

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

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



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

كلية التكنولوجيا
Faculté De Technologie
قسم الهندسة المدنية
Département de Génie Civil
مذكرة نهاية التخرج

MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDE

Pour l'obtention du diplôme master en Génie Civil

Option : Construction métallique et mixtes

THÈME

ETUDE D'UN PARKING DE STATIONNEMENT AVEC ANALYSE DE
FLAMBEMENT DU SYSTEME DE CONTREVENTEMENT.

Etudié et réaliser par

OTMANI Nesrine & BOUDAIDIR Rihab

Devant le jury composé de :

	U. Saad Dahleb-Blida	Président
	U. Saad Dahleb-Blida	Examineur
Mr. RAHMANI. KH	U. Saad Dahleb-Blida	Promoteur
Mr. BELHOUCHEAT.F	BEREP	Co-promoteur

Blida, Juin 2025

Remerciements

Ce mémoire représente l'aboutissement d'un long parcours d'efforts, d'apprentissage et de persévérance. Il n'aurait pu voir le jour sans le soutien et les encouragements de plusieurs personnes à qui j'adresse ma profonde gratitude.

Je remercie d'abord Dieu le Tout-Puissant pour Ses bienfaits, Sa protection et la force qu'Il m'a donnée tout au long de ce travail.

Je tiens à exprimer ma sincère reconnaissance à Monsieur **RAHMANI Khaled**, encadrant de ce mémoire, pour sa disponibilité, son accompagnement précieux, ainsi que ses conseils constructifs qui ont grandement contribué à l'orientation de ce travail.

Je remercie également Monsieur **BELHOUCHE Fouzi**, co-encadrant, pour sa bienveillance, ses remarques pertinentes et son appui constant tout au long du projet.

Ma gratitude va également à Monsieur **ZAHAF A.** pour la qualité de son enseignement, ses explications claires et sa passion pour le génie civil, qui ont profondément enrichi ma formation.

Je remercie les membres du jury pour l'intérêt porté à ce travail et pour leurs observations enrichissantes.

Enfin, j'adresse mes remerciements à l'ensemble de mes enseignants pour leur dévouement tout au long de ma formation en génie civil.

Dédicace

À ceux qui ont semé en mon cœur l'amour de l'ambition, l'ont arrosé de leurs prières, de leur patience et de leur confiance, je dédie ce travail modeste, fruit de plusieurs années d'efforts, de défis et d'apprentissage.

À mon cher père, **Djilali** battement de confiance dans ma vie, roc solide sur lequel je me suis appuyée à chaque étape, merci pour chaque instant où tu m'as poussée en avant sans jamais rien attendre en retour.

À ma chère mère, **FT. Zahra** lumière inaltérable et tendresse inépuisable, tu as toujours été ma prière exaucée et mon apaisement dans les moments de fatigue. Ta seule présence suffit à me donner envie de réussir chaque jour.

À ma grande sœur, **Samira** qui fut à la fois une seconde maman, une première confidente et un pilier dans ma vie. Tu m'as enseigné la patience, offert ton réconfort sans compter, et protégé avec un amour sincère. Tu es une fierté et une sécurité que rien ne peut remplacer.

À mon frère, **Merouane** confident silencieux et soutien fidèle. Ta simple présence suffisait à me rassurer et à me rappeler que je ne suis jamais seule. Merci d'être ce frère exemplaire et discret, toujours là au bon moment.

À ma petite sœur, **Wiam** ce miroir dans lequel se reflètent mes émotions. Tu es la douceur dans le tumulte, la chaleur dans les jours froids, et une partie inséparable de mon cœur. Reste toujours aussi précieuse.

À ma précieuse binôme, **Rihab** partenaire de réussite et de soutien tout au long du projet, merci pour ta présence sincère, ta patience, et chaque moment partagé avec honnêteté et dévouement.

À mes merveilleuses amies, **Sihem , Ichrak , Sirine , Hana , Fayrouz , Nadia, Zahra** celles qui m'ont accompagnée à chaque pas, partageant fatigue, inquiétude, instants de folie et rires sincères. Merci d'avoir fait partie de ce voyage, votre amitié était exactement ce dont j'avais besoin pour continuer.

À cette personne discrète par sa présence, **M.L** forte par son impact, dont le soutien a été constant, et dont le silence disait bien plus que les mots. Je n'en dirai pas plus, juste : « Merci d'avoir été là. »

À mes chers amis **Aymen , Mehdi , Abdou , Souhil** merci pour chaque moment vécu ensemble. On a ri, on a été fatigué , stressés , heureux Et à chaque instant , on était toujours là les uns pour les autres , votre présence a rendu ce chemin plus beau .

À tous ceux qui ont contribué d'un mot, d'une idée, d'une prière ou même d'un sourire : merci du fond du cœur.

Nesrine

Dédicace

Louange à Dieu qui m'a permis d'atteindre ce moment tant attendu, après un chemin rempli de défis, de leçons, et surtout... d'amour et de soutien.

Je dédie ce travail aux personnes les plus chères à mon cœur :

À mon père Ahmed Tu m'as appris la patience, la force et la sagesse. Tu es ce modèle de calme et de courage dans ma vie. Ta présence est une vraie bénédiction. Merci pour tout.

À ma mère Asma mon pilier, mon refuge, ma force silencieuse. Tu as tout sacrifié pour moi, dans le calme et l'amour. Tes prières m'ont protégée et ton affection a apaisé ma fatigue. Merci du fond du cœur. Que Dieu te préserve et te récompense à la hauteur de ton cœur immense.

À mon grand frère Amar Tu as toujours été là, un soutien solide et une épaule sûre. Ta présence m'a beaucoup portée. Merci infiniment pour ton aide précieuse.

À Yasser, mon petit frère ton rire, ton énergie, ta présence spontanée ont été un rayon de soleil pendant ce parcours. Merci pour ces moments de légèreté et d'amour pur. Tu comptes beaucoup pour moi

À Insaf, ma petite sœur ta douceur, ton attention, et ton enthousiasme m'ont énormément touchée. Merci d'avoir partagé mes lectures, mes doutes, mes petits moments d'épuisement. Tu étais là, discrètement, mais avec tant d'amour

À Houda plus qu'une amie, mon âme sœur Tu m'as comprise sans un mot, tu as été là dans chaque étape, dans la joie comme dans le stress. Tu as été ma paix au milieu du tumulte. Que Dieu te garde pour moi.

Je remercie de tout cœur ma binôme **Nersine**, mon alliée dans chaque détail de ce parcours. On a tout traversé ensemble. Ta présence m'a beaucoup portée, merci pour chaque moment partagé.

Enfin, je remercie mes compagnons de route : **Sidou, Mehdi et Aymen, Abdou** vous étiez la joie dans la fatigue, vos sourires et votre énergie ont rendu ce voyage plus léger et plus beau. Merci d'avoir fait partie de cette aventure.

Ce diplôme n'est pas seulement le mien, il appartient à tous ceux qui m'ont aimée et soutenue.

Rihab

Résumé

Notre projet de fin d'étude se divise en deux parties : la première consiste à étudier un parc de stationnement en charpente métallique, il est constitué de 8 niveaux (R+5 étages + entre sol) implanté à ALGER, considéré par le RPA2024 comme zone de forte sismicité. Ce parking, peut accueillir environ 93 véhicules, et se compose d'un rez-de chaussée et 3 étages plus un bloc administratif de 3 niveaux, Quant à la deuxième partie, elle consiste à une étude paramétrique du comportement des contreventement constitué par 2UPN est établi, dans le but de déterminer l'efficacité des positions des entretoises et leurs nombres par une méthode numérique dont les résultats reste dans le cadre d'une analyse linéaire. Comme dans la majorité des cas, une étude bien faite doit répondre à certains critères, notamment la sécurité de l'ouvrage ainsi que l'économie, et cela a été effectué conformément au règlement algérien en vigueur (RPA, CCM97...) ainsi que d'autre règlements européens.

Mots clés : Charpente métallique, dynamique, plancher mixte.

Abstract

Our final year project is divided into two parts: the first part consists of studying a steel-framed parking structure made up of 8 levels (G+5 floors + 2 basement levels), located in ALGIERS, classified as a high seismic zone according to RPA2024. This parking facility can accommodate around 93 vehicles and consists of a ground floor, three floors, and an administrative block with three levels.

As for the second part, it involves a parametric study of the behavior of bracing made of 2UPN, aiming to determine the efficiency of the positions and number of spacers using a numerical method. The results remain within the framework of linear analysis.

As in most cases, a well-conducted study must meet certain criteria, particularly the safety of the structure as well as cost-efficiency. This has been carried out in accordance with the applicable Algerian regulations (RPA, CCM97, etc.) as well as other European standards.

Keywords: Steel structure, dynamics, composite floor.

ملخص

يتكوّن مشروع تخرجنا من جزئين: الجزء الأول يتمثل في دراسة موقف سيارات مكوّن من هيكل معدني، يتكوّن من 8 طوابق (طابق أرضي + 5 طوابق + طابقين سفليين) ويقع في الجزائر العاصمة، وتُصنّف هذه المنطقة حسب RPA2024 على أنها منطقة ذات نشاط زلزالي قوي. يمكن أن يستوعب هذا الموقف حوالي 93 سيارة، ويتكوّن من طابق أرضي وثلاثة طوابق إضافة إلى مبنى إداري مكوّن من ثلاثة طوابق.

أما الجزء الثاني، فيتمثل في دراسة بارامترية لسلوك نظام التثبيت الجانبي المكوّن من مقطعين UPN، بهدف تحديد فعالية مواقع الفواصل وعددها باستخدام طريقة عددية، حيث تبقى النتائج ضمن إطار التحليل الخطي. وكما هو الحال في أغلب الدراسات، فإن الدراسة الجيدة يجب أن تلبّي معايير معينة، وعلى رأسها أمان المنشأة وكذلك الجوانب الاقتصادية، وقد تم إنجاز ذلك وفقاً للتشريعات الجزائرية المعمول بها (RPA)، (CCM97...) بالإضافة إلى بعض القوانين الأوروبية.

الكلمات المفتاحية: الهيكل المعدني، الديناميكا، البلاطة المركبة.

Sommaire

Remerciements

Dédicace

Résumé

Abstract

ملخص

Liste des Figures

Liste des Tableaux

Liste des Symboles

Introduction générale 1

Chapitre I : Généralités et présentation de l'ouvrage

I.1	Présentation de l'ouvrage.....	4
I.2	Caractéristiques géométriques.....	4
I.3	Propriétés des matériaux utilisés	7
I.3.1	L'acier	7
I.3.2	Le béton.....	8
I.4	Moyen d'assemblage :	9
I.5	Les actions.....	10
I.6	I 6 Les combinaisons d'action.....	10
I.6.1	I 6 1 Situations durables.....	10
I.6.2	Situations accidentelles	10
I.7	Limites des flèches et des déplacements CCM97	11
I.7.1	Flèche verticale.....	11
I.8	Classification des sections transversales.....	12
I.9	Logiciels utilisés :.....	13
I.10	Règlements utilisés :.....	13
I.11	Conclusion	13

Chapitre II : Conception de l'ouvrage

II.1	Introduction.....	15
II.2	Conception architectural.....	15
II.2.1	Structure horizontale	15
II.2.2	Plancher mixte	16

II.2.3 L'escalier.....	20
II.2.4 Les rampes	20
II.2.5 Les façades	21
II.2.6 Les gardes corps	21
II.2.7 Les contreventements	21
II.2.8 Les fondations	21

Chapitre III : Évaluation des charges et surcharges

III.1 Introduction.....	23
III.2 Charges permanentes G	23
III.2.1 Plancher étages courants :	23
III.2.2 Plancher terrasse	23
III.3 Acrotère	24
III.4 Charges d'exploitation Q.....	25
III.5 Étude climatique	25
III.5.1 Introduction.....	25
III.5.2 Action de la neige	25
III.5.3 Effet du vent	27
III.5.4 Données relatives au site	27
III.5.5 Détermination de la pression de pointe	28
III.6 Conclusion	41

Chapitre IV : Prédimensionnement des éléments principaux

IV.1 Introduction.....	43
IV.2 Étude du plancher mixte (collaborant)	43
IV.3 Pré dimensionnement des solives	44
IV.3.1 Entraxe des solives.....	44
IV.3.2 Choix du profilé	44
IV.3.3 Phase initiale	45
IV.3.4 Phase finale	48
IV.3.5 Calcul des connecteurs	51
IV.4 Pré dimensionnement des poutres secondaires	56
IV.5 Pré dimensionnement des poutres principales	56
IV.5.1 Phase initiale	57
IV.5.2 Phase finale	59
IV.5.3 Calcul des connecteurs	63

IV.6	Pré dimensionnement des poutres de rampe d'accès	66
IV.6.1	Phase initiale	66
IV.6.2	Phase finale	67
IV.7	Pré dimensionnement des poteaux	67
IV.7.1	Introduction.....	67
IV.7.2	Principe de calcul	68
IV.7.3	Étapes de pré dimensionnement.....	69
IV.7.4	Vérification du flambement pour le poteau du RDC	71
IV.8	Conclusion	74
Chapitre V : Étude des éléments secondaires		
V.1	Introduction.....	76
V.2	Escalier métallique	76
V.2.1	Introduction	76
V.2.2	Escalier bloc administratif	77
V.2.3	Escalier de parking	81
V.3	L'acrotère.....	86
V.3.1	Charge sismique	86
V.3.2	Calcul des sollicitations	87
V.3.3	Ferraillage	87
V.4	Garde-corps.....	89
V.4.1	Évaluation des charges et surcharges :	89
V.4.2	Calcul des sollicitations	90
V.4.3	Ferraillage	90
V.5	Conclusion	92
Chapitre VI : Étude dynamique		
VI.1	Introduction.....	94
VI.2	Caractéristique dynamiques propres	94
VI.3	Modélisation de la structure.....	95
VI.4	Choix de la méthode de calcul	97
VI.4.1	La méthode statique équivalente.....	97
VI.4.2	La méthode modale spectrale	98
VI.4.3	La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes	98
VI.4.4	Critères de classification selon RPA2024	99
VI.5	Vérification de la structure	99

VI.5.1	Vérification de la force sismique a la base	99
VI.5.2	L'analyse modale spectrale	101
VI.5.3	Résultat de l'analyse dynamique	103
VI.6	Conclusion	115
Chapitre VII : Vérification des éléments		
VII.1	Introduction.....	117
VII.2	Vérification des poteaux.....	117
VII.3	Procédure de calcul	117
VII.3.1	Vérification vis-à-vis du flambement.....	118
VII.3.2	Vérification vis-à-vis du déversement.....	122
VII.4	Vérification des poutres principales	125
VII.4.1	Les Sollicitations :.....	126
VII.4.2	Vérification du moment fléchissant	126
VII.4.3	Vérification au déversement	126
VII.4.4	Vérification au voilement de l'âme par cisaillement	127
VII.5	Vérification des contreventements	128
VII.5.1	Généralités	128
VII.5.2	Conception du système de contreventement	129
VII.5.3	Dimensionnement des contreventements	129
VII.5.4	Vérifications des contreventements	131
VII.6	Conclusion	132
Chapitre VIII : Calcul des assemblages		
VIII.1	Introduction.....	134
VIII.2	Classification des assemblages	134
VIII.3	Choix du type d'assemblage	135
VIII.4	Assemblage poteau-poutre.....	136
VIII.5	Présentation ROBOT.....	143
VIII.6	Assemblage de contreventement 2UPN300	143
VIII.7	Assemblage de Poteau – contreventement	145
VIII.8	Assemblage pied de poteau HEA400	146
Chapitre IX : Etude du comportement des système de contreventement		
IX.1	Etude de flambement des contreventements.....	151
IX.1.1	Introduction.....	151
IX.2	Méthode et référence réglementaire	151

IX.2.1	Application règlementaire	151
IX.3	Aspect mathématique de l'analyse de flambement globale.....	153
IX.4	Modélisation numérique	153
IX.4.1	Méthodologie	154
IX.4.2	Définition.....	155
IX.4.3	Equal Constraint.....	155
IX.4.4	Analyse de flambement globale.....	157
Conclusion générale		168
Références bibliographiques		
Annexes		

Liste des Figures

Figure I. 1: Vue en coupe.	4
Figure I. 2: Vue en plan de parking.	5
Figure I. 3: Vue en plan de bloc administratif.	6
Figure I. 4: Diagramme contraintes et déformations de l'acier.....	8
Figure I. 5: flèche verticale.....	11
Figure I. 6: Comportement moment-rotation correspondant à chaque classe de section...	13
Figure II. 1: Schéma représentatif de la connexion entre la poutre et la dalle en béton. ...	16
Figure II. 2: Schéma représentatif du plancher collaborant	17
Figure II. 3: Types de connecteurs	19
Figure II. 4: Connecteur de type Nelson (goujon à tête).....	19
Figure II. 5: Les types d'escalier métallique	20
Figure II. 6: Rampe demi-niveau.....	20
Figure III. 1: Dimension de l'acrotère	25
Figure III. 2: coefficient de forme toiture a un versant	26
Figure III. 3: Schéma représentatif des hauteurs d'après.....	28
Figure III. 4: Directions du vent.....	30
Figure III. 5: Légende pour les parois verticales.....	31
Figure III. 6: Légende pour le sens V2	31
Figure III. 7: C_{pe} correspondant à chaque zone de paroi verticale dans le sens V2.	32
Figure III. 8: Coefficient de pression intérieure C_{pi} des bâtiments, sans face dominante.	34
Figure III. 9: Légende relative aux murs verticaux.	36
Figure III. 10: Légende pour les parois verticales dans le sens V1.	36
Figure III. 11: Légende pour les parois verticales V1.	37
Figure III. 12: Légende pour la toiture (V1).	38
Figure III. 13: Coefficient de pression intérieure C_{pi} des bâtiments, sans face dominante.	39
Figure IV. 1: Représentation 3D d'un plancher collaborant.	43
Figure IV. 2: Schéma d'entre axe des solives	44

Figure IV. 3: Schéma statique d'une solive.	45
Figure IV. 4: Largeur participante de la dalle <i>beff</i>	48
Figure IV. 5: Diagramme des contraintes et position de l'axe neutre.	49
Figure IV. 6: Dimensions de la tôle et du connecteur.	51
Figure IV. 7: Limite de K	52
Figure IV. 8: Largeur efficace de la zone comprimée.	60
Figure IV. 9: Dimensions de la tôle et du connecteur.	63
Figure IV. 10: Goujon à tête soudée	65
Figure IV. 11: Surface d'influence du poteau le plus sollicité	68
Figure IV. 12: Vue en élévation du poteau central.	69
Figure V. 1: Schéma représentatif d'un escalier.	76
Figure V. 2: Vue en plan de l'escalier tiré du plan d'architecture.	77
Figure V. 3: Charges appliqué sur le limon.	78
Figure V. 4: Schéma représentatif des différentes couches de l'escalier.	78
Figure V. 5: Charges revenant au limon.	79
Figure V. 6: Schéma d'une marche.	80
Figure V. 7: Vue en plan de l'escalier tiré du plan d'architecture.	82
Figure V. 8: Charges appliqué sur le limon.	82
Figure V. 9: Schéma représentatif des différentes couches de l'escalier.	83
Figure V. 10: Charges revenant au limon.	83
Figure V. 11: Schéma d'une marche.	84
Figure V. 12: Dimension de l'acrotère.	86
Figure V. 13: Schéma de ferrailage de L'acrotère.	88
Figure VI. 1: Spectre de réponse horizontale	102
Figure VI. 2: Vue en 3d du modelé initial.	103
Figure VI. 3: Coupe montrant la différence de niveau dans la structure étudiée.	106
Figure VI. 4: vue en 3d du modelé final	108
Figure VI. 5: Translation suivant l'axe X-X	110
Figure VI. 6: Translation suivant l'axe Y-Y	110
Figure VI. 7: Rotation autour de l'axe z-z.	111
Figure VII. 1: Facteurs de distribution pour poteaux continus.	119
Figure VII. 2: Schéma statique de la poutre principale.	125

Figure VII. 3: Types de systèmes de contreventement.	129
Figure VII. 4: Contreventement intérieur au niveau des rampes sens y-y.	130
Figure VII. 5: Contreventement intérieur au niveau des rampes sens x-x.	130
Figure VII. 6: Contreventement en X.	131
Figure VIII. 1: Les relations moment-rotation pour quatre type connus de liaison	135
Figure VIII. 2: Vue d'assemblage poteau – poutre.	136
Figure VIII. 3: Assemblage soudé poutre-platine	137
Figure VIII. 4: Schéma distribution des boulons et des jarrets.	140
Figure VIII. 5: Disposition des boulons.....	141
Figure VIII. 6: Résultat de vérification de contreventement 2UPN300	144
Figure VIII. 7: Résultat de vérification de contreventement 2UPN300	146
Figure VIII. 8: Vue d'assemblage pied de poteau HEA400.	147
Figure VIII. 9: Résultat de vérification de Poteau HEA400	148
Figure IX. 1: Les chargements appliqués pour le flambement.....	154
Figure IX. 2: Accès à la définition des contraintes neurales.	154
Figure IX. 3: Schéma explicatif.....	156
Figure IX. 4: Position d'entretoise dans un contreventement.	156
Figure IX. 5: 1 ^{er} Mode de flambement sans entretoise.....	157
Figure IX. 6: 1 ^{er} Mode de flambement sans entretoise.....	158
Figure IX. 7: 1 ^{er} Mode de flambement avec une entretoise.....	159
Figure IX. 8: Position d'entretoise dans un contreventement.	160
Figure IX. 9: 1 ^{er} Mode de flambement avec une entretoise.....	160
Figure IX. 10: 1 ^{er} Mode de flambement avec deux entretoises.	161
Figure IX. 11: Position d'entretoise dans un contreventement.	162
Figure IX. 12: 1 ^{er} Mode de flambement avec deux entretoises.	162
Figure IX. 13: 1 ^{er} Mode de flambement avec trois entretoises.	163
Figure IX. 14: Position d'entretoise dans un contreventement.	164
Figure IX. 15: 1 ^{er} Mode de flambement avec trois entretoises.	164
Figure IX. 16: Résultats pour la barre UPN à gauche.....	165
Figure IX. 17: Résultats pour la barre UPN à gauche.....	166

Liste des Tableaux

Tableau I. 1: Valeurs nominales de F_y & F_u pour les profilés	7
Tableau I. 2: Valeurs nominales de f_y pour le ferrailage.....	8
Tableau I. 3: valeur limites recommandées pour les flèches verticales	12
Tableau III. 1: Charges permanentes des étages bloc administratif.....	23
Tableau III. 2: Charges permanentes des étages courants parking	23
Tableau III. 3: Charges permanentes du plancher terrasse accessible	23
Tableau III. 4: Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible	24
Tableau III. 5: Charges d'exploitations.....	25
Tableau III. 6: Coefficient en fonction de la catégorie de terrain	28
Tableau III. 7: Récapitulatif du calcul du coefficient C_r conformément	29
Tableau III. 8: Récapitulatif du calcul du coefficient I_v conformément	29
Tableau III. 9: Récapitulatif du calcul du coefficient C_e conformément	29
Tableau III. 10: Récapitulatif de calcul de la pression dynamique de point <i>qp</i>	30
Tableau III. 11: Les coefficients C_{pe} correspondant à chaque zone	32
Tableau III. 12: Les valeurs des surfaces des zones de vent de la toiture (V2).....	32
Tableau III. 13: Les valeurs des surfaces des zones de vent de la toiture (V2).....	33
Tableau III. 14: Valeurs des surfaces et pourcentage dominant Error! Bookmark not defined.	
Tableau III. 15: Valeurs des surfaces et pourcentage dominant	33
Tableau III. 16: Représenter les résultats de la pression aérodynamique Paroi verticale .	35
Tableau III. 17: Représenter les résultats de la pression aérodynamique Toiture 1	35
Tableau III. 18: Représenter les résultats de la pression aérodynamique Toiture 2	35
Tableau III. 19: Les coefficients de pression <i>C_{pe}</i> correspondant à chaque zone de paroi Verticale1.....	36
Tableau III. 20: Les coefficients de pression <i>C_{pe}</i> correspondant à chaque zone de paroi Verticale 2.....	37
Tableau III. 21: Les valeurs des surfaces des zones de vent de la toiture (V1).....	38
Tableau III. 22: Les valeurs des surfaces des zones de vent de la toiture (V1).....	38
Tableau III. 23: Représenter les résultats de la pression aérodynamique Paroi verticale1	40
Tableau III. 24: Représenter les résultats de la pression aérodynamique Paroi verticale2	40

Tableau III. 25: Représenter les résultats de la pression aérodynamique paroi toiture 1 ..	40
Tableau III. 26: Représenter les résultats de la pression aérodynamique Paroi toiture 2..	40
Tableau IV. 1: Caractéristiques géométrique du profilé IPE180	45
Tableau IV. 2: Récapitulatif pour les solives de chaque niveau.....	51
Tableau IV. 3: Récapitulatif pour les poutres secondaires de chaque niveau	56
Tableau IV. 4: Caractéristiques géométriques du profilé IPE450	57
Tableau IV. 5: Récapitulatif des poutres principales des autres niveaux.....	62
Tableau IV. 6: Récapitulatif pour les vérifications des poutres de rampe.....	67
Tableau IV. 7: Récapitulatif pour les vérifications des poutres de rampe.....	67
Tableau IV. 8: Sections et profilés nécessaires	70
Tableau IV. 9: Caractéristique géométrique de profilé HEA280	71
Tableau IV. 10: Récapitulatif de la vérification du flambement	72
Tableau IV. 11: Récapitulatifs des profilés pour poteaux de rive de bloc administratif ...	73
Tableau IV. 12: Récapitulatifs des profilés pour poteaux de rive de parking.....	73
Tableau IV. 13: Récapitulatifs des profilés pour poteaux d'angle pour bloc administratif	73
Tableau IV. 14: Récapitulatifs des profilés pour poteaux d'angle pour parking	73
Tableau V. 1: Charge permanente de l'escalier	78
Tableau V. 2: Calcule des sollicitations	87
Tableau V. 3: Calcule de ferrailage	88
Tableau VI. 1: valeurs de la périodes caractéristiques.....	99
Tableau VI. 2: Choix de la période de calcul	100
Tableau VI. 3: Facteur de qualité suivant les deux sens	101
Tableau VI. 4: Pourcentage de participation massique.....	103
Tableau VI. 5: les coefficients statiques équivalents.....	104
Tableau VI. 6: Les forces sismiques suivant les deux sens.....	105
Tableau VI. 7: Comparaison de <i>Vdynet</i> 80%V.....	105
Tableau VI. 8: Déplacement résultant suivant X.....	106
Tableau VI. 9: Déplacement résultant suivant Y.....	107
Tableau VI. 10: Pourcentage de participation massique.....	108
Tableau VI. 11: Les coefficients statiques équivalents.....	109
Tableau VI. 12: Les forces sismiques suivant les deux sens.....	111

Tableau VI. 13: Comparaison de <i>Vdynet</i> 80%V.....	112
Tableau VI. 14: Déplacement résultant suivant X.....	112
Tableau VI. 15: Déplacement résultant suivant Y.....	113
Tableau VI. 16: L'effet P- Δ selon le sens x-x.....	113
Tableau VI. 17: L'effet P- Δ selon le sens y-y	114
Tableau VI. 18: Selon le sens x-x.....	114
Tableau VI. 19: Selon le sens y-y.....	114
Tableau VII. 1: Caractéristiques de profilé HEA400	119
Tableau VII. 2: facteur d'imperfection α	120
Tableau VII. 3: Efforts internes des poteaux sous <i>Nmax</i> pour chaque niveau	122
Tableau VII. 4: Vérifications au flambement par flexion.....	123
Tableau VII. 5: Efforts internes des poteaux sous <i>Mysdmax</i> pour chaque niveau	123
Tableau VII. 6: Vérifications au flambement par flexion.....	124
Tableau VII. 7: Efforts internes des poteaux sous <i>Mzsdmax</i> pour chaque niveau	124
Tableau VII. 8: Vérifications au flambement par flexion.....	125
Tableau VII. 9: Choix final des poteaux.....	125
Tableau VII. 10: Caractéristiques géométriques du profilé 2UPN 300×20	131
Tableau VIII. 1: Caractéristiques géométriques des profilés.....	136
Tableau VIII. 2: Résumé de l'assemblage contreventement	145
Tableau VIII. 3: Résumé de l'assemblage contreventement	146
Tableau VIII. 4: Efforts internes des poteaux à la base.....	148
Tableau VIII. 5: Résumé de l'assemblage pied de poteau	149

Liste des Symboles

A : Section brute d'une pièce.

A_{net} : Section nette d'une pièce.

A_w : Section de l'âme.

A_s : Aire de la section résistante a la traction du boulon.

E : Module d'élasticité longitudinale.

F : Force concentré.

F_p : Force de calcul précontraint.

F_s : Résistance d'un boulon au glissement.

F_{trd} : Résistance d'un boulon en traction.

F_{brd} : Résistance à la pression diamétrale.

G : Charge permanente.

W_{el} : Module de résistance élastique

W_{pl} : Module de résistance plastique

I : Moment d'inertie.

K_c : Coefficient de rigidité des poteaux.

K_{ij} : Coefficient de rigidité des poutres.

K_y : Coefficient de flambement-flexion.

L : Longueur.

L_f : Longueur de flambement.

$E.L.U$: État limite ultime.

$E.L.S$: État limite service.

T : Période.

S_t : Espacement.

λ : Elancement réduit.

λ_{LT} : Elancement de déversement

β_{MLT} : Facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement

μ : Coefficient de frottement

χ : Coefficient de réduction de flambement

χ_{LT} : Coefficient de réduction de déversement

M_{sd} : Moment fléchissant.

M_{rd} : Moment résistant par unité de longueur dans la plaque d'assise.

M_{pl} : Moment plastique.

M_{cr} : Moment critique.

N_{sd} : Effort normal.

N_{tsd} : Effort normal de traction.

N_{csd} : Effort normal de compression.

N_{pl} : Effort normal plastique.

N_u : Effort ultime.

N_j : Force d'adhérence avec le béton.

Q : Charge d'exploitation.

I_t : Moment d'inertie de torsion

I_y : Moment d'inertie de flexion maximale

I_y : Moment d'inertie de flexion minimale

W_{pl} : Module de résistance plastique.

W_{el} : Module de résistance élastique.

M_{el} : Moment élastique

M_{pl} : Moment plastique

b : Largeur de l'âme.

b_{eff} : Largeur efficace.

d : Entraxe.

d_0 : Diamètre de perçage des trous de boulon.

f : Flèche d'une poutre.

f_{adm} : Flèche admissible

f_y : Limite d'élasticité d'un acier.

f_{yb} : Limite d'élasticité d'un boulon.

f_u : Limite de rupture d'une pièce.

f_{ub} : Contrainte de rupture d'un boulon.

f_{ck} : Résistance caractéristique en compression cylindrique du béton.

f_j : Résistance de contact de la liaison.

h : Hauteur.

i : Rayon de giration.

K : Facteur de longueur.

