



- 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'UNE STRUCTURE EN CHARPENTE METALLIQUE (R+15+ 3 SOUS-SOLS) CONTREVENTEE PAR UN NOYAU CENTRAL A USAGE ADMINISTRATIF
Etudié et réaliser par

AMMOUR Ferial & BERAOUI Nazim

Devant le jury composé de :

Mr. Rahmani.K	U. Saad Dahleb-Blida	Président
Mme. Badis.W	U. Saad Dahleb-Blida	Examinatrice
Mr. ZAHAF.A	U. Saad Dahleb-Blida	Promoteur

Blida, Juin 2025.

Remerciements

Nous remercions avant tout Dieu, Le Tout-Puissant, pour nous avoir accordé la santé, la patience et la force nécessaires pour mener à bien ce projet de fin d'études. Sans Sa bienveillance et Son soutien constant, nous n'aurions pu franchir les différentes étapes de ce parcours exigeant.

Nos remerciements vont également à nos familles, qui ont toujours été à nos côtés, dans les moments de doute comme dans ceux de réussite. Leur amour, leurs sacrifices, leur soutien moral, financier et affectif ont été essentiels tout au long de nos années d'études. Grâce à leur présence, leur compréhension et leurs encouragements sans faille, nous avons pu persévérer et atteindre nos objectifs académiques.

Nous souhaitons exprimer tout particulièrement nos vifs remerciements à notre promoteur et encadreur, **Monsieur Zahef Ahmed**, enseignant à l'Université Saad Dahleb (USDB). Merci à lui d'avoir accepté de nous accompagner dans cette aventure académique, pour sa disponibilité, ses conseils précieux, sa rigueur et sa pédagogie qui nous ont permis de progresser dans notre travail. Son encadrement, empreint de professionnalisme et de bienveillance, a grandement contribué à la réussite de ce projet.

Nous adressons nos plus sincères remerciements à **Madame Badis**, notre très chère professeure, qui a été bien plus qu'une enseignante pour nous. Par sa bienveillance, sa disponibilité et son soutien constant, elle a su marquer nos esprits et nous accompagner avec une humanité rare. Grâce à elle, nous avons grandi, non seulement sur le plan académique, mais aussi personnel. Merci du fond du cœur, Madame, pour votre présence inestimable.

Nous tenons aussi à remercier l'ensemble des enseignants de l'Université plus précisément **Madame belhaoune** pour sa gentillesse **Madame halfaya** pour son professionnalisme **Madame Berdiafe**, **Monsieur derbal** et **Monsieur Rahmani** ... à travers leur enseignement, leur passion et leur implication, a apporté sa pierre à l'édifice de notre formation. Leur contribution a été précieuse dans notre développement intellectuel et personnel tout au long de notre parcours universitaire. À toutes celles et tous ceux qui, de près ou de loin, ont participé à l'accomplissement de ce projet, nous exprimons notre plus sincère gratitude.

Dédicace

À moi-même, Ferial

. Pour chaque instant où j'ai douté, mais où j'ai continué. Pour chaque fatigue cachée derrière un sourire Pour tout ce que j'ai donné, même quand je n'en pouvais plus Je me dédie ce travail avec tout l'amour, le respect et la fierté que je mérite. Parce que j'ai tenu bon. Parce que je n'ai jamais abandonné.

À mon père et à ma mère

À vous qui êtes les racines de tout ce que je suis. Votre amour, vos prières et votre patience ont été ma force dans les moments les plus difficiles. Je vous remercie pour chaque mot d'encouragement, chaque regard bienveillant, chaque sacrifice silencieux. Ce mémoire est aussi le vôtre. Je vous le dédie avec un immense respect et une tendresse infinie.

À l'hommage de mes grands-parents

À votre souvenir qui m'accompagne chaque jour, À vos valeurs qui vivent en moi, À vos prières qui m'ont portée jusqu'ici...

Allah yerhamkoun....

À mes frères Amine et moncef, À ma sœur Nassila et son mari Madjid

Merci d'avoir toujours été là, chacun à votre manière, pour me faire sourire, pour me soutenir, pour croire en moi. Vos attentions, votre humour, vos conseils et même vos silences m'ont beaucoup apportée. Cette réussite, c'est aussi grâce à la chaleur et à la force de notre famille. Je vous aime, et je suis fière de vous avoir à mes côtés

À mon binôme Nazim

Merci d'avoir été là, non seulement comme partenaire de travail, mais aussi comme source de bonne humeur quand tout devenait lourd. Même dans les moments les plus stressants, tu as su me faire rire, alléger la pression et rendre ce parcours un peu moins dur. Ce mémoire, c'est aussi le souvenir de toutes ces petites blagues qui ont adouci les longues journées...

À ma copines

Wissem, *Ma précieuse, mon repère pendant cette année. Tu as été bien plus qu'une amie : tu as été une partenaire, une sœur, un pilier la fille qui me connaît le plus Tu as vécu ce mémoire avec moi comme si c'était le tien, tu m'as portée quand je n'en pouvais plus, tu m'as écoutée, corrigée, encouragée, rassurée. Sans toi, rien n'aurait été pareil. Tu mérites une place dans chaque page de ce travail.*

A tout(e)s mes ami(e)s et proches ... *Mirin, Lotfi, Fares, Rachid et yousra et à mon groupe CMM et à tout ceux que je n'ai pas mentionné Merci pour les fous rires, les confidences, et tous ces moments inoubliables, Vous êtes précieuses.*

Ferial

Dédicace

À moi-même, Nazim

Je me dédie ce travail, car je suis fière du chemin parcouru, des efforts fournis et de la persévérance dont j'ai su faire preuve malgré les difficultés. Ce projet est le fruit de nombreux sacrifices et d'une volonté constante d'avancer. Bravo à moi-même.

À mon père et à ma mère

Merci pour votre amour, votre patience, vos prières et vos sacrifices constants. Vous avez toujours été mon pilier et ma source d'inspiration. Sans votre soutien moral, matériel et affectif, rien de tout cela n'aurait été possible. Ce travail vous revient autant qu'à moi.

À ma chère sœur, à mon frère et à sa femme,

Votre présence et votre affection m'ont portée dans les moments les plus durs. Merci pour votre soutien indéfectible, vos encouragements sincères et votre chaleur familiale. Vous êtes une bénédiction dans ma vie.

À ma nièce,

tu es une source de joie et de motivation. Même toute petite, tu m'inspires par ta lumière et ta douceur. Ce travail t'est aussi dédié, en espérant que tu grandisses dans un monde où l'effort, la connaissance et l'amour du savoir sont valorisés.

À ma binôme Ferial

Ce travail n'aurait jamais eu la même valeur sans toi. Tu as été bien plus qu'une partenaire : tu as été un pilier, un moteur, une source constante d'énergie et de motivation. Tu t'es investie avec une rigueur, une patience et un dévouement admirables, souvent en portant le poids du travail sans jamais te plaindre. Ta générosité, ton intelligence et ton implication ont été les clés de notre réussite. Tu m'as appris à tenir bon, à garder le cap même dans les moments de découragement. Merci pour ta confiance, ton soutien, ton sens de l'organisation, et surtout, pour ta loyauté.

Travailler avec toi a été une chance, un réel privilège. Ce projet porte ta marque à chaque page. Je te suis profondément reconnaissante, et je n'oublierai jamais ce que tu as fait.

À tous ceux qui m'ont aidée, à mes amis et à mon groupe

Merci pour votre soutien, vos conseils, vos explications, vos encouragements, vos sourires et votre présence. Ce parcours aurait été bien plus difficile sans vous. Votre aide, même discrète, a eu un impact réel.

Nazim

Résumé

L'ouvrage faisant l'objet de notre étude est un bâtiment en charpente métallique de 15 étages (R+15), situé à Alger, en zone sismique (VI) selon le Règlement Parasismique Algérien RPA 2024. Ce bâtiment a une forme irrégulière et présente une hauteur totale de 64,3 m, une largeur de 42,26 m et une longueur de 13,8 m. L'étude dynamique a été réalisée à l'aide du logiciel **ETABS version 22.1**, les assemblages ont été modélisés avec **IDEA StatiCa**, et le dimensionnement des fondations a été effectué à l'aide du logiciel **SAFE**.

Abstract

The structure studied in this project is a 15-story steel-framed building (G+15), located in Algiers, in seismic zone VI according to the Algerian Seismic Code RPA 2024. The building has an irregular shape, with a total height of 64.3 m, a width of 42.26 m, and a length of 13.85 m.

The dynamic analysis was carried out using **ETABS version 22.1**, the connections were modeled with **IDEA StatiCa**, and the foundation design was performed using **SAFE** software.

ملخص

المبنى موضوع دراستنا هو مبنى من الهيكل المعدني مكون من 15 طابقاً (R+15)، يقع في الجزائر العاصمة، في المنطقة الزلزالية (VI) حسب المدونة الزلزالية الجزائرية RPA 2024. يتميز المبنى بشكل غير منتظم، ويبلغ ارتفاعه الإجمالي 64.3 مترًا، وعرضه 42.26 مترًا، وطوله 13.85 مترًا. تم إجراء التحليل الديناميكي باستخدام برنامج ETABS الإصدار 22.1، وتم نمذجة التوصيلات باستخدام IDEA StatiCa، أما تصميم الأساسات فقد تم باستخدام برنامج SAFE.

Sommaire

Remerciements

Dédicace

Dédicace

Résumé

Abstract

Liste des Symboles

Introduction Générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et conception

I.1.Introduction.....	1
I.2.Présentation de l'ouvrage	1
I.3.Caractéristiques géométriques.....	1
I.4.Propriétés des matériaux utilisés	8
I.4.1. L'acier	8
I.4.2. Le béton	8
I.5.Conception architecturale	10
I.6.Conception structurale	10
I.6.1. Superstructure horizontale.....	10
I.6.1.1. Les planchers	10
I.6.1.1.1. Plancher courant	11
I.6.2.1. Les poteaux	13
I.6.2.2. Les systèmes de stabilités	13
I.7.Conception des escaliers	13
I.8.Les assemblages	13
I.9.Règlements utilisés	13

Chapitre II:

II.1. Introduction.....	16
II.2. Les planchers collaborant	16
II.2.1. Hypothèse de calcul.....	16
II.3. La largeur de la dalle collaborant	17
II.4. Estimation des charges des planchers.....	17
II.4.1. Terrasse inaccessible	17
II.4.2. Etage courant	18
II.5. Dimensionnement et vérification des solives	19
II.5.1. Plancher terrasse	19
II.5.2. Plancher courant.....	29
II.6. Dimensionnement et vérification de poutre principale	30

II.6.1. Plancher terrasse	30
II.7. Pré- dimensionnement des poteaux	39
II.7.1. La Descente des charges	40
II.7.2. Surcharge d'exploitation	Erreur ! Signet non défini.
II.7.3. Vérification du flambement.....	43
II.7.4. Conclusion	44
Chapitre III :Pré-dimensionnement des éléments Secondaire	45
III.1. Introduction	46
III.2. L'acrotère.....	46
III.2.1. Introduction.....	46
III.2.2. Principe de calcul	46
III.2.3. Evaluation des charges.....	47
III.2.4. Calcul de la force sismique.....	47
III.2.5. Calcul des efforts	48
III.2.6.Ferraillage de la section de l'acrotère	49
III.2.7. Calcul du moment fictif	49
III.2.8. Condition de non fragilité.....	50
III.2.9. Vérifications	50
III.3. Escalier	53
III.3.1. Introduction.....	53
III.3.2. Pré-dimensionnement des marches	54
III.3.3. Choix des dimensions	54
III.3.4. Caractéristique géométrique de la cage d'escalier	54
III.3.5. Dimensionnement des éléments porteurs	55
III.3.6. Détermination de la section cornière	55
III.3.6.1. Evaluation des charges.....	55
III.3.6.2. Pré dimensionnement des supports de marches	56
III.3.7. Dimensionnement de limon.....	57
III.3.7.1. Evaluation des charges	57
III.3.8. Prédimensionnement des limons.....	59
III.3.9. Conclusion	62
Chapitre IV : Etude climatique	63
IV.1. Effet du vent.....	64
IV.1.1. Introduction	64
IV.1.2. Action du vent	64
IV.1.3. Coefficients de calcul	64
IV.1.4. Paramètre de calcul :.....	66
IV.2. Effet de neige	81

IV.2.1. Introduction	81
IV.2.2. Calcul des charges de neige	81
IV.2.3. Charge de neige sur le sol	82
Coefficient de forme de la toiture.....	82
IV.3. Conclusion.....	83
CHAPITRE V	84
ETUDE DYNAMIQUE	84
EN ZONE SYSMIQUE	84
V.1.Introduction.....	85
V.2.Etude sismique.....	85
V.2.1. Le but de l'étude dynamique	85
V.2.2. Modélisation de rigidité	85
V.2.3. Modélisation de la masse	85
V.2.4. Choix de la méthode de calcul.....	86
V.2.5. La méthode statique équivalente.....	86
V.2.6. La méthode d'analyse modale spectrale.....	86
V.2.6. Résultante des forces sismiques de calcul	88
V.2.7. Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente	88
V.2.8. Estimation de la période fondamentale de la structure (T)	89
V.2.9. Analyse dynamique de la structure	90
Exploitation des résultats	104
VI.1. Introduction	105
VI.2. Poteaux	105
VI.3. Poutres principales	107
VI.4. Poutres secondaires	107
VI.6. Conclusion.....	108
Chapitre VII : Vérification des éléments.....	109
VII.1. Introduction.....	110
VII.2. Le flambement.....	110
VII.3. Vérification de la stabilité	111
VII.3.1. Vérification des poteaux	111
VII.3.2. Vérification des poutres	117
VII.3.5. Vérification de noyau	121
VIII.1. Introduction :.....	124
VIII.2. Les différents modes d'assemblages	124
VIII.3. Assemblage par boulonnage.....	124
VIII.5. Assemblage par soudure.....	125
VIII.6.2. Vérification de l'assemblage poteau-poutre secondaire (HEB400_IPE240)	132

VIII.6.3. Assemblage pied de poteau :	134
VIII.6.4. Vérification de l'assemblage poteau-poteau	135
VIII.6.5. Assemblage poutre secondaire HEA400 et voile	138
VIII.6.6. Vérifications Assemblages de contreventement.....	139
VIII.7. Conclusion.....	142
Chapitre IX :Ferraillage des elements en beton	143
IX.1.1. Ferraillages des voiles	144
IX.2. Principe de calcul	144
IX.2.1. Vérifications spécifiques	144
IX.3. Ferraillage des voiles :.....	146
IX.3.1. Ferraillage des éléments de rive	146
IX.3.2. Ferraillage de l'ame.....	148
IX.1.2. Ferraillages des dalles	150
Détermination les efforts.....	151
Ferraillage	153
IX.3.1.4 Vérification de l'effort tranchant	154
IX.3.1.5Vérification à L'ELS.....	154
IX.3.1.5.1 Evaluation des sollicitations à l'ELS	154
IX.3.1.5.2 Vérification des contraintes :	155
CHAPITRE X :	157
X.1.Introduction	158
X.2.Situation géographique du projet.....	158
X.3.Procédures de l'étude	158
X.4.Schéma des coupes lithologiques	158
X.5.Type de sol	162
X.7.Résistance du sol	167
X.8. Conclusion	167
CHAPITRE XI :.....	168
XI.1. Introduction	169
XI.2. Typologie des fondations	170
XI.2.1 Les fondations superficielles.....	170
XI.2.2 Les fondations profondes	170
XI.2.3 Les fondations spéciales	170
XI.3. Étude de l'infrastructure	170
XI.4. Calcul des fondations	171
XI.5. Charges de la structure revenant au sol.....	172
XI.6. Semelles filantes	174
XI.6.2. Conclusion.....	176

XI.7. Radier général	176
XI.7.2. Pré-dimensionnement du radier	177
XI.8.1 Vérification de la contrainte du sol à ELS :	185
XI.8.2 Détermination des efforts	185
XI.8.3 Calcul du ferraillage :	186
XI.8.4 Vérification des contraintes à l'ELS :	187
XI.8.5 Ferraillage de nervure :	189
XI.8.6 Calcul des armatures :	190
XI.8.7 Vérification des contraintes à l'ELS :	190
XI.8.8 Schéma de ferraillage :	191
XI.9. Voile périphérique.....	191
XI.9.1. Introduction	191
XI.9.2. Pré dimensionnement.....	191
XI. 9.3. Evaluation des charges	192
XI.9.4. Ferraillage de la dalle :	194
Conclusion générale.....	198
Bibliographie.....	199

Liste des Figures

figure i. 1 : facade principale du batiment 1	2
figure i. 2 : la coupe a-a 1	3
figure i. 3 : la coupe b-b 2	4
figure i. 4 : plan de terrasse.....	5
figure i. 5 : plan d'etage courant	6
figure i. 6 : plan de sous sol	7
figure i. 7 : composition de plancher collaborant.	11
figure i. 8 : caracteristiques de hi-bond55-750.	12
figure i. 9 : connecteur de type nelson (goujon a tete).	12
figure ii. 1 : representation de la plus grande dalle.....	17
figure ii. 2 : schema statique de terrasse	19
figure ii. 3 : position de l'axe neutre plastique.....	24
figure ii. 4 : schema statique de poutre principale	30
figure ii. 5 : shema de poteau central.....	40
figure iv. 1 : direction principale de vent.	64
figure iv. 2 : hauteur de reference ze et profil correspondant de la pression dynamique.....	66
figure iv. 3 : vue en elevation des zones pression des parois verticales sens v1.....	68
figure iv. 4 : representation des coefficients cpe sur les differentes zones(v1).....	68
figure iv. 5 : coefficient de pression interieur cpi des batiments sans face dominants.	69
figure iv. 6 : legende pour les toitures plates.....	71
figure iv. 7 : legende pour la paroi verticale la toiture (v1).	72
figure iv. 8 : hauteur de reference ze et profil correspondant de la pression dynamique.....	75
figure iv. 9 : vue en elevation des zones pression des parois verticales sens v2.....	76
figure iv. 10 : zone de pression pour les parois verticales.....	76
figure iv. 11 : coefficient de pression interieur cpi des batiments sans face dominants.	77
figure iv. 12 : effet de neige sur toiture.....	82
figure iv. 13 : coefficient de forme (toiture a un seul versant).....	82
figure v. 1 : spectre de réponse	89
figure v. 2 : vue en 3d du modele initial.	91
figure v. 3 : vue en 2d du modele intermediaire.	93
figure v. 4 : la deformee pour les modes du modele intermediaire	94
figure v. 5 : disposition des contreventements pour le modele final.	96
figure v. 6 : la deformee pour les modes du modele finale.....	97
figure vii. 1 : phénomène du flambement.....	110
figure viii. 1 : vue d'assemblage poteau hea800–poutrehea600.....	126
figure viii. 2 : verification de deformation.	127
figure viii. 3 : contrainte equivalente.....	127
figure viii. 4 : vue d'assemblage poteau hea700–poutre hea600	128
figure viii. 5 : verification de deformation.	129
figure viii. 6 : contrainte equivalente.....	129
figure viii. 7 : vue d'assemblage poteau hea600–poutre hea600	130
figure viii. 8 : verification de deformation.	131
figure viii. 9 : contrainte equivalente.....	131
figure viii. 10 : vue d'assemblage poteau heb280–poutre ipe240	132
figure viii. 11 : verification de deformation.	133
figure viii. 12 : contrainte equivalente.....	133
figure viii. 13 : vue d'assemblage pied poteau	134
figure viii. 14 : verification de deformation.	135
figure viii. 15 : contrainte equivalente.....	135
figure viii. 16 : vue d'assemblage poteau– poteau.....	136
figure viii. 17 : verification de deformation.	137
figure viii. 18 : contrainte equivalente.....	137
figure viii. 19 : vue d'assemblage poutre secondaire hea400 et voile.....	138
figure viii. 20 : verification de deformation.	139
figure viii. 21 : contrainte equivalente.....	139

figure xi. 1 : modele etabs avec sous sol	169
figure xi. 2 : plans d'implantation a elu	172
figure xi. 3 : plans d'implantation a els	172
figure xi. 4 : schema des semelles filantes	174
figure xi. 5 : schema de la nervure.....	178
figure xi. 6 : modele 3d radier par le logiciel safe.....	184
figure xi. 7 : distribution de tassement au niveau de la fondation a els.	185
figure xi. 8 : distribution des contraintes au niveau de la fondation a els.	185
figure xi. 9 : le diagramme des moments au niveau de fondation a elu suivant x-x	186
figure xi. 10 : le diagramme des moments au niveau de fondation a elu suivant y-y	186
figure xi. 11 : le diagramme des moments a els suivant x-x.....	188
figure xi. 12 : le diagramme des moments a els suivant y-y.....	188
figure xi. 13 : schema de ferrailage de radier.	189
figure xi. 14 : diagramme d'moment max en travée sur la nervure a elu.	189
figure xi. 15 : diagramme d'moment max en appuis sur la nervure a elu.	190
figure xi. 16 : schema de ferrailage de nervure.	191
figure xi. 17 : poussees des terres.....	192
figure xi. 18 : ferrailage du voile peripherique en appuis (sens x-x).....	196
figure xi. 19 : ferrailage du voile peripherique en appuis (sens y-y).....	197
figure xi. 20 : ferrailage du voile peripherique en travée (sens x-x)	197
figure xi. 21 : ferrailage du voile peripherique en travée (sens y- y).....	197

Liste des Tableau

TABLEAU I. 1 : CARACTERISTIQUES DES NUANCES D'ACIER	8
TABLEAU I. 2 : VALEURS NOMINALES DE FY POUR LE FERRAILLAGE	8
TABLEAU II. 1 : CHARGE PERMANENTE D'UN PLANCHER TERRASSE INACCESSIBLE DTRB.C2.2.....	18
TABLEAU II. 2 : CHARGE PERMANENTE D'UN PLANCHER COURANT.....	18
TABLEAU II. 3 : CARACTERISTIQUES DU PROFILE IPE270.....	20
TABLEAU II. 4 : LES CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES GOUJONS ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.	
TABLEAU II. 5 : TABLEAU RECAPITULATIF DE LA SOLIVE D'ETAGE COURANT (PHASE DE CONSTRUCTION).....	29
TABLEAU II. 6 : TABLEAU RECAPITULATIF DE LA SOLIVE D'ETAGE COURANT (PHASE FINAL)	29
TABLEAU II. 7 : CARACTERISTIQUES DU PROFILE HEA400.....	30
TABLEAU II. 8 : TABLEAU RECAPITULATIF DE LA POUTRE D'ETAGE COURANT (PHASE DE CONSTRUCTION).....	38
TABLEAU II. 9 : TABLEAU RECAPITULATIF DE LA POUTRE D'ETAGE COURANT (PHASE FINAL).....	39
TABLEAU II. 10 :..... ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.	
TABLEAU II. 11 : CHOIX DES SECTIONS DES PROFILEE DE POTEAU CENTRAL.	41
TABLEAU IV. 1 : CARACTERISTIQUE DES ZONES.	68
TABLEAU IV. 2 : LA PRESSION AERODYNAMIQUE POUR CPI1=0,8 (DIRECTION V1).....	70
TABLEAU IV. 3 : LA PRESSION AERODYNAMIQUE POUR CPI1= -0,5 (DIRECTION V1)	70
TABLEAU IV. 4 : LA PRESSION AERODYNAMIQUE POUR CPI1=0,8 (DIRECTION V1).....	71
TABLEAU IV. 5 : LA PRESSION AERODYNAMIQUE POUR CPI1= -0,5 (DIRECTION V1)	71
TABLEAU IV. 6 : LA PRESSION AERODYNAMIQUE POUR CPI1=0,8 (DIRECTION V1).....	73
TABLEAU IV. 7 : LA PRESSION AERODYNAMIQUE POUR CPI1= -0,5 (DIRECTION V1)	73
TABLEAU IV. 8 : LA PRESSION AERODYNAMIQUE POUR CPI1=0,8 (DIRECTION V1).....	74
TABLEAU IV. 9 : LA PRESSION AERODYNAMIQUE POUR CPI1= -0,5 (DIRECTION V1)	74
TABLEAU IV. 10 : CARACTERISTIQUE DES ZONES.	76
TABLEAU IV. 11 : LA PRESSION AERODYNAMIQUE POUR CPI1=0,8 (DIRECTION V2).....	78
TABLEAU IV. 12 : LA PRESSION AERODYNAMIQUE POUR CPI1= -0,5 (DIRECTION V2)	78
TABLEAU IV. 13 : LA PRESSION AERODYNAMIQUE POUR CPI1=0,8 (DIRECTION V2).....	79
TABLEAU IV. 14 : LA PRESSION AERODYNAMIQUE POUR CPI1= -0,5 (DIRECTION V2)	79
TABLEAU IV. 15 : LA PRESSION AERODYNAMIQUE POUR CPI1=0,8 (DIRECTION V2).....	80
TABLEAU IV. 16 : LA PRESSION AERODYNAMIQUE POUR CPI1= -0,5 (DIRECTION V2)	80
TABLEAU IV. 17 : LA PRESSION AERODYNAMIQUE POUR CPI1=0,8 (DIRECTION V2).....	81
TABLEAU IV. 18 : LA PRESSION AERODYNAMIQUE POUR CPI1= -0,5 (DIRECTION V2)	81
TABLEAU V. 1 : VALEURS DES PENALITES PQ	90
TABLEAU V. 2 : PARTICIPATION MASSIQUE DU MODELE INITIAL.....	92
TABLEAU V. 3 : PARTICIPATION MASSIQUE DU MODELE INITIAL.....	93
TABLEAU V. 4 : RECAPITULATIF DES FACTEURS IMPLIQUES DANS LA STATIQUE EQUIVALENTE	94
TABLEAU V. 5 : POURCENTAGE DE PARTICIPATION MASSIQUE POUR LE MODELE FINAL.....	97
TABLEAU V. 6 : RECAPITULATIF DES FACTEURS IMPLIQUES DANS LA STATIQUE EQUIVALENTE	98
TABLEAU V. 7 : DEPLACEMENT RESULTANT SUIVANT X	99
TABLEAU V. 8 : DEPLACEMENT RESULTANT SUIVANT	100
TABLEAU V. 9 : VERIFICATION DE L'EFFET P-Δ.....	101
TABLEAU VI. 1 : VERIFICATION DES EFFORS DES POTEAU CAS1	105
TABLEAU VI. 2 : VERIFICATION DES EFFORS DES POTEAU CAS2	106
TABLEAU VI. 3 : VERIFICATION DES EFFORS DES POTEAU CAS3	106
TABLEAU VI. 4 : VERIFICATION DES EFFORS DES POUTRES PRICIPALES.....	107
TABLEAU VI. 5 : VERIFICATION DES EFFORS DES POUTRES SECONDAIRES	107
TABLEAU VI. 6 : VERIFICATION DES EFFORS DES CONTREVENTEMENTS.....	108
TABLEAU VII. 1 : VERIFICATION AU FLAMBEMENT PAR FLEXION POUR NMAX.....	115
TABLEAU VII. 2 : VERIFICATION AU FLAMBEMENT PAR FLEXION POUR MYMAX.....	116
TABLEAU VII. 3 : VERIFICATION AU FLAMBEMENT PAR FLEXION POUR MZMAX.	117
TABLEAU VII. 4 : CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUE ET MECANIQUE DE HEA600	117
TABLEAU VII. 5 : CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUE ET MECANIQUE DE HEA400	119

TABLEAU VII. 6 : VERIFICATION DES SECTIONS DES CONTREVENTEMENTS.....	121
TABLEAU VII. 7 : VERIFICATION DES NOYAU.....	122
TABLEAU VIII. 1 : CARACTERISTIQUES MECANQUES DES BOULONS SELON LEUR CLASSE D'ACIER	124
TABLEAU VIII. 2 : CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES BOULONS.....	125
TABLEAU VIII. 3 : RESUME D'ASSEMBLAGE POUTRE HEA800–POUTRE HEA600	126
TABLEAU VIII. 4 : RESUME D'ASSEMBLAGE POUTRE HEA700–POUTRE HEA600	128
TABLEAU VIII. 5 : RESUME D'ASSEMBLAGE POUTRE HEA600–POUTRE HEA600	130
TABLEAU VIII. 6 : RESUME D'ASSEMBLAGE POUTRE HEB280–POUTRE IPE240.....	132
TABLEAU VIII. 7 : RESUME D'ASSEMBLAGE PIED POTEAU.....	134
TABLEAU VIII. 8 : RESUME D'ASSEMBLAGE POTEAU– POTEAU.....	136
TABLEAU VIII. 9 : RESUME D'ASSEMBLAGE POUTRE SECONDAIRE HEA400 ET VOILE	138
TABLEAU VIII. 10 : CARACTERISTIQUE DES PROFILES ASSEMBLES.	140
TABLEAU VIII. 11 : DISPOSITION CONSTRUCTIVE DES BOULONS.....	140
TABLEAU XI. 1 : EFFORTS VERTICAUX TRANSMIS AUX NŒUDS DE BASE	173
TABLEAU XI. 2 : REACTION DE LA FONDATION.....	174
TABLEAU XI. 3 : SECTIONS DES SEMELLES FILANTES YY.....	175
TABLEAU XI. 4 : CONTRAINTE SOUS LE RADIER A L'ELU	181
TABLEAU XI. 5 : CONTRAINTE SOUS LE RADIER A L'ELS	181
TABLEAU XI. 6 : CONTRAINTE SOUS LE RADIER A L'ELU	183
TABLEAU XI. 7 : CONTRAINTE SOUS LE RADIER A L'ELS	183
TABLEAU XI. 8 : FERRAILLAGE DU RADIER SUR LE MOMENT LE PLUS REPANDU	187
TABLEAU XI. 9 : VERIFICATION DES CONTRAINTES DE LA DALLE DU RAIDER A L'ELS.	189
TABLEAU XI. 10 : FERRAILLAGE DE LA NERVURE SUR LE MOMENT LE PLUS REPANDU	190
TABLEAU XI. 11 : VERIFICATION DES CONTRAINTES DE LA NERVURE A L'ELS.....	191
TABLEAU XI. 12 : FERRAILLAGE DE LA DALLE PLEINE	194
TABLEAU XI. 13 : VERIFICATION DES CONTRAINTES A L'ELS	196

Liste des Symboles

La signification des principaux symboles est la suivante :

A : Coefficient d'accélération de zone.

A_s : Aire d'une section d'acier.

φ : Angle de frottement.

Q : Charge d'exploitation.

γ : 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.

σ_s : Contrainte de traction admissible de l'acier.

σ_{bc} : Contrainte de compression admissible du béton.

τ : 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 : Effort tranchant à 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'âge.

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.

F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.

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 ($E = 210\,000\text{ MPa}$).

G : Module d'élasticité transversale de l'acier ($G = 84\,000\text{ MPa}$).

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.

n : Nombre de plans de cisaillement ou de frottement.

n_{br} : 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_{brd} : Résistance à la pression diamétrale des pièces assemblées.

F_{trd} : 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, R_d : Résistance à la tension du boulon EN 1993-1-8 tab.

HR : boulons à haut résistance.

OR : boulon ordinaire.

F_{vsd} : effort de cisaillement.

F_{tsd} : effort de traction.

a : cordon de la soudure.

M_t : moment de torsion

Introduction Générale

La construction en charpente métallique s'est imposée comme une solution incontournable dans le domaine du génie civil, en particulier pour les bâtiments de grande hauteur et ceux situés en zones sismiques. Grâce à sa légèreté, sa résistance mécanique élevée et la rapidité de sa mise en œuvre, cette technique répond efficacement aux exigences croissantes en matière de performance structurelle, de sécurité et de flexibilité architecturale.

Dans ce type de construction, la stabilité face aux sollicitations horizontales, telles que les effets du vent ou des séismes, représente un enjeu crucial. Pour y faire face, deux systèmes porteurs sont couramment mis en œuvre : le noyau en béton armé, généralement localisé au centre du bâtiment, et le contreventement métallique, souvent disposé en façade ou dans des travées spécifiques. Le noyau en béton, rigide et particulièrement performant en compression, joue un rôle essentiel dans la reprise des efforts de flexion et de torsion. De leur côté, les contreventements métalliques, par leur souplesse et leur capacité à se déformer de manière contrôlée, assurent une dissipation efficace de l'énergie sismique.

L'association de ces deux systèmes au sein d'une même structure permet de conjuguer les avantages de chacun, aboutissant à une stabilité accrue, une meilleure distribution des efforts horizontaux et une optimisation du dimensionnement des éléments porteurs. Cette solution mixte s'avère particulièrement efficace pour les bâtiments de grande envergure, alliant sécurité, performance et rationalité économique.

Par ailleurs, le recours à des outils numériques avancés pour la modélisation structurelle, l'analyse dynamique et la vérification des assemblages permet une conception précise, conforme aux normes en vigueur et adaptée aux conditions spécifiques du site.

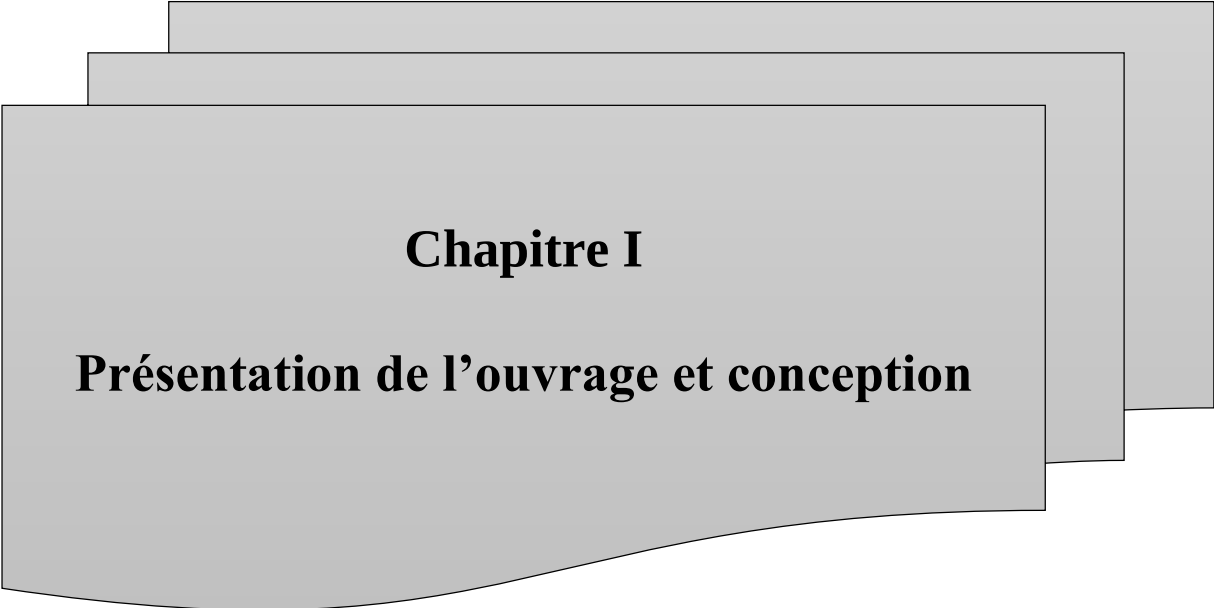
Dans le cadre de ce mémoire, nous étudierons une structure de type Bâtiment R+15 en charpente métallique, intégrant à la fois un noyau central en béton armé et un système de contreventement métallique, afin d'évaluer la performance globale de cette configuration mixte.

La démarche suivie sera organisée en neuf chapitres principaux :

- Chapitre 1 : Généralités et présentation de l'ouvrage.
- Chapitre 2 : Pré-dimensionnement des éléments principaux.
- Chapitre 3 : Pré-dimensionnement des éléments secondaires.
- Chapitre 4 : Étude des actions climatiques.
- Chapitre 5 : Étude dynamique en zone sismique.
- Chapitre 6 : Exploitation et analyse des résultats.

- Chapitre 7 : Vérification des éléments.
- Chapitre 8 : Étude des assemblages.
- Chapitre 9 : Ferrailage de voile.
- Chapitre 10 : Exploitation de rapport de sol.
- Chapitre 11 : Calcul des fondations.

Ce mémoire s'achèvera par une conclusion générale, récapitulant les principales observations et résultats obtenus au cours de l'étude.



Chapitre I

Présentation de l'ouvrage et conception

I.1.Introduction

Ce chapitre introductif vise à présenter l'ouvrage étudié dans le cadre de notre projet de fin d'études. Il s'agit d'un bâtiment à usage administratif, implanté dans une zone à forte activité sismique. Nous y détaillons ses principales caractéristiques architecturales, géométriques et structurelles, en précisant les matériaux utilisés ainsi que les normes réglementaires appliquées. Cette étape constitue un socle fondamental pour la compréhension des choix de conception et des analyses structurelles ultérieures.

Les études réalisées dans ce cadre incluent :

- La conception des éléments porteurs : fondations, poutres, poteaux et planchers.
- L'analyse dynamique de la structure en vue d'évaluer sa performance face aux sollicitations sismiques.
- La vérification de la résistance des éléments structuraux.

I.2.Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage étudié est un bâtiment administratif localisé dans la wilaya d'Alger. Il se compose d'un rez-de-chaussée surmonté de quinze étages (15 étages), ainsi que de trois niveaux de sous-sol aménagés en parkings. Conformément au Règlement Parasismique Algérien (RPA99/V.2024), le site est classé en zone de sismicité élevée (zone VI).

I.3.Caractéristiques géométriques

- **Dimensions en élévation :**
 - Hauteur totale du bâtiment 64,30 m
 - Hauteur rez-de-chaussée 4.00 m
 - Hauteur d'autre étage :4.00 m
- **Dimensions en plan :**
 - Longueur totale du bâtiment 13,85 m
 - Largeur totale du bâtiment 42,2- m

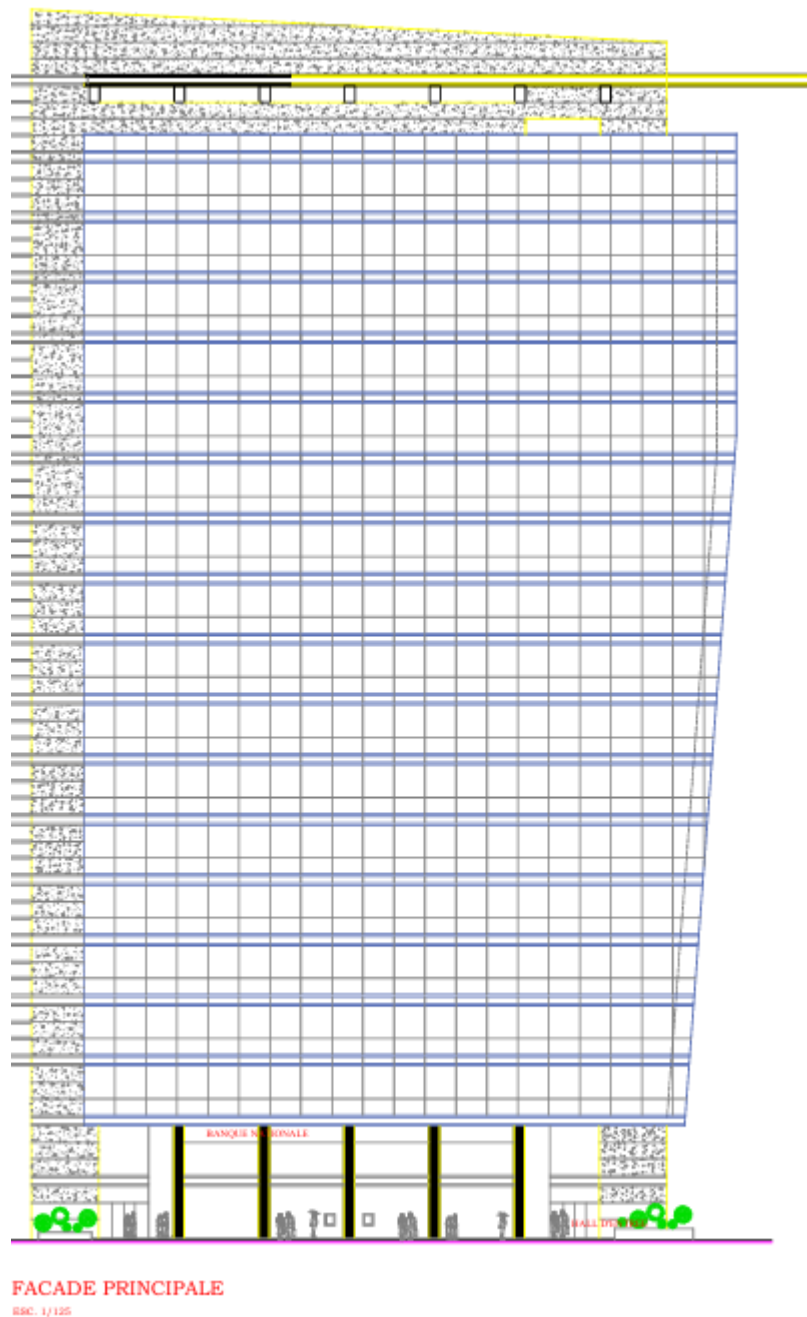
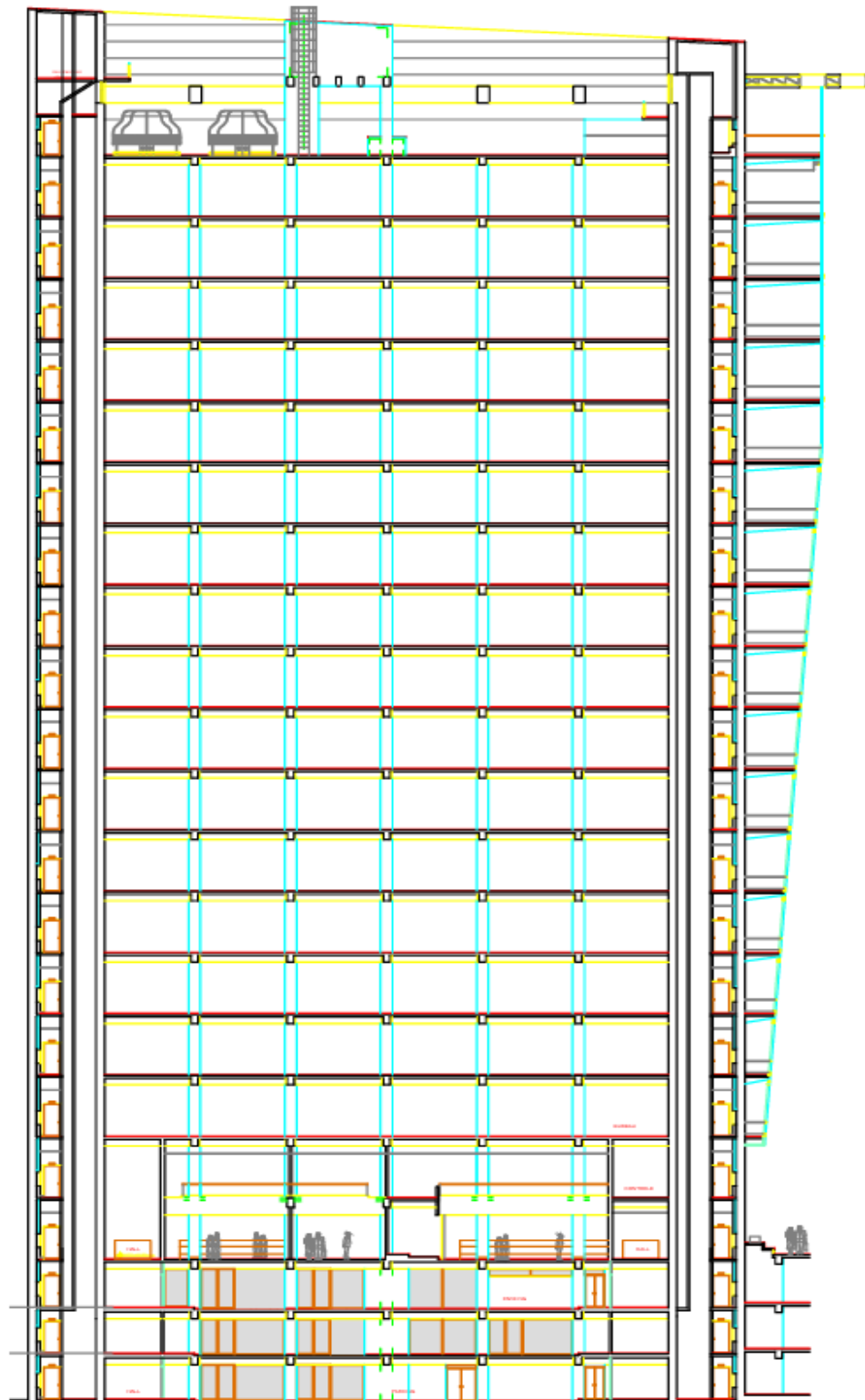


Figure I. 1 : Facade principale du batiment 1



COUPE A-A
ESC. 1/125

Figure I. 2 : la coupe A-A 1

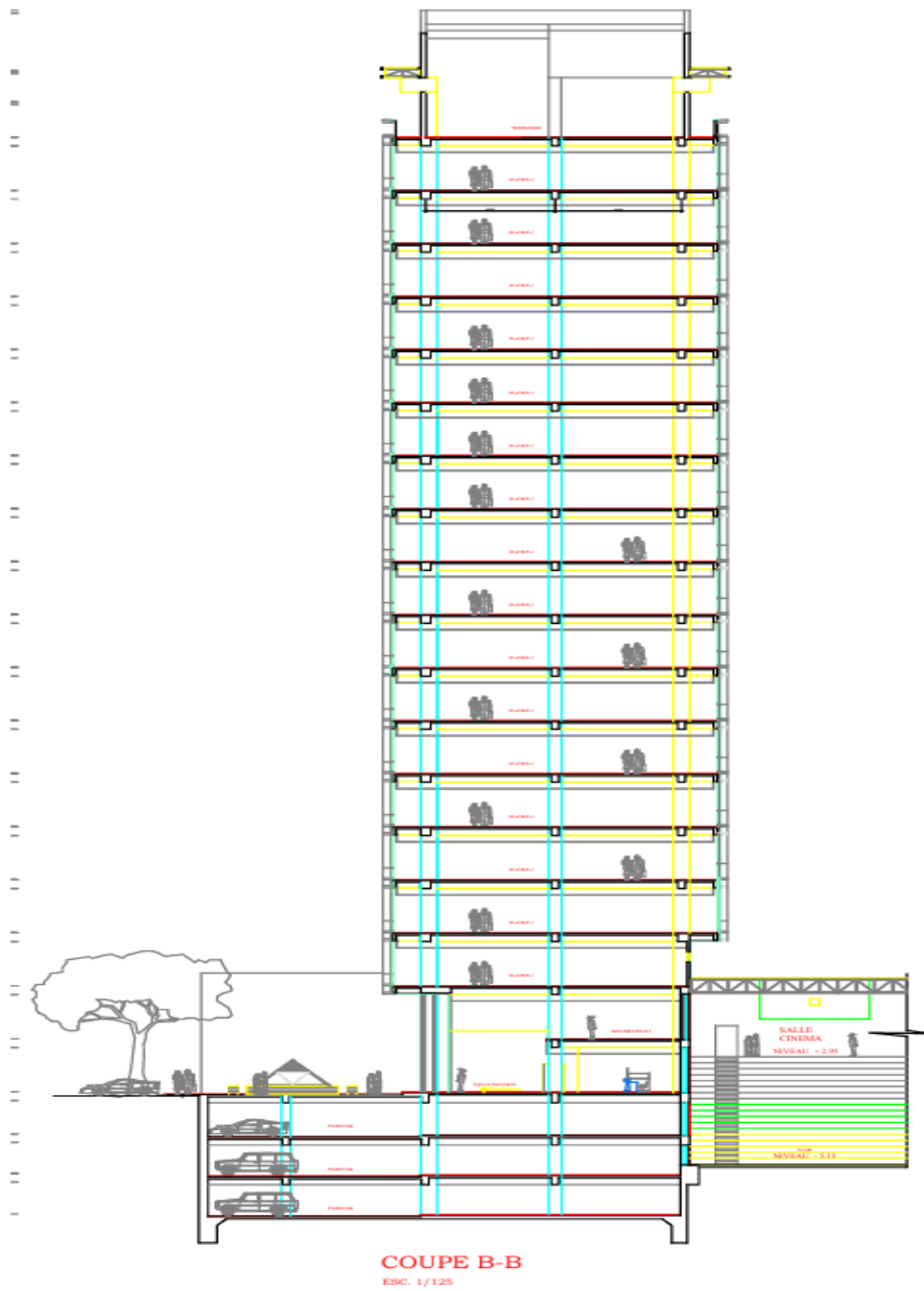


Figure I. 3 : la coupe B-B 2

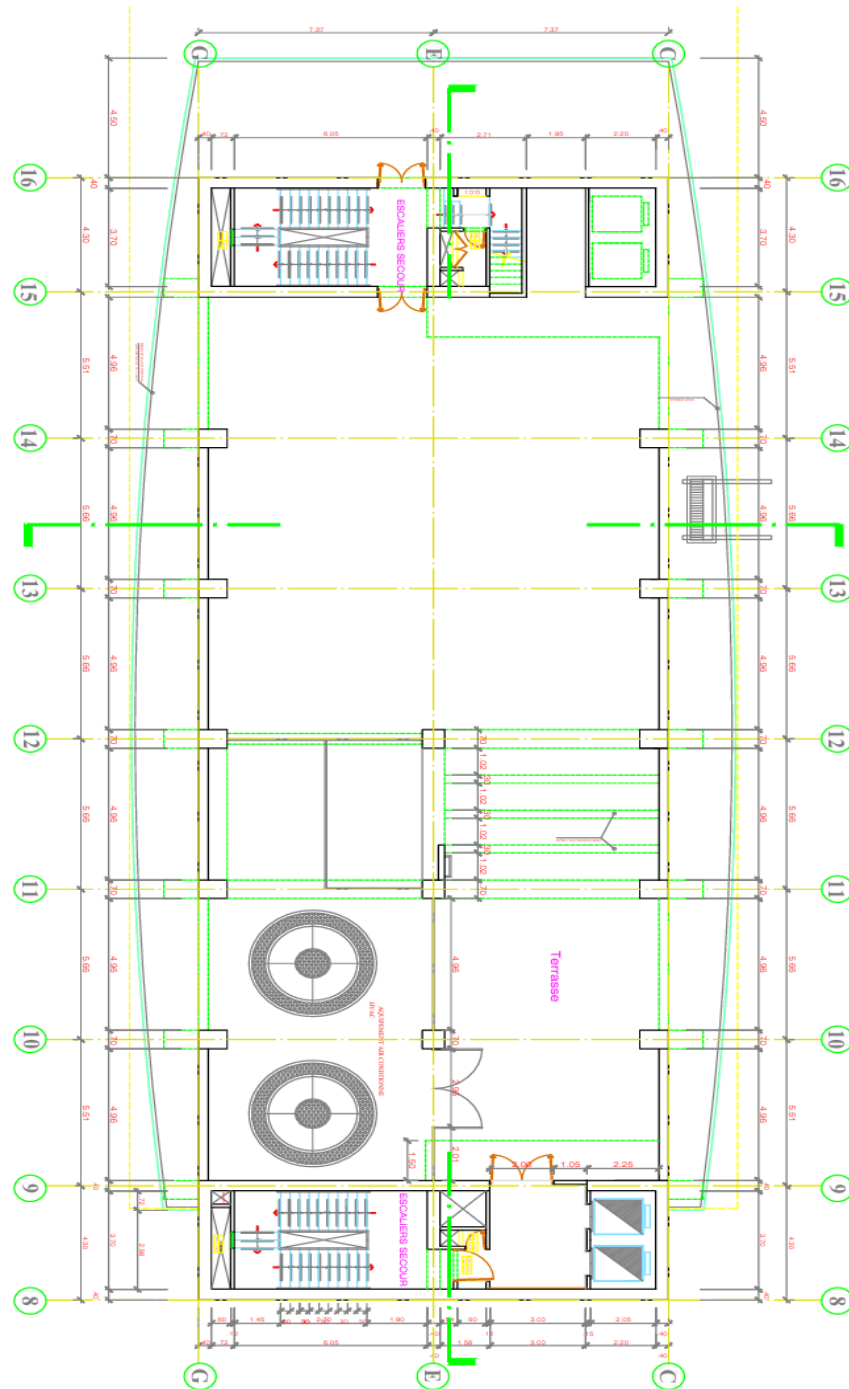


Figure I. 4 : plan de terrasse

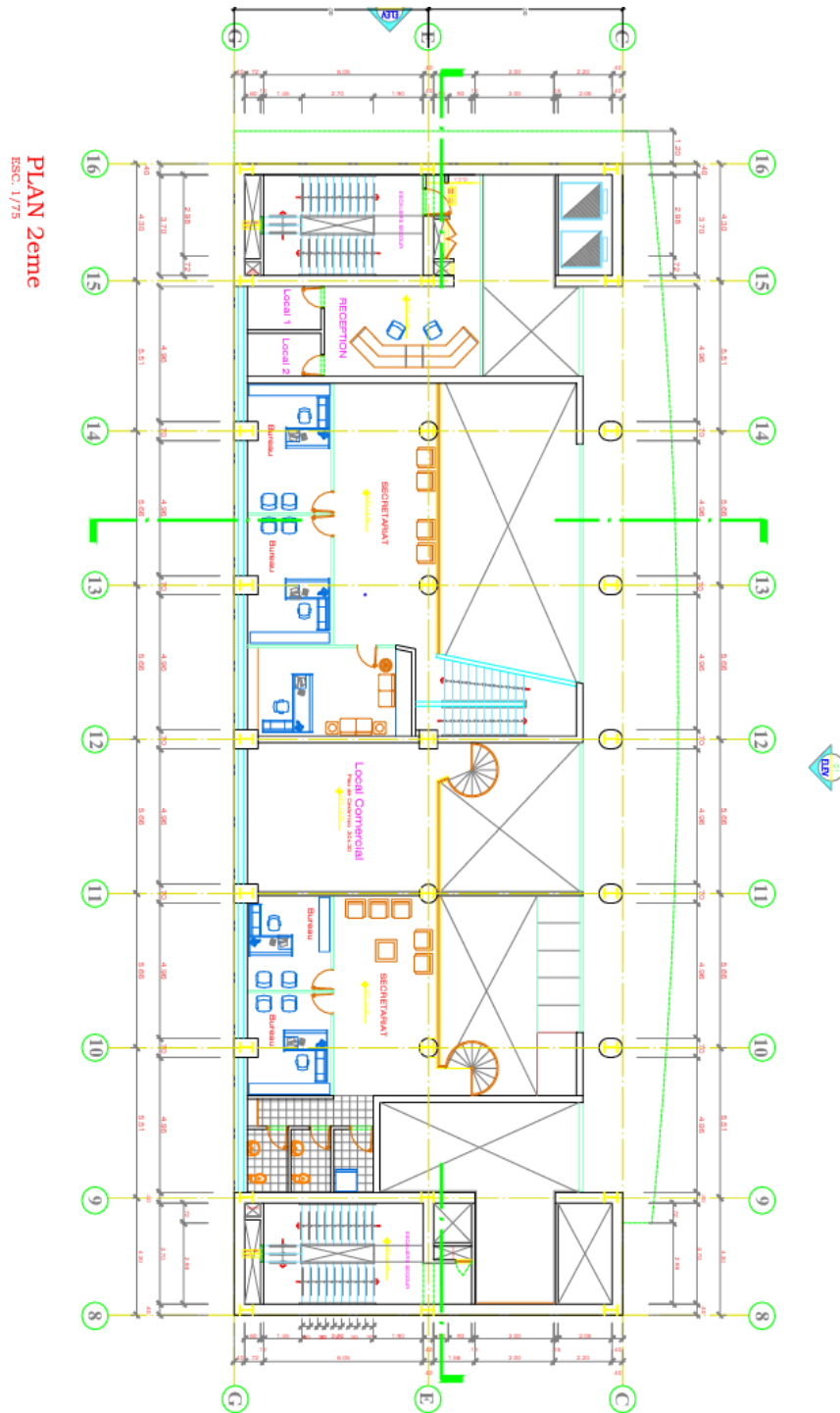


Figure I. 5 : Plan d'étage courant

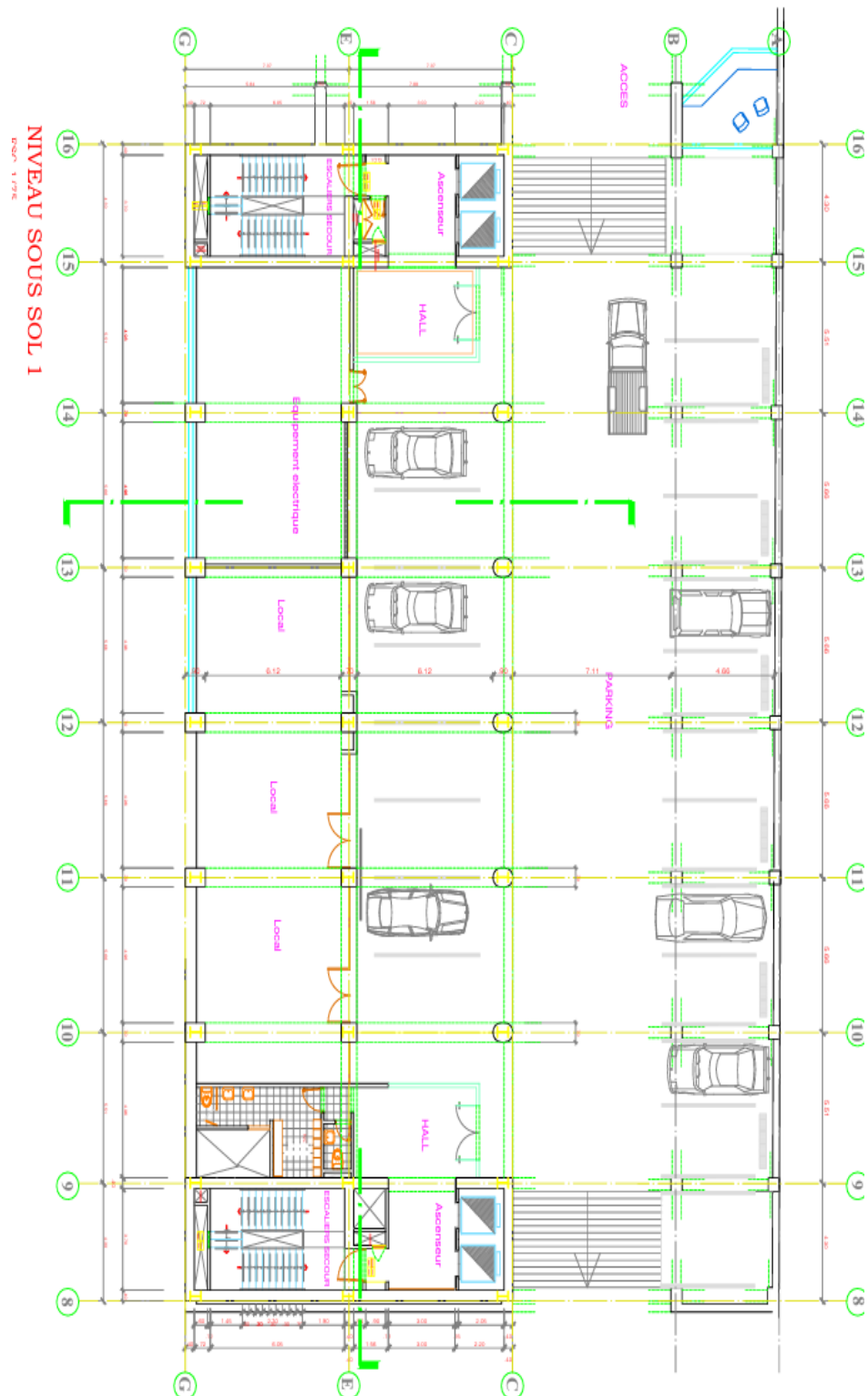


Figure I. 6 : plan de sous sol

I.4. Propriétés des matériaux utilisés

I.4.1. L'acier

- L'acier, alliage de fer et de carbone enrichi parfois en nickel et en chrome, est reconnu pour sa haute résistance mécanique, sa durabilité et sa ductilité. La nuance d'acier retenue pour le projet est Fe275, conformément aux prescriptions de l'Eurocode 3 et du CCM97.

Nuance d'acier	Epaisseur (mm)			
	t ≤ 40mm		40mm ≤ t ≤ 100mm	
	Fy (N/mm²)	Fu (N/mm²)	Fy (N/mm²)	Fu (N/mm²)
Fe 360	235	360	215	340
Fe 430	275	430	255	410
Fe 510	355	510	355	490

Tableau I. 1 : Caractéristiques des nuances d'acier

- **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**

- Les fondations sont armées à l'aide d'aciers HA soudables, présentant les caractéristiques suivantes :
- Contrainte limite d'élasticité : $f_e = 500 \text{ MPa}$
- Module d'élasticité longitudinale : $E = 2.1 \cdot 10^5 \text{ MPa}$

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

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

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 a 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$ pour le béton de classe C25/30.
- La résistance à la traction a 28 jours $f_{t28} = 0.06f_{c28} + 0.6 = 2.1 \text{ MPA}$

- **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.4.2.1. 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 : $f_{c28} = 25$ MPa on trouve : $E_{v28} = 10818.87$ MPa.

I.5.Conception architecturale

La structure est de forme rectangulaire composée d'un RDC et 15 étages avec une terrasse inaccessible.

- Sous –sol 1 : Parking.
- Sous –sol 2 : Parking.
- Sous –sol 3 : Parking.
- RDC → 15 ième étage : usage administratif

I.6.Conception structurale

La conception structurale de l'ouvrage repose sur une ossature métallique combinée à des éléments en béton, formant un système mixte acier-béton. Elle est organisée en deux grandes composantes : la superstructure horizontale (planchers) et la superstructure verticale (poteaux et systèmes de stabilité). L'objectif est d'assurer à la fois la transmission optimale des charges verticales et la stabilité face aux sollicitations horizontales, notamment sismiques.

I.6.1. Superstructure horizontale

I.6.1.1. Les planchers

Les planchers adoptés dans ce projet sont de type collaborant, ou mixtes. Ils combinent une dalle en béton armé avec un profilé métallique en bac acier, permettant ainsi de tirer parti des avantages mécaniques de chaque matériau : la résistance à la compression du béton et la résistance à la traction et au cisaillement de l'acier.

Le rôle essentiel des plancher collaborant, supposé infiniment rigide dans le plan horizontal, est de transmettre les efforts aux éléments porteurs les poutres et poteaux. On utilisera dans notre projet des planches collaborant. Les planchers collaborant sont des éléments structuraux, défini comme mixte car ils associent deux matériaux de natures et propriété différentes, avec l'objectif de tirer, sur le plan mécanique la meilleure partie de cette association.

- Une dalle en béton pour résister aux efforts de compression
- Des poutres en acier pour résister à l'effort de traction et à l'effort tranchant

I.6.1.1.1. Plancher terrasse

Il est identique aux plancher courants sauf pour la partie supérieure qui comprend des couches

supplémentaires (étanchéité, gravillon ...).

- ❖ Etanchéité : l'étanchéité des toitures terrasses permet l'évacuation des eaux pluviales et l'étanchéité à l'eau des bâtiments.
- ❖ Gravillon : l'utilisation de gravier ou de gravillon est une formule moins chère pour protéger la membrane d'étanchéité

I.6.1.1.1. Plancher courant

La composition de plancher courant est illustré dans la figure suivante

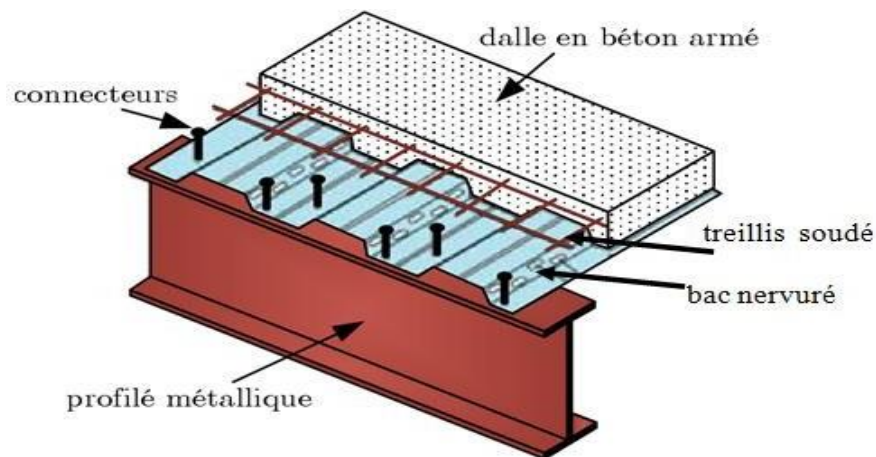


Figure I. 7 : composition de plancher collaborant.

Les planchers reposent sur un ensemble des poutres et des solives métalliques, la liaison entre la dalle, le bac d'acier et la structure porteuse est assurée par des connecteurs.

- Bac d'acier

Le bac d'acier de type **HI-BOND55-750** permet :

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

Dont les caractéristiques suivantes :

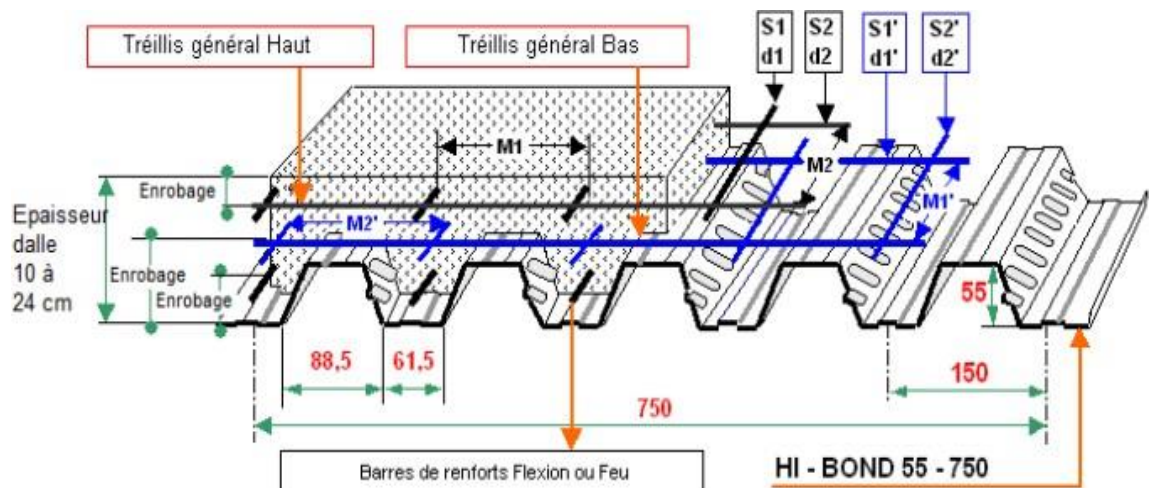


Figure I. 8 : caractéristiques de HI-BOND55-750.

- Les connecteurs

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

Dans notre cas, on utilise des Connecteur de type Nelson (goujon à tête) de hauteur $h=95\text{mm}$ et de diamètre $d=19\text{mm}$, qui sont assemblés par soudage (voir figure ci-dessus)

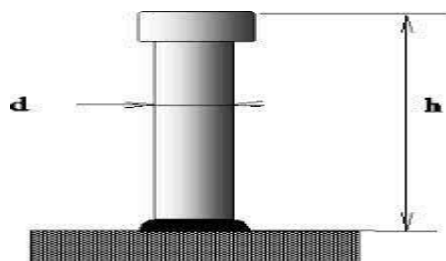


Figure I. 9 : Connecteur de type Nelson (goujon à tête).

I.6.1.2. Les solives

Les solives sont des poutrelles IPE ou bien IPN travaillent à la flexion simple, leur espacement est compris entre 1.5m et 4m.

I.6.1.3. Les poutres

Les poutres, sont des éléments généralement horizontaux (IPE) qui doivent reprendre essentiellement les efforts de flexion. Leur section doit par conséquent présenter une inertie adaptée dans le sens de flexion et donc une

I.6.2. Superstructure verticale**I.6.2.1. Les poteaux**

Les poteaux sont des éléments verticaux conçus pour supporter les charges descendantes provenant des poutres et des planchers. Ils travaillent principalement en compression et parfois en flexion lorsque des charges horizontales sont appliquées. Leur section est généralement de type HEB, HEA, en fonction des sollicitations et des exigences de stabilité de la structure.

I.6.2.2. Les systèmes de stabilités

Le noyau central est une structure rigide située au cœur d'un bâtiment, assurant sa stabilité en reprenant les efforts horizontaux (vent, séisme) et verticaux. Il est généralement constitué de voiles en béton armé ou de cadres métalliques et intègre souvent les circulations verticales (escaliers, ascenseurs).

I.7. Conception des escaliers

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

I.8. Les assemblages

Les assemblages ont pour but de transmettre les efforts aux poteaux et les poutres. Dans notre étude on utilise deux types d'assemblage :

- Assemblage par boulonnage.
- Assemblage par soudure.

I.9. Règlements utilisés

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

CCM97 : règles de calcul des constructions en acier.

