8	0.5	314.6	5.1	5.5	OK	
	B37	M20 10.9 - 1	G+Q+Ey	0.2	3.7	0.1	330.8	4.0	4.1	OK	
	B38	M20 10.9 - 1	0.8G+Ey	3.2	6.6	1.9	283.8	7.0	8.3	OK	
	B39	M20 10.9 - 1	G+Q+Ey	0.0	4.0	0.0	330.8	4.3	4.3	OK	
	B40	M20 10.9 - 1	0.8G+Ey	5.4	7.3	3.2	274.5	7.7	10.0	OK	
	B41	M20 10.9 - 1	0.8G+Ey	0.0	4.1	0.0	322.3	4.4	4.4	OK	
	B42	M20 10.9 - 1	0.8G+Ey	7.9	6.9	4.6	277.6	7.3	10.6	OK	
	B43	M20 10.9 - 1	1.35G+1.5Q	0.5	4.6	0.3	243.1	4.8	5.0	OK	
		B15	M24 10.9 - 2	0.8G+Ey	40.5	109.9	16.6	116.8	94.1	92.8	OK
		B16	M24 10.9 - 2	0.8G+Ey	0.2	97.7	0.1	116.8	83.7	72.1	OK
		B17	M24 10.9 - 2	0.8G+Ey	17.5	101.2	7.2	129.4	78.2	79.6	OK
		B18	M24 10.9 - 2	0.8G+Ey	21.6	76.8	8.8	160.5	56.6	62.9	OK
		B19	M24 10.9 - 2	0.8G+Ey	0.0	63.8	0.0	116.8	54.6	47.0	OK
		B20	M24 10.9 - 2	0.8G+Ey	20.3	76.1	8.3	178.4	56.0	62.0	OK
		B21	M24 10.9 - 2	0.8G+Ey	27.1	53.7	11.1	247.4	39.6	47.5	OK
		B22	M24 10.9 - 2	0.8G+Ey	0.0	37.4	0.0	116.8	32.0	27.6	OK
		B23	M24 10.9 - 2	0.8G+Ey	33.7	54.9	13.8	396.9	40.4	50.3	OK
		B24	M20 10.9 - 1	G+Q+Ey	21.3	12.4	12.6	243.1	13.1	22.1	OK
		B25	M20 10.9 - 1	G+Q+Ey	21.9	11.8	12.9	243.1	12.5	21.7	OK
		B26	M20 10.9 - 1	G+Q+Ey	9.8	14.2	5.8	279.5	15.1	19.2	OK
		B27	M20 10.9 - 1	G+Q+Ey	9.8	13.7	5.8	279.5	14.5	18.7	OK
		B28	M20 10.9 - 1	0.8G+Ey	2.1	18.5	1.3	243.1	19.6	20.5	OK
		B29	M20 10.9 - 1	0.8G+Ey	2.2	18.1	1.3	243.1	19.2	20.2	OK
		B30	M20 10.9 - 1	0.8G+Ey	3.6	19.8	2.1	279.5	21.0	22.5	OK
		B31	M20 10.9 - 1	0.8G+Ey	3.8	19.5	2.2	279.5	20.7	22.3	OK
		B32	M20 10.9 - 1	G+Q+Ey	16.7	6.3	9.8	330.8	6.7	13.7	OK
		B33	M20 10.9 - 1	G+Q+Ey	17.4	5.5	10.2	330.8	5.9	13.2	OK
B44		M22 10.9 - 3	0.8G+Ey	27.7	104.4	13.2	143.3	89.6	99.0	OK	
	B45	M22 10.9 - 3	0.8G+Ey	1.1	116.0	0.5	143.3	99.5	99.9	OK	
	B46	M22 10.9 - 3	0.8G+Ey	33.0	102.1	15.7	165.3	87.6	98.9	OK	
	B47	M22 10.9 - 3	0.8G+Ey	27.1	103.7	12.9	143.3	89.0	98.2	OK	
	B48	M22 10.9 - 3	0.8G+Ey	0.2	93.9	0.1	143.3	80.6	80.6	OK	
	B49	M22 10.9 - 3	0.8G+Ey	30.8	102.9	14.7	179.1	88.3	98.8	OK	
	B50	M22 10.9 - 3	0.8G+Ey	50.7	84.3	24.2	143.3	72.3	89.6	OK	
	B51	M22 10.9 - 3	0.8G+Ey	0.8	73.9	0.4	143.3	63.4	63.7	OK	
	B52	M22 10.9 - 3	0.8G+Ey	24.6	88.2	11.7	219.5	75.7	84.0	OK	
	B53	M20 10.9 - 1	0.8G+Ex	55.4	1.2	32.6	250.6	1.2	24.5	OK	
B54	M20 10.9 - 1	0.8G+Ex	57.0	1.1	33.6	244.2	1.2	25.2	OK		
B55	M20 10.9 - 1	1.35G+1.5Q	15.9	13.9	9.3	330.8	14.7	21.4	OK		
B56	M20 10.9 - 1	1.35G+1.5Q	15.8	14.0	9.3	330.8	14.8	21.5	OK		
B57	M20 10.9 - 1	1.35G+1.5Q	44.2	11.0	26.0	243.1	11.6	30.2	OK		
B58	M20 10.9 - 1	1.35G+1.5Q	44.1	11.1	26.0	243.1	11.8	30.4	OK		