K_s Coefficient fonction de la dimension des trous de perçage.

K_j Facteur de concentration.

n Nombre de boulon.

m Nombre de plans de cisaillement.

r_c Rayon de raccordement âme/semelle du poteau.

t_w Épaisseur de l'âme.

t_f Épaisseur des semelles.

t_{wc} Épaisseur de l'âme d'un poteau.

t_{fc} Épaisseur des semelles d'un poteau.

t_p Épaisseur de platine.

χ Coefficient de réduction de flambement.

β_w Facteur de corrélation.

β_M Facteur de moment uniforme.

β_j Coefficient relatif à la liaison.

γ_c Coefficient de sécurité sur les propriétés du béton.

γ_M Coefficient de sécurité.

γ_{Mb} Coefficient de sécurité des boulons.

γ_{ms} Coefficient partiel de sécurité.

α Facteur d'imperfection.

τ_s Contrainte limite de cisaillement en élasticité.

ε Coefficient de réduction élastique de l'acier.

η Facteur de distribution.

ψ Rapport de contrainte.

α_{cr} Coefficient globale de stabilité

V_{cr} La charge verticale critique élastique

V_{sd} La charge verticale totale

F_{ed} La charge de calcul exercée sur la structure

F_{cr} La charge de flambement critique élastique

K_m Matrice rigidité.

K_g Matrice géométrique

$\cup$ Valeurs de α_{cr}

Introduction générale

La construction des ouvrages par une variété de méthodes, procédés et matériaux, a connu un développement sans égal dans le monde entier. Cette progression est la conséquence de plusieurs facteurs, notamment les nouvelles méthodes de conception et d'étude, mais surtout l'évolution des logiciels et outils de modélisation et de calcul des structures, qui permettent de gagner en matière de temps, mais également d'avoir une meilleure optimisation.

Parmi les différents modes d'édification, la construction en charpente métallique s'impose fortement dans les domaines industriels et publics. Ceci est dû aux conditions de confort et de sécurité que nous offre ce type de structures, ainsi qu'aux nombreuses possibilités qu'elles proposent en termes de coût, de résistance, de modularité, et surtout de légèreté. Cependant, l'emploi de la charpente métallique demeure assez restreint en Algérie face à la dominance du béton armé. Mis à part les sites industriels, les édifices militaires et les projets de grande ampleur, les structures métalliques sont peu répandues, car elles requièrent plusieurs compétences techniques pour leur conception et leur mise en œuvre, mais sont également assez coûteuses en temps et en argent.

Parmi les ouvrages métalliques les plus courants, les parkings à étages conçus pour le stationnement des véhicules trouvent de plus en plus leur place dans les grandes villes. Ce type de structures répond très favorablement à l'évolution du trafic citadin, et assure à la fois la rentabilité de l'investissement en optimisant l'occupation du parc de stationnement, ainsi que le confort et la sécurité des usagers.

Ce type de constructions doit garantir la résistance à l'ensemble des efforts et sollicitations qui lui sont appliqués. Ceci est assuré par les éléments structuraux, tels que les poutres, les poteaux, et les contreventements, tous connectés par une variété d'assemblages. Les charges climatiques et accidentelles horizontales sont également reprises par le plancher et transmises aux dispositifs de contreventements verticaux.

Ce travail consiste à étudier un parking à étages en structure métallique, situé à Alger, aux BARAKI. Il possède une capacité de stationnement de 93 voitures réparties sur 4 niveaux et comprend également un bloc administratif attenant.

L'objectif de cette étude est de mettre en pratique l'ensemble des connaissances théoriques et pratiques acquises durant les 5 années du parcours universitaire, et d'assurer une conception et un dimensionnement optimaux de l'ouvrage en tant qu'ingénieur en Génie Civil, afin de s'intégrer au monde professionnel.

A la fin, un effort a été fourni, pour justifier l'importance d'un élément sensé être négligé de point de vue dimensionnement, mais très important pour la stabilité et la résistance des palés de stabilité, qui est l'entretoise, ce dernier aide les double profilé à être considéré comme étant un seul profilé composé avec des caractéristique géométrique plus élevé.

Ce mémoire est structuré en neuf chapitres, répartis comme suit :

- **Le chapitre N°01 :** Présente l'ouvrage, définit ces différentes caractéristiques géométriques, les données du site, et les différents matériaux utilisés.
- **Le chapitre N°02 :** présente la conception architecturale et structurel de l'ouvrage.
- **Le chapitre N°03 :** est dédié à l'évaluation des charges appliquées à notre structure.
- **Le chapitre N°04 :** est consacré au pré dimensionnement des sections des éléments de l'ossature sous chargement statique.
- **Le chapitre N°05 :** est dédié à l'étude des éléments secondaires.
- **Le chapitre N°06 :** est consacré à l'étude dynamique.
- **Le chapitre N°07 :** porte sur la vérification des éléments de la structure.
- **Le chapitre N°08 :** étudie les différents assemblages liant les éléments constitutifs de l'ouvrage.
- **Le chapitre N°09 :** étude paramétrique pour justifier le nombre des entretoises à considérer dans un contreventement.

Chapitre I : Généralités et présentation de l'ouvrage

I.1 Présentation de l'ouvrage

Dans le cadre de notre projet de fin d'étude, nous sommes amenés à faire l'étude d'un parking aérien de 8 niveaux (R+5 étages + entre sol) et de 93 places, en charpente métallique.

Le parc de stationnement est supposé être implanté au niveau de la **wilaya d'ALGER**, plus précisément au niveau **ville de BARAKI**, qui est une zone de forte sismicité (**VI**) selon le règlement **RPA 2024**.

- Altitude par rapport au niveau de la mer 33 m
- Zone sismique VI
- Zone de vent I

I.2 Caractéristiques géométriques

- **Dimensions en élévation :**

- Hauteur totale du bâtiment 22,4 m
- Hauteur de parking 14 m
- Hauteur de bloc administratif 8,4m
- Hauteur RDC et des étages..... 2,8 m

- **Dimensions en plan :**

- Surface occupée par le bâtiment 598,5 m²
- Longueur totale du bâtiment 26,6 m
- Largeur totale 22,5 m

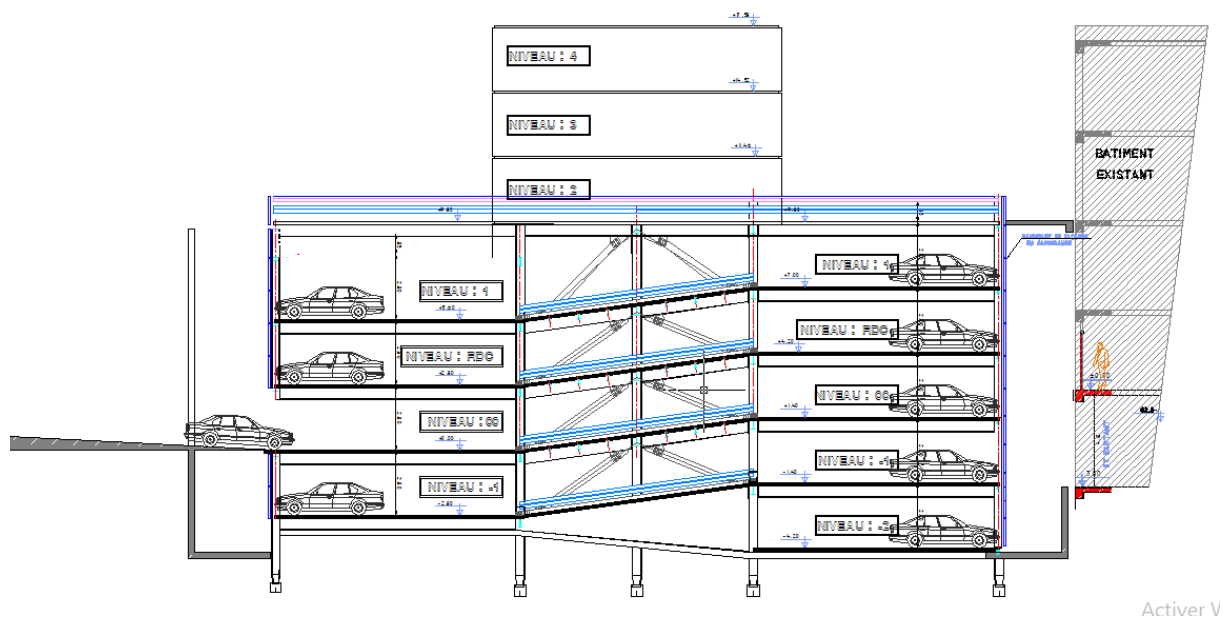


Figure I. 1: Vue en coupe.

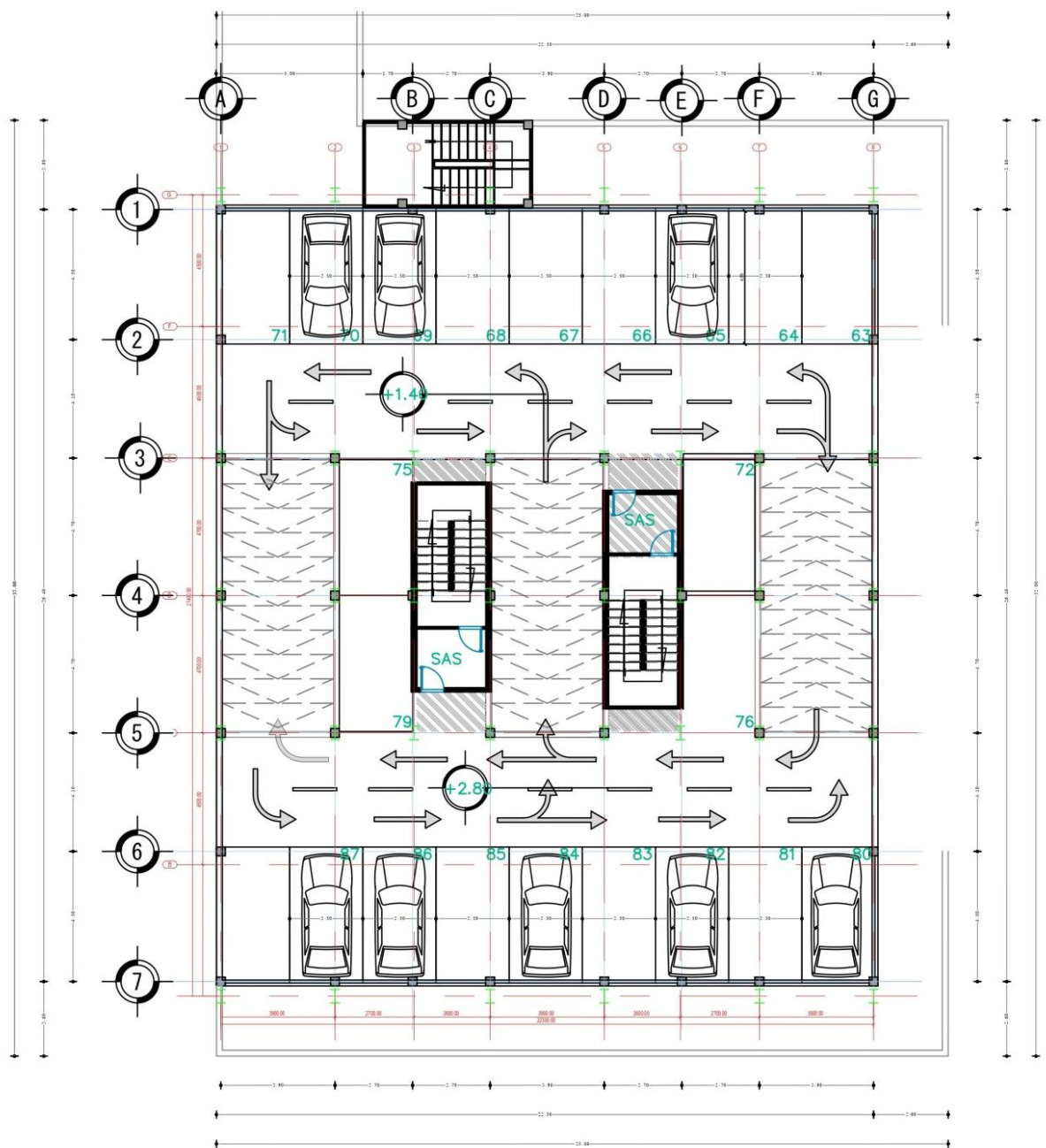


Figure I. 2: Vue en plan de parking.

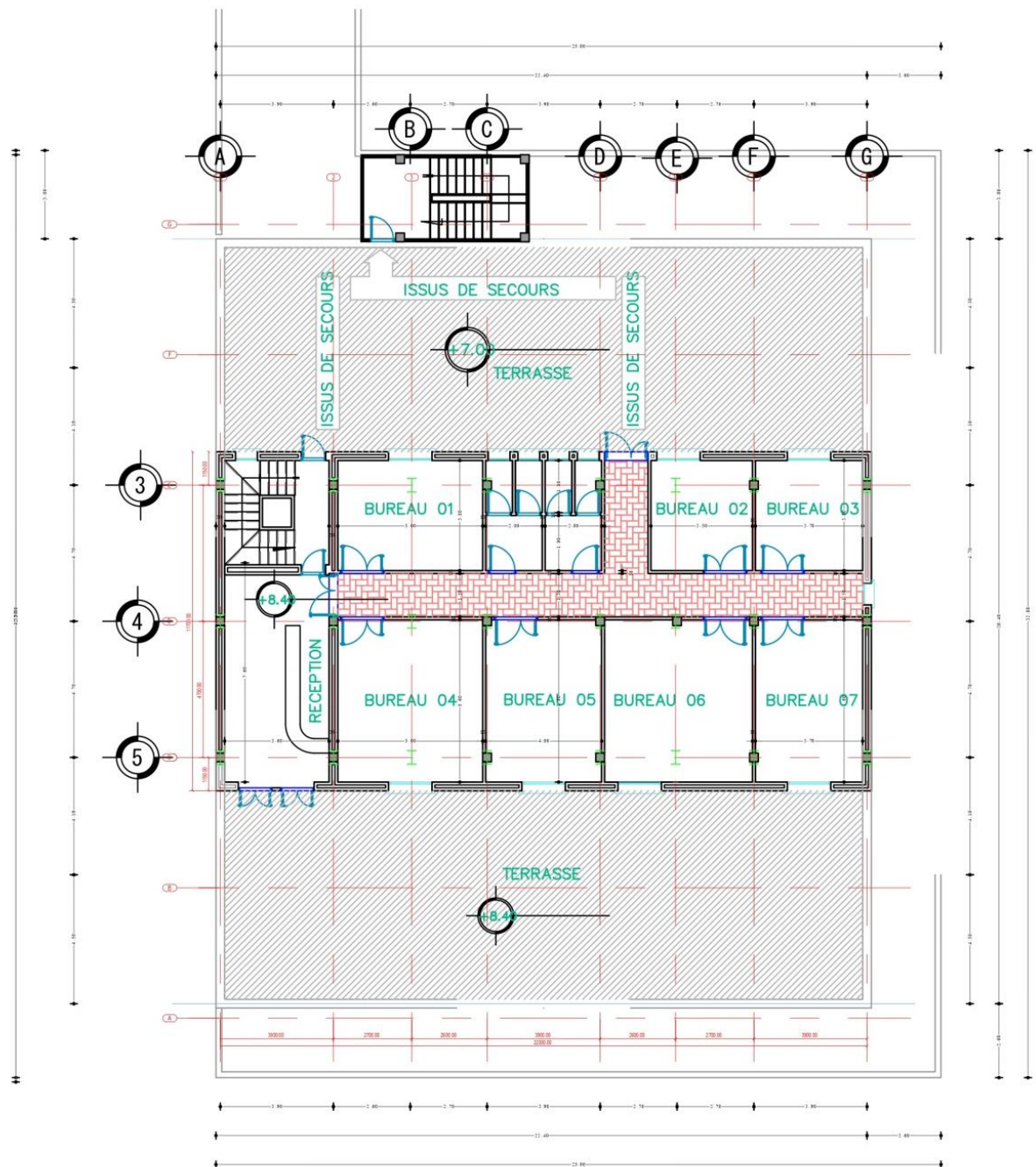


Figure I. 3:Vue en plan de bloc administratif.

I.3 Propriétés des matériaux utilisés

I.3.1 L'acier

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

Outre le fer et le carbone, l'acier peut comporter d'autres éléments qui lui sont associés, soit :

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

- **Résistance**

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

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

Nuance d'acier	Epaisseur (mm)			
	$t \leq 40\text{mm}$		$40\text{mm} \leq t \leq 100\text{mm}$	
	$F_y \text{ (N/mm}^2\text{)}$	$F_u \text{ (N/mm}^2\text{)}$	$F_y \text{ (N/mm}^2\text{)}$	$F_u \text{ (N/mm}^2\text{)}$
Fe 360	235	360	215	340
Fe 430	275	430	255	410
Fe 510	355	510	355	490

- **Ductilité**

L'acier de construction doit satisfaire les conditions suivantes :

- Le rapport $\frac{f_u}{f_y} > 1.2$;
- La déformation ultime doit être supérieure à 20 fois la déformation élastique ($\epsilon_u \geq 20\epsilon_y$);
- A la rupture l'allongement sur une longueur doit être supérieur à 15%.

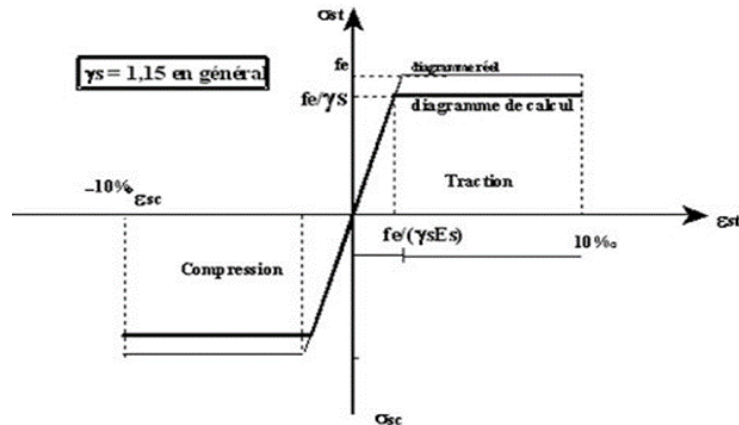


Figure I. 4: Diagramme contraintes et déformations de l'acier.

- **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 : $G = E / [2(1+\nu)]$
- Le coefficient de poisson : $\nu = 0,3$
- Coefficient de dilatation : $\alpha = 12 \times 10^{-6}\text{ par }^{\circ}\text{C}$
- Masse volumique $\rho = 7850\text{ kg/m}^3$

- **Acier pour ferrailage**

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

- Contrainte limite d'élasticité : $f_e = 400\text{ MPa}$
- Module d'élasticité longitudinale : $E = 2,1 \times 10^5\text{ MPa}$

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

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

I.3.2 Le béton

Le béton est un matériau de construction composé de granulats, de sable, de ciment, d'eau et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés. Il présente une excellente résistance à la compression, 10 fois plus que sa résistance en traction. Pour notre étude on étudie de type de béton leur caractéristiques physiques et mécaniques sont :

- **Plancher collaborant :**

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

I.3.2.1 Coefficient de poisson

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

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

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

I.3.2.2 Déformation longitudinale du béton

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

- Module d'élasticité instantanée :

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

Pour un $f_{c28} = 25 \text{ MPA} \rightarrow E_{i28} = 32164.19 \text{ MPA}$

- Module 'élasticité différée :

Il est réservé pour les charges à appliquer à long terme, (supérieur a 24h), ce module est défini par :

$$E_{iv} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Pour un $f_{c28} = 25 \text{ MPA} \rightarrow E_{i28} = 10818.86 \text{ MPA}$

I.4 **Moyen d'assemblage :**

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

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

I.5 Les actions

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

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

I.6 Les combinaisons d'action

I.6.1 I 6 1 Situations durables

⇒ E.L.U

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

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

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

Avec prise en compte de toutes les actions variables défavorables :

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

- G_{kj} Valeur caractéristique des actions permanentes.
- Q_{ki} Valeur caractéristique des actions variables.

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

⇒ E.L.S

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

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

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

Avec prise en compte de toutes les actions variables défavorables :

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

I.6.2 Situations accidentelles

Les composantes de l'action sismique, E_x et E_y , agissant suivant les deux directions horizontales, sont supposées indépendantes mais représentées par le même spectre de réponse. Les actions sismiques de dimensionnement des structures, sont combinées aux actions permanentes et aux

actions variables par le biais des Eqns. (5.1) & (5.2)

$$\begin{cases} G + \Psi Q + E_1 \\ G + \Psi Q + E_2 \end{cases} \dots\dots\dots [7]$$

Ψ : Coefficient d'accompagnement, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donne par le Tableau (4.2).

Et :

$$\begin{cases} E_1 = \pm E_x \pm 0,3E_y \\ E_2 = \pm 0,3E_x \pm E_y \end{cases} \dots\dots\dots [7]$$

I.7 Limites des flèches et des déplacements CCM97

Les structures en acier doivent être dimensionnées de manière que les flèches se restent dans les limites appropriées à l'usage et à l'occupation envisagés du bâtiment et à la nature des matériaux de remplissage devant être supportés.

I.7.1 Flèche verticale

La flèche verticale notée ∂_{vmax} comme illustrée sur la figure 4.1 du CCM97 pour le cas d'une poutre simplement appuyée est donnée par la relation suivante.

$$\partial_{vmax} = \partial_1 + \partial_2 - \partial_0 \quad [6]$$

Avec :

∂_{vmax} Flèche dans l'état final

∂_0 Précintrage (contre-flèche) de la poutre non-chargée.

∂_1 Variation de la flèche de la poutre due aux charges permanentes immédiatement après la mise en charge.

∂_2 Variation de la flèche de la poutre due aux charges variables augmentée de toute déformation dans le temps due aux charges permanentes,

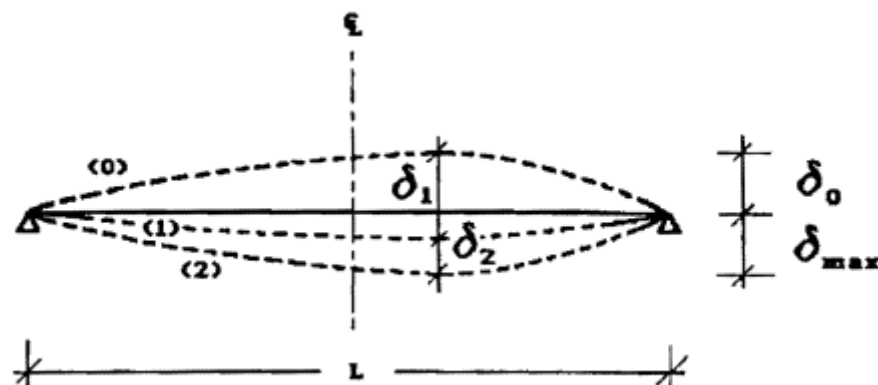


Figure I. 5: flèche verticale [6]

$$\begin{cases} \Delta_{vmax} = \frac{L}{250} \rightarrow \text{Pour tous les planchers de la structure.} \\ \Delta_{vmax} = \frac{L}{200} \rightarrow \text{Pour les planchers de toitures.} \end{cases}$$

(2) flèches limites des éléments de structure de bâtiments : les valeurs limites recommandées de flèches verticales sont indiquées dans le tableau 4.1

Dans le tableau 4.1 L désigne la portée de la poutre. Pour les poutres en porte à faux, la longueur L à considérer est égale à 2 fois la longueur du porte à faux

(3) pour les poutres de chemin de roulement, il convient de limiter les flèches verticale et horizontales en fonction de l'utilisation et de la classe de l'équipement conformément aux normes y afférentes.

Tableau I. 3: valeur limites recommandées pour les flèches verticales

Condition	δ_{vmax}	δ_2
Toitures en général	$L/200$	$L/250$
Toitures supportant fréquemment du personnel autre que le personnel d'entretien	$L/250$	$L/300$
Planchers en général	$L/250$	$L/300$
Planchers et toitures supportant des cloisons en plâtre ou en autres matériaux fragiles ou rigides	$L/250$	$L/350$
Planchers supportant des poteaux (a moins que la flèche ait été incluse dans l'analyse globale de l'état limite ultime)	$L/400$	$L/500$
Cas où δ_{vmax} peut nuire à l'aspect du bâtiment	$L/250$	

I.8 Classification des sections transversales

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

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

Chaque classe de section a son moment-rotation correspondant, qui se présente comme suis :

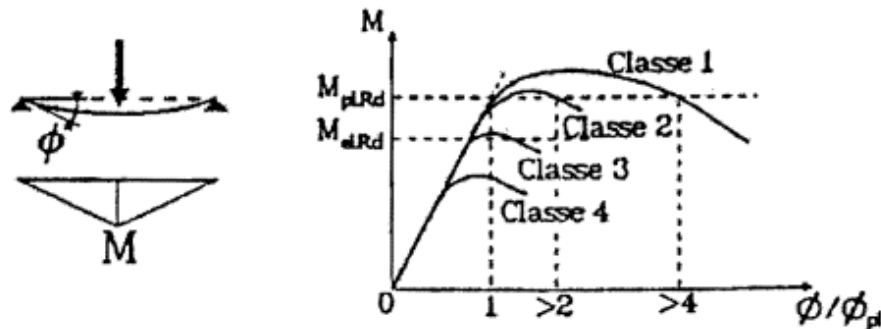


Figure I. 6: Comportement moment-rotation correspondant à chaque classe de section [6]

I.9 Logiciels utilisés :

- ETABS2020 : Logiciel d'analyse de charge structurelle qui vérifie la conformité des structures.
- Autodesk AutoCAD 2016 : outils de dessin (DAO)
- Excel : tableau pour faciliter les calculs, tels que les vérifications de l'analyse sismique, les vérifications des éléments...
- SAP2000 :

I.10 Règlements utilisés :

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

- **Règlement algérien :**

CCM97, RPA2024, RNVV2013, DTR BC2-2

- **Règlement européen :**

EC1, EC3, EC4, BAEL91.

I.11 Conclusion

Une bonne connaissance des caractéristiques de la structure et du site d'implantation, ainsi que les propriétés de l'ensemble des matériaux employés est une étape nécessaire avant de commencer l'étude de l'ouvrage en question. Ces paramètres sont essentiels afin d'entamer les calculs des charges ainsi que la conception et le dimensionnement des éléments structuraux.

Chapitre II : Conception de l'ouvrage

II.1 Introduction

L'une des phases la plus déterminante dans un projet de construction, c'est la phase de conception et modélisation de la structure.

II.2 Conception architectural

Notre parking est de forme rectangulaire, il ne représente aucun décrochement en élévation. Au niveau du 4^{ème} étage la terrasse est accessible. Ce parc de stationnement est considéré comme largement ventilé, car les ouvertures représentent une large surface.

En plus du parking la structure comporte également un bloc administratif situé au centre du bâtiment. Ce bloc sera aménagé pour accueillir des bureaux et des locaux techniques, tout en respectant les mêmes exigences architecturales et structurelles que le reste de la construction.

Selon le support ARCELORMITTAL Bâtiment et Construction :

Les surfaces de ventilation doivent être au moins égales à 50% de la surface totale de ces façades et correspondre à au moins 5% de la surface de plancher d'un niveau ;

Ces caractéristiques correspondent à la nécessité de pouvoir évacuer facilement les fumées à haute température au profit du frais. Ces deux critères sont vérifiés pour notre structure.

II.2.1 Structure horizontale

Elle désigne le plancher qui constitue la poutraison et la dalle, il a comme fonction porteuse principale de supporter les charges verticales qui lui sont appliquées et de les transmettre aux appuis (les poteaux).

Les planchers ont aussi pour rôle de transmettre les forces horizontales aux contreventements verticaux dus aux vents et aux séismes, et agissent ainsi comme contreventement horizontal pour la structure.

Les plancher sont des éléments répétitifs dans la structure d'un bâtiment, il est donc avantageux de prévoir des planchers de faible hauteur, de faible poids et de montage rapide.

Notre bâtiment contient trois sortes de planchers ; plancher courant, plancher terrasse accessible et inaccessible.

II.2.2 Plancher mixte

On appelle un plancher mixte, une dalle en béton reposant sur des poutres en acier dont elle est solidaire. L'idée est venue d'associer deux matériaux complémentaires :

- Le béton qui a une forte résistance à la compression, et faible à la traction
- L'acier qui résiste plus à la traction qu'à la compression due aux phénomènes d'instabilités (flambement, déversement et voilement).

Ce plancher associe une dalle de compression en béton armé à des bacs nervurés en acier galvanisé travaillant en traction comme une armature.

Pour que l'ensemble travaille de façon monolithique il faut s'assurer que les efforts sont bien transmis entre la poutre et le béton de la dalle, c'est le rôle des connecteurs.

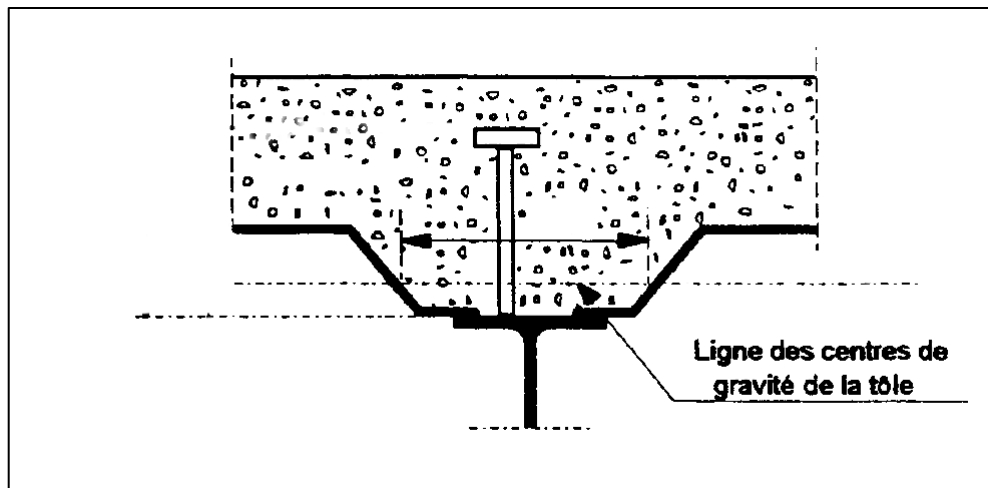


Figure II. 1:Schéma représentatif de la connexion entre la poutre et la dalle en béton.

Le plancher mixte est un élément structurel qui possède de nombreux avantages :

- Un gain sur le poids total de la structure
- Une rigidité flexionnelle plus importante (flèche plus faible)
- Une amélioration de la résistance au feu des poutres, surtout si leurs semelles sont enrobées de béton ou se trouvent dans l'épaisseur de la dalle
- Une réduction de la hauteur du plancher structurel et, donc une augmentation de la hauteur utile de chaque étage.