DTRC2-2 : document technique réglementaire (charges permanente et D'exploitation)

RPA99 V2024 : règlement parasismiques algériennes version 2024

RNV2013 : règles définissant les efforts de la neige et du vent version 2003

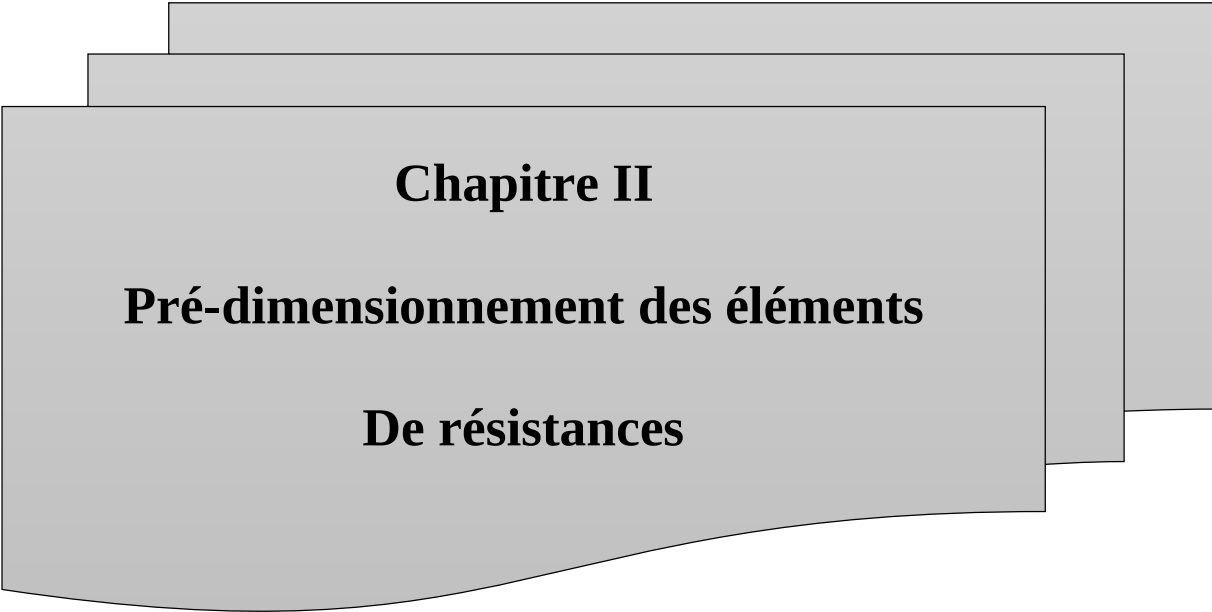
BAEL91 : Béton armé aux états limite.

EC3 : Calcul des structures en acier.

EC4 : Conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton

I.10.Conclusion

Ce chapitre a permis de présenter l'ouvrage étudié, ses caractéristiques architecturales et structurelles, ainsi que les matériaux et normes utilisés. La conception adoptée repose sur une structure mixte acier-béton, pensée pour assurer résistance, stabilité et conformité aux exigences sismiques. Ces éléments serviront de base aux analyses techniques et dimensionnements détaillés qui seront développés dans les chapitres suivants.



Chapitre II

Pré-dimensionnement des éléments

De résistances

II.1. Introduction

Le pré-dimensionnement des éléments porteurs constitue une étape essentielle dans le processus de conception d'une structure, en particulier lorsqu'il s'agit d'ouvrages mixtes acier-béton soumis à des sollicitations complexes, notamment sismiques. Ce chapitre s'attache à définir les dimensions initiales des composants principaux de la structure (solives, poutres, poteaux) en se basant sur les normes en vigueur telles que l'EC3, l'EC4, le BAEL91 et le RPA99 version 2024. L'objectif est d'atteindre un équilibre entre stabilité, sécurité structurelle et optimisation des profils, tout en tenant compte des phases de construction et de service. Les vérifications portent sur la flexion, l'effort tranchant, le déversement et la rigidité, afin de garantir la validité des choix structuraux.

II.2. Les planchers collaborant

Le rôle essentiel des planchers, supposés infiniment rigide dans le plan horizontal est de transmettre les efforts aux éléments porteurs les poutres et les poteaux.

II.2.1. Hypothèse de calcul

- Phase de construction
- Phase finale
- **Phase de construction**

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

- Poids propre du profilé
- Poids propre du béton frais
- Surcharge de construction (ouvrier)
- **Phase finale**

Le béton ayant durci, donc la section mixte (le profilé et la dalle) travaille ensemble.

On doit tenir compte des charges suivantes :

- Le poids propre de profilé
- Le poids propre de béton (sec)
- La surcharge d'exploitation
- Finition

II.3. La largeur de la dalle collaborant

On prendra en compte de chaque côté de l'axe de la poutre, une largeur de la dalle égale à la plus faible des valeurs suivantes :

$$\begin{cases} \frac{2L_0}{8} \\ b \end{cases} \text{ Avec } L_0: \text{ longueur libre d'une poutre simplement appuis et } b \text{ entre les poutre}$$

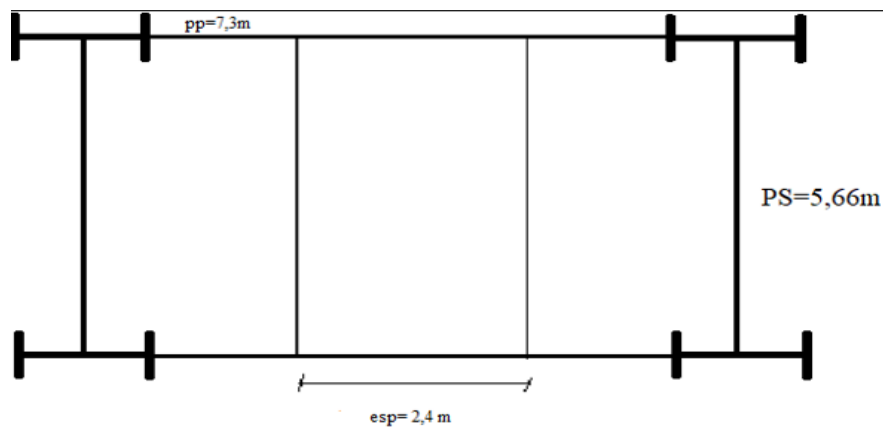


Figure II. 1 : Représentation de la plus grande dalle.

II.4. Estimation des charges des planchers

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

II.4.1. Terrasse inaccessible

- Charge permanente

Matériaux	G (KN/m ²)
▪ Protection gravier	0,85
▪ Etanchéité multicouche	0,3
▪ Béton de pente	2,20
▪ Isolation thermique	0,16
▪ Poids de la dalle	2,33
▪ Bac d'acier (HIBON 55)	0,15
▪ Faux plafond	0,10
▪ Climatique	0,4
Total	6,49

Tableau II. 1 : Charge permanente d'un plancher terrasse inaccessible DTRB.C2.2➤ **Charge d'exploitation**

(Qterasse) = 1 (KN/m²) terrasse inaccessible

II.4.2. Etage courant➤ **Charge permanente**

Matériaux	G (KN/m ²)
▪ Dalle de sol	0,5
▪ Mortier de pose	0,40
▪ Dalle en béton armé (e=12cm)	2,33
▪ Faux plafond	0,2
▪ Bac d'acier (HIBON 55)	0,15
▪ Cloisonnement	1,00
Total	4,58

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

Le bâtiment étudié est à usage administratif (bureaux proprement dits), donc la surcharge d'exploitation est égale à **Q= 2,5 KN/m²**

II.5. Dimensionnement et vérification des solives

II.5.1. Plancher terrasse

➤ $L_{(solive)} = 5.66m$

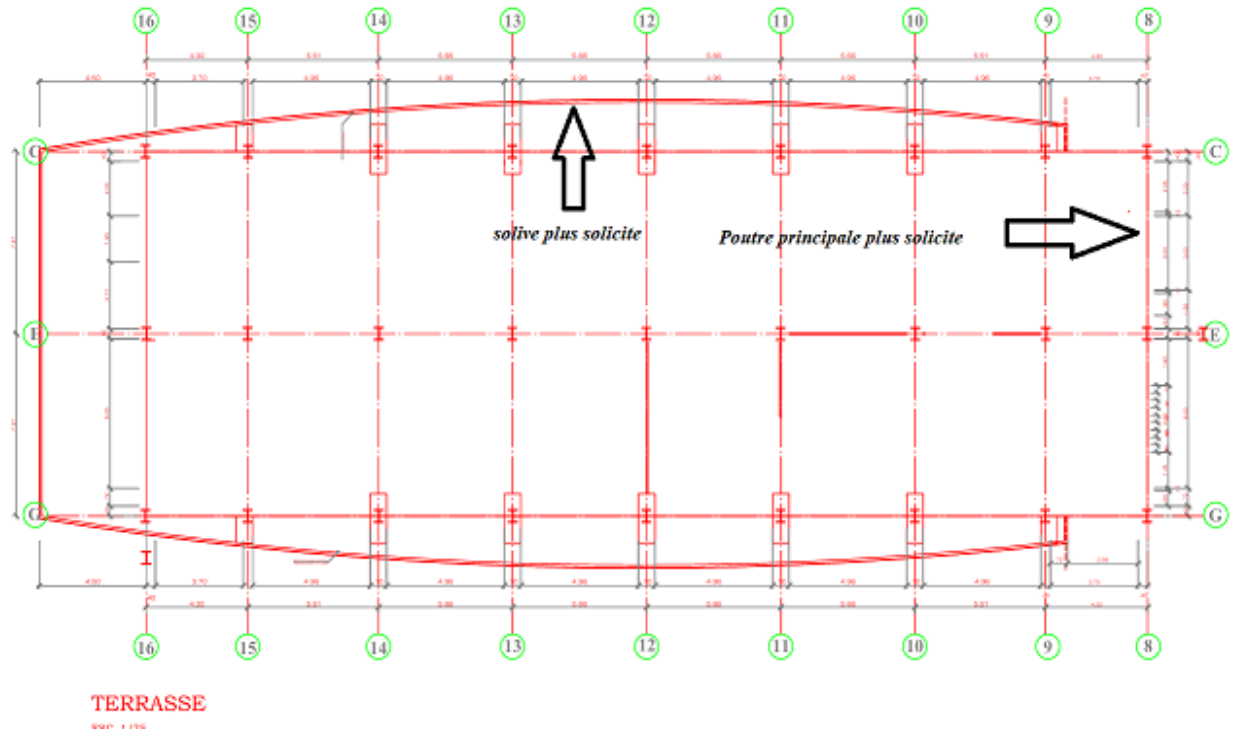


Figure II. 2 : Schéma statique de terrasse

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

Avec :

H : la hauteur de profile

L : la longueur de la solive

$$\frac{5660}{25} \leq h \leq \frac{5660}{15}$$

$$224 \leq h \leq 377.33$$

On prend IPE 240 dont les caractéristiques sont les suivants :

Profilé	G (kg/m)	A (cm ²)	h (mm)	b (mm)	t _f (mm)	t _w (mm)	I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)	W _{ply} (cm ³)	i _y (cm)	i _z (cm)
IPE240	30,7	39,12	240	120	9,8	6,2	3892	283,6	366,6	9,97	2,69

Tableau II. 3 : Caractéristiques du profilé IPE240

○ **Phase de construction**

Poids de profilé $gp = 0,307 \text{ kN/ml}$

Poids de Bac d'acier Hi-BONDE 55..... $Gb = 0,15 \text{ kN/m}^2$

Poids propre de béton frais $G = 2,33 \text{ kN/m}^2$

Surcharge des ouvriers $Qc = 0,75 \text{ kN/m}^2$

• **Combinaison de charge**

L'entraxe entre les solives est de **1,8 m**.

ELU

$$q_u = 1,35G + 1,5Q$$

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

$$q_u = 1,35[0,307 + (0,15 + 2,33) \times 1,8] + 1,5(0,75 \times 1,8)$$

$$q_u = 8,465 \text{ KN/ml}$$

ELS

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = G_p + e(G_{\text{béton}} + G_{\text{bac}}) + (Qc \times e)$$

$$q_s = 0,307 + 1,8(0,15 + 2,33) + (0,75 \times 1,8)$$

$$q_s = 6,121 \text{ KN/ml}$$

- **Classification du profilé**

- Semelle

$$\frac{c}{tf} \leq 9\varepsilon \rightarrow \frac{56,9}{9,8} = 5,806 \leq 8,31 \rightarrow \text{semelle classe 1}$$

- Ame

$$\frac{d}{tw} \leq 72\varepsilon \rightarrow \frac{220,4}{6,2} = 34,54 \leq 66,24 \rightarrow \text{Ame classe 1}$$

- **Vérification à la flexion**

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

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{1,1} = \frac{366,6 \times 275}{1,1} = 91,65 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u L^2}{8} = 39,731 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd} \text{ Condition vérifiée}$$

- **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que :

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u L}{2}$$

$$V_{sd} = 23,28 \text{ kN}$$

A_v : Aire de cisaillement

$$A_v = A - 2b \times tf + (tw + 2r) = 1914 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl} = \frac{A_v \times f_y}{1,1 \times 3} = \frac{1914 \times 275}{1,1 \times 3} = 276,26 \text{ KN}$$

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$V_{sd} \leq 0,5 \times V_{pl,rd} = 138,13 \text{ KN} \quad \text{Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant}$$

- **Vérification du déversement**

Les règlements préconisent la vérification du déversement lors de la phase de construction d'après (art 5.5.2 [6]) on doit vérifier que :

$$M_{sd} \leq M_{b,rd} = \frac{\chi_{Lt} W_{pl} f_y}{\gamma_{m0} \beta_w}$$

$$\chi_{Lt} = \frac{1}{\phi_{Lt} \times \sqrt{\phi_{Lt}^2 - \bar{\lambda}_{Lt}^2}}$$

$$\phi_{Lt} = [1 + \alpha_{Lt} (\bar{\lambda}_{Lt} - 0,2) + \bar{\lambda}_{Lt}^2]$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A} \quad , \quad \text{avec: } \beta_A = 1 \text{ (section de classe 1 et 2)}$$

$$\lambda_{Lt} = \frac{K_L / i_z}{\sqrt{C_1 \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 + 1/20 \left[\frac{\frac{K_L}{i_z}}{h/t_f} \right]^2 \right]^{0,25}}}$$

$$\alpha_{Lt} = 0,21 \text{ Profilés laminés}$$

$$C_1 = 1,132 \quad \text{et } K_L (\text{Longueur de déversement}) = 5,66 \text{ m}$$

$$\lambda_{Lt} = 154,564$$

$$\bar{\lambda}_{Lt} = 1,78 > 0,4$$

$$\phi_{Lt} = 4,5$$

$$\chi_{Lt} = 0,124$$

$$M_{b,rd} = 0,28 \times 1 \times 484 \times 10^3 \times \frac{275}{1,1} = 14,52 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} \leq M_{b,rd}$ Condition vérifiée

- **Vérification de la rigidité**

Il faut vérifier que :

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

$$q_s = 9,721 \text{ KN/ml} \quad E = 2,1.10^5 \text{ MPa} \quad I_y = 5790 \text{ cm}^4 \quad L = 5,66 \text{ m}$$

Donc :

$$f_{max} = \frac{5 \times 5660^4 \times 6,121}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 3892 \times 10^4} = 10,00 \text{ mm}$$

La valeur de la flèche admissible est : $f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{5660}{250} = 22,64 \text{ mm}$

$f_{max} < f_{adm}$ Condition vérifiée

- **Phase finale**

Le béton ayant durci, la section mixte travaille ensemble, les charges de la phase finale sont :

Poids de profilé $G_p = 0,307 \text{ KN/ml}$

Charge permanente $G = 6,49 \text{ KN/m}^2$

Surcharge d'exploitation $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

- **Largeur effective de la dalle de béton b_{eff}**

$$b_{eff} = \inf \left\{ 2 \times \frac{l_o}{8} = 1,42 \text{ m} ; esp = 1,8 \text{ m} \right\} \quad l_o : \text{longueur libre de la poutre}$$

esp : Entraxe des poutres

Donc : $b_{eff} = 1,42 \text{ m}$

- Combinaison des charges

ELU :

$$q_u = 1,35[g_p + (G_t + g_{bac}) \times e] + 1 \times e(Q_c)$$

$$q_u = 1,35[0,307 + (6,49 + 0,15) \times 1,8] + 1 \times 1,8(1)$$

$$q_u = 18,34 \text{ KN/ml}$$

ELS :

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = g_p + e(G_t + g_{bac}) + (Q_c \times e)$$

$$q_s = 0,307 + 1,8(6,49 + 0,15) + 1,8(1)$$

$$q_s = 14,059 \text{ kN/ml}$$

- Position de l'axe neutre plastique

$$R_{\text{béton}} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{eff} \times h_c \quad \text{avec } f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$R_{\text{béton}} = 0,57 \times 25 \times 1420 \times 65 \times 10^{-3}$$

$$R_{\text{béton}} = 1315,275 \text{ kN}$$

$$R_{\text{acier}} = 0,95 \times f_y \times A_a$$

$$R_{\text{acier}} = 0,95 \times 275 \times 3912 = 1022,01 \text{ kN}$$

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

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

$$M_{pl,rd} = R_a \times \left[\left(\frac{h_a}{2} \right) + h_c + h_p - \left(\frac{R_a}{R_b} \times \frac{h_c}{2} \right) \right]$$

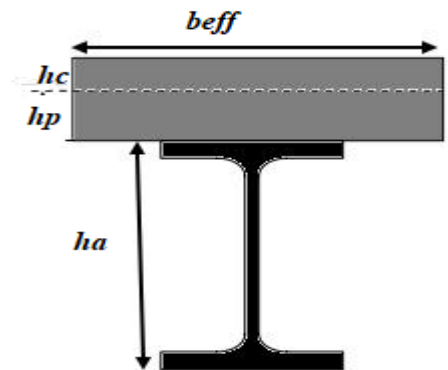


Figure II. 3 : position de l'axe neutre plastique

$$M_{pl,rd} = 11022,01 \times \left[\left(\frac{270}{2} \right) + 65 + 55 - \left(\frac{1022,01}{1315,275} \times \frac{65}{2} \right) \right] = 270,249 kN.m$$

- **Vérification à la flexion**

$$M_{sd} = \frac{q_u L^2}{8} = 73,44 kN.m$$

$$M_{sd} = 73,44 kN.m \leq M_{pl,rd} = 270,249 kN.m \text{ condition vérifiée}$$

- **Vérification à l'effort tranchant**

On doit vérifier que :

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u L}{2} = 51,90 kN$$

$$A_v = A - 2b \times tf + (tw + 2r)tf = 1914 mm^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{1914 \times 275 \times 10^{-3}}{1,1\sqrt{3}} = 276,262 kN$$

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$V_{sd} \leq 0,5V_{pl,rd} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

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

- **Vérification de rigidité**

Il faut vérifier que :

$$f_{max,tot} = \frac{5}{384} \frac{q_s L^4}{EI_c} \leq f_{adm}$$

Avec :

$$I_c = \frac{b_{eff} \times h_c^3}{12m} + I_a + Aa \left(\frac{ha}{2} - Z_{el} \right) + \frac{hc \times beff}{n} \times \left(\left(ha + \frac{hc + 2hp}{2} \right) - Z_{el} \right)$$

$$m = E_a / E_b = 15$$

$$Z_a = \frac{ha}{2} = \frac{270}{2} = 135 \text{ mm}$$

$$Z_b = 165 + 65 + 27,5 = 357,5 \text{ mm}$$

$$A_b = h_c \times b_{eff} = 65 \times 1420 = 92300 \text{ mm}^2$$

$$Z_{el} = \frac{135 \times 4590 + 357,5 \times 6153,33}{6260 + 6153,33}$$

$$Z_{el} = 262,438 \text{ mm}$$

$$\text{Donc : } I_c = 60,066 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$f_{max} = \frac{5}{384} * \frac{14,059 * \overline{5660^4}}{2,1 * 10^5 * 60,066 * 10^6} = 14,89 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{5660}{250} = 22,64 \text{ mm}$$

$$f_{max} = 14,89 \text{ mm} \leq \bar{f} = 22,64 \text{ mm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Calcul des connecteurs**

Le rôle des connecteurs est de transmettre en sécurité les efforts de cisaillement longitudinal entre le profilé métallique et la dalle. On a utilisé les goujons à tête (de Type Nelson) qui sont les plus utilisés dans les planchers collaborant, la figure 2.6 illustre ce type de goujon. Les caractéristiques géométriques des goujons sont données dans le tableau 2.5 représenté ci-dessous.

- **Détermination de l'effort PRd (la Résistance au cisaillement)**

$$P_{rd} = \inf \left\{ \begin{array}{ll} 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \frac{\sqrt{F_{CK} E_C}}{\gamma_v} & \text{..Résistance dans le béton} \\ & \text{qui entoure le goujon.} \\ 0,8 \cdot f_u \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4 \cdot \gamma_v} & \text{..La force dans le goujon} \end{array} \right.$$

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

E_c : Module de Young de béton.....30,5 KN/mm

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

$\gamma_v = 1,25$.

$$\alpha = 0,2 \cdot \left(\frac{h}{d} + 1 \right) \leq 1 \Rightarrow \alpha = 0,2 \cdot \left(\frac{95}{19} + 1 \right) = 1,2 \Rightarrow \alpha = 1$$

$$Prd = \inf (73133,29 ; 81656,27)$$

$$\text{Donc : } P_{rd} = 73,133 \text{ KN}$$

- **Influence du sens du bac d'acier**

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

$$K_t = \frac{0,7}{\sqrt{N_r}} \times \frac{b_o}{h_p} \times \frac{h - h_p}{h_p}$$

N_r : Nombre de goujon par nervure (1ou 2)

$$N_r = 1$$

$h_p = 55 \text{ mm}$ (Hauteur de nervure) et $h = 95 \text{ mm}$ (hauteur de goujon)

$b_o = 88,5 \text{ mm}$ (Largeur moyenne de la nervure) [Fiche technique].

$$K_t = \frac{0,7}{\sqrt{N_r}} \times \frac{88,5}{55} \times \frac{(95 - 55)}{55} = 0,82 < 1$$

- **Effort tranchant repris par les goujons**

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

$$R_L = \text{Inf} (R_{\text{Béton}} ; R_{\text{Acier}}) = \text{Inf} (1315,275 \text{ kN} ; 1022,01 \text{ kN})$$

$$R_L = 1022,01 \text{ kN}$$

- Nombre des connecteurs par demi-portée

$$N^{bre} \frac{R_L}{Kt * P_{rd}} = \frac{1022,01}{73,133 * 0,82} = 17,04$$

Soit N=17 goudjons sur la demi longueur de la solive c'est-à-dire 34 connecteurs sur toute la longueur totale de la solive.

L'espacement minimal des connecteurs doit être supérieur à 5fois le diamètre.

$$e_{\min} \geq 5 * d = 5 * 19 = 95 \text{ mm}$$

$$e_{\max} \geq 6 * h_{sc} = 6 * 95 = 570 \text{ mm}$$

D'après la fiche technique e=150 mm

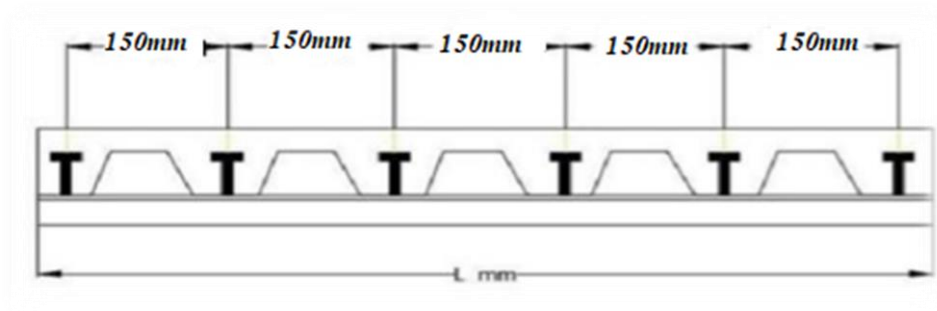


Figure 1 : Schéma de position des connecteurs

The plan view shows a rectangular bridge deck with a grid of 16 vertical lines (numbered 8 to 16 from right to left) and 3 horizontal lines (labeled C, E, G from top to bottom). The main beam is highlighted in red. A large black arrow points to the main beam with the text "Poutre principale plus sollicitée". Another large black arrow points to the girder between lines 13 and 14 with the text "la solive plus sollicitée". Dimensions are provided for various segments along the bottom edge.

➤ Phase de construction

Vérification du profile en phase de construction		
Moment fléchissent	Effort tranchant	La flèche
Msd=39,73KN.m	Vsd=23,28KN	$f_{\max} = 10 \text{ mm}$
Mplrd=91,65KN.m	Vplrd=276,26 KN	$F_{\text{adm}} = 22,64 \text{ mm}$
Condition vérifié	Condition vérifié	Condition vérifié

➤ **Phase finale**

Moment fléchissant	Effort tranchant	La flèche	Les connecteurs
Msd= 81,527 KN.m	Vsd=57,616KN	f _{max} =15,447mm	Nbr = 34
Mplrd=270,249KN.m	Vplrd=350,77 KN	F _{adm} = 22,64 mm	Esp = 150 mm
Condition vérifié	Condition vérifié	Condition vérifié	Condition vérifié

➤ Le profilé IPE240 est retenu pour les solives d'étage courant de notre structure.

II.6. Dimensionnement et vérification de poutre principale

La poutre la plus sollicitée, a une portée de 7 m elle reprend 02 charges concentrées (R) qui représentent les réactions des solives et une charge uniformément répartie due à son poids propre et le poids de béton sur la largeur de la semelle.

II.6.1. Plancher terrasse

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

Avec :

H : la hauteur de profile

L : la longueur de la poutre

$$L = 7m$$

$$\frac{7000}{25} \leq h \leq \frac{7000}{15}$$

$$280 \leq h \leq 466,66$$

On prend **HEA 400** dont les caractéristiques sont les suivants :

Profilé	G (kg/m)	A (cm ²)	h (mm)	b (mm)	t _f (mm)	t _w (mm)	I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)	W _{ply} (cm ³)	i _y (cm)	i _z (cm)
HEA 400	125	159	392	300	19	11	45070	8564	2562	16,84	7,34

Tableau II. 6 : Caractéristiques du profilé HEA400

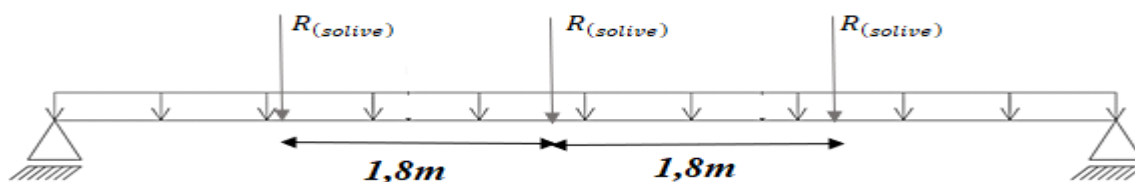


Figure II. 4 : Schéma statique de poutre principale

○ Phase de construction

Poids de profilégp = 1,25KN/ml

Poids de Bac d'acier Hi-BONDE 55..... $G_b = 0,15 \text{ kN/m}^2$

Poids propre de béton frais $G = 2,33 \text{ kN/m}^2$

Surcharge des ouvriers $Q_c = 0,75 \text{ kN/m}^2$

- **Calcul des réactions des solives**

On calcul les réactions des solives pour chaque phase (phase de construction et phase finale) on utilise la formule suivante pour le calcul :

$$R = \frac{q_{u(solive)} \times L}{2}$$

$$R_{u \text{ solive}} = \frac{10,167 \times 5,66}{2} = 28,772 \text{ kN}$$

$$R_{s \text{ solive}} = \frac{7,381 \times 5,66}{2} = 20,888 \text{ kN}$$

- **Combinaison de charge**

ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$q_u = 1,35[gp + (G_{\text{béton}} + g_{\text{bac}}) \times 0,18] + 1,5(Q_c \times 0,18)$$

$$q_u = 1,35[1,25 + (2,33 + 0,15) \times 0,18] + 1,5(0,75 \times 0,18)$$

$$q_u = 2,665 \text{ KN/ml}$$

ELS :

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = gp + 0,18(G_{\text{béton}} + g_{\text{bac}}) + (Q_c \times 0,18)$$

$$q_s = 1,25 + 0,18(2,333 + 0,15) + (0,75 \times 0,18)$$

$$q_s = 1,952 \text{ kN/ml}$$

- **Classification du profilé**

$$\frac{c}{tf} \leq 15\varepsilon \rightarrow \frac{235}{19} = 12,36 \leq 13,80 \rightarrow \text{semelle classe 3}$$

- Ame

$$\frac{d}{tw} \leq 72\varepsilon \rightarrow \frac{352}{11} = 32 \leq 66,24 \rightarrow \text{Ame classe 1}$$

Donc le profilé est de classe 3

- **Vérification à la flexion**

Le profilé HEA 400 est de classe I donc le moment fléchissant M_{sd} doit satisfaire à la condition suivante :

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

$$M_{pl,rd} = \frac{2562 \times 275 \times 10^{-3}}{1}$$

$$= 704,55 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u L^2}{8} + \frac{RL}{2} = 97,747 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd} \text{ Condition vérifiée}$$

- **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que :

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u L}{2} + (R \times 2) = 66,871 \text{ kN}$$

$$A_v = A - 2b \times tf + (tw + 2r)tf = 5733 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{5733 \times 275 \times 10^{-3}}{1\sqrt{3}} = 910,236 \text{ kN}$$

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$V_{sd} \leq 0,5V_{pl,rd} = 455,118 \text{ KN}$$

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

- **Vérification du déversement**

La poutre étant maintenue latéralement par les solives de part et d'autre, on considérera que la poutre ne risque pas de se déverser.

- **Vérification de la rigidité**

Il faut vérifier que :

$$f_{max} = \frac{5 q_s \times L^4}{384 E I_y} + \frac{19 P L^2}{48 E I_y} \leq f_{adm}$$

$$q_s = 1,952 \text{ KN} \quad L = 7 \text{ m} \quad E = 2,1.10^5 \text{ MPa} \quad I_y = 23130 \text{ cm}^4$$

Donc :

$$f_{max} = \frac{5 \times 7000^4 \times 1,365}{384 \times 23130 \times 10^4 \times 2,1 \times 10^5} + \left(\frac{19 \times 1,952 \times 7000^2}{48 \times 23130 \times 10^4 \times 2,1 \times 10^5} \right) \times 2 = 0,90 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{7 \times 10^3}{250} = 28 \text{ mm}$$

$$f_{max} < f_{adm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Phase finale**

Le béton ayant durci, la section mixte travaille ensemble, les charges de la phase finale terrasse sont :

$$\text{Poids de profilé} \dots \dots \dots g_p = 0,663 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Charge permanente} \dots \dots \dots G = 6,49 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Surcharge d'exploitation} \dots \dots \dots Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

- Calcul des réactions des solives

ELU :

$$R_{u1} = 75,193 \text{ kN}$$

$$R_{u2} = 75,193 \text{ kN}$$

$$R_{u(solive)} = 150,386 \text{ kN}$$

ELS :

$$R_{s240} = 57,463 \text{ kN}$$

$$R_{s240} = 57,463 \text{ kN}$$

$$R_{s(solive)} = 114,926 \text{ kN}$$

- Largeur effective de la dalle de béton

$$b_{eff} = \inf \left\{ 2 \times \frac{l_o}{8} = 1,75 \text{ m} ; esp = 1,8 \text{ m} \right\} \begin{cases} l_o : \text{longueur libre de la poutre} \\ esp : \text{entraxe des poutres} \end{cases}$$

Donc : $b_{eff} = 1,75 \text{ m}$

- Combinaison des charges

ELU :

$$q_u = 1,35[g_p + (G_t * 0,18)] + 1,5(Q_t \times 0,18)$$

$$q_u = 1,35[1,25 + (6,49 \times 0,18)] + 1,5(1 \times 0,18)$$

$$q_u = 3,792 \text{ KN/ml}$$

ELS :

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = g_p + 0,18(6,49) + (Q_t \times 0,18)$$

$$q_s = 1,25 + 0,18(7,16) + (1 \times 0,18)$$

$$q_s = 2,719 \text{ KN/ml}$$

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

$$R_{\text{Béton}} = \frac{0,85 \times f_{ck}}{1,5} \times b_{eff} \times hc \quad \text{avec} \quad f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$R_{\text{Béton}} = \left(\frac{0,85 \times 25}{1,5} \times 1750 \times 65 \right) \times 10^{-3} \Rightarrow R_{\text{Béton}} = 1611,458 \text{ kN}$$

$$R_{\text{acier}} = 0,95 \times 275 \times 8446 \times 10^{-3} = 2206,518 \text{ kN}$$

$$R_{\text{Béton}} < R_{\text{acier}}$$

$$R_w = 0,9 \times f_y \times d \cdot tw = 0,9 \times 275 \times 2846,6 \times 10^{-3} = 704,534 \text{ kN}$$

$$R_{\text{Béton}} > R_w$$

Axe neutre se trouve dans la semelle supérieure du profilé

- **Moment fléchissant**

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

$$M_{pl,rd} = 2206,518 \times \left(\frac{0,4}{2}\right) + 1611,458 \times \left(\frac{65}{2} + 55\right) \times 10^{-3} = 582,306 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{qu \times L^2}{8} + \frac{R_u L}{2} = \frac{3,792 \times (7)^2}{8} + \frac{28,772 \times 5,66}{3} = 77,46 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} < M_{pl,rd} \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

- **Effort tranchant**

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

$$V_{sd} = \frac{qu \times L}{2} = \frac{3,792 \times 7}{2} = 13,272 \text{ kN}$$

$$A_v = A - 2b \times tf + (tw + 2r)tf = 4269,1 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{4269,1 \times 275 \times 10^{-3}}{1 \sqrt{3}} = 677,81 \text{ kN}$$

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,rd} = 338,905 \text{ kN}$$

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

- **Vérification de rigidité**

Il faut vérifier que :

$$f_{max} = \frac{5 q_s \times L^4}{384 E I_c} + \frac{19 R_s L^2}{48 E I_c} \leq f_{adm}$$

$$z_{el} = \frac{Z_a * A_a + Z_b * \frac{A_b}{n}}{A_a + \frac{A_b}{n}} \quad \text{avec : } n=15$$

$$z_{el} = \frac{200 * 84,46 * 10^2 + 487,5 * \frac{113750}{15}}{84,46 * 10^2 + \frac{113750}{15}} = 366,013 \text{ mm}$$

Avec :

$$Z_a = \frac{h_a}{2} = \frac{400}{2} = 200 \text{ mm}$$

$$Z_b = h_a + h_p + \frac{h_c}{2} = 400 + 55 + \frac{65}{2} = 487,5 \text{ mm}$$

$$A_b = h_c * b_{eff} = 65 * 1750 = 113750 \text{ mm}^2$$

$$I_c = I_y + \frac{h_c^3 * b_{eff}}{12n} + A_a \left(\frac{h_a}{2} - z_{el} \right)^2 + \frac{h_c * b_{eff}}{n} * \left(\left(h_a + \frac{h_c + 2h_p}{2} \right) - z_{el} \right)^2$$

$$I_c = 23130 \times 10^4 + \frac{65^3 * 1750}{12 \times 15} + 84,46 \times 10^2 \left(\frac{400}{2} - 366,013 \right)^2 + \frac{65 * 1750}{15} * \left(\left(400 + \frac{65 + 2 \times 55}{2} \right) - 366,013 \right)^2$$

$$I_c = 578,66 \times 10^6$$

$$f_{max} = \frac{5 \times 7000^4 \times 2,13}{384 \times 578,66 \times 10^6 \times 2,1 \times 10^5} + \left(\frac{19 \times 114,926 \times 7000^3}{48 \times 578,66 \times 10^6 \times 2,1 \times 10^5} \times 2 \right)$$

$$f_{max} = 0,804 \text{ mm}$$

La valeur de la flèche admissible est :

$$f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{7000}{250} = 28 \text{ mm}$$

$f_{max} < f_{adm}$ **Condition vérifiée**

- Calcul des connecteurs
- Détermination de la résistance du goujon

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

Alors :

$$P_{rd} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 0.29 \cdot 1 \cdot 19^2 \cdot \frac{\sqrt{25.30500}}{1.25} = 73,133 \text{ KN} \\ 0.8 \cdot 450 \cdot \frac{\pi \cdot 19^2}{4 \cdot 1.25} = 81,656 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$P_{rd} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 73,133 \text{ KN} \\ 81,656 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$P_{rd} = 73,133 \text{ KN}$$

- Influence du sens du bac d'acier

K_t Coefficient de réduction en fonction du sens des nervures de bac pour un bac d'acier dont les nervures sont parallèles à la poutre. Le coefficient de réduction pour la résistance au cisaillement est calculé par :

$$K_t = \left\{ 0.6 \times \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \leq 1 \right.$$

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)

$$K_t = \left\{ 0.6 \times \frac{88.5}{55} \left(\frac{95}{55} - 1 \right) \right.$$

$$K_t = 0.702$$

- Effort tranchant repris par les goujons

$$R_L = \text{Inf} (R_{\text{Béton}} ; R_{\text{Acier}}) = \text{Inf} (1611,458 \text{ kN} ; 704,534 \text{ kN})$$

$$R_L = 704,534 \text{ kN}$$

- **Nombre des connecteurs par demi-portée**

$$N^{bre} \frac{R_L}{Kt * P_{rd}} = \frac{704,534}{73,133 * 0,702} = 13,72$$

Soit N=14 goujons sur la demi longueur de la poutre c'est-à-dire 28 connecteurs sur toute la longueur totale de la poutre.

L'espace minimal des connecteurs doit être supérieur à 5fois le diamètre.

$$e_{\min} \geq 5*d = 5 \times 19 = 95 \text{ mm}$$

$$e_{\max} \geq 6*h_{sc} = 6 \times 95 = 570 \text{ mm}$$

$$esp = \frac{L}{N_{bre} - 1} = \frac{7000}{28 - 1} = 259,25 \text{ cm}$$

$$e_{\min} \leq 259,25 \leq e_{\max}$$

On opte pour un espacement de 25 cm entre les goujons

II.6.2.Niveau d'Etage courant

➤ Phase de construction

Le résultat obtenu pour la phase de construction de la poutre d'étage courant est représenté dans le tableau suivant :

Vérification du profile en phase de construction		
Moment fléchissent	Effort tranchant	La flèche
Msd=97,65KN.m	Vsd=66,87KN	f _{max} =0,90mm
Mplrd=704,55KN.m	Vplrd=910,236 KN	f _{adm} = 28mm
Condition vérifié	Condition vérifié	Condition vérifié

Tableau II. 7 : Tableau récapitulatif de la poutre d'étage courant (phase de construction)

➤ **Phase finale**

Le résultat obtenu pour la phase finale de la poutre d'étage courant est représenté dans le tableau suivant :

Vérification du profile en phase final			
Moment fléchissant	Effort tranchant	La flèche	Les connecteurs
Msd=368,29KN.m	Vsd=160,326 KN	$f_{\max} = 0,545 \text{ mm}$	Nbr = 28
Mplrd=882,306K N.m	Vplrd= 997,8K N	$f_{\text{adm}} = 28 \text{ mm}$	Esp = 250
Condition vérifié	Condition vérifié	Condition vérifié	Condition vérifié

Tableau II. 8 : Tableau récapitulatif de la poutre d'étage courant (phase final)

- *Le profilé HEA400 est retenu pour les poutres d'étage courant de notre structure.*

II.7. Pré- dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux qui transmettent les efforts extérieurs provenant des charges permanentes, de la neige et de la surcharge d'exploitation aux fondations.

Dans notre projet on a deux types de poteaux rectangulaire et tubulaire.

Le pré dimensionnement des poteaux est basé sur la formule suivante :

$$N_{sd} \leq N_{c,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

Donc :

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{m0}}{f_y}; \quad \text{avec: } \begin{cases} f_y = 275 \text{ MPa} \\ \gamma_{m1} = 1,1 \end{cases}$$

- **Plancher terrasse**

- ✓ Charge permanente :.....G= 6,49 kN/m².
- ✓ Surcharge d'exploitation :.....Q= 1 kN/m².

- **Plancher courant**

- ✓ Charge permanente..... G= 4,58 kN/m²
- ✓ Surcharge d'exploitation..... Q= 2,5kN/m²

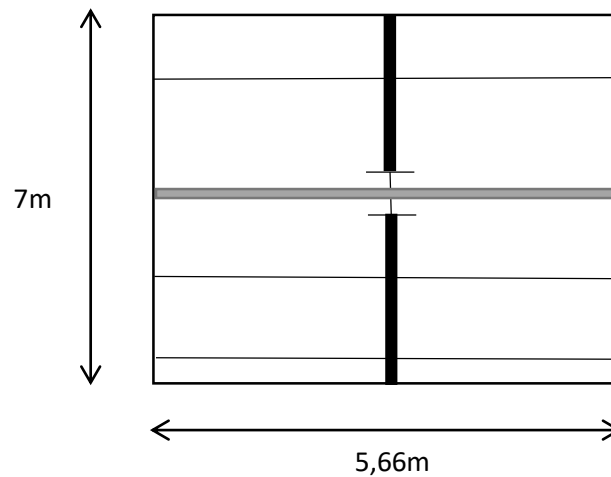


Figure II. 5 : Shéma de poteau central.

II.7.1. La Descente des charges

La surface qui revient au poteau est :

$$S_c (\text{Courant}) = 5,66 \times 7 = 39,62 \text{ m}^2$$

$$S_t (\text{Terrasse}) = 5,66 \times 7 = 39,62 \text{ m}^2$$

$$G_T = (G_T * S) + (G_{pp} * L_{pp}) + (G_{ps} * L_{ps}) + n(G_{solive} * L_{solive})$$

$$G_C = (G_C * S) + (G_{pp} * L_{pp}) + (G_{ps} * L_{ps}) + n(G_{solive} * L_{solive})$$

Le pré dimensionnement des poteaux est basé sur la formule suivante :

$$N_{sd} \leq N_{c,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

Donc :

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{m0}}{f_y}; \quad \text{avec: } \begin{cases} f_y = 275 \text{ MPa} \\ \gamma_{m1} = 1,1 \end{cases}$$

$$G_T = (G_T * S) + \left(G_{HEA400} * \frac{L_{pp}(7m)}{2} \right) * 2 + (G_{ps} * L_{ps}) + n(G_{solive} * L_{solive})$$

$$G_T = (6,49 * 39,62) + \left(1,25 * \frac{7}{2} \right) * 2 + (0,361 * 5,66) + 2(0,307 * 5,66)$$

$$G_T = 298,55 \text{ KN}$$

$$G_C = (G_C * S) + \left(G_{HEA400} * \frac{L_{pp(7m)}}{2} \right) * 2 + (G_{ps} * L_{ps}) + n(G_{solive} * L_{solive})$$

$$G_C = (4,58 * 39,62) + \left(1,25 * \frac{7}{2} \right) * 2 + (0,361 * 5,66) + 2(0,361 * 5,66)$$

$$G_C = 222,88 \text{ KN}$$

- Les charges d'exploitation

➤ Plancher terrasse : $Q_t * S = 1,0 \times 39,62 = 39,62 \text{ kN}$

➤ Plancher courant : $Q_c * S = 2,5 \times 39,62 = 99,05 \text{ KN}$

II.7.2. Surcharge d'exploitation

Tableau II. 4 : Choix des sections des profilee de poteau central.

ETAGE	G (KN)	Q (KN)	G cumule (KN)	Q cumule (KN)	Nu (KN)	A (calculé) mm ²	Profilé	A mm ²
15	294,44	39,62	294,44	39,62	456,924	1827,696	HEA240	7684
14	218,775	99,05	513,215	138,67	900,84525	3603,381	HEA240	7684
13	218,775	99,05	731,99	217,91	1315,0515	5260,206	HEA240	7684
12	218,775	99,05	950,765	277,34	1699,54275	6798,171	HEA240	7684
11	218,775	99,05	1169,54	316,96	2054,319	8217,276	HEA300	11250
10	218,775	99,05	1388,315	336,77	2379,38025	9517,521	HEA300	11250
9	218,775	99,05	1607,09	336,77	2674,7265	10698,906	HEA300	11250
8	218,775	99,05	1825,865	386,295	3044,36025	12177,441	HEA400	15900
7	218,775	99,05	2044,64	435,82	3413,994	13655,976	HEA400	15900
6	218,775	99,05	2263,415	485,345	3783,62775	15134,511	HEA400	15900
5	218,775	99,05	2482,19	534,87	4153,2615	16613,046	HEA500	19750
4	218,775	99,05	2700,965	584,395	4522,89525	18091,581	HEA500	19750
3	218,775	99,05	2919,74	633,92	4892,529	19570,116	HEA500	19750
2	218,775	99,05	3138,515	683,445	5262,16275	21048,651	HEA800	26050
1	218,775	99,05	3357,29	732,97	5631,7965	22527,186	HEA800	28580
RDC	218,775	99,05	3576,065	782,495	6001,43025	24005,721	HEA800	28580
SOUS_SOL	218,775	99,05	3794,84	832,02	6371,064	25484,256	HEA800	28580

Niveau	Surface (m ²)	Loi de dégression	Q cumulée (KN/m ²)	Surcharges (KN)
15	39,62	Q_0	1	39,62
14	39,62	Q_1	3,5	138,67
13	39,62	Q_2	5,5	217,91
12	39,62	Q_3	7	277,34
11	39,62	Q_4	8	316,96
10	39,62	Q_5	8,5	336,77
9	39,62	Q_6	8,5	336,77
8	39,62	Q_7	9,75	386,295
7	39,62	Q_8	11	435,82
6	39,62	Q_9	12,25	485,345
5	39,62	Q_{10}	13,5	534,87
4	39,62	Q_{11}	14,75	584,395
3	39,62	Q_{12}	16	633,92
2	39,62	Q_{13}	17,25	683,445
1	39,62	Q_{14}	18,5	732,97
RDC	39,62	Q_{15}	19,75	782,495
SOUS_SOL	39,62	Q_{16}	21	832,02

II.7.3. Vérification du flambement

Les poteaux sont des éléments qui travaillent principalement à la compression et la flexion, et comme les moments sont faibles devant l'effort normal on possède à la vérification de la résistance au flambement.

Il faut vérifier que :

$$N_{sd} \leq N_{b,rd} = x_{min} * \beta_a \frac{A_{sec} * F_y}{\gamma_{m1}}$$

➤ Remarque : tous les poteaux sont bi-articulés sauf le poteau du RDC

❖ Méthode de calcul

$$x_{min} = \min(x_y; x_z)$$

$$x = \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \lambda^2}} \leq 1$$

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

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} * \sqrt{\beta_a}$$

Avec : $\lambda = \frac{Lf}{i}$; $\lambda_1 = 93.91\varepsilon$; $\beta_a = 1$

➤ Exemple de calcul Poteaux de RDC HEA800

	Sens (y-y)	Sens (z-z)
β_a	1	1
λ_1	86.81	86.81
Lf	0.7*4000=2800	0.7*4000=2800
i	28,75	68,4
λ	97,39	40,93
$\bar{\lambda}$	1,12	0,471
α	0.34	0.49
φ	1,28	0,656
x	0,526	0,898
x_{min}	0,526	
N_{brd}	6359,05	

N_{sd}	6001,430
Condition Vérifiée	

II.7.4. Conclusion

L'ensemble des analyses et vérifications réalisées dans ce chapitre a permis de confirmer la cohérence des profils retenus pour les éléments structuraux principaux. Les solives, poutres et poteaux ont été dimensionnés de manière à répondre efficacement aux différentes sollicitations, tant en phase de construction qu'en phase d'exploitation. Les vérifications de la résistance en flexion, cisaillement, stabilité au déversement ainsi que les contrôles de la flèche ont tous abouti à des résultats conformes aux prescriptions normatives. Ce pré-dimensionnement rigoureux constitue ainsi une base fiable pour le dimensionnement définitif de la structure, en garantissant à la fois sécurité, performance et rationalité économique.

Chapitre III
Pré-dimensionnement des éléments
Secondaire

III.1. Introduction

Dans ce chapitre, nous allons procéder au prédimensionnement des éléments secondaires tels que l'acrotère et l'escalier.

III.2. L'acrotère

III.2.1. Introduction

L'acrotère est un élément structural contournant le sommet du bâtiment conçu pour la protection de la ligne conjonctive entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. Il est réalisé en béton armé. Soumis à son poids propre (G) et à une charge (Q) qui est due à la main courante et une force latérale horizontale sismique. Il est assimilé à une console encastrée au plancher terrasse. La section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement. Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1 m linéaire. L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU et à l'ELS et l'ELA.

Les dimensions de l'acrotère sont bien illustrées sur la figure 4.1 avec les valeurs suivantes :

- La hauteur : $h = 60$ cm ;
- L'épaisseur : $h_0 = 10$ cm ;
- Largeur : $b = 100$ cm.

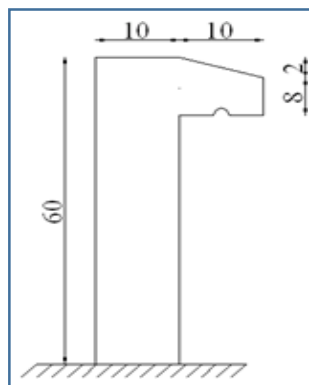


Figure III. 1 : Dimension de l'acrotère

III.2.2. Principe de calcul

L'acrotère est assimilé à une console verticale encastrée à sa base dans le plancher terrasse, elle est soumise à :

- Son poids propre (W_p)

- Un moment dû à la force horizontale F, avec : $F = \max (Q = 1 \text{ kN/ml} ; Fp = 4 \times A \times Cp \times Wp)$

Le calcul du ferrailage se fait en flexion composée pour une bande de 1m de largeur, la fissuration est considérée comme préjudiciable car l'élément est exposé aux intempéries.

III.2.3. Evaluation des charges

- **Charge d'exploitation** : $Q = 1 \text{ kN/ml}$
- **Charges permanentes** : le poids propre de l'acrotère pour 1m de largeur est égal à :

$$G = p \times S$$

S : la surface transversale totale de l'acrotère.

$$\text{Surface de l'acrotère : } s = \left[(0,1 \times 0,6) + (0,1 \times 0,08) + \frac{(0,1 \times 0,02)}{2} \right] = 0,069 \text{ m}^2$$

Le poids volumique tel que : $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

- Poids propre de l'acrotère : $G_{pp} = \rho \times s \times S = 25 \times 0,069 = 1,725 \text{ kN/ml}$
- Revêtement en ciment :

$$\rho = 14 \text{ kN/m}^3 \text{ et } e = 2 \text{ cm}$$

$$G_{R.C} = \rho \times e \times P_{cme} = 14 \times 0,2 \times (0,6 + 0,1 + 0,102 + 0,08 + 0,5) = 0,39 \text{ kN/ml}$$

$$G = G_{pp} + G_{R.C} = 2,11 \text{ kN/ml.}$$

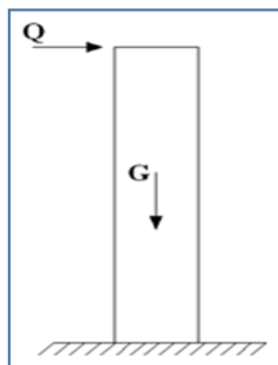


Figure III. 2 : Sollicitations de l'acrotère.

III.2.4. Calcul de la force sismique

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

Si $F_p > 1,5Q > 1$, on va utiliser cette force pour déterminer les efforts qui seront utilisés pour le calcul des armatures.

L'action des forces horizontales est donnée par : $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$

Avec :

F_p : Force horizontale agissant sur les éléments non structuraux.

A : Coefficient d'accélération pour la zone IV, groupe $\longrightarrow A = 0,30$

C_p : Facteur de force horizontale donné par le $\longrightarrow$ tableau (6-1) $C_p = 0,8 W_p$

: Poids de l'acrotère = 2,11 kN/ml

$$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,11 = 1,69 \text{ kN}$$

$$F_p = 1,69 \text{ kN}$$

$$Q_u = \max (1,5Q ; F_p) \quad Q_u = Q_h = 1,69 \text{ kN}$$

Alors pour 1m de largeur on a :

$$Q = 1,69 \text{ kN/ml}$$

III.2.5. Calcul des efforts

❖ Etat limite ultime :

$$- N_u = 1,35 G = 2,848 \text{ kN}$$

$$- M_u = 1,5Q \times h = 1,521 \text{ kN.m}$$

$$- T_u = 1,5Q = 2,535 \text{ kN}$$

Etat limite ultime :

$$N_{ser} = G = 2,11 \text{ kN}$$

$$N_{ser} = Q \times h = 1,014 \text{ kN.m}$$

$$N_{ser} = Q = 1,69 \text{ kN.m}$$

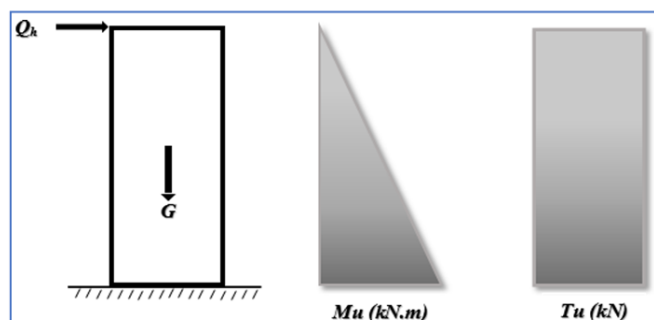


Figure III. 3 : Diagrammes des efforts à L'ELU.

III.2.6. Ferrailage de la section de l'acrotère

L'acrotère est sollicité en flexion composée et le calcul se fera à l'ELU :

Données :

$h = 10\text{cm}$; $b = 100\text{cm}$; $f_{c28} = 25\text{MPa}$; $\sigma_{bc} = 14,17\text{MPa}$; $c = c' = 2\text{cm}$; $f_e = 400\text{MPa}$

$M_u = 1,521\text{kN.m}$; $N_u = 2,848\text{kN}$

; $N_u = 2,848\text{kN}$

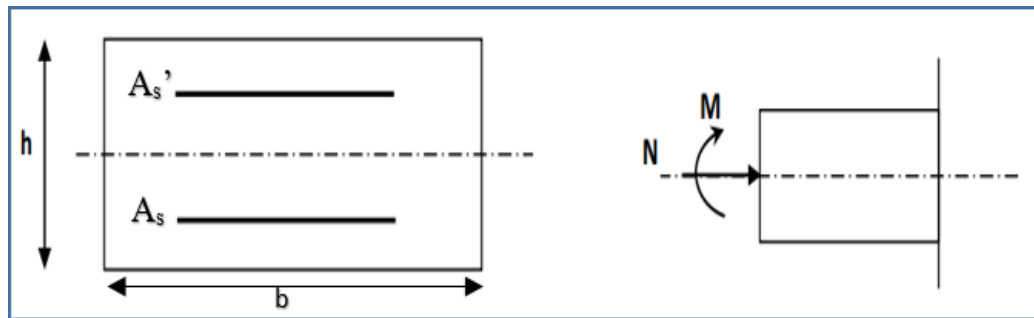


Figure III. 4 : Section de calcul de l'acrotère.

h : Epaisseur de la section ($h=10\text{cm}$).

c et c' : La distance entre le centre de gravité des aciers et la fibre extrême du béton «enrobage» ($c=c'=2\text{cm}$).

$d = h - c$: Hauteur utile ($d=8\text{cm}$).

Calcul de l'excentricité

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = 53.43$$

III.2.7. Calcul du moment fictif

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) = 1,521 + 2,848 \left(\frac{0,1}{2} - 0,2 \right) = 1,094\text{kN.m}$$

$$\mu = \left(\frac{M_f}{bd^2 \times \sigma_{bc}} \right) = \left(\frac{1,094 \times 10^6}{1000 \times 80^2 \times 14,17} \right) = 0,012$$

$\mu = 0,012 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow A_s' = 0$ (les aciers comprimés ne sont pas nécessaires)

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u} \right) = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,012} \right) = 0,021$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,09(1 - 0,4 \times 0,021) = 0,089 \text{ m}$$

$$\mu < 0,186 \Rightarrow \varepsilon_s = 10\% \text{ d'où } \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\square A_{sf} = \frac{M_f}{Z\sigma_s} = \frac{2,84 \times 10^3}{348} = 0,39 \text{ m}^2$$

$$\bullet A_{s1} = A'_s = 0$$

$$\bullet A_{s2} = A_{sf} - \frac{N_U}{\sigma_s} = 39 - \frac{2,86}{0,348} = 0,35 \text{ Cm}^2$$

On obtient : $A_{s1} = 0$ et $A_{s2} = 0,35 \text{ Cm}^2$

III.2.8. Condition de non fragilité

Il faut vérifier $A_{s \text{ avec}}$ la section minimale imposée par la règle millièrme et par la condition de non fragilité :

Avec :

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; F_e = 400 \text{ MPa} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 8 \text{ cm} ; h = 10 \text{ cm}.$$

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000} ; 0,23bd \left(\frac{f_{t28}}{f_e} \right) \right\}$$

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \{1 \text{ cm}^2 ; 0,96 \text{ cm}^2\} = 1,09 \text{ cm}^2$$

Donc la section choisie est 6T10, $A_s = 4,71 \text{ cm}^2$ avec un espacement :

$$S_t = \frac{100}{6} = 16,77 \text{ cm}$$

✓ Armature de répartition :

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \rightarrow 0,425 \leq A_r$$

La section choisie est $A_r = 8T8 = 2,01 \text{ cm}^2$ avec un espacement :

$$S_t = \frac{60-4}{3} = 18,33 \text{ cm} \cong 18 \text{ cm}$$

III.2.9. Vérifications

a) Vérification a L'ELS

La fissuration est considérée comme préjudiciable (selon l'organigramme de la flexion composée à l'ELS).

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1,014}{2,12} = 48,06 \text{ m} ; \text{ On prend } e_0 = 57,5 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = 2,5 \text{ cm}$$

On a : $e_0 = 57,5 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 2,5 \text{ cm}$ □ section partiellement comprimée (SPC) on doit vérifier le béton et l'acier.

- Position de l'axe neutre

Y_c : distance de l'axe neutre au centre de pression.

C : distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

$$N_{ser} > 0 \Rightarrow C < 0$$

$$C = \frac{h}{2} - e_0 = \frac{10}{2} - 57,5 = -52,5 \text{ cm}$$

On doit résoudre l'équation suivante :

$$Y_c^3 + pY_c^2 + q = 0$$

Avec :

$$P = -3c^2 - \left[\frac{90A'_s}{b} \times (c - c') \right] + \left[\frac{90A_s}{b} \times (d - c) \right]$$

$$q = -2c^3 - \left[\frac{90A'_s}{b} \times (c - c')^2 \right] - \left[\frac{90A_s}{b} \times (d - c)^2 \right]$$

Avec : $A'_s = 0$

$$\square p = -8453,31 \text{ cm}^2 ; q = 297427,50 \text{ cm}^3$$

D'où l'équation (1) devient :

$$Y_c^3 - 8453,31 Y_c^2 + 297427,50 = 0$$

La solution de l'équation est donnée par le BAEL91 (modifier 99) :

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = -1027,32 \times 10^6 < 0$$

$$\text{D'où : } \cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{-\frac{3}{p}} = -0,96$$

$$\cos \varphi = -0,99 \rightarrow \varphi = 163,74^\circ$$

Après l'itération on trouve :

$$Y_1 = a \cos (\varphi/3) = 85.51 \text{ cm}$$

$$Y_2 = a \cos (\varphi/3 + 240^\circ) = 35.69 \text{ cm}$$

$$Y_3 = a \cos (\varphi/3 + 120^\circ) = -85.51 \text{ cm}$$

$$\text{Avec : } a = 2 \sqrt{-\frac{p}{3}} = 106.17$$

La solution qui convient est : $Y_c = 57.36 \text{ cm}$

Car : $0 < Y_{ser} = Y_c + C < d$

$$0 < Y_{ser} = 4.86 \text{ cm} < 9 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} y_{ser} = 4.86 \text{ cm} \\ y_c = 57.36 \text{ cm} \end{cases}$$

Calcul le moment d'inertie de la section homogène réduite

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n[A_s(d - y_{ser})^2 + A'_s(y_{ser} - c')^2]$$

$$= \frac{100}{3} 4.86 + 15[4.71(0.9 - 4.86)^2]$$

$$I = 4934.28,73 \text{ cm}^4$$

b) Vérification des contraintes

✓ Contrainte du béton :

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{N_{ser}}{I} \times y_c \right) y_{ser} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{(2,12 \times 10^3 \times 57,36 \times 10)}{4934,28 \times 10^4} \times 4,86 \times 10 = 1,13 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

✓ Contrainte de l'acier :

$$\sigma_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} \times y_c \right) (d - y_{ser}) \leq \overline{\sigma}_s \Rightarrow \text{Acier tendu}$$

$$\overline{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) = 201,63 \text{ MPa} \quad \eta = 1,6 \text{ (Acier HA)}$$

$$\sigma_s = 15,30 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

c) Vérification de L'effort tranchant :

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} \leq \overline{\tau_u} = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right\}.$$

$$\tau_u = \frac{3,04 \times 10^3}{1000 \times 90} = 0,033 \text{MPa} \leq \overline{\tau_u} = 2,5 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

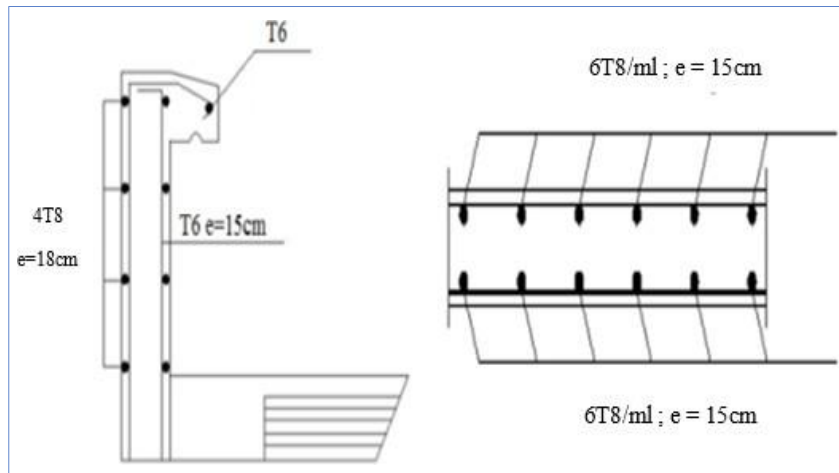


Figure III. 5 : Ferrailage de l'acrotère

III.3. Escalier

III.3.1. Introduction

Un escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant, il est composé de :

- **Les Marche** : c'est une surface horizontale sur laquelle on se déplace.
- **Contremarche** : forme une paroi fermant le devant d'une marche.
- **Limon** : élément incliné support des marches.
- **Palier** : plateforme horizontale à l'extrémité du limon ou entre deux volées.
- **Volée** : est une suite ininterrompue de marches entre deux paliers.
- **Garde-corps** : est un ouvrage de protection formant une barrière destinée à protéger du risque de chute pour les personnes stationnant ou circulant à proximité de ce dernier

- sans leur interdire le passage ou l'escalade forcée ou volontaire.

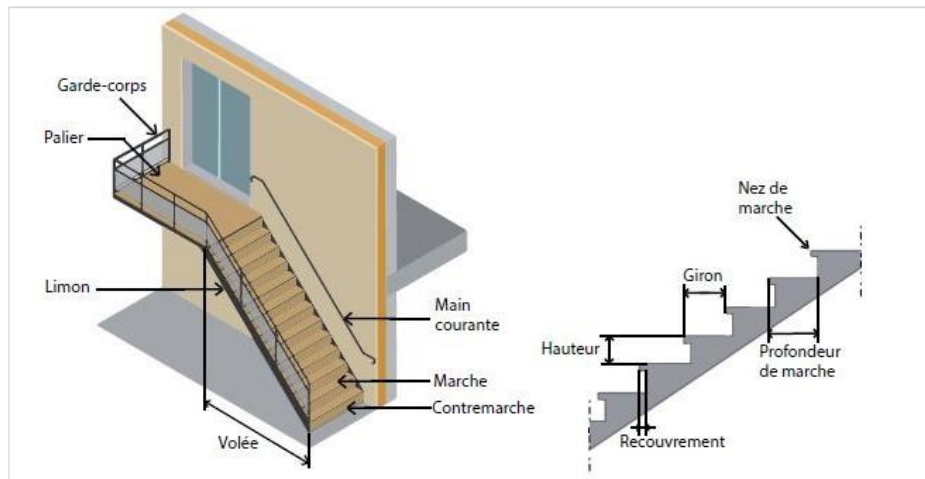


Figure III. 6 : Schéma représentatif d'un escalier.

III.3.2. Pré-dimensionnement des marches

Pour le dimensionnement des marches, on utilise la formule de BLONDEL pour calculer, le giron(g) et la contre marche (h).

III.3.3. Choix des dimensions

D'après utilise la formule de **BLONDEL**

$$\begin{cases} 59 \leq 2H + G \leq 66 \text{ cm} \\ 27 \leq G \leq 30 \text{ cm} \\ 16.5 \leq H \leq 18.5 \text{ cm} \end{cases}$$

Avec :

G : largeur de la marche (giron).

H : la hauteur du contre marche.

III.3.4. Caractéristique géométrique de la cage d'escalier

La hauteur d'étage : h = 4,00 m

On admet une hauteur de marche H = 17 cm Nombre totale des contre marche (n) est :

$$n = \frac{h}{H} = \frac{400}{17} = 23$$

n = 23 contre marches

Nombre de marche : m = n - 1 = 23 - 1 = 22 marche

Les dimensions en plan de la cage d'escalier : (3.8*4) m² La largeur de la volée est : l = 1.45 m

On répartit ce nombre de marche en 03 volées avec 10 marches dans les 2 premiers volés et 2 marche dans le 3ième volé.

La largeur d'une marche est : $g = 30 \text{ cm}$

Vérification de la formule de BLONDEL

$2H + G = 2 \cdot 17 + 30 = 64 \text{ cm} \rightarrow$ formule de BLONDEL est vérifiée

III.3.5. Dimensionnement des éléments porteurs

Dimensionnement de la cornière (support de marche) :



Figure III. 7 : Disposition des cornières.

La longueur de la marche (emmarchement) $L = 1.45 \text{ m}$

La largeur de la marche (giron) $G = 0.30 \text{ m}$

Les cornières sont en acier $F_y = S275$

La limite d'élasticité de l'acier $F_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier $E = 2.1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$

III.3.6. Détermination de la section cornière

III.3.6.1. Evaluation des charges

Les charges permanentes

Tôle striée (5mm) $G_1 = 0.785 \text{ KN/m}^2$

Mortier de ciment (2cm) $G_2 = 0.40 \text{ KN/m}^2$

Revêtement (2cm) $G_3 = 0.40 \text{ KN/m}^2$

$G = (G_1 + G_2 + G_3) \cdot d = (0.785 + 0.4 + 0.4) \cdot 0.15 = 0.238 \text{ KN/m}$

Charge d'exploitation :

$Q = 2.5 \cdot 0.15 = 0.375 \text{ KN/m}$

Les combinaisons de charges : (ELS)

$q = G + Q = 0.238 + 0.375 = 0.613 \text{ KN/m}$

III.3.6.2. Pré dimensionnement des supports de marches

Condition de la flèche : $f^{max} < f^{adm}$

Dans notre cas, on a une cornière posée sur 2 appuis simples et une charge uniformément répartie donc :

La flèche maximale :

$$f_{max} = \frac{5 * q_{ser} * l^4}{384 * E * I_y}$$

La flèche admissible :

$$f_{adm} = \frac{L}{300}$$

On aura :

$$I_y = \frac{5 * 0.613 * 1450^3 * 300}{384 * 2.1 * 10^5} = 3.476 \text{ cm}^4$$

Donc on adopte : une cornière L40x40x4

Désignation	Poids	Section	Caractéristiques						
	G Kg/m	A mm ²	h=b mm	T mm	r mm	r ₂ mm	I _y = I _z Cm ⁴	W _p L _y =W _p L _z Cm ³	I _y =I _z cm
L40x40x4	2.42	308	40	4	6	3	4,47	1,55	1,21

Donc la charge permanente G devient (on inclue le poids de la cornière) :

$$\rightarrow G = (G_1 + G_2 + G_3) * d + P = (0,785 + 0,4 + 0,4) * 0,15 + 0,0242 = 0.262 \text{ KN/m}$$

III.3.6.3. Les combinaisons de charges

$$\text{ELU : } q = 1.35G + 1.5Q = 1.35 * 0.262 + 1.5 * 0.375 = 0.916 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS : } q = G + Q = 0.262 + 0.375 = 0.637 \text{ KN/m}$$

– Vérification à la flèche

On vérifie la condition suivante : $f < f^{adm}$

Cornière sur deux appuis :

$$f = \frac{5 * q * l^4}{384 E * I_y} = \frac{5 * 0.637 * 1450^4}{384 * 2.1 * 10^5 * 4.47 * 10^4} = 3,90 \text{ mm}$$

La valeur de la flèche admissible est :

$$f_{adm} = \frac{l}{300} = \frac{1450}{300} = 4,83 \text{ mm}$$

$f < f_{adm} \rightarrow$ **Condition vérifié.**

– **Vérification de l'effort tranchant**

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{0,916 * 1.45}{2} = 0,66 \text{ Kn}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_v * f_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} = \frac{308 * 275}{1.1 \sqrt{3}} * 10^{-3} = 44,45 \text{ Kn}$$

$V_{sd} < V_{plrd} \rightarrow$ **Condition vérifié.**

– **Vérification du moment fléchissant :**

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{0.916 * 1.45^2}{8} = 0.240 \text{ Kn.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{ply} * f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1.55 * 10^3 * 275}{1.1} * 10^{-6} = 0,387 \text{ Kn.m}$$

$M_{sd} < M_{pl,rd} \rightarrow$ **Condition vérifié.**

$\rightarrow$ Conclusion : les cornières L 40x40x4 convient comme cornière d'attache.