	B59	M20 10.9 - 1	1.35G+1.5Q	85.9	7.9	50.7	330.8	8.4	44.6	OK
	B60	M20 10.9 - 1	1.35G+1.5Q	86.7	8.1	51.1	330.8	8.6	45.1	OK
	B61	M20 10.9 - 1	1.35G+1.5Q	4.8	21.2	2.9	243.1	22.5	24.5	OK
	B62	M20 10.9 - 1	1.35G+1.5Q	4.9	21.2	2.9	243.1	22.5	24.6	OK
	B63	M20 10.9 - 1	1.35G+1.5Q	30.4	19.2	17.9	330.8	20.4	33.2	OK
	B64	M20 10.9 - 1	1.35G+1.5Q	30.5	19.2	18.0	330.8	20.4	33.3	OK
	B65	M20 10.9 - 1	1.35G+1.5Q	86.3	17.4	50.9	243.1	18.5	54.9	OK
	B66	M20 10.9 - 1	1.35G+1.5Q	86.3	17.4	50.9	243.1	18.5	54.8	OK
	B67	M20 10.9 - 1	1.35G+1.5Q	153.3	12.1	90.4	330.8	12.8	77.4	OK
	B68	M20 10.9 - 1	1.35G+1.5Q	153.3	12.0	90.4	330.8	12.7	77.3	OK

Données de conception

Nom	$F_{t,Rd}$ [kN]	$B_{p,Rd}$ [kN]	$F_{v,Rd}$ [kN]
M20 10.9 - 1	169.6	396.1	94.2
M24 10.9 - 2	244.4	473.7	135.8
M22 10.9 - 3	209.8	447.2	116.5

Explication des symboles

- $F_{t,Rd}$ Résistance à la traction du boulon EN 1993-1-8 tab. 3.4
- $F_{t,Ed}$ Effort de traction
- $B_{p,Rd}$ Résistance au cisaillement par poinçonnement
- V Résultante des efforts de cisaillement V_y , V_z dans le boulon
- $F_{v,Rd}$ Résistance au cisaillement du boulon EN_1993-1-8 tableau 3.4
- $F_{b,Rd}$ Résistance à la pression diamétrale de la platine EN 1993-1-8 tab. 3.4
- U_t Usage en traction
- U_s Utilisation en cisaillement

Résultat détaillé pour B45

Vérification de résistance à la traction (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} = 209.8 \text{ kN} \geq F_t = 1.1 \text{ kN}$$

où :