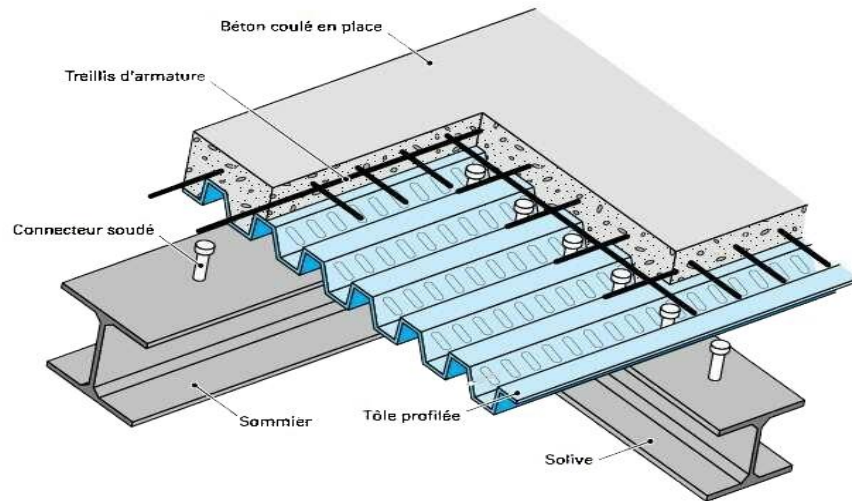


Figure II. 2: Schéma représentatif du plancher collaborant

Les conditions à vérifier sont :

- **En phase de construction**

Le profilé d'acier travaille seul et il reprend les charges suivantes :

- Poids propre du profilé
- Poids propre du béton frais
- La surcharge de construction (ouvrier) estimé généralement à 0,75 KN/m²

- **En phase de construction :**

Le béton ayant durci, donc la section mixte (le profilé et la dalle) travaillent ensemble. On doit tenir compte des charges suivantes :

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

II.2.2.1 Dalle en béton

L'épaisseur minimum de la dalle est imposée par les conditions au feu, et dans notre cas elle prend aussi en compte les conditions de poinçonnement due à la charge des véhicules.

$$P_u \leq 0.045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec :

P_u : Poids d'un véhicule

U_c : périmètre de contact

h : hauteur du plancher

Les calculs sont développés au chapitre III.

II.2.2.2 Bac d'acier

Les bacs collaborant sont généralement utilisés pour des portées entre solives variant de 2m à 3m avec une épaisseur de dalle variante. Dans un parking l'épaisseur des dalles varient de 10 à 30 cm.

La largeur maximale des bacs est de 1m, les épaisseurs de la tôle varient de 0.75 à 1.2mm.

Les bacs peuvent être posés ou fixés :

- Sur poutre ;
- Sur des cornières soudées sur l'âme de la poutre (dans ce cas il convient de gruger l'aile supérieure pour permettre l'insertion du bac entre l'âme de la poutre) ;
- Lors du coulage du béton ;

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

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

Les caractéristiques suivantes et pour plus de détail voir fiche technique en annexe.

II.2.2.3 Connexion poutre-dalle

Il existe plusieurs types de connecteurs acier-béton qui peuvent être utilisés dans la construction mixte. Chaque type de connecteurs a des caractéristiques spécifiques, mais ils ont deux points communs :

- Les connecteurs sont faits d'acier fixés sur la poutre métallique et enrobés de béton ;
- Les connecteurs sont sollicités par un effort tranchant et un effort de traction du au soulèvement de la dalle.

Les premiers types utilisés avaient des formes simples, et étaient soudés à l'arc. Les connecteurs les plus courants au début étaient en forme de cerceau, en forme de T ou en cornière.

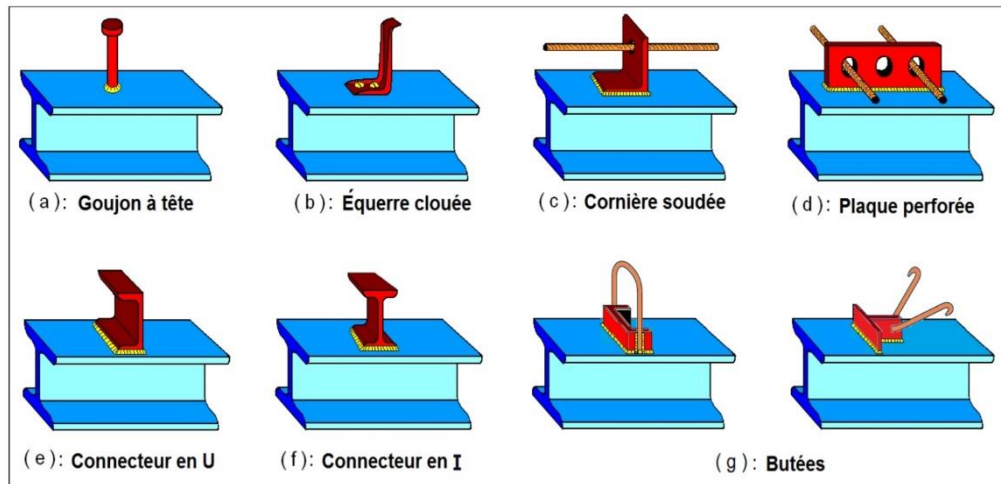


Figure II. 3: Types de connecteurs [12]

L'inconvénient majeur de ces connecteurs repose dans la complexité de leur forme et du volume de travail lié au soudage sur le chantier. Ces derniers ont été surmontés avec l'arrivée des connecteurs du type Goujons, leur avantage est dans une mise en place facile et rapide, ce qui permet une exploitation beaucoup plus économique des poutres mixtes.

La fonction première des connecteurs est d'assurer le transfert des efforts de cisaillement longitudinal entre la dalle en béton et le profilé métallique, et d'empêcher le soulèvement de la dalle, et de réduire le glissement entre les deux éléments.

Les trois caractéristiques qui décrivent le comportement des connecteurs mécaniques sont la résistance, la raideur et la capacité de déformation.

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

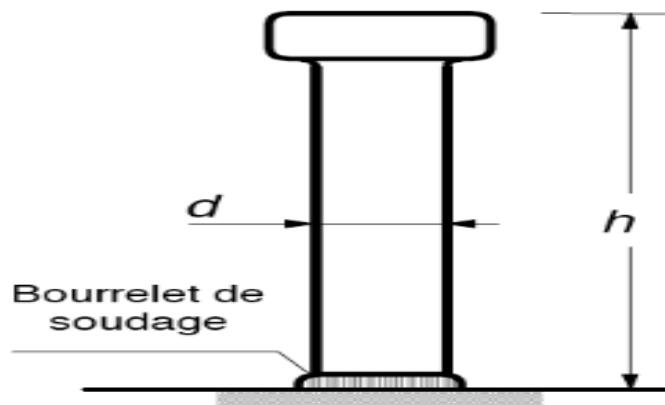


Figure II. 4: Connecteur de type Nelson (goujon à tête).

II.2.3 L'escalier

Les escaliers sont des structures accessoires qui permettent l'accès au différent niveau d'un bâtiment, ils peuvent être droits ou hélicoïdaux. Le champ de création est presque infini. Notre structure comporte un seul type d'escalier droit à deux volées avec palier de repos.

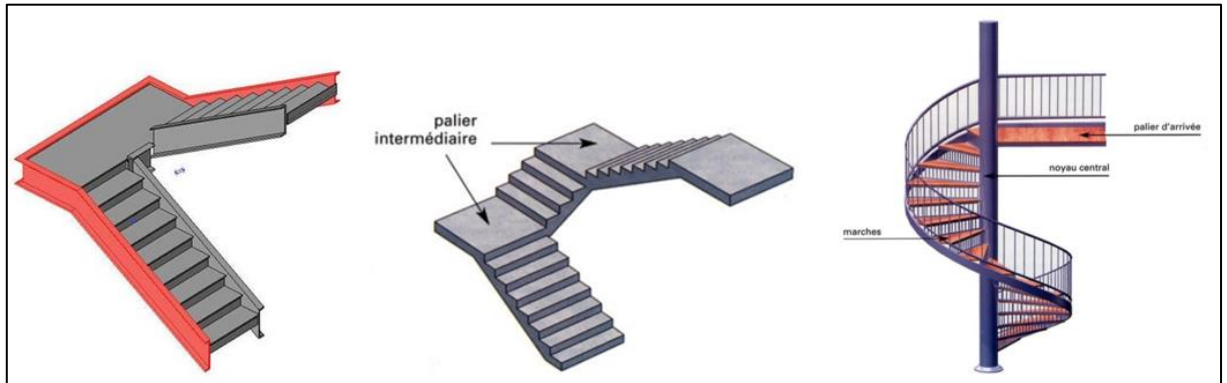


Figure II. 5: Les types d'escalier métallique

II.2.4 Les rampes

Les rampes sont un moyen d'accéder aux places de stationnements, il existe plusieurs types de rampes, dans notre projet on a opté pour des rampes droites.

La rampe droite est de loin le type de rampe le plus courant dans les parkings. Ces dernières permettent un accès rapide aux étages. Économique et nécessitant une surface au sol raisonnable.

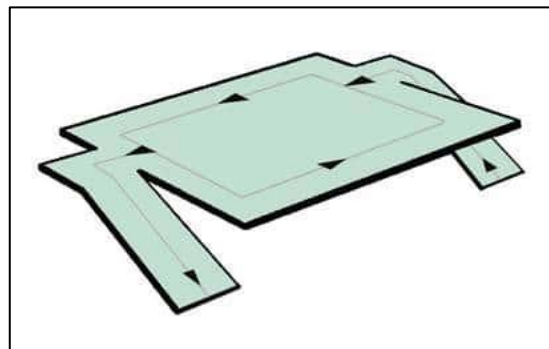


Figure II. 6: Rampe demi-niveau [12]

Notre structure comporte deux rampes droites qui relient entre chaque étage de la structure, une façon de réduire la longueur des rampes tout en conservant des pentes d'inclinaison raisonnable, qui doivent être inférieures à 15%.

II.2.5 Les façades

L'ouvrage est un parc de stationnement aérien, du fait que les façades respectent le principe de ventilation (surfaces de ventilation au moins égale à 50% de la façade et à 5% de la surface du plancher par niveau).

Les façades du parking sont en aquapanel avec peinture pliolite.

II.2.6 Les gardes corps

L'inconvénient des parkings aériens à étages peut résider en son impact esthétique dans l'environnement, mais de nombreuses solutions de personnalisation et d'habillages permettent une liberté architecturale des façades.

Pour notre parking, l'Architecte a opté pour une façade en aquapanel et des garde-corps métalliques perforés.

II.2.7 Les contreventements

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

II.2.8 Les fondations

Le rôle principal des fondations est de reprendre les charges et surcharges supportées par la superstructure et les transmettre au sol afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage. Le choix de type de fondation se fait selon plusieurs critères de bon sol, un bon dimensionnement des fondations.

Chapitre III : Évaluation des charges et surcharges

III.1 Introduction

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

III.2 Charges permanentes G

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

III.2.1 Plancher étages courants :

III.2.1.1 Block administratif

Tableau III. 1: Charges permanentes des étages bloc administratif

Type	$G \text{ (KN/m}^2\text{)}$
Revêtement de sol	0,6
Chappe	0,20
Dalle en béton (ép = 13 cm)	3,25
Bac d'acier HI-BOND55 (ép = 0,75mm)	0,095
Faux plafond (ép = 3mm)	0,3
Σ	4,445

III.2.1.2 Parking

Tableau III. 2: Charges permanentes des étages courants parking

Type	$G \text{ (KN/m}^2\text{)}$
Asphalte coulé (e= 4cm)	1,6
Chappe	0,20
Dalle en béton (ép = 13cm)	3,25
Bac d'acier HI-BOND 55 (ép = 0,75mm)	0,095
Faux plafond(ép = 3mm)	0,3
Σ	5,445

III.2.2 Plancher terrasse

III.2.2.1 Terrasse accessible

Tableau III. 3: Charges permanentes du plancher terrasse accessible

Type	$G \text{ (KN/m}^2\text{)}$
Revêtement de sol	0,6
Etanchéité (ép = 2cm)	0,12
Forme de pont (ép = 10cm)	2,2
Chappe	0,20
Isolation (ép = 4cm)	0,16

Dalle en béton (ép = 13cm)	3,25
HI-BOND 55 (ép= 0,75mm)	0,095
Faux plafond (ép = 3cm)	0,5
Σ	6,925

III.2.2.2 Terrasse inaccessible

Tableau III. 4: Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible

Type	$G (KN/m^2)$
Gravier de protection	0,85
Etanchéité (ép = 2cm)	0,12
Forme de pont (ép = 10cm)	2,2
Isolation (ép = 4cm)	0,16
Dalle en béton (ép = 13cm)	3,25
HI-BOND 55 (ép = 0,75mm)	0,095
Faux plafond (ép = 2cm)	0,2
Σ	6,875

III.3 Acrotère

Le poids propre de l'acrotère pour 1m est comme suit :

$$G_1 = \rho \times s$$

- ρ_b : Le poids volumique du béton tel que $\rho_b = 25 \text{ kN/m}^3$
- s : La surface transversale totale.

$$S = \left(\frac{0,1 \times 0,02}{2} \right) + (0,080 \times 0,10) + (0,75 \times 0,1) = 0,084 \text{ m}^2$$

D'où le poids propre de l'acrotère :

$$G_1 = 25 \times 0,084 = 2,1 \text{ KN/m}$$

Le poids des enduits en ciment

$$G_2 = \rho \times p \times e$$

$$e_p = 1,5 \text{ cm et } \rho = 18 \text{ KN/m}^3$$

- ρ : Poids volumique du ciment = 18 kN/m^3
- p : périmètre transversale de l'acrotère
- e : épaisseur des enduits de ciments = $1,5 \text{ cm}$.

$$p = 0,75 + 0,1 + 0,08 + 0,1 + 0,65 + 0,101 = 1,781 \text{ m}$$

$$G_2 = 18 \times 1,781 \times 0,015 = 0,480 \text{ KN/m}$$

Donc le poids de l'acrotère est comme suit :

$$G = G_1 + G_2 \quad \text{On aura : } \quad G = 2,58 \text{ KN/ml}$$

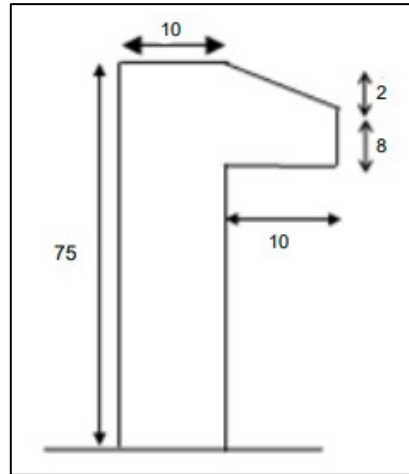


Figure III. 1: Dimension de l'acrotère

III.4 Charges d'exploitation Q

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

Tableau III. 5: Charges d'exploitations

Type	$Q \text{ (KN/m}^2\text{)}$
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher terrasse accessible	1,5
Plancher étages courant (parking)	2,5
Plancher étages courant (étage administratif)	2,5
Escalier (parking)	4
Escalier (étage administratif)	2,5
Ouvrier	0,75

III.5 Étude climatique

III.5.1 Introduction

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

III.5.2 Action de la neige

Le calcul de la surcharge climatique de la neige est en fonction de la localisation géographique et de l'altitude du lieu. Il se fait conformément à la réglementation « Règlement Neige et Vent » RNV99– version 2013. La charge caractéristique de la neige par unité de surface est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

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

III.5.2.1 Charge de neige sur le sol S_k

Notre structure se trouve à la wilaya d'ALGER, classé **zone B** par [2].

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

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

Avec :

- H est l'altitude du site, → BARAKI a une altitude d'environ 33 m par rapport au niveau de la mer

Donc :

$$S_k = \frac{0.04 \times 33 + 10}{100} \rightarrow S_k = 0.1132 \text{ KN/m}^2$$

III.5.2.2 Coefficient de forme de la toiture μ

La structure est une toiture isolée sans rien en dessous, donc Les coefficients de forme des toitures sont obtenus par le tableau 1 chap.6.2. [2]

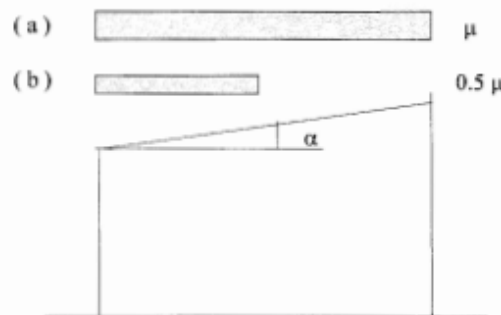


Figure III. 2: coefficient de forme toiture a un versant [2]

- On a

$$\alpha = \beta = 4^\circ$$

- Donc

$$\mu = 0.8$$

$$\rightarrow S = 0.8 \times 0.1132 \rightarrow S = 0.0905 \text{ KN/m}^2$$

Donc la charge de la neige est de 0.0905 KN/m².

III.5.3 Effet du vent

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

On assimile le vent à des forces statiques appliquées à la construction, il correspond à un phénomène vibratoire mettant en mouvement la structure. En général dans les constructions métalliques, son effet est prépondérant, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes les directions possibles.

Le calcul sera mené conformément au Règlement Neige et vent Algérien version 2013. Ce document technique réglementaire (**DTR**) fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble des constructions et des bâtiments y compris leur composants et élément de façade. Il s'applique aux constructions dont la hauteur est inférieure à **200 m**.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

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

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

La direction V2 : perpendiculaire à la façade principale qui se trouve en longueur

La direction V1 : parallèle à la façade principale

III.5.4 Données relatives au site

Le projet se trouve dans la commune de BARAKI ; ALGER.

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

Tableau III. 6: Coefficient en fonction de la catégorie de terrain [2]

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

Avec :

K_t : Facteur du terrain

Z_0 : Le paramètre de rugosité

Z_{min} : La hauteur nominale

ξ : coefficient

III.5.5 Détermination de la pression de pointe

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

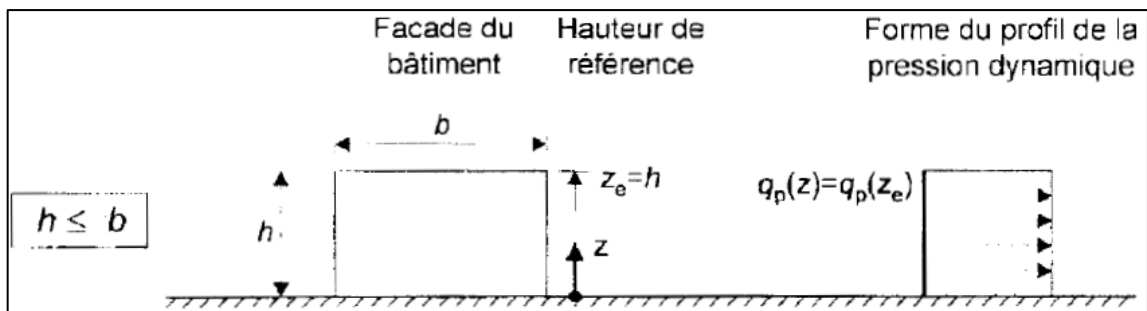


Figure III. 3: Schéma représentatif des hauteurs d'après [2]

III.5.5.1 Coefficient d'exposition C_e

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

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

III.5.5.1.1 Calcul du coefficient de rugosité C_r

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

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

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

Tableau III. 7: Récapitulatif du calcul du coefficient C_r conformément à [2]

	$Z_{min} \leq Z \leq 200 \text{ m}$	$Z < Z_{min}$
Parois	C_r	
$h = 9,8 \text{ m}$	0,75	
$h = 18,2 \text{ m}$	0,88	

III.5.5.1.2 Calcul du Coefficient de turbulence I_v

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

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

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

Tableau III. 8: Récapitulatif du calcul du coefficient I_v conformément à [2]

	$Z > Z_{min}$	$Z \leq Z_{min}$
Parois	I_v	
$h = 9,8 \text{ m}$	0,29	
$h = 18,2 \text{ m}$	0,25	

III.5.5.1.3 Coefficient topographique C_t

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

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

III.5.5.1.4 Calcul du coefficient d'exposition**Tableau III. 9:** Récapitulatif du calcul du coefficient C_e conformément à [2]

Parois	C_e
$h = 9,8 \text{ m}$	1,690
$h = 18,2 \text{ m}$	2,083

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

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

Tableau III. 10: Récapitulatif de calcul de la pression dynamique de point q_p [2]

Parois	q_p (N/m ²)
$h = 9,8 \text{ m}$	633,730
$h = 18,2 \text{ m}$	790,309

III.5.5.1.5 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 A, 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 1m² et 10m² dans les tableaux relatifs aux configurations de bâtiment appropriées; ils sont notés $C_{pe, 1}$ pour les coefficients locaux, et $C_{pe, 10}$ pour les coefficients globaux, respectivement. (Chapitre5: coefficient de Pression page 80 RNVA2013).

$$C_{pe} = C_{pe1} \quad S \leq 1\text{m}.$$

$$C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \text{Log}_{10} S \quad 1\text{m}^2 < S < 10\text{m}^2$$

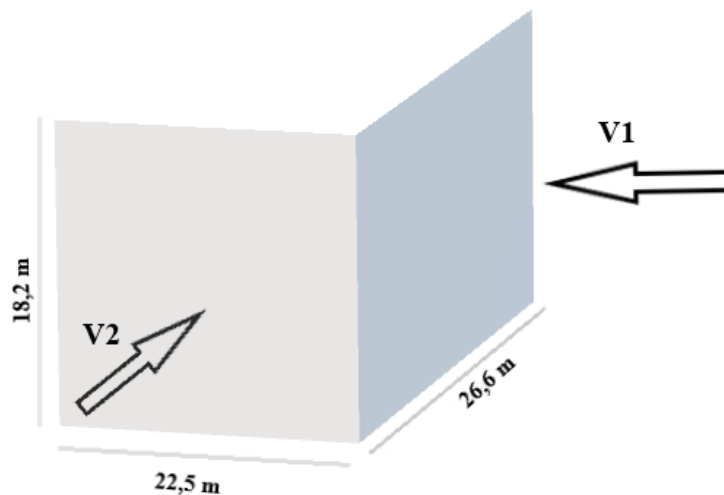
$$C_{pe} = C_{pe10} \quad S \geq 10\text{m}^2$$

Tel que:

S: est la surface chargée de la paroi considérée en m².

✓ **La direction V2** : Perpendiculaire à la façade principale

Pour les parois verticales :

**Figure III. 4:** Directions du vent.

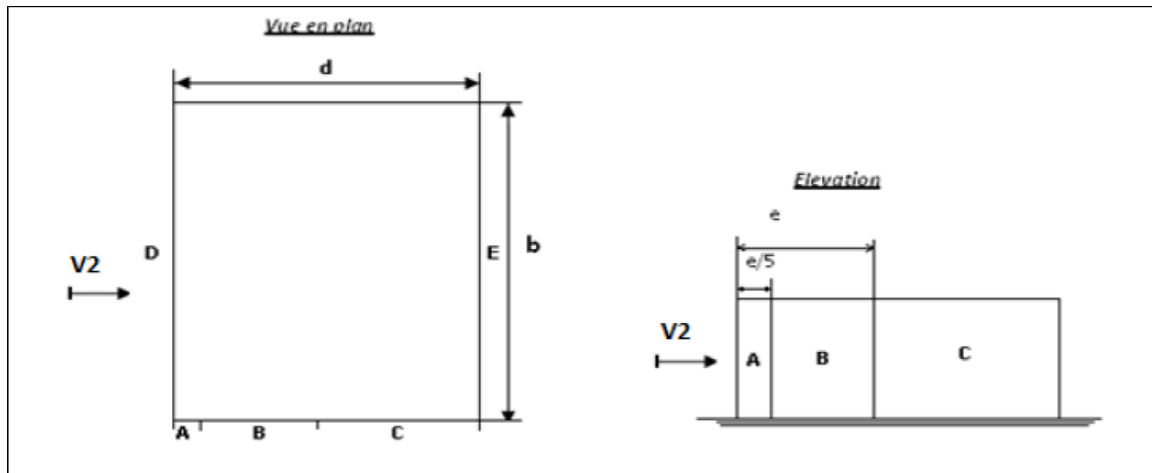


Figure III. 5:Légende pour les parois verticales.

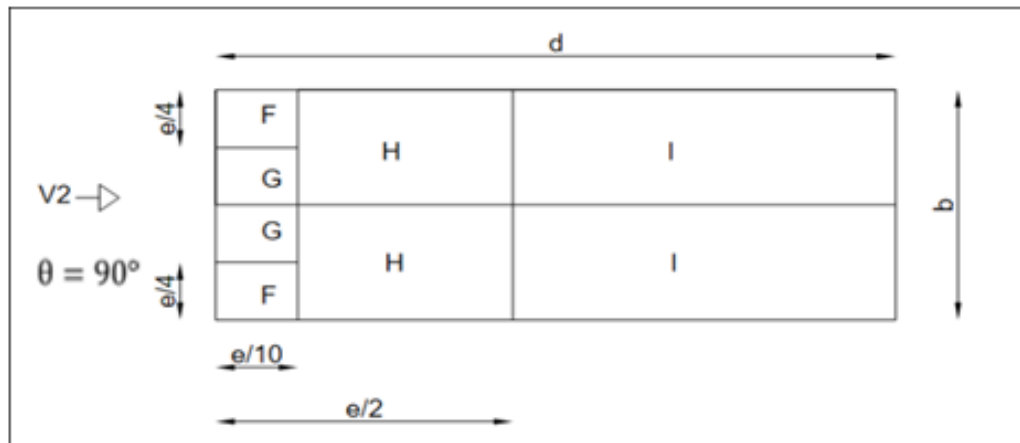


Figure III. 6:Légende pour le sens V2

Pour cette direction du vent on a :

- **Parois verticales :**

$b=22,5$, $d=26,6\text{m}$, $h=18,2\text{m}$

$e = \min [b, 2h] \rightarrow e = \min [22,5 ; 35,16] = 22,5\text{m}$

$\rightarrow e = 22,5\text{m}$.

Et on a: $d=29,4\text{m} > e=22,5\text{m}$

Donc on utilise la légende suivante :5.2. Du chapitre V(RNV2013p80).

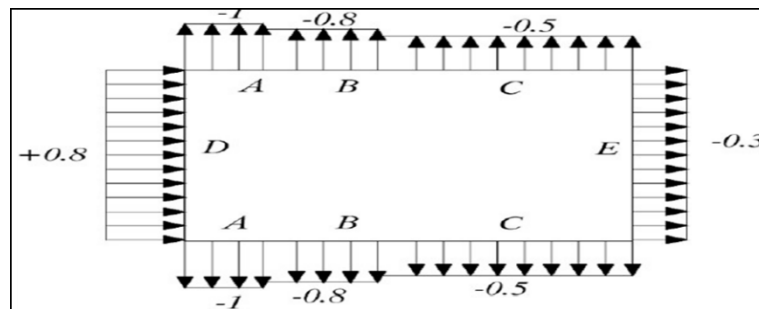
- **Détermination des surfaces :**

Les surfaces des zones A, B, D, et E sont données par le tableau suivant :

Tableau III. 11: Les coefficients C_{pe} correspondant à chaque zone

e/5	4,48	Zones	A	B	C	D	E
(4/5)e	18,2	Surf m^2	81,9	327,6	74,62	409,5	409,5
d-e	4	C_{pe}	-1	-0,8	-0,5	0,8	-0,3

- On Remarque que toutes les surfaces sont supérieures à $10m^2$ donc la formule est :
- $C_{pe}=C_{pe10}$
- Et les coefficients dépression extérieure C_{pe} dans chaque zone sont donnés dans la figure suivante ;

**Figure III. 7:** C_{pe} correspondant à chaque zone de paroi verticale dans le sens V2.

- Pour la toiture 1 :

Le vent dans la direction est parallèle aux génératrices, les coefficients de pression de chaque versant s'obtiennent en utilisation les valeurs des toitures a un versant pour $\theta = 90^\circ$ pour cette direction du vent on à :

$$b=22,5 \text{ , } d=26,6\text{m , } h=18,2\text{m}$$

$$e = \min [b, 2h] \rightarrow e = \min [22,5 ; 36,4] = 22,5\text{m} \rightarrow e= 22,5\text{m.}$$

$$\text{Et on a: } d=26,5\text{m} > e=22,5\text{m}$$

[§5.1.8.1-RNV/2013]

- Calcule des surfaces :

Tableau III. 12: Les valeurs des surfaces des zones de vent de la toiture (V2)

e/5	4,5m	h_p/h	Zones	F		G	H	I
(4/5)e	18m		Surf (m^2)	12,544		32,530	245,504	245,504
e/4	5,625m			C_{pe10}	C_{pe1}	$C_{pe}=C_{pe10}$		
e/10	2,25m		0,04	-1,2	-1,8	-0,8	-0,7	0,2
h_p	0,75m							-0,2
h_p/h	0,04m	$C_{pe}(+)$	/	/		/	/	0,2
α	0	$C_{pe}(-)$		-1,141		-0,8	-0,7	-0,2

Pour les zone son a la surface de chacune est $> 10\text{m}^2$ donc : $C_{pe} = C_{pe10}$

- **Pour la toiture 2 :**

$b=22,5$; $d=26,6\text{m}$; $h=9,8\text{m}$

$e = \min [b, 2h] \rightarrow e = \min [22,5 ; 19,6] = 22,5\text{m} \rightarrow e = 19,6\text{m}$.

Et on a: $d=26,6\text{m} > e=19,6\text{m}$

[§5.1.8.1-RNV/2013]

- **Calcule des surfaces :**

Tableau III. 13: Les valeurs des surfaces des zones de vent de la toiture (V2)

H	9,8m		Zones	F	G	H	I
h_p	0,75m		Surf (m^2)	9,604	34,840	251,776	251,776
h_p/h	0,077m	h_p/h	0,05	$C_{pe} = C_{pe10}$	$C_{pe} = C_{pe10}$	$C_{pe} = C_{pe10}$	$C_{pe} = C_{pe10}$
e	19,6m			-1,400	-1,600	-0,700	-0,200
e/5	3,92m			/	/	/	0,200
(4/5)e	15,68m	h_p/h	0,1	-1,200	-1,400	-0,700	-0,200
e/4	4,9m			/	/	/	0,200
e/10	1,96m	h_p/h	0,077	-1,094	-1,294	-0,700	-0,200
				/	/	/	0,200

III.5.5.2 Vérification de l'existence de toiture isolée

Tableau III. 14: Valeurs des surfaces et pourcentage dominant

Faces	Surfaces des ouvertures dans la face (m^2)	Surface de la face (m^2)	%
Façade principale	103,53	393,80	26,29
Façade latérale	66,6	393,80	16,91
Façade droite	43,23	518,61	8,33
Façade gauche	40,8	518,61	7,867
Toiture	0	262,08	0

III.5.5.3 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.

Le coefficient de pression C_{pi} est-on fonction de l'indice de perméabilité μ_p et rapport h/d (RNVA2013).