III.3.7. Dimensionnement de limon

III.3.7.1. Evaluation des charges

- **Volée :**
 - **Les charges permanentes :** (sauf poids de profilé)

Poids des cornières (40 x 40 x 4).....2.42 Kg/m

Tôle (e=5mm)..... G1 = 0.785 KN/m²

Mortier de pose (2cm)G2 = 0.40 KN/m²

Revêtement carrelages.....G3 = 0.40 KN/m²

Garde-corps (cloison).....1KN/m²

Charge totale :

$$\rightarrow G_T = (G_1 + G_2 + G_3) * d + P_c + P_G = (0.785 + 0.4 + 0.4) * 1.45 + 0.0242 + 1)$$

$$\rightarrow G_T = 3,32 \text{ KN/m}$$

-Charge totale pour un limon

$$\rightarrow G = \frac{G_T}{2} = 1,66 \text{ KN/m}$$

– **Les charges d’exploitations**

Pour 1 limon :

$$\rightarrow Q = 2.5 \frac{1.45}{2} = 1.81 \text{ KN/m}$$

• **Palier :**

– **Les charges permanentes :** (sauf poids de solive)

Tôle (TN40).....G₁ = 0.15 KN/m²

Dalle en béton (12cm)G₂ = 3.00 KN/m²

Mortier de pose G₃ = 0.40 KN/m²

Revêtement (2cm)..... G₄ = 0.40 KN/m²

Charge totale :

$$\rightarrow G_T = (G_1 + G_2 + G_3 + G_4) * d = (0.15 + 3.00 + 0.4 + 0.4) * 1.45 = 5,73 \text{ KN/m}$$

Charge totale pour un limon

$$\rightarrow G = \frac{G_T}{2} = 2,87 \text{ KN/m}$$

III.3.7.2.Calcul de la charge équivalente

On peut exprimer les différentes charges par une charge équivalente.

Charges permanentes :

$$G_{eq} = \frac{2,87 * (1.5) + 1.66 * (3.15)}{4,46} = 2,138 \text{ Kn/m}$$

Charge d'exploitation :

$$Q_{eq} = 2.5 \frac{1.45}{2} = 1,81 \text{ KN/m}$$

III.3.8. Prédimensionnement des limons

– **Combinaison de charge**

▪ **ELU :**

$$q = 1.35G + 1.5Q = 1.35 * 2,138 + 1.5 * 1.81 = 5,601 \text{ KN/m}$$

▪ **ELS :**

$$q = G + Q = 2,138 + 1,81 = 3,948 \text{ KN/m}$$

– **Condition de flèche :**

La flèche doit satisfaire la condition suivante $f_{max} \leq f_{adm}$, pour une poutre bi-articulée :

$$f_{max} = \frac{5 * q * l^4}{384 E * I_y} \quad \text{et} \quad f_{adm} = \frac{L}{300}$$

$$I_y \geq \frac{5 * 3,068 * 3880^3 * 300}{384 * 2.1 * 10^5} \geq 651,512 \text{ cm}^4$$

➔ On opte à un UPN 160

h(mm)	b(mm)	tw (mm)	tf (mm)	d (mm)	A(cm ²)	G (KN/m)
160	65	7,5	10,5	115	24	0.188
Iy(cm ⁴)	Wely(cm ³)	iy(cm)	Wply(cm ³)	Iz(cm ⁴)	Welz(cm ³)	iz(cm)
925	116	6.21	138	85.3	18,3	1,89

– **La classe de la section**

• **Semelle comprimée :**

$$C = \frac{b-tw}{tf} = 5.48 \text{ mm} < 9\varepsilon = 8.32 \quad \rightarrow \text{Donc la semelle est de classe 1}$$

• **Ame fléchi :**

$$C = \frac{d}{t_w} = 15.33 \text{ mm} < 72\varepsilon = 66.55 \rightarrow \text{Donc la semelle est de classe 1}$$

La section globale étant de classe 1 le calcul peut amener à la plasticité.

– **Vérification du moment fléchissant :**

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{5,601 * 4,46^2}{8} = 13,927 \text{ Kn.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{f_y * W_{pl,y}}{\gamma_{m0}} = \frac{275 * 10^3 * 138}{1.1} * 10^{-6} = 34,5 \text{ Kn.m}$$

$$M_{sd} < M_{pl,rd} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{5,601 * 4,46}{2} = 12,490 \text{ Kn}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{126 * 275}{1.1\sqrt{3}} * 10^{-3} = 18,19 \text{ Kn}$$

$$V_{sd} < V_{pl,rd} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

– **Vérification au déversement :**

La vérification au déversement est effectuée avec la formule suivante :

$$M_{sd} < M_{b,rd} = \frac{x_{LT} * \beta_w * W_{ply} * f_y}{\gamma_{m0}}$$

Calcul du moment critique au déversement :

$$M_{cr} = C^1 * \frac{\pi^2 * E * I_z}{L^2} * \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 * G * I_t}{\pi^2 * E * I_z}}$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{2.1 * 10^5}{2(1+0.3)} = 80769.23 \text{ N/mm}^2$$

I_t : Moment d'inertie de torsion

I_w : Moment d'inertie de gauchissement

I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie

$$M_{cr} = 1.13 * \frac{\pi^2 * 2.1 * 10^5 * 85.5 * 10^4}{4460^2} * \sqrt{\frac{3.26 * 10^4}{85.3 * 10^4} + \frac{4460^2 * 80769.23 * 7.39 * 10^4}{\pi^2 * 2.1 * 10^5 * 85.3 * 10^4}}$$

$$M_{cr} = 2,60 * 10^6 \text{ KN.mm}$$

- Calcul de l'élancement géométrique λ_{LT} :

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{\pi^2 * E * W_{pl,y}}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{\pi^2 * 2.1 * 10^5 * 138 * 10^3}{2,60 * 10^6}} = 187,12$$

- Calcul de l'élancement réduit :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\gamma_1} * \sqrt{\beta_W}$$

Avec : $\beta_W = 1$ pour les sections de classes 1 et 2

$$\lambda_1 = 93.9\varepsilon \quad \text{Avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0.92$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{187,12}{86.388} = 2,16$$

- Détermination de χ_{LT} :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}} \leq 1$$

Et :

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

$\alpha_{LT} = 0.21$ Pour les profiles laminées.

$\alpha_{LT} = 0.49$ Pour les sections soudées.

AN :

$$\phi_{LT} = 0.5 + [0.21(2,16 - 0.2) + 2,16^2] = 5,57$$

D'où :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{5,57 + [5,57 - 2,16^2]^{0.5}} = 0,31 \leq 1$$

D'où

$$M_{b,rd} = \frac{\chi_{LT} * \beta_w * W_{ply} * f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{0,31 * 1 * 138 * 275}{1,1} = 10,695 \text{ Kn.m}$$

$M_{sd} < M_{b,rd} \rightarrow \text{Condition vérifié.}$

III.3.9. Conclusion

Le dimensionnement des éléments secondaires a permis de valider la capacité de l'acrotère et de l'escalier à supporter les sollicitations auxquelles ils sont exposés, notamment les charges permanentes, d'exploitation et les effets sismiques. Les résultats obtenus confirment la résistance et la stabilité de ces composants, en conformité avec les règlements techniques en vigueur. Le choix des sections, des dispositions constructives et du ferrailage assure à la fois sécurité, durabilité et intégration harmonieuse au sein de la structure. Cette étude constitue ainsi une étape fondamentale pour garantir un ouvrage fonctionnel, conforme et sécurisé dans sa globalité.

Chapitre IV :
Etude climatique

IV.1. Effet du vent

IV.1.1. Introduction

L'étude des actions climatiques, notamment celles du vent et de la neige, constitue une étape indispensable dans la conception d'une structure, en particulier pour les constructions métalliques exposées à des sollicitations extérieures variables. Ce chapitre est consacré à l'évaluation des effets climatiques sur l'enveloppe du bâtiment, selon les normes en vigueur (RNV, Eurocode 1, etc.). L'objectif est de quantifier précisément les pressions exercées par le vent sur les parois et les toitures pour différentes directions d'incidence, ainsi que les charges dues à la neige en fonction de l'altitude et de la configuration du toit. Ces actions climatiques, souvent déterminantes dans le dimensionnement des éléments de façade et de couverture, sont évaluées avec rigueur afin d'assurer la stabilité, la sécurité et la durabilité de l'ouvrage.

IV.1.2. Action du vent

Il s'agit de déterminer les actions du vent s'exerçant sur les parois et la toiture pour un vent perpendiculaire :

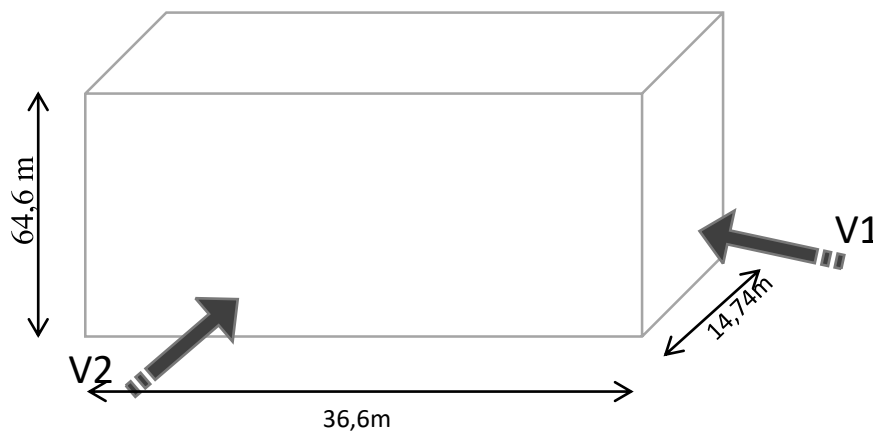


Figure IV. 1 : Direction principale de vent.

IV.1.3. Coefficients de calcul

IV.1.3.1. Effet de la région

Notre structure est située à wilaya de ALGER dans a zone I dont la pression de référence est :

$$q_{ser} = 375 \text{ N/m}^2$$

IV.1.3.2. Catégorie de terrain

La structure sera implantée sur centre-ville de la wilaya de ALGER (site plats altitude par rapport au niveau de la mer est 130m) donc la catégorie de terrain est IV

D'où :

- *Le facteur de terrain $K_T = 0.234$*
- *Le paramètre de rugosité $z_0 = 1 \text{ m}$*
- *La hauteur minimale $z_{min} = 10 \text{ m}$.*
- *$\varepsilon = 0,67$: coefficient utilisé pour le calcul de C_d*

IV.1.3.3. Détermination du coefficient d'exposition $C_e(z)$

Le coefficient d'exposition au vent $C_e(z)$ tient compte des effets de la rugosité du terrain de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol, il tient compte de la nature turbulente du vent $C_e(z)$ est donnée par La formule suivante :

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

Avec :

- *C_r : coefficient de rugosité*
- *C_t : coefficient de topographie*
- *z (en m) : est la hauteur considérée*
- *$I_v(z)$: l'intensité de la turbulence*

IV.1.3.4. Détermination du coefficient de la rugosité C_r

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

$$\begin{cases} C_r(z) = K_t * \ln \frac{z}{z_0} & \text{pour } z_{min} \leq z \leq 200m \\ C_r(z) = K_t * \ln \frac{z_{min}}{z_0} & \text{pour } z \leq z_{min} \end{cases}$$

Avec :

K_t : facteur de terrain

z_0 : paramètre de rugosité

z_{min} : hauteur minimale

Z : hauteur considéré

IV.1.3.5. Coefficient de topographie

Le coefficient de topographies $C_t(z)$ prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent lorsque celui-ci souffle sur des obstacles que les collines, les dénivellations isolées etc.

Le site est plat, le coefficient de topographie $C_t = 1$

IV.1.3.6. Intensité de turbulence

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

$$\begin{cases} I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) * \ln \frac{z}{z_0}} & \text{pour } z \geq z_{min} \\ I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) * \ln \frac{z_{min}}{z_0}} & \text{pour } z \leq z_{min} \end{cases}$$

IV.1.4. Paramètre de calcul :

IV.1.4.1. Direction du vent V1 :

La hauteur de référence z_e

- Pour les murs au vent

On a : $b = 36,6 \text{ m}$, $h = 64,30 \text{ m}$, $d = 14,74 \text{ m}$ $36,6 \leq 64,30 \leq 73,2$ donc $b \leq h \leq 2b$

Pour les murs perpendiculaires au vent $z_e = 36,6 \text{ m}$ et $z_e = 64,30 \text{ m}$

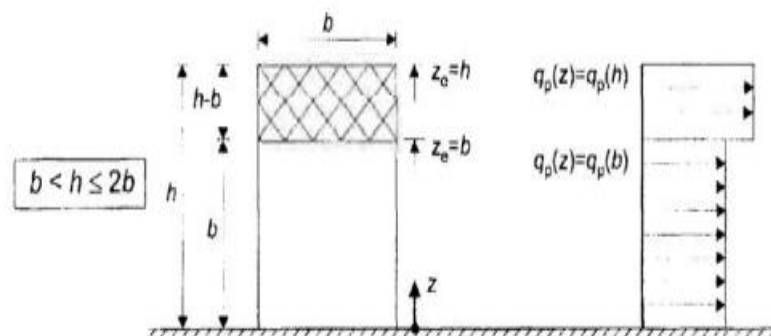


Figure IV. 2 : Hauteur de référence z_e et profil correspondant de la pression dynamique.

- **Détermination de la pression dynamique de pointe $q_p(z_e)$:**

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

$$q_p(z_e) = q_{ref} \times (z_e)^{0,67} \quad (N/m^2)$$

Tel que : $q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$

z_e	C_t	C_r	I_v	C_e	$q_p(N/m^2)$
36,6	1	0,842	0,278	2,090	783,57
64,30	1	0,974	0,240	2,545	954,40

- **Détermination de coefficient de pression extérieure C_{pe}**

Les coefficients de pression extérieure C_{pe} applicables aux bâtiments et aux parties de Bâtiments dépendent de la dimension de la surface chargée à qui est la surface de la construction produisant l'action du vent dans la section à calculer. Les coefficients de pression extérieure sont donnés pour des surfaces chargées A de 1 m^2 et 10 m^2 dans les tableaux relatifs Aux configurations de bâtiment appropriées, ils sont notés C_{pe1} pour les coefficients locaux, et C_{pe10} pour les coefficients globaux, respectivement

- $C_{pe} = C_{pe1}$ pour $S < 1 \text{ m}^2$
- $C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \log_{10}(s)$ pour $1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2$
- $C_{pe} = C_{pe10}$ Pour $S \geq 10 \text{ m}^2$

- **Parois verticales**

S : est la surface chargée de la paroi considérée en m^2

Pour cette direction du vent on a : $b = 36,6 \text{ m}$, $h = 64,30 \text{ m}$, $d = 14,74 \text{ m}$

et $e = [b, 2h] = [36,6 ; 128,6] \rightarrow e = 36,6 \text{ m}$.

Et on a : $d = 14,74 \text{ m} \leq e = 36,6 \text{ m}$

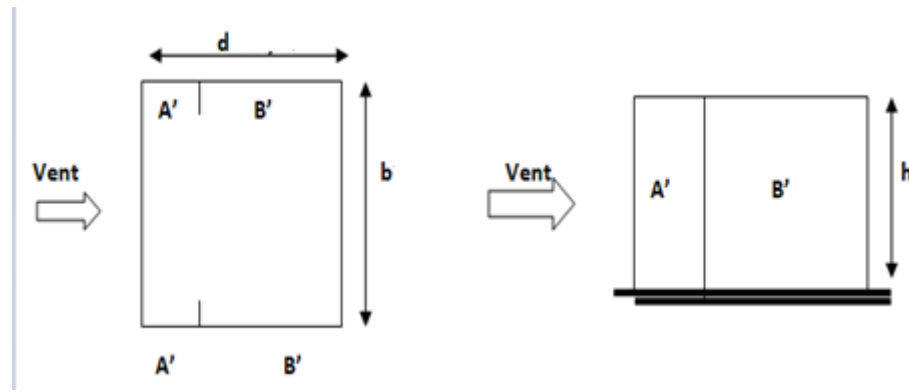


Figure IV. 3 : Vue en élévation des zones pression des parois verticales sens V1.

Zone	A'	B'	D	E
Surface (m ²)	470,67	477,106	23334,09	23334,09
C _{pe}	C _{pe10}	C _{pe10}	C _{pe10}	C _{pe10}
Valeur C _{pe}	-1	-0.8	+0.8	-0.3

Tableau IV. 1 : Caractéristique des zones.

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones portées sur la figure suivant sont :

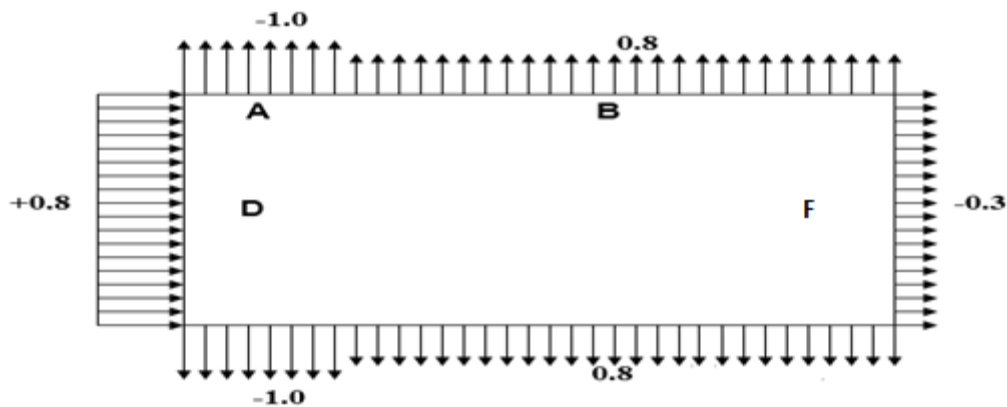


Figure IV. 4 : Représentation des coefficients C_{pe} sur les différentes zones(V1)

- **Détermination de coefficient de pression intérieure C_{pi}**

La combinaison la plus défavorable de la pression extérieure et intérieure considérées comme agissant simultanément doit être envisagée simultanément pour chaque combinaison potentielle d'ouvertures et autres sources de fuite d'aire

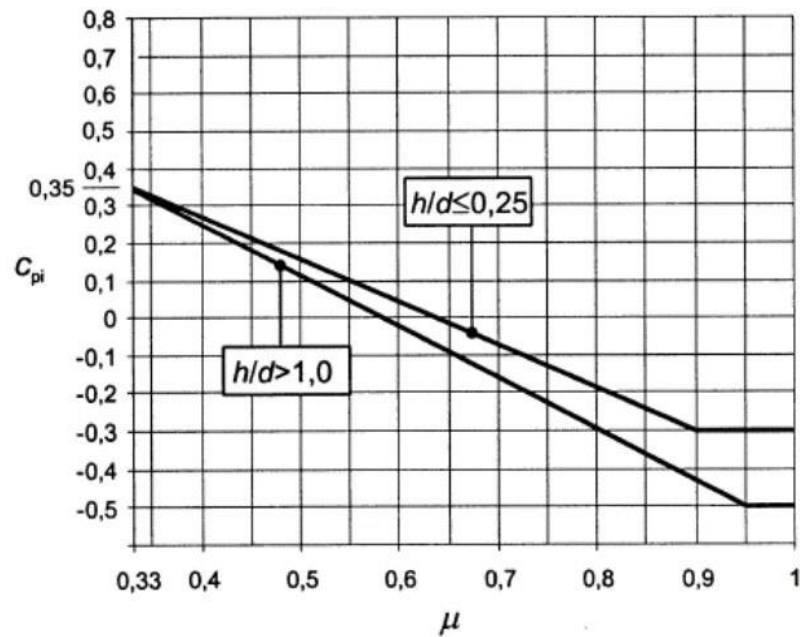


Figure IV. 5 : Coefficient de pression intérieur C_{pi} des bâtiments sans face dominants.

Pour les bâtiments sans face dominante, le coefficient de pression intérieure C_{pi} avec (h) est la hauteur du bâtiment, (d) sa profondeur et (μ_p) l'indice de perméabilité donné par :

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

Pour les valeurs comprises entre $h/d = 0,25$ et $h/d = 1$ une interpolation linéaire peut être utilisée.

- **Détermination de la pression aérodynamique**

La pression aérodynamique $W(z_j)$ agissant sur une paroi est obtenue à l'aide des formules suivantes :

Si une face de la paroi est intérieure à la construction, l'autre extérieure :

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

Avec :

z_e	$q_p \text{ (N/m}^2\text{)}$
36,6	783,57
64,30	954,40

--	--

Zone	Z(m)	qp (ze)	Cpe	Cpi	W (zj) [N/m2]
A'	36,6	783,57	-1,0	0,8	-1410,43
B'	36,6	783,57	-0,8	0,8	-1253,71
D	36,6	783,57	0,8	0,8	0
E	36,6	783,57	-0,3	0,8	-861,93

Tableau IV. 2 : la pression aérodynamique pour Cpi1=0,8 (direction V1)

Zone	Z(m)	qp(ze)	Cpe	Cpi	W (zj) [N/m2]
A'	36,6	783,57	-1	-0,5	-391,79
B'	36,6	783,57	-0.8	-0,5	-235,07
D	36,6	783,57	+0.8	-0,5	1018,64
E	36,6	783,57	-0.3	-0,5	156,71

Tableau IV. 3 : la pression aérodynamique pour Cpi1= -0,5 (direction V1)

Zone	Z(m)	qp(ze)	Cpe	Cpi	W (zj) [N/m2]
A'	64,30	954,40	-1	0,8	-1717,92

B'	64,30	954,40	-0.8	0,8	-1527,04
D	64,30	954,40	+0.8	0,8	0
E	64,30	954,40	-0.3	0,8	-1049,84

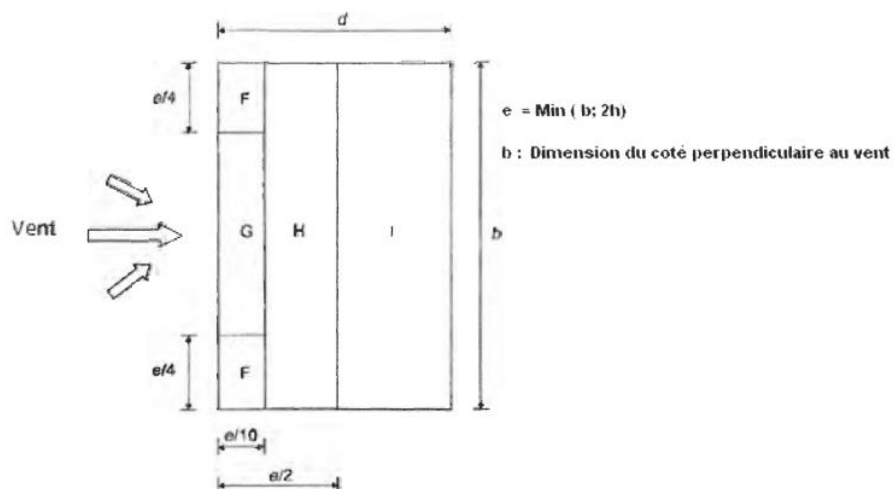
Tableau IV. 4 : la pression aérodynamique pour $C_{pi}=0,8$ (direction V1)

Zone	Z(m)	qp(ze)	C _{pe}	C _{pi}	W (zj) [N/m ²]
A'	64,30	954,40	-1	-0,5	-477,20
B'	64,30	954,40	-0.8	-0,5	-286,32
D	64,30	954,40	+0.8	-0,5	1240,72
E	64,30	954,40	-0.3	-0,5	190,88

Tableau IV. 5 : la pression aérodynamique pour $C_{pi}= -0,5$ (direction V1)

- Toiture :**

Les toitures plates sont celles dont l'angle de la pente inférieur ou égal à 5° il convient de diviser la toiture comme l'indique la figure suivante :

**Figure IV. 6 :** Légende pour les toitures plates.

Pour cette direction du vent on a : $b = 36,6 \text{ m}$, $h = 64,30 \text{ m}$, $d = 14,74 \text{ m}$

et $e = \min(b, 2h) = \min(36,6 ; 128,6) = 36,6 \text{ m}$

Et on a : $d = 14,74 \text{ m} \leq e = 36,6 \text{ m}$

La hauteur de l'acrotère $h_p=0.6\text{m}$ nous avant une toiture plate Selon (§5.1.3RNV Version 2013)

Pour les toitures avec acrotères ou rives arrondies, une interpolation linéaire peut être faite

Pour les valeurs intermédiaires de h_p/h et r/h

Les valeurs de C_{pe10} dépendent par le rapport h_p / h

Avec :

H_p : la longueur de l'acrotère

H : la longueur de Ze $h_p/(h) = 0.6/64,30 = 0.009$

Donc $0.009 < 0.025 \Rightarrow C_{pe} (0.025)$

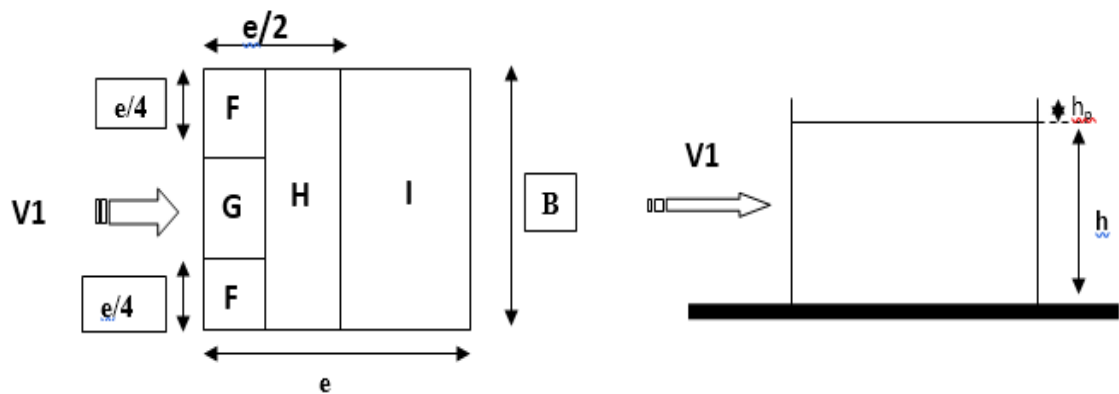


Figure IV. 7 : Légende pour la paroi verticale la toiture (V1).

a- Coefficients de pressions extérieures C_{pe} :

Zone	$S > 10\text{m}^2$	C_{pe10}
F	33,48	-1,6
G	66,97	-1,1
H	535,824	-0,7
I	669,78	-0,2

b- Coefficient de pression intérieure C_{pi} :

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

La pression aérodynamique :

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

Zone	Z(m)	qp(ze)	Cpe	Cpi	W (zj) [N/m2]
F	36,6	783,57	-1,6	0,8	-1880,57
G	36,6	783,57	-1,1	0,8	-1488,78
H	36,6	783,57	-0,7	0,8	-1175,35
I	36,6	783,57	-0,2	0,8	-783,57

Tableau IV. 6 : la pression aérodynamique pour $C_{pi}=0,8$ (direction V1)

Zone	Z(m)	qp(ze)	Cpe	Cpi	W (zj) [N/m2]
F	36,6	783,57	-1,6	-0,5	-861,93
G	36,6	783,57	-1,1	-0,5	-470,14
H	36,6	783,57	-0,7	-0,5	274,24
I	36,6	783,57	-0,2	-0,5	235,07

Tableau IV. 7 : la pression aérodynamique pour $C_{pi}= -0,5$ (direction V1)

Zone	Z(m)	qp(ze)	Cpe	Cpi	W (zj) [N/m2]
F	64,30	954,40	-1,6	0,8	-2290,56

G	64,30	954,40	-1,1	0,8	-1813,36
H	64,30	954,40	-0,7	0,8	-1431,6
I	64,30	954,40	-0,2	0,8	-954,40

Tableau IV. 8 : la pression aérodynamique pour $C_{pi}=0,8$ (direction V1)

Zone	Z(m)	qp(ze)	C _{pe}	C _{pi}	W (zj) [N/m ²]
F	64,30	954,40	-1,6	-0,5	-1049,84
G	64,30	954,40	-1,1	-0,5	-572,64
H	64,30	954,40	-0,7	-0,5	-190,88
I	64,30	954,40	-0,2	-0,5	286,32

Tableau IV. 9 : la pression aérodynamique pour $C_{pi}= -0,5$ (direction V1)

IV.1.4.2. Direction du vent V2 :

La hauteur de référence z_e

Pour les murs au vent

On a : $b = 14,74 \text{ m}$, $h = 64,30$, $d = 36,6 \text{ m}$ $64,30 \geq 29,43$ donc $h \geq 2b$

Pour les murs perpendiculaires au vent $z_e = 64,30 \text{ m}$ et $z_e = 29,43 \text{ m}$

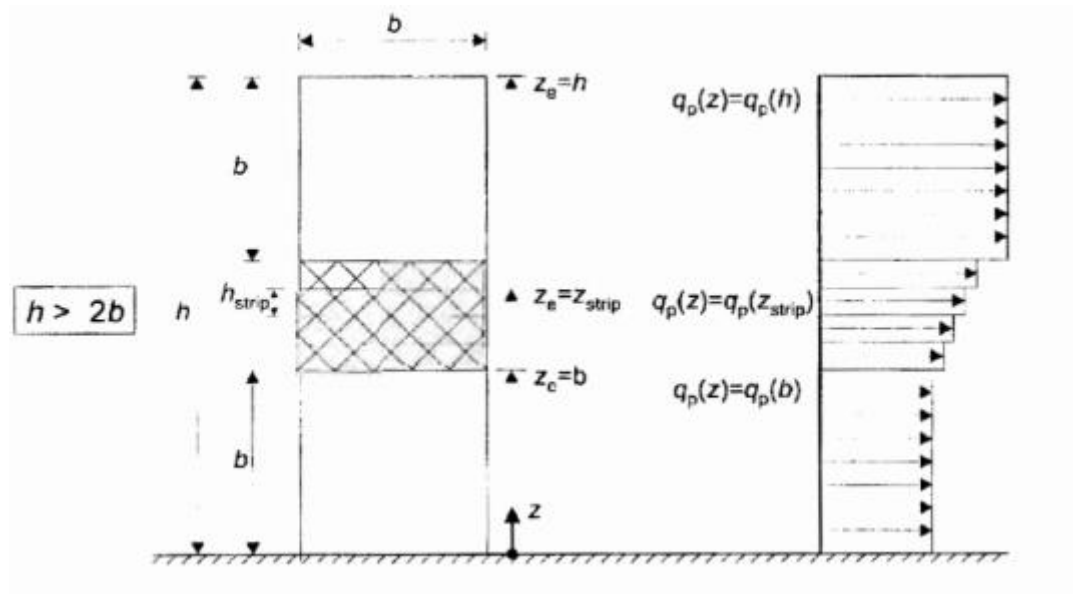


Figure IV. 8 : Hauteur de référence z_e et profil correspondant de la pression dynamique.

- **Calcul de la pression 0**
- **Détermination de la pression dynamique de pointe $q_p(z_e)$**

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

$$(z_e) = q_{ref} \times (z_e)(N/m^2)$$

Tel que : $q_{ref} = 375 N/m^2$

z_e	C_t	C_r	I_v	C_e	$q_p(N/m^2)$
29,43	1	0,791	0,296	1,923	720,97
64,30	1	0,974	0,240	2,545	954,40

- **Détermination de coefficient de pression extérieure C_{pe}**

Les coefficients de pression extérieure C_{pe} applicables aux bâtiments et aux parties de Bâtiments dépendent de la dimension de la surface chargée à qui est la surface de la construction produisant l'action du vent dans la section à calculer. Les coefficients de pression extérieure sont donnés pour des surfaces chargées A de $1 m^2$ et $10 m^2$ dans les tableaux relatifs Aux configurations de bâtiment appropriées, ils sont notés C_{pe1} pour les coefficients locaux, et C_{pe10} pour les coefficients globaux, respectivement

- $C_{pe} = C_{pe1}$ pour $S < 1m^2$

- $C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \log_{10}(s)$ pour $1m^2 < S < 10m^2$
- $C_{pe} = C_{pe10}$ Pour $S \geq 10 m^2$

- **Parois verticales**

S : est la surface chargée de la paroi considérée en m^2

Pour cette direction du vent on a : $b = 14,74 m$, $h = 64,30 m$, $d = 36,6 m$

et $e = [b, 2h] = [14,74 ; 128,6] \rightarrow e = 14,74 m$.

Et on a : $d = 36,6 m \geq e = 14,74 m$

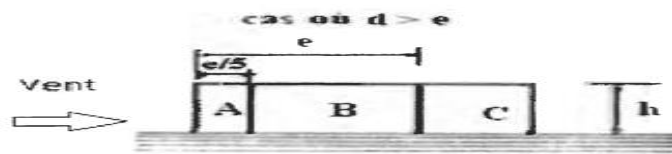


Figure IV. 9 : Vue en élévation des zones pression des parois verticales sens V2.

Zone	A	B	c	D	E
Surface (m^2)	189,55	758,22	1405,59	947,78	947,78
C_{pe}	C_{pe10}	C_{pe10}	C_{pe10}	C_{pe10}	C_{pe10}
Valeur C_{pe}	-1	-0.8	-0,5	+0.8	-0.3

Tableau IV. 10 : Caractéristique des zones.

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones portées sur le tableau suivant sont :

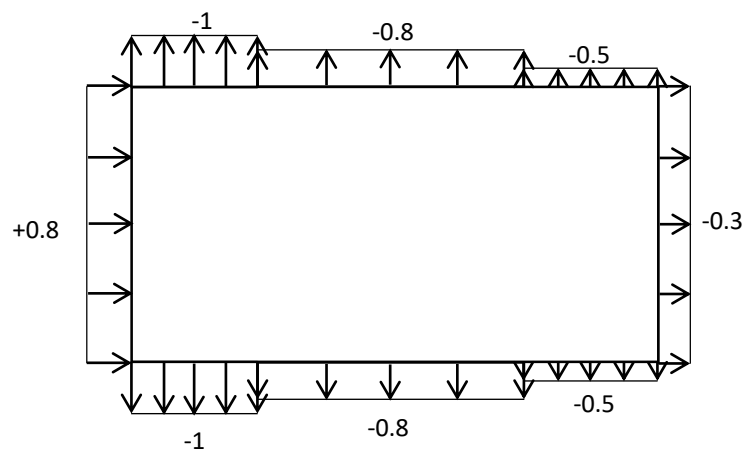


Figure IV. 10 : Zone de pression pour les parois verticales.

- **Détermination de coefficient de pression intérieure C_{pi}**

La combinaison la plus défavorable de la pression extérieure et intérieure considérées comme agissant simultanément doit être envisagée simultanément pour chaque combinaison potentielle d'ouvertures et autres sources de fuite d'aire

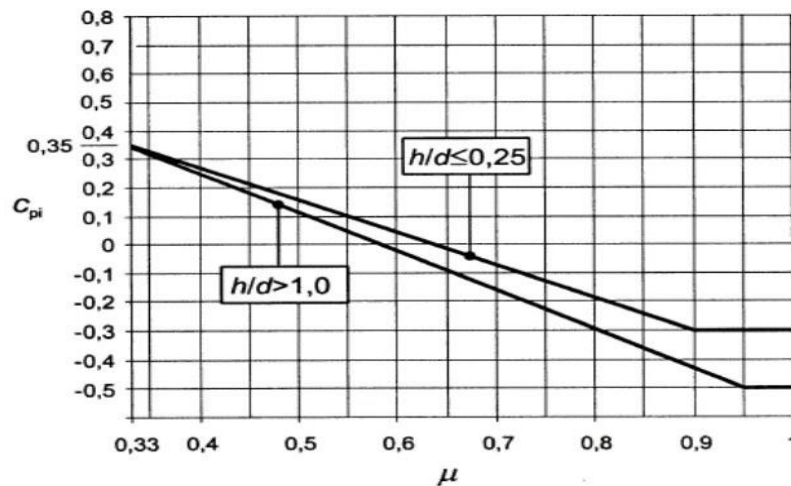


Figure IV. 11 : Coefficient de pression intérieure C_{pi} des bâtiments sans face dominants.

Pour les bâtiments sans face dominante, le coefficient de pression intérieure C_{pi} avec (h) est la hauteur du bâtiment, (d) sa profondeur et (μ_p) l'indice de perméabilité donné par :

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

Pour les valeurs comprises entre $h/d = 0,25$ et $h/d = 1$ une interpolation linéaire peut être utilisée.

- **Détermination de la pression aérodynamique**

La pression aérodynamique W(z_j) agissant sur une paroi est obtenue à l'aide des formules suivantes :

Si une face de la paroi est intérieure à la construction, l'autre extérieure :

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

Avec :

Ze	qp (N/m²)
29,43	720,97
64,30	954,40

Zone	Z(m)	qp (ze)	Cpe	Cpi	W (zj) [N/m2]
A	29,43	720,97	-1,0	0,8	-1297,75
B	29,43	720,97	-0,8	0,8	-1153,55
C	29,43	720,97	-0,5	0,8	-937,26
D	29,43	720,97	0,8	0,8	0
E	29,43	720,97	-0,3	0,8	-793,07

Tableau IV. 11 : la pression aérodynamique pour Cpi1=0,8 (direction V2)

Zone	Z(m)	qp(ze)	Cpe	Cpi	W (zj) [N/m2]
A	29,43	720,97	-1	-0,5	-360,49
B	29,43	720,97	-0.8	-0,5	-216,29
C	29,43	720,97	-0,5	-0,5	0
D	29,43	720,97	+0.8	-0,5	937,261
E	29,43	720,97	-0.3	-0,5	144,19

Tableau IV. 12 : la pression aérodynamique pour Cpi1= -0,5 (direction V2)

Zone	Z(m)	qp(ze)	Cpe	Cpi	W (zj) [N/m2]
A	64,30	954,40	-1	0,8	-1717,92

B	64,30	954,40	-0.8	0,8	-1527,04
C	64,30	954,40	-0.5	0,8	-1240,72
D	64,30	954,40	+0.8	0,8	0
E	64,30	954,40	-0.3	0,8	-1049,84

Tableau IV. 13 : la pression aérodynamique pour $C_{pi}=0,8$ (direction V2)

Zone	Z(m)	qp(ze)	C _{pe}	C _{pi}	W (zj) [N/m ²]
A	64,30	954,40	-1	-0,5	-477,20
B	64,30	954,40	-0.8	-0,5	-286,32
C	64,30	954,40	-0,5	-0,5	0
D	64,30	954,40	+0.8	-0,5	1240,72
E	64,30	954,40	-0.3	-0,5	190,88

Tableau IV. 14 : la pression aérodynamique pour $C_{pi}= -0,5$ (direction V2)

- Toiture**

Pour cette direction du vent on a : $b = 14,74 \text{ m}$, $h = 64,30 \text{ m}$, $d = 36,6 \text{ m}$

Et $e = \min(b, 2h) = \min(14,74 ; 128,6) = 14,74 \text{ m}$

Et on a : $d = 36,6 \text{ m} \geq e = 14,74 \text{ m}$

c- Coefficients de pressions extérieures C_{pe} :

Zone	$S > 10\text{m}^2$	C_{pe10}
F	10,85	-1,6
G	12,86	-1,1

H	86,90	-0.7
I	430,85	-0,2

- La pression aérodynamique

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

Zone	Z(m)	qp(ze)	Cpe	Cpi	W (zj) [N/m2]
F	29,43	720,97	-1,6	0,8	-1730,33
G	29,43	720,97	-1,1	0,8	-1369,84
H	29,43	720,97	-0.7	0,8	-1287,37
I	29,43	720,97	-0,2	0,8	-720,97

Tableau IV. 15 : la pression aérodynamique pour Cpi1=0,8 (direction V2)

Zone	Z(m)	qp(ze)	Cpe	Cpi	W (zj) [N/m2]
F	29,43	720,97	-1,6	-0,5	-793,07
G	29,43	720,97	-1,1	-0,5	-432,58
H	29,43	720,97	-0.7	-0,5	-1287,37
I	29,43	720,97	-0,2	-0,5	216,29

Tableau IV. 16 : la pression aérodynamique pour Cpi1= -0,5 (direction V2)

Zone	Z(m)	qp(ze)	Cpe	Cpi	W (zj) [N/m2]
F	64,30	954,40	-1,6	0,8	-2290,56

G	64,30	954,40	-1,1	0,8	-1813,36
H	64,30	954,40	-0,7	0,8	-1431,6
I	64,30	954,40	-0,2	0,8	-954,40

Tableau IV. 17 : la pression aérodynamique pour $C_{pi}=0,8$ (direction V2)

Zone	Z(m)	qp(ze)	Cpe	Cpi	W (zj) [N/m ²]
F	64,30	954,40	-1,6	-0,5	-1049,84
G	64,30	954,40	-1,1	-0,5	-572,64
H	64,30	954,40	-0,7	-0,5	-190,88
I	64,30	954,40	-0,2	-0,5	286,32

Tableau IV. 18 : la pression aérodynamique pour $C_{pi}= -0,5$ (direction V2)

IV.2. Effet de neige

IV.2.1. Introduction

Le but de cette étude c'est de définir les valeurs représentatives de la charge statique de la neige sur toute surface située au-dessus du sol et soumise à l'accumulation de neige et notamment sur la toiture.

IV.2.2. Calcul des charges de neige

La charge caractéristique de neige S par unité de surface en projection horizontale de toiture s'obtient par la formule suivante :

$$S = \mu \times S_k \text{ KN/m}^2$$

Avec :

S_k : charge de neige sur le sol, elle est en fonction de l'altitude de la zone de neige

μ : coefficient d'ajustement des charges, il est

En fonction de la forme de la toiture



Figure IV. 12 : Effet de Neige sur Toiture

IV.2.3. Charge de neige sur le sol

Notre projet est implanté à ALGER qui est classé en zone B avec une altitude d'environ 130m. Donc S_k est donnée par la formule :

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

$$\rightarrow S_k = \frac{0.04 \cdot 130 + 10}{100} = 0.152 \text{ N/m}^2$$

Coefficient de forme de la toiture

Les coefficients de forme pour les toitures à deux versants sans obstacle de retenu sont illustrées dans la figure :

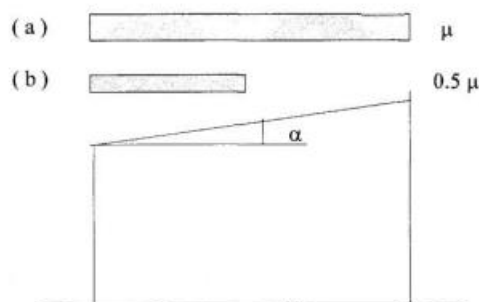


Figure IV. 13 : Coefficient de forme (toiture à un seul versant).

Le coefficient d'ajustement des charges a considéré est donnée comme suit :

$$\alpha=0^\circ \text{ Donc } \mu=0.8$$

Calcul de la charge de la neige :

$$\square S = \mu \times Sk = 0.8 \times 0.152 = 0.121 \text{ KN/m}^2$$

IV.3. Conclusion

L'étude des actions climatiques, notamment celles du vent et de la neige, constitue une étape indispensable dans la conception d'une structure, en particulier pour les constructions métalliques exposées à des sollicitations extérieures variables. Ce chapitre est consacré à l'évaluation des effets climatiques sur l'enveloppe du bâtiment, selon les normes en vigueur (RNV, Eurocode 1, etc.). L'objectif est de quantifier précisément les pressions exercées par le vent sur les parois et les toitures pour différentes directions d'incidence, ainsi que les charges dues à la neige en fonction de l'altitude et de la configuration du toit. Ces actions climatiques, souvent déterminantes dans le dimensionnement des éléments de façade et de couverture, sont évaluées avec rigueur afin d'assurer la stabilité, la sécurité et la durabilité de l'ouvrage.

CHAPITRE V
ETUDE DYNAMIQUE
EN ZONE SYSMIQUE

V.1.Introduction

Dans ce chapitre, l'objectif est d'étudier le comportement dynamique d'un bâtiment à ossature métallique soumis à une action sismique, conformément aux exigences du Règlement Parasismique Algérien (RPA 99, version 2024). Pour ce faire, la structure sera modélisée et analysée à l'aide du logiciel ETABS, qui permet de déterminer les périodes propres, les efforts internes, les déplacements et les réactions aux appuis

À travers plusieurs étapes de modélisation (modèle initial, intermédiaire et final), nous évaluerons l'efficacité de différentes configurations (ajout de noyaux rigides, contreventements, modification des sections) afin d'optimiser la réponse de la structure et de vérifier sa conformité aux critères sismiques.

V.2.Etude sismique

V.2.1. Le but de l'étude dynamique

L'objectif de l'étude dynamique est d'analyser le comportement de la structure soumise à une excitation sismique, en identifiant ses caractéristiques vibratoires (périodes propres, modes de vibration, participations massiques) afin d'évaluer les efforts internes et les déplacements induits. Cette analyse permet de vérifier la stabilité de la structure et sa conformité aux exigences réglementaires, en particulier celles du Règlement Parasismique Algérien (RPA 99/2003 – version mise à jour 2024).

V.2.2. Modélisation de rigidité

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type poutre à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveau i et niveau i+1).
- A tous les planchers nous avons attribué une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastres.

V.2.3. Modélisation de la masse

La charge des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher.

La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par les **RPA99 version 2024** avec $(\beta=0,3)$ pour un bâtiment à usage bureaux (mass source).

La charge des murs extérieurs (murs rideaux) a été répartie aux niveaux des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers.

V.2.4. Choix de la méthode de calcul

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques, ce calcul peut être mené par les trois (03) méthodes qui sont :

La méthode d'analyse modale spectrale

La méthode statique équivalente

La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme

V.2.5. La méthode statique équivalente**○ Principe**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

L'utilisation de la méthode statique équivalente n'est possible que si l'ouvrage remplit les conditions de son application, présentées dans [3].

La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas de notre bâtiment car la structure est en zone IV de groupe d'usage 1B et sa hauteur dépasse les 10 m (article 4.1.2[3]), donc nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale.

Cette dernière peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas vérifiée.

V.2.6. La méthode d'analyse modale spectrale

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Dans notre projet, une étude dynamique de la structure s'impose du fait que les conditions de régularité en plan et en élévation ne sont pas satisfaites.

○ Principe

Principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant présentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

- Analyse spectrale
 - Utilisation des spectres de réponse

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

- toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement (ζ) et de la pulsation naturelle (ω).

Donc pour des accélérogramme données si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure.

L'action sismique est représentée par un spectre de calcul suivant :

$$(T) = \begin{cases} A.I.S. \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \cdot \left(2.5 \frac{Q_F}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & \text{si: } 0 \leq T < T_1 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] & \text{si: } T_1 \leq T < T_2 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \cdot \left[\frac{T_2}{T} \right] \right] & \text{si: } T_2 \leq T < T_3 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \cdot \left[\frac{T_2 \cdot T_3}{T^2} \right] \right] & \text{si: } T_3 \leq T < 4_s \end{cases}$$

- Représentation graphique du spectre de réponse

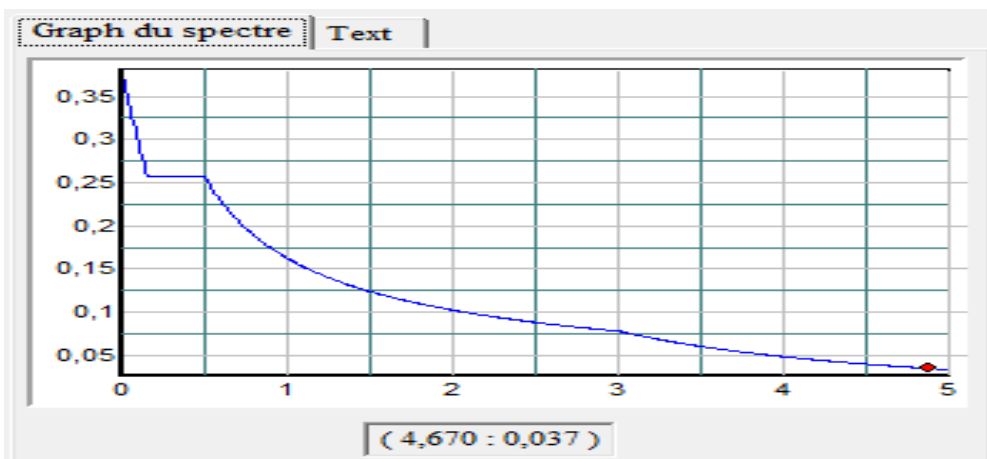


Figure V. 1 : spectre de réponse

Avec :

g : accélération de la pesanteur

A : coefficient d'accélération de zone

η : facteur de correction d'amortissement

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : Facteur de qualité.

- **Nombre des modes considérer**

D'après [3] (article 4.3.4) : pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions l'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ et } T_k \leq 0.20s$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus de sol et T_k période du mode K

$$\text{Dans notre étude } N=10 \text{ donc } K \geq 3\sqrt{10} = 9,48 \approx 10$$

V.2.6. Résultante des forces sismiques de calcul

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0,8v$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements,

moments, ...) par la valeur du rapport : $r = 0,8v/v_t$

V.2.7. Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente

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

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

Avec :

$S_{ad}/g(T_0)$: Ordonnée du spectre de calcul

T_0 : Période fondamentale de vibration du bâtiment, pour le mouvement de translation dans la direction considérée

λ : Coefficient de correction

$$\lambda = \begin{cases} 0,85: \text{si } T_0 \leq (2T_2 \text{ et si le bâtiment a plus de 2 niveaux} \\ 1: \text{autrement} \end{cases}$$

W : Poids sismique total du bâtiment. Il est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau « i » :

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

Ou:

$$W_i = W_{Gi} + \psi \cdot W_{Qi} \text{ pour tout niveau } i \text{ de la structure}$$

W_{Gi} : Poids dus aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure

W_{Qi} : Charges d'exploitation •

ψ : Coefficient d'accompagnement, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donne au Tableau

V.2.8. Estimation de la période fondamentale de la structure (T)

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

Les formules empiriques à utiliser selon [3] sont :

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

$$C_T = 0,05 \quad (\text{autre type de structure}) \quad (\text{tableau 4.6[3]})$$

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_N = 64,30\text{m}$$

$$T = C_T \times h_N^{3/4} = 0,05 \times (52,87)^{3/4} = 1,13 \text{ s} \Rightarrow \text{Suivant les deux directions}$$

$$T_{RPA} = 1,3T = 1,47 \text{ s}$$

R : fonction du système de contreventement, il est donné par (**tab. 4.3[3]**) pour notre cas nous avons :

- Structure à Ossature métallique avec contreventement par noyau ou à effet noyau en béton armé
 $\Rightarrow R=2,5$.

Q : est fonction de :

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

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

P_q Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non", sa valeur est donnée au tableau 4.4 [3] :

Critère « q »	Observé	P_q
1.Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0
2.Redondance en plan	Oui	0
3.Régularité en plan	Oui	0
4.Régularité en élévation	Non	0,20
5.Controle de qualité des matériaux	Oui	0
6.Controle de qualité de l'exécution	Oui	0

Tableau V. 1 : valeurs des pénalités P_q

$$Q = 1 + 0,20 = 1,20 \quad \text{Dans les deux directions}$$

V.2.9. Analyse dynamique de la structure

L'analyse dynamique vise à caractériser la réponse sismique d'une structure en déterminant ses propriétés vibratoires. Elle permet de calculer les efforts et déplacements induits par un séisme en tenant compte du comportement réel de la structure.

V.2.10. Procédure de calculs**❖ Modèle initial**

Pour ce modèle on a gardé les dimensions telles que calculées dans le pré dimensionnement, comme il est indiqué dans la figure ci-dessous :

Les poteaux :

- ✦ RDC+1^{er}+2^{em} ⇒ HEA240
- ✦ 3^{eme}+4^{eme} +5^{em} ⇒ HEA300
- ✦ 6^{eme}+7^{eme}+8^{eme} ⇒ HEA400
- ✦ 9^{eme}+10^{eme}+11^{eme} ⇒ HEA500
- ✦ 12^{eme}+13^{eme}+14^{eme} +15^{eme} ⇒ HEA800

Les poutres :

Les poutres principales : HEA400

Poutre secondaire : IPE240

Solive : IPE240

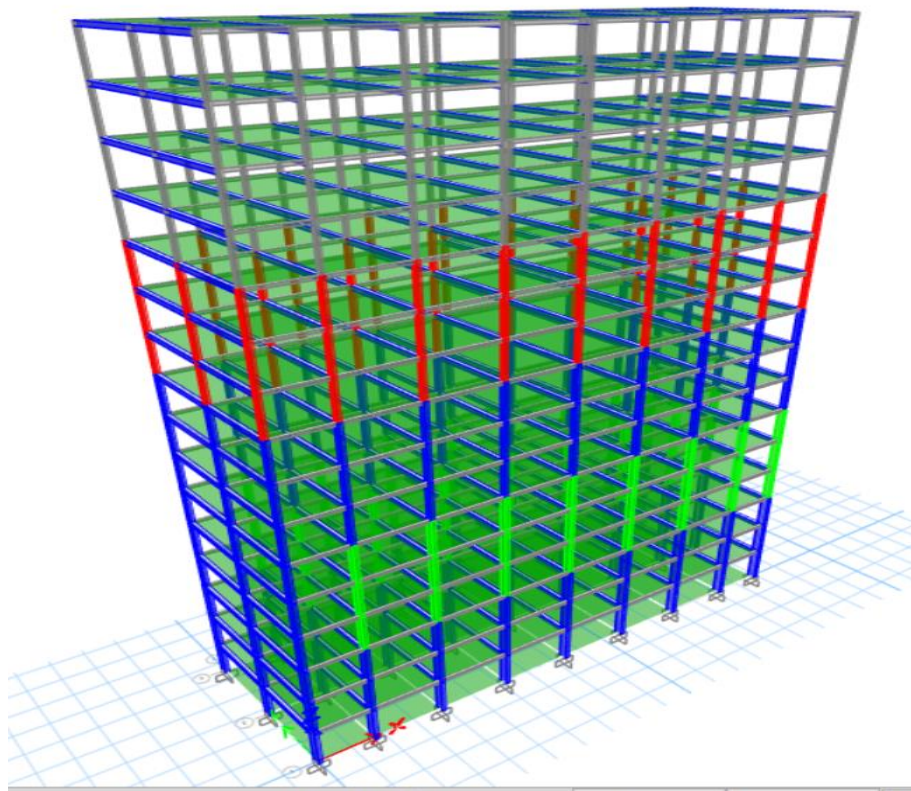


Figure V. 2 : Vue en 3d du modèle initial.

❖ Résultat de l'analyse dynamique

Mode	Période [sec]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]
1	8,539	0,7814	0	0	0,7814	0	0
2	4,227	0	0,7047	0	0,7814	0,7047	0
3	3,962	0	0,0002	0	0,7814	0,7049	0
4	3,087	0,1034	0	0	0,8848	0,7049	0
5	1,829	0,0411	0	0	0,9259	0,7049	0
6	1,596	0	0,1375	0	0,9259	0,8424	0
7	1,499	0	0,00002046	0	0,9259	0,8424	0
8	1,265	0,0208	0	0	0,9467	0,8424	0
9	0,976	0,0118	0	0	0,9585	0,8424	0
10	0,923	0	0,0488	0	0,9585	0,8913	0
11	0,869	0	0,000003073	0	0,9585	0,8913	0
12	0,786	0,0102	0	0	0,9687	0,8913	0
13	0,644	0,0057	0	0	0,9744	0,8913	0
14	0,642	0	0,0243	0	0,9744	0,9155	0

Tableau V. 2 : Participation massique du modèle initial

• **Constatations**

L'analyse modale de la structure a conduit à :

- Une période du 1^{er} mode $T_1 = 8,539$ sec.

- **Conclusion**

La période obtenue dans notre premier modèle s'est révélée trop grande pour répondre efficacement aux exigences du projet. Afin d'améliorer la performance du système et de réduire cette période, nous proposons dans un second modèle d'ajouter des noyaux. Cette amélioration vise à optimiser la structure et à rendre le comportement du modèle plus adapté aux objectifs recherchés.

❖ **Modèle intermédiaire**

Pour ce modèle dans le but de corriger les limites observées dans le modèle initial, notamment la période trop élevée, nous avons développé un modèle intermédiaire. Celui-ci intègre l'ajout de noyaux afin de diminuer la période et d'améliorer la performance globale du système. Cette étape constitue une transition essentielle vers un modèle final plus optimisé et conforme aux exigences du projet.

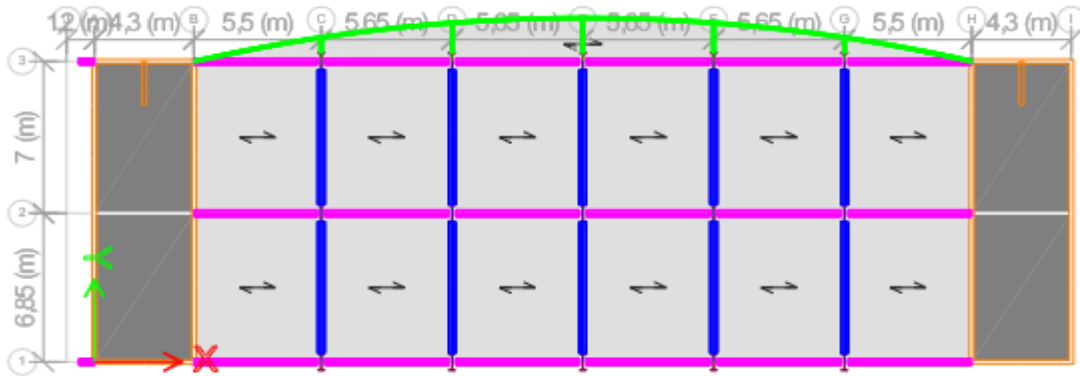


Figure V. 3 : Vue en 2d du modèle intermédiaire.

- **Résultat de l'analyse dynamique**

Mode	Période [sec]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]
1	2,278	0,6559	0	0	0,6559	0	0
2	0,963	0	0,6551	0	0,6559	0,6551	0
3	0,576	0	6,979E-07	0	0,6559	0,6551	0
4	0,457	0,203	0	0	0,8589	0,6551	0
5	0,194	0,065	0	0	0,9239	0,6551	0
6	0,191	0	0,2137	0	0,9239	0,8688	0
7	0,136	0,000001288	0,000002373	0	0,9239	0,8688	0
8	0,117	0,0295	0	0	0,9534	0,8688	0
9	0,083	0	0,0649	0	0,9534	0,9337	0

Tableau V. 3 : Participation massique du modèle initial

- **Constatations**

L'analyse modale de la structure a conduit à :

- Une période $T_1 = 2,278$ sec.
- La participation de la masse dépasse le seuil de 90% à partir du 9^{eme} mode.
- Premier mode on a translation selon xx
- 2eme mode on a translation selon yy
- On a torsion dans 3eme mode

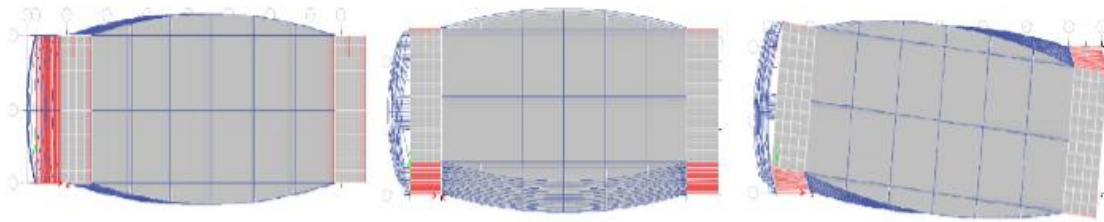


Figure V. 4 : La déformée pour les modes du modèle intermédiaire

Or, on a :

$$T = C_T(h_N)^{3/4} = 1,13$$

$$1.3T_{\text{empirique}} = 1.3 \times 1,13 = 1,469 \text{ sec}$$

$$\text{Si : } T_{\text{calculé}} > 1.3T_{\text{empirique}} \Rightarrow T_0 = 1.3T_{\text{empirique}}$$

$$T_{\text{calculé}} = 2,278 \text{ sec} > 1.3T_{\text{empirique}} = 1,469 \text{ sec} \Rightarrow T_0 = 1,469 \text{ sec}$$

Donc :

Sens	λ	$\frac{S_{ad}}{g}$	T_0	V dyn(KN)	Vst(KN))
Selon x	0,85	0,229	1,469	17321,9954	21928,947
Selon y	0,85	0,229	1,469	30402,8087	21928,947

Tableau V. 4 : Récapitulatif des facteurs impliqués dans la statique équivalente

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

La résultante des forces sismique à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V .

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

Selon X :

$$V_{dyn} = 17321,9954 \text{ KN} \leq 0.8 V_{stat} = 0,8 \times 21928,947 = 17543,158 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Selon Y :

$$V_{dyn} = 30402,8087 \text{ KN} \geq 0.8 V_{stat} = 0,8 \times 21928,947 = 17543,158 \text{ KN} \dots\dots \text{Condition non vérifiée}$$

Le rapport $0.8V/V_t = 0,57$

❖ **Modèle final**

Pour ce modèle on a changé les sections des poteaux et des poutres et on a ajouté une disposition des contreventements :

Les poteaux :

- ✦ RDC+1^{er}+2em $\Rightarrow$ **HEA800**
- ✦ 3eme+4eme +5em $\Rightarrow$ **HEA700**
- ✦ 6eme+7eme+8eme $\Rightarrow$ **HEA600**
- ✦ 9eme+10eme+11eme $\Rightarrow$ **HEA500**
- ✦ 12eme+13eme+14eme+15eme $\Rightarrow$ **HEA400**

Les poutres :

Les poutres principales : **HEA600**

Poutre secondaire : **HEA400**

Les contreventements

Un type de contreventement est appliqué à chaque groupe de trois étages, ce qui implique l'utilisation de différents dispositifs selon la hauteur

- ✦ RDC+1^{er}+2em $\Rightarrow$ **D-UPN300*10**

- ✦ 3eme+4eme +5em ⇒ **D-UPN280*10**
- ✦ 6eme+7eme+8eme ⇒ **D-UPN260*10**
- ✦ 9eme+10eme+11eme ⇒ **D-UPN240*10**
- ✦ 12eme+13eme+14eme+15eme ⇒ **D-UPN220*10**

Les balcons : **IPE270**

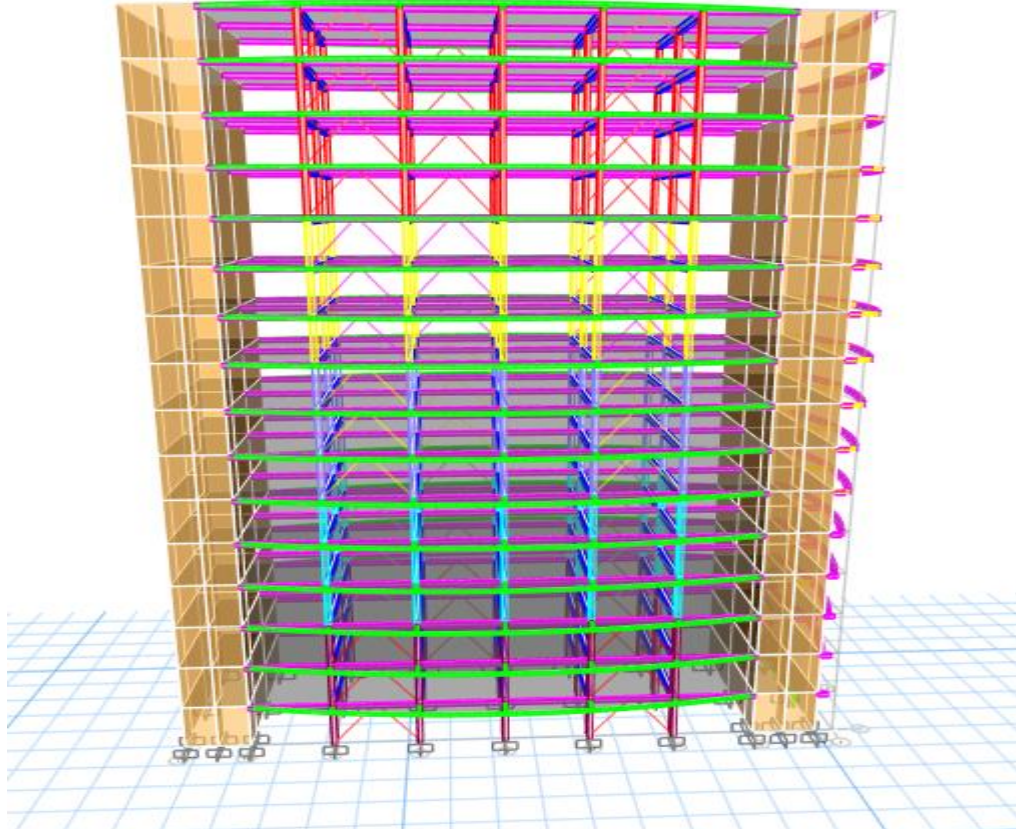


Figure V. 5 : Disposition des contreventements pour le modèle final.

- **Période et participation du modèle**

Mode	Période [sec]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]
1	1,937	0,6591	0,000006253	0	0,6591	0,000006253	0
2	0,964	0,000009031	0,6549	0	0,6591	0,655	0
3	0,573	0	0	0	0,6591	0,655	0
4	0,415	0,1982	0,000001247	0	0,8573	0,655	0

5	0,191	0,000001577	0,2138	0	0,8573	0,8687	0
6	0,18	0,0658	0,000003691	0	0,9231	0,8687	0
7	0,135	0	0,0000025	0	0,9231	0,8687	0
8	0,11	0,0301	0	0	0,9532	0,8687	0
9	0,084	0	0,065	0	0,9532	0,9337	0

Tableau V. 5 : Pourcentage de participation massique pour le modèle final.

- **Constatations**

L'analyse modale de la structure a conduit à :

- Une période $T_1 = 1,937$ sec.
- La participation de la masse dépasse le seuil de 90% à partir du 9^{eme} mode.
- Premier mode on a translation selon xx
- 2eme mode on a translation selon yy
- On a torsion dans 3eme mode

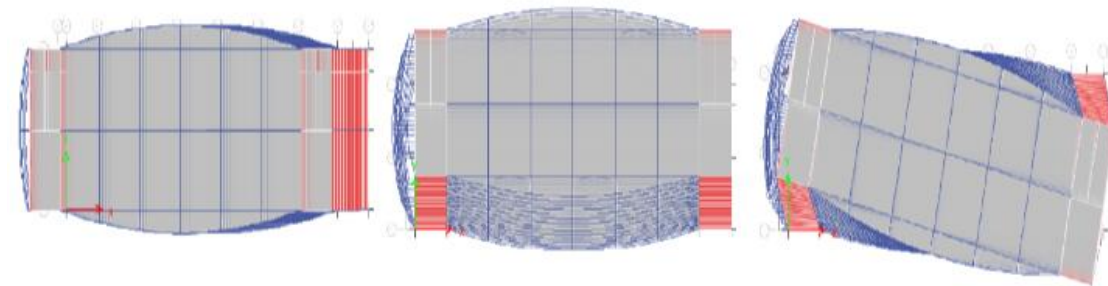


Figure V. 6 : La déformée pour les modes du modèle finale

Or, on a :

$$- \quad T = C_T(h_N)^{3/4} = 1,13$$

$$1.3T_{\text{empirique}} = 1.3 \times 1,13 = 1,469 \text{ sec}$$

$$\text{Si : } T_{\text{calculé}} > 1.3T_{\text{empirique}} \Rightarrow T_0 = 1.3T_{\text{empirique}}$$

$$T_{\text{calculé}} = 1,937 \text{ sec} > 1.3T_{\text{empirique}} = 1,469 \text{ sec} \Rightarrow T_0 = 1,469 \text{ sec}$$

Donc :

Sens	λ	$\frac{S_{ad}}{g}$	T_0	Vdyn(KN)	V st(KN))
Selon x	0,85	0,229	1,469	20031,003	25185,466
Selon y	0,85	0,229	1,469	18528,0244	25185,466

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

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

Selon X :

$$V_{dyn} = 20031,003 \text{ KN} \leq 0.8 V_{stat} = 0,8 \times 25185,466 = 20148,37 \text{ KN} \dots \text{Condition vérifiée}$$

Selon Y :

$$V_{dyn} = 18528,0244 \text{ KN} \leq 0.8 V_{stat} = 0,8 \times 25185,466 = 20148,37 \text{ KN} \dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification du déplacement inter étage**

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

$$\delta_K = \frac{R}{Q_f} \cdot \delta_{eK} \text{ Avec :}$$

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

R : coefficient de comportement, $R=2,5$

Q_f : Coefficient de qualité

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 :

$$\Delta K < 2\% h \text{ étage}$$

Cela veut dire, que le déplacement de doit ne pas dépasser 0.02 de la hauteur de l'étage considéré.