- $k_2 = 0.90$ – Facteur
- $f_{ub} = 1000.0 \text{ MPa}$ – Résistance à la traction ultime du boulon
- $A_s = 303 \text{ mm}^2$ – Zone d'effort de traction du boulon
- $\gamma_{M2} = 1.30$ – Facteur de sécurité

Vérification de résistance au poinçonnement (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$B_{p,Rd} = \frac{\alpha f_u t_p A}{\gamma_{M2}} = 447.2 \text{ kN} \geq F_t = 1.1 \text{ kN}$$

où :

- $d_m = 36 \text{ mm}$ – Le moyen des diamètres des cercles inscrit et circonscrit de la tête de boulon ou écrou, la plus petite de ces valeurs étant retenue
- $t_p = 20 \text{ mm}$ – Épaisseur
- $f_u = 430.0 \text{ MPa}$ – Résistance ultime
- $\gamma_{M2} = 1.30$ – Facteur de sécurité

Vérification de résistance au cisaillement (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$F_{v,Rd} = \frac{\beta_p \alpha_s f_{vb} A}{\gamma_{M2}} = 116.5 \text{ kN} \geq V = 116.0 \text{ kN}$$

où :

- $\beta_p = 1.00$ – Facteur de réduction
- $\alpha_v = 0.50$ – Facteur de réduction
- $f_{ub} = 1000.0 \text{ MPa}$ – Résistance à la traction ultime du boulon
- $A = 303 \text{ mm}^2$ – Zone d'effort de traction du boulon
- $\gamma_{M2} = 1.30$ – Facteur de sécurité

Vérification de résistance à la pression diamétrale (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_v f_u d t}{\gamma_{M2}} = 143.3 \text{ kN} \geq V = 116.0 \text{ kN}$$

où :

- $k_1 = \min(2.8 \frac{e_2}{d_0} - 1.7, 1.4 \frac{p_2}{d_0} - 1.7, 2.5) = 1.51$ – Facteur de distance au bord et d'espacement des boulons perpendiculairement à la direction du transfert de charge
- $\alpha_b = \min(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1) = 0.65$ – Facteur de pince et d'espacement des boulons dans la direction du transfert de charge
- $e_2 = 119 \text{ mm}$ – Distance au bord de la platine perpendiculairement à l'effort de cisaillement
- $p_2 = 55 \text{ mm}$ – Entraxe perpendiculairement à l'effort de cisaillement
- $d_0 = 24 \text{ mm}$ – Diamètre du trou du boulon
- $e_1 = 116 \text{ mm}$ – Distance au bord de la platine dans la direction de l'effort de cisaillement
- $p_1 = 65 \text{ mm}$ – Entraxe dans la direction de l'effort de cisaillement
- $f_{ub} = 1000.0 \text{ MPa}$ – Résistance à la traction ultime du boulon
- $f_u = 430.0 \text{ MPa}$ – Résistance ultime
- $d = 22 \text{ mm}$ – Diamètre nominal de moyen d'assemblage
- $t = 20 \text{ mm}$ – Épaisseur de la platine
- $\gamma_{M2} = 1.30$ – Facteur de sécurité

Interaction de traction et cisaillement (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$U_{ts} = \frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} + \frac{F_{s,Ed}}{1.4F_{s,Rd}} = 99.9 \%$$

Usage en traction

$$U_{tt} = \frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} = 0.5 \%$$

Usage en cisaillement

$$U_{ts} = \frac{V_{Ed}}{\min(F_{t,Rd}; F_{s,Rd})} = 99.5 \%$$

Soudures (Redistribution plastique)

Élémen t	Bord	Ép. gorg e [mm]	Longueu r [mm]	Charges	$\sigma_{w,Ed}$ [MPa]	ϵ_{pl} [%]	σ_{\perp} [MPa]	$T_{ }$ [MPa]	T_{\perp} [MPa]	Ut [%]	Ut _c [%]	Résulta t
EP1	668- bfl 1	◀4.0▶	180	0.8G+Ey	148.4	0.0	49.1	-50.9	-62.8	38. 1	26. 7	OK
		◀4.0▶	180	0.8G+Ey	122.0	0.0	-71.0	-40.1	-40.9	31. 3	23. 5	OK
EP1	668-tfl 1	◀4.0▶	180	0.8G+Ey	254.9	0.0	- 135.0	81.1	-94.9	65. 5	30. 0	OK
		◀4.0▶	180	0.8G+Ey	141.1	0.0	62.5	-33.6	-64.8	36. 2	28. 1	OK
EP1	668-w 1	◀4.0▶	387	0.8G+Ey	136.5	0.0	21.4	74.3	23.3	35. 1	20. 7	OK