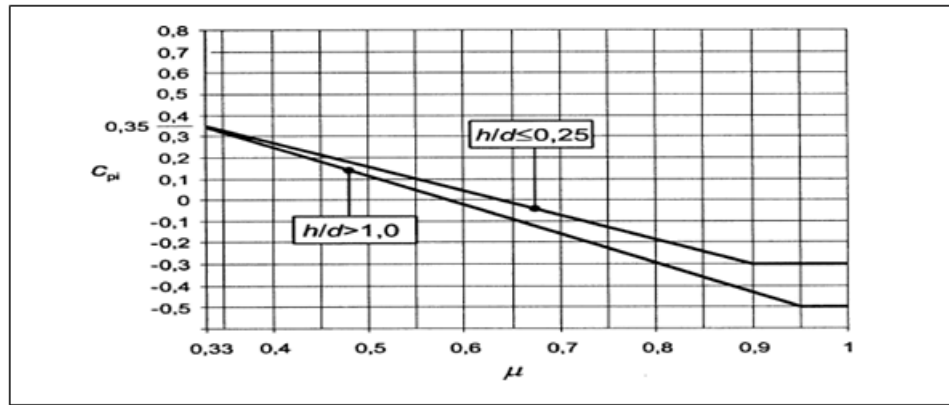


Figure III. 8: Coefficient de pression intérieure C_{pi} des bâtiments, sans face dominante.

Notre parking n'a pas de face dominante, le C_{pi} est déterminé à partir de la figure 5.14.

On définit l'indice de perméabilité μ_p avec la formule donnée dans [l'article 2.1.1 chap V RNV 2013].

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

Les ouvertures considérées ici sont les orifices de toutes natures débouchant sur l'extérieur et à travers lesquelles l'air peut circuler.

Le coefficient de pression intérieure C_{pi} est donné dans la figure 5.15 du RNV 2013 en fonction de l'indice de perméabilité.

$$\mu_p = 0,6$$

$$\frac{h}{d} = \frac{18,2}{26,6} = 0,68$$

$$C_{pi} = C_{pi1} + \frac{C_{pi0,25} - C_{pi1}}{0,25 - 1} \times \left(\frac{h}{d} - 1\right)$$

$$C_{pi} = -0,05 + \frac{0,025 + 0,05}{0,25 - 1} \times (0,68 - 1)$$

Ce qui fait que dans le sens V1 notre structure est 73% perméable

$$\mu_p = 0,6 > 0,3$$

On a trouvé

$$C_{pi} = -0,018$$

La pression due vent q_p qui s'exerce sur un élément de surfaces p est calculée à l'aide des deux formules [2.1 et 2.2 du RNV 2013]

$$q_p = q_{ref} \times C_e \rightarrow [N/m^2]$$

C_d est le coefficient dynamique de la construction.

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

- **Paroi vertical 1 :**

$$C_{pi} = -0,018$$

Tableau III. 15: Représenter les résultats de la pression aérodynamique Paroi verticale

Zones	Surf (m ²)	$q_p(N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$W(N/m^2)$
A	81,900	790,309	-1,000	-0,018	-776,084
B	327,600	790,309	-0,800	-0,018	-618,022
C	74,620	790,309	-0,500	-0,018	-380,929
D	409,500	790,309	0,800	-0,018	646,473
E	409,500	790,309	-0,300	-0,018	-222,867

- **Toiture 1 :**

$$C_{pi} = -0,41$$

Tableau III. 16: Représenter les résultats de la pression aérodynamique Toiture 1

Zones	Surf (m ²)	$q_p(N/m^2)$	$C_{pe}(-)$	$C_{pe}(+)$	C_{pi}	$W_1(N/m^2)$	$W_2 (N/m^2)$
F	12,544	633,730	-1,141	/	-0,410	-463,218	/
G	32,530	633,730	-0,800	/	-0,410	-247,155	/
H	245,504	633,730	-0,700	/	-0,410	-183,782	/
I	245,504	633,730	-0,200	0,200	-0,410	133,083	386,575

- **Toiture 2 :**

$$C_{pi} = -0,33$$

Tableau III. 17: Représenter les résultats de la pression aérodynamique Toiture 2

Zones	Surf(m ²)	$q_p(N/m^2)$	$C_{pe}(-)$	$C_{pe}(+)$	C_{pi}	$W_1(N/m^2)$	$W_2(N/m^2)$
F	9,604		-1,094	/	-0,33	-596,734541	/
G	34,840	790,309	-1,294	/	-0,33	-752,972812	/
H	251,776	790,309	-0,700	/	-0,33	-289,040802	/
I	251,776	790,309	-0,200	0,200	-0,33	101,554876	414,031419

- ✓ **La direction V1 :** parallèle à la façade principale

Pour cette direction du vent on :

- **Paroi vertical 1**

b=26,6m ; d=22,5m ; h=9,8m et

e= min [b, 2h] donc e= min [26,6 ; 19,6] → e=19,6 m.

Et on a : d=22,5 m > e=19,6m.

Donc on utilise la légende suivante : 5.2. Du chapitre V (RNV2013 p80)

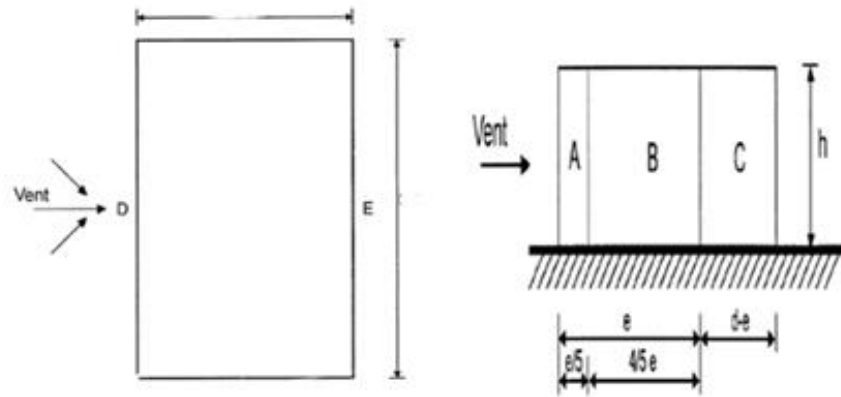


Figure III. 9: Légende relative aux murs verticaux.

- Calcul des surfaces :

Tableau III. 18: Les coefficients de pression C_{pe} correspondant à chaque zone de paroi Verticale1

$e/5$	3,92	Zones	A	B	C	D	E
$(4/5)e$	15,68	Surf m^2	38,416	153,664	28,42	260,68	260,68
$d-e$	2,9	C_{pe}	-1	-0,8	-0,5	0,8	-0,3

- On Remarque que toutes les surfaces sont supérieures à $10m^2$ donc la formule est :
- $C_{pe} = C_{pe10}$
- Et les coefficients de pression extérieure C_{pe} dans chaque zone sont donnés dans la figure suivante :

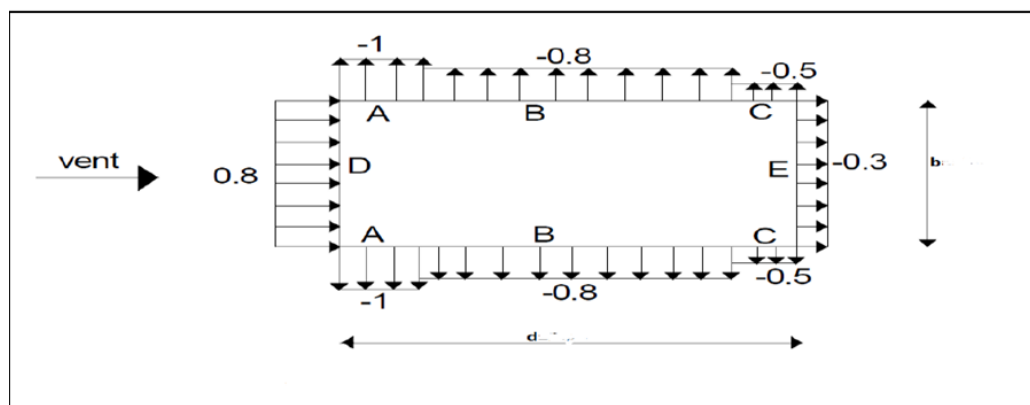


Figure III. 10: Légende pour les parois verticales dans le sens V1.

- **Paroi verticale 2**

$b=26,6\text{m}$; $d=11,7\text{m}$, $h=18,2\text{m}$ et

$e = \min [b, 2h]$ donc $e = \min [26,6 ; 36,4] \rightarrow e=26,6 \text{ m}$.

Et on a : $d=22,5 \text{ m} < e=26,6 \text{ m}$.

Donc on utilise la légende suivante : 5.2. Du chapitre V (RNV2013 p80)

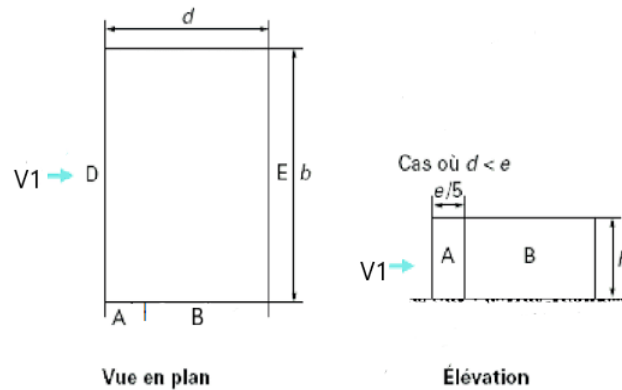


Figure III. 11:Légende pour les parois verticales V1.

- **Calcule des surfaces :**

Tableau III. 19: Les coefficients de pression C_{pe} correspondant à chaque zone de paroi Verticale 2

$e/5$	3,36	Zones	A'	B'	D	E
$d-(e/5)$	8,34	Surf m^2	96,824	116,116	484,12	484,12
		C_{pe}	-1	-0,8	0,8	-0,3

- **Pour la toiture :**

Le vent dans la direction est parallèle aux génératrices, les coefficients de pression de chaque versant s'obtiennent en utilisation les valeurs des toitures a un versant pour $\theta = 0^\circ$ pour cette direction du vent on à :

$b= 22,5\text{m}$. $d=11,7\text{m}$, $h=18,2 \text{ m}$

$e = \min [b, 2h] \rightarrow e = \min [22,4 ; 36,4] = 22,4 \text{ m} \rightarrow e= 22,4\text{m}$.

Et on a: $d=11,7\text{m} < e=22,4\text{m}$

[§5.1.8.1-RNV/2013]

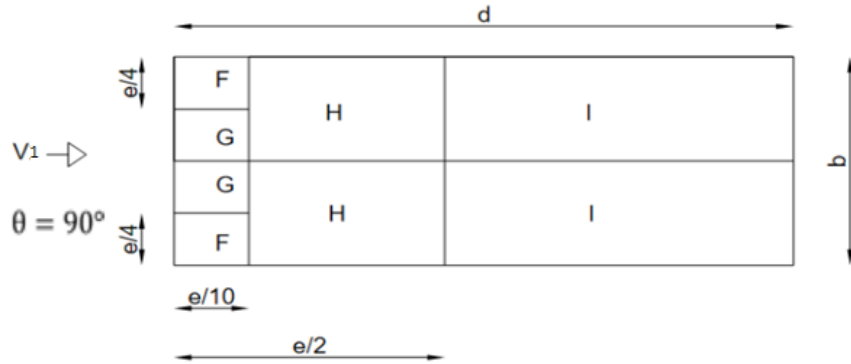


Figure III. 12: Légende pour la toiture (V1).

- Calcul des surfaces :

• Toiture 1 :

Tableau III. 20: Les valeurs des surfaces des zones de vent de la toiture (V1)

H(m)	9,8		Zones	F		G	H	I
h_p (m)	0,75		Surf(m^2)	9,604		25,088	243,936	243,936
h_p /h(m)	0,077			C_{pe10}	C_{pe1}	$C_{pe}=C_{pe10}$		
e (m)	19,6	h_p /h	0,08	-1,2	-1,8	-0,8	-0,7	0,2
e/5(m)	3,92							-0,2
(4/5) e(m)	15,68	$C_{pe}(+)$	/	/		/	/	0,2
e/4(m)	4,9	$C_{pe}(-)$		-1,211		-0,8	-0,7	-0,2
e/10(m)	1,96							

• Toiture 2 :

Tableau III. 21: Les valeurs des surfaces des zones de vent de la toiture (V1)

e/5(m)	2,34		Zones	F	G	H	I
(4/5)e(m)	9,36		Surf(m ²)	3,422	24,7	117,35	117,35
e/4(m)	2,92	h_p/h	0,04	$C_{pe}=C_{pe10}$	$C_{pe}=C_{pe10}$	$C_{pe}=C_{pe10}$	
e/10(m)	1,17			-1,4	-0,9	-0,7	-0,2
h_p (m)	0,75			/	/	/	0,2
h_p/h (m)	0,04						

α	0						
----------	---	--	--	--	--	--	--

III.5.5.4 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'air.

Le coefficient de pression C_{pi} est-on fonction de l'indice de perméabilité μ_p et rapport h/d (RNVA2013)

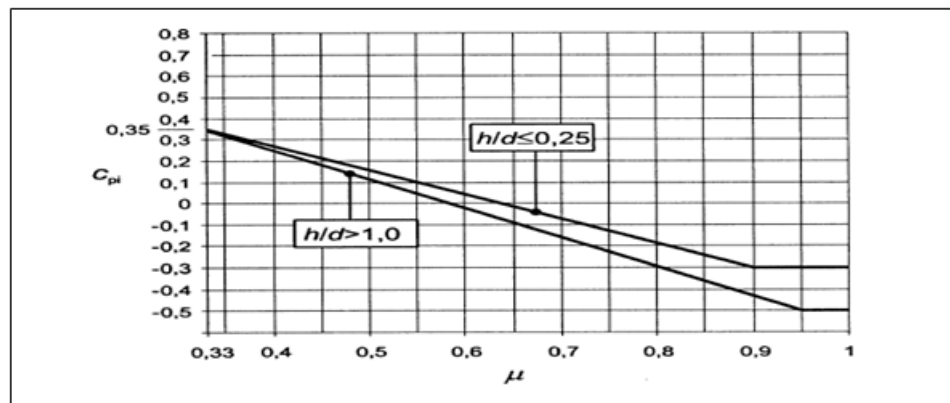


Figure III. 13: Coefficient de pression intérieure C_{pi} des bâtiments, sans face dominante.

Notre parking n'a pas de fac dominante, le C_{pi} est déterminé à partir de la figure 5.14.

On définit l'indice de perméabilité μ_p avec la formule donnée dans [l'article 2.1.1 chap. V RNV 2013]

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

Les ouvertures considérées ici sont les orifices de toutes natures débouchant sur l'extérieur et à travers lesquelles l'air peut circuler

Le coefficient de pression intérieur C_{pi} est donné dans la figure 5.15 du RNV 2013 en fonction de l'indice de perméabilité.

- $\mu_p = 0,82$
- $C_{pi} = -0,29$

La pression due vent q_p qui s'exerce sur un élément de surfaces p est calculée à l'aide des deux formules [2.1 et 2.2 du RNV 2013]

$$\checkmark \quad q_p = q_{ref} \times C_e \rightarrow [N/m^2]$$

C_d Est le coefficient dynamique de la construction.

$$\checkmark W(Z_j) = q_p(Z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}] \rightarrow [N/m^2]$$

Paroi vertical 1 :

Tableau III. 22: Représenter les résultats de la pression aérodynamique Paroi verticale1

Zones	Surf (m^2)	$q_p(N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$W(N/m^2)$
A	38,416	633,730	-1,000	-0,290	-449,948
B	153,664	633,730	-0,800	-0,290	-323,202
C	-77,420	633,730	-0,500	-0,290	-133,083
D	260,680	633,730	0,800	-0,290	690,766
E	260,680	633,730	-0,300	-0,290	-6,337

Paroi vertical 2 :

Tableau III. 23: Représenter les résultats de la pression aérodynamique Paroi verticale2

Zones	Surf (m^2)	$q_p(N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$W_1(N/m^2)$
A'	96,824	790,309	-1,0	-0,240	-561,120
B'	116,116	790,309	-0,8	-0,240	-403,058
D	484,120	790,309	0,8	-0,240	861,437
E	484,120	790,309	-0,3	-0,240	-7,903

Toiture 1 :

Tableau III. 24: Représenter les résultats de la pression aérodynamique paroi toiture 1

Zones	Surf (m^2)	$q_p(N/m^2)$	$C_{pe}(-)$	$C_{pe}(+)$	C_{pi}	$W_1(N/m^2)$	$W_2 (N/m^2)$
F	9,604	633,730	-1,211	/	-0,41	-507,319194	/
G	25,088	633,730	-0,8	/	-0,41	-247,154766	/
H	243,936	633,730	-0,7	/	-0,41	-183,781749	/
I	243,936	633,730	-0,2	0,2	-0,41	133,083335	386,575403

Toiture 2 :

Tableau III. 25: Représenter les résultats de la pression aérodynamique Paroi toiture 2

Zones	Surf (m^2)	$q_p(N/m^2)$	$C_{pe}(-)$	$C_{pe}(+)$	C_{pi}	$W_1(N/m^2)$	$W_2 (N/m^2)$
F	17,689	790,309	-1,4	/	-0,41	-782,406	/
G	24,700	790,309	-0,9	/	-0,41	-387,252	/
H	84,854	790,309	-0,7	/	-0,41	-229,190	/
I	84,854	790,309	-0,2	0,2	-0,41	165,965	482,088637

III.6 Conclusion

Le but de ce chapitre était de faire une évaluation de charge (charges permanentes, charges d'exploitation et charges climatiques) celons règlements en vigueur (RNVV2013, DTR BC2), cette étape est cruciale dans le sens ou une estimation exacte de ces charges va nous permettre de ce rapprocher de l'étude réelle de notre bâtiment.

Chapitre IV : Prédimensionnement des éléments principaux

IV.1 Introduction

Le pré dimensionnement des éléments d'une structure est une étape essentielle dans tout calcul d'un projet. En se basant sur le principe de la descente de charge verticale transmise par les planchers vers les éléments porteurs qui les transmettent à leur tour aux fondations. Le calcul se fera conformément aux règles de l'Eurocode 3 [5] et du CCM97 [6].

IV.2 Étude du plancher mixte (collaborant)

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

Le calcul du plancher se fait en deux phases :

- Phase initiale (phase de construction)
- Phase finale

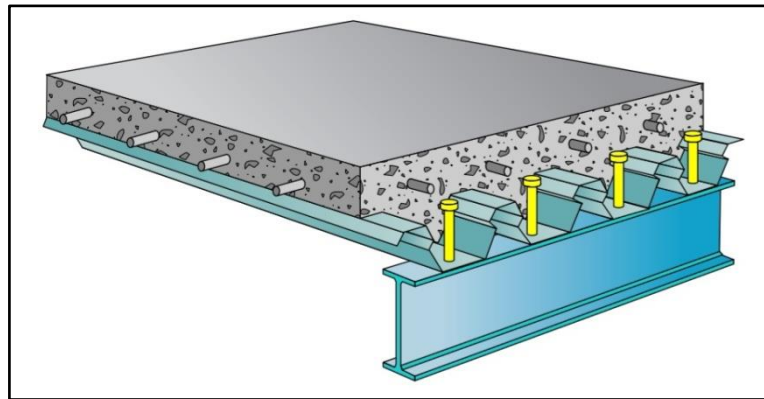


Figure IV. 1: Représentation 3D d'un plancher collaborant.

- **Phase initiale**

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

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

- **Phase finale**

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

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

IV.3 Pré dimensionnement des solives

IV.3.1 Entraxe des solives

L'entraxe des solives doit reprendre à la condition de la fiche technique du bac d'acier qui se trouve dans l'Annexe 1 et qu'est en fonction de l'épaisseur de la dalle,

On a $e_{dalle} = 13\text{cm} \rightarrow \text{pour les } L_{poutre} = 8.6 \rightarrow e_{solive} = 1.72\text{m}$

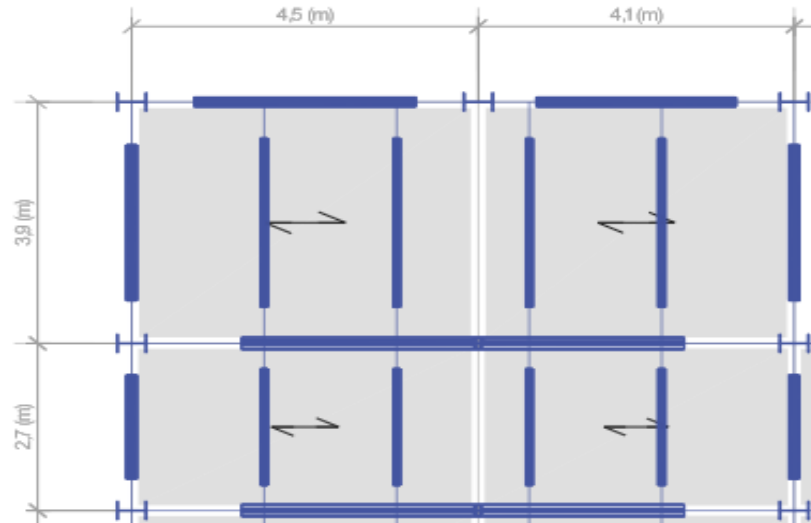


Figure IV. 2:Schéma d'entre axe des solives

IV.3.2 Choix du profilé

Il est très commun d'utiliser la condition suivante pour avoir un premier Choix des solives

$\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{15}$, mais après calcul on a trouvé que cette condition donne des résultats non économiques. Donc on a choisi de pré-dimensionner les solives selon la condition de la flèche

$$f_{max} \leq f_{adm}$$

On a pour une poutre bi articulée

$$- f_{max} = \frac{5qL^4}{384.EI}$$

$$- f_{adm} = \frac{L}{250}$$

On a:

$$- G_{béton} = 3.25\text{KN}/\text{m}^2$$

$$- G_{Hiband 55} = 0.0956\text{KN}/\text{m}^2$$

$$- Q_{ouvrier} = 0.75\text{KN}/\text{m}^2$$

q : la charge non pondérée

$$q = G + Q$$

Avec : $G = G_{\text{béton}} + G_{\text{Hibond 55}} \rightarrow G = 3.25 + 0.0956 = 3.345 \text{ KN/m}^2$

Donc : $q = 3.345 + 0.75 \rightarrow q = 4.095 \text{ KN/m}^2$

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

$q = 4.095 \times 1.72 \rightarrow q = 7.0434 \text{ KN/m}$

$E = 210000 \text{ MPA}$; $L = 8.6 \text{ m}$,

$I \geq \frac{5 \times 7.0434 \times (3900)^3 \times 250}{384 \times 210000} \times 10^{-4} \rightarrow I \geq 647.606 \text{ m}^4$

$I_y = 1317 \text{ cm}^4 \rightarrow \text{IPE 180}$

- Exemple de calcul sur une solive du plancher courant :

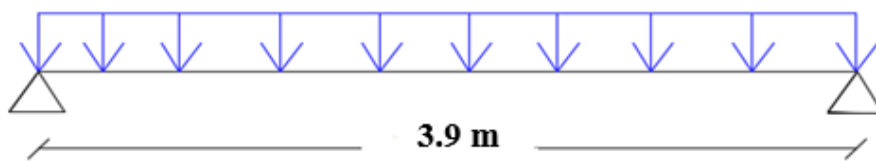


Figure IV. 3: Schéma statique d'une solive.

Tableau IV. 1: Caractéristiques géométrique du profilé IPE180

Désignation	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques					
	G (kg/m)	A (cm ²)	h (mm)	B (mm)	Tf (mm)	I_z (cm ⁴)	I_y (cm ⁴)	W_{plz} (cm ³)	W_{ply} (cm ³)	I_y (cm)	I_z (cm)
IPE 180	18.8	23.95	180	91	8	100.9	1317	34.60	166.4	7.42	2.05

IV.3.3 Phase initiale

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

- Poids propre du béton frais $G_b = 3.25 \text{ KN/m}^2$
- Poids du bac HIBOND55 (0.75mm) $G_{bac} = 0.0956 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge de construction $Q_{ouvrier} = 0.75 \text{ KN/m}^2$
- Poids propre du profilé IPE200 $G = 0.188 \text{ KN/ml}$

L'entraxe entre les solives est de $e = 1.5 \text{ m}$

$L_{poutre} = 8.6 \text{ m} \rightarrow \text{Avec } L_{solive} = 3.9 \text{ m}$

- Combinaison de charge :

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

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

$q_u = 1.35 \times [0.188 + (3.25 + 0.0956) \times 1.72] + [1.5 \times 0.75 \times 1.72]$

$q_u = 9.957 \text{ KN/ml}$

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

$$q_s = (G_b + G_{bac} + Q_{ouvrier}) \times e + G$$

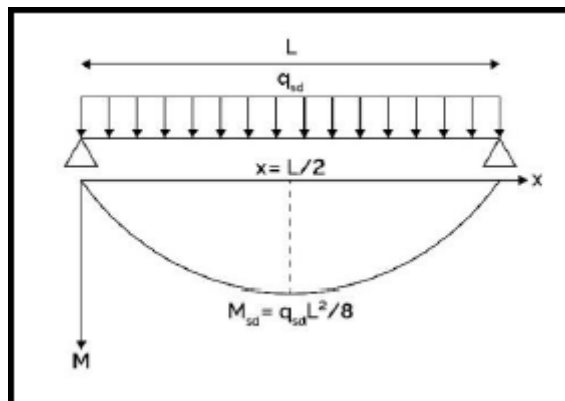
$$q_s = (3.25 + 0.0956 + 0.75) \times 1.72 + 0.188$$

$$q_s = 7.232 \text{ KN/ml}$$

- Vérifications des résistances

- Flexion

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



$$M_{sd} = \frac{q_u \cdot (L)^2}{8} \rightarrow M_{sd} = \frac{9.957 \times 3.9^2}{8}$$

$$\rightarrow M_{sd} = 18.930 \text{ KN.m}$$

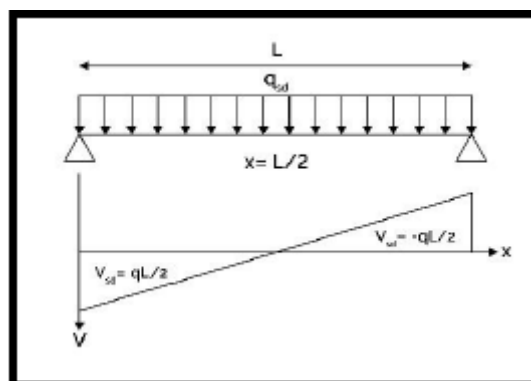
$$M_{plrd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{mo}} \rightarrow M_{plrd} = \frac{166.4 \times 10^3 \times 275}{1.1}$$

$$\rightarrow M_{plrd} = 41.6 \text{ KN.m}$$

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

- Effort tranchant

$$V_{sdy} \leq V_{plrd}$$



$$V_{sdy} = \frac{q_u(L)}{2} \rightarrow V_{sdy} = \frac{9.957 \times 3.9}{2}$$

$$\rightarrow V_{sdy} = 19.416 \text{ KN}$$

$$V_{plrdy} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}}$$

Avec : $A_v = 1125 \text{ mm}^2$

$$V_{plrdy} = \frac{1125 \times 275}{\sqrt{3} \times 1.1}$$

$$\rightarrow V_{plrdy} = 162.379 \text{ KN}$$

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

- **Étude de l'interaction moment fléchissant et effort tranchant :**

$$V_{sdy} < 0.5 V_{plrdy} \rightarrow 19.416 \text{ KN} < 81.189 \text{ KN} \text{ Pas d'interaction.}$$

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

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{3900}{250} \rightarrow f_{adm} = 15.6 \text{ mm}$$

$$q_s = 7.146 \text{ KN/m}$$

$$f = \frac{5 \times 7.146 \times 3900^4}{384 \times 210000 \times 1317 \times 10^4} \rightarrow f = 7.844 \text{ mm}$$

$$f = 7.844 \text{ mm} < f_{adm} = 15.6 \text{ mm} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification au déversement :**

Le déversement est un phénomène d'instabilité élastique qui touche les poutres fléchies par rapport à leur axe de forte inertie, la partie comprimée de la poutre subit dans son plan vertical sous une forte compression, une déformation en dehors de son plan, ce qui se traduit par une flexion dans le plan horizontale et une rotation autour du centre de cisaillement.

Dans le cas d'un élément fléchi en phase de construction les effets du déversement peuvent être négligés dans l'analyse d'états limites ultimes est cela pour les éléments mixtes dont toutes les sections sont de classe 1 ou 2 selon 5.4.2.4 [4]

- **Classification de la solive IPE180 :**

$$\text{Classification de l'âme : } \frac{d}{t_w} = \frac{146}{5.3} = 27.54 \leq 72 \varepsilon = 72 \times 0.92 = 66.24$$

$\rightarrow$ Âme de classe 1.

$$\text{Classification des semelles : } \frac{c}{t_f} = \frac{42.85}{8} = 5.35 \leq 10 \varepsilon = 10 \times 0.92 = 9.2$$

$\rightarrow$ Semelles de classe 1, donc notre profilé IPE180 est de classe 1.... **Condition vérifiée.**

IV.3.4 Phase finale

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

- Poids propre du profilé $G_p = 0.188 \text{ KN/ml}$
- Charge permanente $G = 5.445 \text{ KN/m}^2$
- Charge d'exploitation $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

- **Combinaison de charge :**

Entraxe entre solives $e = 1.5 \text{ m}$

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

$$q_u = 1.35 \times [G + (G_p) \times e] + [1.5 \times Q_{\text{ouvrier}} \times e]$$

$$q_u = 1.35 \times [0.188 + 5.445 \times 1.72] + [1.5 \times 2.5 \times 1.72]$$

$$q_u = 19.347 \text{ KN/ml}$$

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

$$q_s = (G_p + Q_{\text{ouvrier}}) \times e + G$$

$$q_s = (5.445 + 2.5) \times 1.72 + 0.188$$

$$q_s = 13.853 \text{ KN/m}$$

- **Détermination de l'axe neutre :**

- **Largeur efficace :**

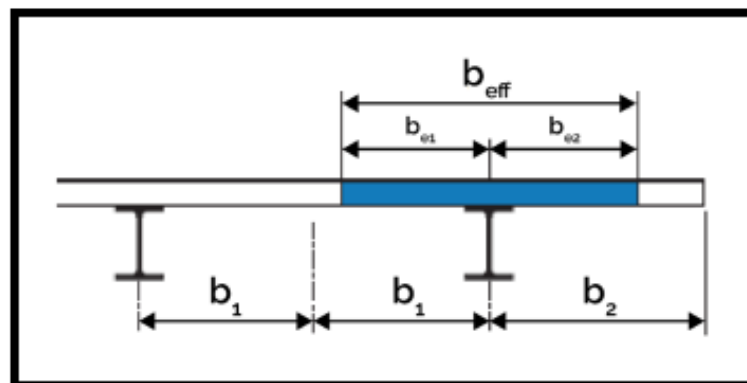


Figure IV. 4: Largeur participante de la dalle b_{eff} .