- **Sens x-x**

Etage	UX(mm)	R	QF	δ_k	Dk	$\overline{\Delta kx}$ (0,02h)mm	vérification
15	239,032	2,5	1,2	497,98	39,45	80	vérifiée
14	220,092	2,5	1,2	458,52	39,79	80	vérifiée
13	200,992	2,5	1,2	418,73	40,022	80	vérifiée
12	181,781	2,5	1,2	378,71	40,016	80	vérifiée
11	162,573	2,5	1,2	338,69	39,65	80	vérifiée
10	143,538	2,5	1,2	299,03	39,010	80	vérifiée
9	124,813	2,5	1,2	260,02	38,008	80	vérifiée
8	106,569	2,5	1,2	222,01	36,60	80	vérifiée
7	88,997	2,5	1,2	185,41	34,88	80	vérifiée
6	72,254	2,5	1,2	150,52	32,702	80	vérifiée
5	56,557	2,5	1,2	117,827	30,025	80	vérifiée
4	42,145	2,5	1,2	87,80	26,86	80	vérifiée
3	29,25	2,5	1,2	60,93	23,04	80	vérifiée
2	18,189	2,5	1,2	37,89	18,46	80	vérifiée
1	9,326	2,5	1,2	19,42	13,07	80	vérifiée
RDC	3,051	2,5	1,2	6,35	6,35	80	vérifiée

Tableau V. 7 : Déplacement résultant suivant X

- Sens y-y

Etage	Uy(mm)	R	QF	δ_k	Dk	$\overline{\Delta ky}$ (0,02h) mm	vérification
15	117,276	2,5	1,2	244,32	19,87	80	vérifiée
14	107,735	2,5	1,2	224,44	20,03	80	vérifiée
13	98,118	2,5	1,2	204,41	20,10	80	vérifiée
12	88,469	2,5	1,2	184,31	20,045	80	vérifiée
11	78,847	2,5	1,2	164,26	19,80	80	vérifiée
10	69,34	2,5	1,2	144,45	19,42	80	vérifiée
9	60,016	2,5	1,2	125,03	18,84	80	vérifiée
8	50,969	2,5	1,2	106,18	18,04	80	vérifiée
7	42,306	2,5	1,2	88,13	17,05	80	vérifiée

6	34,119	2,5	1,2	71,08	15,82	80	vérifiée
5	26,523	2,5	1,2	55,25	14,34	80	vérifiée
4	19,636	2,5	1,2	40,90	12,65	80	vérifiée
3	13,563	2,5	1,2	28,25	10,69	80	vérifiée
2	8,43	2,5	1,2	17,5	8,45	80	vérifiée
1	4,371	2,5	1,2	9,10	6	80	vérifiée
RDC	1,491	2,5	1,2	3,10	3,1	80	vérifiée

Tableau V. 8 : Déplacement résultant suivant

⇒ Les déplacements inter étage sont vérifiés à tous les niveaux

- **Effet du deuxième ordre**

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 :

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k » : $V_k = \sum_{i=k}^n F_i$

- Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »
- h_k : Hauteur du niveau « k ».

Selon la valeur de θ_k , il convient de considérer que :

- Si $(0.10 \leq \theta_k \leq 0.20)$, les effets $P-\Delta$ peuvent être pris en compte, de manière approchée, en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur

$$\left(\frac{1}{1 - \theta_k} \right).$$

- Si $(\theta_k \geq 0.20)$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée

Etag	P_k	Δ_k		V_k		h_k	θ_k		Obs< 10%
		Sens x	Sens-y	Sens x	Sens-y		Sens x	Sens-y	
15	7982,2871	41,60	21,4	4001,1731	5260,9947	4000	0,009446	0,003619	Vérifiée
14	15118,6046	41,91	21,54	6813,4664	9601,7289	4000	0,010595	0,003786	Vérifiée
13	22253,3866	42,1	21,59	8643,1266	13121,7245	4000	0,012366	0,004091	Vérifiée
12	29384,6629	42,05	21,51	9748,8263	15975,7867	4000	0,014474	0,004424	Vérifiée
11	36552,6402	41,63	21,25	10404,6226	18328,0919	4000	0,016718	0,00474	Vérifiée
10	43714,2991	40,95	20,84	10867,9552	20331,8888	4000	0,018829	0,005012	Vérifiée
9	50882,7547	39,93	20,22	11352,9937	22116,3316	4000	0,020442	0,005204	Vérifiée
8	58075,2223	38,48	19,37	12009,8487	23775,6541	4000	0,021243	0,00529	Vérifiée
7	65267,4508	36,7	18,31	12907,9503	25366,4027	4000	0,021165	0,005266	Vérifiée
6	72459,4402	34,46	17,00	14032,6059	26897,5723	4000	0,020263	0,005116	Vérifiée
5	79678,0109	31,67	15,42	15315,4816	28347,5768	4000	0,018744	0,004839	Vérifiée
4	86898,1172	28,35	13,58	16653,555	29672,9504	4000	0,016822	0,004446	Vérifiée
3	94111,7864	24,35	11,46	17921,2465	30808,4266	4000	0,014521	0,00392	Vérifiée
2	101371,2013	19,50	9,03	18995,2556	31697,2719	4000	0,011825	0,003245	Vérifiée
1	107843,3511	13,77	6,325	19672,7416	32233,151	4000	0,0086	0,002409	Vérifiée
RDC	115068,8946	6,56	3,170833	20031,003	32505,3088	4000	0,004382	0,00132	Vérifiée

Tableau V. 9 : Vérification de l'effet P-Δ

- Lors de la vérification sismique, il a été constaté que le noyau ne se comportait pas comme un noyau rigide, mais plutôt comme un voile. En conséquence, le coefficient de comportement a été ajusté de $R = 2,5$ à $R = 3,5$, conformément aux dispositions du RPA applicables aux structures comportant des voiles. L'ensemble des vérifications – torsion, déplacement inter-étage, effort tranchant à la base et dimensionnement de l'ossature, a alors été repris en tenant compte de cette modification, et les résultats ont été jugés conformes aux exigences réglementaires.

- **Vérification du déplacement inter étage**
- **Sens x-x**

Etag	UX(mm)	R	QF	δ_k	Dk	$\overline{\Delta kx}$ (0,02h)mm	vérification
------	--------	---	----	------------	----	-------------------------------------	--------------

15	179,691	3,5	1,2	524,09	41,60	80	vérifiée
14	165,426	3,5	1,2	482,49	41,90	80	vérifiée
13	151,057	3,5	1,2	440,58	42,10	80	vérifiée
12	136,622	3,5	1,2	398,48	42,05	80	vérifiée
11	122,203	3,5	1,2	356,42	41,63	80	vérifiée
10	107,929	3,5	1,2	314,79	40,95	80	vérifiée
9	93,886	3,5	1,2	273,83	39,935	80	vérifiée
8	80,194	3,5	1,2	233,89	38,4	80	vérifiée
7	66,997	3,5	1,2	195,40	36,70	80	vérifiée
6	54,413	3,5	1,2	158,70	34,4	80	vérifiée
5	42,597	3,5	1,2	124,24	31,67	80	vérifiée
4	31,736	3,5	1,2	92,563	28,35	80	vérifiée
3	22,015	3,5	1,2	64,210	24,35	80	vérifiée
2	13,666	3,5	1,2	39,85	19,50	80	vérifiée
1	6,977	3,5	1,2	20,349	13,78	80	vérifiée
RDC	2,252	3,5	1,2	6,56	6,56	80	vérifiée

Tableau V. 10 : Déplacement résultant suivant X

- **Sens y-y**

Etage	Uy(mm)	R	QF	δ_k	Dk	$\overline{\Delta kx}$ (0,02h) mm	vérification
15	51,218	3,5	1,2	149,38	12,19	80	vérifiée
14	47,036	3,5	1,2	137,188	12,27	80	vérifiée
13	42,826	3,5	1,2	124,90	12,30	80	vérifiée
12	38,606	3,5	1,2	112,60	12,26	80	vérifiée
11	34,4	3,5	1,2	100,33	12,11	80	vérifiée
10	30,247	3,5	1,2	88,22	11,88	80	vérifiée
9	26,173	3,5	1,2	76,3	11,52	80	vérifiée
8	22,22	3,5	1,2	64,80	11,045	80	vérifiée
7	18,433	3,5	1,2	53,7	10,48	80	vérifiée
6	14,854	3,5	1,2	43,32	9,6	80	vérifiée
5	11,53	3,5	1,2	33,62	8,79	80	vérifiée

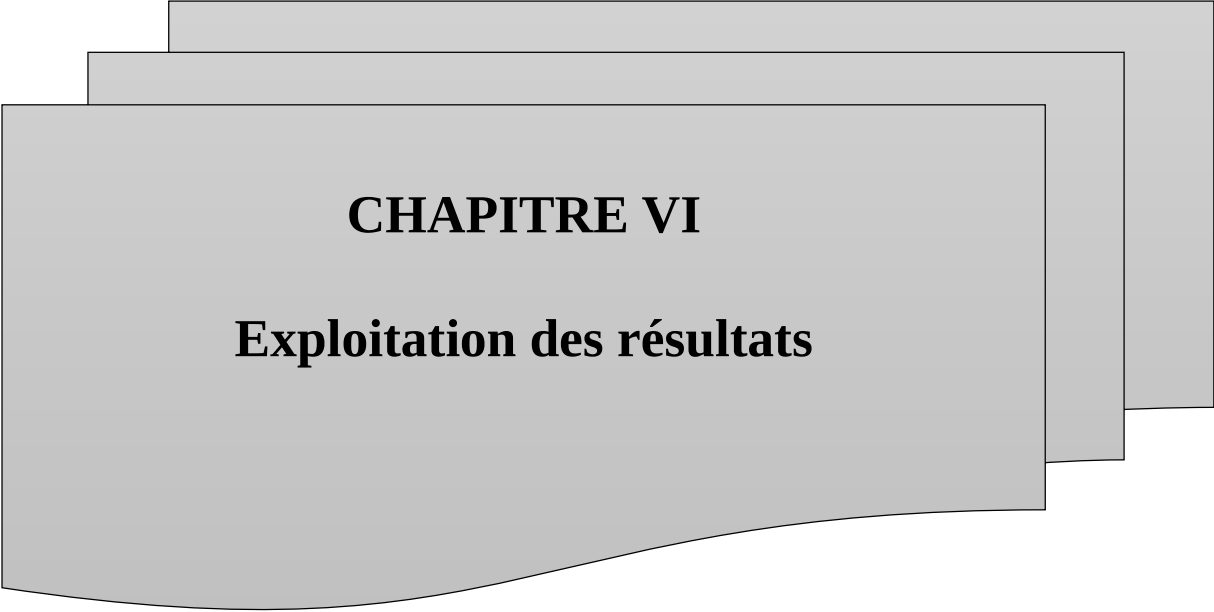
4	8,516	3,5	1,2	24,8	7,740	80	vérifiée
3	5,862	3,5	1,2	17,09	6,53	80	vérifiée
2	3,621	3,5	1,2	10,5	5,147	80	vérifiée
1	1,856	3,5	1,2	5,41	3,605	80	vérifiée
RDC	0,62	3,5	1,2	1,80	1,80	80	vérifiée

Tableau V. 11 : Déplacement résultant suivant

⇒ Les déplacements inter étage sont vérifiés à tous les niveaux

Etag	P_k	Δ_k		V_k		h_k	θ_k		Obs < 10%
		Sens x	Sens-y	Sens x	Sens-y		Sens x	Sens-y	
15	7982,2871	41,60	21,4	4001,1731	5260,9947	4000	0,006	0,003	Vérifiée
14	15118,6046	41,91	21,54	6813,4664	9601,7289	4000	0,015	0,007	Vérifiée
13	22253,3866	42,1	21,59	8643,1266	13121,7245	4000	0,01	0,0040	Vérifiée
12	29384,6629	42,05	21,51	9748,8263	15975,7867	4000	0,01	0,0024	Vérifiée
11	36552,6402	41,63	21,25	10404,6226	18328,0919	4000	0,01	0,0044	Vérifiée
10	43714,2991	40,95	20,84	10867,9552	20331,8888	4000	0,018	0,0052	Vérifiée
9	50882,7547	39,93	20,22	11352,9937	22116,3316	4000	0,020	0,004	Vérifiée
8	58075,2223	38,48	19,37	12009,8487	23775,6541	4000	0,02	0,009	Vérifiée
7	65267,4508	36,7	18,31	12907,9503	25366,4027	4000	0,02	0,006	Vérifiée
6	72459,4402	34,46	17,00	14032,6059	26897,5723	4000	0,020	0,0051	Vérifiée
5	79678,0109	31,67	15,42	15315,4816	28347,5768	4000	0,018	0,0048	Vérifiée
4	86898,1172	28,35	13,58	16653,555	29672,9504	4000	0,016	0,004	Vérifiée
3	94111,7864	24,35	11,46	17921,2465	30808,4266	4000	0,014	0,0032	Vérifiée
2	101371,2013	19,50	9,03	18995,2556	31697,2719	4000	0,011	0,003	Vérifiée
1	107843,3511	13,77	6,325	19672,7416	32233,151	4000	0,009	0,0024	Vérifiée
RDC	115068,8946	6,56	3,170833	20031,003	32505,3088	4000	0,004	0,00	Vérifiée

Tableau V. 12 : Vérification de l'effet P-Δ



CHAPITRE VI

Exploitation des résultats

VI.1. Introduction

Après modélisation de la structure sur logiciel ETABS, les efforts internes ont été extraits pour les éléments principaux de la charpente métallique. L'analyse a été effectuée en prenant en compte les combinaisons de charges du RPA 2024, notamment celles liées aux charges permanentes, d'exploitation, au vent et au séisme.

VI.2. Poteaux

Notre structure comprend cinq types de poteaux, c'est-à-dire que la section des poteaux reste identique pour chaque groupe de trois étages. Nous avons extrait les efforts normaux ainsi que les moments fléchissants pour différentes combinaisons de sollicitations, dans le but d'analyser le comportement des poteaux en flexion composée.

Dans la vérification des poteaux on va étudier 3 cas différents :

- **Cas 1 : Effort normal maximal N_{max} , moment M_y corr et M_z corr**

Ce cas correspond à la sollicitation maximale en compression, accompagnée des moments correspondants dans les directions Y et Z.

Niveau	Section poteau	N_{max}	$M_{sd,y}^{cor}$	$M_{sd,z}^{cor}$
RDC/1 ^{er} /2 ^{ème}	HEA800	2173,1196	50,0764	50,044
3 ^{ème} /4 ^{ème} /5 ^{ème}	HEA700	3166,518	105,3069	30,5822
6 ^{ème} /7 ^{ème} /8 ^{ème}	HEA600	1496,812	15,5982	0,8215
9 ^{ème} /10 ^{ème} /11 ^{ème}	HEA500	1822,273	133,5247	26,487
12 ^{ème} /13 ^{ème} /14 ^{ème} /15 ^{ème}	HEA400	1113,212	103,2626	19,8761

Tableau VI. 1 : Vérification des efforts des poteaux cas 1

- **Cas 2 : Effort normal N_{corr} , moment M_y maximal et M_z corr**

Ce cas met l'accent sur la flexion prédominante dans la direction Y. Il permet de s'assurer que les poteaux sont dimensionnés correctement face aux sollicitations excentrées.

Niveau	Section poteau	N^{cor}	Msd_y^{max}	Msd_z^{cor}
RDC/1 ^{er} /2 ^{eme}	HEA800	-2174,9694	66,8575	4,577
3 ^{eme} /4 ^{eme} /5 ^{eme}	HEA700	1710,6827	81,5971	17,8599
6 ^{eme} /7 ^{eme} /8 ^{eme}	HEA600	1217,6092	101,611	15,0806
9 ^{eme} /10 ^{eme} /11 ^{eme}	HEA500	754,3609	113,472	9,5808
12 ^{eme} /13 ^{eme} /14 ^{eme} /15 ^{eme}	HEA400	161,0395	121,349	1,4241

Tableau VI. 2 : Verification des efforts des poteau cas2

- **Cas 3 : Effort normal Ncorr, moment My corr et Mz maximal**

Dans ce cas l'analyse est focalisée sur la flexion dominante selon Z. Ce cas est nécessaire pour compléter la vérification en flexion composée bi axiale.

Niveau	Section Poteau	N^{cor}	Msd_y^{cor}	Msd_z^{max}
RDC/1 ^{er} /2 ^{eme}	HEA800	3137,8229	38,5912	22,5813
3 ^{eme} /4 ^{eme} /5 ^{eme}	HEA700	2821,24	49,5892	17,5182
6 ^{eme} /7 ^{eme} /8 ^{eme}	HEA600	2043,6855	61,5022	13,7595
9 ^{eme} /10 ^{eme} /11 ^{eme}	HEA500	1629,99	49,0352	9,7728
12 ^{eme} /13 ^{eme} /14 ^{eme} /15 ^{eme}	HEA400	315,177	23,4727	11,602

Tableau VI. 3 : Verification des efforts des poteau cas3

VI.3. Poutres principales

La structure comporte un seul type de poutre principale, de même longueur sur l'ensemble de l'ouvrage. Nous avons extrait les efforts tranchants, les moments aux appuis ainsi que les moments en travée pour chaque groupe d'étages.

Niveau	Section Poutre	M appuis	Combinaison	M travée	V _{sd}	Combinaison
RDC/1 ^{er} /2 ^{eme}	HEA600	244,3539	G+0.3Q+EX-0.3EY	194,8596	325,5114	ELU
3 ^{eme} /4 ^{eme} /5 ^{eme}	HEA600	694,1091	G+0.3Q+EX-0.3EY	820,8339	541,2856	ELU
6 ^{eme} /7 ^{eme} /8 ^{eme}	HEA600	578,0759	G+0.3Q+EX-0.3EY	516,4184	456,4943	ELU
9 ^{eme} /10 ^{eme} /11 ^{eme}	HEA600	426,0816	G+0.3Q+EX-0.3EY	351,2645	388,6909	ELU
12 ^{eme} /13 ^{eme} /14 ^{eme} /15 ^{eme}	HEA600	522,2225	G+0.3Q+EX-0.3EY	613,9303	446,5218	ELU

Tableau VI. 4 : Verification des efforts des poutres principales

VI.4. Poutres secondaires

La structure comporte trois types de poutres secondaires de meme section, chacun ayant une longueur. Pour chaque type, nous avons extrait les moments aux appuis, les moments en travée ainsi que les efforts tranchants.

VI.5. Contreventements

Niv	L (m)	Section	M _{appui} (KN.m)	Combinaison	V _{sd} (KN)	M _{travée} (KN.m)	Combinaison
Type1	4,30	HEA 400	416,0	G+0.3Q+EX-0.3EY	52,34	92,56	ELU
Type2	5,61	HEA 400	458,60	G+0.3Q+EX-0.3EY	164,25	132,78	ELU

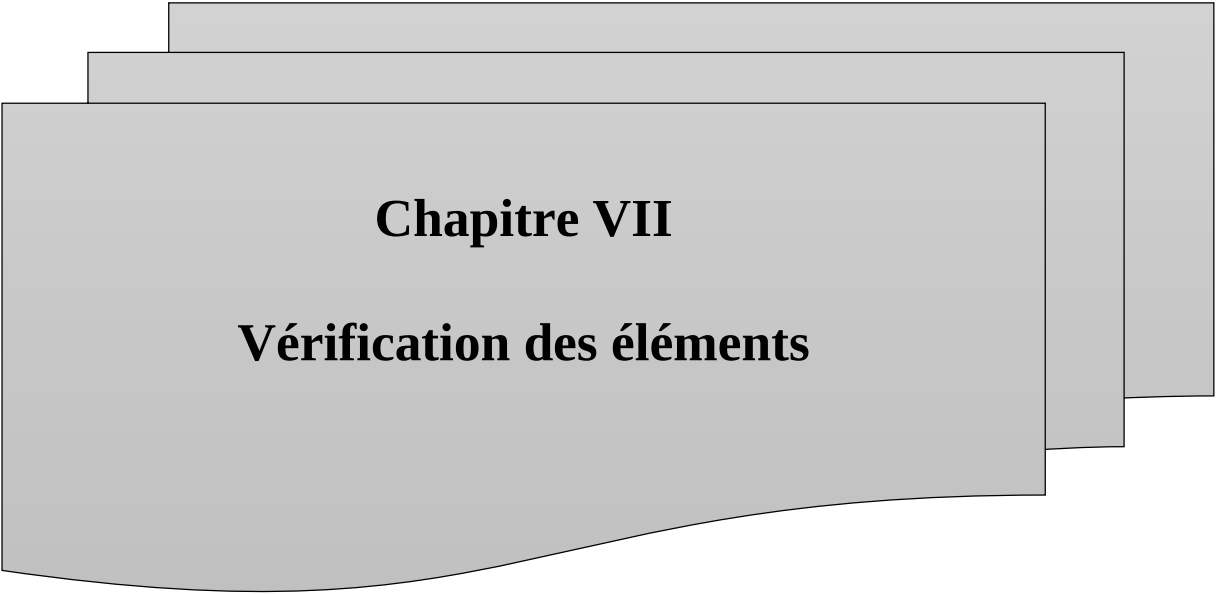
Le contreventement est assuré par des éléments dont la section varie tous les trois étages.

Section	Nsd traction	Nsd Compression
D-UPN300	842,60	-962,7592
D-UPN280	825,1313	-947,6502
D-UPN260	812,6567	-729,3065
D-UPN240	786,7049	-539,8884
D-UPN220	779,0307	-670,9554

Tableau VI. 6 : Verification des efforts des contreventements

VI.6. Conclusion

Ces résultats seront exploités dans le chapitre suivant pour la vérification des sections, ainsi que pour l'étude des assemblages et des fondations.



Chapitre VII

Vérification des éléments

VII.1. Introduction

Le calcul d'une structure exige que, pour toutes les combinaisons d'actions possibles, définies réglementairement, la stabilité statique soit assurée,

- Tant globalement au niveau de la structure
- Qu'individuellement au niveau de chaque élément.

Les actions développent diverses sollicitations, qui génèrent les contraintes au sein du matériau et des déformations des éléments.

Et pour cela on doit vérifier deux types de phénomènes d'instabilité qui sont :

VII.2. Le flambement

La notion de flambement s'applique généralement à des éléments élancés qui lorsqu'elles sont soumises à un effort normal de compression, ont tendance à fléchir et se déformer dans une direction perpendiculaire à l'axe de compression, en raison d'un phénomène d'instabilité élastique.

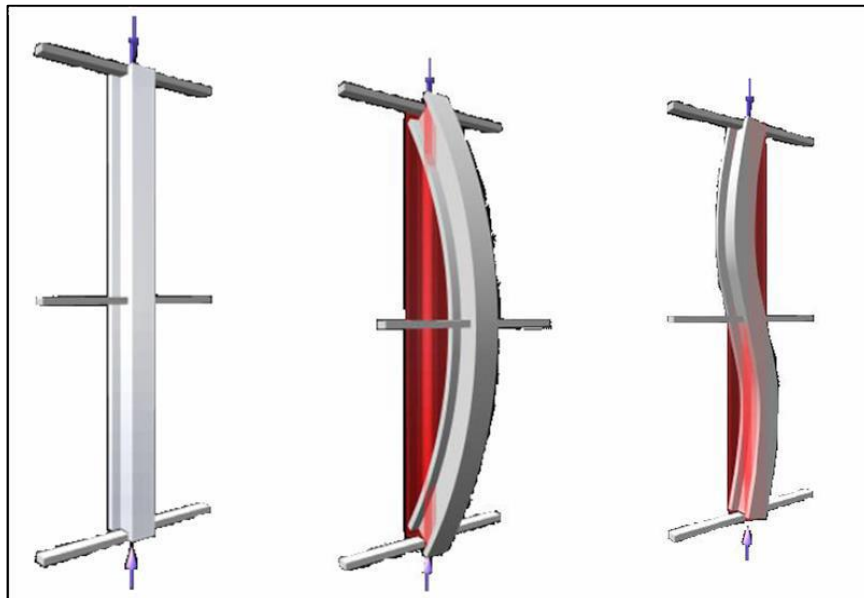


Figure VII. 1 : Phénomène du flambement.

VII.3. Vérification de la stabilité

VII.3.1. Vérification des poteaux

- **Procédure de calcul**

Les poteaux sont soumis à la flexion composée où chaque poteau est soumis à un effort normal N_{SD} et deux moments fléchissant M_{ye} et M_z . La vérification se fait pour toutes les combinaisons inscrites aux règlements sous les sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens.

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

- Une compression maximale et un moment $M_{sd,y}$ et $M_{sd,z}$ correspondant
- Un moment maximal $M_{sd,y}$ et une compression N_{sd} et $M_{sd,z}$ correspondante
- Un moment maximal $M_{sd,z}$ et une compression N_{sd} et $M_{sd,y}$ correspondante

- ❖ **Les étapes de la vérification du flambement par flexion**

Les éléments sollicités simultanément en flexion et en compression axiale, doivent satisfaire à diverses conditions selon la classe de leur section transversale :

- Pour les sections de classe 1 et 2 :

$$\left[\frac{N_{sd}}{x_{min} \frac{N_{pl}}{\gamma_{m1}}} \right] + \left[\frac{K_y M_{sdy}}{\frac{M_{ply}}{\gamma_{m1}}} \right] + \left[\frac{K_z M_{sdz}}{\frac{M_{plz}}{\gamma_{m1}}} \right] \leq 1$$

- Pour les sections de classe 3 :

$$\left[\frac{N_{sd}}{x_{min} \frac{N_{pl}}{\gamma_{m1}}} \right] + \left[\frac{K_y M_{sdy}}{\frac{M_{ely}}{\gamma_{m1}}} \right] + \left[\frac{K_z M_{sdz}}{\frac{M_{elz}}{\gamma_{m1}}} \right] \leq 1$$

Avec:

$$N_{pl} = A \cdot F_y$$

$$M_{ply} = W_{ply} \cdot F_y \quad ; \quad M_{plz} = W_{plz} \cdot F_y$$

$$M_{ely} = W_{ely} \cdot F_y \quad ; \quad M_{elz} = W_{elz} \cdot F_y$$

$$x_{min} = \min(x_y; x_z)$$

$$K_y = 1 - \frac{N_{sd} \mu_y}{x_y A F_y} \leq 1.5 \quad \text{Avec} \quad \mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \left(\frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \right) \leq 0,90$$

$$K_z = 1 - \frac{N_{sd} \mu_z}{x_z A F_y} \leq 1.5 \quad \text{Avec} \quad \mu_z = \bar{\lambda}_z (2\beta_{Mz} - 4) + \left(\frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}} \right) \leq 0,90$$

• Exemple de calcul (RDC/1^{er} /2^{eme}) étage

➤ Section HEA800

$$N_{sd}^{max} = 2173,1196 \text{ kn}$$

$$M_{sdy}^{corr} = 50,0764 \text{ kN.m}$$

$$M_{sdz}^{corr} = 50,044 \text{ kN.m}$$

❖ Sens-Y-Y :

$$K_{b11}^{HEA400} = \frac{141200 \cdot 10^4}{7000} = 201,71 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$K_{b12}^{HEA400} = \frac{141200 \cdot 10^4}{7000} = 201,71 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$K_{c1}^{HEA800} = \frac{303400 \cdot 10^4}{4000} = 758,5 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$K_{c2} = 0$$

$$K_c^{HEA800} = \frac{303400 \cdot 10^4}{4000} = 758,5 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$K_{b21}^{HEA800} = \frac{303400 \cdot 10^4}{4000} = 758,5 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$K_{b22}^{HEA800} = \frac{303400 \cdot 10^4}{4000} = 758,5 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$\eta_1 = \frac{K_c + K_{c1}}{K_c + K_{c1} + K_{b11} + K_{b12}} = 0,78$$

$$\eta_2 = \frac{K_c + K_{c2}}{K_c + K_{c2} + K_{b21} + K_{b22}} = 0 \text{ (Encastrement)}$$

- La longueur de flambement pour une structure a nœud fixe

$$L_{fy} = H (0.5 + 0.14(\eta_1 + \eta_2) - 0.055(\eta_1 + \eta_2)^2)$$

$$L_{fy} = 4,00 (0.5 + 0.14(0,78 + 0) - 0.055(0,78 + 0)^2) \quad \square \quad L_{fy} = 2,305 \text{ m}$$

❖ Sens Z-Z :

$$K_{b11}^{HEA600} = \frac{11270 \cdot 10^4}{7000} = 16,1 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$K_{b12}^{HEA600} = \frac{11270 \cdot 10^4}{7000} = 16,1 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$K_{c1}^{HEA800} = \frac{12640 \cdot 10^4}{4200} = 31,6 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$K_{c2} = 0$$

$$K_c^{HEA800} = \frac{12640 \cdot 10^4}{4200} = 31,6 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$K_{b21}^{HEA800} = \frac{12640 \cdot 10^4}{4200} = 31,6 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$K_{b22}^{HEA800} = \frac{12640 \cdot 10^4}{4200} = 31,6 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$\eta_1 = \frac{K_c + K_{c1}}{K_c + K_{c1} + K_{b11} + K_{b12}} = 0,66$$

$$\eta_2 = \frac{K_c + K_{c2}}{K_c + K_{c2} + K_{b21} + K_{b22}} = 0 \text{ (Encastrement)}$$

- La longueur de flambement pour une structure à nœud fixe

$$L_{fz} = H (0,5 + 0,14(\eta_1 + \eta_2) - 0,055(\eta_1 + \eta_2)^2)$$

$$L_{fz} = 4,20 (0,5 + 0,14(0,66 + 0) - 0,055(0,66 + 0)^2) \quad \square \quad L_{fz} = 2,274 \text{ m}$$

❖ Calcul de l'élancement réduit :

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{2305}{3258} = 7,70 \quad \square \quad \bar{\lambda}_y = \frac{7,70}{86,81} = 0,08 < 0,2 \quad \text{Alors il n'y a pas risque de flambement.}$$

$$\chi_y = 1$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{2274}{66,5} = 34,195 \quad \square \quad \bar{\lambda}_z = \frac{34,195}{86,81} = 0,393 > 0,2 \quad \text{Alors il y a un risque de flambement.}$$

$$\varphi_z = 0,5(1 + \alpha(\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2) = 0,5(1 + 0,49(0,393 - 0,2) + 0,393^2) = 0,62$$

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + \sqrt{\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{0,62 + \sqrt{0,62^2 - 0,393^2}} = 0,9$$

$$\square \quad \chi_{min} = \text{Min}(\chi_y; \chi_z) = \text{Min}(1; 0,9) = 0,9$$

$$\beta_{my} = 1,8 - 0,7\psi \quad \square \quad \beta_{my} = 1,60 \quad \text{Avec } \psi = 0,27$$

$$\beta_{mz} = 1.8 - 0.7\psi \quad \square \quad \beta_{mz} = 1,74 \quad \text{Avec } \psi = 0,08$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y(2\beta_{My} - 4) + \left(\frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \right)$$

$$\mu_y = 0,077(2 * 1.60 - 4) + \left(\frac{8699 - 7682}{7682} \right) = 0,11 \leq 0,017$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z(2\beta_{Mz} - 4) + \left(\frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}} \right)$$

$$\mu_z = 0,25(2 * 1,74 - 4) + \left(\frac{1312 - 842,6}{842,6} \right) = 0,15 \leq 0,90$$

$$K_y = 1 - \frac{N_{sd} * \mu_y}{x_y * A * F_y} = 1 - \frac{2173119,6 * 0,11}{1 * 28580 * 275} = 0,97 \leq 1.5$$

$$K_z = 1 - \frac{N_{sd} * \mu_z}{x_z * A * F_y} = 1 - \frac{2173119,6 * 0,15}{1 * 28580 * 275} = 0.90 \leq 1.5$$

Donc sections de classe 1/2 :

$$\left[\frac{N_{sd}}{x_{min} \frac{N_{pl}}{\gamma_{m1}}} \right] + \left[\frac{K_y M_{sdy}}{\frac{M_{ply}}{\gamma_{m1}}} \right] + \left[\frac{K_z M_{sdz}}{\frac{M_{plz}}{\gamma_{m1}}} \right] \leq 1$$

- $M_{ply} = W_{ply} * f_y = 239,225 \text{ kn.m}$
- $M_{plz} = W_{plz} * f_y = 360,8 \text{ kn.m}$
- $N_{pl} = A * F_y = 7859500 \text{ mm}$

$$\left[\frac{2173,1196}{0,9 * \frac{7859500}{1,1}} \right] + \left[\frac{0,97 * 50,0764}{\frac{239,225}{1,1}} \right] + \left[\frac{0,90 * 50,044}{\frac{360,8}{1,1}} \right] = 0,37 \leq 1 \quad \square \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Vérification des autres cas :

/	Combinaison	N_{sd}^{corr}	M_{sdy}^{max}	M_{sdz}^{corr}	Valeur finale(r)	<1
Cas 2	G+0.3Q-0.3EX-0.3EY+EZ	2174,9694	66,8575	4,577	0,38	CV

/	Combinaison	N_{sd}^{corr}	M_{sdy}^{corr}	M_{sdz}^{max}	Valeur finale(r)	<1
Cas 3	G+0.3Q-0.3EX-0.3EY+EZ	3137,8229	38,5912	22,5813	0,56	CV

- Vérification des autres poteaux

Les vérifications sont faites par chaque section lorsque on a la même section pour chaque 3 niveaux

- Cas : N^{max} , $M_{sd,y^{cor}}$, $M_{sd,z^{cor}}$

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

Profilé	Combinaison	N_{sd}^{max}	M_{sdy}^{corr}	M_{sdz}^{corr}	Valeur finale (r)	<1
HEA700	G+0.3Q-0.3EX-0.3EY+EZ	3166,518	105,3069	30,582 2	0,63	CV
HEA600	G+0.3Q-0.3EX+EY	1496,812	15,5982	0,8215	0,47	CV
HEA500	G+0.3Q-0.3EX-0.3EY+EZ	1822,273	133,5247	26,487	0,69	CV
HEA400	G+0.3Q-0.3EX-0.3EY+EZ	1113,212	103,2626	19,876 1	0,22	CV

Tableau VII. 1 : Vérification au flambement par flexion pour N_{max} .

- Cas: N^{cor} , $M_{sd,y^{max}}$, $M_{sd,z^{cor}}$

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

Profilé	Combinaison	N_{sd}^{corr}	M_{sdy}^{ma} x	M_{sdz}^{cor} r	Valeur finale(r))	< 1
HEA700	G+0.3Q-0.3EX-0.3EY+EZ	1710,6827	81,597 1	17,859 9	0,29	C V
HEA600	G+0.3Q-0.3EX-0.3EY+EZ	1217,6092	101,61 1	15,080 6	0,56	C V
HEA500	G+0.3Q-0.3EX-0.3EY+EZ	754,3609	113,47 2	9,5808	0,42	C V
HEA400	G+0.3Q-0.3EX-0.3EY+EZ	161,0395	121,34 9	1,4241	0,76	C V

Tableau VII. 2 : Vérification au flambement par flexion pour M_{max} .

- Cas : N^{cor} , $M_{sd, ycor}$, $M_{sd, zmax}$

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

Profilé	Combinaison	N_{sd}^{corr}	M_{sdy}^{cor}	M_{sdz}^{max}	Valeur finale(r)	<1
HEA700	G+0.3Q-0.3EX-0.3EY+EZ	2821,2 4	49,5892	17,5182	0,38	CV
HEA600	G+0.3Q-0.3EX-0.3EY+EZ	2043,6 855	61,5022	13,7595	0,22	CV
HEA500	G+0.3Q-0.3EX-0.3EY+EZ	1629,9 9	49,0352	9,7728	0,63	CV

HEA400	G+0.3Q-0.3EX- 0.3EY+EZ	315,17 7	23,4727	11,602	0,56	CV
---------------	---------------------------	-------------	---------	--------	------	----

Tableau VII. 3 : Vérification au flambement par flexion pour M_{zmax} .

VII.3.2. Vérification des poutres

Les éléments poutres sont bi encasté dans le sens porteur, supportant la charge duplancher et travaillant principalement à la flexion sous ces charges.

Donc la vérification de ces éléments se fait par les formules suivantes :

$$M_{sd} \leq M_{crd} = \frac{W_{pl} \cdot F_y}{\gamma_{m0}}$$

Dans le cas où l'effort tranchant calculé serait inférieur de 50% de $V_{pl,Rd}$ il faut vérifier que :

$$V_{plrd} = A_v \cdot \frac{F_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}}$$

Avec : $A_v = A - (2 \cdot b \cdot t_f) + (t_w + 2r) \cdot t_f$

Vérification de la poutre principale

Designation	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques					
	G	A	h	b	tf	Iy	Iz	WpLy	Wplz	iy	iz
	Kg/m	Cm ²	mm	mm	mm	Cm ⁴	Cm ⁴	Cm ³	Cm ³	cm	cm
HEA 600	178	226,5	590	300	25	141200	11270	5350	751,4	93,21	7,05

Tableau VII. 4 : Caractéristique géométrique et mécanique de HEA600

$$\text{On à : } \begin{cases} V_{sd}^{max} = 541,28 \text{ kN} \\ M_{sd}^{max} = 820,83 \text{ kN.m} \end{cases}$$

❖ Vérifications de la résistance

– Moment fléchissant

Position de l'axe plastique :

$$R_{\text{béton}} = 0.57 \times b_{\text{eff}} \times h_c \times f_{ck} = 0.57 \times 1750 \times 65 \times 25 \times 10^{-3} = 1620,937 \text{ KN}$$

$$R_{\text{acier}} = 0.95 \times A_a \times F_y = 0.95 \times 226,5 \times 275 \times 10^{-3} = 5917,31 \text{ KN}$$

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

$$R_{\text{ame}} = 0,9 \times f_y \times d \times t_w = 0,9 \times 275 \times 486 \times 13 = 1563,70 \text{ KN.m}$$

$$R_{\text{béton}} > R_{\text{ame}}$$

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

$$M_{plRd} = R_a \times \frac{h_a}{2} + R_b \left(h_p + \frac{h_c}{2} \right)$$

$$M_{plRd} = \left(5917,31 \times \frac{590}{2} + 5917,31 \left(55 + \frac{65}{2} \right) \right) \times 10^{-3} = 2263,37 \text{ kN.m}$$

$$\square M_{sd}^{\text{max}} = 820,83 \text{ kN.m} < M_{plRd} = 2263,37 \text{ kN.m} \dots \text{CV}$$

– Effort tranchant

On doit vérifier que : $V_{sd}^{\text{max}} \leq V_{plRd} = A_v \times \frac{F_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}}$

$$V_{plRd} = A_v \times \frac{F_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}} = \frac{9321 \times 275}{1.1 \times \sqrt{3}} \times 10^{-3} = 1345,37 \text{ KN}$$

$$\square V_{sd}^{\text{max}} = 541,28 < V_{plRd} = 1345,37 \text{ KN} \dots \text{CV}$$

$$V_{sd} = 541,28 < 0.5 V_{plRd} = 672,685 \text{ KN} \quad \square \text{CV}$$

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

❖ 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.

VII.3.3. Vérification de la poutre secondaire

Designation	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques					
	G	A	h	b	tf	Iy	Iz	WpLy	WpLz	iy	iz
	Kg/m	Cm ²	mm	mm	mm	Cm ⁴	Cm ⁴	Cm ³	Cm ³	cm	cm
HEA 400	125	159,0	390	300	19	45070	8564	2562	872,9	16,84	7,34

Tableau VII. 5 : Caractéristique géométrique et mécanique de HEA400

$$\text{On à : } \begin{cases} \mathbf{Vsd}^{\max} = 164,25 \text{ kN} \\ \mathbf{Msd}^{\max} = 458,60 \text{ kN.m} \end{cases}$$

❖ Vérifications de la résistance

– Moment fléchissant

Position de l'axe plastique :

$$\mathbf{R}_{\text{béton}} = 0.57 \times \mathbf{beff} \times \mathbf{hc} \times \mathbf{fck} = 0.57 \times 2000 \times 65 \times 25 \times 10^{-3} = 1852,5 \text{ KN}$$

$$\mathbf{R}_{\text{acier}} = 0.95 \times \mathbf{Aax} \times \mathbf{Fy} = 0.95 \times 159 \times 275 \times 10^{-3} = 4153,875 \text{ KN}$$

$$\mathbf{R}_{\text{béton}} < \mathbf{R}_{\text{acier}}$$

$$\mathbf{R}_{\text{ame}} = 0,9 \times \mathbf{fy} \times \mathbf{d} \times \mathbf{tw} = 0,9 \times 275 \times 298 \times 11 = 811,305 \text{ KN.m}$$

$$\mathbf{R}_{\text{béton}} > \mathbf{R}_{\text{ame}}$$

L'axe neutre se trouve dans la semelle supérieure de profilé, donc le moment résistant plastique développé parla section mixte est

$$\mathbf{MplRd} = \mathbf{R}_a * \frac{\mathbf{h}_a}{2} + \mathbf{R}_b \left(\mathbf{h}_p + \frac{\mathbf{h}_c}{2} \right)$$

$$\mathbf{MplRd} = \left(4153,875 * \frac{390}{2} + 1852,5 \left(55 + \frac{65}{2} \right) \right) * 10^{-3} = 972,099 \text{ kN.m}$$

$$\square \mathbf{Msd}^{\max} = 458,60 \text{ kN.m} < \mathbf{Mplrd} = 972,099 \text{ kN.m} \dots \text{CV}$$

– Effort tranchant

$$\text{On doit vérifier que : } \mathbf{Vsd}^{\max} \leq \mathbf{Vplrd} = \mathbf{Av} * \frac{\mathbf{Fy}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}}$$

$$V_{plrd} = A_v * \frac{F_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}} = \frac{5733 * 275}{1.1 * \sqrt{3}} 10^{-3} = 827,487 \text{ KN}$$

$$\square V_{sd}^{\max} = 164,25 < V_{plrd} = 827,487 \text{ KN} \dots \text{CV}$$

$$V_{sd} = 164,25 \text{ kN} < 0.5 V_{plrd} = 413,74 \text{ KN} \quad \square \text{CV}$$

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

❖ 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.

VII.3.4. Vérification du contreventement

La structure présente plusieurs types de contreventement, disposés de façon à varier tous les trois étages, chaque groupe utilisant un système de contreventement spécifique avec sa propre section en V

• RDC/1^{er}/2^{eme}

Les contreventements sont D-UPN 300*10 de longueur l=6,4 m

D'après le logiciel ETABS

$$N_{sd}^{\max} = 842,60 \text{ KN (traction)}$$

$$N_{sd}^{\max} = -962,7592 \text{ KN (compression)}$$

• Vérification a la traction

$$N_{sd}^{\max} = 842,60 \text{ KN (traction)}$$

$$N_{sd}^{\max} \leq N_{trd} \text{ Avec : } N_{trd} = A * \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 58,8 * \frac{275}{1,1}$$

$$N_{trd} = 1470 \text{ KN}$$

Alors : $N_{sd}^{\max} = 842,60 \text{ KN} \leq N_{trd} = 1470 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

• Vérification a compression

$$\text{il faut vérifier que } N_{sd}^{\max} \leq N_{brd} = \chi * \beta_A * A * \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$\chi = \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \bar{\lambda}^2}} \text{ Avec : } \varphi = 0.5(1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2)$$

❖ Calcul de l'élancement réduit :

$$\lambda = \frac{L_f}{i_y} = \frac{6400}{117} = 54,70 \quad \bar{\lambda}_y = \frac{54,70}{86,81} = 0,63 \geq 0,2 \quad \text{Alors il ya un risque de flambement.}$$

Courbe b $\rightarrow \alpha = 0,34$

Donc :

$$\varphi = 0,5 \left(1 + \alpha(\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}^{-2} \right)$$

$$\varphi = 0,5(1 + 0,34(0,63 - 0,2) + 0,63^2)$$

$$\varphi = 0,77$$

$$\chi = \frac{1}{0,77 + \sqrt{0,77^2 - 0,63^2}} = 0,824$$

$$N_{brd} = 0,824 * 1 * 58,8 * \frac{275}{1,1} = 1211,28 \text{ KN}$$

$$N_{sd}^{max} = 962,7592 \leq N_{brd} = 1211,28 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

section	Nsd traction	Ntrd	Nsd Compression	Nbrd	Vérification
D-UPN280	825,1313	1332,5	-947,6502	999,375	Vérifiée
D-UPN260	812,6567	1207,5	-729,3065	845,24	Vérifiée
D-UPN240	786,7049	1057,5	-539,8884	634,5	Vérifiée
D-UPN220	779,0307	935	-670,9554	504,9	Vérifiée

Tableau VII. 6 : Verification des sections des contreventements

VII.3.5. Vérification de noyau

Système a ossature a noyau ou à effet noyau Système a contreventement mixte ou système de voiles, dont la rigidité a la torsion n'atteint pas une valeur seuil minimale et dont les rayons de torsion, rx et ry, sont inférieurs au rayon de giration, ls, du plancher.

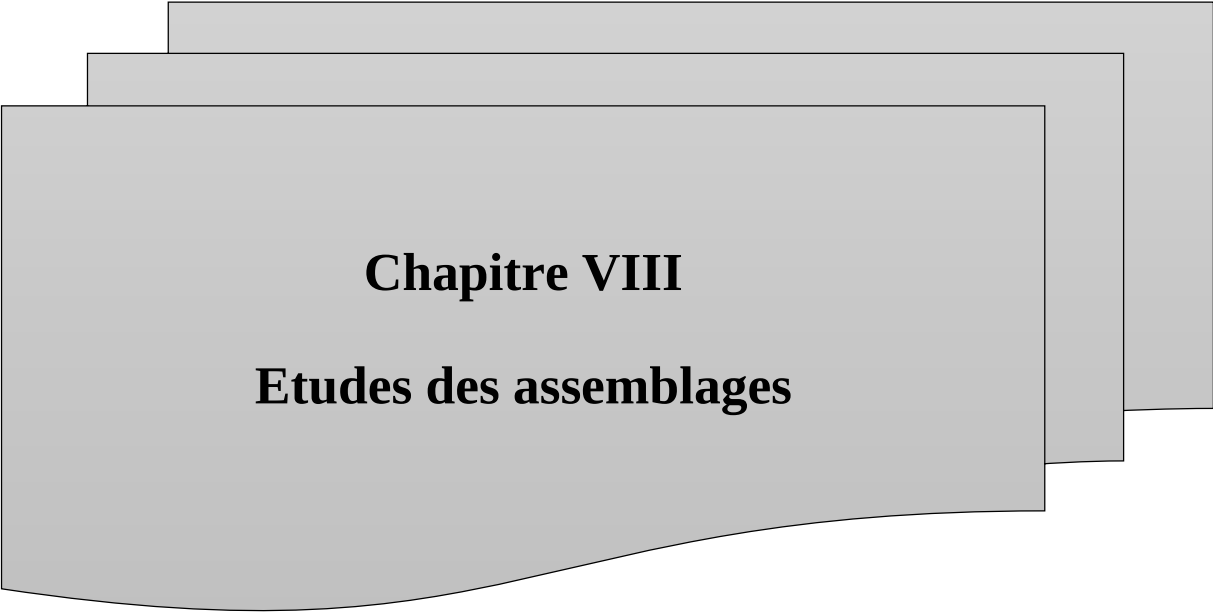
$$\begin{cases} r_s \leq l_s \\ et \\ r_y \leq l_s \end{cases}$$

rx et ry représentent, respectivement, les rayons de torsion suivant x et y.

I_s : Rayon de giration massique en plan, qui est la racine carrée du moment d'inertie polaire du plancher en plan, mesure par rapport au centre de gravité de ce plancher, divisée par la masse de ce plancher.

Etage	r_x	R_y	I_s	vérification
15	24,1646	43,9444	13,9084	Pas vérifiée
14	24,0342	43,8817	14,7037	Pas vérifiée
13	23,8901	43,8084	14,7067	Pas vérifiée
12	23,7365	43,7220	14,7080	Pas vérifiée
11	23,5744	43,6201	14,7110	Pas vérifiée
10	23,4056	43,5005	14,7177	Pas vérifiée
9	23,2281	43,3609	14,7138	Pas vérifiée
8	23,0423	43,1975	14,7150	Pas vérifiée
7	22,8480	43,0018	14,7148	Pas vérifiée
6	22,6416	42,7644	14,7139	Pas vérifiée
5	22,4187	42,4679	14,7117	Pas vérifiée
4	22,1769	42,0810	14,7061	Pas vérifiée
3	21,9016	41,5525	14,7061	Pas vérifiée
2	21,5767	40,7896	14,7118	Pas vérifiée
1	21,1603	39,5019	15,0781	Pas vérifiée
RDC	20,5552	37,0912	14,7148	Pas vérifiée
Moyenne	22,7722	42,3929	14,6839	Pas vérifiée

Tableau VII. 7 : Verifcation des Noyau



Chapitre VIII

Etudes des assemblages

VIII.1. Introduction :

Les assemblages métalliques constituent des éléments essentiels dans la conception des structures en acier. Leur rôle principal est d'assurer la continuité et la transmission des efforts entre les différents éléments structuraux, tout en garantissant la stabilité globale de l'ouvrage. Ils peuvent être réalisés par boulonnage, par soudage, ou par une combinaison des deux méthodes, selon les exigences du projet.

Le choix du type d'assemblage dépend de plusieurs facteurs : les matériaux employés, la configuration de la structure, les charges appliquées et les conditions d'exploitation. Parmi les techniques les plus courantes, le boulonnage est apprécié pour sa simplicité de mise en œuvre et sa possibilité de démontage, tandis que la soudure est privilégiée pour les assemblages en atelier nécessitant une continuité rigide.

VIII.2. Les différents modes d'assemblages

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

VIII.3. 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.

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
(N/mm ²)	240	320	300	400	480	640	900
(N/mm ²)	400	400	500	500	600	800	1000

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

	M8	M10	M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24	M27	M30
d (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
d0 (mm)	9	11	13	15	18	20	22	24	26	30	33
A (mm²)	50,3	78,5	113	154	201	254	314	380	452	537	707
As (mm²)	36,6	58	84,3	115	157	192	245	303	353	459	561

Tableau VIII. 2 : Caractéristiques géométriques des boulons

VIII.4. 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.

VIII.5. 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...

VIII.6. Vérifications des assemblages

Dans ce chapitre, 6 types d'assemblages sont traités :

- Assemblage poteau-poutre principale
- Assemblage poteau-poutre secondaire
- Assemblage pied de poteau.
- Assemblage poteau-poteau
- Assemblage poutre -voile
- Assemblage contreventement.

Il existe plusieurs méthodes de calcul des assemblages, pour notre cas, nous avons utilisé nos connaissances acquises en 4^{ème} année.

VIII.6.1. Vérification de l'assemblage poteau-poutre principale

- Poutre de RDC/1^{er} /2^{ème} (Poteau HEA800_HEA600) :

L'assemblage a été fait par le logiciel IDEA Statica [Annexe 1].

$$\begin{cases} M_{sd} = 507,19 \text{ Kn.m} \\ v_{sd} = 325,91 \text{ kN} \end{cases}$$

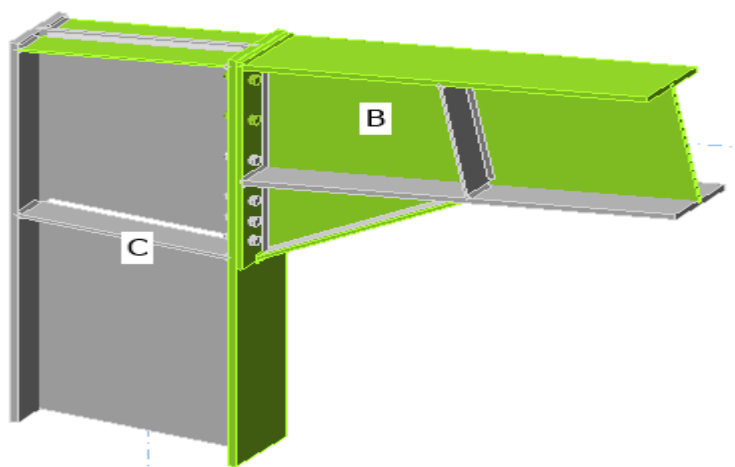


Figure VIII. 1 : Vue d'assemblage poteau HEA800–Poutre HEA600

Nom	Valeur	Résultat
Analyse	100.0%	OK
Platines	1,1 < 5.0%	OK
Boulon	93,4 < 100%	OK
Soudures	98,1 < 100%	OK
Voilement	13,09	OK

Tableau VIII. 3 : Résumé d'assemblage poutre HEA800–Poutre HEA600

Figure VIII. 2 : Vérification de déformation.

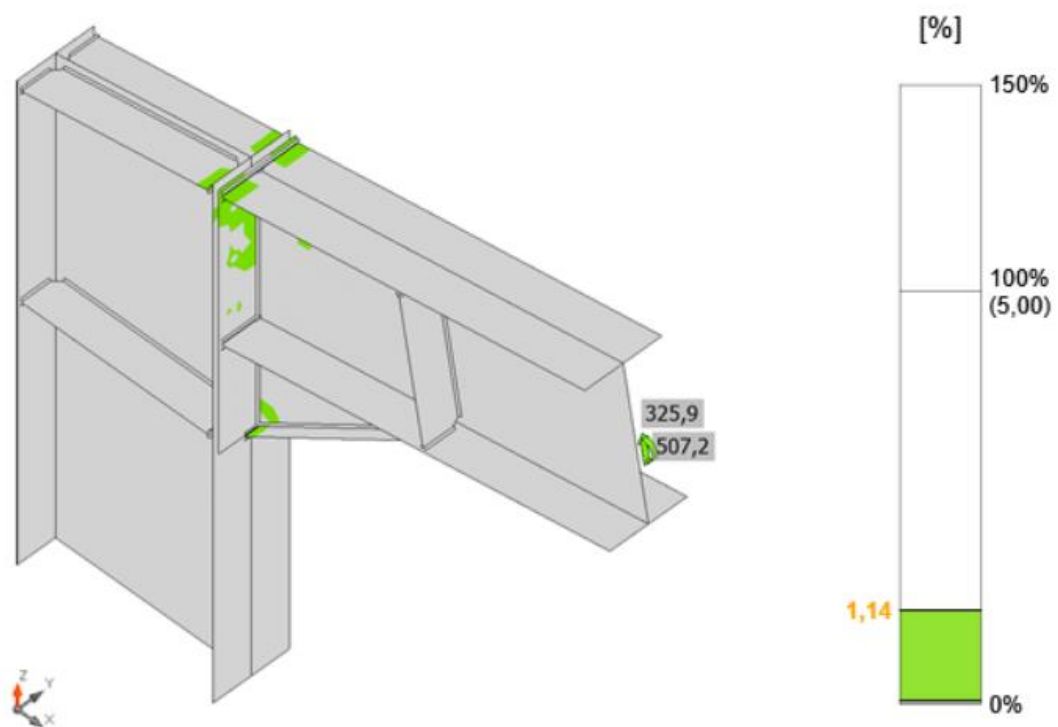


Figure VIII. 2 : Vérification de déformation.

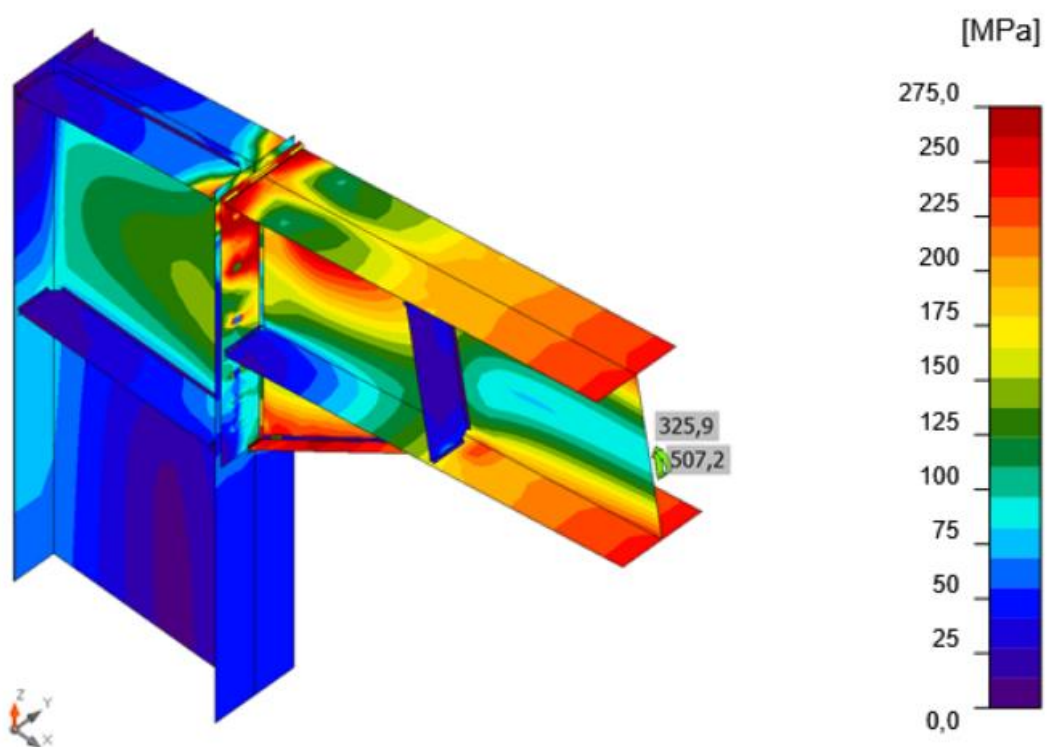


Figure VIII. 3 : Contrainte équivalente.

- Poutre de 3^{eme} /4^{eme} /5^{eme}(Poteau HEA700_HEA600) :

L'assemblage a été fait par le logiciel **IDEA Statica**[Annexe 2] .

$$\begin{cases} M_{sd} = 824,15 \text{ Kn.m} \\ v_{sd} = 48,3931 \text{ kN} \end{cases}$$

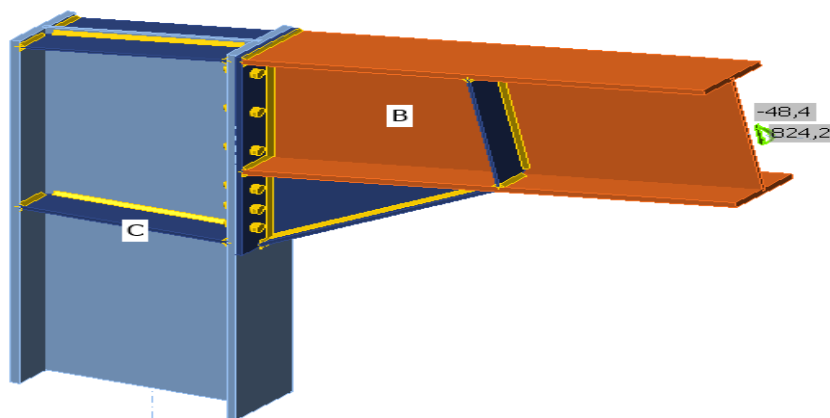


Figure VIII. 4 : Vue d'assemblage poteau HEA700–Poutre HEA600

Nom	Valeur	Résultat
Analyse	100.0%	OK
Platines	3,9 < 5.0%	OK
Boulon	99,2 < 100%	OK
Soudures	98,2 < 100%	OK
Voilement	6,09	OK

Tableau VIII. 4 : Résumé d'assemblage poutre HEA700–Poutre HEA600

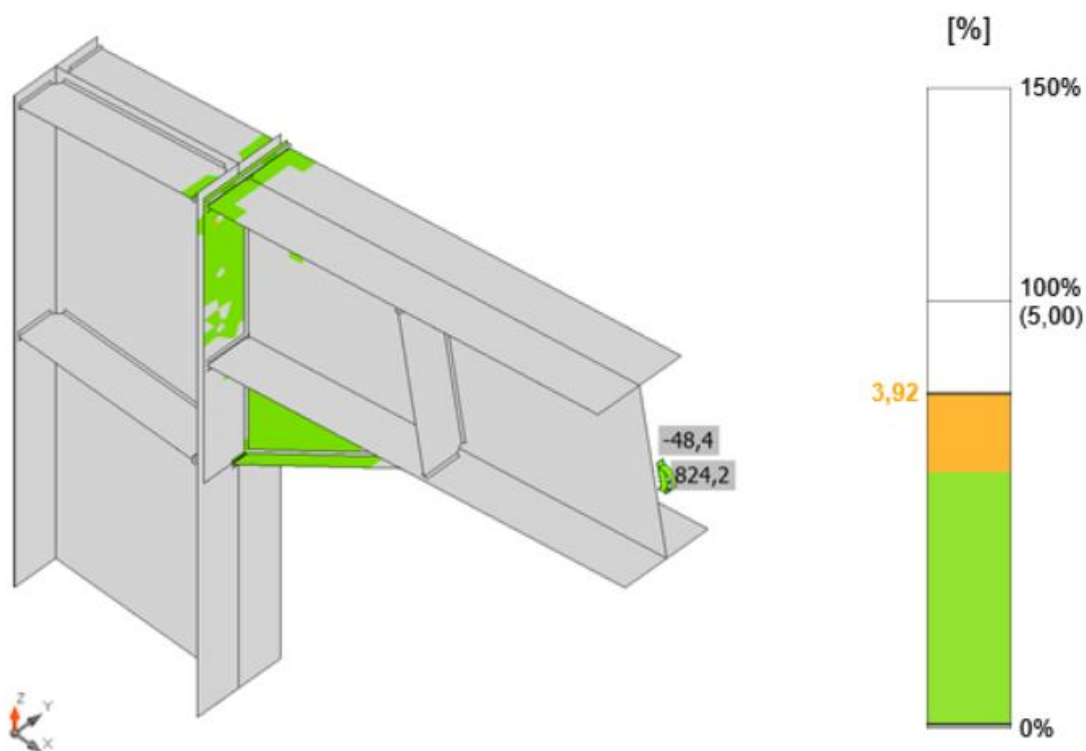


Figure VIII. 5 : Vérification de déformation.

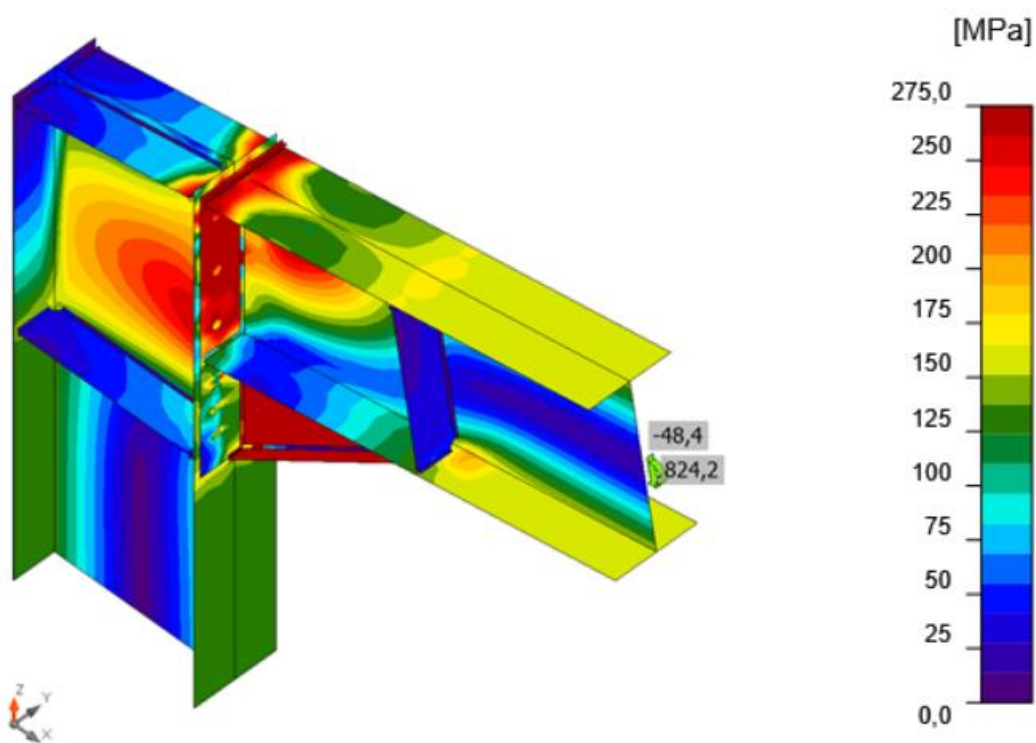


Figure VIII. 6 : Contrainte équivalente.

3-Poutre de 6^{eme} /7^{eme} /8^{eme}(Poteau HEA600_HEA600) :

L'assemblage a été fait par le logiciel **IDEA Statica** [Annexe 3] .

$$\begin{cases} M_{sd} = 575,85 \text{ Kn.m} \\ v_{sd} = 74,85 \text{ kN} \end{cases}$$

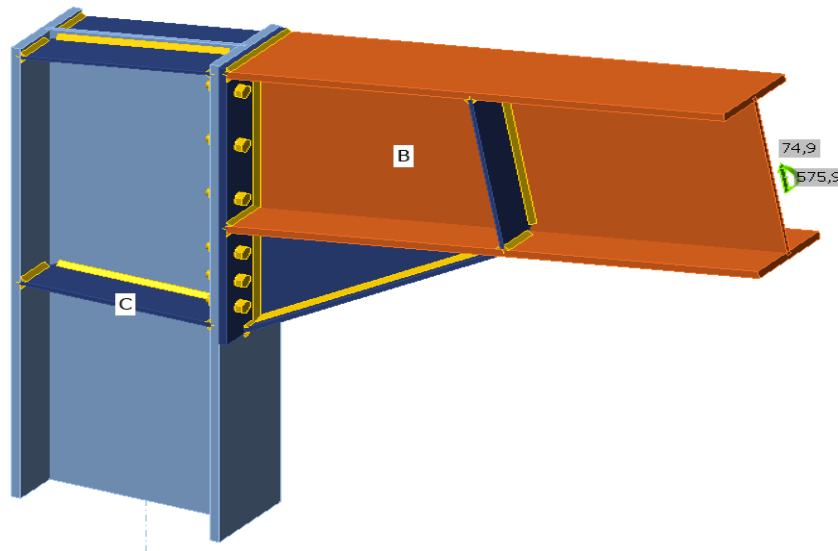


Figure VIII. 7 : Vue d'assemblage poteau HEA600–Poutre HEA600

Nom	Valeur	Résultat
Analyse	100.0%	OK
Platines	0,8 < 5.0%	OK
Boulon	94 < 100%	OK
Soudures	98 < 100%	OK
Voilement	7,64	OK

Tableau VIII. 5 : Résumé d'assemblage poutre HEA600–Poutre HEA600

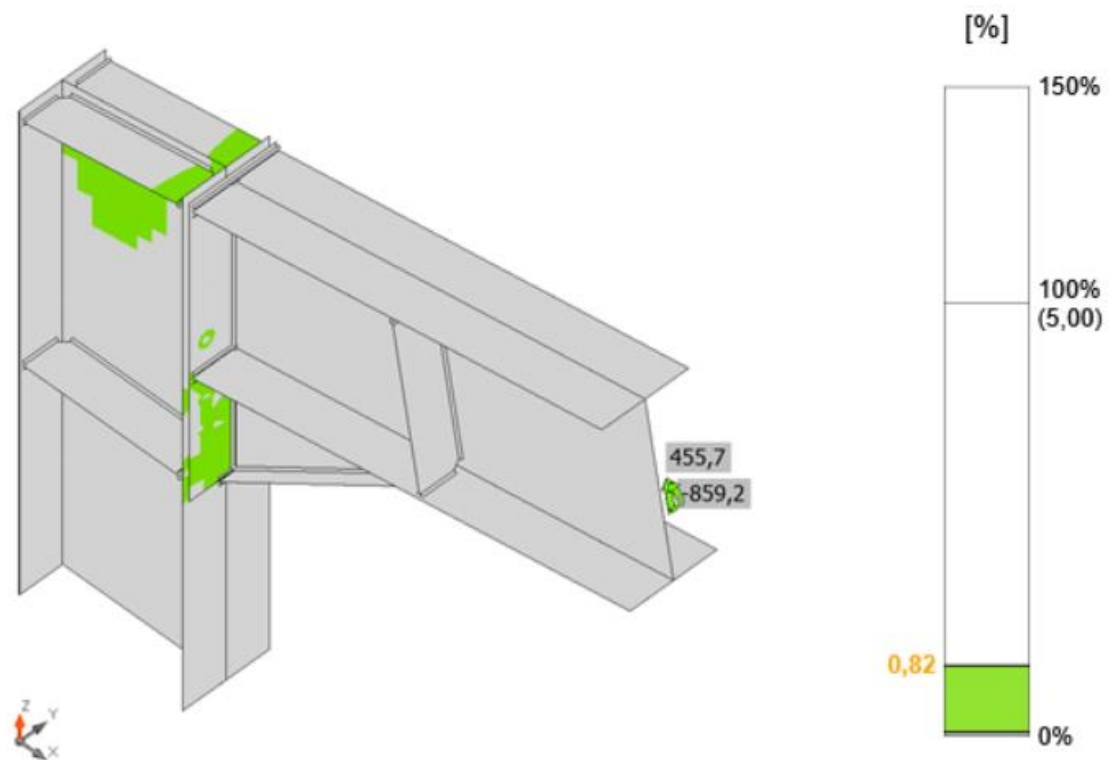


Figure VIII. 8 : Vérification de déformation.