		▲4.0	387	0.8G+Ey	109.3	0.0	10.3	-62.2	-8.4	28.1	16.1	OK
381-tfl 2	ÉLAR 1	▲10.0 ▾	400	0.8G+Ey	315.9	0.0	94.6	137.7	106.4	81.2	53.4	OK
		▲10.0 ▾	400	0.8G+Ey	143.4	0.0	35.6	76.6	-23.8	36.8	27.1	OK
668-bfl 1	ÉLAR 1	▲10.0 ▾	500	0.8G+Ey	174.6	0.0	100.9	5.2	82.1	44.9	17.6	OK
		▲10.0 ▾	500	0.8G+Ey	213.4	0.0	91.7	-13.9	-110.4	54.9	22.1	OK
CPL1a	CPL1 b	▲12.0 ▾	200	0.8G+Ey	386.2	3.1	171.2	74.3	185.5	99.2	52.8	OK
		▲12.0 ▾	200	0.8G+Ey	387.8	4.1	197.7	-47.3	-186.7	99.7	70.6	OK
CPL1a	83-tfl 1	▲12.0 ▾	200	0.8G+Ey	101.0	0.0	-12.0	57.6	5.7	26.0	19.9	OK
		▲12.0 ▾	200	0.8G+Ey	120.9	0.0	49.4	-59.1	-23.7	31.1	22.6	OK
CPL1a	83-bfl 1	▲12.0 ▾	200	0.8G+Ey	345.7	0.0	153.4	-151.0	95.8	88.8	57.3	OK
		▲12.0 ▾	200	0.8G+Ey	282.3	0.0	63.1	5.1	-158.8	72.5	55.8	OK
CPL1a	83-w 1	▲12.0 ▾	170	0.8G+Ey	147.8	0.0	-39.2	81.7	-9.4	38.0	27.9	OK
		▲12.0 ▾	170	0.8G+Ey	135.1	0.0	67.6	-57.8	-34.9	34.7	28.7	OK
CPL1a	83-w 2	▲12.0 ▾	170	0.8G+Ey	107.2	0.0	52.4	46.7	27.0	27.5	23.3	OK
		▲12.0 ▾	170	0.8G+Ey	121.7	0.0	-32.9	-67.5	4.4	31.3	24.0	OK
EP2	669- bfl 1	▲7.0	180	G+Q+Ey	79.2	0.0	-2.1	2.2	45.7	20.4	17.2	OK
		▲7.0	180	G+Q+Ey	66.7	0.0	33.7	11.2	-31.3	17.1	12.5	OK
EP2	669-tfl 1	▲7.0	180	G+Q+Ey	187.1	0.0	-103.5	1.4	-90.0	48.1	35.3	OK
		▲7.0	180	G+Q+Ey	307.7	0.0	-143.6	2.1	157.1	79.1	42.3	OK
EP2	669-w 1	▲7.0	387	G+Q+Ey	105.4	0.0	-46.8	28.1	-46.8	27.1	17.2	OK
		▲7.0	387	G+Q+Ey	107.5	0.0	-47.0	-30.2	47.0	27.6	18.1	OK
381-tfl 2	ÉLAR 2	▲10.0 ▾	400	0.8G+Ey	181.1	0.0	-87.2	2.3	-91.6	46.5	37.7	OK
		▲10.0 ▾	400	0.8G+Ey	335.0	0.0	30.1	-190.1	-30.8	86.1	54.6	OK
668-tfl 1	ÉLAR 2	▲10.0 ▾	500	0.8G+Ey	121.4	0.0	58.4	-39.9	46.8	31.2	20.9	OK
		▲10.0 ▾	500	0.8G+Ey	183.6	0.0	45.7	82.1	-61.7	47.2	30.2	OK
CPL2a	CPL2 b	▲13.0 ▾	200	0.8G+Ey	387.3	3.8	198.7	54.0	184.1	99.5	71.0	OK
		▲13.0 ▾	200	0.8G+Ey	387.0	3.6	172.9	-67.3	-188.2	99.4	70.2	OK
CPL2a	88-tfl 1	▲13.0 ▾	200	0.8G+Ey	162.0	0.0	30.4	-0.4	91.9	41.6	33.8	OK
		▲13.0 ▾	200	0.8G+Ey	231.0	0.0	105.8	99.4	-64.6	59.4	37.9	OK