- Position de l'axe neutre :

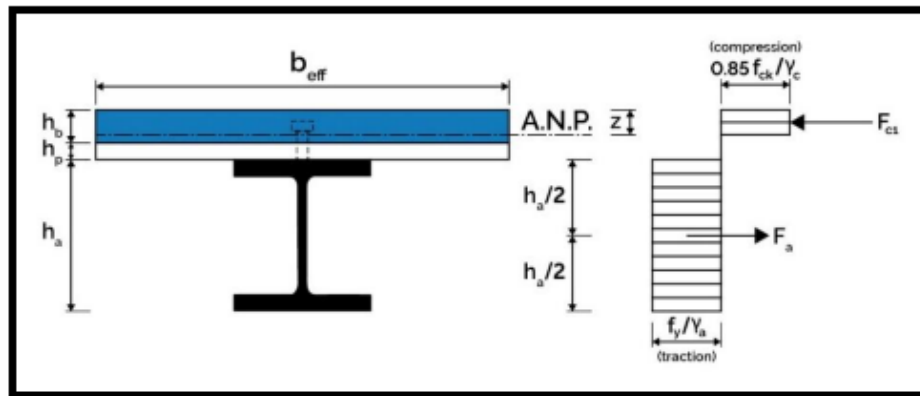


Figure IV. 5: Diagramme des contraintes et position de l'axe neutre.

- Résistance de compression de la dalle en béton :

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

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

$h = 150 \text{ mm}$ Hauteur de la dalle en béton ;

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

$h_c = h - h_p \Rightarrow h_c = 150 - 55 = 95 \text{ mm}$ Hauteur du béton

$$R_b = 0.57 \times 25 \times (975 \times 95)$$

$$R_b = 1319.906 \text{ KN}$$

- Résistance de traction du profilé d'acier :

$$R_a = 0.95 A_a \cdot f_y$$

$$R_a = 0.95 \times 2395 \times 275$$

$$R_a = 625.693 \text{ KN}$$

$$R_b > R_a$$

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

- Moment de flexion :

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

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

$$M_{plrd} = 625.69 \times \left[\frac{180 \times 10^{-3}}{2} + 95 \times 10^{-3} + 55 \times 10^{-3} - \left(\frac{625.693 \times 95 \times 10^{-3}}{2 \times 1319.906} \right) \right]$$

$$M_{plrd} = 136.065 \text{ KN.m}$$

$$\text{Et : } M_{sd} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} \rightarrow M_{sd} = \frac{19.347 \times (3.9)^2}{8}$$

$$M_{sd} = 36.783 \text{ KN.m}$$

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

○ **Effort tranchant :**

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

$$V_{sdy} = \frac{q_u(L)}{2} \rightarrow V_{sdy} = \frac{19.347 \times 3.9}{2}$$

$$V_{sdy} = 37.726 \text{ KN}$$

$$V_{plrdy} = \frac{A_{vy} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}}$$

$$\text{Avec : } A_v = 1125 \text{ mm}^2$$

$$V_{plrdy} = \frac{1125 \times 275}{\sqrt{3} \times 1.1}$$

$$\rightarrow V_{plrdy} = 162.379 \text{ KN}$$

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

$$V_{sdy} < 0.5 V_{plrdy} \rightarrow 37.726 \text{ KN} < 81.189 \text{ KN}$$

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

○ **Vérification de la rigidité :**

$$f_{adm} = \frac{L}{250} \rightarrow f_{adm} = \frac{3900}{250} \rightarrow f_{adm} = 15.6 \text{ mm}$$

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

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

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

Avec : $m=15$

$$V = \frac{A_a}{A_b} = \frac{A_a}{b_{eff} \times h_c} \rightarrow V = \frac{2395}{(975 \times 95)} \rightarrow V = 0.025$$

$$I_c = 82359364.58 \text{ mm}^4$$

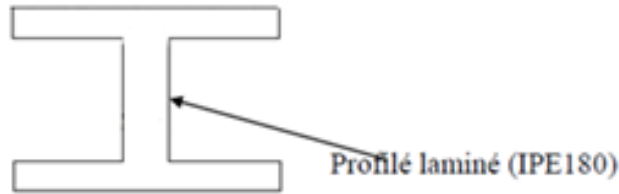
$$\text{Donc : } f^{max} = \frac{5 \cdot q_s \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_c} = 2.412 \text{ mm} < f_{adm} = 18 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Flèche final :**

$$f_{final} = f_{max}^{initial} + f_{max}^{final} \leq f_{adm}^{final}$$

$$f_{final} = 7.844 + 2.412 \rightarrow f_{final} = 10.256 \text{ mm}$$

$$f_{final} = 10.256 \text{ mm} < f_{adm} = 15.6 \text{ mm}$$



Le profilé IPE180 est retenu pour le plancher courant du parking.

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

Tableau IV. 2: Récapitulatif pour les solives de chaque niveau

Niveau	Profilé	Longueur (m)	Entre axe (m)	q_s KN/m	q_u KN/ml	M_{sd}/M_{plrd} (%)	Flèche adm (mm)	Flèche max (mm)
Étage courant (parking)	IPE 180	8.6	1.72	13.88	19.42	0.27	15.6	7.844
Étage courant (bureaux)	IPE 180	4.7	1.566	11.05	15.52	0.21	15.6	9.113
Terrasse inaccessible	IPE 180	8.6	1.72	13.733	18.79	0.237	15.6	10.432
Terrasse accessible	IPE 180	8.6	1.72	14.679	20.203	0.255	15.6	10.267

IV.3.5 Calcul des connecteurs

Les connecteurs sont utilisés pour assurer le comportement mixte entre la poutre en acier et la dalle en béton. Dans le cas de notre parking on opte pour des connecteurs de types Goujon Nelson, en vue de ses avantages en termes de facilité et rapidité d'exécution.

- Résistance du connecteur isolée

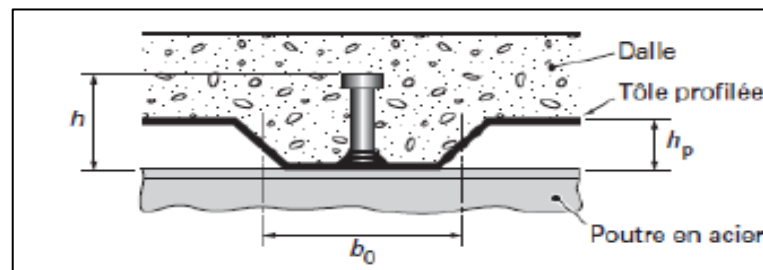


Figure IV. 6:Dimensions de la tôle et du connecteur

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

Avec :

- γ_v : coefficient partiel de sécurité pour les connecteurs pris égal à 1.25
- d : diamètre du goujon, $d = 19 \text{ mm}$
- f_u : résistance ultime en traction de l'acier du goujon égale à 430 MPa
- E_c : valeur du module d'élasticité secant du béton égale à 30500 MPa
- f_{c28} : résistance caractéristique du béton égale à 25 MPa
- K : facteur de réduction pour tenir compte de la présence des nervures

$$K = \begin{cases} 0.6 \times \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h_c}{h_p} - 1 \right) \leq 1 & \text{si les nervures sont parallèles à la solive} \\ \frac{0.7}{\sqrt{N_r}} \times \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h_c}{h_p} - 1 \right) \leq K_{t,max} & \text{si les nervures sont perpendiculaires à la solive} \end{cases}$$

Avec :

- N_r : le nombre de goujon par nervure, on le prend égal à 1
- h_c : hauteur de la dalle en béton
- h_p : hauteur du bac d'acier
- b_0 : largeur de la nervure (d'après la fiche technique du HIBOND55) 150mm
- $K_{t,max}$: limite supérieure pour le facteur K, égale 0.85 d'après le tableau 6.2 si dessous.
- α : facteur correctif.

Tableau 6.2 : Limites supérieures $k_{t,max}$ pour le facteur de réduction k_t			
Nombre de goujons par nervure	Epaisseur t de la plaque (mm)	Goujons d'un diamètre n'excédant pas 20 mm et soudés à travers la plaque nervurée en acier	Plaques nervurées avec trous et goujons d'un diamètre de 19 mm ou 22 mm
$n_r = 1$	$\leq 1,0$	0,85	0,75
	$> 1,0$	1,0	0,75
$n_r = 2$	$\leq 1,0$	0,70	0,60
	$> 1,0$	0,8	0,60

Figure IV. 7: Limite de K

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

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

Et, les nervures sont perpendiculaires aux solives, donc :

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

$K_{t,max}$: Limite supérieure pour le facteur K, égale 0.85 d'après le tableau 6.2 si dessus.

$$\rightarrow K=0.85$$

Donc :

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.82 \times 0.29 \times 1 \times 19^2 \times \frac{\sqrt{25 \times 30500}}{1.25} = 59.96 \text{ KN} \\ 0.82 \times 0.8 \times 430 \times \frac{\pi \times 19^2}{4 \times 1.25} = 66.95 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$P_{rd} = 59.96 \text{ KN}$$

- **Effort tranchant repris par les goudjous**

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

Avec :

R_b : Résistance de compression du béton ; $R_b = 1319.906 \text{ KN}$

R_a : Résistance de traction du profilé d'acier ; $R_a = 625.693 \text{ KN}$

D'où : $R_L = R_a = 625.693 \text{ KN}$

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

$$n = \frac{R_L}{P_{rd}}$$

$$n = \frac{625.693}{59.96} \rightarrow n = 10.43$$

On choisit le nombre de 11 connecteurs pour la demi-portée, ce qui fera 22 connecteurs pour toute la longueur de la solive.

- **Espacement entre les goudjous**

Soit E l'espace entre les goudjous calculer comme suit :

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

L Est la longueur de la solive ; $L = 3.9m$

$$E = \frac{3900}{22-1} \rightarrow E = 185,71 \text{ mm}$$

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

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

On opte pour un espacement de 18,57cm entre les goudons.

➤ Connexion partielle

• Degré de connexion :

Le degré de connexion est défini par :

$$\eta = \frac{N_c}{N_{cf}}$$

Ou :

N_c : est la valeur de calcul de l'effort normal de compression dans la semelle en béton

N_{cf} : est la valeur de calcul de l'effort normal de compression dans la semelle en béton avec connexion total

• A mi- portée :

L'effort normal en compression dans la semelle en béton représenté l'intégralité de la connexion

A_c est l'aire de la section transversale de béton , si bien qu'à mi portée

$$A_c = b_{eff} \times h_c \rightarrow A_c = 975 \times 95 = 92625 \text{ mm}^2$$

$$\text{Donc : } N_{cf} = 0,85 \cdot A_c \cdot f_{cd} \rightarrow f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

$$N_{cf} = 0,85 \times 92625 \times \frac{25}{1.5} = 1312,18 \text{ KN}$$

La résistance des connecteurs limite l'effort normal, au plus, à :

$$N_c = k_t \times n \times P_{rd} \rightarrow N_c = 0,85 \times 22 \times 59,96$$

$$N_c = 1121,25 \text{ KN}$$

Par conséquent :

$$\eta = \frac{1121,25}{1312,18} = 0,85$$

Le rapport η étant inférieur à 1 , la connexion est partielle

• Vérification de la résistance à la flexion :

✓ Degré minimale de la connexion

Le degré minimale de connexion pour une section en acier symétrique (semelle identiques) est donné par :

$$\eta_{\min} = 1 - \left(\frac{355}{F_y} \right) \times (0,75 - 0,03L_e) \quad \text{avec } L_e \leq 25$$

L_e : est la longueur de la zone de moment positif entre points de moment nul, exprimé en mètres

$$\eta_{\min} = 0,76 < \eta = 0,82 \quad \text{OK}$$

✓ **Moment de résistance plastique à mi – portée**

La valeur de calcul de l'effort normal dans la section en acier est donnée par :

$$N_{pl,a} = \frac{A_a \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{2395 \times 275}{1,1} = 598,75 \text{ KN}$$

Donc :

$$\eta N_c = 953,06 \text{ KN}$$

$$N_{pl,a} < N_c$$

Avec les connecteurs ductiles et la section de la solive en acier de class 1 , le moment de résistance M_{rd} de la section transversale critique de la poutre a mi- portée est calculé à l'aide de la théorie rigide-plastique, sauf qu'une valeur réduite de l'effort de compression N_c dans la semelle en béton en utilisée au lieu de l'effort $N_{c,f}$.

La résistance de calcul en flexion de section transversale mixte est donc :

$$M_{rd} = 136,065 \text{ KN.m}$$

$$M_{y,Ed} = 0,125 \times q_u \times L^2 \quad \rightarrow \quad M_{y,Ed} = 0,125 \times 19.347 \times 3,9^2$$

$$\rightarrow M_{y,Ed} = 36,78 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc : } \frac{M_{y,Ed}}{M_{rd}} = \frac{36,78}{136,065} = 0,270 < 1 \quad \text{OK}$$

✓ **Résistance au cisaillement :**

La résistance plastique au cisaillement dépend de l'aire de cisaillement de la solive en acier

$$\text{qui donnée par : } \frac{V_{z,Ed}}{V_{plz,rd}} < 1$$

$$V_{z,Ed} = 0,5 \times q_u \times L \quad \rightarrow \quad V_{z,Ed} = 0,5 \times 19,347 \times 3,9 \quad \rightarrow \quad V_{z,Ed} = 37,72 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } \frac{V_{z,Ed}}{V_{plz,rd}} = \frac{37,72}{162,379} = 0,23 < 1 \quad \text{OK}$$

✓ **Résistance de la dalle au cisaillement longitudinal :**

Les contraintes plastiques de cisaillement longitudinal sont donnée par :

$$V_{Ed} = \frac{\Delta F_d}{h_c \cdot \Delta_x}$$

$$\text{Ou : } \Delta F_d = N_c / 2 = 1081,67 / 2 = 540,83 \text{ KN}$$

$$V_{Ed} = \frac{540,83 \times 10^3}{95 \times 1950} = 2,91 \text{ N/mm}^2$$

Afin d'empêcher l'écrasement des éléments comprimés dans la semelle en béton, la condition suivante doit être satisfaite :

$$V_{Ed} < v \cdot f_{cd} \sin \theta_f \cos \theta_f \text{ et } \theta_f = 45^\circ \text{ et } v = 0,6 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$$

$$V_{Ed} < 0,6 \cdot \left(1 - \frac{25}{250}\right) \times \frac{25}{1,5} \times \sin(45) \cos(45) = 4,5 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK}$$

La vérification de la solive en connexion partielle a montré que les critères de résistance en flexion, au cisaillement et au glissement longitudinal sont satisfaits. La condition sur le degré minimal de connexion est également respectée.

IV.4 Pré dimensionnement des poutres secondaires

Les poutres secondaires sont calculées de la même manière que les solives. Pour le calcul qui suit, on prend en considération les poutres secondaires médiane, avec un espacement entre deux poutre secondaires 8.6 m et un espacement entre poutre secondaire et deux solives de 1.72m et 1.566 m.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 3: Récapitulatif pour les poutres secondaires de chaque niveau

Niveau	Profilé	Longueur (m)	q_s KN/m	q_u KN/ml	M_{sd}/M_{plrd} (%)	Flèche adm (mm)	Flèche max (mm)
Étage courant (parking)	IPE200	3.9	13.889	19.395	0.222	15.6	7.279
Étage courant(bureaux)	IPE 200	3.9	11.099	15.572	0.178	15.6	6.895
Terrasse inaccessible	IPE 200	3.9	13.769	18.846	0.215	15.6	7.263
Terrasse accessible	IPE 200	3.9	14.715	20.252	0.231	15.6	7.393

IV.5 Pré dimensionnement des poutres principales

- Exemple de calcul pour poutre principale intermédiaire du plancher courant :

$$L_{poutre} = 8.6 \text{ m}$$

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

$$\frac{8600}{25} \leq h \leq \frac{8600}{15}$$

$$344 \leq h \leq 573.33$$

Tableau IV. 4: Caractéristiques géométriques du profilé IPE450

Désignation	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques					
	G (kg/m)	A (cm ²)	h (mm)	B (mm)	Tf (mm)	I _z (cm ⁴)	I _y (cm ⁴)	W _{plz} (cm ³)	W _{ply} (cm ³)	I _y (cm)	I _z (cm)
IPE450	77.6	98.82	450	190	14.6	1676	33740	276.4	1702	18.48	4.12

IV.5.1 Phase initiale

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

- Poids propre du profilé $G_p = 0.663 \text{ KN/ml}$
- Poids propre du béton frais $G_b = 3.25 \text{ KN/m}^2$
- Poids du bac d'acier..... $G_{bac} = 0.095 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge de construction (ouvrier) $Q_{ouvrier} = 0.75 \text{ KN/m}^2$

- **Calcul des réactions des solives**

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

Avec : L1 et L2 : longueurs des solives

⇒ **ELU**

$$R_{u1} = \frac{q_u \cdot L1}{2} \rightarrow R1 = \frac{9.957 \times 3.9}{2} \rightarrow R1 = 19.41 \text{ KN}$$

$$R_{u2} = \frac{q_u \cdot L2}{2} \rightarrow R1 = \frac{9.957 \times 2.7}{2} \rightarrow R1 = 13.44 \text{ KN}$$

Avec : q_u : combinaison de charge des solives à l'ELU en phase initiale

$$R_u = R_{u1} + R_{u2} = 32.85 \text{ KN}$$

⇒ **ELS**

$$R_{s1} = \frac{q_s \cdot L1}{2} \rightarrow R = \frac{7.232 \times 3.9}{2} \rightarrow R = 14.10 \text{ KN}$$

$$R_{s2} = \frac{q_s \cdot L2}{2} \rightarrow R = \frac{7.232 \times 2.7}{2} \rightarrow R = 9.763 \text{ KN}$$

q_s : Combinaison de charge des solives à l'ELS en phase initiale

$$R_s = R_{s1} + R_{s2} = 23.865 \text{ KN}$$

- **Combinaison de charge**

⇒ **ELU**

$$q_u = 1.35(G_p + (G_b + G_{bac}) \times b_p) + (1.5 \times Q_{ouvrier} \times b_p)$$

$$q_u = 1.35(0.776 + (3.25 + 0.0956) \times 0.19) + (1.5 \times 0.75 \times 0.19)$$

$$q_u = 2.12 \text{ KN/ml}$$

⇒ ELS

$$q_s = G_p + (G_b + G_{bac} + Q_{ouvrier}) \cdot b_p$$

$$q_s = 0.776 + (3.25 + 0.0956 + 0.75) \times 0.19$$

$$q_s = 1.554 \text{ KN/ml}$$

Avec

b_p : largeur de la semelle de la poutre principal

- **Vérifications**

Le calcul des résistances sont fait avec un étaie.

- **Moment fléchissant :**

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

$$M_{sd} = \frac{q_u \cdot (L/2)^2}{8} + \frac{3 \cdot R_u \cdot L}{5} \rightarrow M_{sd} = \frac{2.12 \times (\frac{8.6}{2})^2}{8} + \frac{3 \times 32.85 \times (\frac{8.6}{2})}{5}$$

$$M_{sd} = 89.65 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \rightarrow M_{plrd} = \frac{1702 \times 10^3 \times 275}{1.1}$$

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

$M_{sd} < M_{plrd}$ **Condition vérifiée.**

- **Effort tranchant :**

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

$$V_{sdy} = \frac{q_u(L/2)}{2} + 2R_u \rightarrow V_{sdy} = \frac{2.12 \times (\frac{8.6}{2})}{2} + 2 \times 32.85$$

$$V_{sdy} = 70.25 \text{ KN}$$

$$V_{plrdy} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}} ; \text{ avec : } A_v = 5058 \text{ mm}^2$$

$$V_{plrdy} = \frac{5058 \times 275}{\sqrt{3} \times 1.1}$$

$$V_{plrdy} = 730.059 \text{ KN}$$

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

$$V_{sdy} < 0.5 V_{plrdy} \rightarrow 70.25 \text{ KN} < 365.29 \text{ KN}$$

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

- **Vérification de la rigidité :**

D'après le formulaire des poutres voir annexe

$$f_{adm} = \frac{L/2}{250} \rightarrow f_{adm} = \frac{(8600/2)}{250} \rightarrow f_{adm} = 17.2 \text{ mm}$$

$$f_1^{max} = \frac{5 \cdot q_s \cdot (L/2)^4}{384 \cdot E \cdot I_y} \rightarrow f_1 = \frac{5 \times 1.554 \times (\frac{8600}{2})^4}{384 \times 210000 \times 33740 \times 10^4} \rightarrow f_1^{max} = 0.0976 \text{ mm}$$

$$f_2^{max} = \frac{63.R_s.(L/2)^3}{1000.E.I_y} \rightarrow f_2 = \frac{63 \times 23.86 \times (8600/2)^3}{1000 \times 210000 \times 33740 \times 10^4} \rightarrow f_2^{max} = 1.68 \times 10^{-2} \text{ mm}$$

$$f^{max} = f_1 + f_2 \leq f_{adm} \rightarrow f^{max} = 0.114 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

○ **Vérification au Déversement :**

Le déversement est un phénomène d'instabilité élastique qui touche les poutres fléchies par rapport à leur axe de forte inertie, la partie comprimée de la poutre subit dans son plan vertical sous une forte compression, une déformation en dehors de son plan, ce qui se traduit par une flexion dans le plan horizontale et une rotation autour du centre de cisaillement.

Dans le cas d'un élément fléchi en phase de construction les effets du déversement peuvent être négligés dans l'analyse d'états limites ultimes est cela pour les éléments mixtes dont toutes les sections sont de classe 1 ou 2 selon l'article 5.4.2.4[4].

Néanmoins la poutre étant maintenue latéralement par les solives de part et d'autre, on peut donc considérer que la poutre ne risque pas de se déverser.

IV.5.2 Phase finale

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

- Poids propre du profilé $G_p = 0.776 \text{ KN/ml}$
- Charge permanente $G = 5.445 \text{ KN/m}^2$
- Charge d'exploitation $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

• **Calcul des réactions des solives en phase finale :**

ELU :

$$R_{u1} = \frac{q_u.L1}{2} \rightarrow R1 = \frac{19.347 \times 3.9}{2} \rightarrow R1 = 37.72 \text{ KN}$$

$$R_{u2} = \frac{q_u.L2}{2} \rightarrow R1 = \frac{19.347 \times 2.7}{2} \rightarrow R1 = 26.11 \text{ KN}$$

Avec : q_u : combinaison de charge des solives à l'ELU en phase initiale

$$R_u = R_{u1} + R_{u2} = 63.83 \text{ KN}$$

⇒ **ELS :**

$$R_{s1} = \frac{q_s.L1}{2} \rightarrow R = \frac{13.85 \times 3.9}{2} \rightarrow R = 27.00 \text{ KN}$$

$$R_{s2} = \frac{q_s.L2}{2} \rightarrow R = \frac{13.85 \times 2.7}{2} \rightarrow R = 18.69 \text{ KN}$$

q_s : Combinaison de charge des solives à l'ELS en phase initiale

$$R_s = R_{s1} + R_{s2} = 45.69 \text{ KN}$$

- **Combinaison de charge :**

⇒ ELU

$$q_u = 1.35(G_p + (G_t) \times b_p) + (1.5 \times Q_{ouvrier} \times b_p)$$

$$q_u = 1.35(0.776 + (5.445) \times 0.19) + (1.5 \times 2.5 \times 0.19)$$

$$q_u = 3.156 \text{ KN/ml}$$

⇒ ELS

$$q_s = G_p + (G_b + G_{bac} + Q_{ouvrier}) \cdot b_p$$

$$q_s = 0.776 + (5.445 + 2.5) \times 0.19$$

$$q_s = 2.44 \text{ KN/ml}$$

Avec : b_p : largeur de la semelle de la poutre principal

- **Détermination de l'axe neutre :**

- **Largeur efficace de la dalle :**

$$b_{eff} = \min \left\{ \frac{2 \times L_0}{8} = \frac{2 \times 8.6}{8} = 2.15 \text{ m} \right.$$

$$\left. b = 3.3 \text{ m} \right.$$

$$b_{eff} = 2.15 \text{ m}$$

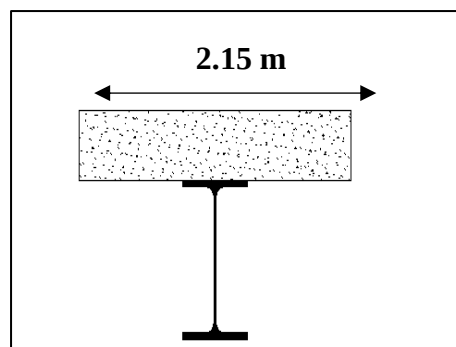


Figure IV. 8: Largeur efficace de la zone comprimée.

- **Position de l'axe neutre**

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

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

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

$$h = 150 \text{ mm}$$

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

$$h_c = h - h_p \Rightarrow h_c = 150 - 55 = 95 \text{ mm}$$

$$R_b = 0.57 \times 25 \times (2150 \times 95)$$

$$R_b = 2910.56 \text{ KN}$$

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

$$R_a = 0.95 A_a \cdot f_y$$

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

$$R_a = 2581.67 \text{ KN}$$

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

○ **Moment fléchissant**

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

$$M_{plrd} = R_a \left[\frac{h_0}{2} + h_c + h_p - \left(\frac{R_a \cdot h_c}{2R_b} \right) \right]$$

$$M_{plrd} = 859.35 \text{ KN.m}$$

$$\text{Et : } M_{sd} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} + \frac{3 \cdot R_u \cdot L}{5}$$

$$M_{sd} = 358.54 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} = 358.54 \text{ KN.m} < M_{plrd} = 859.35 \text{ KN.m} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

○ **Effort tranchant**

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

$$V_{sdy} = \frac{q_u L}{2} + 2R_u$$

$$V_{sdy} = 141.23 \text{ KN}$$

$$V_{plrdy} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}}$$

$$V_{plrdy} = 730.059 \text{ KN}$$

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

$V_{sdy} = 141.23 < 0.5 V_{plrdy} = 365.029 \rightarrow$ Donc pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

○ **Vérification de la rigidité**

$$f_{adm} = \frac{L}{250} \rightarrow f_{adm} = \frac{8600}{250} \rightarrow f_{adm} = 34.4 \text{ mm}$$

$$f^{max} = \frac{5 \cdot q_s \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_c} + \frac{3 R_s L^3}{1000 E I_c}$$

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

Avec : $m=15$

$$V = \frac{A_a}{A_b} = \frac{A_a}{b_{eff}.h_c} \rightarrow V = \frac{9882}{(2150 \times 95)} \rightarrow V = 0.048$$

$$I_c = 963865439.3$$

$$\text{Donc : } f^{max} = \frac{5 \times 2.44 \times 8600^4}{384 \times 210000 \times 963865439.3} + \frac{63 \times 45.69 \times 8600^3}{1000 \times 210000 \times 963865439.3}$$

$$f^{max} = 0.858 + 0.009 \rightarrow f^{max} = 0.867 \text{ mm}$$

$$f^{max} = 0.876 \text{ mm} < f_{adm} = 34.4 \text{ mm} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

○ **Flèche finale :**

$$f_{final} = f_{max}^{initial} + f_{max}^{final} \leq f_{adm}^{final}$$

$$f_{final} = 0.114 + 0.867 = 0.981 \text{ mm} < 34.4 \text{ mm} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Le profilé **IPE450** est retenu comme étant poutre principale des plancher courants de parking.

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

Tableau IV. 5: Récapitulatif des poutres principales des autres niveaux

Niveau	Profilé	Longueur (m)	q_s KN/m	q_u KN/ml	M_{sd}/M_{plrd} (%)	Flèche adm (mm)	Flèche max (mm)
Étage courant (parking)	IPE 450	8.6	2.285	3.156	0.418	34.4	0.981
Etage courant (bureaux)	IPE 300	4.7	1.46	2.032	0.262	18.8	0.538
Terrasse accessible	IPE 450	8.6	2.376	3.251	0.386	34.4	0.846
Terrasse inaccessible	IPE 400	8.6	2.08	2.83	0.448	34.4	0.992

IV.5.3 Calcul des connecteurs

- Résistance du connecteur isolée :

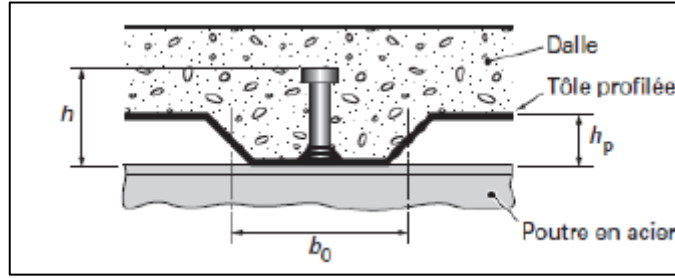


Figure IV. 9: Dimensions de la tôle et du connecteur.

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

Avec :

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

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

f_u : Résistance ultime en traction de l'acier du goujon égale à 430 MPA;

E_c : Valeur du module d'élasticité sécant du béton égale à 30500 MPA;

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton égale à 25 MPA;

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

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

Avec :

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

h_c : Hauteur de la dalle en béton

h_p : Hauteur du bac d'acier

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

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

α : Facteur correctif.

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

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

Et, les nervures sont parallèles aux poutres principales, donc :

$$K = \frac{0.7}{\sqrt{N_r}} \times \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h_c}{h_p} - 1 \right) \rightarrow K = \frac{0.7}{\sqrt{1}} \times \frac{88.5}{55} \left(\frac{95}{55} - 1 \right) \rightarrow K = 0.819$$

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

$$\rightarrow K = 0.85$$

Donc :

$$P_{rd} = \min \begin{cases} 0.82 \times 0.29 \times 1 \times 19^2 \times \frac{\sqrt{25 \times 30500}}{1.25} = 59.89 \text{ KN} \\ 0.82 \times 0.8 \times 430 \times \frac{\pi \times 19^2}{4 \times 1.25} = 66.87 \text{ KN} \end{cases}$$

$$P_{rd} = 59.89 \text{ KN}$$

- **Effort tranchant repris par les goujons**

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

Avec :

R_b : Résistance de compression du béton ; $R_b = 2910.56 \text{ KN}$

R_a : Résistance de traction du profilé d'acier ; $R_a = 2581.672 \text{ KN}$

D'où : $R_L = R_a = 2581.672 \text{ KN}$

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

$$n = \frac{R_L}{P_{rd}}$$

$$n = \frac{2581.672}{59.89} \rightarrow n = 43.106$$

On choisit le nombre de 44 connecteurs pour la demi-portée, ce qui fera 88 connecteurs pour toute la longueur de la poutre.