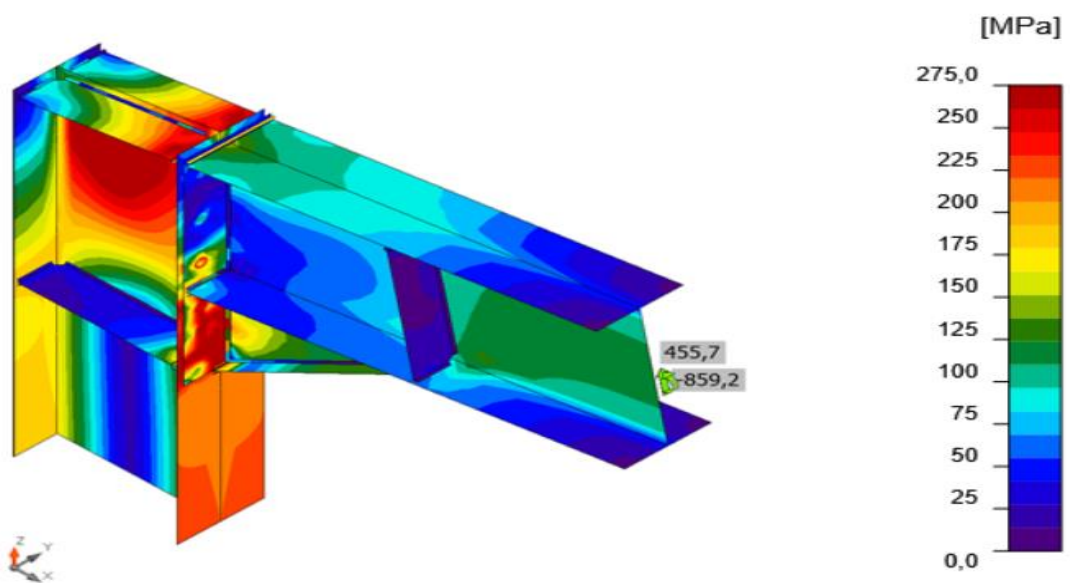


Figure VIII. 9 : Contrainte équivalente

VIII.6.2. Vérification de l'assemblage poteau-poutre secondaire (HEB400_IPE240)

L'assemblage a été fait par le logiciel **IDEA Statica** [Annexe 4].

$$\begin{cases} M_{sd} = -103,8292 \text{ Kn.m} \\ v_{sd} = 81,8456 \text{ kN} \end{cases}$$

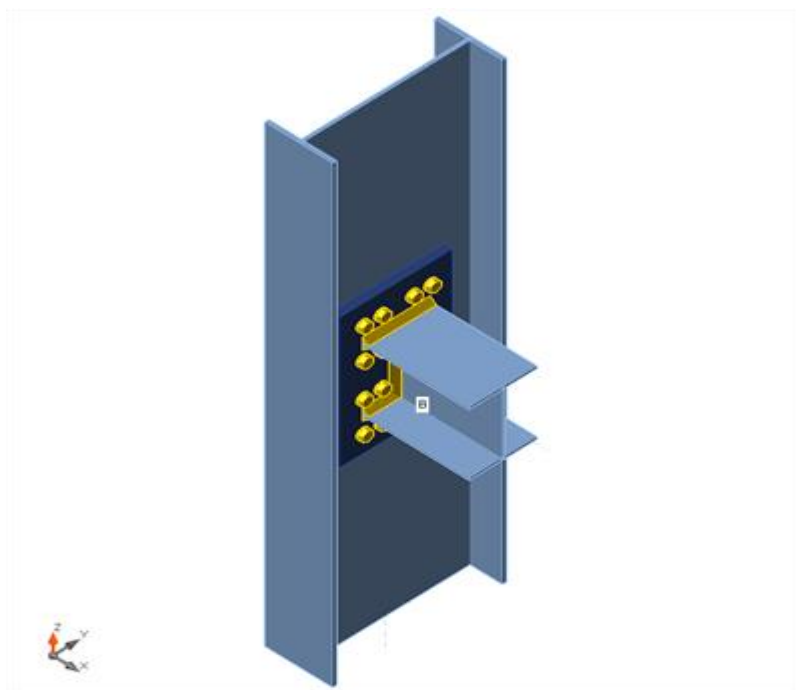


Figure VIII. 10 : Vue d'assemblage poteau HEB280–Poutre IPE240

Nom	Valeur	Résultat
Analyse	100.0%	OK
Platines	0,7 < 5.0%	OK
Boulon	63,4 < 100%	OK
Soudures	41,2 < 100%	OK
Voilement	7,89	OK

Tableau VIII. 6 : Résumé d'assemblage poutre HEB280–Poutre IPE240

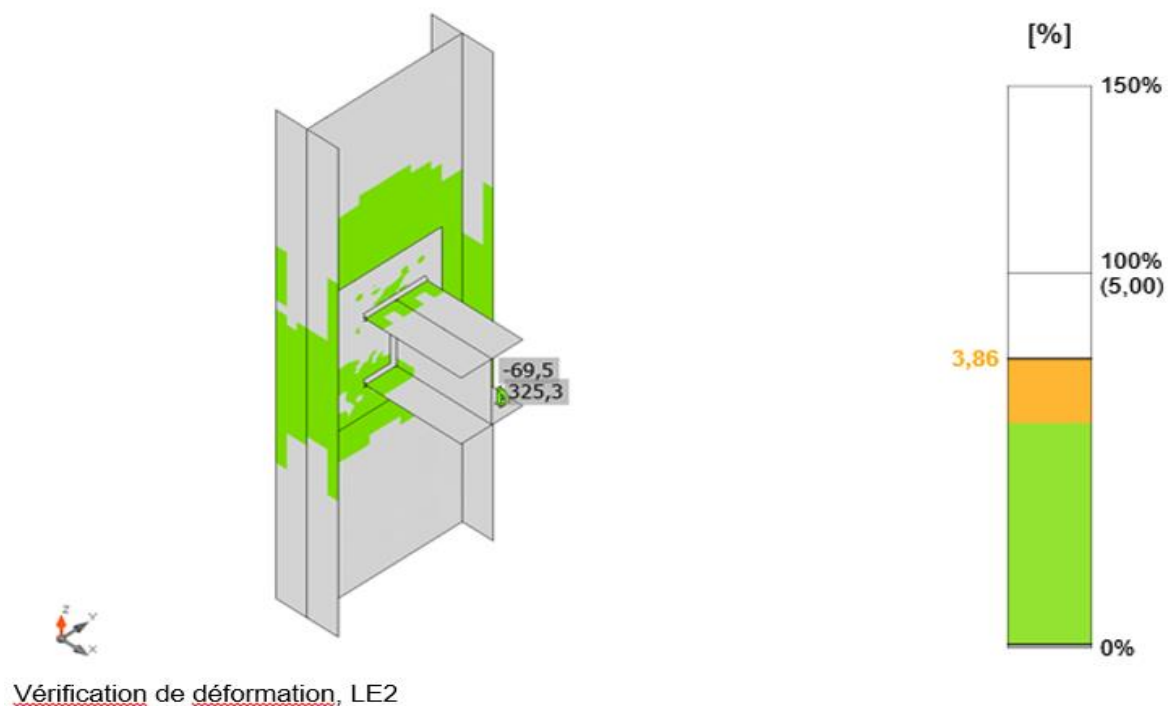


Figure VIII. 11 : Vérification de déformation.

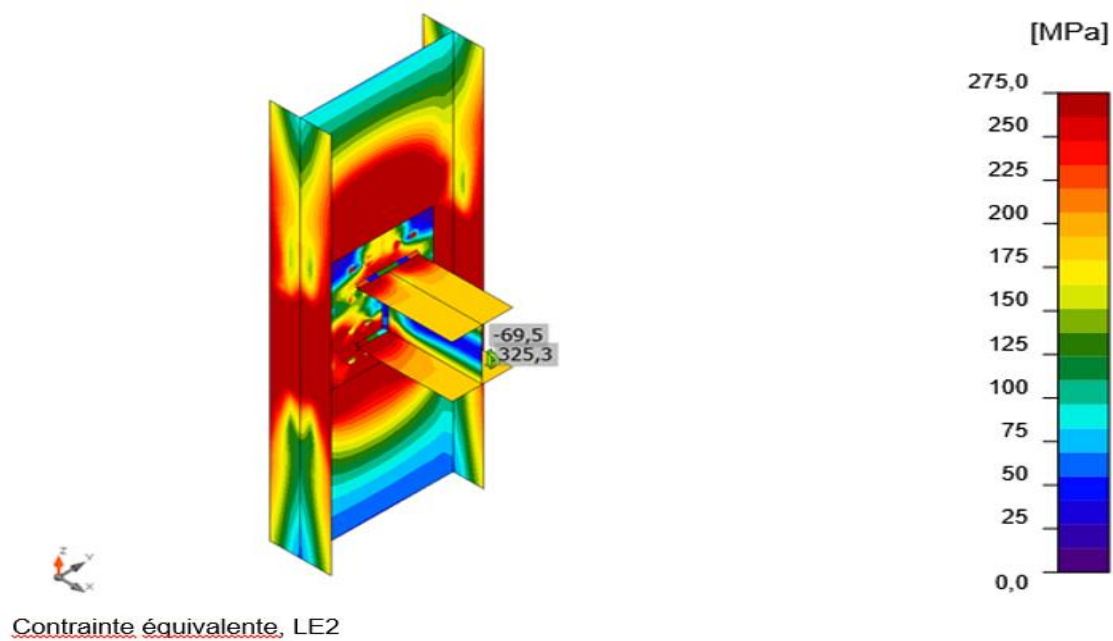


Figure VIII. 12 : Contrainte équivalente.

VIII.6.3. Assemblage pied de poteau :

L'assemblage a été fait par le logiciel IDEA StatiCa [Annexe 5] .

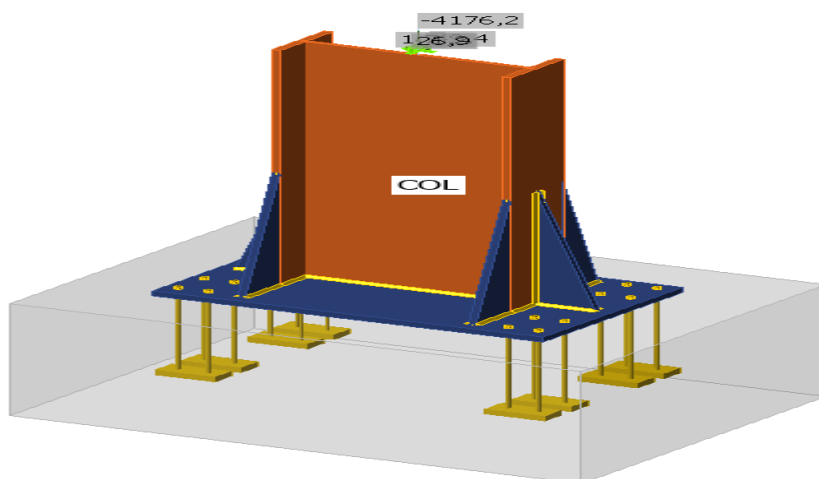


Figure VIII. 13 : Vue d'assemblage Pied poteau

Nom	Valeur	Résultat
Analyse	100.0%	OK
Platines	$1,9 < 5.0\%$	OK
Tiges	$50,2 < 100\%$	OK
Soudures	$98 < 100\%$	OK
Bloc de béton	$64,4 < 100\%$	OK
Voilement	2,19	OK

Tableau VIII. 7 : Résumé d'assemblage pied poteau

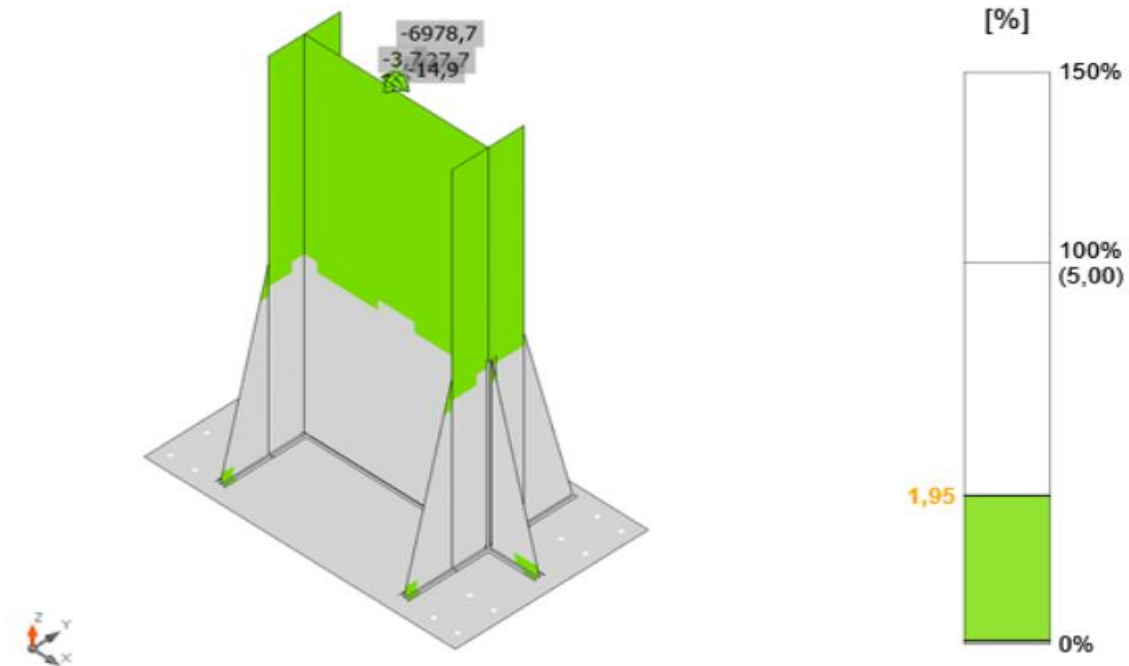


Figure VIII. 14 : Vérification de déformation.

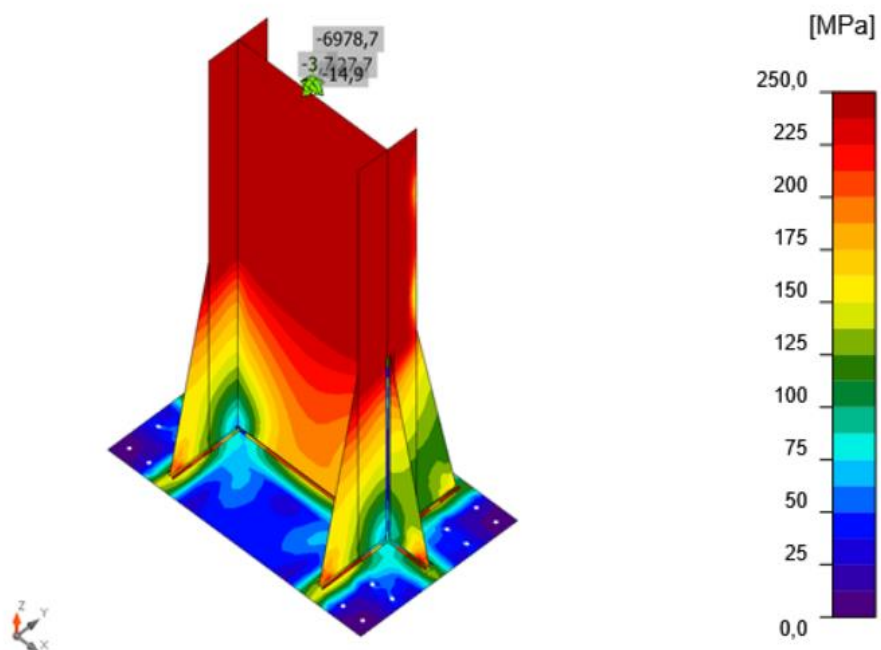


Figure VIII. 15 : Contrainte équivalente.

VIII.6.4. Vérification de l'assemblage poteau-poteau

L'assemblage a été fait par le logiciel **IDEA Statica** [Annexe 6].

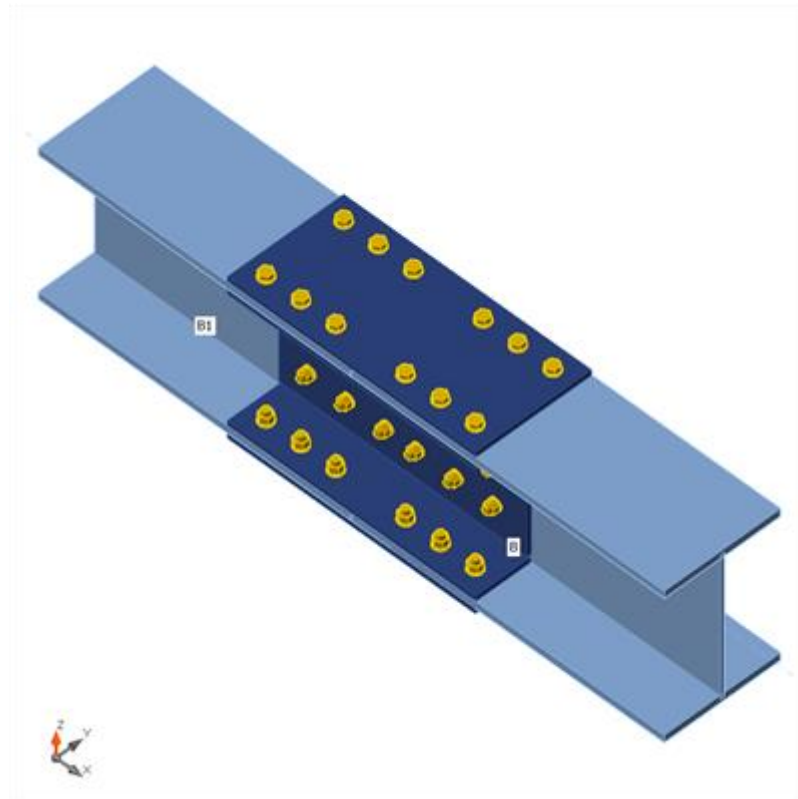


Figure VIII. 16 : Vue d'assemblage poteau– poteau

Nom	Valeur	Résultat
Analyse	100.0%	OK
Platines	$0,0 < 5.0\%$	OK
Boulon	$45 < 100\%$	OK
Voilement	13,02	OK

Tableau VIII. 8 : Résumé d'assemblage poteau– poteau

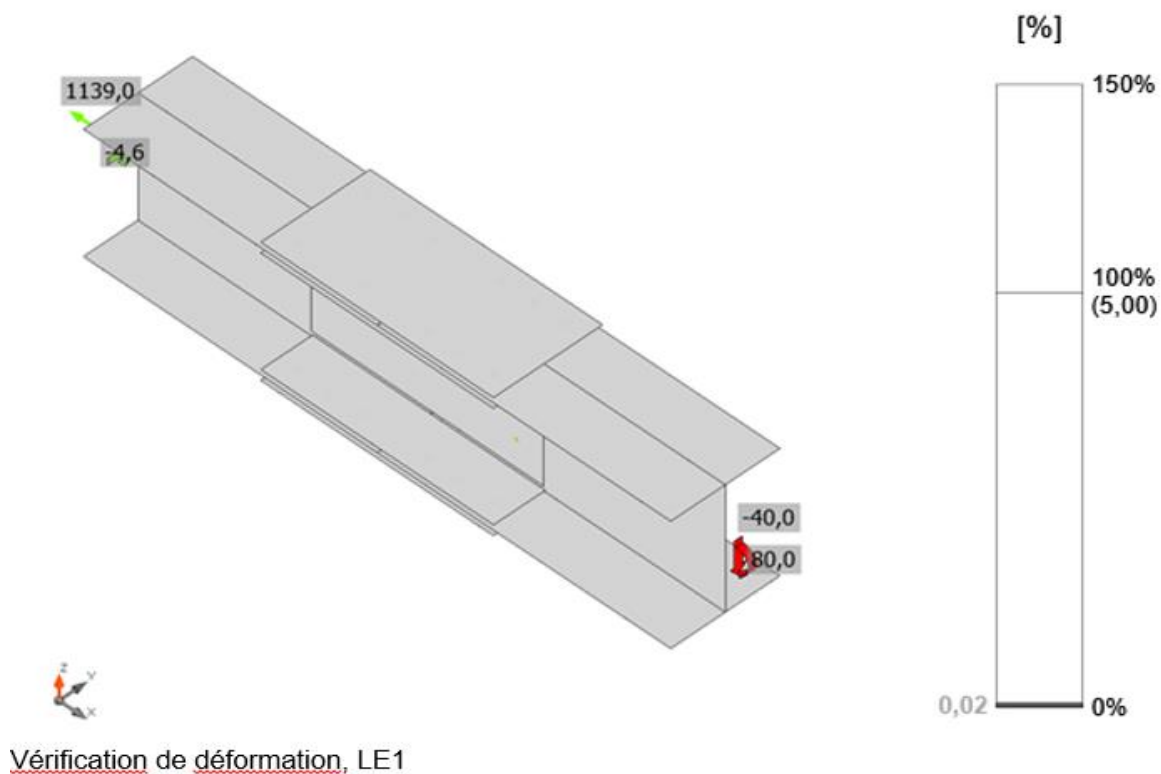


Figure VIII. 17 : Vérification de déformation.

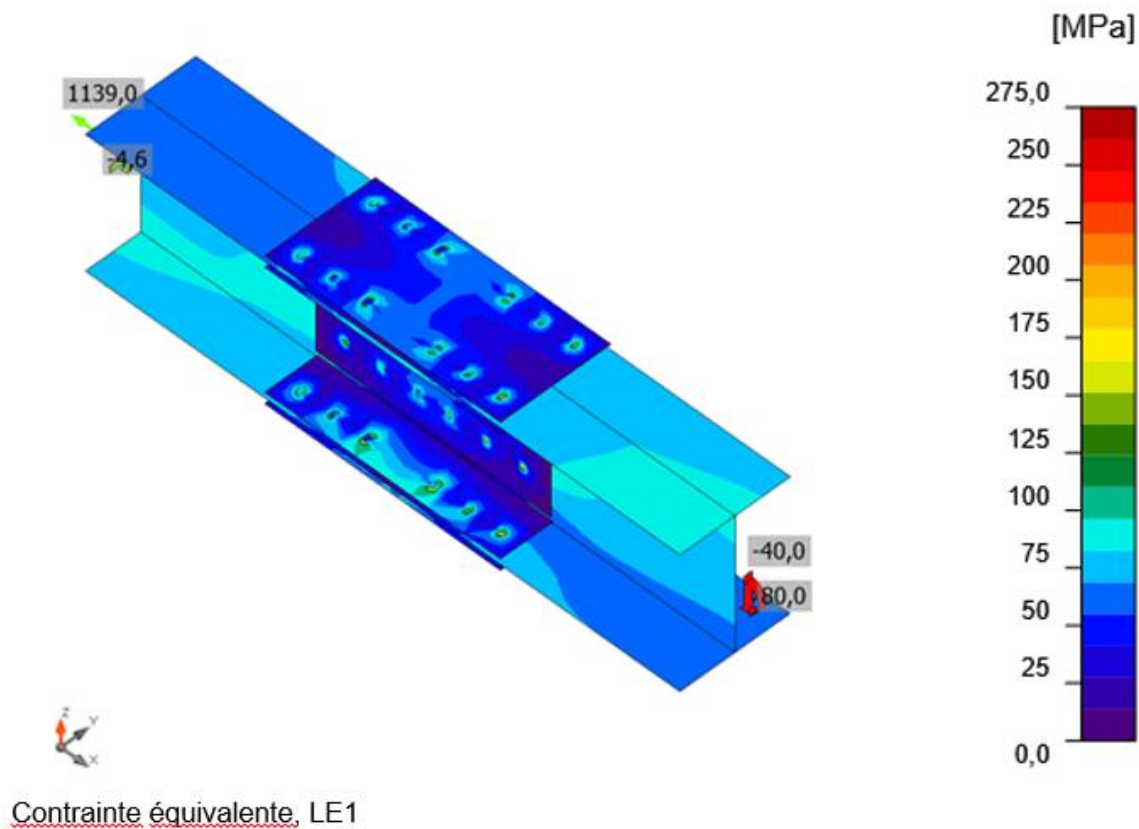


Figure VIII. 18 : Contrainte équivalente.

VIII.6.5. Assemblage poutre secondaire HEA400 et voile

L'assemblage a été fait par le logiciel **IDEA Statice** [Annexe 7].

$$\begin{cases} M_{sd} = 138,2032 \text{ Kn.m} \\ v_{sd} = 34,5036 \text{ kN} \end{cases}$$

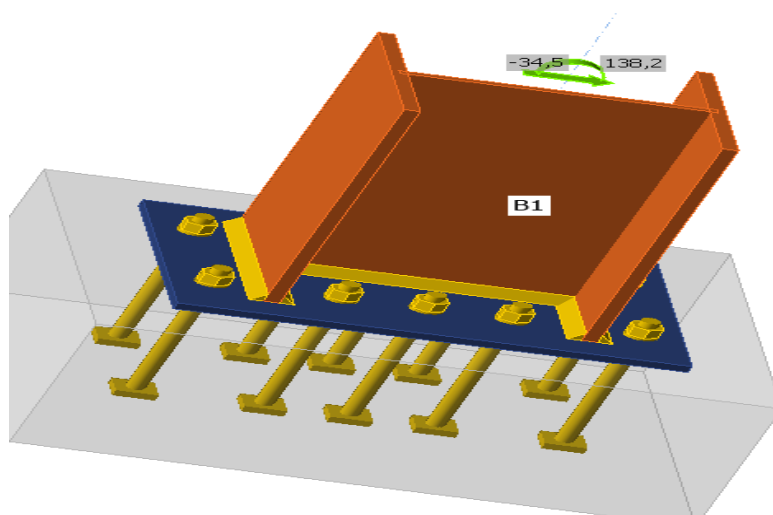


Figure VIII. 19 : Vue d'assemblage poutre secondaire HEA400 et voile

Nom	Valeur	Résultat
Analyse	100.0%	OK
Platines	$0,1 < 5.0\%$	OK
Tiges	$71,1 < 100\%$	OK
Soudures	$44,5 < 100\%$	OK
Bloc de béton	$56,6 < 100\%$	OK
Cisaillement	28,7	
Voilement	42,68	OK

Tableau VIII. 9 : Résumé d'assemblage poutre secondaire HEA400 et voile

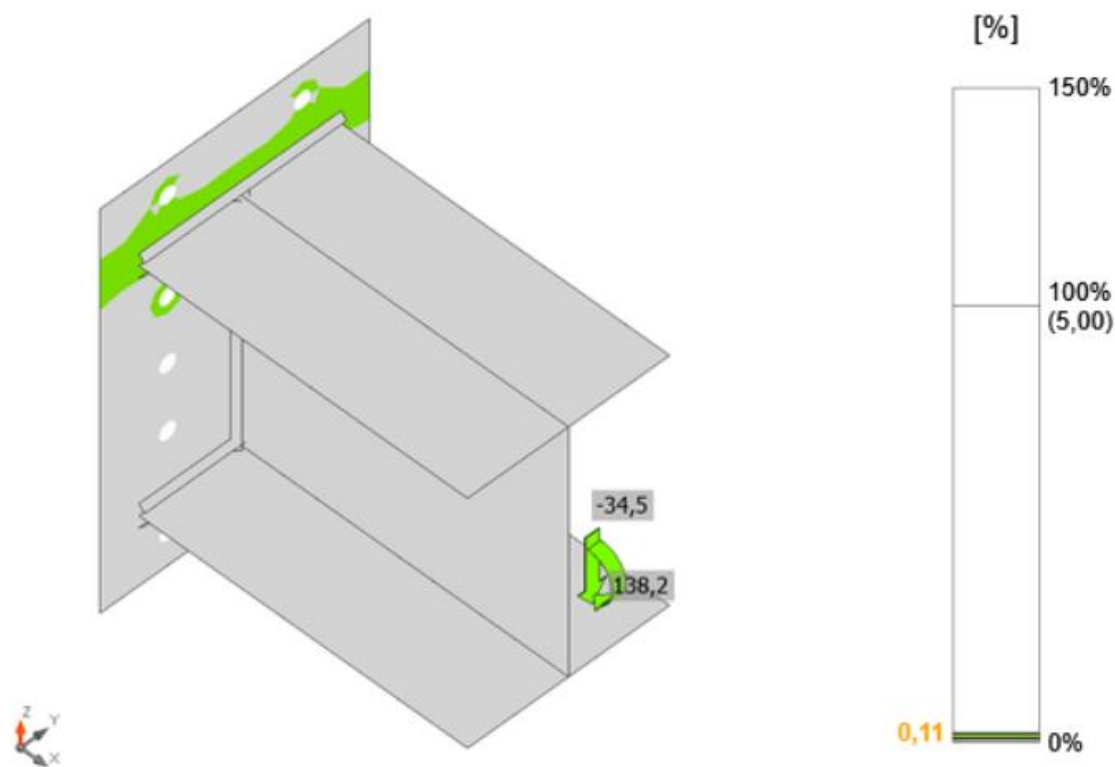


Figure VIII. 20 : Vérification de déformation.

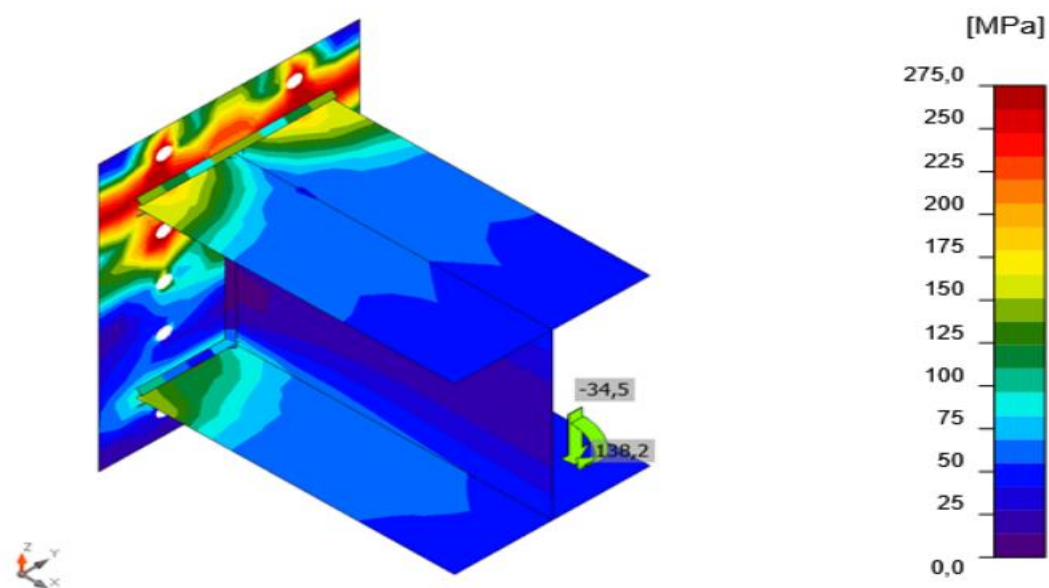


Figure VIII. 21 : Contrainte équivalente.

VIII.6.6. Vérifications Assemblages de contreventement

Les caractéristiques des profilés sont regroupées dans le tableau suivant :

Profilé	h (mm)	b (mm)	t _f (mm)	t _w (mm)	A(cm ²)
HEA800	780	300	28	15	373,6
2*UPN300	300	100	16	10	58,8

Tableau VIII. 10 : Caractéristique des profilés assemblés.

- Données de calcul

L'assemblage ci-dessous est sollicité par : Un effort de traction ; $V_{sd} = 954,35 \text{ kN}$

$K_s = 1$; trous nominaux, $\gamma_{ms} = 1.25$

L'assemblage est assuré par des boulons ordinaires de diamètre 20 mm (M20) de classe 10.9

- Nombre des boulons nécessaires :

Pour calculer le nombre des boulons on a :

$$F_{V,Rd} \geq F_{v,Sd}$$

$$F_{v,Sd} = \frac{V}{n_b} \text{ et } F_{vrd} = \frac{A_s \times 0.6 \times F_{ub}}{\gamma_{Ms}}$$

— n_b : nombre de boulon

On a deux plans de cisaillement, $n = 2$

$$F_{vrd} = 2 \times \frac{245 \times 0,6 \times 1000}{1,25} = 235.2 \text{ kN}$$

$$F_{v,Sd} = \frac{V_{sd}}{n} \rightarrow n = \frac{1731,83}{235.2} = 4,06$$

On opte pour 6 boulons de M20 de classe 10.9 et de section $A_s = 245 \text{ mm}^2$

- Disposition constructive

La disposition des boulons dans une pièce est réglementée par l'Eurocode 3 est calculer comme suite :

La disposition	La méthode de calcul	Le calcule	Choix [mm]
e_1	$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150\text{mm})$	$26.4 \leq e_1 \leq 150$	60
P_1	$2.2d_0 \leq P_1 \leq \max(14t, 200\text{mm})$	$48.4 \leq P_1 \leq 200$	80
e_2	$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150\text{mm})$	$33 \leq e_2 \leq 150$	40
P_2	$3d_0 \leq P_2 \leq \max(14t, 200\text{mm})$	$66 \leq P_1 \leq 200$	100

Tableau VIII. 11 : disposition constructive des boulons.

Avec :

_ d_0 : diamètre de trou , $d_0 = d + 2 = 22\text{mm}$

_ t : épaisseur de la cornière , $t = 10\text{mm}$

• **Vérification de la pression diamétrale**

La vérification à la pression diamétrale tient compte des dimensions géométriques des pièces assemblées aux voisinages du boulon : $F_{b,Rd} \geq V_{Sd}$

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{mb}}$$

Avec : $\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) \min\left(\frac{60}{66}\right) = 0.91$

_ d = diamètre du boulon , $d = 20\text{mm}$

_ d_0 : diamètre de trou , $d_0 = 22\text{mm}$

_ t : épaisseur de la pièce , $t = 10\text{mm}$

_ e_1 : pince longitudinale , $e_1 = 60\text{mm}$

_ P_1 : entraxe des boulons , $P_1 = 80\text{mm}$

_ f_{ub} : résistance à la traction des boulons , $f_{ub} = 1000\text{MPa}$

_ f_u : résistance à la traction de la pièce S275 , $f_u = 430\text{MPa}$

on trouve $\alpha = 0.91$

Donc :

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times 0.91 \times 430 \times 20 \times 14}{1.25} = 156,52\text{kN}$$

Augmenter le nombre de boulon

$$F_{v,Sd} = \frac{V_{Sd}}{n} = \frac{954,35}{8} = 119,30\text{kN}$$

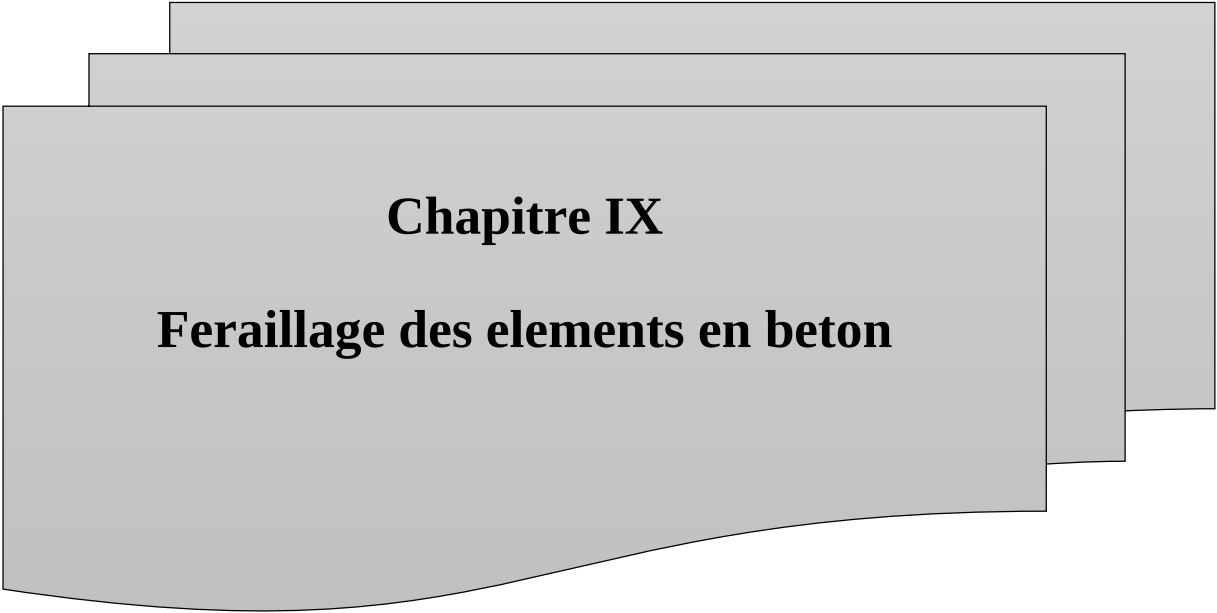
$$F_{b,Rd} = 156,52\text{kN} > V_{Sd} = 119,30\text{kN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

VIII.7. Conclusion

Ce chapitre a permis d'étudier les principaux types d'assemblages utilisés dans la structure métallique, qu'ils soient réalisés par boulonnage ou par soudure. Chaque liaison a été analysée à l'aide du logiciel IDEA StatiCa, en vérifiant les efforts transmis, les contraintes sur les boulons, les soudures, les platines et le voilement.

Les résultats obtenus confirment que les assemblages sont conformes aux exigences normatives et offrent une transmission efficace des efforts. Ils assurent la stabilité, la sécurité et la continuité de l'ossature, tout en respectant les conditions de montage sur chantier.

Cette étude confirme la pertinence des choix constructifs retenus dans le projet.



Chapitre IX

Ferailage des elements en beton

IX.1. Introduction

Dans ce chapitre, nous traiterons du ferraillage des éléments en béton armé, notamment les voiles, et les dalles. Cette phase est cruciale pour garantir la résistance, la stabilité et la durabilité des structures. Le dimensionnement adéquat et la bonne répartition des armatures sont déterminants pour assurer le bon comportement de l'ensemble de l'ouvrage.

IX.1.1. Ferraillages des voiles

Les voiles sont des éléments verticaux en béton armé, conçus pour résister surtout à la compression et au cisaillement. Leur ferraillage comprend des armatures verticales et horizontales, bien réparties pour garantir la stabilité de la structure face aux efforts, notamment sismiques et de vent.

IX.2. Principe de calcul

IX.2.1. Vérifications spécifiques

- **Sollicitations normales**

Outre Les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile (en flexion composée), sous sollicitations d'ensemble dues au seisme, l'effort normal de compression de calcul des voiles est limité par la condition suivante :

$$V_d = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,4$$

$$B_c = e \times L = 0,3 \times 7 = 2,1 \text{ m}^2$$

$$N_d = 20398,9 \text{ KN}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

$$\frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} = \frac{30651,77 \times 10^3}{2,1 \times 10^6 \times 25} = 0,38 \leq 0,4 \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

- **Dispositions générales**

h_w : hauteur total de voile

L_w : la longueur de voile

$$\frac{h_w}{L_w} = \frac{64}{10} = 6,4 > 2,0 \Rightarrow \text{voile élancée}$$

La hauteur, h_{cr} , de la zone critique au-dessus de la base du voile est estimée comme suit (cf. Figure (7.13)) :

$$h_{cr} = \max \left(L_w, \frac{h_w}{6} \right) = \left(7, \frac{64}{6} \right) = 16$$

$$h_{cr} = 16m$$

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2 \times L_w \\ h_e : \text{pour } n \leq 6 \text{ niveaux} \\ 2 \times h_e : \text{pour } n > 6 \text{ niveaux} \end{cases}$$

Avec :

- h_e : est la hauteur libre, de chaque niveau, la base étant le niveau des fondations ou de l'encastrement dans le soubassement, en présence de diaphragmes et de voiles périphériques adéquats
- h_w est la hauteur totale du voile

$$\Rightarrow h_{cr} = 16m \geq \begin{cases} 2 \times L_w = 14m \\ 2 \times h_e = 2 \times 4 = 8m : \text{pour } n > 6 \text{ niveaux} \end{cases}$$

Donc : $h_{cr} = 8m$

Nombre d'étages	16
h_e (m)	4
l_w (m)	7
h_w (m)	64
M InferMax	69102,6
M SuperMax	1788,27
h_{cr1} [7,22]	16
h_{cr} [7,23]	8

H_i [m]	2,00
M_i [KN,m]	69102,60

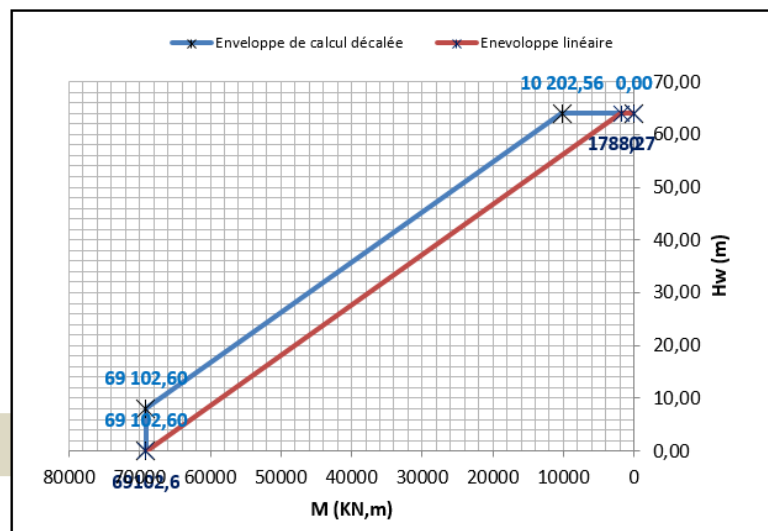


Figure IX. 1 : La courbe enveloppe

IX.3. Ferrailage des voiles :

IX.3.1. Ferrailage des éléments de rive

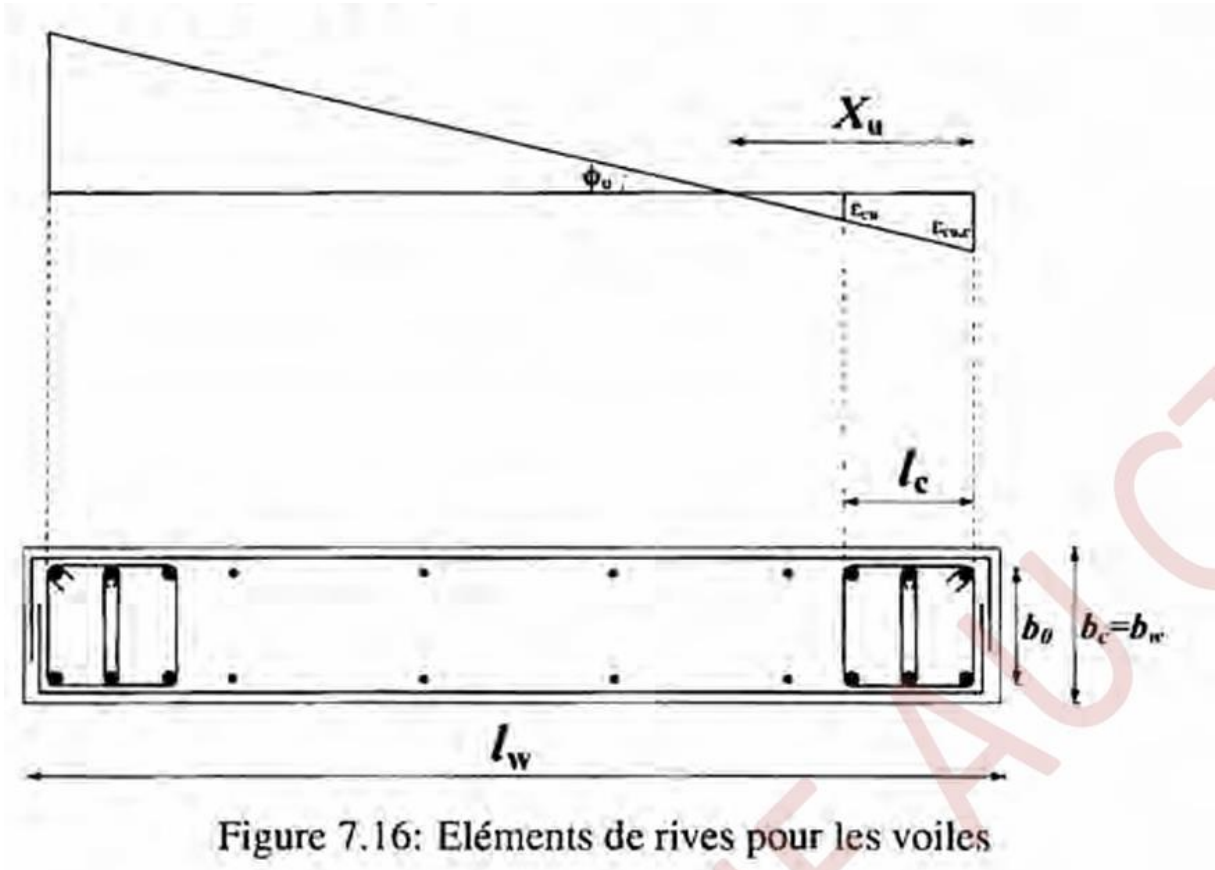


Figure 7.16: Eléments de rives pour les voiles

- Calcule la longueur confinée L_c :

$$L_c \geq \max (0,5L_w; 1,5b_w)$$

Avec :

L_w : longueur de voile

b_w : largeur de l'âme du voile

$$L_c \geq \max (0,15L_w=1,05m ; 1,5b_w=0,375)$$

$$L_c=1,05m$$

$$b_c=b_w=0,25m$$

On a calculé le ferrailage de ce voile avec socotac

$$f_{c28}=25\text{MPa}, \quad f_e=400, \quad \gamma_b=1,2, \quad \gamma_s=1$$

$$\begin{cases} Nu = 13935,3 \text{Kn} \\ Mu = 69102,6 \text{Kn.m} \end{cases}$$

$$h=0,25\text{m}$$

$$b=7\text{m}$$

$$d'=0,7\text{m}$$

$$c=0,7\text{m}$$

$$D'après socotac \quad A_s=126\text{cm}^2$$

$$\text{Le choix de ferraillage } 26T25=127,66\text{cm}^2$$

$$\text{Espacement } =7,5\text{cm}$$

- Les armatures verticales, des éléments de rive, devraient être confinées avec des cadres et/ou des étriers horizontaux dont l'espacement vertical doit satisfaire la condition suivante :

$$St \leq \min(b_0/3=8,33 \text{ cm}; 12,5 \text{ cm}; 6\Phi l =19,2\text{cm})$$

$$St \leq 10\text{cm}$$

- La distance horizontale entre deux barres verticales ligaturées ne doit pas dépasser 20cm.
- La section des armatures de confinement dans les éléments de rive, (A_t), mesurée dans le sens parallèle à l'épaisseur du voile, doit être présente sur la hauteur (h_{cr}) et doit satisfaire les conditions :

$$\bullet \quad A_t \geq 0,09 \text{ St} \cdot b_0 \cdot \frac{f_{c28}}{f_e} = 0,09 \cdot 83,3 \cdot 250 \cdot \frac{25}{400}$$

$$A_t \geq 11,7\text{cm}$$

$$\bullet \quad A_t \geq 0,3 S_t \cdot b_0 \cdot \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \cdot \frac{f_{c28}}{f_e}$$

Avec

- b_0 repère la largeur du noyau confinée de l'élément de rive
- (A_g / A_c) représente le rapport de la surface totale de l'élément de rive sur sa surface confinée

IX.3.2. Ferrailage de l'ame

• Aciers verticaux

Les armatures d'âme doivent se composer de deux treillis de barres ayant les mêmes caractéristiques D'adhérence, relies par des étriers espaces d'environ 500 mm. Le diamètre maximal, max, des armatures d'âme doivent respecter la condition :

$$8\text{mm} \leq \Phi_{\max} \leq \frac{b_w}{8}$$

$$8\text{mm} \leq \Phi_{\max} \leq \frac{250}{8} = 31,25\text{mm}$$

L'espacement des armatures d'âme ne doit pas être supérieur a 250 mm ou 25 fois le diamètre des barres, en prenant la plus petite valeur. Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets jonction par recouvrement).

On choisit 27T16=54,28cm²

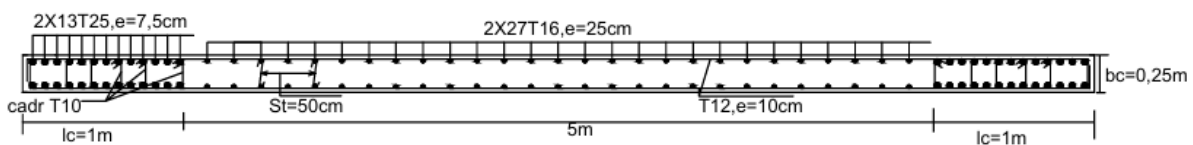


Figure IX. 2 : schéma de ferrailage de voile 7m

Avec : e=25cm

• Aciers horizontaux

Les barres horizontales doivent être munies de crochets. Dans le cas où il existe des extrémités confinées, les barres horizontales peuvent être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit. Le ferrailage horizontal, nécessaire pour la résistance à l'effort tranchant, doit satisfaire Eqn.

$$\frac{A_h}{s} > \frac{\bar{V}}{z \cdot f_e}$$

Avec :

- $\bar{V}$: effort tranchant de calcul, $V = 1.4V = 236,66 \times 1,4 = 331,342\text{Kn}$ ($G+0,4Q-0,3EX+EY$)
- Z : distance entre les centres de gravité des armatures des deux extrémités confinées=5,44m
- $f_e=400$

- $S=10\text{cm}$

$$A_h \geq \frac{\bar{V} \times S}{z \cdot f_e} = \frac{331,34 \times 10^3 \times 100}{5440 \times 400}$$

$$A_h = 15,22\text{mm}$$

- **Vérification de la ductilité locale**

Dans les voiles de section rectangulaire, le rapport mécanique en volume des armatures de confinement requises ω_{wd} dans les éléments de rive, doit respecter la condition ci-dessous :

$$\omega_{wd} = 30 \cdot \mu_\phi \cdot (V_d + \omega_{wd}) \cdot \varepsilon_{syd} \frac{b_c}{b_0} - 0,035$$

$$\omega_{wd} = \frac{\text{volume des armatures de confinement}}{\text{volume du noyau en beton}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

Avec :

$$\frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{f_e}{f_{c28}} \cdot \frac{\gamma_b}{\gamma_s} = \frac{400}{25} \cdot \frac{1,2}{1} = 19,2$$

OU

- μ_ϕ : Valeur requise du coefficient de ductilité en courbure;
- ε_{sy} : Valeur de la déformation à la limite élastique de l'acier, donnée comme suit:

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_e}{E_s} = \frac{400}{2,1 \times 10^5} = 0,001904$$

$$\omega_{wd} = \frac{A_{sv}}{(l_w - 2l_c) \cdot b_w} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

- A_{sv} : section de ferrailage correspondant à la section de l'âme du voile
- f_{yd} : valeur de calcul de la limite d'élasticité de l'acier
- f_{cd} : valeur de calcul de la résistance du béton à la compression

$$\omega_{wd} = \frac{A_{sv}}{(l_w - 2l_c) \cdot b_w} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{5842}{(8000 - 2 \times 1050) \cdot 250} \cdot 19,2$$

$$\Rightarrow \omega_{wd} = 0,076$$

- α : coefficient d'efficacité du confinement, égal à $(\alpha_n \cdot \alpha_s)$,

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha_n = 1 - \sum_n \left(\frac{bi^2}{6b_0h_0} \right) = 1 - \left(\frac{90^2}{6 \times 250 \times 145} \right) = 0,96 \\ \alpha_s = \left(1 - \frac{t}{2b_0} \right) \left(1 - \frac{t}{2h_0} \right) = \left(1 - \frac{100}{2 \times 250} \right) \left(1 - \frac{100}{2 \times 145} \right) = 0,524 \end{array} \right. \Rightarrow \alpha = 0,96 \times 0,524 = 0,503$$

n : nombre total de barres longitudinales latéralement maintenues par des armatures de confinement ou des épingles

bi : distance entre des barres maintenues consécutives

b_0, h_0, t : Grandeurs géométriques

Il convient de prévoir une valeur minimale de ω_{wd} égale à 0.12 dans la zone critique à la base du voile.

Le coefficient de ductilité en courbure μ_ϕ peut être déterminé selon Eqn. En fonction de la période fondamentale (T_0) de la valeur (T_2) du spectre de calcul, du coefficient de comportement (R/Q_f) et du rapport (M_{ED}/M_{RD})

$$\mu_\phi = \begin{cases} 2 \cdot \left(\frac{R}{Q_f} \cdot \frac{M_{ED}}{M_{RD}} \right) - 1 & \text{si } T_0 \geq T_2 \\ 1 + \left[\left(\frac{R}{Q_f} \cdot \frac{M_{ED}}{M_{RD}} \right) - 1 \right] \cdot \frac{T_2}{T_0} & \text{si } T_0 < T_2 \end{cases}$$

M_{ED} est le moment fléchissant issu de l'analyse (enveloppe de calcul décalée de h_{cr}) à la base du mur M_{RD} est la résistance à la flexion de calcul.

$$1 + \left[\left(\frac{2,5}{1,25} \cdot \frac{69102,6 \times 10^6}{M_{RD}} \right) - 1 \right] \cdot \frac{0,6}{1,508} \quad \text{si } T_0 = 1,508 < T_2 = 0,6$$

IX.1.2. Ferrailages des dalles

- **Plancher à dalle pleine**

Ce type d'élément travaille essentiellement en flexion. L'épaisseur des dalles dépend aussi bien des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance :

- Résistance au feu

$e = 7 \text{ cm}$

Pour une heure de coupe au feu.

$e = 11 \text{ cm}$

Pour deux heures de coupe au feu.

- Isolation phonique :

Selon **CBA93** (Règles de conception et de calcul des structures en béton armé), l'épaisseur du plancher $e \geq 13 \text{ cm}$ pour obtenir une bonne isolation phonique.

- **Résistance à la flexion :**

➤ Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{Lx}{35} < e < \frac{Lx}{30}$

➤ Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{Lx}{50} < e < \frac{Lx}{40}$

$$\frac{Lx}{50} < e < \frac{Lx}{40}$$

$$\frac{700}{50} = 14 \text{ cm} < e < \frac{700}{40} = 17,5 \text{ cm}$$

D'après les conditions précédentes, on optera une épaisseur $e = 15 \text{ cm}$ pour toutes les dalles pleines

- **Charge permanente :** $G = 6,38 \text{ KN/m}^2$

- **Charge d'exploitation :** $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

Détermination les efforts

- Si $Lx \cdot Ly \leq 0.4 \rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.
- Si $0.4 \leq Lx \cdot Ly \leq 1 \rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens. Pour une largeur unitaire, les moments sont définis comme :

$M_x = \mu_x q Lx^2$ Sens de la petite portée.

$M_y = \mu_y M_x$ 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 :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3M_{x,y} \text{ (appui de rive)}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_{x,y} \text{ (autre appui)}$$

➤ **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)

Avec $M_a = 0.5M_0$ et $M_0 = ql^2/8$

Valeur de la pression sous plancher

$$\text{ELU : } q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1\text{ml} = 12,36 \text{ kN/m}$$

$$\text{ELS : } q_{ser} = (G + Q) \times 1\text{ml} = 8.88 \text{ kN/m}$$

Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de ν .

$$\nu: \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire

$$\rho = 0,8 \begin{cases} \mu_x = 0,0561 \\ \mu_y = 0,5959 \end{cases}$$

- **Moments en travées :**

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 22,21 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 13,23 \text{ kNm}$$

$$M_{tx} = 0,75 M_x = 16,65 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y = 9,92 \text{ kNm}$$

- Moments sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 11,105 \text{ kNm}$$

Ferraillage

$b=100\text{cm}$; $h=15\text{cm}$; $d=0,9h=13,5\text{cm}$; $f_c=400\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_s=400 \text{ MPa}$; $F_{bc}=17,7 \text{ MPa}$
(organigramme I voir annexe)

	Sens	M_u (kNm)	μ	A_s' (cm ²)	α	$Z(\text{cm})$	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	x-x	16,65	0,058	0	0,074	17,4	7,78	2X3T14	9,23
	y-y	9,92	0,034	0	0,043	17,69	3,00	2X3T8	3,03
Appuis	x-x	11,105	0,038	0	0,048	17,65	3,97	2X3T10	4,71
	y-y								

Tableau IX. 1 : Ferraillage de la dalle pleine.

On a :

$$12\text{cm} \leq e \leq 30\text{cm}$$

$$h=e=20\text{cm} ; b=100\text{cm}$$

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{\min} ; & A_x^{\min} = \rho_0 \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{\min} ; & A_y^{\min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

$$\rho_0=0,0008 \text{ pour les barres de FeE400}$$

$$A_x^{\min} = 0,0008 \left(3 - \frac{8}{10} \right) \frac{100.20}{2} = 1,76 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,6 \text{ cm}^2$$

➤ **En travée :**

$$\begin{cases} A_x = 9,23 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 1,76 \text{ cm}^2 \\ A_y = 3,03 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 1,6 \text{ cm}^2 \end{cases} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

➤ **Sur appuis :**

$$\begin{cases} A_x = 4,71 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 1,76 \text{ cm}^2 \\ A_y = 4,71 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 1,6 \text{ cm}^2 \end{cases} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

IX.3.1.4 Vérification de l'effort tranchant

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} < \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{12,36 \times 5,66 \times 7}{2 \times 5,66 + 7} = 26,70 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 23,31 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 326,70 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{26,70.10^3}{1000 \times 135} = 0,197 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

IX.3.1.5 Vérification à l'ELS

IX.3.1.5.1 Evaluation des sollicitations à l'ELS

$$Q_{\text{ser}} = Q = 8,88 \text{ kn/ml}$$

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,8 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0628 \\ \mu_y = 0,7111 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 35,69 kNm \\ M_y = \mu_y M_x = 23,009 kNm \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,75 M_x = 26,76 kNm \\ M_{ty} = 0,75 M_y = 17,256 kNm \\ M_a = 0,5 M_x = 17,845 kNm \end{cases}$$

IX.3.1.5.2 Vérification des contraintes :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 MPa$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ _s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	26,76	6,32	7,44	15	69,99	201,6	Vérifiée
	y-y	17,25	1,82	7,65	15	133,48	201,6	Vérifiée
Appuis	x-x	17,84	3,720	6,52	15	89,39	201,6	Vérifiée
	y-y							

Tableau IX. 2 : Vérification des contraintes à l'ELS

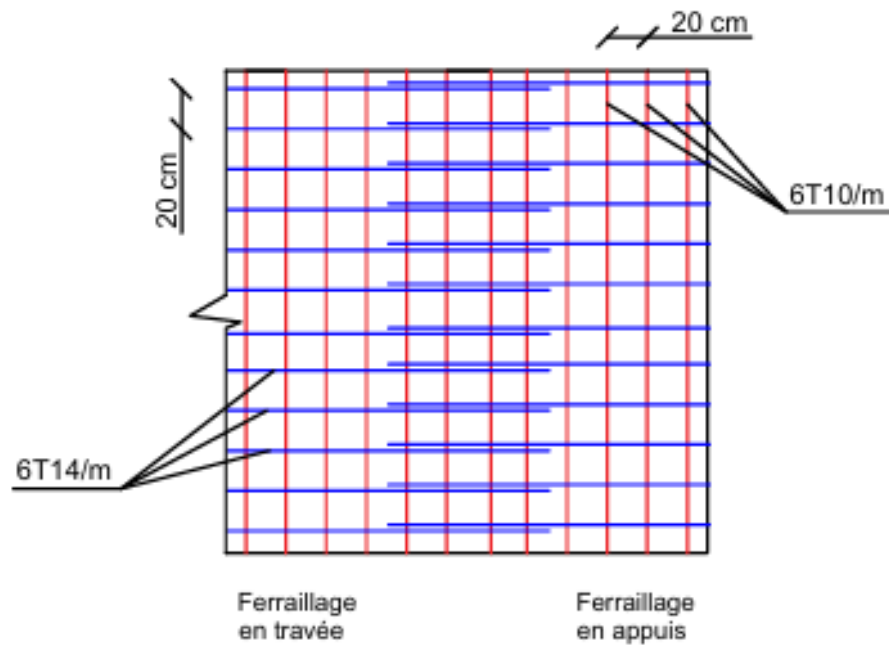


Figure IX. 3 : Ferraillage de la dalle pleine (sens x-x)

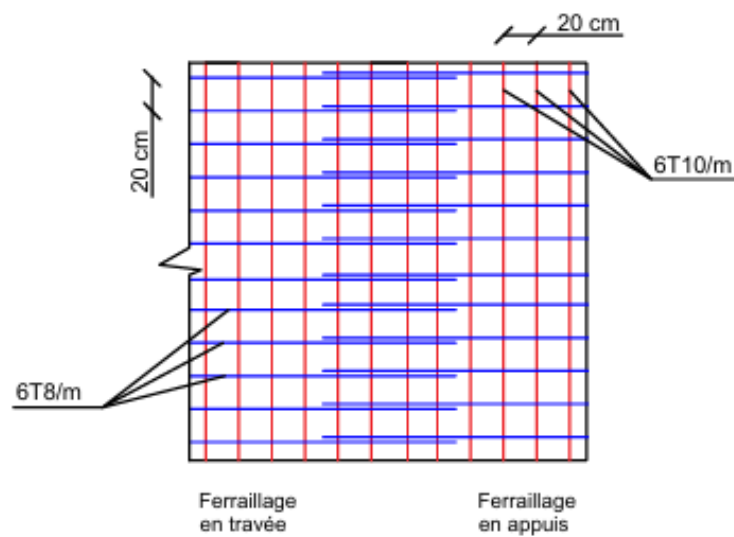


Figure IX. 4 : Ferraillage de la dalle pleine (sens y-y)

CHAPITRE X

Exploitation de rapport de Sol

X.1.Introduction

Ce rapport de sol est établi dans le cadre de la réalisation d'un projet de promotion immobilière en R+15 avec trois sous-sols (3SS), situé au Boulevard Larbi Ben Mhidi, à Alger.

L'étude a pour but de définir les caractéristiques géotechniques du site afin de dimensionner correctement les fondations et d'évaluer la constructibilité du terrain.

X.2.Situation géographique du projet

Le terrain est situé au centre-ville d'Alger, à environ 500 mètres à l'ouest du siège de l'APC.

Coordonnées géographiques : Latitude 36°47'41.62'' N, Longitude 2°82'58.07'' E, Altitude 243 m.

X.3.Procédures de l'étude

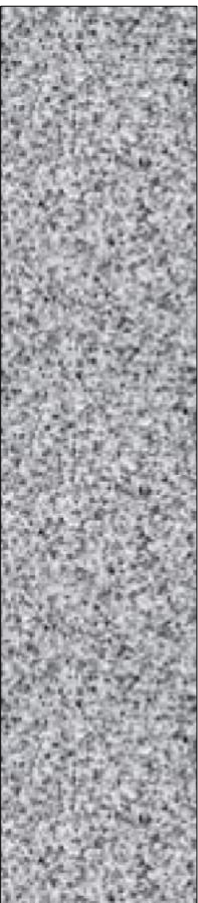
Les investigations géotechniques ont inclus :

- 07 sondages au pénétromètre dynamique lourd (PDL),
- 02 sondages pressiométriques jusqu'à 30 m de profondeur,
- Essais de laboratoire sur des échantillons prélevés (granulométrie, limites d'Atterberg, Analyses chimiques).

X.4.Schéma des coupes lithologiques

Les cinq sondages carottés ont été réalisés dans le but de décrire la nature du sol en place et de récupérer des échantillons pour des essais au laboratoire. La description visuelle des carottes, révèle que le terrain est constitué par une couche superficielle de terre végétale (de 0.20 d'épaisseur) qui repose sur une couche limono-sableuse rougeâtre (0.80 à 2m d'épaisseur), le tout repose sur une formation calcaro-gréseuse jaunâtre (tuf) révélé sur toute la profondeur du sondage

La stratigraphie du sol révèle une couche d'alluvions moyennes à grossières enrobées dans une matrice argileuse, homogène en plan et en profondeur.

		ANNEXE 01									
		RAPPORT DE SONDAGE TARIERE	Essai N° : ST01								
Projet : Promotion immobilière en R+10+2SS		Client : SARL HLAILI PROMOTION IMMOBILIERE									
Date : 16/03/2025	Coordonnées : GPS :	Type de sondage :	Type d'échantillon : Intact  Remanié  Paraffiné  								
Profondeur	Récupérat	SPT (N1)	ROD	Tubage	Carottée	Echantillon	Prof.	Niveau	Essais	Coupe lithologique	Description lithologique
0.00											Alluvions moyennes à grossières, enrobées dans une matrice argileuse.
1.00											
2.00											
3.00											
4.00									A		
5.00									G		
6.00									-L		
7.00									A		
8.00									G		
9.00									-L		
10.00											
11.00									1		
12.00									4,		
13.00											
14.00											
15.00											
16.00											
17.00									2		
18.00											
19.00									1,		
20.00									5		
21.00									0		
22.00									A		
23.00									C		
24.00									A		
									G		

REMARQUES : Aucune venue d'eau n'a été détectée lors de la réalisation du sondage destructif.	ABREVIATIONS : AG : Analyse granulométrique CIS :
--	---

ANNEXE 01	
-----------	--

				RAPPORT DE SONDAGE TARIERE				Essai N° : ST02					
Projet : Promotion immobilière en R+10+2SS Site : Boulevard Larbi TEBESSI, Blida						Client : SARL HLAILI PROMOTION IMMOBILIERE Dossier N° : ES 016/2025							
Date : 18/03/2025 Profondeur : 30,0m Niveau d'eau : /				<u>Coordonnées</u> <u>GPS :</u> X : 36.474109° Y : 2.825902° Z :				<u>Type de sondage :</u> Sondage à la tarière Ø63 mm					
								<u>Type d'échantillon :</u> Intact  Remanié  Paraffiné  Roche 					
Profondeur	Récupératio	SPT (N1 +	ROD	Tubage	Carottier	Echantillon	Prof. Ech.	Niveau	Essais de	Coupe lithologique		Description lithologique	

[illegible]

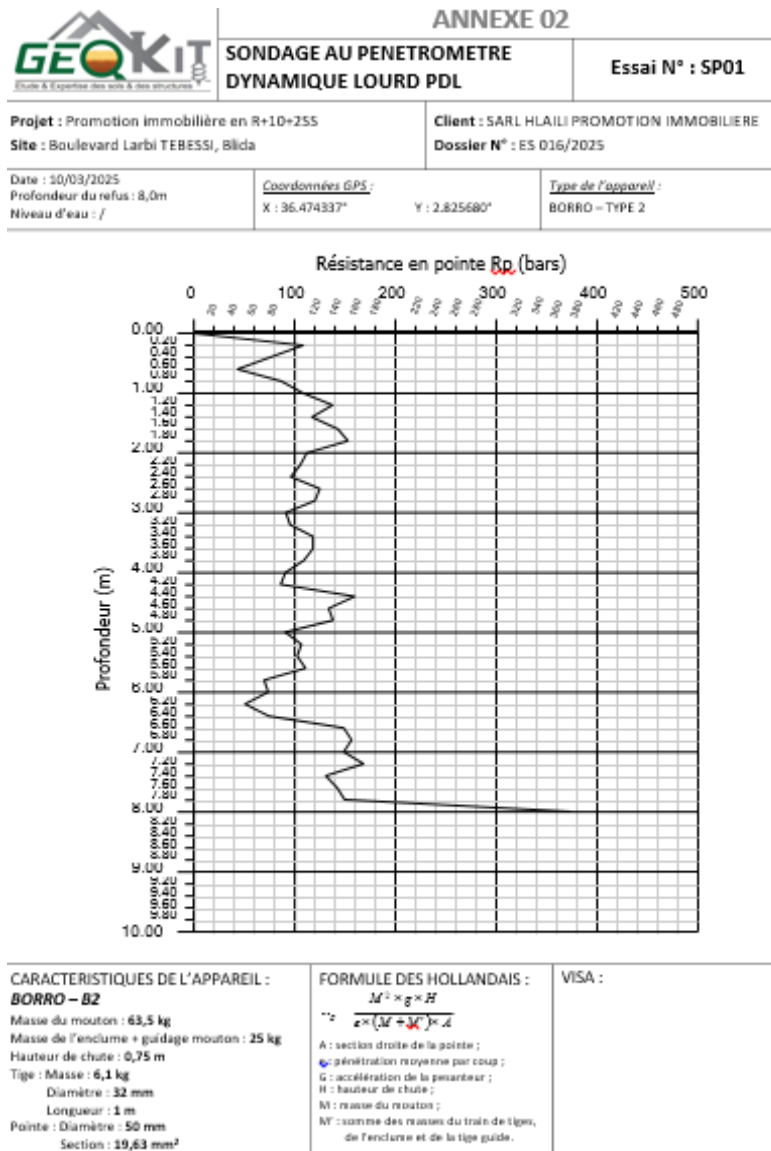
	PV : Poids volumique GL : Gonflement libre AC : Analyse chimique R : refus à l'enfoncement
--	---

X.5.Type de sol

Selon la classification LCPC, les sols sont classés comme des « Graves argileuses » bien ou mal graduées (GA, GA-Gb, GA-Gm). Ils présentent une densité élevée et une bonne compacité

X.6.Diagramme du pénétromètre dynamique

Les pénétrogrammes montrent une résistance homogène, atteignant 70 bars à partir de 7 m de profondeur. La contrainte admissible déterminée est de 2,3 bars.