CPL2a	88-bfl 1	▲13.0 ▲	200	0.8G+Ey	376.1	0.0	155.8	175.8	90.3	96. 7	61. 7	OK
		▲13.0 ▲	200	0.8G+Ey	297.9	0.0	59.8	5.0	- 168.4	76. 6	64. 7	OK
CPL2a	88-w 1	▲13.0 ▲	170	0.8G+Ey	175.3	0.0	-46.1	-96.7	-13.4	45. 0	31. 5	OK
		▲13.0 ▲	170	0.8G+Ey	151.8	0.0	74.9	66.6	-37.1	39. 0	30. 6	OK
CPL2a	88-w 2	▲13.0 ▲	170	0.8G+Ey	132.5	0.0	75.6	-51.0	36.7	34. 1	28. 3	OK
		▲13.0 ▲	170	0.8G+Ey	156.9	0.0	-41.4	86.6	12.1	40. 3	30. 7	OK
EP3	636- bfl 1	▲6.0▲	200	1.35G+1.5 Q	177.7	0.0	-80.0	-23.4	-88.6	45. 7	26. 2	OK
		▲6.0▲	200	1.35G+1.5 Q	177.2	0.0	-94.8	-7.4	86.1	45. 5	33. 5	OK
EP3	636-tfl 1	▲6.0▲	200	0.8G+Ex	116.9	0.0	-62.8	4.6	-56.7	30. 0	22. 4	OK
		▲6.0▲	200	1.35G+1.5 Q	130.0	0.0	72.3	53.5	-32.1	33. 4	21. 3	OK
EP3	636-w 1	▲6.0▲	484	1.35G+1.5 Q	198.6	0.0	98.8	-5.2	99.3	51. 0	20. 4	OK
		▲6.0▲	484	1.35G+1.5 Q	198.7	0.0	99.7	5.5	-99.1	51. 1	20. 7	OK
EP4	637- bfl 1	▲6.0▲	200	1.35G+1.5 Q	333.6	0.0	- 150.7	-42.4	- 166.5	85. 7	49. 7	OK
		▲6.0▲	200	1.35G+1.5 Q	335.1	0.0	- 179.0	-12.6	163.1	86. 1	63. 5	OK
EP4	637-tfl 1	▲6.0▲	200	1.35G+1.5 Q	191.9	0.0	-48.8	68.2	-82.6	49. 3	35. 8	OK
		▲6.0▲	200	1.35G+1.5 Q	246.1	0.0	137.1	- 101.2	-60.8	63. 3	40. 8	OK
EP4	637-w 1	▲6.0▲	484	1.35G+1.5 Q	365.1	0.0	182.4	1.1	182.6	93. 8	36. 9	OK
		▲6.0▲	484	1.35G+1.5 Q	365.3	0.0	182.7	-1.1	- 182.6	93. 9	36. 9	OK
381-tfl 3	ÉLAR 3	▲4.0▲	150	0.8G+Ey	382.1	0.5	114.8	- 178.7	111.0	98. 2	98. 2	OK
		▲4.0▲	150	G+Q+Ey	382.1	0.4	160.3	- 125.4	- 156.1	98. 2	98. 1	OK
669-bfl 1	ÉLAR 3	▲4.0▲	400	G+Q+Ey	379.5	0.0	- 147.4	142.0	- 143.6	97. 5	46. 3	OK
		▲4.0▲	400	G+Q+Ey	381.4	0.0	- 144.4	- 139.9	148.1	98. 0	45. 7	OK