- **Espacement entre les goudjous :**

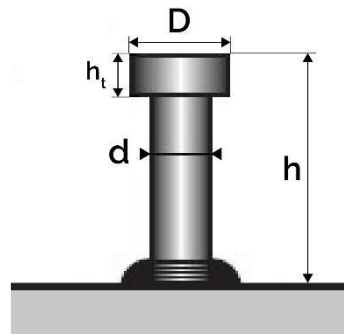


Figure IV. 10:Goujon à tête soudée

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

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

L Est la longueur de la poutre principale ; $L = 8,6m$

$$E = \frac{8600}{88-1} \rightarrow E = 98,85mm$$

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

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

On opte pour un espacement de 9,8 cm entre les goudjous.

➤ **Connexion partielle :**

Le degré de connexion est défini par :

$$\eta = \frac{N_c}{N_{c,f}}$$

Ou :

N_c :est la valeur de calcul de l'effort normal de compression dans la semelle en béton

$N_{c,f}$:est la valeur de calcul de l'effort normal de compression dans la semelle en béton avec connexion total

- **A mi- portée :**

L'effort normal en compression dans la semelle en béton représenté l'intégralité de la connexion

A_c est l'aire de la section transversale de béton, si bien qu'à mi portée

$$A_c = b_{eff} \times h_c \rightarrow A_c = 2150 \times 95 = 204250 mm^2$$

$$\text{Donc : } N_{cf} = 0,85 \cdot A_c \cdot f_{cd} \quad \rightarrow \quad f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

$$N_{cf} = 0,85 \times 204250 \times \frac{25}{1,5} = 2893,54 \text{ KN}$$

La résistance des connecteurs limite l'effort normal, au plus, à :

$$N_c = n \times P_{rd} \quad \rightarrow \quad N_c = 88 \times 59,89$$

$$N_c = 5270,32 \text{ KN}$$

Par conséquent :

$$\eta = \frac{5270,32}{2893,54} = 1,82 > 1$$

Lorsque : $\eta > 1$, donc **la connexion est total**.

IV.6 Pré dimensionnement des poutres de rampe d'accès

Les rampes sont des structures utilisées pour faciliter la circulation des véhicules. Elles se présentent généralement sous la forme d'une dalle inclinée coulée sur un bac en acier, qui est supporté par des solives. Ces solives reposant sur des poutres de rampe inclinées.

$$\tan \alpha = \frac{1,4}{9,4} \rightarrow \alpha = 8,47^\circ$$

Calcul des poutres de rampe :

Pour le pré dimensionnement on utilise la formule :

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

$$\frac{4700}{25} \leq h \leq \frac{4700}{15}$$

$$188 \leq h \leq 313,33 \text{ on choisit : IPE300 } \rightarrow h=330\text{mm}$$

IV.6.1 Phase initiale

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

- Poids propre du profilé $G_p = 0,491 \text{ KN/ml}$
- Poids propre du béton frais $G_b = 3,25 \text{ KN/m}^2$
- Poids du bac d'acier..... $G_{bac} = 0,095 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge de construction (ouvrier) $Q_{ouvrier} = 0,75 \text{ KN/m}^2$

• Vérifications de la phase initiale

Les vérifications de la poutre de rampe d'accès sont calculées de la même manière que les poutres principales.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 6: Récapitulatif pour les vérifications des poutres de rampe

Niveau	Profilé	Longueur (m)	q_s KN/m	q_u KN/ml	M_{sd}/M_{plrd} (%)	Flèche adm (mm)	Flèche max (mm)
Étage courant (parking)	IPE 300	4.7	1.036	1.41	0.336	18.8	0.514

IV.6.2 Phase finale

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

- Poids propre du profilé $G_p = 0.491 \text{ KN/ml}$
- Charge permanente $G = 5.445 \text{ KN/m}^2$
- Charge d'exploitation $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

Les vérifications de la poutre de rampe d'accès sont calculées de la même manière que les poutres principales

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 7: Récapitulatif pour les vérifications des poutres de rampe

Niveau	Profilé	Longueur (m)	q_s KN/m	q_u KN/ml	M_{sd}/M_{plrd} (%)	Flèche adm (mm)	Flèche max (mm)
Étage courant (parking)	IPE 300	4.7	1.61	2.23	0.311	18.8	0.689

Pour les poutres de rampe d'accès on opte IPE300

IV.7 Pré dimensionnement des poteaux

IV.7.1 Introduction

Les poteaux sont calculer avec le principe de descente de charge, cette méthode consiste à évaluer toutes les forces qui transitent dans la structure porteuse du bâtiment, jusqu'au niveau des fondations.

Les poteaux sont des éléments verticaux qui doivent reprendre des efforts de compression et de flexion, et résister au flambement.

IV.7.2 Principe de calcul

Les poteaux sont redimensionnés en compression simple en choisissant le poteau le plus sollicité de la structure. C'est-à-dire, un poteau central. On utilisera un calcul basé sur la descente de charge.

La descente de charge a été faite pour le poteau le plus sollicité, en considérant toutes les charges permanentes et surcharges d'exploitation.

Les caractéristiques de ce poteau sont :

- La hauteur des poteaux est $h = 2.8 \text{ m}$
- La surface : le poteau le plus sollicité à une surface d'influence $S = 21,945 \text{ m}^2$

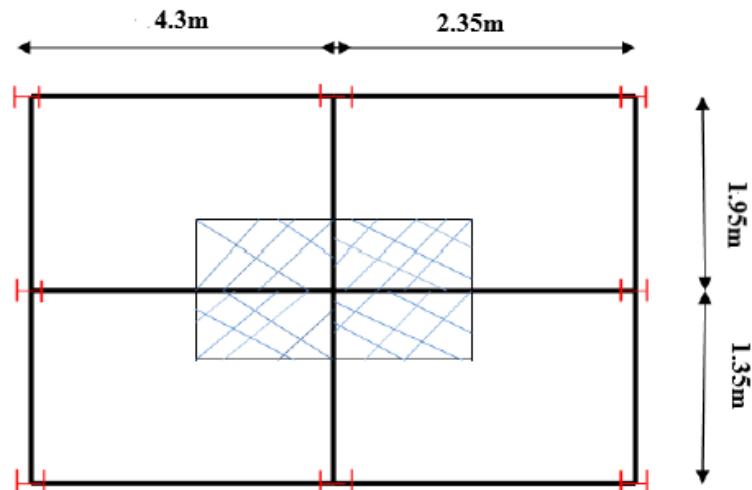


Figure IV. 11: Surface d'influence du poteau le plus sollicité

Nous montrons dans la figure suivante une vue en élévation du poteau centrale :

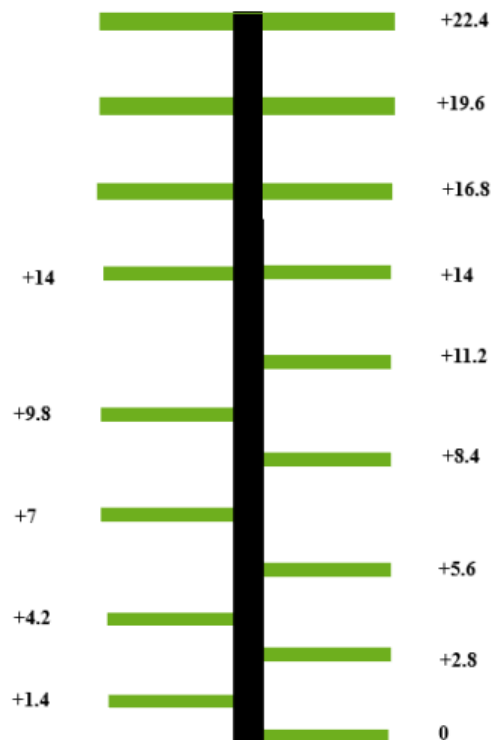


Figure IV. 12: Vue en élévation du poteau central.

IV.7.3 Étapes de pré dimensionnement

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

$$P_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$P_s = G + Q$$

La structure étudiée possède des poteaux en profilé HEA.

Le poteau le plus sollicité reprend une surface de 72 m^2 dans tous les étages.

Loi de dégression conformément à [1] ; l'article stipule que, pour les bâtiments a même usage, et dont les niveaux ne dépassent pas 5 étages, on applique une réduction de 10% sur les charges d'exploitations, comme la proposition ci-dessous :

$$Q_0$$

$$Q_0 + Q_1$$

$$Q_0 + Q_1 + 0.9Q_2$$

$$Q_0 + Q_1 + 0.9Q_2 + 0.8Q_3$$

$$Q_0 + Q_1 + 0.9Q_2 + 0.8Q_3 + 0.7Q_4$$

$$Q_0 + Q_1 + 0.9Q_2 + 0.8Q_3 + 0.7Q_4 + 0.6Q_5$$

$$N_{sd} = (S \times P_u) + G_{poutres}$$

$$\text{Et : } G_{poutres} = 1.35 \times [(L_{pp} \times 2 \times G_{pp}) + (L_{ps} \times 2 \times G_{ps})]$$

$$G_{poutres} = 1.35 \times [(8.6 \times 2 \times 0.663) + (8 \times 2 \times 0.224)] \rightarrow G_{poutres} = 17.753 \text{ KN}$$

Avec :

L_{pp} : Longueur de la poutre principale

L_{ps} : Longueur de la poutre secondaire

G_{pp} : Poids propre de la poutre principale IPE400

G_{ps} : Poids propre de la poutre secondaire IPE200

Tableau IV. 8: Sections et profilés nécessaires

Niveau	Q	G	ΣG	ΣQ	P_u	N_{sd}	$A_{calculé}$	Profilé
7eme	1	6,875	6,875	1	10,78	256,94	1029,76	HEA 120
6eme	2,5	4,445	11,32	3,5	20,53	470,907	1883,628	HEA 140
5eme	2,5	4,445	15,76	4,325	27,76	629,57	2518,28	HEA 160
4eme	2,5	6,925	20,86	6,4	37,524	843,84	3375,36	HEA 180
3eme	2,5	5,445	28,13	8,225	50,315	1124,53	4498,12	HEA 200
2eme	2,5	5,445	33,57	9,8	60,02	1337,51	5350,04	HEA 240
1 ^{er}	2,5	5,445	39,02	11,125	69,36	1542,48	6169,92	HEA 240
RDC	2,5	5,445	44,46	12,36	78,52	1543,49	6173,96	HEA 280



Poutre principale de 8,6 m

La section des poteaux est calculée par la formule suivant :

$$N_{sd} \leq \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{m0}}{f_y}$$

IV.7.4 Vérification du flambement pour le poteau du RDC

Tableau IV. 9: Caractéristique géométrique de profilé HEA280

Désignation	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques					
	G (kg/m)	A (cm ²)	h (mm)	B (mm)	Tf (mm)	I _Z (cm ⁴)	I _Y (cm ⁴)	W _{plz} (cm ³)	W _{ply} (cm ³)	I _y (cm)	I _z (cm)
HEA280	76.49	9726	270	280	13	4763	13670	518.1	1112	11.86	7

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

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

Avec :

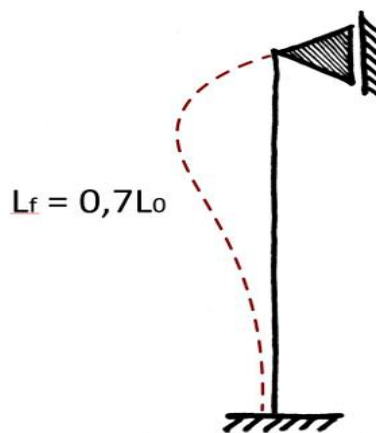
$\beta_A = 1$ Pour les sections transversales de classe 1, 2 et 3 ;

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

- Suivant l'axe y-y

- Longueur de flambement

$$L_{fy} = 0.7l_0 \rightarrow L_{fy} = 0.7 \times 2.8 \rightarrow L_{fy} = 1.96 \text{ m}$$



- Élancement maximal

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} \rightarrow \lambda_y = \frac{1960}{118.6} \rightarrow \lambda_y = 16.52$$

- Élancement réduit

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \rightarrow \bar{\lambda} = \frac{16.52}{93.91 \times 0.924} \rightarrow \bar{\lambda} = 0.19 < 0.2 \text{ pas de risque de flambement}$$

- Suivant l'axe z-z

Le poteau est considéré encasturé-articulé

- Longueur de flambement

$$L_{fz} = 0.7o \rightarrow L_{fz} = 0.7 \times 2.8 \rightarrow L_{fz} = 1.96m$$

- Élancement maximal

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} \rightarrow \lambda_z = \frac{1960}{70} \rightarrow \lambda_z = 28$$

- Élancement réduit

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \rightarrow \bar{\lambda} = \frac{28}{93.91 \times 0.924} \rightarrow \bar{\lambda} = 0.382 < 0.2 \text{ il y a un risque de flambement.}$$

$$\phi_z = 0.617$$

$$\chi_z = 0.907 < 1 \text{ OK}$$

$$\text{Donc : } N_{brd} = \frac{\chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{m1}} \rightarrow N_{brd} = \frac{0.907 \times 1 \times 9726 \times 10^2 \times 275}{1.1} \rightarrow N_{brd} = 2205.37KN$$

$$N_{sd} = 1945,83KN < 2205.37KN \text{ condition vérifiée.}$$

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

Tableau IV. 10: Récapitulatif de la vérification du flambement

Niveaux	Profilé	$\bar{\lambda}_y$	$\bar{\lambda}_z$	φ_y	φ_z	χ_{min}	N_{sd}	N_{brd}	Résultat
7eme	HEA120	0,224	1,068	0,795	1,28	0,503	256,94	348.42	OK
6eme	HEA140	0,562	0,916	0,596	1,09	0,594	470,907	697.86	OK
5eme	HEA160	0,432	0,713	0,632	0,977	0,656	629,57	871.06	OK
4eme	HEA180	0,490	0,810	0,607	0,879	0,717	843,84	1094.09	OK
3eme	HEA200	0,224	0,376	0,529	0,818	0,758	1124,53	1667.428	OK
2eme	HEA240	0,224	0,376	0,529	0,613	0,911	1337,51	1667.42	OK
1 ^{er}	HEA240	0,224	0,376	0,529	0,613	0,911	1542,48	1786.53	OK
RDC	HEA280	0,205	0,925	0,521	0,596	0,846	1543,49	2205.37	OK

Les poteaux ont été classés dans quatre tableaux distincts, selon leur type et leur zone d'implantations. Deux tableaux sont dédiés aux poteaux de rive : l'un pour le bloc administratif, l'autre pour le parking. De la même manière, deux autres tableaux présentent les poteaux d'angle pour chacune de ces zones.

- Poteaux de rive :
 - Bloc administratif :

Tableau IV. 11: Récapitulatifs des profilés pour poteaux de rive de bloc administratif

Niveau	N_{sd}	$A_{calculé}$	N_{brd}	Profilé
7eme	107,38	429,52	211,33	HEA 100
6eme	196,76	787,04	211,33	HEA 100
5eme	282,71	1131,04	318,017	HEA 120

- Parking :

Tableau IV. 12: Récapitulatifs des profilés pour poteaux de rive de parking

Niveau	N_{sd}	$A_{calculé}$	N_{brd}	Profilé
4eme	365,2	1460,8	466,587	HEA 140
3eme	114,81	459,24	179,914	HEA 120
2eme	216,63	866,52	318,017	HEA 120
1 ^{er}	314,86	1259,52	466,587	HEA 140
RDC	409,74	1638,96	635,828	HEA 160

- Poteaux d'angle :
 - Bloc administratif :

Tableau IV. 13: Récapitulatifs des profilés pour poteaux d'angle pour bloc administratif

Niveau	N_{sd}	$A_{calculé}$	N_{brd}	Profilé
7eme	70,143	280,57	211,33	HEA 100
6eme	125,82	503,28	211,33	HEA 100
5eme	179,376	711,504	211,33	HEA 100

- Parking :

Tableau IV. 14: Récapitulatifs des profilés pour poteaux d'angle pour parking

Niveau	N_{sd}	$A_{calculé}$	N_{brd}	Profilé
4eme	230,76	923,064	318,07	HEA 120
3eme	71,22	284,88	150,804	HEA 100
2eme	119,96	479,84	211,33	HEA 100
1 ^{er}	166,99	667,96	318,017	HEA 120
RDC	212,39	849,56	318,017	HEA 120

REMARQUE : Selon RPA on doit avoir un seul type de profilé à chaque niveau, donc on a généralisé les profilés du poteau central pour les autres poteaux,

- RDC → HEA280
- 1^{er} + 2^{ème} → HEA240
- 3^{ème} → HEA200
- 4^{ème} → HEA180
- 5^{ème} → HEA160
- 6^{ème} → HEA140
- 7^{ème} → HEA120

IV.8 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons pré-dimensionné les éléments structuraux de notre structure conformément aux règles de l'Eurocode 3 [5] et du CCM97 [6] ; les sections ont été récapitulées précédemment, ces dernières vont nous permettre d'avoir une idée primaire pour l'étape de la modélisation.

Chapitre V : Étude des éléments secondaires

V.1 Introduction

Les éléments secondaires sont des éléments qui ne contribuent pas directement au contreventement, dont l'étude est indépendante de l'action sismique, cependant l'étude de ces éléments est tout aussi importante pour assurer le fonctionnement de la structure.

V.2 Escalier métallique

V.2.1 Introduction

Un escalier est formé d'une succession de plans horizontaux permettant de passer d'un niveau à un autre, la longueur des marches s'appelle l'emmarchement (L), la largeur s'appelle giron (g) et la hauteur c'est le contre marche (h).

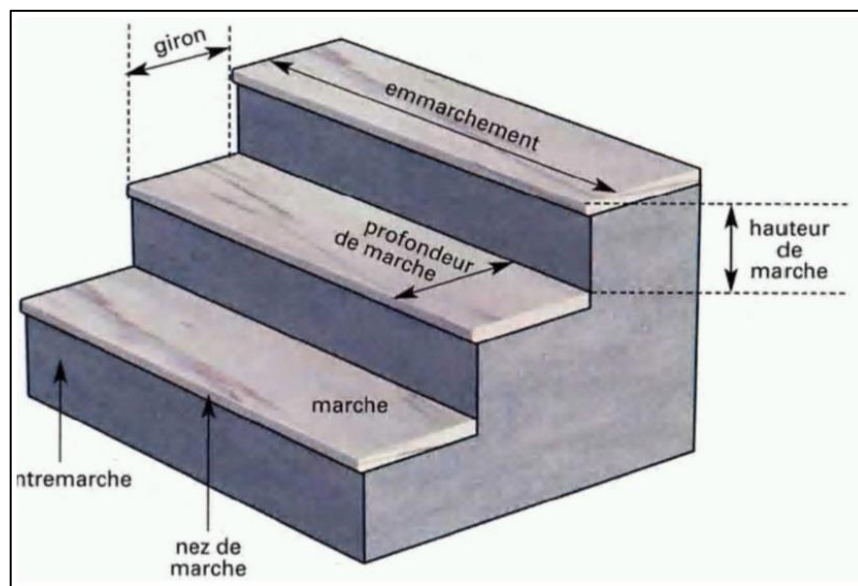


Figure V. 1:Schéma représentatif d'un escalier.

Définitions :

- **Un palier** : sa fonction est de permettre aux usagers de se reposer pendant la montée, c'est une aire plane située à chaque étage au départ et à l'arrivée d'une volée d'escalier.
- **Une volée** : c'est une partie droite ou courbée de l'escalier comprise entre deux paliers successifs.
- **Giron** : c'est la largeur d'une marche mesurée entre l'aplomb de deux contremarches successifs.
- **Limon** : c'est la partie dont laquelle s'assemblent les marches et les contremarches.

V.2.2 Escalier bloc administratif

V.2.2.1 Choix des dimensions

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

- h : hauteur de la marche $16.5\text{ cm} \leq h \leq 18.5\text{ cm}$, on prend une hauteur de marche $H=17,5\text{ cm}$.
- g : largeur de la marche (giron), $27\text{ cm} \leq g \leq 30\text{ cm}$, on prend $g = 30\text{ cm}$

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

Sachant que la hauteur du RDC est de 2,8 m, le nombre de marche sera de :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{2,8}{0,17} \rightarrow n = 16 \text{ contre marches}$$

L'escalier est composé de 3 volées : 2 volée latérales comportant chacune 5 contremarches et une volée centrale avec 6 contremarches

- $m = n - 1 = 6 - 1 = 5 \text{ contre marches}$ Par volée.
- L'inclinaison de la paillasse : $\tan \alpha = \frac{0,93}{1,2} = 0.774$; $\alpha = 37,77^\circ$ La longueur de la paillasse : $L = \sqrt{0,93^2 + 1,2^2} = 1,51\text{ m}$

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

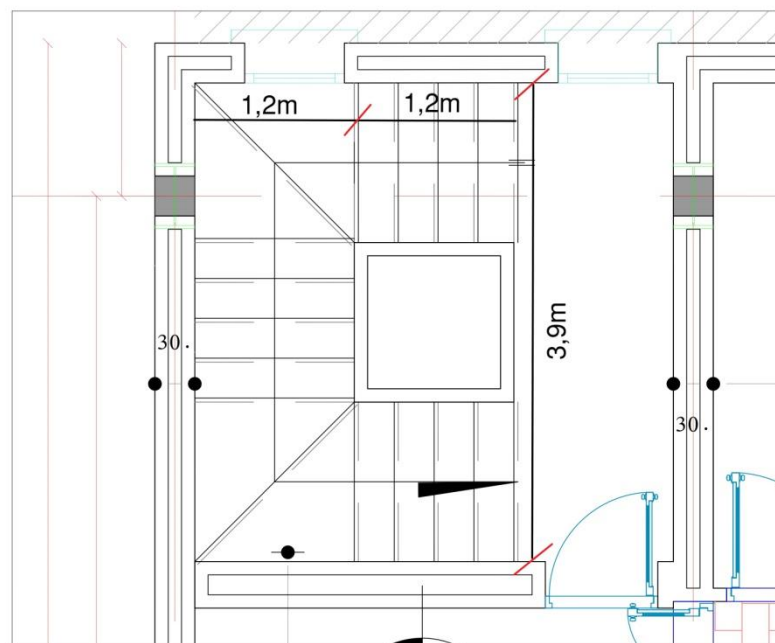


Figure V. 2: Vue en plan de l'escalier tiré du plan d'architecture.

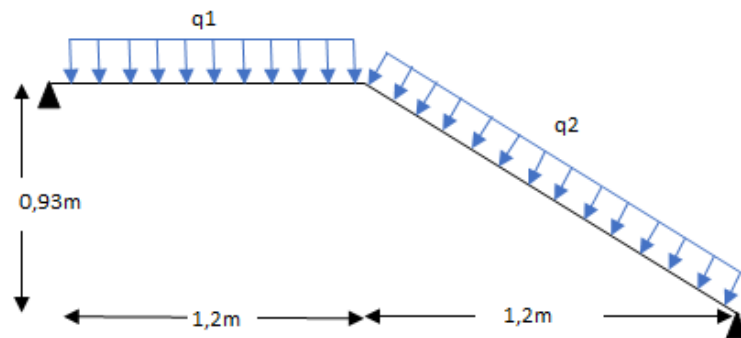
V.2.2.2 Dimensionnement des limons

Figure V. 3: Charges appliqué sur le limon.

V.2.2.3 Évaluation des charges

Tableau V. 1: Charge permanente de l'escalier

Type	$G \text{ (KN/m}^2\text{)}$
Revêtement (e=2cm)	0,44
Mortier de pose (e=2cm)	0,4
Tôle (5mm)	0,4
Enduit en plâtre (e=2cm)	0,2
Σ	1,44

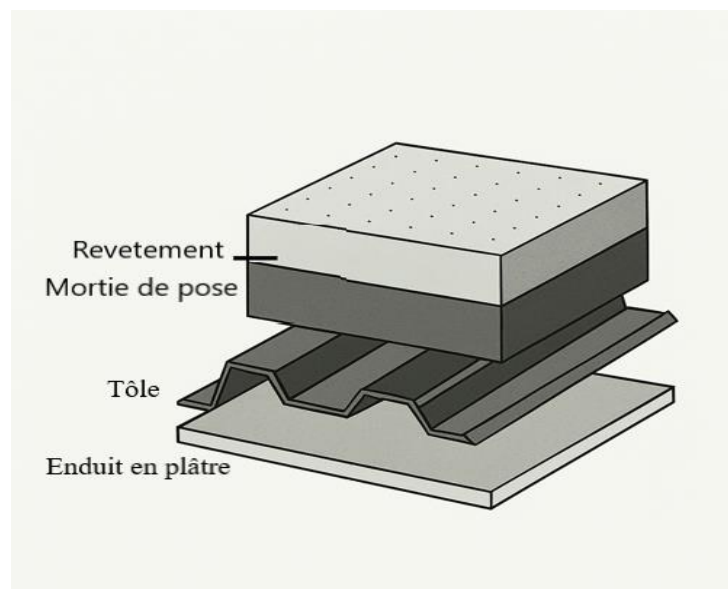


Figure V. 4: Schéma représentatif des différentes couches de l'escalier.

- $G_{gardecorps} = 0,6 \text{ KN/m}$
- $Q_{esc} = 2,5 \text{ KN/m}^2$

V.2.2.4 Dimensionnement a ELS

$G_1 = 1.44 \times \frac{1}{2} + 0,6 = 1,32 \text{ KN/m}$; pour la paillasse.

$G_2 = 1.44 \times \frac{1}{2} = 0,72 \text{ KN/m}$; pour le palier de repos.

$$Q = 2,5 \times 1 = 2,5 \text{ KN/m}$$

$$Q_1 = G_1 + Q \rightarrow Q_1 = 1,32 + 2,5 = 3,82 \text{ KN/m}$$

$$Q_2 = G_2 + Q \rightarrow Q_2 = 0,72 + 2,5 = 3,22 \text{ KN/m}$$

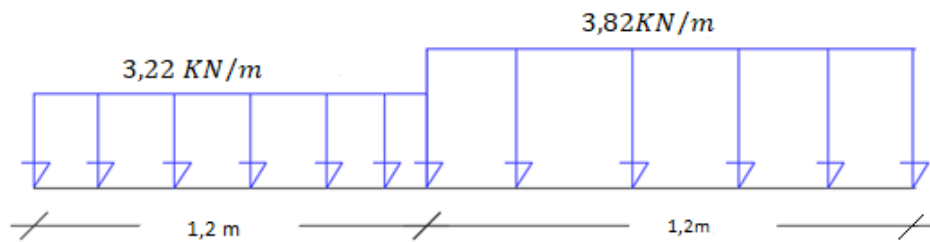


Figure V. 5: Charges revenant au limon.

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

$$Q_{eq} = \max(Q_1; Q_2) = 3,82 \text{ KN/m}$$

Réaction du limon sur la poutre palière :

$$R_L = 3,82 \times (2,4/2) = 4,224 \text{ KN}$$

- **Dimensionnement par condition de flèche**

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

$$I \geq \frac{5 \times 250 \times 3,82 \times (2400^3) \times 10^{-4}}{384 \times 2,1 \times 10^5}$$

$$I \geq 81,857 \text{ cm}^4$$

On prendra un profilé UPN 100.

- **Vérification du moment fléchissant a l'ELU**

$$q_u = 1.35(G + G_{upn}) + 1.5Q \rightarrow q_u = 1.35 \times (1,32 + 0.106) + 1.5 \times 2,5$$

$$q_u = 5,675 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{5,675 \times 2,4^2}{8} = 4,086 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{(49 \times 10^3) \times 275}{1,1} = 12,25 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 4,086 \text{ KN.m} \leq M_{plrd} = 12,25 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Vérification de l'effort tranchant

$$V_{sd} = \frac{5,675 \times 2,4}{2} = 6,81 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_m \sqrt{3}} \rightarrow V_{plrd} = \frac{13,5 \times 10^2 \times 275}{1,1 \times \sqrt{3}} = 194,855 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 9,51 \text{ KN} \leq V_{plrd} = 194,855 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

V.2.2.5 Dimensionnement de la cornière de marche

Les deux cornières travaillent simultanément en flexion simple, d'où chaque cornière reprend la moitié de la charge permanente et la moitié de la charge d'exploitation.

On modélise la marche comme une poutre simplement appuyée :

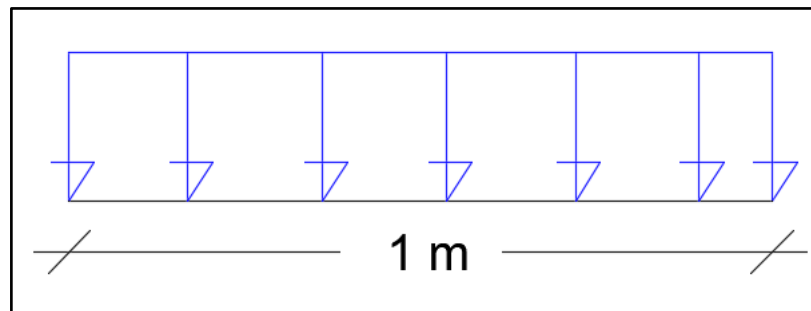


Figure V. 6:Schéma d'une marche.

- Dimensionnement

Condition de flèche à l'ELS :

$$G_{marche} = 1,44 \times \left(\frac{0,3}{2}\right) = 0,216 \text{ KN/ml}; \text{ (0,3 m étant la largeur de la marche « giron »)}$$

$$Q_{marche} = 2,5 \times \left(\frac{0,3}{2}\right) = 0,375 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{ser} = G_{marche} + Q_{marche} \rightarrow Q_{ser} = 0,216 + 0,375 = 0,6 \text{ KN/ml}$$

- Dimensionnement par condition de flèche

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

$$I \geq \frac{5 \times 250 \times 0,6 \times (1000^3) \times 10^{-4}}{384 \times 2,1 \times 10^5}$$

$$I \geq 0,930 \text{ cm}^4$$

Soit une cornière a aile égale L30x30x4

$$I_y = I_z = 1,80 \text{ cm}^4 ; G_{L30} = 1,78 \text{ KG/ml}$$

- Vérification du moment fléchissant a l'ELU

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times \left(\frac{0.3}{2}\right) + 1.35G_{L30} \Rightarrow q_u = [(1.35 \times 0.216) + (1.5 \times 0.375)] \times \left(\frac{0.3}{2}\right) + (1.35 \times 0.0178)$$

$$q_u = 0.152 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{0.152 \times 1^2}{8} = 0.02 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{850 \times 275}{1,1} = 0.2125 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 0.02 \text{ KN.m} \leq M_{plrd} = 0.2125 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Vérification de l'effort tranchant

$$V_{sd} = \frac{0.2 \times 1}{2} = 0.10 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{V_{sd} \cdot S}{E \cdot I_y} = \frac{100 \times 227}{2,1 \times 10^5 \times 1,8 \times 10^4} \times 10^6 = 6,005 \leq \tau' = \frac{f_y}{\sqrt{3}};$$

$$S = 2,27 \text{ mm}^2$$

$$\tau = 6,005 \text{ MPA} \leq \tau' = 158.77 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

V.2.3 Escalier de parking

V.2.3.1 Choix des dimensions

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

- h : hauteur de la marche $16.5 \text{ cm} \leq h \leq 18.5 \text{ cm}$, on prend une hauteur de marche $H=17,5\text{cm}$.
- g : largeur de la marche (giron), $27 \text{ cm} \leq g \leq 30\text{cm}$, on prend $g = 30 \text{ cm}$

$$60 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 64 \text{ cm} \Rightarrow g + 2h = 30 + 2 \times 17,5 = 65 \text{ cm} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Sachant que la hauteur du RDC est de 2,8 m, le nombre de marche sera de :

- $n = \frac{H}{h} = \frac{2,8}{0.17} \Rightarrow n = 16$ contre marches Par niveau et 8 contre marches par volée.
- $m = n - 1 = 8 - 1 = 7$ contre marches Par volée.
- L'inclinaison de la paillasse : $\tan \alpha = \frac{1,4}{2,4} = 0.58$; $\alpha = 30,256^\circ$ La longueur de la paillasse : $L = \sqrt{1,4^2 + 2,4^2} = 2,778 \text{ m}$

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

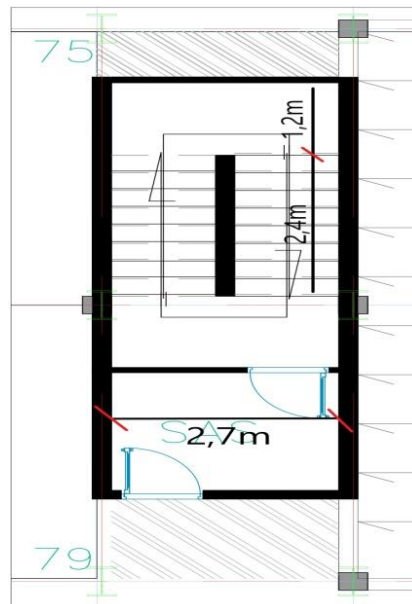


Figure V. 7: Vue en plan de l'escalier tiré du plan d'architecture.