ANNEXE 02

**SONDAGE AU PENETROMETRE
DYNAMIQUE LOURD PDL**

Essai N° : SP02

Projet : Promotion immobilière en R+10+255

Client : SARL HLAILI PROMOTION IMMOBILIERE

Site : Boulevard Larbi TEBESSI, Blida

Dossier N° : ES 016/2025

Date : 10/03/2025

Profondeur du refus : 7,60m

Niveau d'eau : /

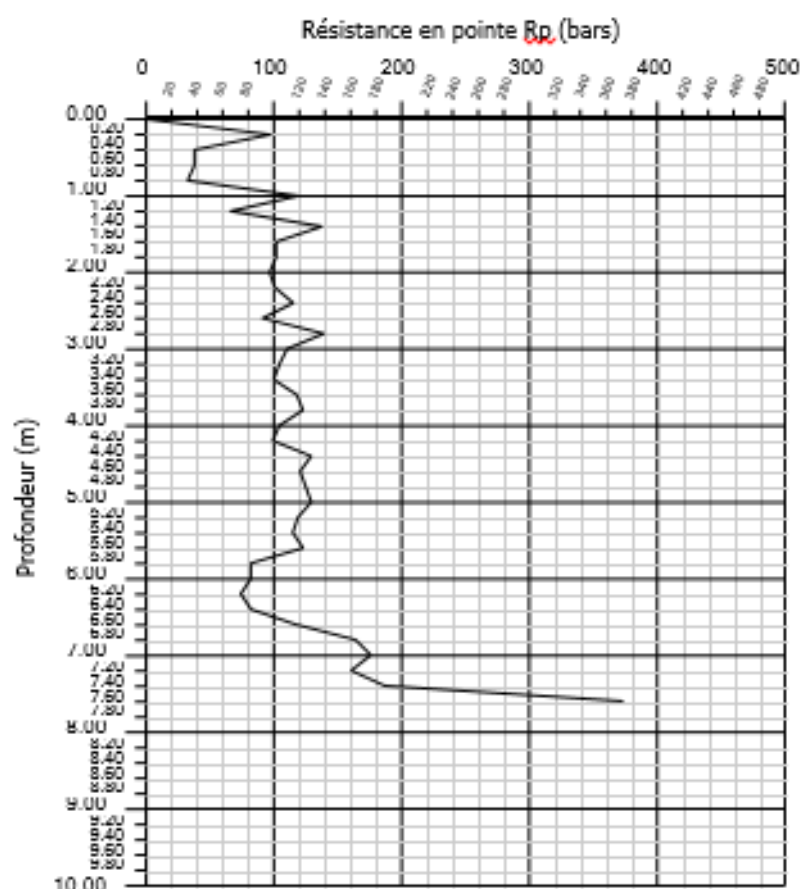
Coordonnées GPS :

X : 36.474295°

Y : 2.825603°

Type de l'appareil :

BORRO – TYPE 2



CARACTERISTIQUES DE L'APPAREIL :

BORRO – B2

Masse du mouton : 63,5 kg

Masse de l'enclume + guidage mouton : 25 kg

Hauteur de chute : 0,75 m

Tige : Masse : 6,1 kg

Diamètre : 32 mm

Longueur : 1 m

Pointe : Diamètre : 50 mm

Section : 19,63 mm²

FORMULE DES HOLLANDAIS :

$$R_p = \frac{M^2 \times g \times H}{s \times (M + NT)^2 \times A}$$

A : section droite de la pointe ;

s : pénétration moyenne par coup ;

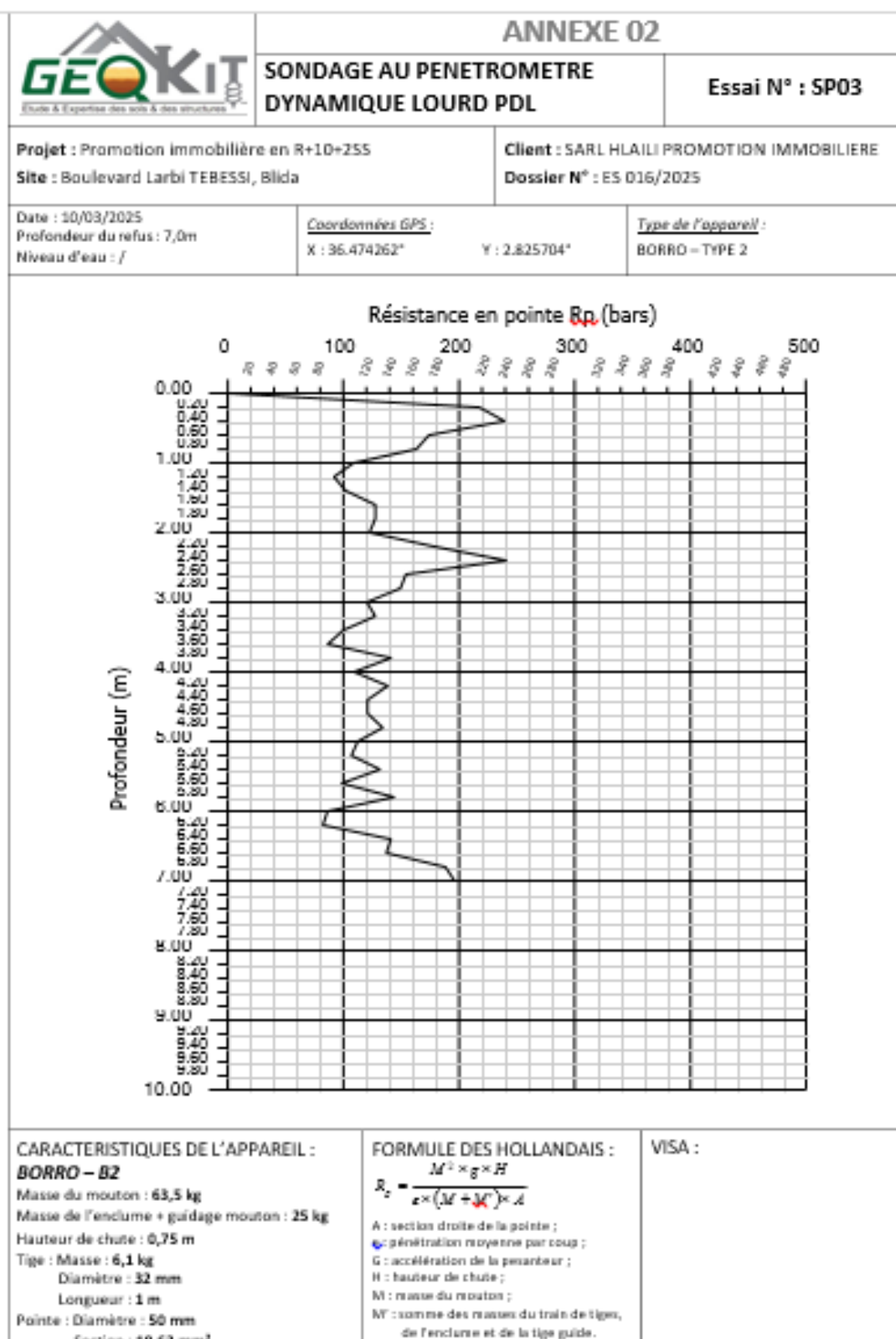
g : accélération de la pesanteur ;

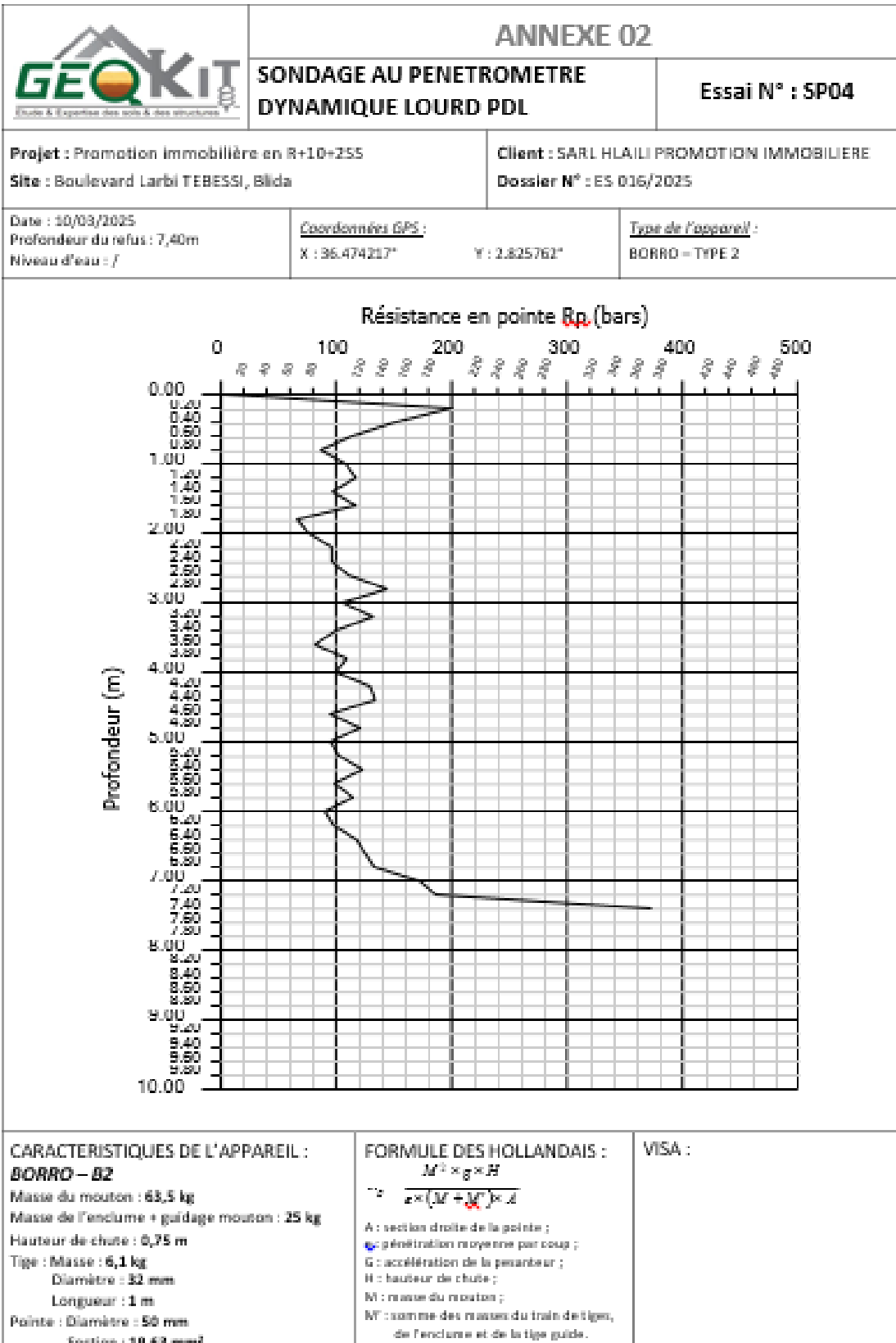
H : hauteur de chute ;

M : masse du mouton ;

NT : somme des masses du train de tiges, de l'enclume et de la tige guide.

VISA :





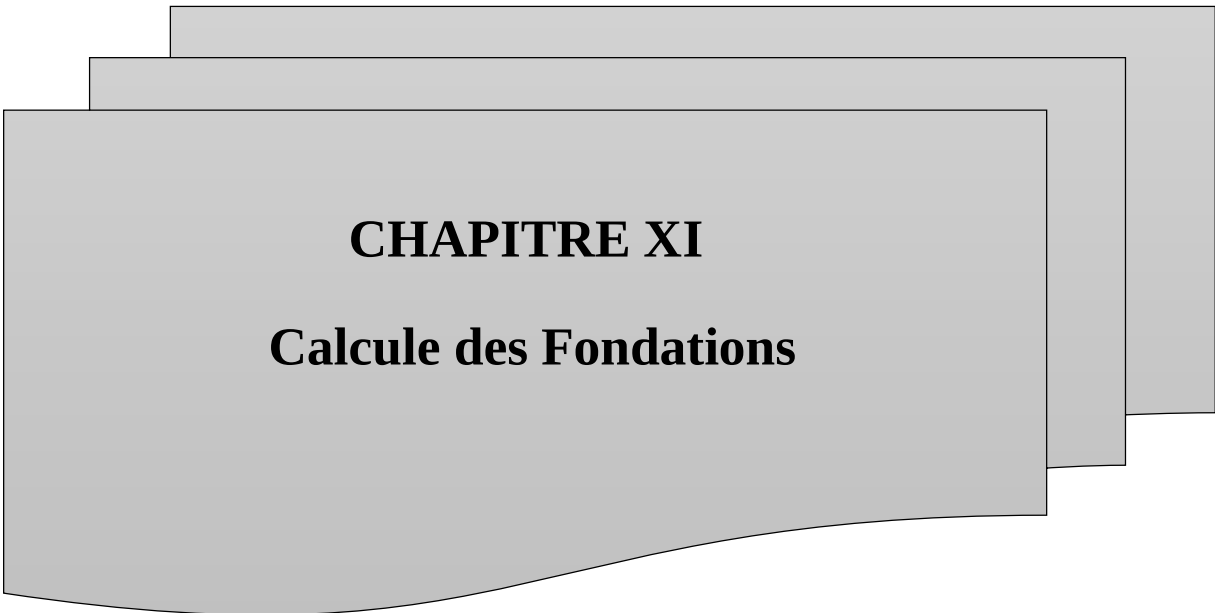
X.7. Résistance du sol

Les résultats pressiométriques montrent une pression limite PL moyenne de 2,3 MPa. La contrainte admissible par cette méthode est estimée à 7,25 bars, mais pour sécurité, celle de **2,3 bars** est retenue. La profondeur d'ancrage recommandée est de 7,0 m.

X.8. Conclusion

Le site est constructible sans contrainte majeure. Il présente une bonne homogénéité géotechnique, un tassement admissible (1,13 cm), et une nature de sol non agressive ni gonflante. Les fondations superficielles de type radier général sont recommandées avec

Ancrage à 7,0 m de profondeur.



CHAPITRE XI

Calcul des Fondations

XI.1. Introduction

Les fondations représentent les éléments essentiels par lesquels les charges issues de la superstructure sont transmises au sol. Leur conception nécessite une connaissance précise des propriétés géotechniques du terrain ainsi que des sollicitations appliquées à la base de l'ouvrage. Le choix du type de fondation dépend de plusieurs facteurs : la portance du sol, la nature et l'importance des charges à transmettre, l'implantation des éléments porteurs, ainsi que les aspects économiques du projet

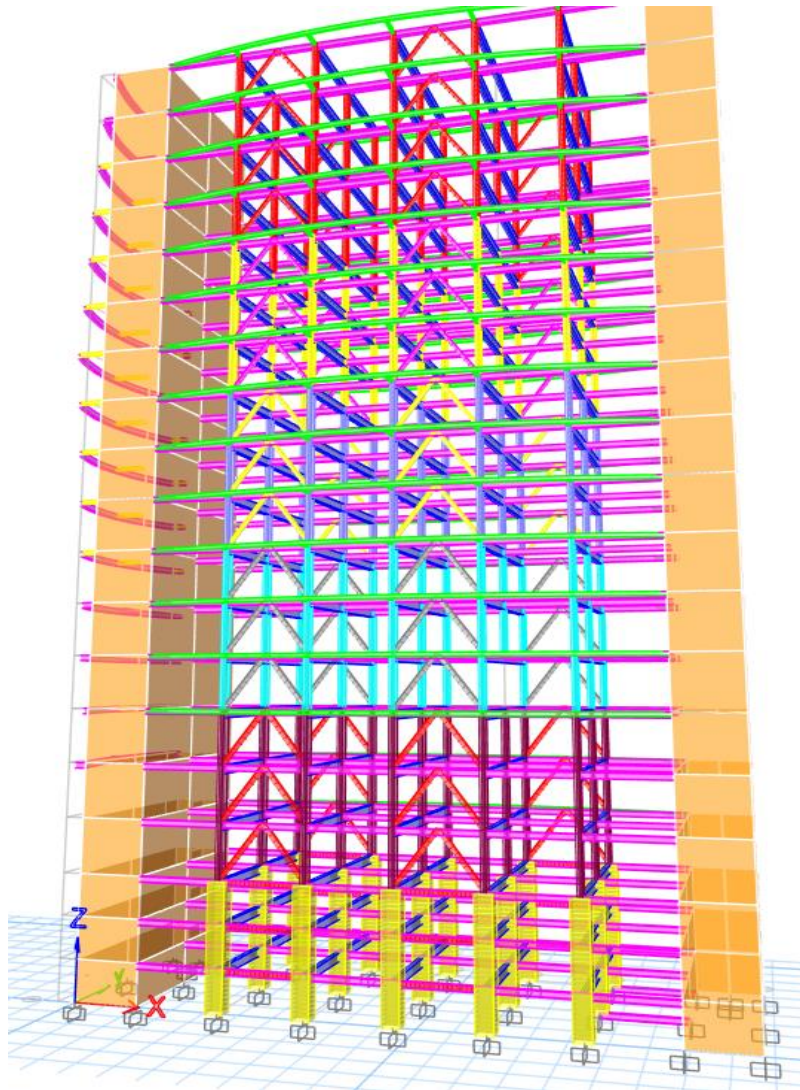


Figure XI. 1 : modele etabs avec sous sol

XI.2. Typologie des fondations

On distingue principalement trois grandes catégories de fondations :

1. Les fondations superficielles
2. Les fondations profondes
3. Les fondations spéciales

XI.2.1 Les fondations superficielles

Les fondations superficielles sont utilisées lorsque les premières couches du sol présentent une portance suffisante. Elles sont généralement réalisées à une profondeur modérée. Parmi les fondations superficielles, on distingue :

- Les semelles filantes : principalement utilisées pour les murs porteurs ou les voiles. Elles permettent de répartir les charges linéaires sur une surface plus importante pour réduire les contraintes au sol.

XI.2.2 Les fondations profondes

Lorsque les couches superficielles du sol ne sont pas assez résistantes, les fondations doivent être descendues à une plus grande profondeur, jusqu'à atteindre un sol suffisamment porteur. Cela se traduit par l'utilisation de pieux ou puits.

XI.2.3 Les fondations spéciales

Ces fondations incluent notamment les radiers, les fondations sur dalles portées ou les caissons, et sont employées dans des cas particuliers de sols médiocres ou de forte densité structurelle.

- **Radier général**

Un radier se présente comme un plancher renversé avec ou sans poutre, recevant du sol des charges réparties ascendantes et prenant appui sur les poteaux et murs qui exercent sur lui des charges descendantes. Le radier général est un système de fondation composé d'une dalle en béton armé et occupant toute la surface d'emprise de la structure.

Avant d'entreprendre un projet de fondation, il est nécessaire de connaître la valeur de la contrainte du sol $\bar{\sigma}$ à introduire dans les calculs.

XI.3. Étude de l'infrastructure

La structure porteuse de l'ouvrage est une ossature en charpente métallique, encastrée au niveau du plancher bas du rez-de-chaussée, et reposant sur trois niveaux de sous-sol. L'infrastructure comprend donc :

- Des poteaux verticaux métalliques, recevant les charges des planchers,
- Des fondations, qui transmettent ces charges au sol,
- Un système de contreventement vertical assuré par des voiles périphériques, contribuant à la stabilité latérale de l'ensemble.

L'encastrement de la structure métallique dans l'infrastructure en béton impose des exigences particulières en matière de stabilité et de transmission des efforts, notamment sismiques. L'étude de la fondation tient donc compte de cette liaison rigide et de la continuité entre la superstructure et l'infrastructure.

XI.4. Calcul des fondations

L'étude du système de fondation s'inscrit dans une démarche visant à satisfaire à la fois les exigences de sécurité et les contraintes économiques. Elle repose sur les éléments suivants :

- Les sollicitations aux appuis, (base de poteau)
- La capacité portante du sol (fournie par l'étude géotechnique),
- Les règles de dimensionnement aux états limites (ELS et ELU),
- Les caractéristiques géométriques de la structure.
- Le processus de calcul commence par une hypothèse de semelles filantes, suivie d'une analyse de leur efficacité. En fonction des résultats, une autre solution est envisagée : le radier général.

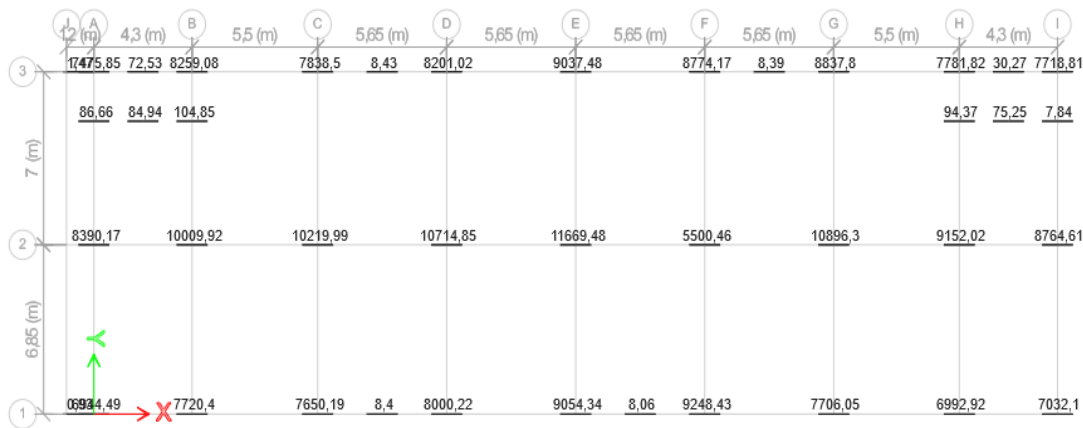


Figure XI. 2 : Plans d'implantation à ELU

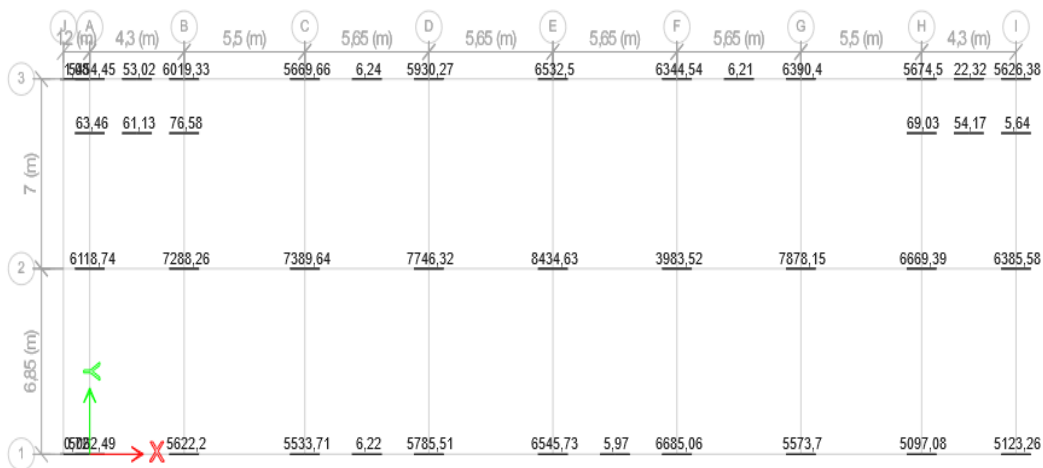


Figure XI. 3 : Plans d'implantation à ELS

XI.5. Charges de la structure revenant au sol

Pour dimensionner correctement les fondations, il est indispensable de connaître les efforts transmis par la superstructure au sol. Ces efforts proviennent des poteaux et voiles, calculés à partir du modèle structurel établi sous **ETABS**.

Selon les résultats **d'output du logiciel ETABS**, les réactions nodales aux appuis ont été extraites aux États Limites Ultimes (**ELU**) et aux États Limites de Service (**ELS**). Ces réactions correspondent aux charges verticales reprises par les fondations.

Nous avons donc extrait les valeurs des efforts verticaux transmis aux nœuds de base, résumées dans les tableaux suivants :

TABLE: Joint Reactions			TABLE: Joint Reactions		
Story	Output Case	FZ	Story	Output Case	FZ
		kN			kN
SS3	ELU	7475,8537	SS3	ELS	6390,396
SS3	ELS	5454,4525	SS3	ELU	6992,9178
SS3	ELU	8390,1703	SS3	ELS	5097,0754
SS3	ELS	6118,7371	SS3	ELU	9152,0243
SS3	ELU	6944,4873	SS3	ELS	6669,3924
SS3	ELS	5062,4857	SS3	ELU	7781,8208
SS3	ELU	7720,3988	SS3	ELS	5674,4972
SS3	ELS	5622,1998	SS3	ELU	7032,1023
SS3	ELU	10009,9211	SS3	ELS	5123,2598
SS3	ELS	7288,2647	SS3	ELU	8764,6097
SS3	ELU	8259,0811	SS3	ELS	6385,5751
SS3	ELS	6019,333	SS3	ELU	7718,8078
SS3	ELU	7650,1938	SS3	ELS	5626,3803
SS3	ELS	5533,706	SS3	ELU	-94,3718
SS3	ELU	10219,9878	SS3	ELS	-69,0334
SS3	ELS	7389,6449	SS3	ELU	7,8385
SS3	ELU	7838,5014	SS3	ELS	5,6431
SS3	ELS	5669,6568	SS3	ELU	-30,2691
SS3	ELU	8000,2238	SS3	ELS	-22,3241
SS3	ELS	5785,5055	SS3	ELU	75,2453

Tableau XI. 1 : Efforts verticaux transmis aux nœuds de base

TABLE: Joint Reactions			TABLE: Joint Reactions		
Story	Output Case	FZ	Story	Output Case	FZ
		kN			kN
SS3	ELU	8000,2238	SS3	ELS	-22,3241
SS3	ELS	5785,5055	SS3	ELU	75,2453
SS3	ELU	10714,8464	SS3	ELS	54,1651
SS3	ELS	7746,3184	SS3	ELU	-86,6601
SS3	ELU	8201,0182	SS3	ELS	-63,4619
SS3	ELS	5930,2744	SS3	ELU	-104,8501
SS3	ELU	9054,3396	SS3	ELS	-76,5766
SS3	ELS	6545,7318	SS3	ELU	-72,5266
SS3	ELU	11669,484	SS3	ELS	-53,0212
SS3	ELS	8434,6314	SS3	ELU	84,9401
SS3	ELU	9037,4849	SS3	ELS	61,1265
SS3	ELS	6532,502	SS3	ELU	0,9348
SS3	ELU	9248,4288	SS3	ELS	0,7203
SS3	ELS	6685,0551	SS3	ELU	1,4744
SS3	ELU	5500,4606	SS3	ELS	1,078
SS3	ELS	3983,5174	SS3	ELU	8,3968
SS3	ELU	8774,1713	SS3	ELS	6,217
SS3	ELS	6344,5388	SS3	ELU	8,0639
SS3	ELU	7706,047	SS3	ELS	5,9731
SS3	ELS	5573,6977	SS3	ELU	8,4341
SS3	ELU	10896,2985	SS3	ELS	6,2441

Tableau XI. 2 : Reaction de la fondation

XI.6. Semelles filantes

XI.6.1. Semelle filante dans un seul sens

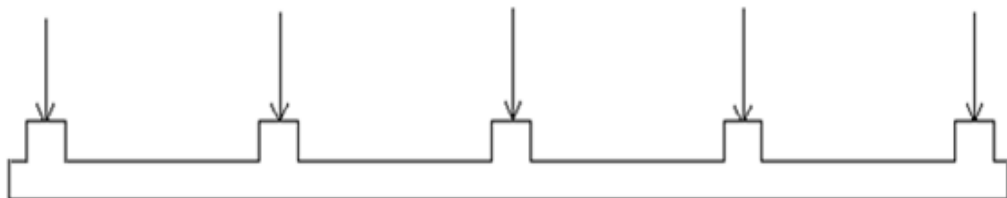


Figure XI. 4 : Schéma des Semelles filantes

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

On doit vérifier que : $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Avec :

$N = \sum N_i$: De chaque file de poteau

$B(m)$: Largeur de la semelle.

$L(m)$ Longueur de la file considérée.

$$B \geq \frac{N}{L \times \sigma_{sol}} \quad \text{et} \quad S = B \times L$$

Il faut vérifier que : $L_{min} \geq 5B$

L_{min} : l'entraxe minimum entre deux poteaux

• **Semelles filantes transversales sens YY**

File	$N_{ser} (kN)$	$S(m^2)=L*B$	$L(m)$	$B(m)$	$B_{choise} (m)$	$1,5 B$	L_{min}	$L_{min} > 1,5B$
A	22897,17	99,55	14,85	6,703	7	10,5	4.30	Non Vérifiée
B	26094,25	113,45	14,85	7,63	8	12	4.30	Non Vérifiée
C	25708,68	111,77	14,85	7,52	8	12	4.30	Non Vérifiée
D	26916,09	117,02	14,85	7,88	8	12	4.30	Non Vérifiée
E	29761,3	129,39	14,85	8,71	9	13,5	4.30	Non Vérifiée
F	23523,06	102,27	14,85	6,88	7	10,5	4.30	Non Vérifiée
G	27440,15	119,30	14,85	8,03	8	12	4.30	Non Vérifiée
H	23926,76	104,02	14,85	7,00	7	10,5	4.30	Non Vérifiée
I	23515,62	102,24	14,85	6,88	7	10,5	4.30	Non Vérifiée
		$\sum S = 999,06$						
		$S_{bati} = 584,47$						
		Ratio = 59%						

Tableau XI. 3 : Sections des semelles filantes YY

XI.6.2. Conclusion

D'après les résultats obtenus, on constate un chevauchement important des semelles et un Taux d'occupation dépassant **les 59 %** de la surface du bâtiment. De plus, la surface de l'ouvrage est inférieure à la surface nécessaire pour implanter correctement les semelles. En conséquence, nous passons à l'étude d'un radier général, plus adapté aux contraintes du projet.

XI.7. Radier général

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction. Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée. Dans ce cas, la dalle est mince mais elle sera raidie par des nervures croisées.

X.7.1. Calcul du radier

Dans notre cas, on a opté pour un radier nervuré (plus économique que pratique). L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

Donnés :

- $\bar{\sigma}_{sol} = 2,3 \text{ bars}$ (D'après le rapport du sol)
- $K_{sol} = 40 \text{ MPa}$ (sol moyen)
- $E_{béton} = 20\,000 \text{ MPa}$
- $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- $\gamma_{béton} = 25 \text{ kN/m}^3$
- $FeE400$

- **Surface nécessaire**

Pour déterminer la surface du radier, il faut que :

$$\sigma_{max} \leq \sigma_{sol}$$

$$\text{Tel que : } \sigma_{max} = \frac{N_T}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N_T}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

- $\sigma_{sol} = 2,3 \text{ bars}$
- $N_t = N_{etabs} = 166427,942 \text{ kN}$

$$\text{Donc : } \rightarrow S_{nec} = 723,6 \text{ m}^2$$

La section nécessaire est supérieure à celle du bâtiment ($584,47 \text{ m}^2$).

XI.7.2. Pré-dimensionnement du radier

- **Epaisseur de la dalle**

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

a. Condition forfaitaire

$$\frac{L_{max}}{25} \leq h_1 \leq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec :

- L_{max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.
- $L_{max} = 5,65m$

$$22,6cm \leq h_1 \leq 28,25 \text{ cm}$$

On prend $h_1 = 30 \text{ cm}$

- **Les nervures**

a. Condition de coffrage

$$b \geq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow b = 56,5 \text{ cm}$$

b. Condition de la flèche

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow 0.38 \leq h \leq 0.565$$

c. Condition de la raideur

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la largeur définie par l'expression suivante :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \quad \text{et} \quad L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bk}}$$

Avec :

E: Module de Young ($E=20000\text{MPa}$)

K_{sol}: Coefficient de raideur du sol ($0,5\text{kg/cm}^3 \leq K \leq 12\text{kg/cm}^3$)

Pour notre cas $K=4\text{kg/m}^3$ (sol de densité moyenne)

b: Largeur de la semelle ($b=30\text{cm}$)

I : Inertie de la section transversale du radier $I = \frac{bh^3}{12}$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48L_{max} \times K}{E \times \pi^4}} \Rightarrow h = 100\text{cm}$$

- **Résumé**

Epaisseur de la dalle $h=30\text{cm}$

Les dimensions de la nervure $h=100\text{cm}$; $b=30\text{ cm}$

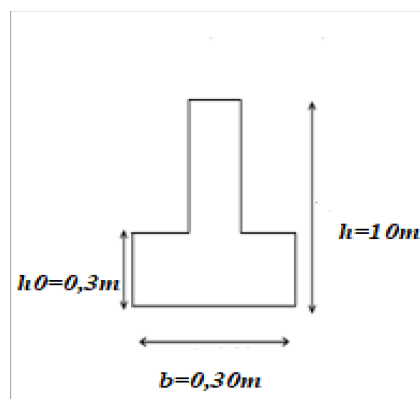


Figure XI. 5 : Schéma de la nervure

- **Caractéristiques géométriques du radier**

- Position du centre de gravité :

$$\begin{cases} X_G = 23,5 \text{ m} \\ Y_G = 7,5 \text{ m} \end{cases}$$

- Moments d'inerties :

$$\begin{cases} I_X = 13218,75 \text{ m}^4 \\ I_Y = 129778,75 \text{ m}^4 \end{cases}$$

XI.7.3. Vérification nécessaire

- **Vérification de la stabilité du radier ELU**

Selon [3] (**Art.10.1.5**) on doit vérifier que :

$$e = \frac{M_r}{N} \leq \frac{B}{4}$$

Avec :

- N : Charge verticale permanente : $N = F_z$
- M_R : Moment de renversement dû aux forces sismique : $M_R = \sum M_0 + V_0 h$
- M_0 : Moment à la base de la structure.
- V_0 : L'effort tranchant à la base de la structure.
- h : Profondeur de l'ancrage de la structure.

On a :

$$N = 229406,53kN$$

➤ **Sens x-x**

- $M_{0x} = 32559,661.m$
- $V_{0y} = 13307,710kN$
- $h = 9,03m$
- $B_y = 42,2 m$

Donc :

$$M_R = 152728,29kN.m$$

$$e_x = \frac{M_r}{N} = 0,67 m \leq \frac{B}{4} = 10,55 m \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ **Sens y-y**

- $M_{0y} = 9462,06 kN.m$
- $V_{0y} = 20958,68kN$
- $h = 9,03 m$
- $B_y = 13,85 m$

Donc :

$$M_R = 204377,784kN.m$$

$$e_y = \frac{M_r}{N} = 0,89 \text{ m} \leq \frac{B}{4} = 3,4625 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Vérification des contraintes sous le radier**

D'après les différents essais réalisés in-situ et en laboratoire, nous avons la contrainte de sol $\sigma_{sol} = 2,3 \text{ bars}$.

Les contraintes du sol sont données par :

a/Sollicitation du premier genre

A L'ELS :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{166427,94}{723,6} = 229,8 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{ser} = 229,8 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{sol} = 230 \text{ kN/m}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

b/Sollicitation du second genre

On doit vérifier les contraintes sous le radier ($\sigma_1 ; \sigma_2$)

Avec :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_{ren}}{I_y} X_G$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_{ren}}{I_x} Y_G$$

On vérifie que :

- σ_1 Ne doit pas dépasser $1,5 \sigma_{sol}$.
- σ_2 Reste toujours positive pour éviter des tractions sous le radier.
- $\sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$ reste toujours inférieur à $1,33 \sigma_{sol}$.

A L'ELU :

- $N_u = 1,35G + 1,5Q = 229406,53 \text{ kN}$
- M_{ren} : Moment de renversement.

	σ_1 (kN/m^2)	σ_2 (kN/m^2)	$\sigma_m \left(\frac{L}{4}\right)$ (kN/m^2)
Sens x-x	344,69	403,689	359,44
Sens y-y	354,043	432,99	373,78
Vérification	$\sigma_1^{max} < 1,5 \sigma_{sol} = 345$	$\sigma_2^{min} > 0$	$\sigma \left(\frac{L}{4}\right) < 1,33 \sigma_{sol} = 305,9$

Tableau XI. 4 : Contrainte sous le radier à l'ELU

A L'ELS :

- $N_s = G + Q = 166427,94kN$
- M : Moment de renversement.

	σ_1 (kN/m^2)	σ_2 (kN/m^2)	$\sigma \left(\frac{L}{4}\right)$ (kN/m^2)
Sens x-x	257,66	316,65	272,40
Sens y-y	267,01	345,96	286,75
Vérification	$\sigma_1^{max} < 1,5 \sigma_{sol} = 345$	$\sigma_2^{min} > 0$	$\sigma \left(\frac{L}{4}\right) < 1,33 \sigma_{sol}$ $= 305,9$

Tableau XI. 5 : Contrainte sous le radier à l'ELS

- Conclusion

Les contraintes ne sont pas vérifiées à l'ELU donc il faut augmenter la surface du radier.

Donc on propose une nouvelle surface nécessaire en augmentant la surface du radier = 1200 m^2

Et en augmentant les débords

A L'ELS :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{166427,94}{1200} = 138,69 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{ser} = 138,69 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{sol} = 230 \text{ kN/m}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

a/ Sollicitation du second genre

On doit vérifier les contraintes sous le radier ($\sigma_1 ; \sigma_2$)

Avec :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_{ren}}{I_y} X_G$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_{ren}}{I_x} Y_G$$

On vérifie que :

- σ_1 Ne doit pas dépasser $1,5 \sigma_{sol}$.
- σ_2 Reste toujours positive pour éviter des tractions sous le radier.
- $\sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$ Reste toujours inférieur à $1,33 \sigma_{sol}$.

A L'ELU :

- $N_u = 1,35G + 1,5Q = 229406,53 \text{ kN}$
- M_{ren} : Moment de renversement.

	σ_1 (kN/m^2)	σ_2 (kN/m^2)	$\sigma_m \left(\frac{L}{4}\right)$ (kN/m^2)
Sens x-x	218,83	277,83	233,58
Sens y-y	228,180	307,131	247,92
Vérification	$\sigma_1^{max} < 1,5 \sigma_{sol} = 345$	$\sigma_2^{min} > 0$	$\sigma \left(\frac{L}{4}\right) < 1,33 \sigma_{sol} = 305,9$

Tableau XI. 6 : Contrainte sous le radier à l'ELU

A L'ELS :

- $N_s = G + Q = 166427,94kN$
- M : Moment de renversement.

	σ_1 (kN/m^2)	σ_2 (kN/m^2)	$\sigma \left(\frac{L}{4}\right)$ (kN/m^2)
Sens x-x	166,35	225,34	181,1
Sens y-y	175,70	254,65	195,44
Vérification	$\sigma_1^{max} < 1,5 \sigma_{sol} = 345$	$\sigma_2^{min} > 0$	$\sigma \left(\frac{L}{4}\right) < 1,33 \sigma_{sol}$ $= 305,9$

Tableau XI. 7 : Contrainte sous le radier à l'ELS

- **Conclusion**

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens donc la surface du radier choisie est adopter à nos calculs

- **Détermination des sollicitations les plus défavorables**

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivantes :

- ELU : $q_u = \sigma \left(\frac{L}{4} \right) = 247,92 \text{ kN /m}$
- ELS: $q_{ser} = \sigma \left(\frac{L}{4} \right) = 195,44 \text{ kN /m}$

XI.8 Calcul de ferrailage

Dans cette étape, nous allons dimensionner le ferrailage du radier général et de ses nervures. Pour cela, nous utilisons le logiciel **SAFE**, qui permet d'analyser les sollicitations et de générer automatiquement le ferrailage nécessaire, conformément aux normes en vigueur, notamment le BAEL 91 modifié 99. Les résultats obtenus seront interprétés pour assurer la sécurité et la performance de la fondation.

CSI Safe est un logiciel dédié à la modélisation en éléments finis des problèmes des fondations.

- Il permet aussi de ferrailer et de vérifier les structures en béton.
- Il permet de dévaluer l'apparition des fissures dans le béton.
- Il permet de faire les vues et les coupes de ferrailage des éléments en béton.

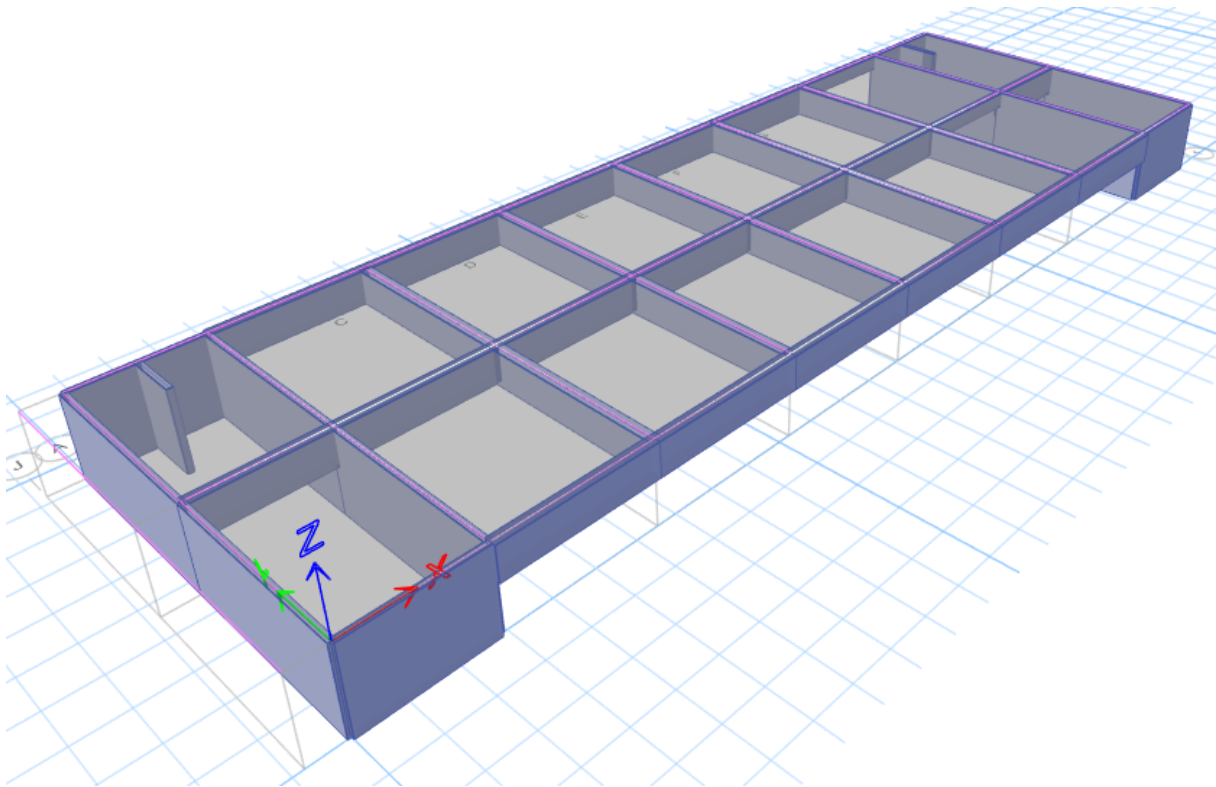


Figure XI. 6 : modèle 3D radier par le logiciel SAFE

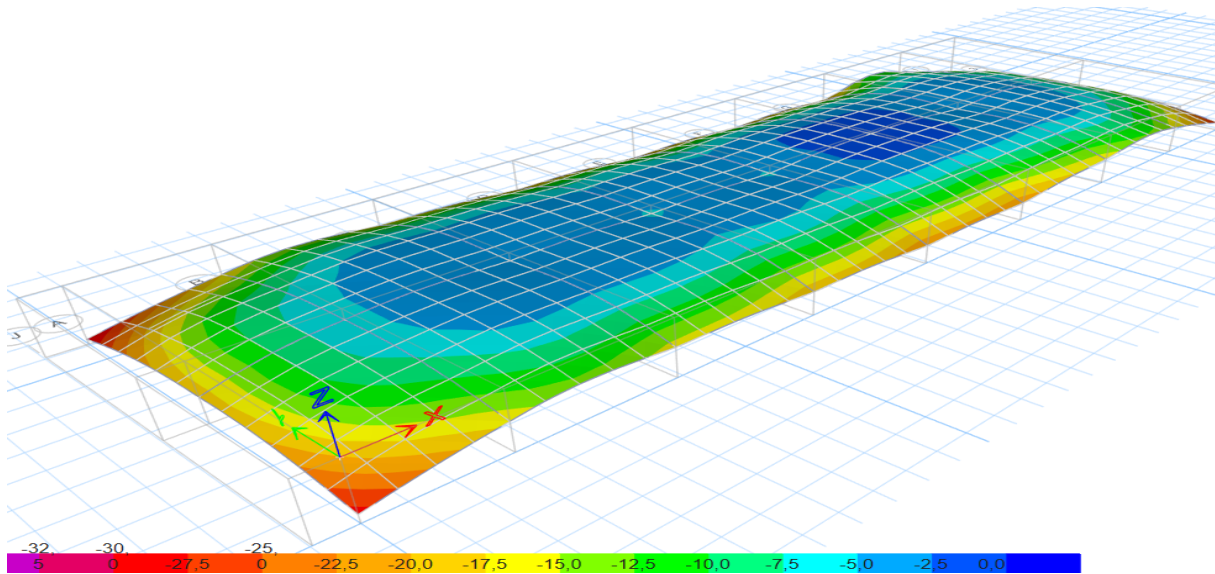


Figure XI. 7 : Distribution de tassement au niveau de la fondation à ELS.

XI.8.1 Vérification de la contrainte du sol à ELS : L'utilisation du logiciel SAFE nous a donné valeurs des réactions suivantes :

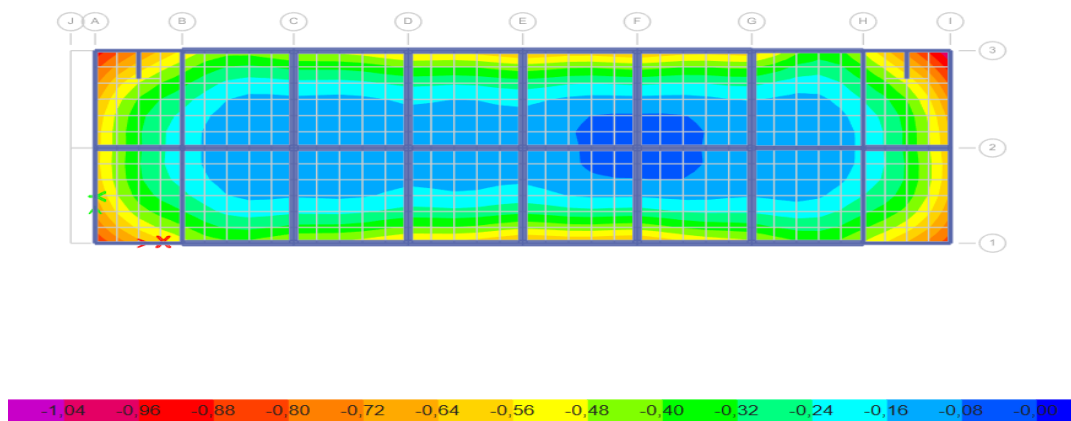


Figure XI. 8 : Distribution des contraintes au niveau de la fondation à ELS.

On constate que la contrainte maximale est nettement inférieure à la contrainte limite $\sigma_{sol} = 230 \text{ KN/m}^2$ donc la condition est vérifiée

XI.8.2 Détermination des efforts

Les résultats trouvés par le logiciel SAFE sont représentés par le diagramme suivant :

On a adopté $M_u = 400 \text{ KN.m}$ parce que c'est plus répandu

Suivant X-X :

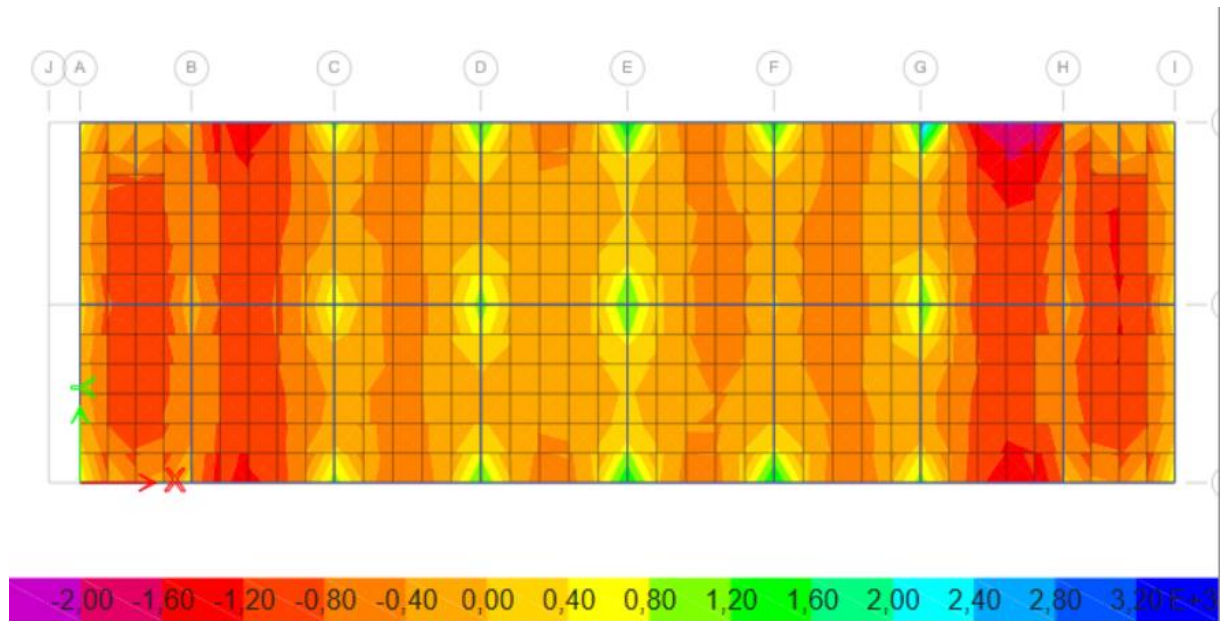


Figure XI. 9 : Le diagramme des moments au niveau de fondation à ELU suivant X-X
Suivant y-y :

On a adopté $M_u = 400 \text{ KN.m}$ parce que c'est plus répandu

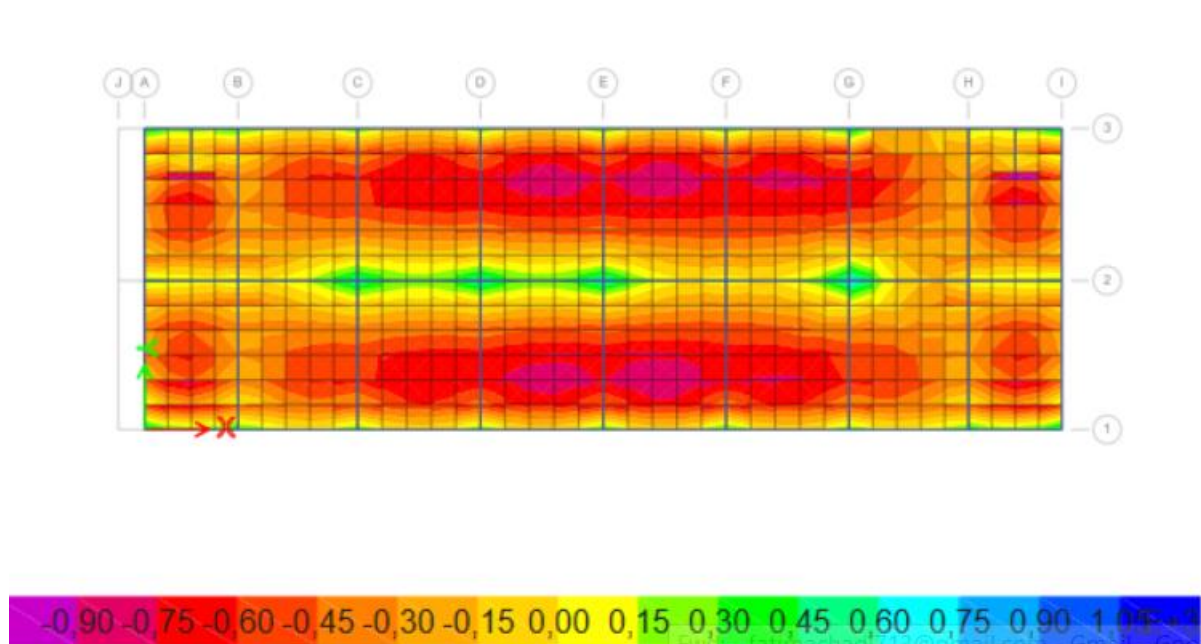


Figure XI. 10 : Le diagramme des moments au niveau de fondation à ELU suivant Y-Y

XI.8.3 Calcul du ferrailage :

On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple, avec :

b=100cm ; h=50cm ; d=45cm ; $f_e=400\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_s=400\text{ MPa}$; $F_{bc}=17,7\text{ MPa}$
(organigramme I voir annexe)

MPa Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

	Sens	Mu (Kn.m)	M	α	Z(mm)	A_s^{cal} (cm ²)	choix	A_s^{choisi} (cm ²)
Travé	X-X	400	0,11	0,27	400,5	24,97	6T25	29,49
	Y-Y	400	0,11	0,27	400,5	24,97	6T25	29,49

Tableau XI. 8 : Ferrailage du radier sur le moment le plus répandu

- **Vérification nécessaire :**

- **Condition de non fragilité :**

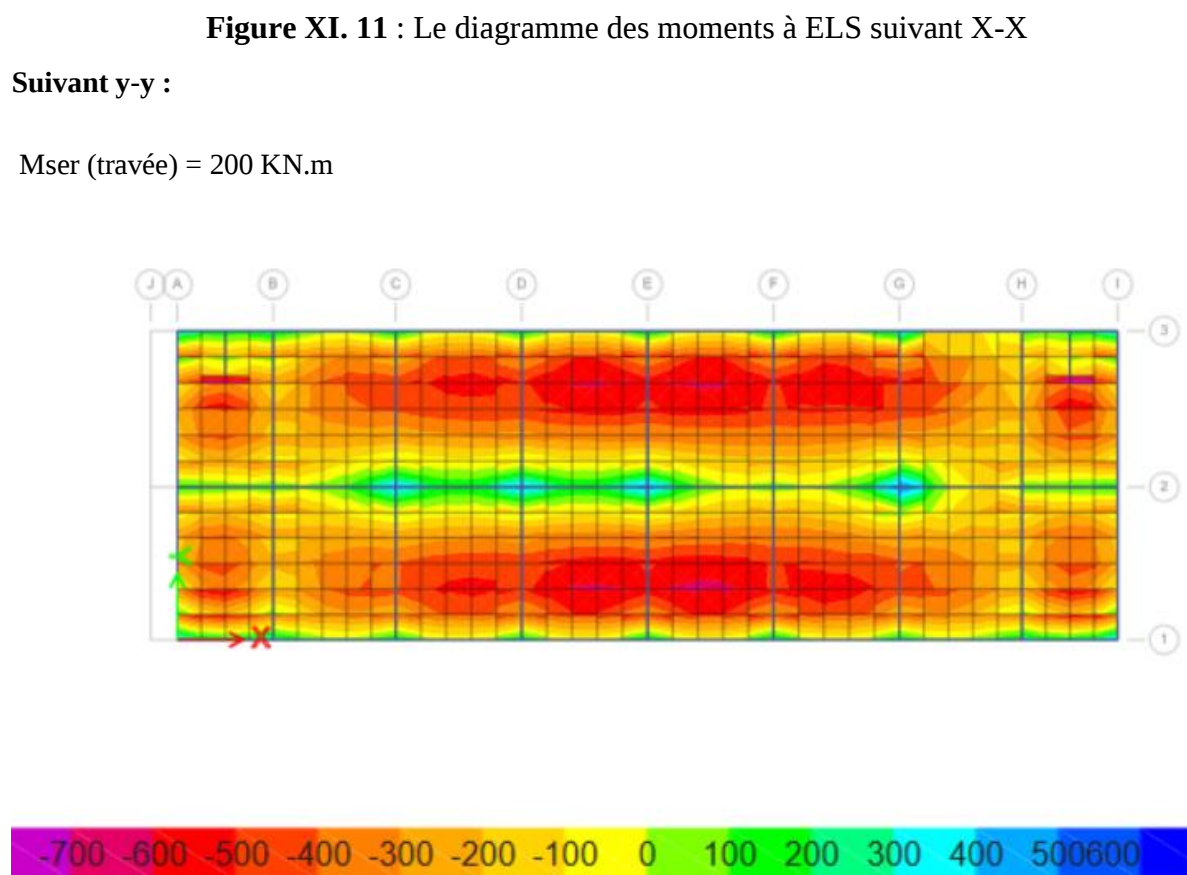
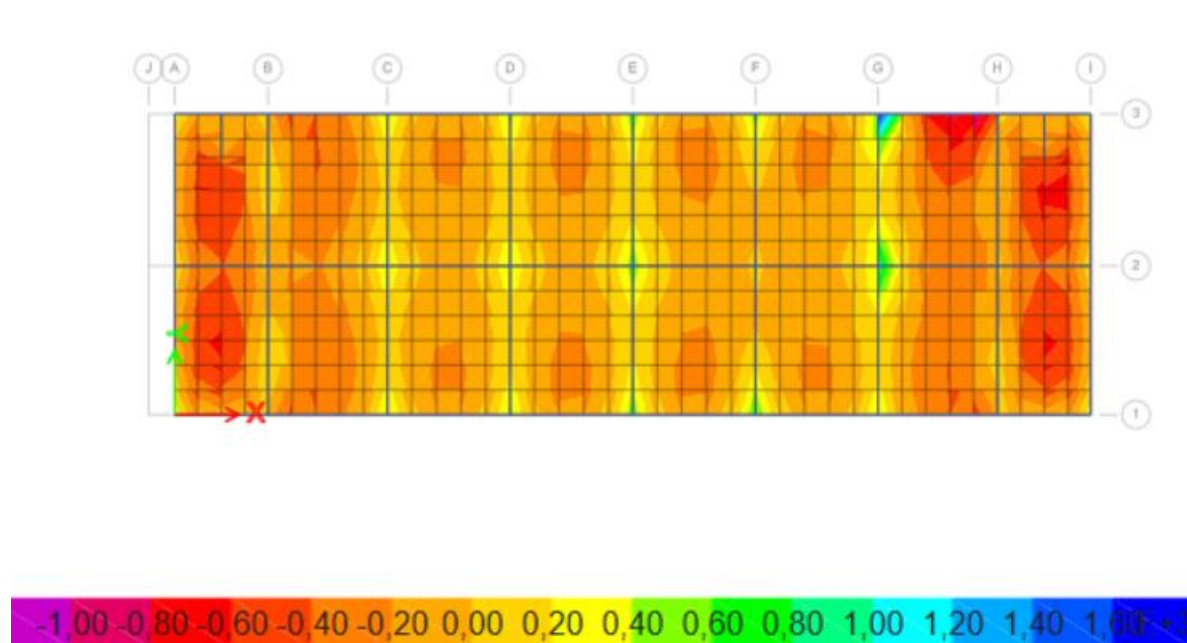
$$A_{s\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 5,43\text{ cm}^2 < 29,45\text{ cm}^2$$

XI.8.4Vérification des contraintes à l'ELS :

D'après logiciel SAFE nous a donné le résultant de diagramme suivant :

Suivant x-x :

- $M_{ser}(\text{travée}) = 200\text{ KN.m}$



Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$ et $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	200	11,76	13,05	15	Ok	190,4	201,6	OK
	y-y	200	11,76	13,05	15	Ok	190,4	201,6	OK

Tableau XI. 9 : Vérification des contraintes de la dalle du radier à l'ELS.

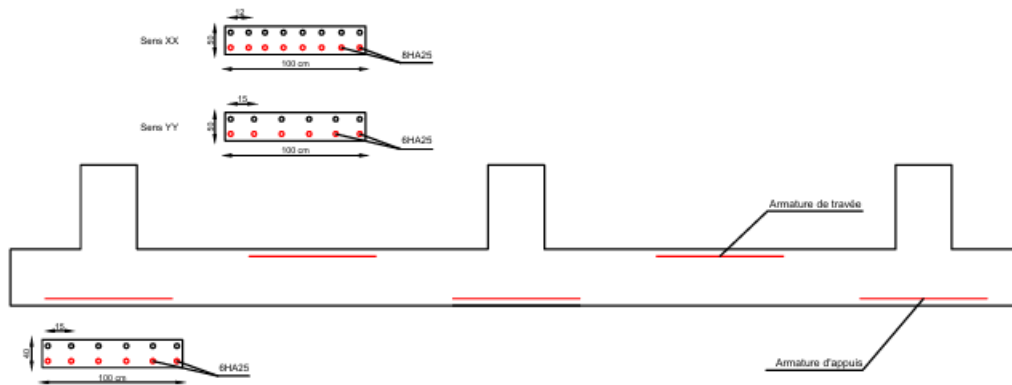


Figure XI. 13 : Schéma de ferrailage de radier.

XI.8.5 Ferrailage de nervure :

- Détermination des efforts :

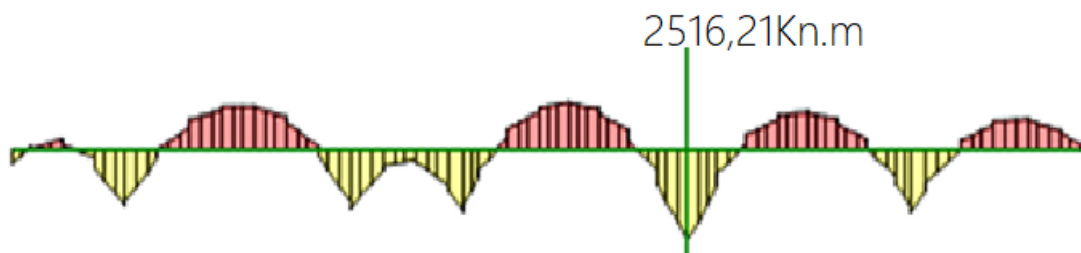


Figure XI. 14 : Diagramme d'effort max en travée sur la nervure à ELU.

Pour déterminer des efforts, on utilise le logiciel SAFE :



Figure XI. 15 : Diagramme d'moment max en appuis sur la nervure à ELU.

En travée : $M_t = 2526,21 \text{ KN.m}$

Sur appuis : $M_a = 1897,76 \text{ KN.m}$

XI.8.6 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 : $b = 40 \text{ cm}$; $h = 120 \text{ cm}$; $d = 108 \text{ cm}$

	M_u (Kn.m)	μ	A	Z(mm)	A_s^{cal} (cm ²)	choix	A_s^{choisi} (cm ²)
Travée	2526,21	0,047	0,11	1720,8	31,1	10T20	31,42
Appuis	1897,76	0,041	0,10	1728	25	10T20	31,42

Tableau XI. 10 : Ferrailage de la nervure sur le moment le plus répandu

- **Vérification nécessaire :**

Condition de non fragilité :

$$A_{s \min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 13,41 \text{ cm}^2 < 25,13 \text{ cm}^2$$

XI.8.7 Vérification des contraintes à l'ELS :

D'après logiciel SAFE nous a donné le résultant de diagramme suivant :

En travée : $M_t = 1298,98 \text{ KN.m}$

Sur appuis : $M_a = 997,6 \text{ KN.m}$

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$ et $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$

	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification n	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
travée	1298,98	18,56	2,49	15	Ok	7,144	201,6	OK
appuis	997,6	6,79	1,91	15	Ok	5,48	201,6	OK

Tableau XI. 11 : Vérification des contraintes de la nervure à l'ELS

XI.8.8 Schéma de ferrailage :

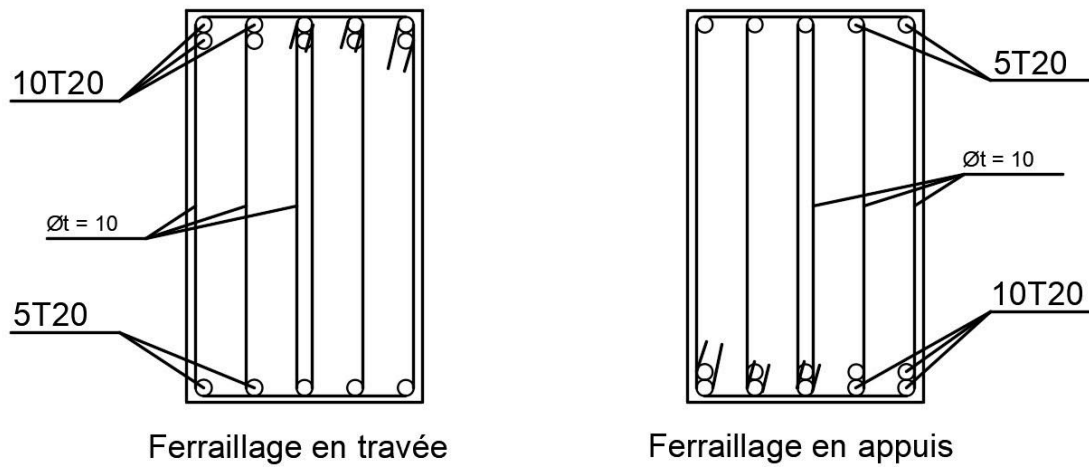


Figure XI. 16 : Schéma de ferrailage de nervure.

XI.9. Voile périphérique

XI.9.1. Introduction

Notre structure comporte un voile périphérique de soutènement qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC et les fondations.

XI.9.2. Pré dimensionnement

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du **RPA99 version 2024**.

- Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base
- Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- ✓ Epaisseur $e \geq 15 \text{ cm}$
- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de $0,1\%B$ dans les deux sens (horizontal et vertical).
- ✓ Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
- ✓ La longueur de recouvrement est de $50\varnothing$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec :

B : Section du voile.

XI. 9.3. Evaluation des charges

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur quatre appuis, et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

$L_x = 2,95 \text{ m}$; $L_y = 7 \text{ m}$; $e = 20 \text{ cm}$.



Figure XI. 17 : Poussées des terres.

La charge de poussées des terres est donnée par :

$$Q = A \times \gamma \times h$$

Avec :

Q : Contrainte sur une bande de 1m.

γ : Poids spécifique des terres ($\gamma = 11,2 \text{ kN/m}^3$).

h : Hauteur du voile.

A : coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

$$\varphi = 20,5^\circ \Rightarrow A = f(\varphi) = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0.480$$

$$Q = A\gamma.H = 19,35 \text{ kN} / \text{ml} \Rightarrow Qu = 1,35 \times 19,35 = 26,122 \text{ kN} / \text{ml}$$

- **Effort dans la dalle**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,95}{7} = 0,42 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q_u L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de ν .

$$\nu : \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire

$$\rho = 0,4 \begin{cases} \mu_x = 0,1101 \\ \mu_y = 0,2500 \end{cases}$$

- **Moments en travées :**

$$\begin{aligned} M_x &= \mu_x q_u L_x^2 = 25,02 \text{ kNm} \\ M_y &= \mu_y M_x = 6,25 \text{ kNm} & M_{tx} &= 0,85 M_x = 21,26 \text{ kNm.} \\ & & M_{ty} &= 0,85 M_y = 5,31 \text{ kNm.} \end{aligned}$$

- **Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 12,51 \text{ kNm}$$

XI.9.4. Ferrailage de la dalle :

$b=100\text{cm}$; $h=20\text{cm}$; $d=0,9h=18\text{cm}$; $f_e=400\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_s=400\text{ MPa}$;
 $F_{bc}=17,7\text{ MPa}$ (organigramme I voir annexe)

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

	<i>Sens</i>	<i>M_u</i> (<i>kNm</i>)	<i>μ</i>	<i>A_s'</i> (<i>cm²</i>)	<i>α</i>	<i>Z(cm)</i>	<i>A_s^{cal}</i> (<i>cm²</i>)	<i>Choix</i>	<i>A_s^{adp}</i> (<i>cm²</i>)
Travée	x-x	21,26	0,075	0	0,097	17,30	6,232	2X3T14	9,23
	y-y	5,31	0,018	0	0,022	17,84	1,509	2X3T8	3,03
Appuis	x-x	12,51	0,044	0	0,056	17,59	3,604	2X3T10	4,71
	y-y								

Tableau XI. 12 : Ferrailage de la dalle pleine

- Condition exigée par les RPA99/version 2024 :**

Le RPA préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens disposés en deux nappes.

$$A_L \geq 0,1 \times 20 \times 100 = 2,0\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$A_T \geq 0,1 \times 20 \times 100 = 2,0\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

- Condition de non fragilité :**

Pour les dalles travaillant dans les deux sens et dont l'épaisseur est comptée entre 12 et 30cm.

On a :

$$12\text{cm} \leq e \leq 30\text{cm}$$

$h=e=20\text{cm}$; $b=100\text{cm}$.

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{\min} ; & A_x^{\min} = \rho_0 \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{\min} ; & A_y^{\min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

$\rho_0=0,0008$ pour les barres de FeE400

$$A_x^{\min} = 0,0008 \left(3 - \frac{4,20}{10} \right) \frac{100.20}{2} = 2,06 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,6 \text{ cm}^2$$

➤ **En travée :**

$$\begin{cases} A_x = 9,23 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 2,06 \text{ cm}^2 \\ A_y = 3,03 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 1,6 \text{ cm}^2 \end{cases} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

➤ **Sur appuis :**

$$\begin{cases} A_x = 4,71 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 2,06 \text{ cm}^2 \\ A_y = 4,71 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 1,6 \text{ cm}^2 \end{cases} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Vérification de l'effort tranchant

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} < \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{26,12 \times 2,95 \times 7}{2 \times 2,95 + 7} = 41,81 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 25,68 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 41,81 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{41,81 \cdot 10^3}{1000 \times 180} = 0,232 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

- **Vérification à L'ELS**
- **Evaluation des sollicitations à l'ELS**

$$Q_{\text{ser}} = Q = 26,122 \text{ kn/ml}$$

$$\frac{L_x}{L_y} = 0.4 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.1121 \\ \mu_y = 0.2854 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 25,48 \text{ kNm} \\ M_y = \mu_y M_x = 7,27 \text{ kNm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85 M_x = 37,315 \text{ kNm} \\ M_{ty} = 0,85 M_y = 10,64 \text{ kNm} \\ M_a = 0,5 M_x = 21,95 \text{ kNm} \end{cases}$$

- **Vérification des contraintes**

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	37,315	6,32	12,20	15	114,83	201,6	OK
	y-y	10,64	1,82	5,55	15	96,92	201,6	OK
Appuis	x-x	21,95	3,720	9,43	15	129,36	201,6	OK
	y-y							

Tableau XI. 13 : Vérification des contraintes à l'ELS

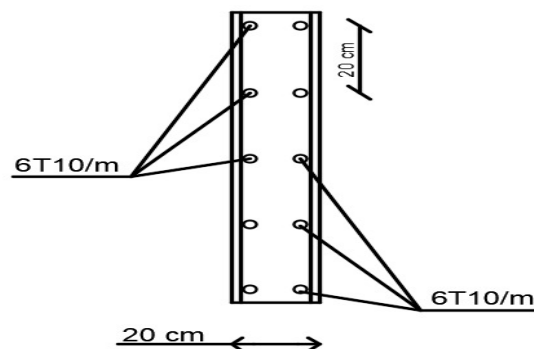


Figure XI. 18 : Ferrailage du voile périphérique en appuis (sens x-x)

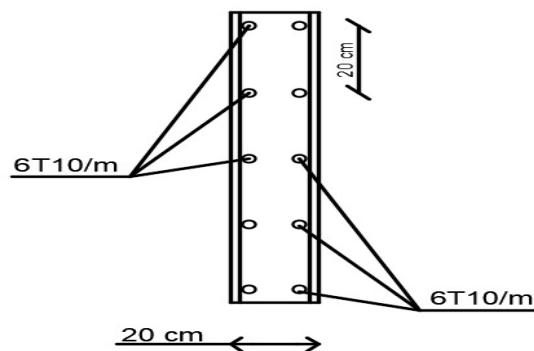


Figure XI. 19 : Ferrailage du voile périphérique en appuis (sens y-y)

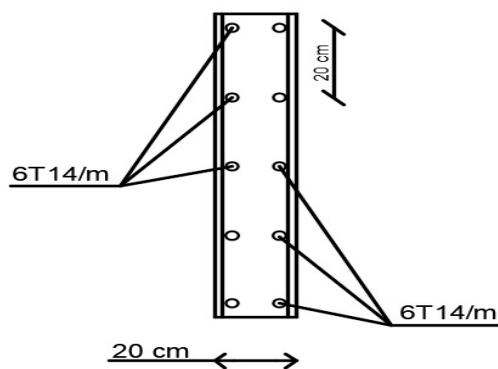


Figure XI. 20 : Ferrailage du voile périphérique en travée (sens x-x)

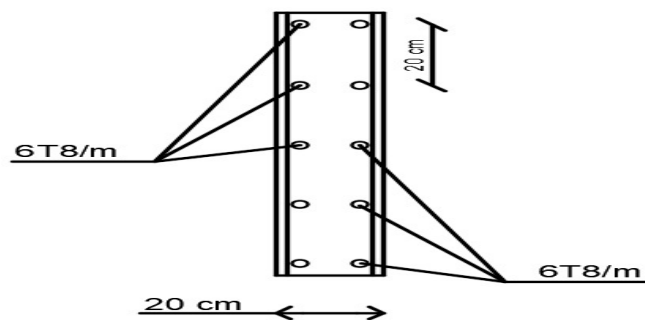


Figure XI. 21 : Ferrailage du voile périphérique en travée (sens y-y)

Conclusion générale

L'étude de ce projet nous a permis d'appliquer les connaissances théoriques acquises pour résoudre tous les problèmes réels existant concernant les études et la réalisation des structures mixte, ainsi que l'ensemble des étapes à suivre dans le calcul d'un bâtiment et le choix de ces éléments et leur dimensionnement dans la conception d'un ouvrage.