Données de conception

	β_w [-]	$\sigma_{w,Rd}$ [MPa]	0.9σ [MPa]
S275	0.85	389.1	297.7

Explication des symboles

ϵ_{Pl}	Déformation
$\sigma_{w,Ed}$	Contrainte équivalente
$\sigma_{w,Rd}$	Résistance aux contraintes équivalentes
σ_{\perp}	Contrainte perpendiculaire
T_{\parallel}	Contrainte de cisaillement parallèle à l'axe de soudure
T_{\perp}	Contrainte de cisaillement perpendiculaire à l'axe de soudure
0.9σ	Résistance de contrainte perpendiculaire – $0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$
β_w	Facteur de corrélation EN 1993-1-8 tab. 4.1
Ut	Utilisation

Résultat détaillé pour CPL1a CPL1b

Vérification de résistance de la soudure (EN 1993-1-8 4.5.3.2)

$$\sigma_{w,Rd} = f_w / (\beta_w \gamma_{M2}) = 389.1 \text{ MPa} \geq \sigma_{w,Ed} = [\sigma_1^2 + 3(\tau_1^2 + \tau_1^2)]^{0.5} = 387.8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 0.9f_w / \gamma_{M2} = 297.7 \text{ MPa} \geq |\sigma_{\perp}| = 197.7 \text{ MPa}$$

où :

$$f_u = 430.0 \text{ MPa} \quad \text{– Résistance ultime}$$

$$\beta_w = 0.85 \quad \text{– facteur de corrélation approprié selon la Table 4.1}$$

$$\gamma_{M2} = 1.30 \quad \text{– Facteur de sécurité}$$

Usage de contrainte

$$U_t = \frac{|\sigma_{w,Ed}|}{\sigma_{w,Rd}} = 99.7 \%$$

Voilement

Analyse de flambement n'a pas été calculée.

Paramétrage de norme

Élément	Valeur	Unité	Référence
γ_{M0}	1.00	-	EN 1993-1-1: 6.1
γ_{M1}	1.00	-	EN 1993-1-1: 6.1
γ_{M2}	1.30	-	EN 1993-1-1: 6.1
γ_{M3}	1.25	-	EN 1993-1-8: 2.2
γ_C	1.50	-	EN 1992-1-1: 2.4.2.4
γ_{Inst}	1.20	-	EN 1992-4: Table 4.1
Coefficient du matériau de scellement β_j	0.67	-	EN 1993-1-8: 6.2.5
Zone effective – influence de taille de maillage	0.10	-	
Coefficient de frottement - béton	0.25	-	EN 1993-1-8
Coefficient de frottement en résistance au glissement	0.30	-	EN 1993-1-8 tab 3.7
Déformation plastique limite	0.05	-	EN 1993-1-5
Évaluation des contraintes de soudure	Redistribution plastique		
Principes de construction	Non		
Entraxe [d]	2.20	-	EN 1993-1-8: tab 3.3
Pince [d]	1.20	-	EN 1993-1-8: tab 3.3
Résistance à l'éclatement du béton	Les deux		EN 1992-4: 7.2.1.4 and 7.2.2.5
Utiliser σ_b calculé dans la vérification de la pression diamétrale.	Oui		EN 1993-1-8: tab 3.4
Béton fissuré	Oui		EN 1992-4
Vérification de déformation locale	Non		CIDECT DG 1, 3 - 1.1
Limite de déformation locale	0.03	-	CIDECT DG 1, 3 - 1.1
Non-linéarité géométrique (GMNA)	Oui		Grandes déformations des sections creuses
Structure contreventée	Non		EN 1993-1-8: 5.2.2.5