V.2.3.2 Dimensionnement des limons

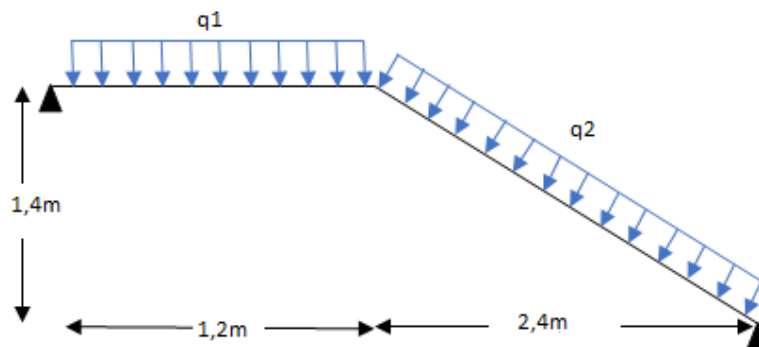


Figure V. 8: Charges appliquées sur le limon.

V.2.3.3 Évaluation des charges

Type	$G \text{ (KN/m}^2\text{)}$
Revêtement (e=2cm)	0,44
Chappe flottante en asphalte	0,50
Mortier de pose (e=2cm)	0,4
Tôle (5mm)	0,4
Enduit en plâtre (e=2cm)	0,2
Σ	1.94

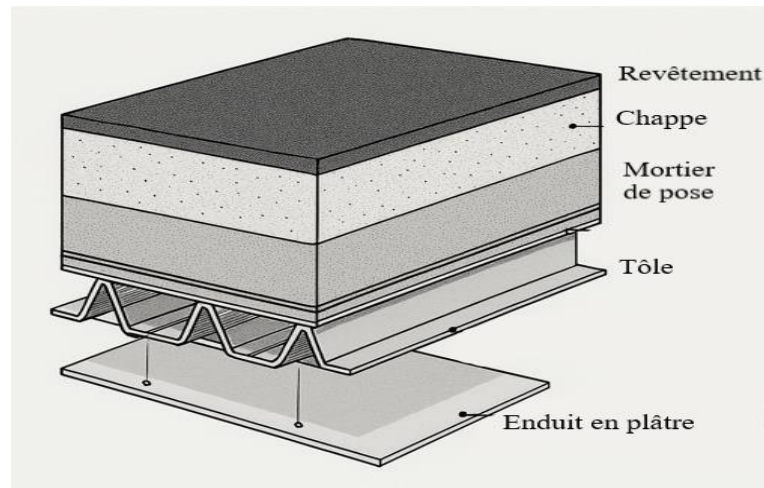


Figure V. 9:Schéma représentatif des différentes couches de l'escalier.

- $G_{gardecorps} = 1 \text{ KN/m}$
- $Q_{esc} = 4 \text{ KN/m}^2$

V.2.3.4 Dimensionnement a ELS

$G_1 = 1.94 \times \frac{1}{2} + 1 = 1,975 \text{ KN/m}$; pour la pailleasse.

$G_2 = 1.94 \times \frac{1}{2} = 0,97 \text{ KN/m}$; pour le palier de repos.

$$Q = 4 \times 1 = 4 \text{ KN/m}$$

$$Q_1 = G_1 + Q \rightarrow Q_1 = 1,975 + 4 = 5,975 \text{ KN/m}$$

$$Q_2 = G_2 + Q \rightarrow Q_2 = 0,97 + 4 = 4,97 \text{ KN/m}$$

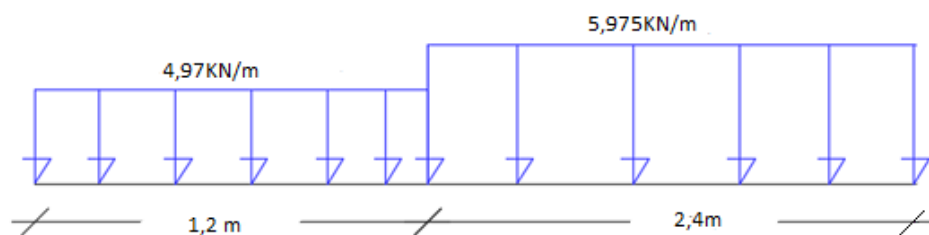


Figure V. 10:Charges revenant au limon.

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

$$Q_{eq} = \max(Q_1; Q_2) = 5,975 \text{ KN/m}$$

Réaction du limon sur la poutre palière :

$$R_L = 5,575 \times (3,6/2) = 10,035 \text{ KN}$$

- **Dimensionnement par condition de flèche**

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

$$I \geq \frac{5 \times 250 \times 5,975 \times (3600^3) \times 10^{-4}}{384 \times 2,1 \times 10^5}$$

$$I \geq 172,848 \text{ cm}^4$$

On prendra un profilé UPN 120.

- **Vérification du moment fléchissant a l'ELU**

$$q_u = 1.35(G + G_{upn}) + 1.5Q \rightarrow q_u = 1.35 \times (1,975 + 0.134) + 1.5 \times 4$$

$$q_u = 8,847 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{8,847 \times 3,6^2}{8} = 14,332 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{(72,6 \times 10^3) \times 275}{1,1} = 18,15 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 14,332 \text{ KN.m} \leq M_{plrd} = 18,15 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$V_{sd} = \frac{10,4 \times 3,6}{2} = 18,72 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_m \sqrt{3}} \rightarrow V_{plrd} = \frac{8,2 \times 10^2 \times 275}{1,1 \times \sqrt{3}} = 118,35 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 18,72 \text{ KN} \leq V_{plrd} = 118,75 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

V.2.3.5 Dimensionnement de la cornière de marche

Les deux cornières travaillent simultanément en flexion simple, d'où chaque cornière reprend la moitié de la charge permanente et la moitié de la charge d'exploitation.

On modélise la marche comme une poutre simplement appuyée :

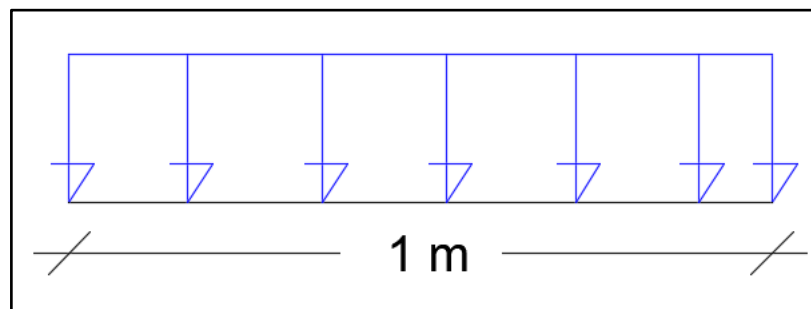


Figure V. 11:Schéma d'une marche.

- Dimensionnement

Condition de flèche a l'ELS :

$$G_{marche} = 1.94 \times \left(\frac{0.3}{2}\right) = 0.291 \text{ KN/ml}; \text{ (0.3 m étant la largeur de la marche « giron »)}$$

$$Q_{marche} = 4 \times \left(\frac{0.3}{2}\right) = 0.6 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{ser} = G_{marche} + Q_{marche} \rightarrow Q_{ser} = 0.291 + 0.6 = 0.891 \text{ KN/ml}$$

- Dimensionnement par condition de flèche

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

$$I \geq \frac{5 \times 250 \times 0.891 \times (1000^3) \times 10^{-4}}{384 \times 2,1 \times 10^5}$$

$$I \geq 1.381 \text{ cm}^4$$

Soit une cornière a aile égale L40x40x5

$$I_y = I_z = 5.43 \text{ cm}^4 ; G_{L40} = 2.97 \text{ KG/ml}$$

- Vérification du moment fléchissant a l'ELU

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times \left(\frac{0.3}{2}\right) + 1.35G_{L40} \rightarrow q_u = [(1.35 \times 0.291) + (1.5 \times 0.6)] \times \left(\frac{0.3}{2}\right) + (1.35 \times 0.0295)$$

$$q_u = 0.233 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{0.233 \times 1^2}{8} = 0.0291 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{(1910) \times 275}{1,1} = 0.477 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 0.0291 \text{ KN.m} \leq M_{plrd} = 0.477 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Vérification de l'effort tranchant

$$V_{sd} = \frac{0.233 \times 1}{2} = 0.1165 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{V_{sd} \cdot S}{E \cdot I_y} = \frac{0,1165 \times 0,0379}{2,1 \times 10^5 \times 0,12} \times 10^6 = \leq \tau' = \frac{f_y}{\sqrt{3}};$$

$$S = 3,97 \text{ mm}^2$$

$$\tau = 34.32 \text{ MPA} \leq \tau' = 158.77 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

V.3 L'acrotère

L'acrotère c'est un élément secondaire encastre au plancher terrasse il subit une flexion composée due a un effort normale régi par son poids propres est un moment fléchissant régi par la main courante

Ce projet comporte un acrotère au niveau du plancher terrasse accessible du parking le calcul est effectué pour une bande de 1m de longueur

Les charges appliquées sur l'acrotère sont les suivantes :

$$\begin{cases} G = 2,58 \text{ KN/m} \\ Q = 1,5 \text{ KN/m} \end{cases}$$

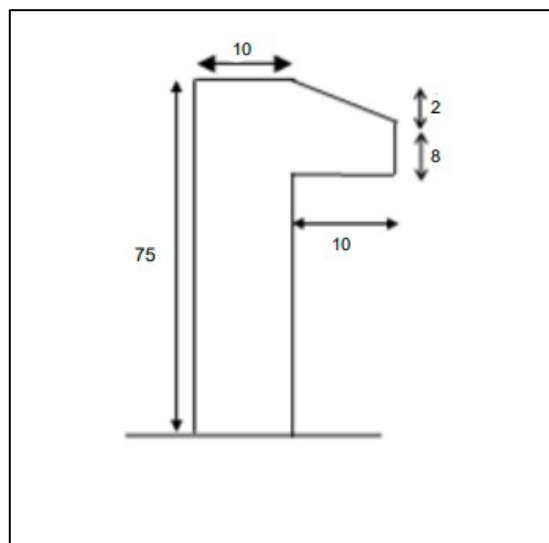


Figure V. 12: Dimension de l'acrotère.

V.3.1 Charge sismique

D'après le RPA 2024, l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme:

$$F_p = (A I S) \cdot C_p \cdot \left(1 + \frac{3h_z}{H}\right) W_p \quad \rightarrow [7(\text{article 6.2.3})]$$

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone $\rightarrow$ [7(Tableau 3.10)]
- I : Coefficient d'importance (cf tableaux (3,10))
- S : Coefficient de site (cf tableaux (3.3) & (3.4))
- C_p : Facteur de force horizontale varie entre 0, 4 et 0,8 $\rightarrow$ 7 (Tableau 6.1)
- W_p : Poids de l'élément considéré.
- H : hauteur totale du bâtiment a partir de la base
- h_z : hauteur du niveau "k" a partir de la base

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

- $A=0,3$
- $I=1$
- $S=1,3$
- $C_p=0,8$
- $W_p=2,58\text{KN/ml}$

$$\text{Donc : } F_p = (0,3 \times 1 \times 1,3) \times 0,8 \left(1 + \frac{3 \times 2,8}{14}\right) 2,58 = 1,28 \text{ kN}$$

V.3.2 Calcul des sollicitations

$$F = \max(Q, F_p) \rightarrow F = F_p = 1,5 \text{ kN}$$

Tableau V. 2: Calcul des sollicitations

<i>ELU</i>			<i>ELS</i>		
N_u	1,35xG	3,483 KN	N_s	G	2,58KN
M_u	1,5xQ _h	1,687KN.m	M_s	Q _h	1,125KN.m
T_u	1,5XF	2,25Kn	T_s	F	1,5 KN

V.3.3 Ferrailage

Le calcul du ferrailage se fait pour une bande de **1 m** de largeur, la section plane à étudier sera de **100×10 cm²**.

➤ **ELU**

Données :

$b=100 \text{ cm}$, $h=10\text{cm}$, $d=9\text{cm}$ et $c=c'=2,5 \text{ cm}$; $f_{c28}=25 \text{ MPa}$, $f_{tj}=2,1\text{MPa}$; $f_e=400 \text{ MPa}$,

$$\sigma_b = 14,17 \text{ MPa}, \sigma_s = 348 \text{ MPa}.$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} \rightarrow e_0 = 48,43 \text{ cm}$$

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

On a : $e_0 > \frac{h}{2} - c$ donc :

$$M_{as} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2}\right) = 1,826 \text{ KN.m}$$

D'après l'organigramme : $M=M_f=1,826 \text{ KN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_{as}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = 0,0127$$

$$\mu_u = 0,0127 < \mu_R = 0,391 \rightarrow A'_s = 0$$

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

Tableau V. 3: Calcul de ferrailage

μ_u	μ_R	α	Z (cm)	σ_s (MPa)	A_s (cm ²)
0.0127	0.391	0.015	8,946	358,33	0,526

La méthode de calcul sera en Annexe B

- **Ferrailage minimale**

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

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

On adoptera : 4T8 = 2,01 cm².

Espacement

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

- **Armature de répartition**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \quad A_r > 0,502 \text{ cm}^2; \text{ Soit } A_s = 4\text{T8} = 2,01 \text{ cm}^2$$

- **Espacement**

$$S_v = 75/3 = 25 \text{ cm.}$$

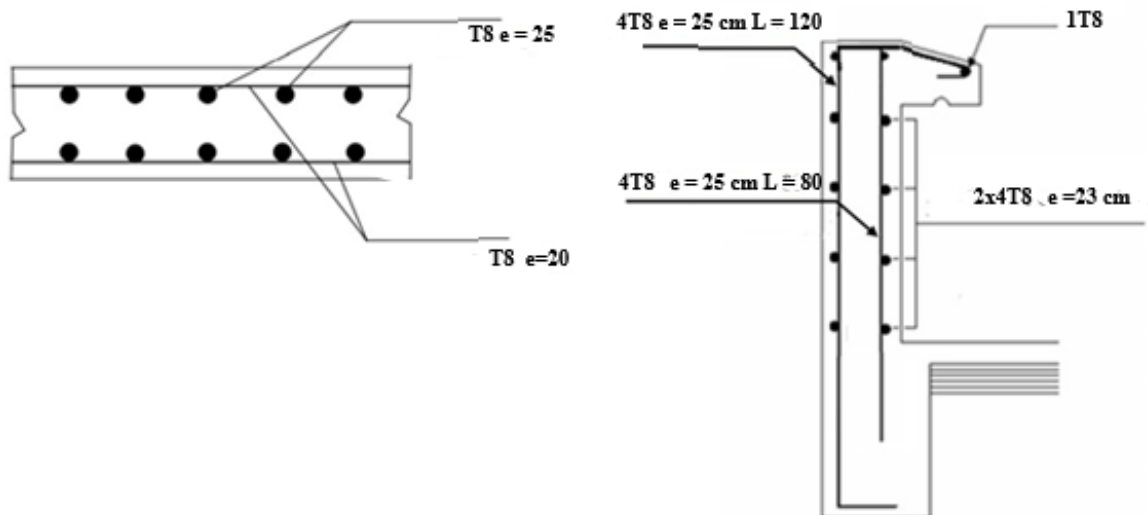


Figure V. 13: Schéma de ferrailage de L'acrotère.

V.4 Garde-corps

Dans les cas courants, le garde-corps est un élément secondaire qu'on retrouve dans des surfaces exposées à des différents niveaux, il a pour rôle la protection des personnes. Ici on le retrouve dans les façades longitudinales du bâtiment, il a pour rôle en plus de celui cité précédemment d'empêcher la chute d'un véhicule en cas de choc accidentel.

Il convient de calculer les garde-corps dans les parkings pour qu'ils résistent aux charges horizontales indiquées en [B(2)annexe B de l'Eurocode1.1-1]. La force horizontale caractéristique $F(KN)$ que doit reprendre le garde-corps résistant au choc d'un véhicule est supposée uniformément répartie sur une longueur de 1 de garde-corps et perpendiculaire.

- **Hypothèses de calcul :**

Le garde-corps est calculé comme un élément console, sollicité principalement à la charge accidentelle.

- Le calcul se fera pour une bande de 1 ml
- La fissuration est considérée préjudiciable
- Le garde-corps sera calculé en flexion composée

V.4.1 Évaluation des charges et surcharges :

- **Charges verticales :**

- **Charges permanentes G :**

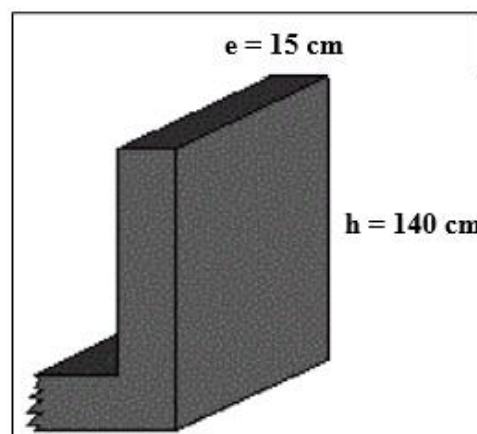
Tableau V. 4: Charges permanentes de garde-corps

Élément	Surface m^2	Poids volumique KN/m^3	Poids surfacique KN/m^2
Gard Corp.	0.21	25	5.25
Revêtement en ciment	(e = 2cm , $\rho = 18 KN/m^3$)		0,36
Total	Gt = 5.61 KN		

- **Charge d'exploitation Q :**

L'effet de la main courante est de $Q = 1,00 KN/ml$

- **Charges horizontales :**



- Charge sismique :

D'après le RPA 2024, le garde-corps. Est soumis à une force horizontale due au séisme :

$$F_p = (A.I.S).C_p.(1+\frac{3h_z}{H})W_p \rightarrow [7(\text{article 6.2.3})]$$

Avec :

- A: Coefficient d'accélération de zone $\rightarrow$ [(Tableau 3.10)]
- I : Coefficient d'importance cf. Tableau (3. 10))
- S: Coefficient de site (cf. Tableaux (3.3) & (3.4))
- C_p : Facteur de force horizontale varie entre 0,4 et 0,8 $\rightarrow$ 7 (Tableau 6.1)
- W_p : Poids de l'élément considéré.
- H : Hauteur totale du bâtiment a partir de la base
- h_z : Hauteur, du niveau "k", a partir de la base

Dans ce cas: Le groupé d'usage 2 et Zone VI

- A=0,3
- I = 1
- S = 1,3
- $C_p=0,8$
- $W_p= 5.61 \text{ KN/ml}$

$$\text{Donc } F_p = (0,3 \times 1 \times 1,3) \times 0,8 (1 + \frac{3 \times 2,8}{14}) \times 5,61 = 2,80 \text{ KN}$$

V.4.2 Calcul des sollicitations

$$F = \max (Q, F_p) \rightarrow F = F_p = 2,80 \text{ KN/ml}$$

Tableau V. 5: Calcule des sollicitations

ELU			ELS		
N_u	1,35xG	7.57KN	N_s	G	5.61 KN
M_u	1,5xQ _h	5.88KN.m	M_s	Q _h	3.92KN.m
T_u	1,5xF	4.2 KN	T_s	F	2.8 KN

V.4.3 Ferrailage

Le calcul du ferrailage se fait pour une bande de **1 m** de largeur, la section plane à étudier sera de **100×15 cm²**.

➤ ELU :

Données :

b = 100 cm, h = 15cm, d = 12cm et c = c' = 3 cm ; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, $f_{tj} = 2,1 \text{ MPa}$;

$f_e = 400 \text{ MPa}$,

$\sigma_{bc} = 14.167 \text{ MPa}$, $\sigma_s = 435 \text{ MPa}$.

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} e_0 = 69.87 \text{ cm}$$

$$e_1 = \frac{h}{2} = 7.5 \text{ cm}$$

On a : $e_0 > \frac{h}{2}$ donc :

$$M_f = M_s + N_s \left(\frac{h}{2} - C \right) = 4,172 \text{ kN.m}$$

D'après l'organigramme : $M = M_f = 4,172 \text{ kN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = 0,0204$$

$$\mu_u = 0,0204 < \mu_R = 0.315 \rightarrow A'_s = 0$$

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

Tableau V. 6: Calcul de ferrailage

μ_u	μ_R	α	$Z \text{ (cm)}$	$\sigma_s \text{ (MPa)}$	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$
0,0204	0,315	0,0257	11,87	435	1,054

La méthode de calcul sera en Annexe 2

- **Ferrailage minimale :**

$$A_{cnf} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,44 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_s; A_{cnf}) = 1,44 \text{ cm}^2$$

On adoptera : 4T8 = 2.01 cm².

- **Espacement :**

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

- **Armature de répartition :**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2}$$

$$A_r > 0.502 \text{ cm}^2$$

On adopte $A_r = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

- **Espacement :**

$$e_v = \frac{140 - (4 \times 0.8) - 4}{3} = 44.26 \text{ cm. on prend } e_v = 45 \text{ cm}$$

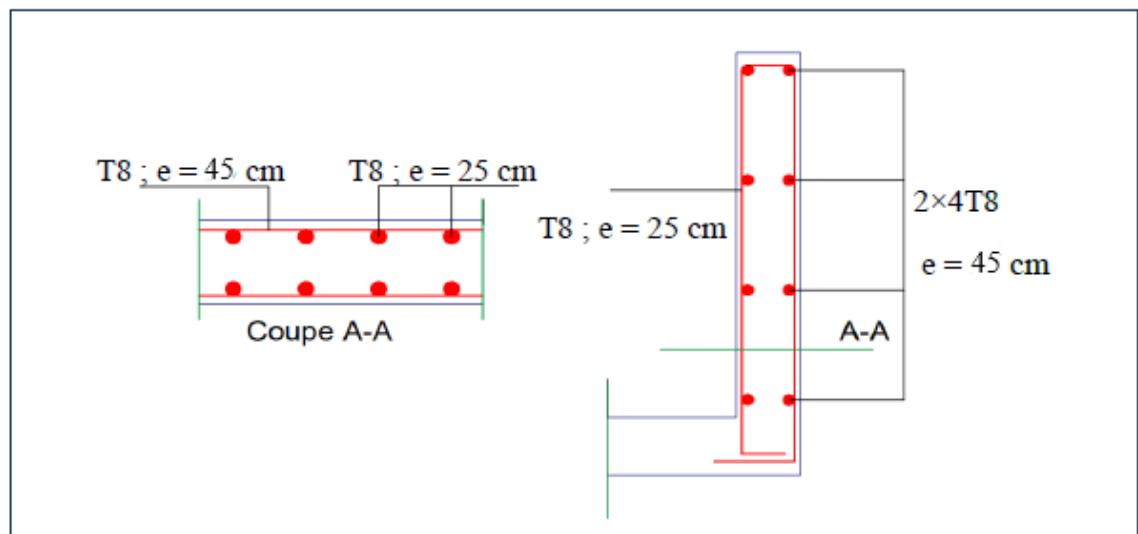


Figure V. 14: Schéma de ferrailage de garde-corps.

V.5 Conclusion

Afin de s'assurer que notre structure soit opérationnelle au quotidien, chapitre-nous avons fait l'étude des éléments secondaires dans ce chapitre.

Chapitre VI : Étude dynamique

VI.1 Introduction

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Les actions sismiques sur un bâtiment sont des actions dynamiques complexes, elles se manifestent par des mouvements essentiellement horizontaux imposés aux fondations. C'est pour ça que les structures doivent être conçues et construites de manière à résister à ses secousses tout en respectant les recommandations du règlement parasismique.

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui détermine les efforts induits et leur distribution dans le système de stabilité.

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit en suite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination de ses modes propres de vibration et des efforts engendrés par l'action sismique.

VI.2 Caractéristique dynamiques propres

Une structure idéale est dépourvue de tout amortissement de sorte qu'elle puisse vibrer indéfiniment tant qu'il soit nécessaire de lui fournir de l'énergie. Ce comportement est purement théorique en raison de l'existence inévitable des frottements qui amortissent le mouvement.

Les caractéristiques propres de la structure sont obtenues à partir du système non amorti et non forcé, l'équation d'un tel système est donnée par l'équation suivante :

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [K]\{x(t)\} = \{0\} \quad (1)$$

Avec :

- $[M]$: Matrice de masse de la structure.
- $[K]$: Matrice de rigidité de la structure.
- $\{\ddot{x}\}$: Vecteur des accélérations.

- $\{x\}$: Vecteur des déplacements.

L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté nous fournit les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes propres.

$$\{x(t)\} = \{A\} \sin(\omega_t + \varphi) \quad (2)$$

Avec:

- $\{A\}$: Vecteur des amplitudes.
- ω : Fréquence de vibration.
- φ : Angle de déphasage.

Les accélérations en vibration libre non amortie sont données par:

$$\{x(t)\} = -\omega^2 \{A\} \sin(\omega_t + \varphi) \quad (3)$$

En substituant les équations (2) et (3) dans l'équation (1); on aura:

$$([K] - \omega^2[M]) \{A\} \sin(\omega_t + \varphi) = 0 \quad (4)$$

Cette équation doit être vérifiée quel que soit le temps (t), ce qui donne :

$$([K] - \omega^2[M]) \{A\} = 0 \quad (5)$$

Ce système d'équation est un système à (n) inconnus « Ai ». Ce système ne peut admettre une solution non nulle que si le déterminant de la matrice s'annule c'est à dire

$$\Delta_\omega = |[K] - \omega^2[M]| = 0 \quad (6)$$

L'expression ci-dessus est appelée « Équation caractéristique ».

En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré (n) en (ω^2) . Les (n) solutions $(\omega_1^2; \omega_2^2; \dots; \omega_n^2)$ sont les carrés des pulsations propres des (n) modes de Vibrations possibles. Le **1^{er} mode** vibratoire correspond à ω_1 et il est appelé mode fondamental ($\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_n$)

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre $\{A\}$ i ou forme modale (**modal Shape**).

VI.3 Modélisation de la structure

Vu la complexité de l'analyse, il est nécessaire d'établir un modèle numérique représentant la structure, Ce dernier est introduit dans un logiciel de calcul dynamique a fin de déterminer les modes propres de vibration ainsi que les efforts sismiques. Parmi les méthodes de modélisation existantes il y a la méthode des éléments finis qui est utilisée par la majorité des logiciels de calcul. Pour cette étude, on utilisera le logiciel ETABS.

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (DDL) infini, par un modèle ayant un nombre de DDL fini qui décrit le phénomène étudié d'une manière aussi fiable que possible, Ce modèle doit refléter avec une bonne précision le comportement et les paramètres du système d'origine (la masse, la rigidité et l'amortissement).

- **Présentation du logiciel ETABS :**

ETABS est un logiciel de calcul et d'optimisation des structures, il se base sur la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales de type treillis, portique, adaptés pour les bâtiments, en bois, en béton armé, en acier ou mixte, il comprend des modules de dimensionnement, de vérifications et de ferrailage suivant les différentes normes nationales existantes.

Le logiciel permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargement des structures...etc.) de façon totalement graphique, numérique ou combinée, en utilisant les innombrables outils disponibles.

- **Modélisation de la rigidité :**

On suppose que la structure a « p » nœuds et total (**n**) DDL numérotés de **1** à **n**, on considère six **DDL** par nœud, on aura donc : **n = 6×p**.

- **Les éléments de portique**

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

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

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

- **Le Diaphragme**

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

- **Conception du contreventement vertical**

Pour une bonne conception parasismique il faudra :

- Disposer les éléments de contreventement d'une manière symétrique dans chaque direction afin de limiter la torsion d'ensemble.

- Maximiser la largeur des éléments verticaux afin de diminuer la déformabilité horizontale.

- **Connectivité Sol/Structure**

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

- **Modélisation de la masse**

- La masse est calculée par l'équation $(G + \Psi \times Q)$ avec $\Psi = 0.6$ [Tableau 4.2].
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle d'Acier.
- La masse des planchers a été répartie pour chaque poutre porteuse.
- La masse de l'acrotère a été répartie sur les poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers.
- En choisissant l'option (Mass source / From loads), l'ETABS calcule automatiquement les masses des planchers et la masse totale de la structure à partir des charges permanentes et des charges d'exploitation sollicitant la structure.

- **Type de charge à modéliser**

- **Les chargements statiques**

- Poids propre de la structure ;
 - Charges d'exploitations.

- **Les chargements dynamiques**

- Les effets sismiques.

VI.4 Choix de la méthode de calcul

Le calcul sismique se fait selon [7], qui met à notre disposition trois méthodes de calcul :

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

VI.4.1 La méthode statique équivalente

Notre structure a une hauteur totale de 22.4, en zone VI et de groupe d'usage 2. D'après [7], la méthode statique équivalente n'est applicable que si la hauteur du bâtiment du groupe 2 en zone VI, est inférieure à 17m, soit 5 niveaux ou moins.

VI.4.2 La méthode modale spectrale

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

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

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que, la somme des coefficients massiques de ces modes soit au moins égale à 90%
- Ou que, tous les modes, ayant une masse modale effective supérieur à 5 % de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure

Le minimum, de mode 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 minimum à prendre en compte doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ Et } T_K \leq 0.20 \text{ sec} \dots\dots\dots [7]$$

Avec :

N : le nombre de niveaux au-dessus du sol

T_K : la période du mode K.