Travailler sur un projet réel nous a permis d'avoir plus d'aperçu sur la construction en charpente mais aussi, cela nous a donné un avant-goût de la vie professionnelle avec toutes les exigences auxquelles doit faire face l'ingénieur qui a la lourde tâche de réaliser un travail de conception faisable tout en restant dans un contexte économique acceptable.

Nous avons approfondi nos connaissances en matière d'application des règlements tel que : EUROCODE III et IV CCM 97 RPA99 version 2003, DRT...etc.

L'analyse sismique constitue une étape déterminante dans la conception parasismique des structures. En effet des modifications potentielles peuvent être apportées sur le système de contreventement lors de cette étape.

Enfin, nous avons réalisé que le développement du projet ne repose pas uniquement sur des calculs théoriques, mais doit également être aligné sur la pratique et l'expérience acquise sur le terrain.

Bibliographie

- Règles Parasismiques Algériennes RPA99 modifiées 2004
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des états limites « BAEL 91 révisées 99 » MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, Ed : CSTB 2000, (Algérie).
- EUROCODE 3. Simple Joints to Eurocode 3 Joints in steel construction : 2011.
- D.T.R B.C 2.2 « Charges permanentes et sur charges d'exploitations ».
- Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-44, REGLES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES STRUCTURES EN ACIER « CCM 97 », Centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 1997, (Algérie).
- EUROCODE 3 : Calcul des structures en acier : Règles générales et règles pour les bâtiments
- EUROCODE 4 : Conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton
- Règlement Neige et Vent (RNV2013).

Cours :

- Cours du béton armé (2^{ème} ; 3^{ème} ; 4^{ème} année).
- Cours de la dynamique des structures (4^{ème} année).
- Cours de charpente métallique.
- Cours de bâtiments (4^{ème} ; 5^{ème} année).

Les Annexe

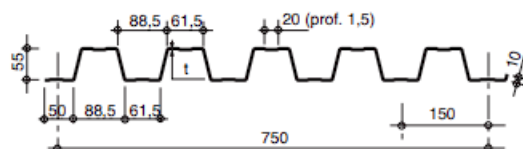
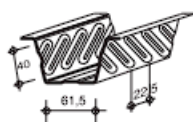
Annexe 1

Fiche technique tôle Hi-bond 55 :

HI-BOND 55.750



Certificat CSTBat



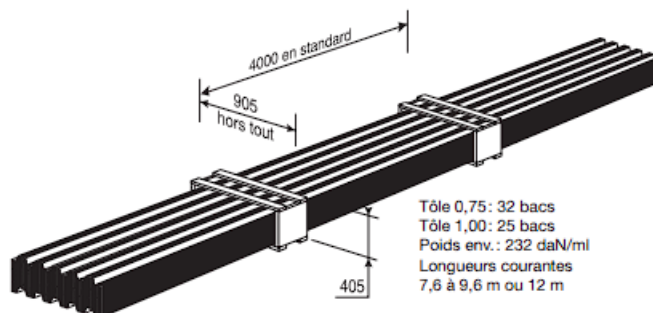
Nota: Commander des profils sans raidisseurs en fonds des nervures dans le cas de solives avec connecteurs sous le nom HI-BOND 55.750 C.

Identification

Epaisseur t en mm	Masse en kg/m ²
0,75	9,56
0,88	11,23
1,00	12,83
1,20	15,30

Manutention - Emballage

Epaisseur t en mm	Masse en kg/m ²
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 v _e en cm	Position fibre neutre v _s en cm	Mt d'inertie i en cm ⁴	Modules de résistance i/v _e	Modules de résistance i/v _s
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 étalement, 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 1/240 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	sans étai	sans étai	étais	sans étai	sans étai	sans étai	étais	sans étai	sans étai	sans étai	étais	sans étai	sans étai	sans étai	étais
(acier)	10	2,70	3,60	3,33	3,35	2,85	3,80	3,52	3,63	2,96	3,95	3,66	3,97	3,14	4,18	3,88	4,23
Portée = clair + 5 cm	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)	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
Portée = clair + 5 cm	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)	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
Portée = entraxe	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.

Annexe 2

- Coefficient relative aux résistances :

2. COEFFICIENTS RELATIFS AUX RESISTANCES

Tableau 3 - Valeurs des coefficients partiels de sécurité γ_M sur les résistances					
Référence dans FEC3	Résistance concernée	Symbole utilisé	Domaine d'application	Valeurs	
				ENV 1993-1-1	EC3-DAN
5.1.1(2)	Résistance des sections	γ_{M0}	- Résistance des sections . de Classe 1, 2 ou 3	1,1	1,0 ou 1,1
		γ_{M1}	. de Classe 4	1,1	1,1
		γ_{M2}	- Résistance de section nette au droit des trous de boulons	1,25	1,25
5.1.1(2)	Résistance des éléments	γ_{M1}	- Résistance aux instabilités	1,1	1,1
6.1.1(2) K.1	Résistance des assemblages	γ_{Mb}	- Assemblages boulonnés . résistance au cisaillement	1,25	1,25
			. résistance à la traction	1,25	1,50
		γ_{Mr}	- Assemblages rivés	1,25	1,25
		γ_{Mp}	- Résistance des axes d'articulation	1,25	1,25
		γ_{Mw}	- Assemblages soudés . acier Fe 360	1,25	1,25
			. acier Fe 430	1,25	1,30
			. acier Fe 510	1,25	1,35
		γ_{Mj}	- Assemblages tubulaires	$\gamma_{M1}/1,1$	1,0
6.5.8.1(3)	Résistance des boulons HR au glissement	$\gamma_{Ms,ult}$	- aux ELU	1,25	1,10
		$\gamma_{Ms,ult}$	- aux ELU, avec trous surdimensionnés et trous oblongs	1,40	1,25
		$\gamma_{Ms,scr}$	- aux ELS	1,10	1,20
9.3.4(4)	Résistance à la fatigue	γ_{Mf}	- Eléments "redondants"	1,00 à 1,15	1,00 à 1,15
			- Eléments "non redondants"	1,25 à 1,35	1,25 à 1,35
Y.4.1(3)	Coefficient pour charge d'essai de réception	-	- Poids propre	1,00	1,00
			- Autres charges permanentes	1,15	1,00
			- Charges variables	1,25	1,00

▪ Classification des éléments :

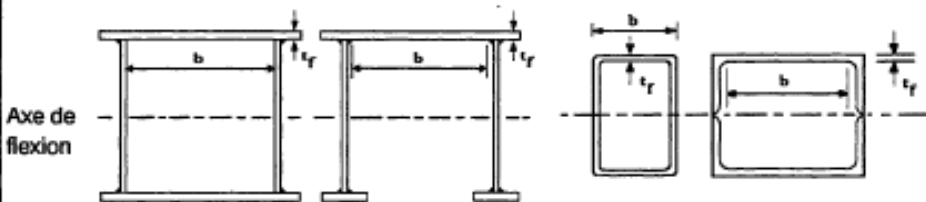
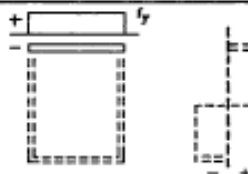
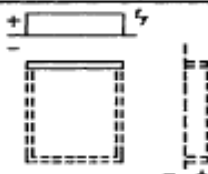
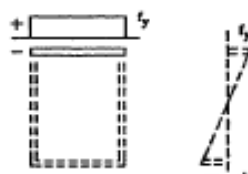
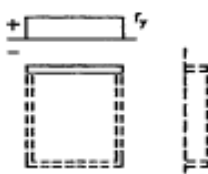
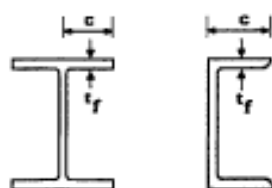
Tableau 5.3.1 (Feuille 2)		Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois comprimées			
(b) parois internes de semelles : (parois internes parallèles à l'axe de flexion)					
					
Classe	Type	Section fléchie		Section comprimée	
Distribution de contraintes dans la paroi et sur la hauteur de la section (compression positive)					
1	Sections creuses laminées	$(b - 3t_f)/t_f \leq 33 \epsilon$		$(b - 3t_f)/t_f \leq 42 \epsilon$	
	Autres	$b/t_f \leq 33 \epsilon$		$b/t_f \leq 42 \epsilon$	
2	Sections creuses laminées	$(b - 3t_f)/t_f \leq 38 \epsilon$		$(b - 3t_f)/t_f \leq 42 \epsilon$	
	Autres	$b/t_f \leq 38 \epsilon$		$b/t_f \leq 42 \epsilon$	
Distribution de contraintes dans la paroi et sur la hauteur de la section (compression positive)					
3	Sections creuses laminées	$(b - 3t_f)/t_f \leq 42 \epsilon$		$(b - 3t_f)/t_f \leq 42 \epsilon$	
	Autres	$b/t_f \leq 42 \epsilon$		$b/t_f \leq 42 \epsilon$	
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$		f_y (N/mm ²)	235	275	355
		ϵ	1	0,92	0,81

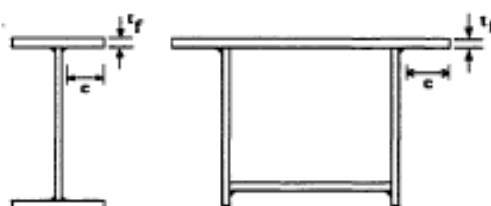
Tableau 5.3.1
(Feuille 3)

Rapports largeur-épaisseur maximaux
pour parois comprimées

(c) Parois de semelles en console :



Sections laminées

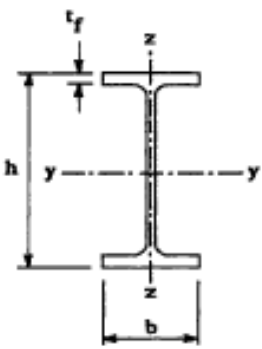
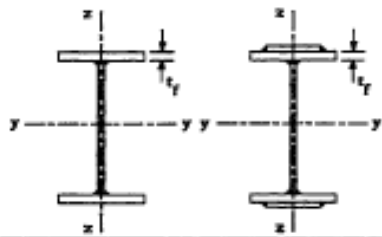
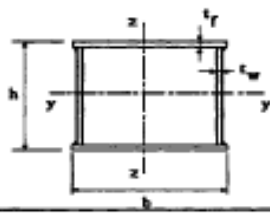


Sections soudées

Classe	Type de section	Paroi comprimée	Paroi en flexion composée		
			bord comprimé	bord tendu	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)					
1	laminées	$c/t_f \leq 10 \varepsilon$	$c/t_f \leq \frac{10 \varepsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{10 \varepsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$	
	soudées	$c/t_f \leq 9 \varepsilon$	$c/t_f \leq \frac{9 \varepsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{9 \varepsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$	
2	laminées	$c/t_f \leq 11 \varepsilon$	$c/t_f \leq \frac{11 \varepsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{11 \varepsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$	
	soudées	$c/t_f \leq 10 \varepsilon$	$c/t_f \leq \frac{10 \varepsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{10 \varepsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)					
3	laminées	$c/t_f \leq 15 \varepsilon$	$c/t_f \leq 23 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}$		
	soudées	$c/t_f \leq 14 \varepsilon$	$c/t_f \leq 21 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}$		
			Pour k_σ voir tableau 5.3.3		
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$		$f_y \text{ (N/mm}^2\text{)}$	235	275	355
		ε	1	0,92	0,81

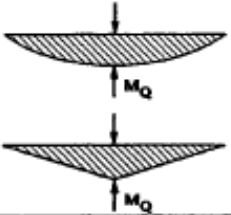
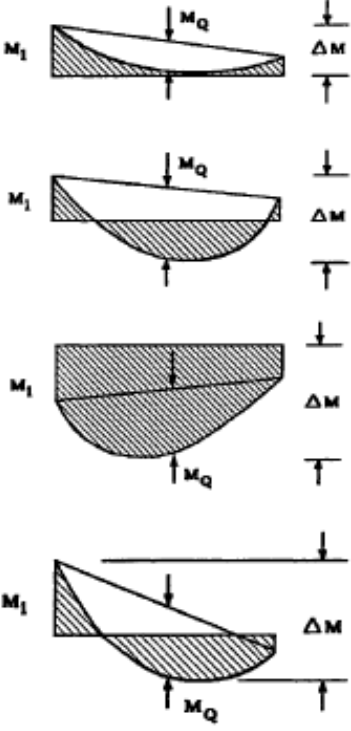
Pour k_σ voir tableau 5.3.3

Tableau 5.5.3 Choix de la courbe de flambement correspondant à une section

Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
Sections en I laminées 	$h / b > 1,2 :$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$ $40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	$y - y$ $z - z$ $y - y$ $z - z$	a b b c
	$h / b \leq 1,2 :$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$ $t_f > 100 \text{ mm}$	$y - y$ $z - z$ $y - y$ $z - z$	b c d d
Sections en I soudées 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$ $t_f > 40 \text{ mm}$	$y - y$ $z - z$ $y - y$ $z - z$	b c c d
Sections creuses 	laminées à chaud	quel qu'il soit	a
	formées à froid - en utilisant $f_{yb}^*)$	quel qu'il soit	b
	formées à froid - en utilisant $f_{ya}^*)$	quel qu'il soit	c
Caissons soudés 	d'une manière générale (sauf ci-dessous)	quel qu'il soit	b
	Soudures épaisses et $b / t_f < 30$ $h / t_w < 30$	$y - y$ $z - z$	c c
Sections en U, L, T et sections pleines 		quel qu'il soit	c

*) Voir 5.5.1.4 (4) et figure 5.5.2

- Facteur de moment uniforme équivalent :

Diagramme de moment	Facteur de moment uniforme équivalent β_M
Moments d'extrémités  $-1 \leq \psi \leq 1$	$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7 \psi$
Moments dus à des charges transversales 	$\beta_{M,Q} = 1,3$ $\beta_{M,Q} = 1,4$
Moments dus à des charges transversales plus des moments d'extrémités 	$\beta_M = \beta_{M,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ $M_Q = \max M$ dû aux charges transversales seulement $\Delta M = \begin{cases} \max M & \text{pour diagramme de moment sans changement de signe} \\ \max M + \min M & \text{pour diagramme de moment avec changement de signe} \end{cases}$
Figure 5.5.3 Facteurs de moment uniforme équivalent	

- Coefficient C1 C2 C3 :

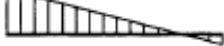
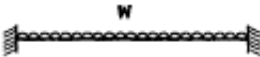
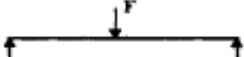
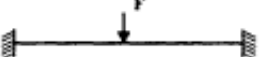
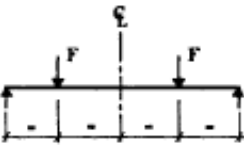
Tableau F.1.1 Coefficients C_1, C_2 et C_3 pour différentes valeurs de k, dans le cas de moments d'extrémités					
Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	Valeur de k	Coefficients		
			C_1	C_2	C_3
	$\psi = +1$ 	1,0 0,7 0,5	1,000 1,000 1,000	-	1,000 1,113 1,144
	$\psi = +3/4$ 	1,0 0,7 0,5	1,141 1,270 1,305	-	0,998 1,565 2,283
	$\psi = +1/2$ 	1,0 0,7 0,5	1,323 1,473 1,514	-	0,992 1,556 2,271
	$\psi = +1/4$ 	1,0 0,7 0,5	1,563 1,739 1,788	-	0,977 1,531 2,235
	$\psi = 0$ 	1,0 0,7 0,5	1,879 2,092 2,150	-	0,939 1,473 2,150
	$\psi = -1/4$ 	1,0 0,7 0,5	2,281 2,538 2,609	-	0,855 1,340 1,957
	$\psi = -1/2$ 	1,0 0,7 0,5	2,704 3,009 3,093	-	0,676 1,059 1,546
	$\psi = -3/4$ 	1,0 0,7 0,5	2,927 3,258 3,348	-	0,366 0,575 0,837
	$\psi = -1$ 	1,0 0,7 0,5	2,752 3,063 3,149	-	0,000 0,000 0,000

Tableau F.1.2 Coefficients C_1, C_2 et C_3, pour différentes valeurs de k, dans le cas de charges transversales					
Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	Valeur de k	Coefficients		
			C_1	C_2	C_3
		1,0	1,132	0,459	0,525
		0,5	0,972	0,304	0,980
		1,0	1,285	1,562	0,753
		0,5	0,712	0,652	1,070
		1,0	1,365	0,553	1,730
		0,5	1,070	0,432	3,050
		1,0	1,565	1,267	2,640
		0,5	0,938	0,715	4,800
		1,0	1,046	0,430	1,120
		0,5	1,010	0,410	1,890

- Coefficient de reduction :

Tableau 5.5.2 Coefficients de réduction χ				
$\bar{\lambda}$	Courbe de flambement			
	a	b	c	d
0,2	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9775	0,9641	0,9491	0,9235
0,4	0,9528	0,9261	0,8973	0,8504
0,5	0,9243	0,8842	0,8430	0,7793
0,6	0,8900	0,8371	0,7854	0,7100
0,7	0,8477	0,7837	0,7247	0,6431
0,8	0,7957	0,7245	0,6622	0,5797
0,9	0,7339	0,6612	0,5998	0,5208
1,0	0,6656	0,5970	0,5399	0,4671
1,1	0,5960	0,5352	0,4842	0,4189
1,2	0,5300	0,4781	0,4338	0,3762
1,3	0,4703	0,4269	0,3888	0,3385
1,4	0,4179	0,3817	0,3492	0,3055
1,5	0,3724	0,3422	0,3145	0,2766
1,6	0,3332	0,3079	0,2842	0,2512
1,7	0,2994	0,2781	0,2577	0,2289
1,8	0,2702	0,2521	0,2345	0,2093
1,9	0,2449	0,2294	0,2141	0,1920
2,0	0,2229	0,2095	0,1962	0,1766
2,1	0,2036	0,1920	0,1803	0,1630
2,2	0,1867	0,1765	0,1662	0,1508
2,3	0,1717	0,1628	0,1537	0,1399
2,4	0,1585	0,1506	0,1425	0,1302
2,5	0,1467	0,1397	0,1325	0,1214
2,6	0,1362	0,1299	0,1234	0,1134
2,7	0,1267	0,1211	0,1153	0,1062
2,8	0,1182	0,1132	0,1079	0,0997
2,9	0,1105	0,1060	0,1012	0,0937
3,0	0,1036	0,0994	0,0951	0,0882

Φ (mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,7
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,72	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,38	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

Annexe 1

Assemblage (poteauHEA700-poutre principaleHEA600)

Données du projet

Nom de projet

Numéro du projet

Auteur

Description

Date 26/05/2025

Norme EN

Matériau

Acier S 275

Élément du projet CON1

Conception

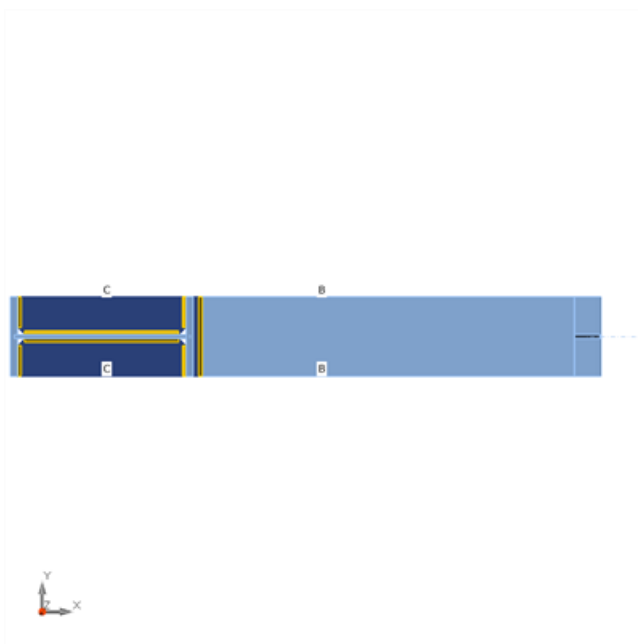
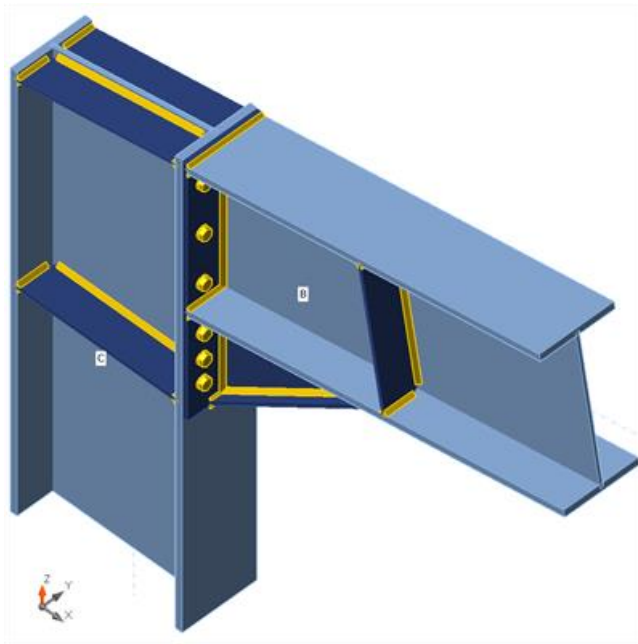
Nom CON1

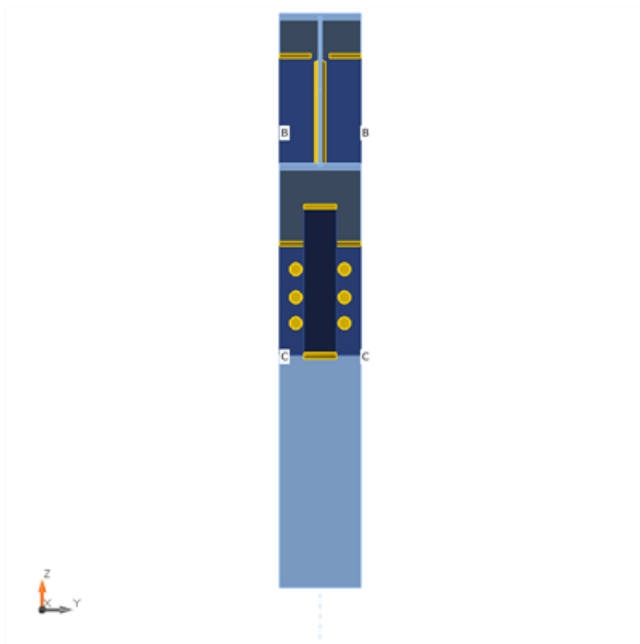
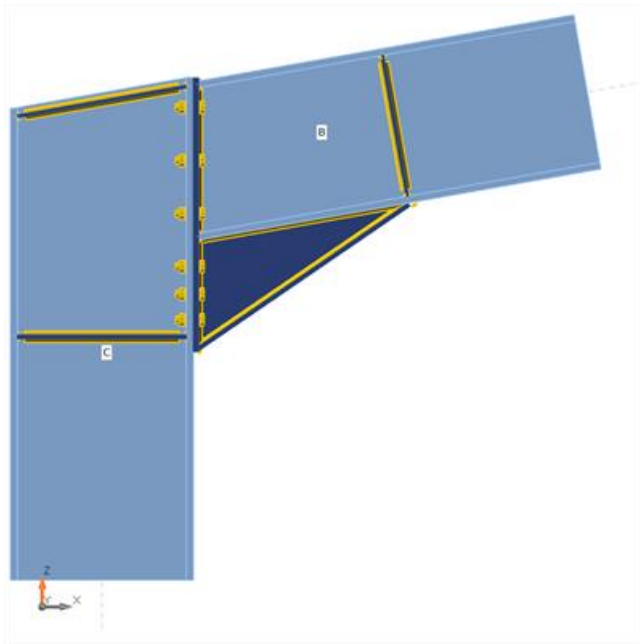
Description

Analyse Contrainte, déformation/ chargement simplifié

Poutres et poteaux

Nom	Section transversale	β – Direction [°]	γ – Angle [°]	α – Rotation [°]	Décalage ex [mm]	Décalage ey [mm]	Décalage ez [mm]	Efforts dans
C	6 - HEA700	0,0	90,0	0,0	0	0	0	Nœud
B	4 - HEA600	0,0	-10,0	0,0	0	0	0	Nœud





Sections transversales

Nom	Matériau
6 - HEA700	S 275
4 - HEA600	S 275

Boulons

Nom	Groupe de boulons	Diamètre [mm]	fu [MPa]	Superficie brute [mm ²]
M27 10.9	M27 10.9	27	1000,0	573

Chargements (équilibre n'est pas exigé)

Nom	Élément	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	B	0,0	0,0	-48,4	0,0	824,2	0,0
LE2	B	0,0	0,0	541,5	0,0	-1110,4	0,0

Vérification

Sommaire

Nom	Valeur	Résultat
Analyse	100,0%	OK
Platines	3,9 < 5,0%	OK
Boulons	99,2 < 100%	OK
Soudures	98,2 < 100%	OK
Voilement	Pas calculé	

Platines

Nom	Épaisseur [mm]	Charges	σ_{Ed} [MPa]	ϵ_{Pl} [%]	σ_{CEd} [MPa]	Résultat
C-bfl 1	27,0	LE2	194,7	0,0	0,0	OK
C-tfl 1	27,0	LE1	276,1	0,5	76,7	OK
C-w 1	14,5	LE2	280,1	2,4	0,0	OK
B-bfl 1	25,0	LE1	214,8	0,0	0,0	OK
B-tfl 1	25,0	LE1	275,7	0,4	0,0	OK
B-w 1	13,0	LE1	275,1	0,1	0,0	OK
STIFF1a	10,0	LE2	280,2	2,5	0,0	OK
STIFF1b	10,0	LE2	280,2	2,5	0,0	OK
EP1	20,0	LE1	283,2	3,9	97,7	OK
WID1a	15,0	LE1	276,0	0,5	0,0	OK

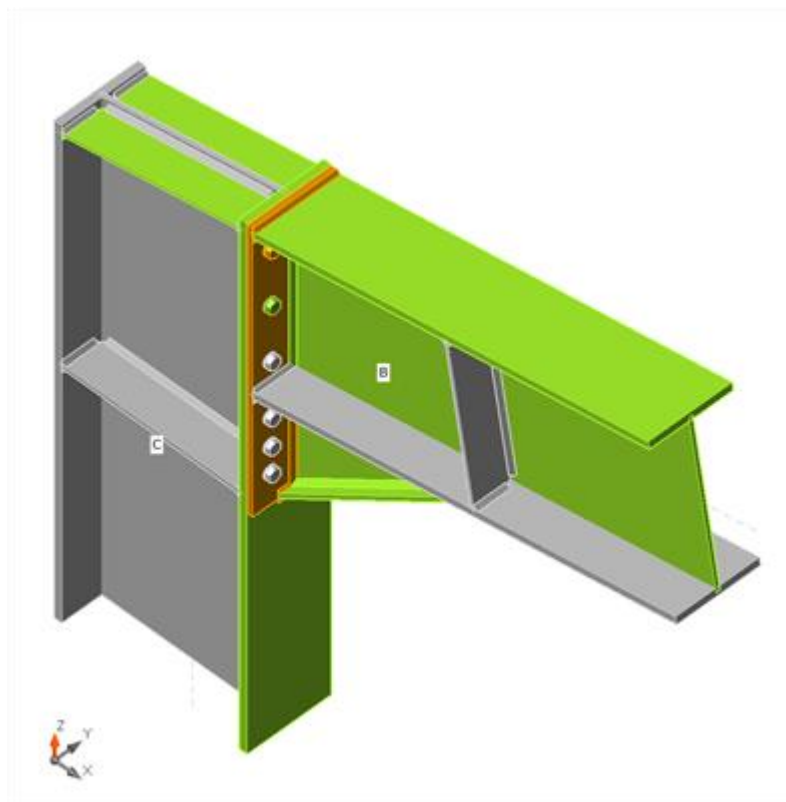
WID1b	15,0	LE1	276,2	0,6	0,0	OK
STIFF2a	15,0	LE2	195,7	0,0	0,0	OK
STIFF2b	15,0	LE2	196,4	0,0	0,0	OK
STIFF3a	10,0	LE1	54,9	0,0	0,0	OK
STIFF3b	10,0	LE1	54,9	0,0	0,0	OK

Données de conception

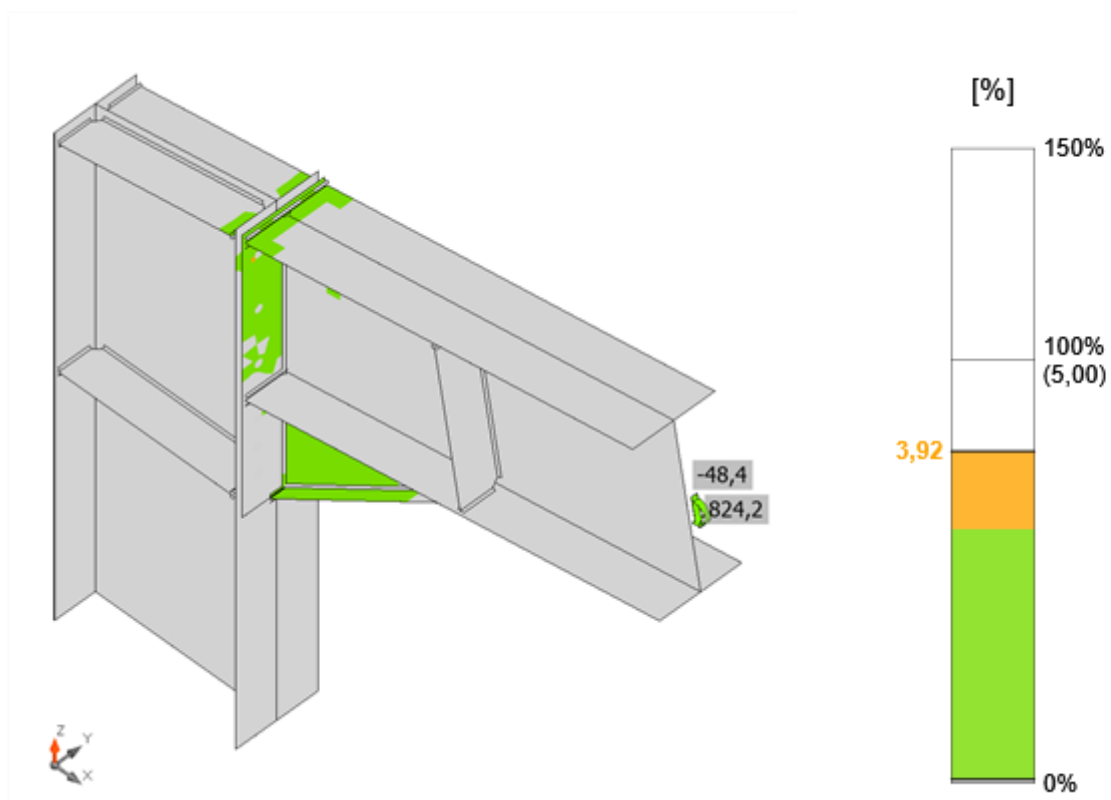
Matériau	f_y [MPa]	ϵ_{lim} [%]
S 275	275,0	5,0

Explication des symboles

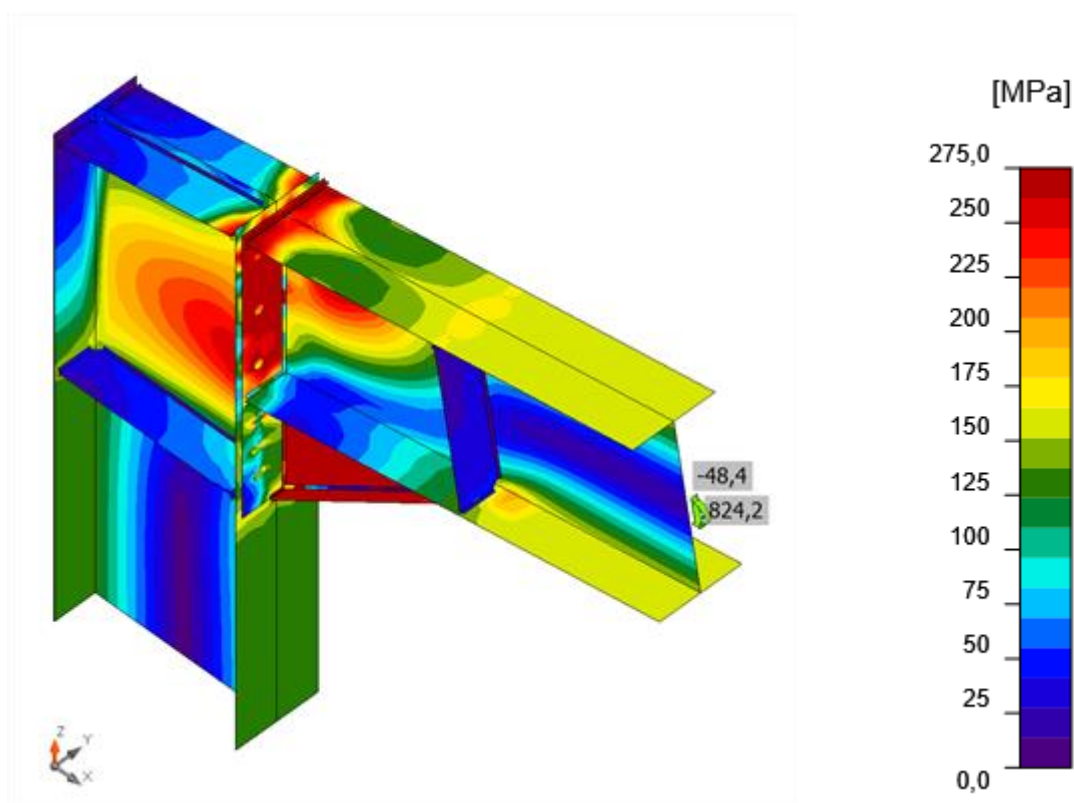
- ϵ_{Pl} Déformation
- σ_{Ed} Contrainte éq.
- σ_{Ced} Contrainte de contact
- f_y Limite d'élasticité
- ϵ_{lim} Déformation plastique limite



Vérification globale, LE1

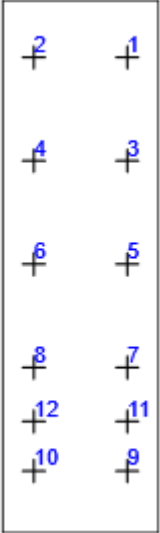


Vérification de déformation, LE1



Contrainte équivalente, LE1

Boulons

	Nom	Charges	$F_{t,Ed}$ [kN]	V [kN]	U_{t_t} [%]	$F_{b,Rd}$ [kN]	U_{t_s} [%]	$U_{t_{ts}}$ [%]	Résultat
	B1	LE1	327,7	30,8	99,2	410,0	16,8	87,6	OK
	B2	LE1	327,8	30,8	99,2	409,9	16,8	87,6	OK
	B3	LE1	300,4	29,5	90,9	350,0	16,1	81,0	OK
	B4	LE1	300,5	29,5	90,9	349,5	16,0	81,0	OK
	B5	LE2	297,2	38,6	89,9	464,4	21,0	85,2	OK
	B6	LE2	296,8	38,4	89,8	464,4	20,9	85,1	OK
	B7	LE2	262,0	70,3	79,3	421,1	38,3	94,9	OK
	B8	LE2	263,1	69,9	79,6	421,1	38,1	94,9	OK
	B9	LE2	305,9	55,4	92,6	364,6	30,2	96,3	OK
	B10	LE2	306,1	55,3	92,6	364,8	30,1	96,3	OK
	B11	LE2	240,0	79,3	72,6	378,7	43,2	95,1	OK
	B12	LE2	239,8	79,4	72,6	378,7	43,2	95,0	OK

Données de conception

Nom	$F_{t,Rd}$ [kN]	$B_{p,Rd}$ [kN]	$F_{v,Rd}$ [kN]
M27 10.9 - 1	330,5	558,9	183,6

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_t} Usage en traction
- U_{t_s} Utilisation en cisaillement

Soudures (Redistribution plastique)

Éléme nt	Bord	Ép. gorge [mm]	Longue ur [mm]	Charg es	$\sigma_{w,E}$ d [MP a]	ε_{PI} [%]	$\sigma_{\perp}$ [MP a]	$\tau_{\parallel}$ [MP a]	$\tau_{\perp}$ [MP a]	Ut [%]	Ut _c [%]	Résult at
C-bfl 1	STIFF 1a	▲10,0 ▲	116	LE2	69,0	0, 0	- 21,5	- 28,8	- 24,6	17, 1	11, 5	OK
		▲10,0 ▲	116	LE2	84,6	0, 0	-3,3	48,7	2,8	20, 9	13, 3	OK
C-w 1	STIFF 1a	▲10,0 ▲	590	LE2	178, 7	0, 0	-5,9	- 100, 2	24,2	44, 1	19, 4	OK
		▲10,0 ▲	590	LE2	184, 3	0, 0	- 44,3	- 98,1	32,4	45, 5	19, 9	OK
C-tfl 1	STIFF 1a	▲10,0 ▲	116	LE2	318, 0	0, 0	- 101, 6	- 117, 1	- 128, 6	78, 6	73, 4	OK
		▲10,0 ▲	116	LE2	258, 0	0, 0	- 104, 0	106, 9	84,6	63, 7	61, 0	OK
C-bfl 1	STIFF 1b	▲10,0 ▲	116	LE2	84,7	0, 0	-3,2	- 48,8	-2,7	20, 9	13, 3	OK
		▲10,0 ▲	116	LE2	69,1	0, 0	- 21,4	28,8	24,6	17, 1	11, 5	OK
C-w 1	STIFF 1b	▲10,0 ▲	590	LE2	185, 2	0, 0	- 44,5	98,6	- 32,6	45, 8	19, 9	OK
		▲10,0 ▲	590	LE2	179, 5	0, 0	-5,7	100, 6	- 24,5	44, 3	19, 5	OK
C-tfl 1	STIFF 1b	▲10,0 ▲	116	LE2	260, 1	0, 0	- 105, 2	- 107, 4	- 85,6	64, 3	61, 2	OK
		▲10,0 ▲	116	LE2	320, 3	0, 0	- 102, 7	117, 4	130, 0	79, 2	73, 6	OK
EP1	B-bfl 1	▲10,0 ▲	300	LE2	195, 5	0, 0	82,0	16,1	101, 2	48, 3	29, 3	OK
		▲10,0 ▲	300	LE2	201, 7	0, 0	104, 5	31,2	- 94,6	49, 8	32, 7	OK

EP1	B-tfl 1	▲10,0 ▲	300	LE1	396, 7	0, 0	- 219, 1	152, 8	114, 5	98, 0	83, 3	OK
		▲10,0 ▲	300	LE1	397, 3	0, 4	204, 9	143, 9	- 133, 8	98, 2	94, 9	OK
EP1	B-w 1	▲10,0 ▲	574	LE1	328, 0	0, 0	156, 5	61,9	154, 5	81, 0	40, 5	OK
		▲10,0 ▲	574	LE1	326, 5	0, 0	153, 0	- 61,1	- 155, 0	80, 7	40, 5	OK
EP1	WID1a	▲10,0 ▲	400	LE2	396, 9	0, 2	173, 8	- 146, 6	144, 8	98, 1	57, 1	OK
		▲10,0 ▲	400	LE2	396, 9	0, 2	127, 1	150, 9	- 156, 1	98, 1	55, 6	OK
B-bfl 1	WID1a	▲10,0 ▲	800	LE1	157, 2	0, 0	- 29,9	- 84,0	- 29,9	38, 9	31, 8	OK
		▲10,0 ▲	800	LE1	157, 2	0, 0	- 29,9	83,9	29,9	38, 8	31, 7	OK
WID1b	WID1a	▲10,0 ▲	955	LE1	278, 4	0, 0	- 40,9	153, 5	- 41,3	68, 8	14, 6	OK
		▲10,0 ▲	955	LE1	278, 4	0, 0	- 40,7	- 153, 8	40,2	68, 8	14, 6	OK
EP1	WID1b	▲10,0 ▲	120	LE1	396, 9	0, 2	- 74,4	55,8	- 218, 1	98, 1	98, 1	OK
		▲10,0 ▲	120	LE1	330, 9	0, 0	- 176, 9	- 155, 4	43,9	81, 8	81, 3	OK
B-bfl 1	WID1b	▲10,0 ▲	120	LE1	396, 9	0, 2	- 26,9	19,9	- 227, 8	98, 1	98, 1	OK
		▲10,0 ▲	120	LE1	156, 0	0, 0	- 74,6	71,6	33,6	38, 5	38, 5	OK
C-bfl 1	STIFF 2a	▲10,0 ▲	116	LE1	36,2	0, 0	-4,1	- 19,5	-7,1	9,0	6,8	OK

		▲10,0 ▲	116	LE1	46,8	0, 0	- 19,3	18,5	16,3	11, 6	8,6	OK
C-w 1	STIFF 2a	▲10,0 ▲	582	LE1	79,6	0, 0	12,0	- 44,3	10,0	19, 7	7,2	OK
		▲10,0 ▲	582	LE1	74,7	0, 0	3,7	42,7	-5,7	18, 4	6,9	OK
C-tfl 1	STIFF 2a	▲10,0 ▲	116	LE1	148, 4	0, 0	- 76,3	13,6	- 72,2	36, 7	20, 0	OK
		▲10,0 ▲	116	LE1	133, 7	0, 0	- 62,8	- 12,9	66,9	33, 0	17, 8	OK
C-bfl 1	STIFF 2b	▲10,0 ▲	116	LE1	46,8	0, 0	- 19,3	- 18,4	- 16,3	11, 6	8,6	OK
		▲10,0 ▲	116	LE1	36,2	0, 0	-4,1	19,5	7,2	8,9	6,8	OK
C-w 1	STIFF 2b	▲10,0 ▲	582	LE1	74,9	0, 0	3,6	- 42,8	5,7	18, 5	6,8	OK
		▲10,0 ▲	582	LE1	79,9	0, 0	12,0	44,5	- 10,0	19, 7	7,2	OK
C-tfl 1	STIFF 2b	▲10,0 ▲	116	LE1	133, 0	0, 0	- 62,5	13,0	- 66,5	32, 9	17, 8	OK
		▲10,0 ▲	116	LE1	147, 8	0, 0	- 75,9	- 13,5	72,0	36, 5	19, 9	OK
B-bfl 1	STIFF 3a	▲10,0 ▲	116	LE1	36,7	0, 0	- 21,6	-5,1	- 16,3	9,1	6,9	OK
		▲10,0 ▲	116	LE1	37,9	0, 0	- 14,8	0,1	20,1	9,4	6,1	OK
B-w 1	STIFF 3a	▲10,0 ▲	486	LE1	29,5	0, 0	-9,7	- 13,2	-9,2	7,3	2,2	OK
		▲10,0 ▲	486	LE1	27,8	0, 0	-7,0	13,6	7,5	6,9	2,2	OK
B-tfl 1	STIFF 3a	▲10,0 ▲	116	LE1	22,7	0, 0	-6,2	10,6	-6,8	5,6	5,2	OK
		▲10,0 ▲	116	LE1	25,9	0, 0	-9,7	- 10,4	9,2	6,4	5,6	OK
B-bfl 1	STIFF 3b	▲10,0 ▲	117	LE1	37,9	0, 0	- 14,8	-0,1	- 20,1	9,4	6,1	OK
		▲10,0 ▲	117	LE1	36,7	0, 0	- 21,6	5,1	16,3	9,1	6,9	OK

B-w 1	STIFF 3b	▲10,0 ▲	486	LE1	27,8	0, 0	-7,0	- 13,6	-7,4	6,9	2,2	OK
		▲10,0 ▲	486	LE1	29,5	0, 0	-9,7	13,2	9,3	7,3	2,2	OK
B-tfl 1	STIFF 3b	▲10,0 ▲	117	LE1	25,9	0, 0	-9,7	10,4	-9,2	6,4	5,6	OK
		▲10,0 ▲	117	LE1	22,7	0, 0	-6,3	- 10,7	6,7	5,6	5,2	OK

Données de conception

	β_w [-]	$\sigma_{w,Rd}$ [MPa]	0.9σ [MPa]
S 275	0,85	404,7	309,6

Explication des symboles

ϵ_{PI}	Déformation
$\sigma_{w,Ed}$	Contrainte équivalente
$\sigma_{w,Rd}$	Résistance aux contraintes équivalentes
$\sigma_{\perp}$	Contrainte perpendiculaire
$\tau_{\parallel}$	Contrainte de cisaillement parallèle à l'axe de soudure
$\tau_{\perp}$	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

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 2

Assemblage (poteauHEA600-poutre principaleHEA600)

Données du projet

Nom de projet

Numéro du projet

Auteur

Description

Date 26/05/2025

Norme EN

Matériau

Acier

S 275

Élément du projet CON1

Conception

Nom

CON1

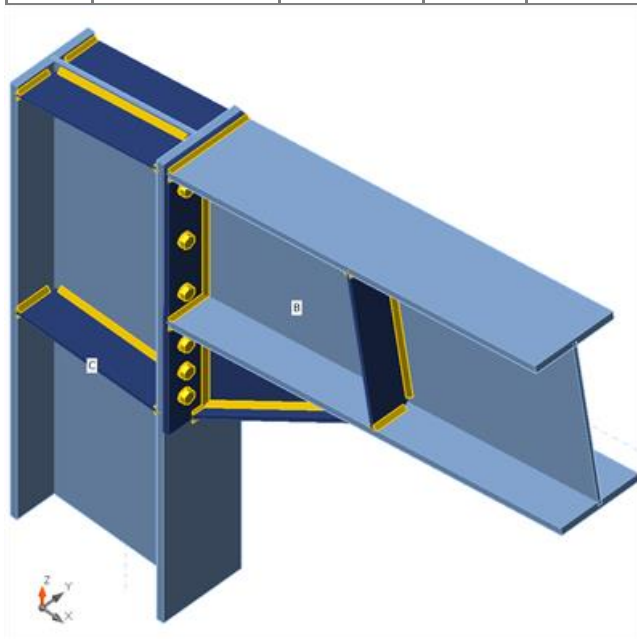
Description

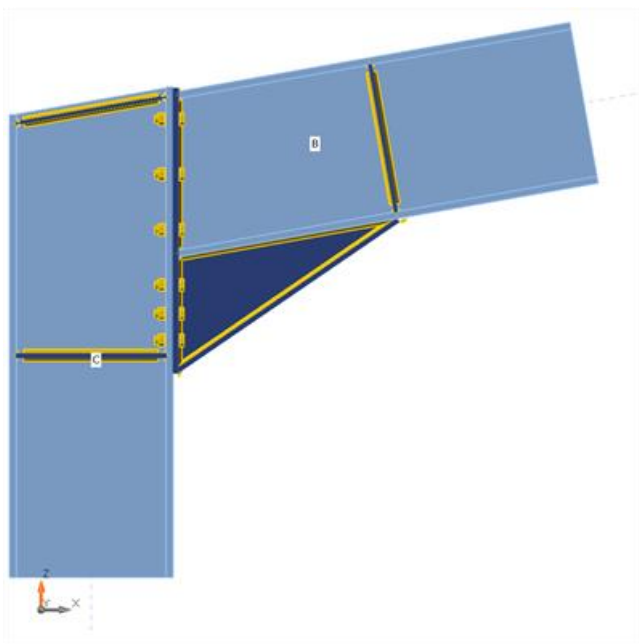
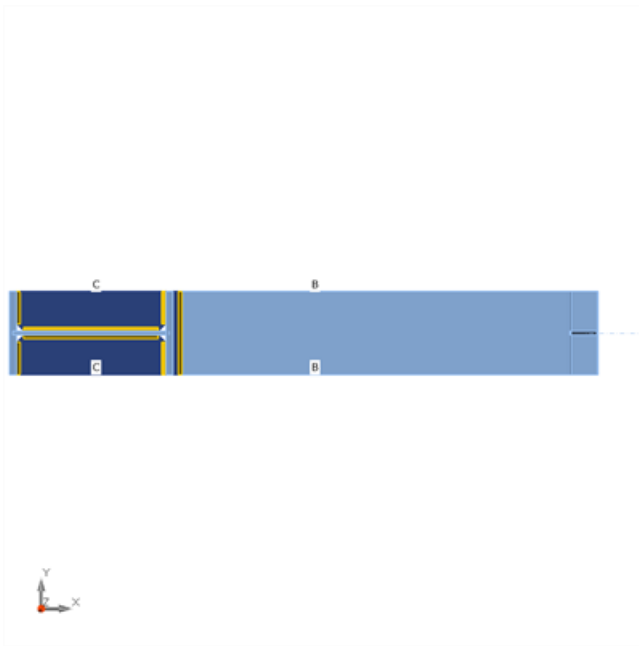
Analyse

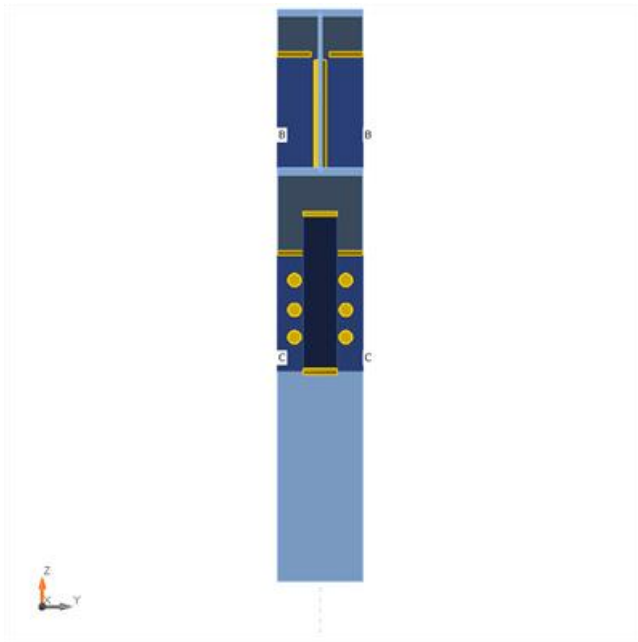
Contrainte, déformation/ chargement simplifié

Poutres et poteaux

Nom	Section transversale	β – Direction [°]	γ – Angle [°]	α – Rotation [°]	Décalage ex [mm]	Décalage ey [mm]	Décalage ez [mm]	Efforts dans
C	4 - HEA600	0,0	90,0	0,0	0	0	0	Nœud
B	4 - HEA600	0,0	-10,0	0,0	0	0	0	Nœud







Sections transversales

Nom	Matériau
4 - HEA600	S 275

Boulons

Nom	Groupe de boulons	Diamètre [mm]	fu [MPa]	Superficie brute [mm ²]
M27 10.9	M27 10.9	27	1000,0	573

Chargements (équilibre n'est pas exigé)

Nom	Élément	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	B	0,0	0,0	74,9	0,0	575,9	0,0
LE2	B	0,0	0,0	455,7	0,0	-859,2	0,0

Vérification

Sommaire

Nom	Valeur	Résultat
-----	--------	----------

Analyse	100,0%	OK
Platines	0,8 < 5,0%	OK
Boulons	94,0 < 100%	OK
Soudures	98,0 < 100%	OK
Voilement	Pas calculé	

Platines

Nom	Épaisseur [mm]	Charges	σ_{Ed} [MPa]	ϵ_{PI} [%]	σ_{CEd} [MPa]	Résultat
C-bfl 1	25,0	LE2	199,3	0,0	0,0	OK
C-tfl 1	25,0	LE2	276,3	0,6	79,7	OK
C-w 1	13,0	LE2	275,7	0,3	0,0	OK
B-bfl 1	25,0	LE1	185,6	0,0	0,0	OK
B-tfl 1	25,0	LE1	275,1	0,0	0,0	OK
B-w 1	13,0	LE1	244,7	0,0	0,0	OK
STIFF1a	10,0	LE2	254,3	0,4	0,0	OK
STIFF1b	10,0	LE2	254,3	0,4	0,0	OK
EP1	20,0	LE2	276,7	0,8	77,6	OK
WID1a	15,0	LE1	242,7	0,0	0,0	OK
WID1b	15,0	LE1	258,6	0,0	0,0	OK
STIFF2a	15,0	LE2	206,9	0,0	0,0	OK
STIFF2b	15,0	LE2	207,1	0,0	0,0	OK
STIFF3a	10,0	LE1	44,5	0,0	0,0	OK
STIFF3b	10,0	LE1	44,5	0,0	0,0	OK

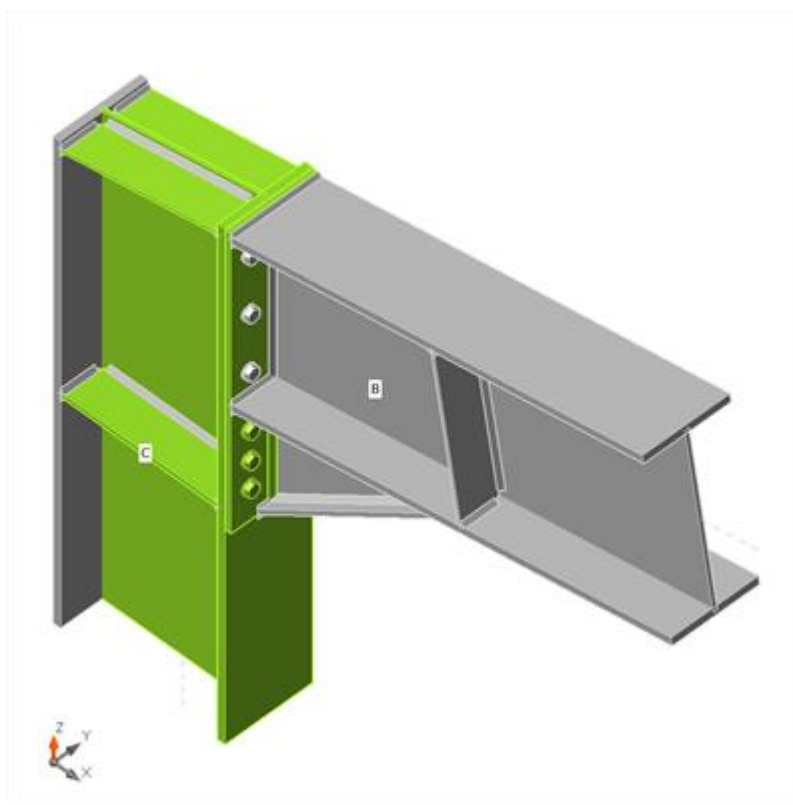
Données de conception

Matériau	f_y [MPa]	ϵ_{lim} [%]
S 275	275,0	5,0

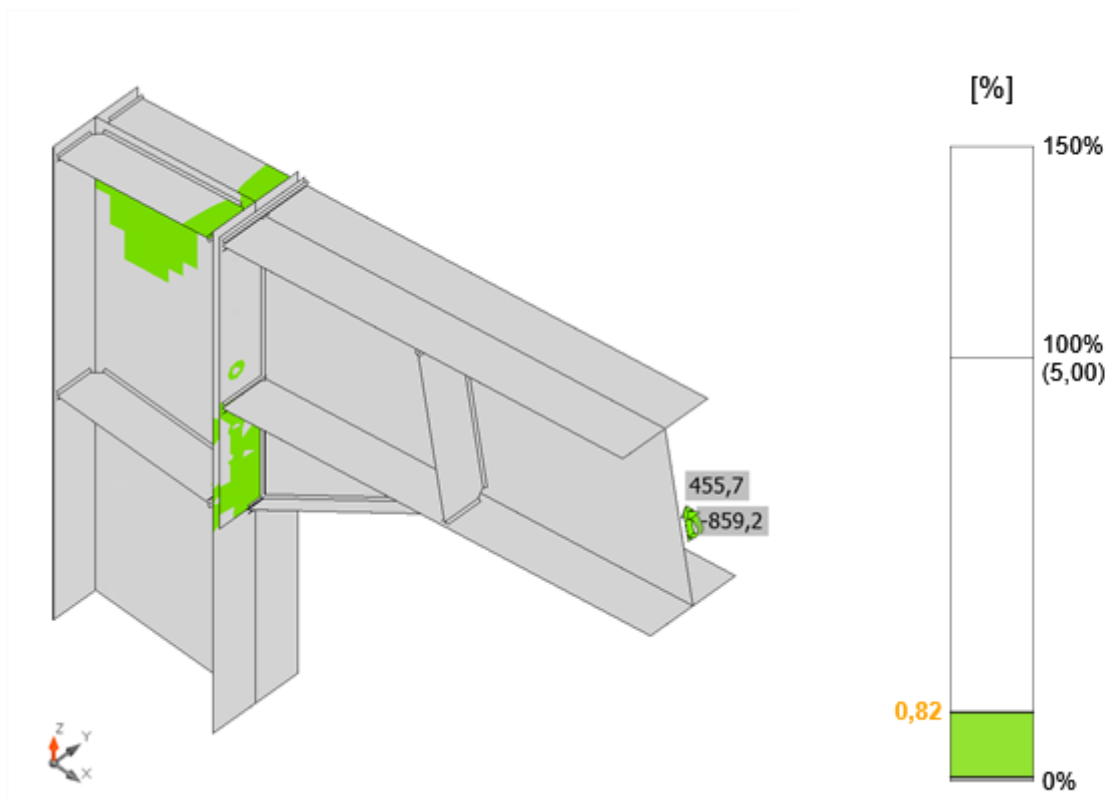
Explication des symboles

- ϵ_{PI} Déformation
- σ_{Ed} Contrainte éq.
- σ_{CEd} Contrainte de contact
- f_y Limite d'élasticité

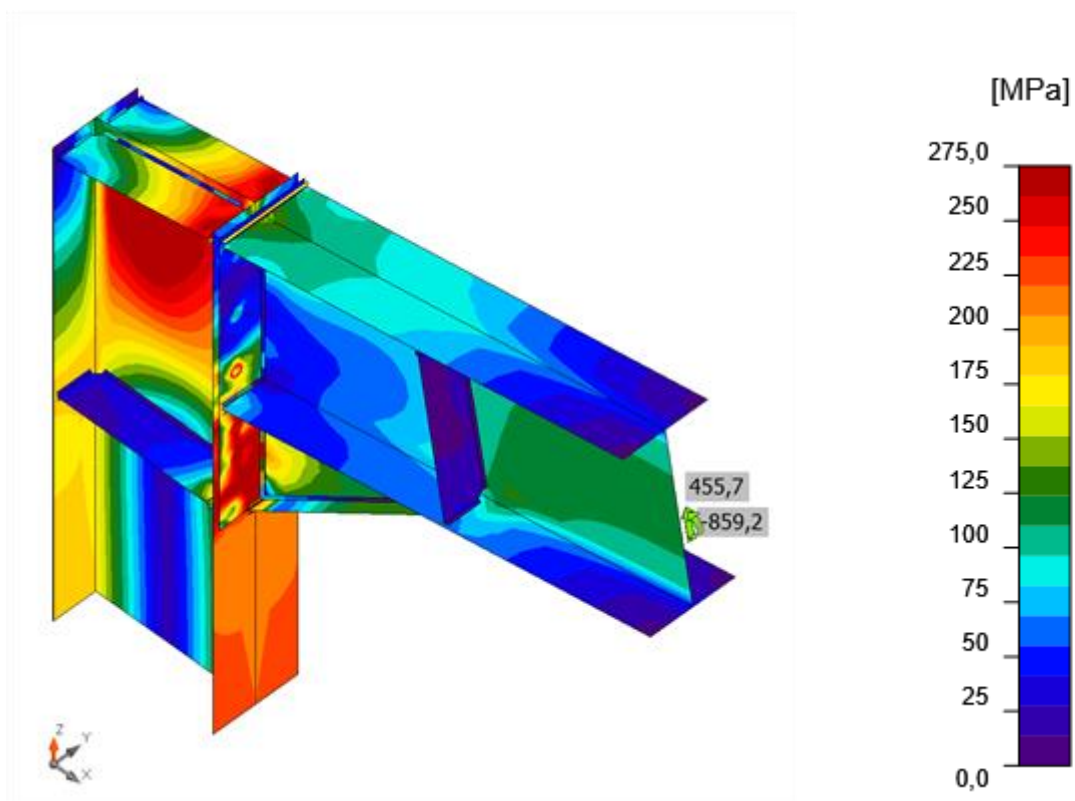
ϵ_{lim} Déformation plastique limite



Vérification globale, LE2

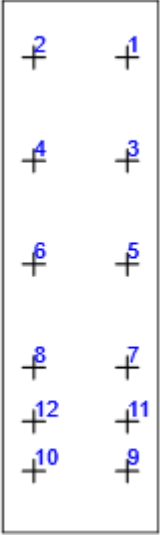


Vérification de déformation, LE2



Contrainte équivalente, LE2

Boulons

	Nom	Charges	$F_{t,Ed}$ [kN]	V [kN]	$U_{t,t}$ [%]	$F_{b,Rd}$ [kN]	$U_{t,s}$ [%]	$U_{t,s}$ [%]	Résultat
	B1	LE1	301,2	33,9	91,1	464,4	18,5	83,6	OK
	B2	LE1	301,2	33,9	91,2	464,4	18,5	83,6	OK
	B3	LE1	166,3	30,8	50,3	464,4	16,8	52,8	OK
	B4	LE1	166,5	30,8	50,4	464,4	16,8	52,8	OK
	B5	LE2	135,5	24,6	41,0	464,4	13,4	42,7	OK
	B6	LE2	135,8	24,5	41,1	464,4	13,4	42,7	OK
	B7	LE2	191,7	55,6	58,0	421,1	30,3	71,7	OK
	B8	LE2	192,7	55,5	58,3	421,1	30,2	71,9	OK
	B9	LE2	274,9	63,5	83,2	461,5	34,6	94,0	OK
	B10	LE2	274,9	63,5	83,2	461,8	34,6	94,0	OK
	B11	LE2	181,6	67,9	55,0	378,7	37,0	76,3	OK
	B12	LE2	182,1	67,9	55,1	378,7	37,0	76,3	OK

Données de conception

Nom	$F_{t,Rd}$ [kN]	$B_{p,Rd}$ [kN]	$F_{v,Rd}$ [kN]
M27 10.9 - 1	330,5	558,9	183,6

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
- $U_{t,t}$ Usage en traction
- $U_{t,s}$ Utilisation en cisaillement

Soudures (Redistribution plastique)

Éléme nt	Bord	Ép. gorge [mm]	Longue ur [mm]	Charg es	$\sigma_{w,E}$ d [MP a]	ε_{PI} [%]	$\sigma_{\perp}$ [MP a]	$\tau_{\parallel}$ [MP a]	$\tau_{\perp}$ [MP a]	Ut [%]	Ut _c [%]	Résult at
C-bfl 1	STIFF 1a	▲10,0 ▲	116	LE2	63,5	0, 0	- 21,1	- 26,7	- 22,0	15, 7	10, 0	OK
		▲10,0 ▲	116	LE2	74,0	0, 0	-4,6	42,2	6,5	18, 3	10, 9	OK
C-w 1	STIFF 1a	▲10,0 ▲	493	LE2	88,2	0, 0	-0,5	50,7	-5,0	21, 8	14, 7	OK
		▲10,0 ▲	493	LE2	108, 1	0, 0	- 11,2	- 62,0	2,5	26, 7	15, 3	OK
C-tfl 1	STIFF 1a	▲10,0 ▲	116	LE2	230, 3	0, 0	- 85,5	57,0	- 109, 5	56, 9	53, 7	OK
		▲10,0 ▲	116	LE2	211, 1	0, 0	- 108, 9	- 44,3	94,5	52, 2	48, 1	OK
C-bfl 1	STIFF 1b	▲10,0 ▲	117	LE2	74,1	0, 0	-4,6	- 42,2	-6,5	18, 3	10, 9	OK
		▲10,0 ▲	117	LE2	63,5	0, 0	- 21,1	26,7	22,0	15, 7	10, 0	OK
C-w 1	STIFF 1b	▲10,0 ▲	493	LE2	108, 2	0, 0	- 11,3	62,1	-2,6	26, 7	15, 3	OK
		▲10,0 ▲	493	LE2	88,3	0, 0	-0,5	- 50,7	5,0	21, 8	14, 7	OK
C-tfl 1	STIFF 1b	▲10,0 ▲	117	LE2	211, 0	0, 0	- 108, 8	44,4	- 94,4	52, 1	48, 2	OK
		▲10,0 ▲	117	LE2	230, 3	0, 0	- 85,5	- 57,2	109, 4	56, 9	53, 7	OK
EP1	B-bfl 1	▲10,0 ▲	300	LE2	96,9	0, 0	34,4	10,2	51,3	23, 9	14, 6	OK
		▲10,0 ▲	300	LE2	117, 5	0, 0	61,0	25,6	- 52,0	29, 0	20, 0	OK
EP1	B-tfl 1	▲10,0 ▲	300	LE1	214, 2	0, 0	- 85,5	108, 7	32,2	52, 9	44, 2	OK

		▲10,0 ▲	300	LE1	286, 1	0, 0	161, 7	97,1	- 95,5	70, 7	61, 2	OK
EP1	B-w 1	▲10,0 ▲	574	LE1	221, 0	0, 0	105, 2	41,4	104, 3	54, 6	26, 4	OK
		▲10,0 ▲	574	LE1	220, 1	0, 0	103, 7	- 40,3	- 104, 6	54, 4	26, 3	OK
EP1	WID1a	▲10,0 ▲	400	LE2	253, 0	0, 0	108, 3	- 91,9	94,7	62, 5	38, 2	OK
		▲10,0 ▲	400	LE2	250, 3	0, 0	87,6	89,9	- 101, 2	61, 8	38, 1	OK
B-bfl 1	WID1a	▲10,0 ▲	800	LE1	114, 3	0, 0	- 24,1	- 59,8	- 24,1	28, 2	19, 3	OK
		▲10,0 ▲	800	LE1	114, 3	0, 0	- 24,1	59,8	24,1	28, 2	19, 2	OK
WID1b	WID1a	▲10,0 ▲	955	LE1	133, 1	0, 0	- 10,6	75,9	- 10,7	32, 9	8,0	OK
		▲10,0 ▲	955	LE1	133, 3	0, 0	- 10,5	- 76,0	10,3	32, 9	8,1	OK
EP1	WID1b	▲10,0 ▲	120	LE1	375, 0	0, 0	- 73,9	38,7	- 208, 7	92, 6	92, 4	OK
		▲10,0 ▲	120	LE1	181, 9	0, 0	- 99,7	- 68,4	55,2	45, 0	44, 9	OK
B-bfl 1	WID1b	▲10,0 ▲	120	LE1	396, 6	0, 0	- 16,5	21,0	- 227, 8	98, 0	98, 0	OK
		▲10,0 ▲	120	LE1	112, 4	0, 0	- 45,3	49,2	33,3	27, 8	27, 8	OK
C-bfl 1	STIFF 2a	▲10,0 ▲	116	LE1	32,0	0, 0	-3,4	- 17,4	-5,9	7,9	6,0	OK
		▲10,0 ▲	116	LE1	41,5	0, 0	- 17,1	16,2	14,6	10, 3	7,7	OK
C-w 1	STIFF 2a	▲10,0 ▲	486	LE1	61,4	0, 0	14,1	- 33,3	8,9	15, 2	6,8	OK
		▲10,0 ▲	486	LE1	60,7	0, 0	0,4	34,6	-5,6	15, 0	6,2	OK

C-tfl 1	STIFF 2a	▲10,0 ▲	116	LE1	129, 3	0, 0	- 66,6	9,2	- 63,3	31, 9	17, 1	OK
		▲10,0 ▲	116	LE2	182, 2	0, 0	66,6	- 63,7	- 74,3	45, 0	32, 4	OK
C-bfl 1	STIFF 2b	▲10,0 ▲	117	LE1	41,5	0, 0	- 17,1	- 16,2	- 14,6	10, 3	7,7	OK
		▲10,0 ▲	117	LE1	32,0	0, 0	-3,4	17,4	5,9	7,9	6,0	OK
C-w 1	STIFF 2b	▲10,0 ▲	486	LE1	60,9	0, 0	0,4	- 34,7	5,6	15, 0	6,2	OK
		▲10,0 ▲	486	LE1	61,5	0, 0	14,1	33,4	-8,9	15, 2	6,8	OK
C-tfl 1	STIFF 2b	▲10,0 ▲	117	LE2	182, 0	0, 0	66,4	63,8	74,2	45, 0	32, 4	OK
		▲10,0 ▲	117	LE1	128, 9	0, 0	- 66,5	-9,1	63,1	31, 8	17, 1	OK
B-bfl 1	STIFF 3a	▲10,0 ▲	116	LE1	28,6	0, 0	- 17,7	-3,7	- 12,5	7,1	5,6	OK
		▲10,0 ▲	116	LE1	26,2	0, 0	-8,9	-0,7	14,2	6,5	4,5	OK
B-w 1	STIFF 3a	▲10,0 ▲	486	LE1	23,7	0, 0	-8,7	- 10,1	-7,8	5,9	1,7	OK
		▲10,0 ▲	486	LE1	21,2	0, 0	-5,2	10,2	6,1	5,2	1,6	OK
B-tfl 1	STIFF 3a	▲10,0 ▲	116	LE1	17,3	0, 0	-4,2	8,4	-4,9	4,3	4,2	OK
		▲10,0 ▲	116	LE1	21,2	0, 0	-8,4	-8,1	7,8	5,2	4,7	OK
B-bfl 1	STIFF 3b	▲10,0 ▲	117	LE1	26,2	0, 0	-8,9	0,7	- 14,2	6,5	4,5	OK
		▲10,0 ▲	117	LE1	28,6	0, 0	- 17,7	3,7	12,5	7,1	5,6	OK
B-w 1	STIFF 3b	▲10,0 ▲	486	LE1	21,2	0, 0	-5,2	- 10,2	-6,1	5,2	1,6	OK
		▲10,0 ▲	486	LE1	23,7	0, 0	-8,7	10,1	7,8	5,9	1,7	OK
B-tfl 1	STIFF 3b	▲10,0 ▲	117	LE1	21,2	0, 0	-8,4	8,1	-7,8	5,2	4,7	OK

		▲10,0 ▲	117	LE1	17,3	0, 0	-4,2	-8,4	4,8	4,3	4,2	OK
--	--	------------	-----	-----	------	---------	------	------	-----	-----	-----	----

Données de conception

	β_w [-]	$\sigma_{w,Rd}$ [MPa]	0.9σ [MPa]
S 275	0,85	404,7	309,6

Explication des symboles

ϵ_{PI}	Déformation
$\sigma_{w,Ed}$	Contrainte équivalente
$\sigma_{w,Rd}$	Résistance aux contraintes équivalentes
$\sigma_{\perp}$	Contrainte perpendiculaire
$\tau_{\parallel}$	Contrainte de cisaillement parallèle à l'axe de soudure
$\tau_{\perp}$	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

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 3

Assemblage (poteauHEA700-poutre secondaireHEA400)

Données du projet

Nom de projet

Numéro du projet

Auteur

Description

Date 12/06/2025

Norme EN

Matériau

Acier S 275

Élément du projet CON2

Conception

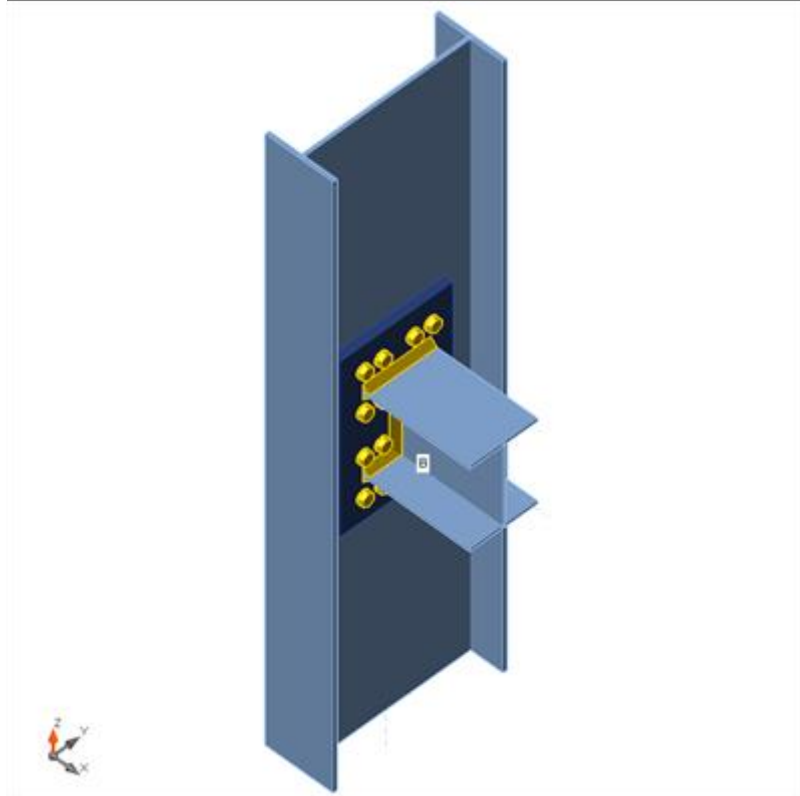
Nom CON2

Description

Analyse Contrainte, déformation/ chargement simplifié

Poutres et poteaux

Nom	Section transversale	β – Direction [°]	γ – Angle [°]	α – Rotation [°]	Décalage ex [mm]	Décalage ey [mm]	Décalage ez [mm]	Efforts dans
C	6 - HEA800A	0,0	-90,0	90,0	0	0	0	Nœud
B	7 - HEA400A	0,0	0,0	0,0	0	0	0	Nœud



Sections transversales

Nom	Matériau
6 - HEA800A	S 275
7 - HEA400A	S 275

Boulons

Nom	Groupe de boulons	Diamètre [mm]	fu [MPa]	Superficie brute [mm²]
M33 10.9	M33 10.9	33	1000,0	855

Chargements (équilibre n'est pas exigé)

Nom	Élément	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	B	0,0	0,0	-91,6	0,0	280,0	0,0
LE2	B	0,0	0,0	-69,5	0,0	325,3	0,0

Vérification

Sommaire

Nom	Valeur	Résultat
Analyse	100,0%	OK
Platines	3,9 < 5,0%	OK
Boulons	68,7 < 100%	OK
Soudures	98,0 < 100%	OK
Voilement	Pas calculé	

Platines

Nom	Épaisseur [mm]	Charges	σ_{Ed} [MPa]	ϵ_{Pl} [%]	$\sigma_{C_{Ed}}$ [MPa]	Résultat
C-bfl 1	18,0	LE2	275,4	0,2	0,0	OK
C-tfl 1	18,0	LE2	275,4	0,2	0,0	OK
C-w 1	14,0	LE2	279,5	2,1	177,3	OK
B-bfl 1	13,0	LE2	276,4	0,6	0,0	OK
B-tfl 1	13,0	LE2	275,7	0,3	0,0	OK
B-w 1	9,5	LE2	275,2	0,1	0,0	OK
STIFF1a	10,0	LE2	276,5	0,7	0,0	OK
STIFF1b	10,0	LE2	283,1	3,9	0,0	OK
EP1a	40,0	LE2	275,4	0,2	219,2	OK
EP1b	20,0	LE2	281,9	3,3	177,6	OK

Données de conception

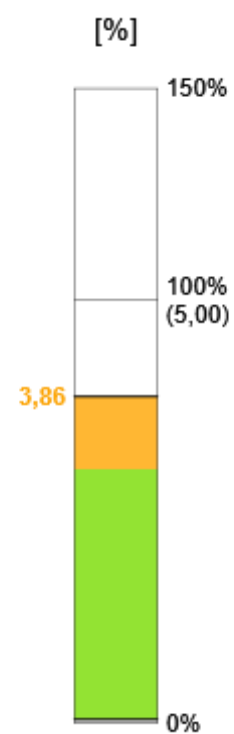
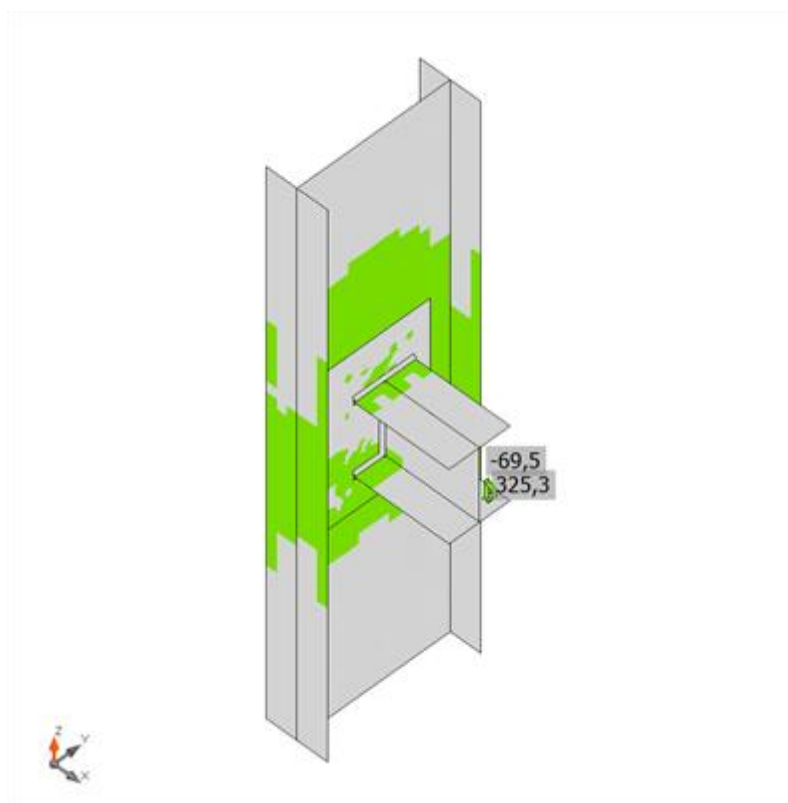
Matériau	f_y [MPa]	ϵ_{lim} [%]
S 275	275,0	5,0

Explication des symboles

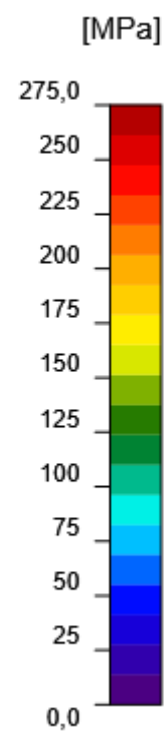
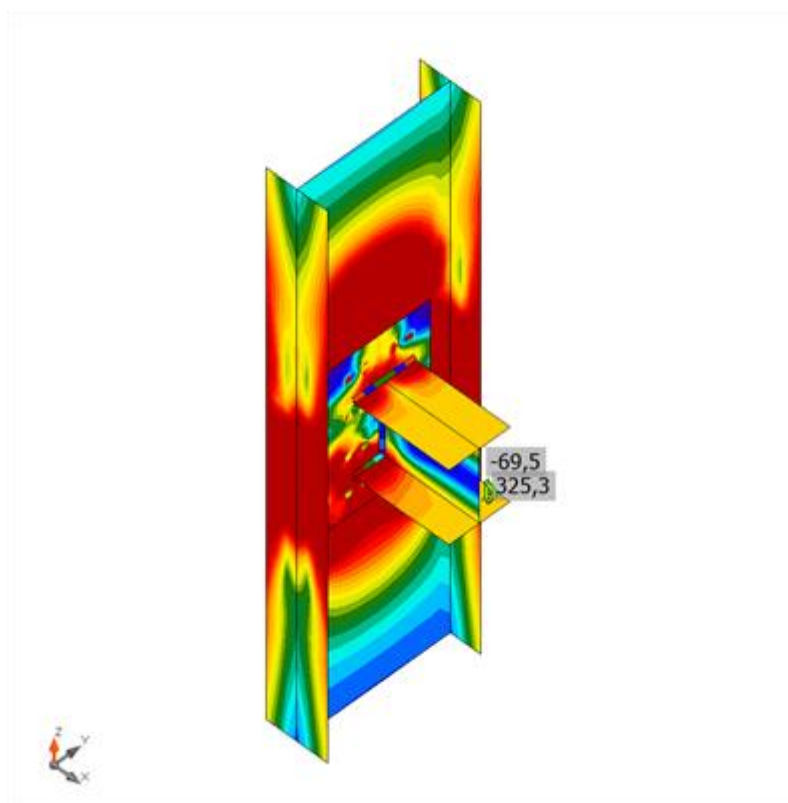
ε_{Pl}	Déformation
σ_{Ed}	Contrainte éq.
σ_{cEd}	Contrainte de contact
f_y	Limite d'élasticité
ε_{lim}	Déformation plastique limite



Vérification globale, LE2

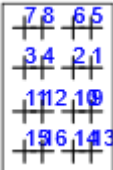


Vérification de déformation, LE2



Contrainte équivalente, LE2

Boulons

	Nom	Charges	$F_{t,Ed}$ [kN]	V [kN]	U_{t_t} [%]	$F_{b,Rd}$ [kN]	U_{t_s} [%]	$U_{t_{ts}}$ [%]	Résultat
	B1	LE2	200,5	50,7	40,1	278,5	15,6	41,0	OK
	B2	LE2	7,2	24,1	1,4	320,4	7,1	6,9	OK
	B3	LE2	200,6	50,6	40,1	278,5	15,5	41,0	OK
	B4	LE2	7,1	23,9	1,4	320,4	7,0	6,8	OK
	B5	LE2	325,2	90,9	65,1	278,5	30,3	68,6	OK
	B6	LE2	49,9	18,2	10,0	320,4	4,4	11,6	OK
	B7	LE2	325,5	90,9	65,1	278,5	30,3	68,7	OK
	B8	LE2	50,1	18,3	10,0	320,4	4,5	11,6	OK
	B9	LE2	45,7	18,7	9,1	397,3	5,1	11,1	OK
	B10	LE2	9,4	21,8	1,9	320,4	6,8	6,7	OK
	B11	LE2	45,5	18,7	9,1	397,3	5,1	11,1	OK
	B12	LE2	10,2	21,8	2,0	320,4	6,8	6,8	OK
	B13	LE2	111,3	53,3	22,3	397,3	13,0	28,9	OK
	B14	LE2	31,7	35,6	6,3	397,3	8,7	13,2	OK
	B15	LE2	111,8	53,2	22,4	397,3	13,0	28,9	OK
	B16	LE2	32,7	35,5	6,5	397,3	8,7	13,3	OK

Données de conception

Nom	$F_{t,Rd}$ [kN]	$B_{p,Rd}$ [kN]	$F_{v,Rd}$ [kN]
M33 10.9 - 1	499,7	683,2	410,4

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_t} Usage en traction
- U_{t_s} Utilisation en cisaillement

Soudures (Redistribution plastique)

Éléme nt	Bord	Ép. gorge [mm]	Longue ur [mm]	Charg es	$\sigma_{w,E}$ d [MP a]	ε_{Pl} [%]	$\sigma_{\perp}$ [MP a]	$\tau_{\parallel}$ [MP a]	$\tau_{\perp}$ [MP a]	Ut [%]	Ut _c [%]	Résult at
C-bfl 1	STIFF 1a	▲12,0 ▲	113	LE2	236, 5	0, 0	22,5	129, 6	- 40,9	58, 4	44, 5	OK
		▲12,0 ▲	113	LE2	179, 3	0, 0	24,1	- 53,5	- 87,5	44, 3	32, 4	OK
C-w 1	STIFF 1a	▲12,0 ▲	674	LE2	233, 7	0, 0	10,7	- 110, 3	- 77,5	57, 7	25, 2	OK
		▲12,0 ▲	674	LE2	373, 6	0, 0	7,2	181, 1	117, 1	92, 3	45, 0	OK
C-tfl 1	STIFF 1a	▲12,0 ▲	113	LE2	235, 9	0, 0	22,9	- 129, 4	- 40,4	58, 3	44, 4	OK
		▲12,0 ▲	113	LE2	179, 2	0, 0	24,1	53,4	- 87,5	44, 3	32, 4	OK
C-bfl 1	STIFF 1b	▲12,0 ▲	113	LE2	194, 5	0, 0	- 38,5	- 74,3	- 81,2	48, 1	31, 9	OK
		▲12,0 ▲	113	LE2	222, 0	0, 0	- 44,2	125, 6	1,5	54, 9	38, 6	OK
C-w 1	STIFF 1b	▲12,0 ▲	674	LE2	396, 8	0, 1	117, 5	209, 9	61,9	98, 0	65, 5	OK
		▲12,0 ▲	674	LE2	324, 7	0, 0	140, 0	12,8	- 168, 6	80, 2	42, 1	OK
C-tfl 1	STIFF 1b	▲12,0 ▲	113	LE2	194, 1	0, 0	- 38,6	74,1	- 81,1	48, 0	31, 8	OK
		▲12,0 ▲	113	LE2	221, 5	0, 0	- 44,1	- 125, 3	1,5	54, 7	38, 5	OK
EP1a	B-bfl 1	▲20,0 ▲	300	LE2	305, 7	0, 0	- 111, 5	- 56,9	- 154, 2	75, 5	43, 0	OK

		▲20,0 ▲	300	LE2	278,1	0,0	-133,1	108,2	90,3	68,7	43,4	OK
EP1a	B-tfl 1	▲20,0 ▲	300	LE2	225,2	0,0	100,3	-76,8	87,5	55,6	33,6	OK
		▲20,0 ▲	300	LE2	233,7	0,0	94,2	61,6	-107,0	57,7	31,7	OK
EP1a	B-w 1	▲20,0 ▲	365	LE2	67,3	0,0	32,0	-2,1	34,1	16,6	8,2	OK
		▲20,0 ▲	365	LE2	66,0	0,0	34,4	2,8	-32,4	16,3	8,3	OK

Données de conception

	β_w [-]	$\sigma_{w,Rd}$ [MPa]	0.9σ [MPa]
S 275	0,85	404,7	309,6

Explication des symboles

ϵ_{Pl}	Déformation
$\sigma_{w,Ed}$	Contrainte équivalente
$\sigma_{w,Rd}$	Résistance aux contraintes équivalentes
$\sigma_{\perp}$	Contrainte perpendiculaire
$\tau_{ }$	Contrainte de cisaillement parallèle à l'axe de soudure
$\tau_{\perp}$	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

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 4

Assemblage pied de poteau

Données du projet

Nom de projet

Numéro du projet

Auteur

Description

Date 26/05/2025

Norme EN

Matériau

Acier S 275

Béton C25/30

Élément du projet CON1

Conception

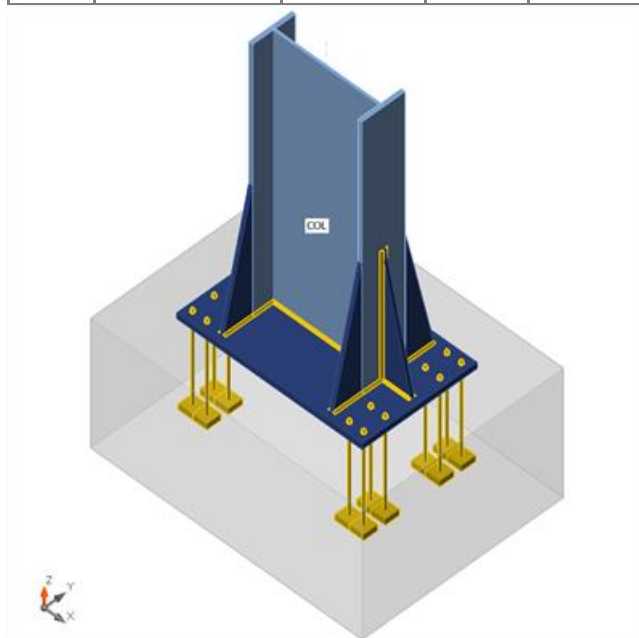
Nom CON1

Description

Analyse Contrainte, déformation/ chargement simplifié

Poutres et poteaux

Nom	Section transversale	β – Direction [°]	γ – Angle [°]	α – Rotation [°]	Décalage ex [mm]	Décalage ey [mm]	Décalage ez [mm]	Efforts dans
COL	2 - HEA800	0,0	-90,0	0,0	0	0	0	Nœud



Sections transversales

Nom	Matériau
2 - HEA800	S 275

Tiges

Nom	Groupe de boulons	Diamètre [mm]	fu [MPa]	Superficie brute [mm²]
M16 8.8	M16 8.8	16	800,0	201

Chargements (équilibre n'est pas exigé)

Nom	Élément	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	COL	-4176,2	49,4	1,7	0,0	1,2	26,9
LE2	COL	-6978,7	-27,7	-3,7	0,0	-14,9	-63,8

Fondation

Élément	Valeur	Unité
BdB 1		
Dimensions	1400 x 1890	mm
Profondeur	900	mm
Ancrage	M16 8.8	
Longueur de l'ancrage	600	mm
Transfert d'effort de cisaillement	Tiges	

Vérification

Sommaire

Nom	Valeur	Résultat
Analyse	100,0%	OK
Platines	1,9 < 5,0%	OK
Tiges	50,2 < 100%	OK
Soudures	98,0 < 100%	OK
Bloc de béton	64,4 < 100%	OK
Voilement	Pas calculé	

Platines

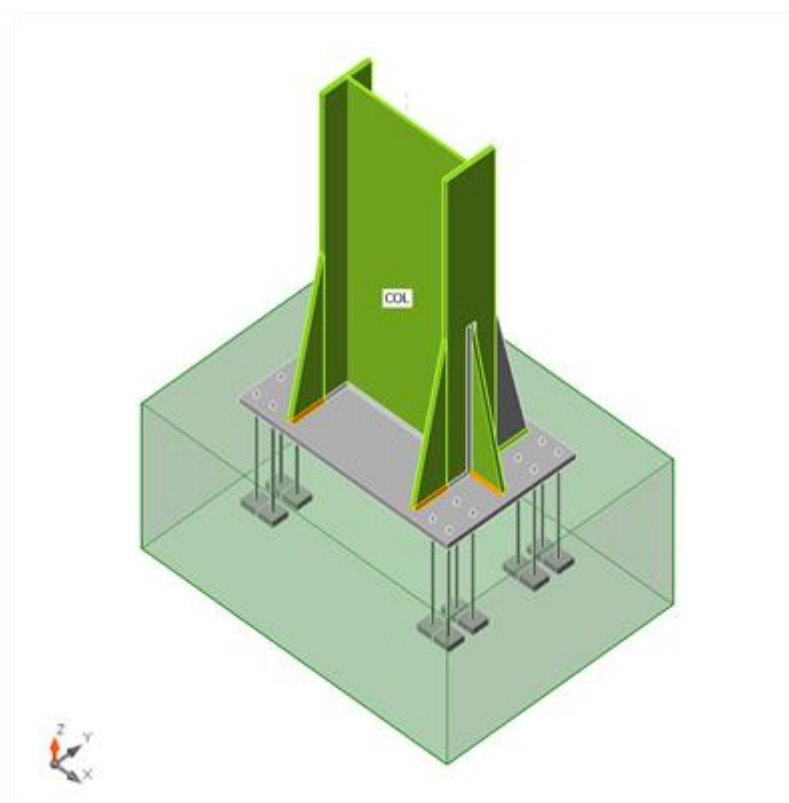
Nom	Épaisseur [mm]	Charges	σ_{Ed} [MPa]	ϵ_{Pl} [%]	$\sigma_{C_{Ed}}$ [MPa]	Résultat
COL-bfl 1	28,0	LE2	253,8	1,8	0,0	OK
COL-tfl 1	28,0	LE2	253,7	1,8	0,0	OK
COL-w 1	15,0	LE2	254,1	1,9	0,0	OK
BP1	40,0	LE2	182,1	0,0	0,0	OK
WID1a	25,0	LE2	252,1	1,0	0,0	OK
WID1b	25,0	LE2	196,4	0,0	0,0	OK
WID1c	25,0	LE2	252,0	0,9	0,0	OK
WID1d	25,0	LE2	240,7	0,0	0,0	OK
WID1e	25,0	LE2	250,2	0,1	0,0	OK
WID1f	25,0	LE2	250,2	0,1	0,0	OK

Données de conception

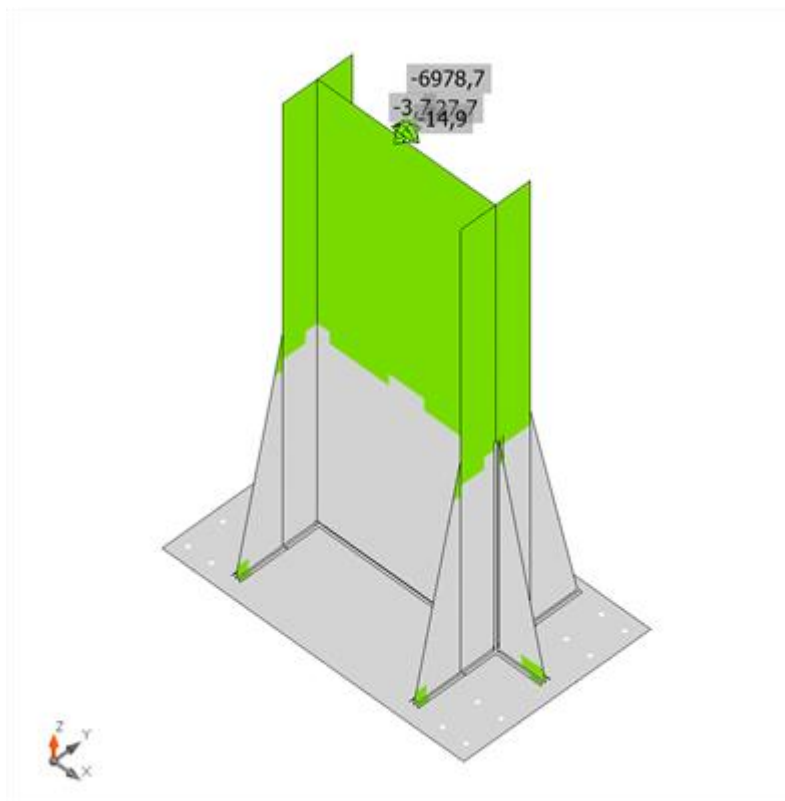
Matériau	f_y [MPa]	ϵ_{lim} [%]
S 275	275,0	5,0

Explication des symboles

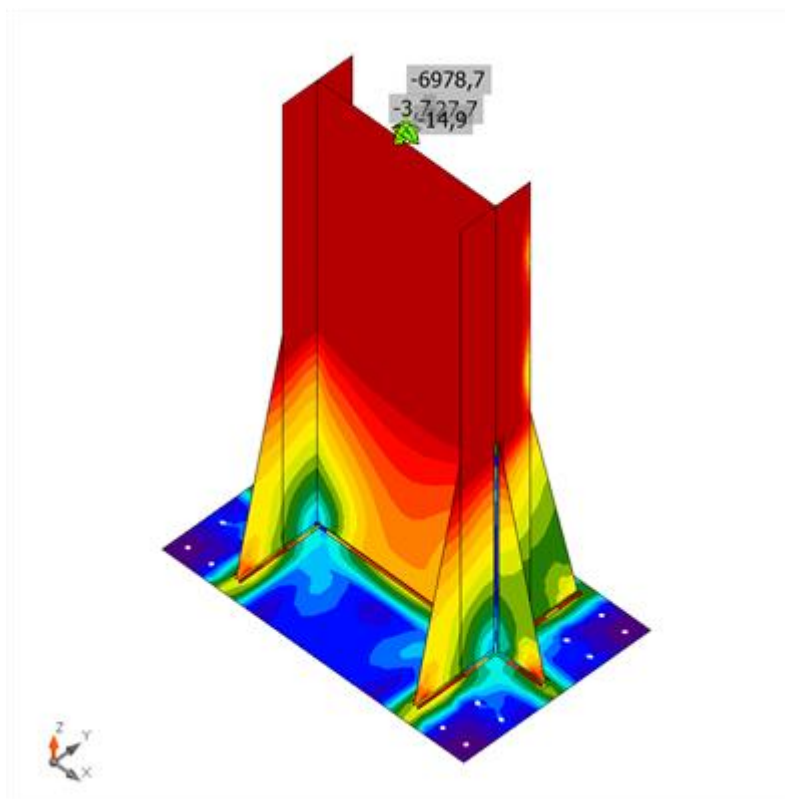
ϵ_{Pl}	Déformation
σ_{Ed}	Contrainte éq.
σ_{cEd}	Contrainte de contact
f_y	Limite d'élasticité
ϵ_{lim}	Déformation plastique limite



Vérification globale, LE2

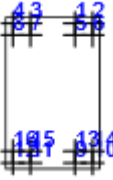


Vérification de déformation, LE2



Contrainte équivalente, LE2

Tiges

Forme	Élément	Charges	N _E d [kN]	V _E d [kN]	N _{Rd} , c [kN]	N _{Rd} , p [kN]	N _{Rd} , cb [kN]	V _{Rd} , c [kN]	V _{Rd} , cp [kN]	U _t t [%]	U _t s [%]	U _t s [%]	Résultat
	A1	LE1	0,0	3,5	-	1020,7	-	142,4	957,1	0,0	8,8	2,6	OK
	A2	LE1	8,1	3,5	317,6	1020,7	-	98,4	957,1	11,4	50,2	38,8	OK
	A3	LE1	0,0	2,7	-	1020,7	-	142,4	957,1	0,0	8,8	2,6	OK
	A4	LE2	13,9	2,5	313,2	1020,7	-	98,4	957,1	19,5	28,2	22,1	OK
	A5	LE1	0,0	3,6	-	1020,7	-	-	957,1	0,0	7,1	1,2	OK
	A6	LE1	0,0	3,8	-	1020,7	-	98,4	957,1	0,0	50,2	35,6	OK
	A7	LE1	0,0	2,8	-	1020,7	-	-	957,1	0,0	5,5	1,2	OK
	A8	LE2	0,0	2,8	-	1020,7	-	98,4	957,1	0,0	28,2	14,9	OK
	A9	LE1	0,0	3,5	-	1020,7	-	-	957,1	0,0	6,9	1,2	OK
	A10	LE1	8,1	3,5	317,6	1020,7	-	98,4	957,1	11,4	50,2	38,8	OK
	A11	LE2	0,0	2,6	-	1020,7	-	113,7	957,1	0,0	6,9	1,8	OK
	A12	LE2	13,6	2,6	313,2	1020,7	-	98,4	957,1	19,2	28,2	22,1	OK
	A13	LE1	0,0	3,5	-	1020,7	-	-	957,1	0,0	7,1	1,2	OK
	A14	LE1	0,0	3,7	-	1020,7	-	98,4	957,1	0,0	50,2	35,6	OK
	A15	LE1	0,0	2,7	-	1020,7	-	-	957,1	0,0	5,4	1,2	OK
	A16	LE2	0,0	2,9	-	1020,7	-	98,4	957,1	0,0	28,2	14,9	OK

Données de conception

Classe	$N_{Rd,s}$ [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]
M16 8.8 - 1	71,2	50,2

Explication des symboles

N_{Ed} Effort de traction

V_{Ed} Résultante des efforts de cisaillement V_y , V_z dans le boulon

$N_{Rd,c}$ Résistance de conception en cas de rupture de cône de béton sous charge de traction - EN1992-4 - Cl. 7.2.1.4

$N_{Rd,p}$ 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

$V_{Rd,c}$ Résistance de conception en cas de rupture de cône de béton sous charge de cisaillement - EN1992-4 - Cl. 7.2.2.5

$V_{Rd,cp}$ Résistance de conception en cas de rupture de béton par effet de levier - EN1992-4 - Cl. 7.2.2.4

U_t Usage en traction

U_s 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

Soudures (Redistribution plastique)

Élément	Bord	Ép. gorge [mm]	Longueur [mm]	Charges	$\sigma_{w,Ed}$ [MPa]	ϵ_{Pl} [%]	$\sigma_{\perp}$ [MPa]	$\tau_{\parallel}$ [MPa]	$\tau_{\perp}$ [MPa]	U_t [%]	U_{tc} [%]	Résultat
COL-bfl 1	WID1a	10,0	900	LE1								OK
COL-bfl 1	WID1b	10,0	900	LE1								OK
COL-tfl 1	WID1c	10,0	900	LE1								OK

COL-tfl 1	WID1 d	10,0	900	LE1								OK
BP1	COL- bfl 1	▲10,0 ■	300	LE2	209, 0	0, 0	- 99,4	35,8	- 99,9	51, 6	40, 0	OK
		▲10,0 ■	300	LE2	209, 3	0, 0	- 100, 1	- 36,6	99,6	51, 7	38, 5	OK
BP1	COL- tfl 1	▲10,0 ■	300	LE2	209, 3	0, 0	- 100, 0	36,9	- 99,6	51, 7	39, 0	OK
		▲10,0 ■	300	LE2	209, 2	0, 0	- 99,4	- 36,4	99,9	51, 7	40, 6	OK
BP1	COL- w 1	▲10,0 ■	762	LE2	207, 7	0, 0	- 103, 6	2,5	- 103, 9	51, 3	42, 3	OK
		▲10,0 ■	762	LE2	208, 3	0, 0	- 104, 4	-1,6	104, 1	51, 5	42, 6	OK
BP1	WID1 a	▲10,0 ■	200	LE2	396, 7	0, 0	- 164, 2	132, 1	- 161, 3	98, 0	72, 3	OK
		▲10,0 ■	200	LE2	396, 7	0, 0	- 161, 3	- 129, 6	164, 3	98, 0	72, 5	OK
BP1	WID1 b	▲10,0 ■	200	LE2	326, 6	0, 0	- 131, 9	107, 3	- 135, 1	80, 7	60, 0	OK
		▲10,0 ■	200	LE2	330, 2	0, 0	- 136, 6	- 111, 1	133, 4	81, 6	60, 4	OK
BP1	WID1 c	▲10,0 ■	200	LE2	396, 7	0, 0	- 160, 3	131, 8	- 162, 8	98, 0	72, 5	OK
		▲10,0 ■	200	LE2	396, 7	0, 0	- 162, 6	- 134, 3	160, 0	98, 0	72, 1	OK
BP1	WID1 d	▲10,0 ■	200	LE2	344, 5	0, 0	- 143, 0	114, 7	- 140, 0	85, 1	62, 4	OK

		▲10,0 ▲	200	LE2	340,5	0,0	-138,1	-111,2	141,1	84,1	62,0	OK
BP1	WID1e	▲10,0 ▲	200	LE2	396,8	0,1	-164,1	126,2	-166,0	98,0	61,7	OK
		▲10,0 ▲	200	LE2	396,8	0,1	-166,2	-127,8	164,2	98,0	62,2	OK
COL-tfl 1	WID1e	▲10,0 ▲	900	LE2	148,8	0,0	-10,6	-85,7	1,2	36,8	15,5	OK
		▲10,0 ▲	900	LE2	126,3	0,0	-1,0	71,8	12,7	31,2	15,1	OK
BP1	WID1f	▲10,0 ▲	200	LE2	396,8	0,1	-165,6	128,6	-163,7	98,0	61,5	OK
		▲10,0 ▲	200	LE2	396,8	0,1	-163,5	-127,3	165,4	98,0	60,7	OK
COL-bfl 1	WID1f	▲10,0 ▲	900	LE2	124,7	0,0	-0,3	-70,4	-14,8	30,8	14,7	OK
		▲10,0 ▲	900	LE2	152,3	0,0	-12,2	87,6	-2,4	37,6	15,6	OK

Données de conception

	β_w [-]	$\sigma_{w,Rd}$ [MPa]	0.9σ [MPa]
S 275	0,85	404,7	309,6

Explication des symboles

ϵ_{Pl}	Déformation
$\sigma_{w,Ed}$	Contrainte équivalente
$\sigma_{w,Rd}$	Résistance aux contraintes équivalentes
$\sigma_{\perp}$	Contrainte perpendiculaire
$\tau_{\parallel}$	Contrainte de cisaillement parallèle à l'axe de soudure
$\tau_{\perp}$	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

Bloc de béton

Élément	Charges	c [mm]	A _{eff} [mm ²]	σ [MPa]	k _j [-]	F _{jd} [MPa]	Ut [%]	Résultat
BdB 1	LE2	72	429415	16,4	2,28	25,5	64,4	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
 Ut Utilisation

Voilement

Analyse de flambement n'a pas été calculée.

Paramétrage de norme

Élément	Valeur	Unité	Référence
γ_{M0}	1,10	-	EN 1993-1-1: 6.1
γ_{M1}	1,10	-	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 5

Assemblage poteau-poteau

Données du projet

Nom de projet

Numéro du projet

Auteur

Description

Date 14/06/2025

Norme EN

Matériau

Acier S 275

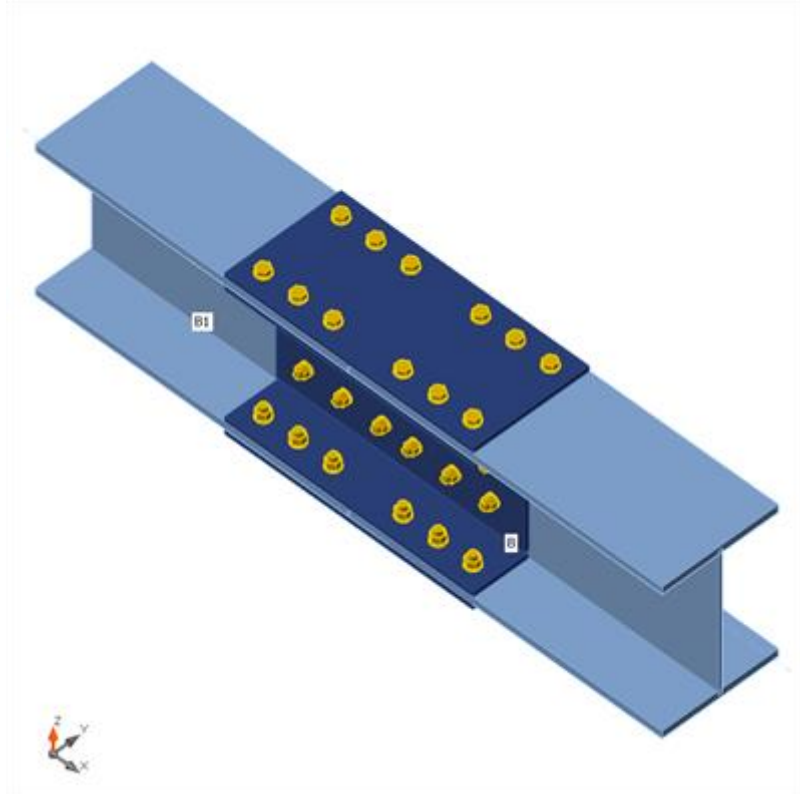
Élément du projet CON1

Conception

Nom	CON1
Description	
Analyse	Contrainte, déformation/ chargement simplifié

Poutres et poteaux

Nom	Section transversale	β – Direction [°]	γ – Angle [°]	α – Rotation [°]	Décalage ex [mm]	Décalage ey [mm]	Décalage ez [mm]	Efforts dans
B	5 - HEA400	0,0	0,0	0,0	0	0	0	Nœud
B1	5 - HEA400	180,0	0,0	0,0	0	0	0	Nœud



Sections transversales

Nom	Matériau
5 - HEA400	S 275

Boulons

Nom	Groupe de boulons	Diamètre [mm]	fu [MPa]	Superficie brute [mm²]
M20 8.8	M20 8.8	20	800,0	314
M18 8.8	M18 8.8	18	800,0	254

Chargements (équilibre n'est pas exigé)

Nom	Élément	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	B1	1139,0	-4,6	-34,9	0,0	0,0	0,0

Vérification

Sommaire

Nom	Valeur	Résultat
Analyse	100,0%	OK
Platines	0,0 < 5,0%	OK
Boulons	45,0 < 100%	OK
Voilement	Pas calculé	

Platines

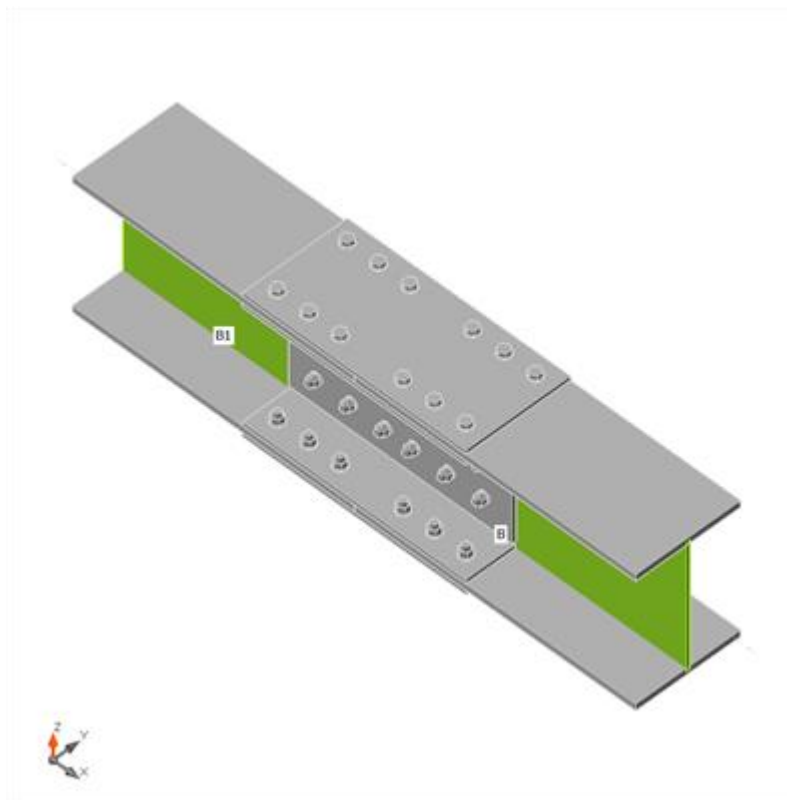
Nom	Épaisseur [mm]	Charges	σ_{Ed} [MPa]	ϵ_{Pl} [%]	$\sigma_{C_{Ed}}$ [MPa]	Résultat
B-bfl 1	19,0	LE1	168,7	0,0	11,1	OK
B-tfl 1	19,0	LE1	164,7	0,0	9,9	OK
B-w 1	11,0	LE1	226,6	0,0	8,2	OK
B1-bfl 1	19,0	LE1	167,9	0,0	11,3	OK
B1-tfl 1	19,0	LE1	156,6	0,0	10,0	OK
B1-w 1	11,0	LE1	244,8	0,0	8,0	OK
SPL1a	12,0	LE1	127,1	0,0	10,0	OK
SPL1b	12,0	LE1	141,7	0,0	9,8	OK
SPL1c	12,0	LE1	140,5	0,0	10,4	OK
SPL2a	12,0	LE1	145,2	0,0	11,1	OK
SPL2b	12,0	LE1	153,7	0,0	3	OK
SPL2c	12,0	LE1	155,4	0,0	11,1	OK
SPL3a	12,0	LE1	144,5	0,0	7,8	OK
SPL3b	12,0	LE1	145,7	0,0	12,6	OK

Données de conception

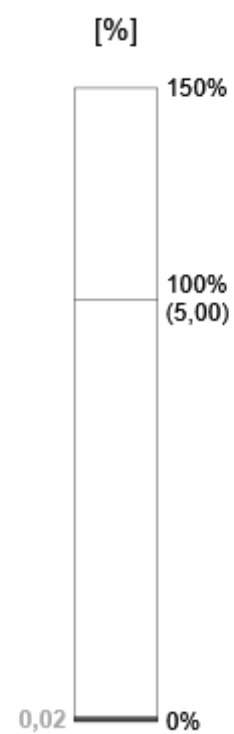
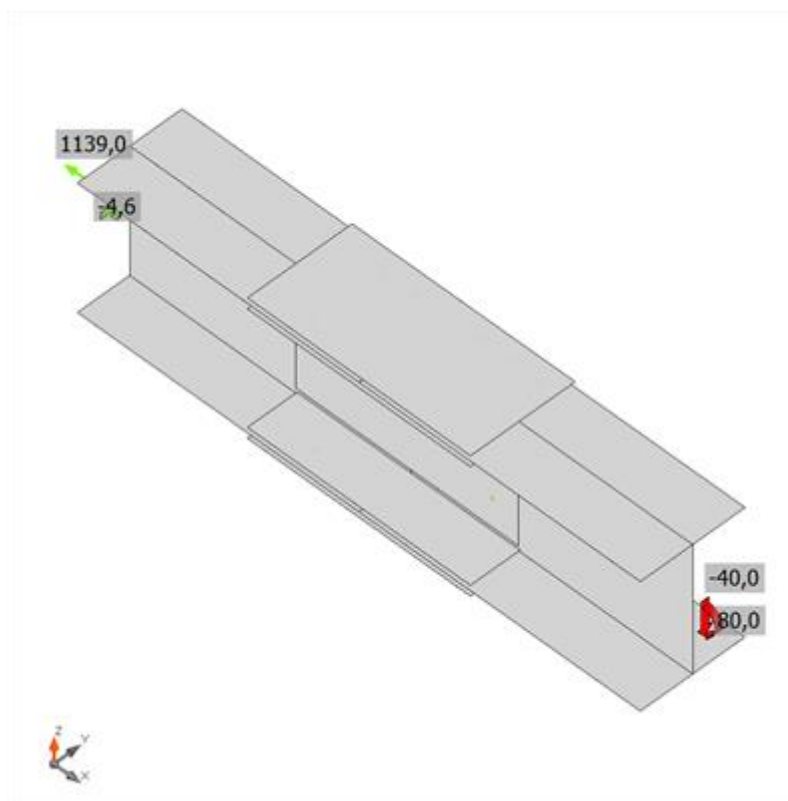
Matériau	f_y [MPa]	ϵ_{lim} [%]
S 275	275,0	5,0

Explication des symboles

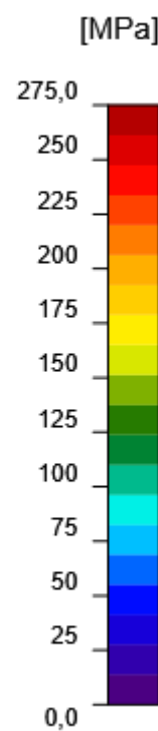
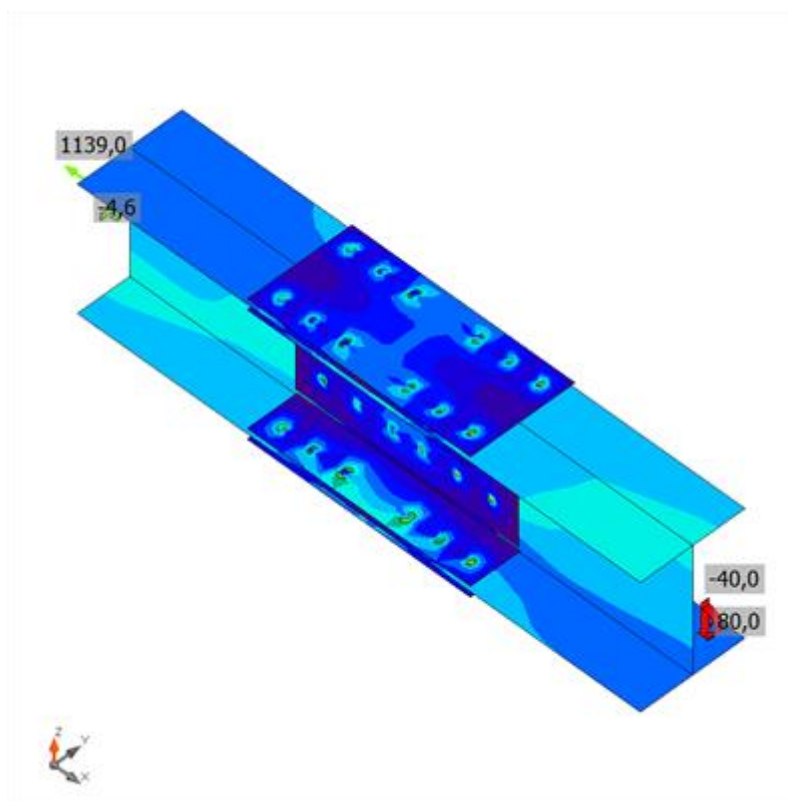
ϵ_{Pl}	Déformation
σ_{Ed}	Contrainte éq.
σ_{cEd}	Contrainte de contact
f_y	Limite d'élasticité
ϵ_{lim}	Déformation plastique limite



Vérification globale, LE1

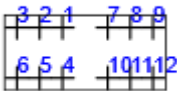
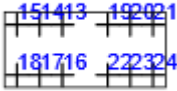


Vérification de déformation, LE1



Contrainte équivalente, LE1

Boulons

	Nom	Classe	Charges	F _{t,Ed} [kN]	V [kN]	U _t [%]	F _{b,Rd} [kN]	U _s [%]	U _{ts} [%]	Résultat
	B1	M20 8.8 - 1	LE1	3,9	29,0	2,8	326,8	24,1	26,1	OK
	B2	M20 8.8 - 1	LE1	3,3	28,8	2,3	326,8	23,9	25,6	OK
	B3	M20 8.8 - 1	LE1	8,2	29,5	5,8	156,4	24,5	28,6	OK
	B4	M20 8.8 - 1	LE1	3,9	28,6	2,8	326,8	23,7	25,7	OK
	B5	M20 8.8 - 1	LE1	3,2	28,4	2,3	326,8	23,5	25,2	OK
	B6	M20 8.8 - 1	LE1	8,2	29,0	5,8	156,4	24,0	28,2	OK
	B7	M20 8.8 - 1	LE1	4,0	28,9	2,9	326,8	24,0	26,0	OK
	B8	M20 8.8 - 1	LE1	3,2	28,3	2,3	326,8	23,5	25,1	OK
	B9	M20 8.8 - 1	LE1	8,0	28,7	5,6	156,4	23,8	27,8	OK
	B10	M20 8.8 - 1	LE1	4,1	29,4	2,9	326,8	24,4	26,4	OK
	B11	M20 8.8 - 1	LE1	3,2	28,8	2,3	326,8	23,9	25,5	OK
	B12	M20 8.8 - 1	LE1	8,0	29,2	5,7	156,4	24,2	28,3	OK
	B13	M20 8.8 - 2	LE1	4,6	33,2	3,2	326,8	35,3	37,6	OK
	B14	M20 8.8 - 2	LE1	3,6	32,5	2,6	326,8	34,6	36,4	OK
	B15	M20 8.8 - 2	LE1	9,1	32,8	6,5	156,4	34,9	39,5	OK
	B16	M20 8.8 - 2	LE1	4,6	32,6	3,2	326,8	34,7	37,0	OK
	B17	M20 8.8 - 2	LE1	3,6	32,0	2,6	326,8	34,0	35,8	OK

	B18	M20 8.8 - 2	LE1	9,0	32,2	6,4	156,4	34,3	38,8	OK
	B19	M20 8.8 - 2	LE1	4,3	32,3	3,1	326,8	34,3	36,5	OK
	B20	M20 8.8 - 2	LE1	3,6	32,0	2,5	326,8	34,0	35,8	OK
	B21	M20 8.8 - 2	LE1	8,9	32,6	6,3	156,4	34,6	39,1	OK
	B22	M20 8.8 - 2	LE1	4,4	32,9	3,1	326,8	34,9	37,1	OK
	B23	M20 8.8 - 2	LE1	3,6	32,5	2,5	326,8	34,6	36,4	OK
	B24	M20 8.8 - 2	LE1	9,0	33,2	6,4	156,4	35,3	39,8	OK
333231404142 302928373839 272625343536	B25	M18 8.8 - 3	LE1	2,5	22,3	2,3	113,5	39,2	24,4	OK
	B26	M18 8.8 - 3	LE1	2,1	22,4	1,9	170,3	26,3	24,3	OK
	B27	M18 8.8 - 3	LE1	4,8	23,6	4,3	170,3	27,7	27,3	OK
	B28	M18 8.8 - 3	LE1	2,5	22,1	2,3	113,5	38,9	24,3	OK
	B29	M18 8.8 - 3	LE1	2,0	22,0	1,9	170,3	25,8	23,9	OK
	B30	M18 8.8 - 3	LE1	5,2	23,2	4,7	170,3	27,3	27,2	OK
	B31	M18 8.8 - 3	LE1	3,1	23,9	2,8	113,5	42,0	26,5	OK
	B32	M18 8.8 - 3	LE1	2,4	23,4	2,2	170,3	27,4	25,5	OK
	B33	M18 8.8 - 3	LE1	5,5	24,1	4,9	170,3	28,3	28,2	OK
	B34	M18 8.8 - 3	LE1	3,0	25,6	2,7	113,5	45,0	28,2	OK
	B35	M18 8.8 - 3	LE1	2,4	25,4	2,2	170,3	29,8	27,6	OK
	B36	M18 8.8 - 3	LE1	5,3	26,5	4,8	170,3	31,1	30,6	OK

	B37	M18 8.8 - 3	LE1	2,6	22,3	2,4	113,5	39,2	24,5	OK
	B38	M18 8.8 - 3	LE1	2,1	22,0	1,9	170,3	25,8	23,9	OK
	B39	M18 8.8 - 3	LE1	5,2	23,2	4,7	170,3	27,2	27,1	OK
	B40	M18 8.8 - 3	LE1	2,7	20,9	2,4	113,6	36,8	23,2	OK
	B41	M18 8.8 - 3	LE1	2,1	20,4	1,9	170,3	24,0	22,3	OK
	B42	M18 8.8 - 3	LE1	4,9	21,1	4,4	170,3	24,8	24,8	OK

Données de conception

Nom	$F_{t,Rd}$ [kN]	$B_{p,Rd}$ [kN]	$F_{v,Rd}$ [kN]
M20 8.8 - 1	141,1	247,2	120,6
M20 8.8 - 2	141,1	247,2	94,1
M18 8.8 - 3	110,6	222,3	97,5

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

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 6

Assemblage poutre secondaire-voile

Données du projet

Nom de projet

Numéro du projet

Auteur

Description

Date 01/06/2025

Norme EN

Matériau

Acier S 275

Béton C25/30

Élément du projet CON1

Conception

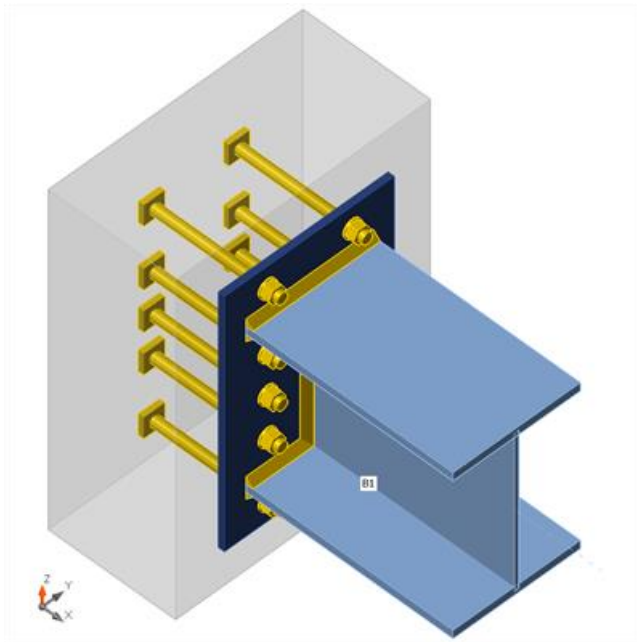
Nom CON1

Description

Analyse Contrainte, déformation/ chargement simplifié

Poutres et poteaux

Nom	Section transversale	β – Direction [°]	γ – Angle [°]	α – Rotation [°]	Décalage ex [mm]	Décalage ey [mm]	Décalage ez [mm]	Efforts dans
B1	1 - HEA400	0,0	0,0	0,0	0	0	0	Nœud



Sections transversales

Nom	Matériau
1 - HEA400	S 275

Tiges

Nom	Groupe de boulons	Diamètre [mm]	fu [MPa]	Superficie brute [mm ²]
M24 8.8	M24 8.8	24	800,0	452

Chargements (équilibre n'est pas exigé)

Nom	Élément	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	B1	0,0	0,0	-34,5	0,0	138,2	0,0

Fondation

Élément	Valeur	Unité
BdB 1		
Dimensions	800 x 600	mm
Profondeur	300	mm

Ancrage	M24 8.8	
Longueur de l'ancrage	250	mm
Transfert d'effort de cisaillement	Frottement	

Vérification

Sommaire

Nom	Valeur	Résultat
Analyse	100,0%	OK
Platines	0,1 < 5,0%	OK
Tiges	71,1 < 100%	OK
Soudures	44,5 < 100%	OK
Bloc de béton	56,6 < 100%	OK
Cisaillement	28,7 < 100%	OK
Voilement	Pas calculé	

Platines

Nom	Épaisseur [mm]	Charges	σ_{Ed} [MPa]	ϵ_{Pl} [%]	$\sigma_{C_{Ed}}$ [MPa]	Résultat
B1-bfl 1	19,0	LE1	141,0	0,0	0,0	OK
B1-tfl 1	19,0	LE1	186,2	0,0	0,0	OK
B1-w 1	11,0	LE1	80,4	0,0	0,0	OK
SP1	15,0	LE1	275,2	0,1	0,0	OK

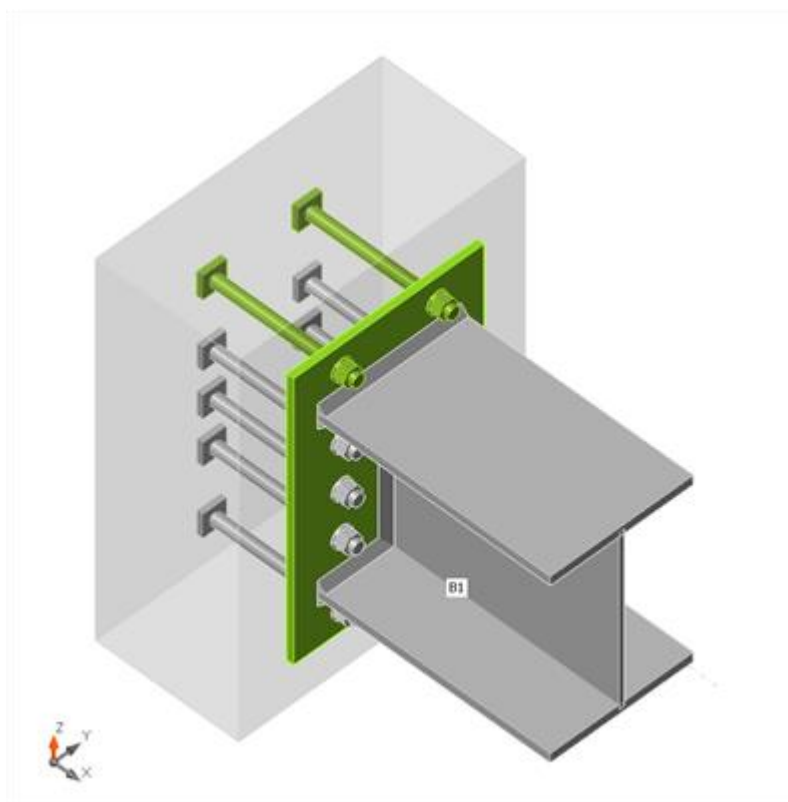
Données de conception

Matériau	f_y [MPa]	ϵ_{lim} [%]
S 275	275,0	5,0

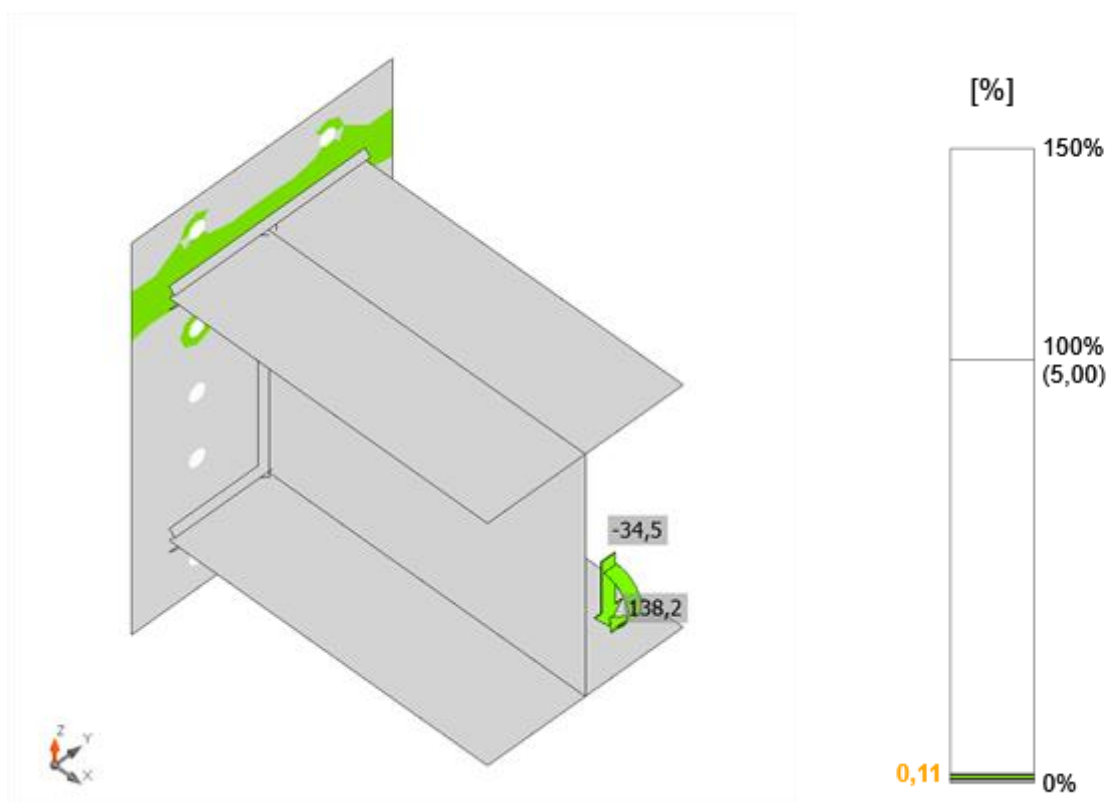
Explication des symboles

ϵ_{Pl}	Déformation
σ_{Ed}	Contrainte éq.
$\sigma_{C_{Ed}}$	Contrainte de contact
f_y	Limite d'élasticité

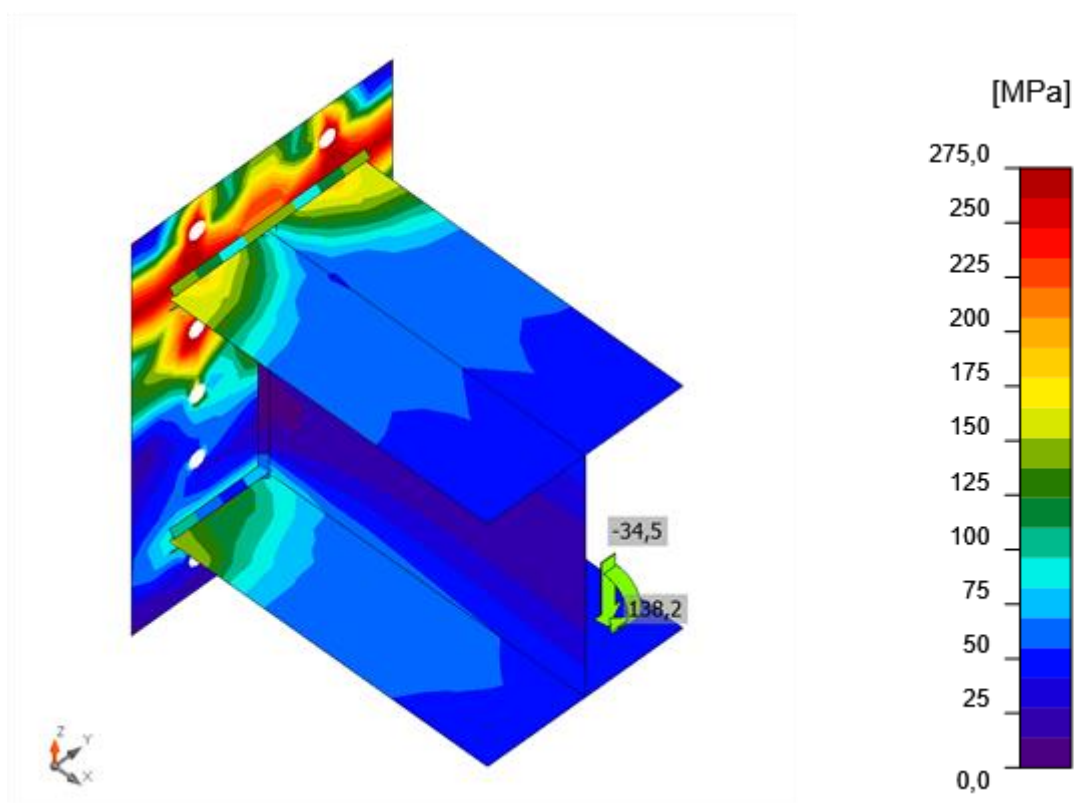
ϵ_{lim} Déformation plastique limite



Vérification globale, LE1

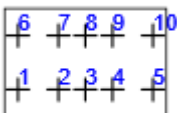


Vérification de déformation, LE1



Contrainte équivalente, LE1

Tiges

Forme	Élémen t	Charge s	N _{Ed} [kN]	V _{Ed} [kN]	N _{Rd,p} [kN]	N _{Rd,c} ^b [kN]	U _t [%]	U _t [%]	U _t [%]	Résulta t
	A1	LE1	113,7	0,0	298,6	-	71,1	0,0	50,5	OK
	A2	LE1	92,0	0,0	298,6	-	57,5	0,0	33,0	OK
	A3	LE1	11,9	0,0	298,6	-	7,5	0,0	0,8	OK
	A4	LE1	0,5	0,0	298,6	-	0,3	0,0	0,0	OK
	A5	LE1	0,0	0,0	298,6	-	0,0	0,0	0,0	OK
	A6	LE1	113,8	0,0	298,6	-	71,1	0,0	50,6	OK
	A7	LE1	92,0	0,0	298,6	-	57,5	0,0	33,0	OK
	A8	LE1	11,9	0,0	298,6	-	7,5	0,0	0,8	OK
	A9	LE1	0,6	0,0	298,6	-	0,4	0,0	0,0	OK
	A10	LE1	0,0	0,0	298,6	-	0,0	0,0	0,0	OK

Données de conception

Classe	N _{Rd,s} [kN]	V _{Rd,s} [kN]
M24 8.8 - 1	160,0	113,0

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_t	Usage en traction
U_s	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

Soudures (Redistribution plastique)

Éléme nt	Bor d	Ép. gorge [mm]	Longue ur [mm]	Charg es	$\sigma_{w,Ed}$ [MP a]	ε_{Pl} [%]	$\sigma_{\perp}$ [MP a]	$T_{\parallel}$ [MP a]	$T_{\perp}$ [MP a]	U_t [%]	U_c [%]	Résult at
SP1	B1- bfl 1	▲12,0 ▲	300	LE1	106,8	0,0	- 36,1	- 41,4	- 40,6	26,4	17,7	OK
		▲12,0 ▲	300	LE1	150,0	0,0	- 60,5	56,0	56,0	37,1	27,8	OK
SP1	B1- tfl 1	▲12,0 ▲	300	LE1	145,1	0,0	86,9	- 25,6	62,0	35,9	30,1	OK
		▲12,0 ▲	300	LE1	88,5	0,0	44,6	13,0	- 42,2	21,9	14,1	OK
SP1	B1- w 1	▲12,0 ▲	371	LE1	180,0	0,0	- 80,2	48,0	- 79,7	44,5	10,8	OK
		▲12,0 ▲	371	LE1	179,6	0,0	- 79,3	- 47,9	79,8	44,4	10,7	OK

Données de conception

	β_w [-]	$\sigma_{w,Rd}$ [MPa]	0.9σ [MPa]
S 275	0,85	404,7	309,6

Explication des symboles

ε_{Pl}	Déformation
$\sigma_{w,Ed}$	Contrainte équivalente
$\sigma_{w,Rd}$	Résistance aux contraintes équivalentes

$\sigma_{\perp}$	Contrainte perpendiculaire
$\tau_{ }$	Contrainte de cisaillement parallèle à l'axe de soudure
$\tau_{\perp}$	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
U _{tc}	Utilisation de capacité de la soudure

Bloc de béton

Élément	Charges	c [mm]	A _{eff} [mm ²]	σ [MPa]	k _j [-]	F _{jd} [MPa]	Ut [%]	Résultat
BdB 1	LE1	25	26330	18,2	2,89	32,3	56,6	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
Ut	Utilisation

Cisaillement dans le plan de contact

Nom	Charges	V _y [kN]	V _z [kN]	V _{Rd,y} [kN]	V _{Rd,z} [kN]	V _{c,Rd} [kN]	Ut [%]	Résultat
SP1	LE1	34,5	0,0	120,1	120,1	0,0	28,7	OK

Explication des symboles

V _y	Effort de cisaillement du pied de poteau V _y
V _z	Effort de cisaillement du pied de poteau V _z
V _{Rd,y}	Résistance au cisaillement
V _{Rd,z}	Résistance au cisaillement
V _{c,Rd}	Résistance à la pression diamétrale du béton
Ut	Utilisation

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	Aucun		EN 1992-4: 7.2.1.4 and 7.2.2.5
Utiliser α_b calculé dans la vérification de la pression diamétrale.	Non		EN 1993-1-8: tab 3.4
Béton fissuré	Non		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)	Non		Grandes déformations des sections creuses
Structure contreventée	Non		EN 1993-1-8: 5.2.2.5