VI.4.3 La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

L'analyse sous accélérogrammes est la méthode la plus précise pour prédire les forces et les demandes en déformations pour les différents composants de la structure. Cependant, son utilisation reste limitée car la réponse dynamique est très sensible à la modélisation et au mouvement du sol, elle nécessite une bonne modélisation des relations effort-déformation sous chargement cyclique qui tiennent en compte des modifications du comportement des composants.

Plusieurs accélérogrammes sont nécessaires pour éviter de biaiser certains aspects du contenu fréquentiel du spectre de réponse reconnu comme la référence de l'action sismique de la zone.

VI.4.4 Critères de classification selon RPA2024

- Classification de l'ouvrage selon son importance : groupe 2, ouvrage courant ou de moyenne importance (parking de stationnement public)
- Classification de la zone sismique : **Zone VI** (forte sismicité) ALGER
- Classification des sites : catégorie **S3** (site meuble)
- Classification des systèmes de contreventement :
 - Sens x : **13.a)** ossature contreventé en portique avec palées triangulées en X
 - Sens y : **13.a)** ossature contreventé en portique avec palées triangulées en Y

VI.5 Vérification de la structure

VI.5.1 Vérification de la force sismique a la base

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

$$V = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{8} (T_0) W \dots [4.1]$$

Avec :

- $\frac{S_{ad}}{8}$: Ordonnée du spectre de calcul (cf. § 3.3.3) pour la période T_0 ;
- T_0 : Période fondamentale de vibration du bâtiment, pour le mouvement de translation dans la direction considérée (cf. § 4.2.4).
- λ : Coefficient de correction

$$\lambda \begin{cases} 0.85: \text{si } T_0 \leq (2 \cdot T_2) \text{ et si le bâtiment a plus de 2 niveaux} \\ 1. \text{ autrement} \end{cases} \quad (4.2)$$

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

Tableau VI. 1: valeurs de la périodes caractéristiques

Site	T1(sec)	T2(sec)	T3(sec)
S3	0.15	0.6	2

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

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

Avec : $-T_1 = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}}$;

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

→ $h_n = 22.4 \text{ m}$

C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, et il est donnée par (tableau 4.4). Dans notre cas, le contreventement est assuré par des palées triangulées dans les deux sens (cas 4)

→ $C_T = 0.05$

D'après l'article de Dr. TALEB, la période doit être comme suit :

Tableau VI. 2: Choix de la période de calcul [8]

SI	La période choisie pour le calcul du facteur D
$T_{Calcul} \leq 1.3T_{empirique}$	$T_0 = T_{Calcul}$
$T_{Calcul} \geq 1.3T_{empirique}$	$T_0 = 1.3T_{empirique}$

η : Facteur de correction d'amortissement avec ε (%) le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constructif. (Tableau 4.4) Avec $\varepsilon = 5$ (acier léger)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\varepsilon}} \geq 0.7 \rightarrow \eta = 1$$

- **R** : coefficient de comportement global de la structure, donnée par (tableau 3.18[3.6]) en fonction du système de contreventement ; notre structure est métallique ; durant le procédé de modélisation on a utilisé deux système de contreventement, pour les deux premiers model on a opté pour portiques auto stables ordinaire, et pour le reste on a opté pour ossature contreventer en portique avec palées triangulées en X sur les deux sens.

→ D'où $R=4,5$ pour les deux cas.

- **Q** : facteur de qualité est fonction de :
 - La redondance et la géométrie des éléments de la structure
 - La régularité en plan et en élévation
 - La qualité du contrôle de construction

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante :

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

P_q : est la pénalité a retenue selon que le critère de qualité (q) est satisfait ou non, sa valeur est donnée dans [3.19].

Tableau VI. 3: Facteur de qualité suivant les deux sens [3.19]

Catégorie	Critère q	Observée (O/N)	P _q /x-x	Observée (O/N)	P _q / y-y
(b)	Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
	Régularité en plan	Oui	0	Oui	0
	Régularité en élévation	Non	0.2	Non	0.2
	$Q_f = 1 + \sum_1^i p_q$	/	1.2	/	1

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

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

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

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

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

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

W_{Qi} : Charge d'exploitation ;

Ψ : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, dans notre cas ; $\Psi = 0.6$ [Tableau 4.2].

REMARQUE :

$$V = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{8} (T_0) W \quad [4.1].$$

Pour chaque model étudié on va calculer la force sismique statique en fonction de T_0 et W

VI.5.2 L'analyse modale spectrale

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

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

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

$$\frac{s_{ad}}{g}(T_0) = \begin{cases} A.I.S. \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \cdot \left(2.5 \frac{Q_f}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & \text{si } 0 \leq T \leq T_1 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_f}{R} \right] & \text{si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_f}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2}{T} \right] & \text{si } T_2 \leq T \leq T_3 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_f}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2 \cdot T_3}{T^2} \right] & \text{si } T_3 \leq T \leq 4s \end{cases} \quad (3.15)$$

Pour notre étude, le spectre est donné par le logiciel (spectre RPA2024), avec les données suivantes :

- Zone sismique VI, ALGER
- Groupe d'usage 2 (ouvrage courant ou d'importance moyenne)
- Pourcentage d'amortissement $\varepsilon = 5 \%$.
- Facteur de qualité $Q = 1.2$ (dans les deux directions).
- Coefficient de comportement, pour chaque model on lui introduit son R correspondant.

Le spectre est donné par la figure ci-dessous :

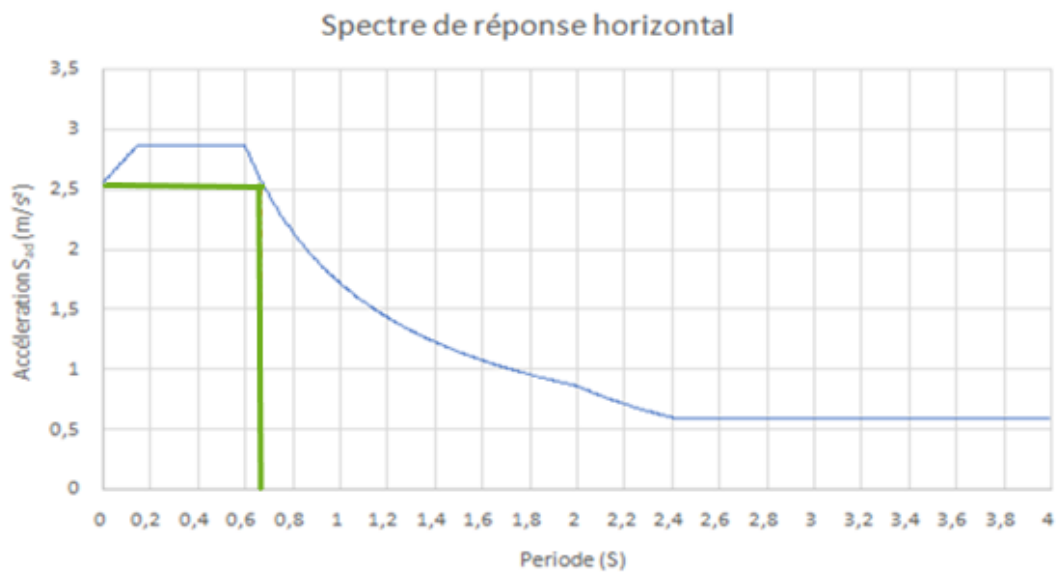


Figure VI. 1: Spectre de réponse horizontale

VI.5.3 Résultat de l'analyse dynamique

VI.5.3.1 Modèle initiale

Pour le premier modèle on a opté pour un système de contreventement portiques auto stable

Période et participation du model :

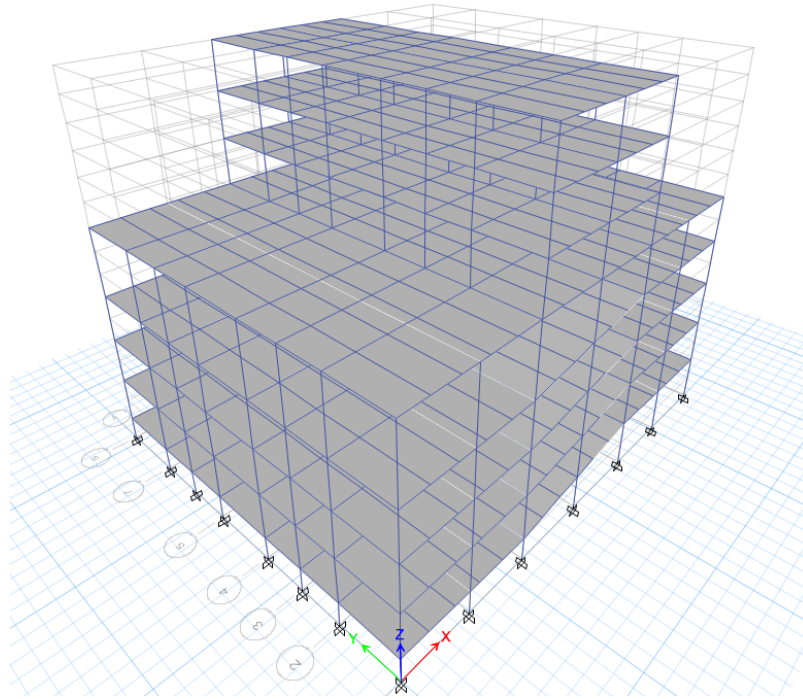


Figure VI. 2: Vue en 3d du modelé initial.

Tableau VI. 4:Pourcentage de participation massique

Cas	Mode	Période	Masse modale $U_x\%$	Masse modale $U_y\%$	Masse modale $R_z\%$	$\Sigma U_x\%$	$\Sigma U_y\%$	$\Sigma R_z\%$
Modal	1	1,0034	0,0001	0,5336	0,0007	0,0001	0,5336	0,0007
Modal	2	0,8299	0,3991	0,0019	0,1968	0,3993	0,5355	0,1976
Modal	3	0,7312	0,1212	0,0038	0,3742	0,5205	0,5393	0,5718
Modal	4	0,4806	8,632E-05	0,2472	0,0020	0,5206	0,7865	0,5739
Modal	5	0,4385	0,03902	0,0041	0,1398	0,5596	0,7906	0,7137
Modal	6	0,3797	0,2296	2,691E-06	0,0651	0,7893	0,7906	0,7788
Modal	7	0,2863	0,0015	0,0883	0,0059	0,7908	0,8789	0,7848
Modal	8	0,2278	0,0035	0,0015	0,0785	0,7939	0,8805	0,8633
Modal	9	0,1995	0,0797	0,0009	0,0080	0,8727	0,8815	0,8714
Modal	10	0,1803	0,0102	0,0098	0,0002	0,8829	0,8913	0,8716
Modal	11	0,1406	0,0011	0,0530	0,0003	0,884	0,9444	0,8720
Modal	12	0,1333	0,0087	0,0221	0,0232	0,9061	0,9466	0,8953

Constatations :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale $T = 1.003 > T = 0.66$
- Le premier mode est un mode de torsion autour de l'axe z-z
- Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe x-x.
- Le troisième mode est un mode de translation suivant l'axe y-y.
- La participation massique atteint les 90% à partir du mode 12 suivant l'axe x-x.
- La participation massique atteint les 90% à partir du mode 12 suivant l'axe y-y.

On a :

- Sens x-x :

$$T_{\text{empirique}} = 0.514 \text{ sec}$$

$$1.3T_{\text{empirique}} = 1.3 \times 0.514 = 0.66 \text{ sec}$$

$$T_{\text{analytique}} = 1.003 \text{ sec} > 1.3T_{\text{empirique}} = 0.66 \text{ sec}$$

- Sens y-y :

$$T_{\text{empirique}} = 0.514 \text{ sec}$$

$$1.3T_{\text{empirique}} = 1.3 \times 0.514 = 0.66 \text{ sec}$$

$$T_{\text{analytique}} = 1.003 \text{ sec} > 1.3T_{\text{empirique}} = 0.66 \text{ sec}$$

On a : selon l'article de Dr. TALEB [8] $T = 1.3T_{\text{empirique}}$

Donc :

Tableau VI. 5: les coefficients statiques équivalents

Sens	$\frac{S_{ad}}{g}$	λ	T_0	W(KN)	Vs(KN)
XX	0,247	0,85	0,66	30288,994	4197,055
YY	0,247	0,85	0,66	30288,994	4197,055

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

La résultante des forces sismique à la base V_{dyn} 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_{stat} . [4.1].

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

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

Tableau VI. 6: Les forces sismiques suivant les deux sens

	Fx (KN)	Fy(KN)
Ex max	2978,954	290,565
Ey max	222,177	3162,719

Tableau VI. 7: Comparaison de V_{dyn} et 80%V

	$V_t(KN)$	$V(KN)$	80%V (KN)	Ratio r%	$V_{t,dyn} > 80\%V$
$V_{x,dyn}$	2993,091	4197,055	3357,644	1,12	<u>Non vérifiée</u>
$V_{y,dyn}$	3170,51	4197,055	3357,644	1,05	<u>Non vérifiée</u>

On a :

$V_{t,dyn} < 0.8V_{stat}$ → il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacement, moments,...)

- $rx = 1.12$
- $ry = 1.05$

• **Vérification du déplacement inter étage :**

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

$$\sigma_k = \frac{R}{Q_f} \times \sigma_{ek}$$

Avec :

δ_K : déplacement du aux forces sismique F_i (y compris l'effet de torsion) ;

R : coefficient de comportement, $R=4$

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

$$\Delta_k = \sigma_k - \sigma_{k-1}$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui lui est adjacent doivent satisfaire la condition suivant donnée par [7]

$$\sigma_k < 2\% h_{\text{étage}}$$

Cela veut dire, que le déplacement de doit ne pas dépasser 0.02 de la hauteur de l'étage considéré.

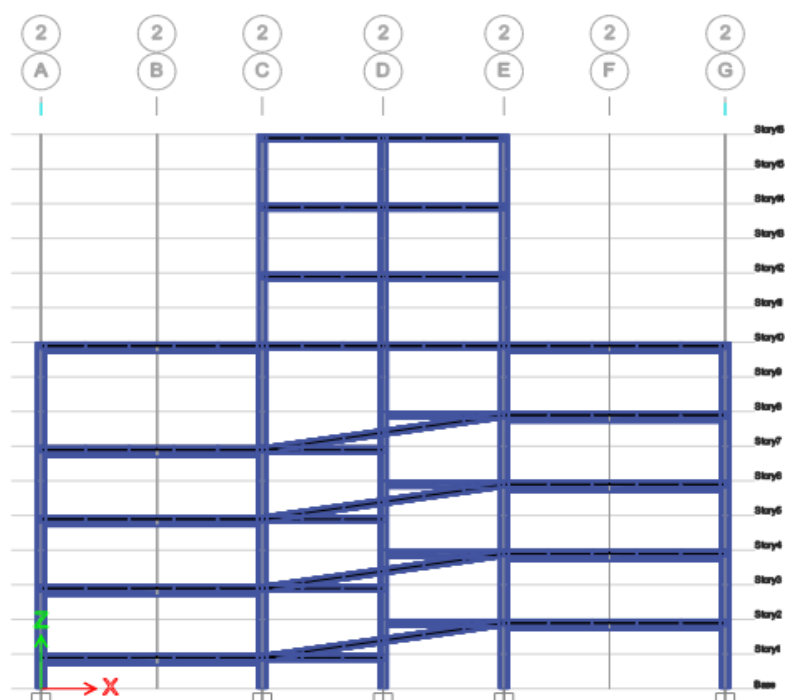


Figure VI. 3: Coupe montrant la différence de niveau dans la structure étudiée.

- Sens x-x :

Tableau VI. 8: Déplacement résultant suivant X

Étages	Combinaison	$\Delta_k(\text{mm})$	H poteau (mm)	0.02h (mm)	$\frac{R}{Q_f} \times \Delta_k$	Observation
7	E_X^{max}	11,098	2800	56	36,993	Vérifié
6	E_X^{max}	13,555	2800	56	45,183	Vérifié
5	E_X^{max}	11,982	2800	56	39,94	Vérifié
4	E_X^{max}	7,090	2800	56	23,633	Vérifié
3	E_X^{max}	5,485	2800	56	18,283	Vérifié
2	E_X^{max}	5,211	2800	56	17,37	Vérifié
1	E_X^{max}	5,002	2800	56	16,673	Vérifié
RDC	E_X^{max}	2,672	2800	56	8,906	Vérifié

- Sens y-y :

Tableau VI. 9: Déplacement résultant suivant Y

Étages	Combinaison	$\Delta_k(\text{mm})$	H poteau (mm)	0.02h (mm)	$\frac{R}{Q_f} \times \Delta_k$	Observation
7	E_y^{max}	10,520	2800	56	35,066	Vérifié
6	E_y^{max}	16,046	2800	56	53,486	Vérifié
5	E_y^{max}	18,096	2800	56	60,32	Non vérifié
4	E_y^{max}	17,738	2800	56	59,126	Non vérifié
3	E_y^{max}	5,949	2800	56	19,83	Vérifié
2	E_y^{max}	6,305	2800	56	21,016	Vérifié
1	E_y^{max}	6,716	2800	56	22,386	Vérifié
RDC	E_y^{max}	4,955	2800	56	16,516	Vérifié

Dans ce cas, notre structure est considérée comme souple. On préfère avoir une configuration structurelle entre celle-ci est celle du model initiale en termes de rigidité, c'est ce qu'on va essayer de réaliser en ajoutant des contreventements.

- Le type de structure qu'on a, on peut le représenté par un système brochette, ce qui fait que les deux premiers modes doivent être des modes de translation et le troisième un mode de rotation; néanmoins notre model ne satisfait pas cette condition.

VI.5.3.2 Modèle final

Après que le modèle précédant a répondu à toutes les exigences de [7], on a passé aux vérifications des éléments (check design ; le calcul des vérifications des éléments sera plus détaillé dont le chapitre suivant) on a trouvé que les éléments ne vérifient pas, donc on a opté pour un changement des sections.

- Période et participation du modèle :

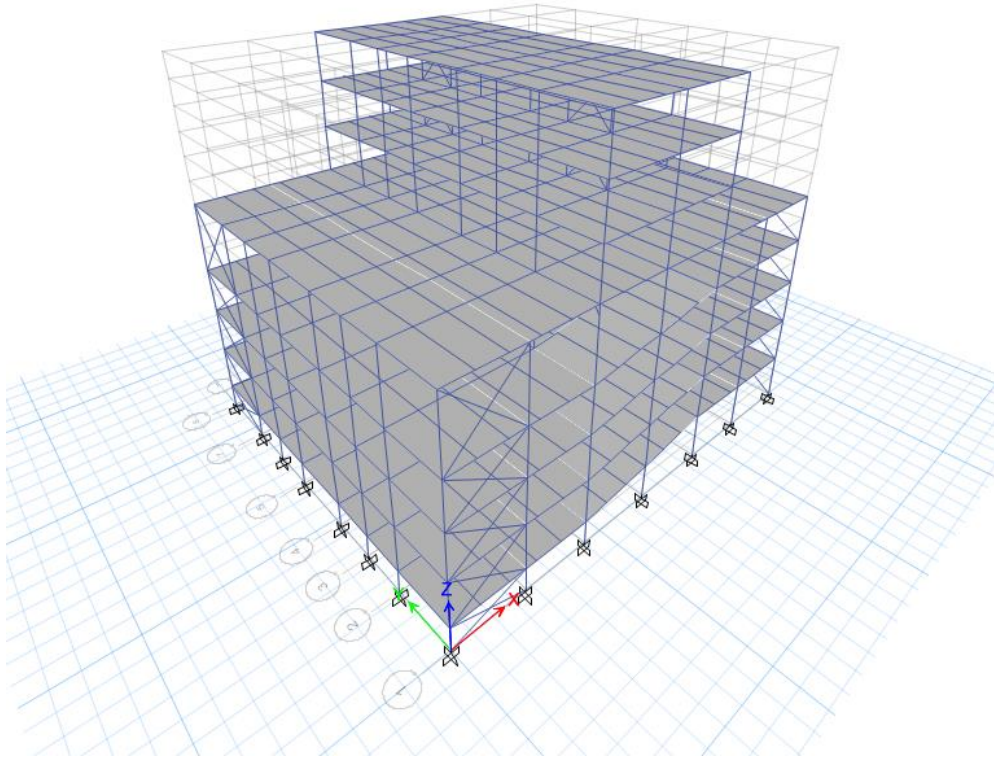


Figure VI. 4: vue en 3d du modelé final

Tableau VI. 10: Pourcentage de participation massique

Cas	Mode	Période	Masse modale U_x %	Masse modale U_y %	Masse modale R_z %	$\sum U_x$ %	$\sum U_y$ %	$\sum R_z$ %
Modal	1	0,7083	0,4043	0,0388	0,0062	0,4043	0,0388	0,0062
Modal	2	0,6935	0,0312	0,5229	0,0009	0,4355	0,5617	0,0071
Modal	3	0,5698	0,0018	0,0006	0,3066	0,4373	0,5623	0,3137
Modal	4	0,3514	0,2096	0,0004	0,1070	0,6469	0,5627	0,4207
Modal	5	0,3234	0,1000	0,0017	0,2968	0,7469	0,5644	0,7175
Modal	6	0,2734	1,2252E-06	0,2237	0,0028	0,7469	0,7881	0,7203
Modal	7	0,1570	0,1010	0,0002	0,0005	0,8479	0,7883	0,7208
Modal	8	0,1329	0,0002	0,0114	0,0451	0,8481	0,7997	0,7659
Modal	9	0,1308	0,0002	0,1023	0,0017	0,8483	0,902	0,7676
Modal	10	0,1168	0,0512	7,1141E-06	0,0019	0,8995	0,902	0,7695
Modal	11	0,1054	0,0010	0,00041	0,1321	0,9005	0,9024	0,9016
Modal	12	0,0761	1,5295E-05	0,0375	0,0001	0,9005	0,9399	0,9017

Constatations :

- A partir de ce tableau, on remarque que le taux de participation de la masse dépasse le seuil de 90% à partir du mode 12 selon x-x et du mode 12 selon y-y , ce qui fait, que le nombre de mode est suffisant pour représenter un bon comportement de la structure.

On a :

- Sens x-x :

$$T_{\text{empirique}} = 0.514 \text{ sec}$$

$$1.3T_{\text{empirique}} = 1.3 \times 0.514 = 0.66 \text{ sec}$$

$$T_{\text{analytique}} = 0.70 \text{ sec} > 1.3T_{\text{empirique}} = 0.66 \text{ sec}$$

- Sens y-y :

$$T_{\text{empirique}} = 0.514 \text{ sec}$$

$$1.3T_{\text{empirique}} = 1.3 \times 0.514 = 0.66 \text{ sec}$$

$$T_{\text{analytique}} = 0.70 \text{ sec} > 1.3T_{\text{empirique}} = 0.66 \text{ sec}$$

On a : selon l'article de Dr. TALEB [8] $T = 1.3T_{\text{empirique}}$

Donc :

Tableau VI. 11: Les coefficients statiques équivalents

Sens	$\frac{S_{ad}}{g}$	λ	T_0	W(KN)	Vs(KN)
XX	0,247	0,85	0,66	30522,06	4229,35
YY	0,247	0,85	0,66	30522,06	4229,35

- **Réponse modale de la structure :**

Les déformations de la structure suivant les modes de vibration les plus prépondérants sont :

- 1^{er} mode :

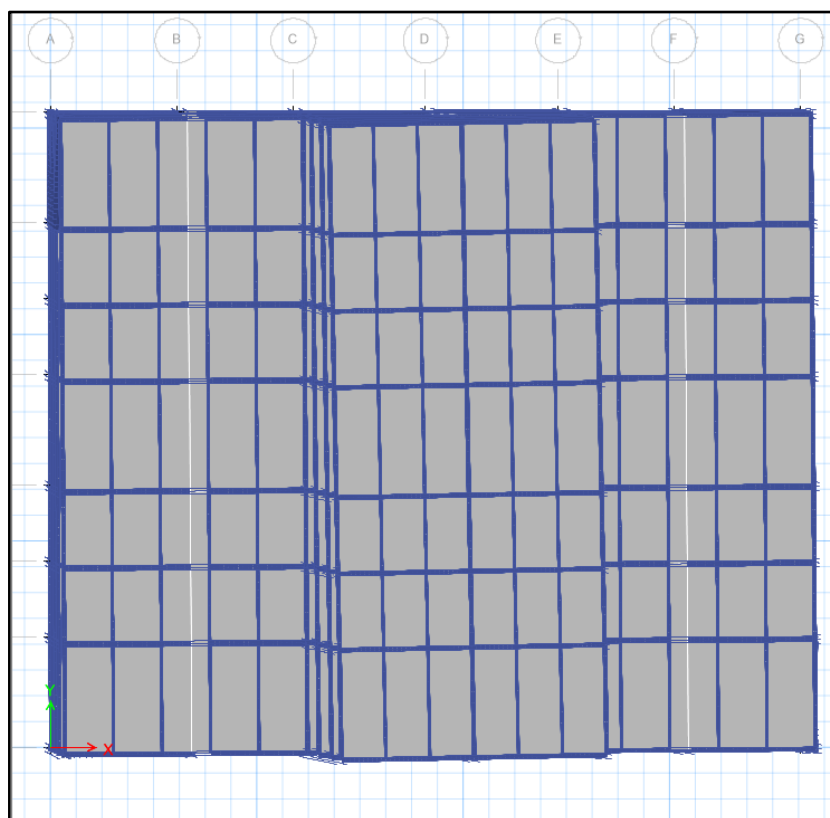


Figure VI. 5: Translation suivant l'axe X-X

- 2^{ème} mode

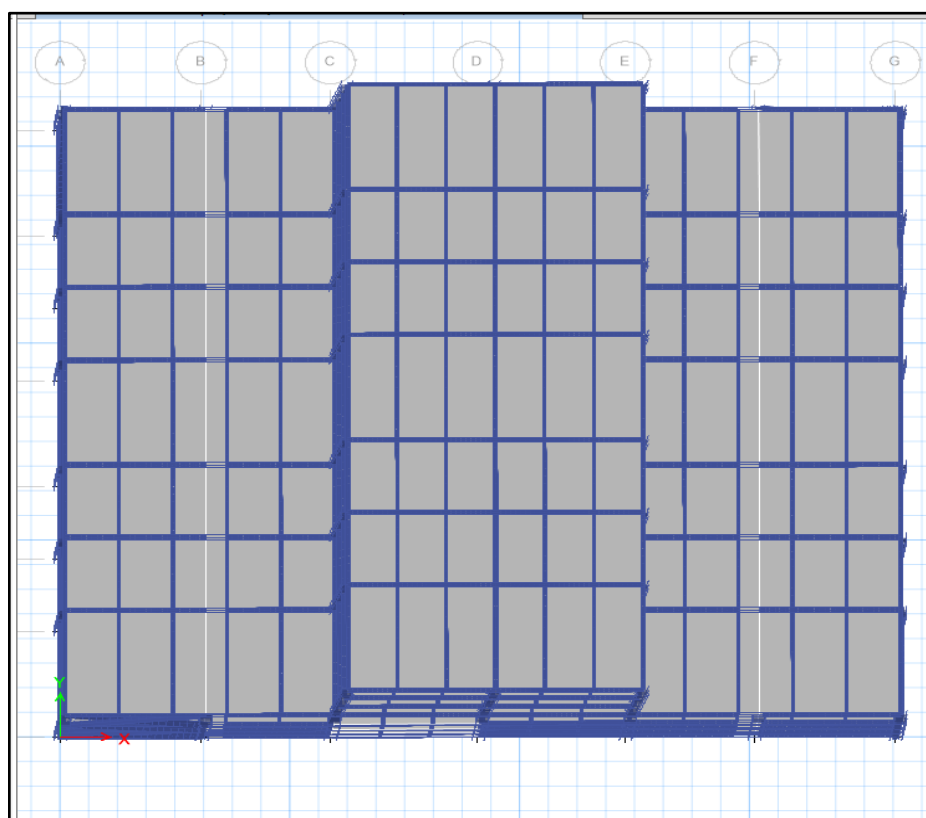


Figure VI. 6: Translation suivant l'axe Y-Y

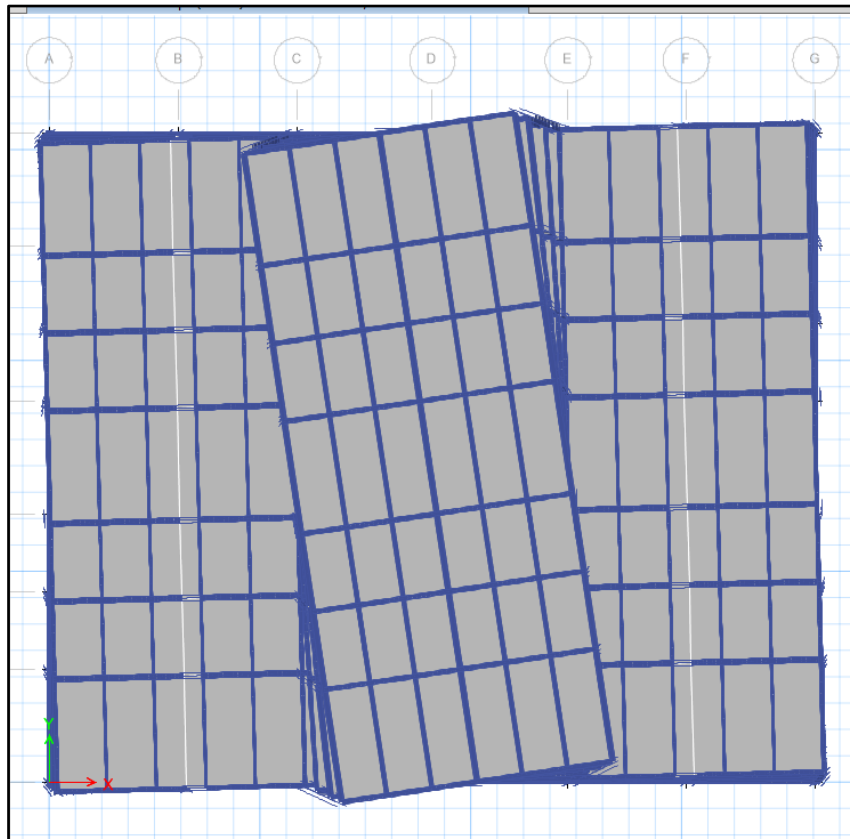
- 3^{ème} mode :

Figure VI. 7: Rotation autour de l'axe z-z

- 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_{stat} . [4.1].

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

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

Tableau VI. 12: Les forces sismiques suivant les deux sens

	F_x (KN)	F_y (KN)
E_x max	4887,969	347,551
E_y max	347,555	5558,906

Tableau VI. 13: Comparaison de V_{dyn} et $80\%V$

	$V_t(KN)$	$V(KN)$	$80\%V(KN)$	$V_{t,dyn} > 80\%V$
$V_{x,dyn}$	4900,30	4581,6291	3383,48	Vérifiée
$V_{y,dyn}$	5569,76	4581,6291	3383,48	Vérifiée

Après l'augmentations la condition suivant $V_{t,dyn} > 80\%V$ est vérifiée sur les deux sens donc l'effort tranchant a la base est vérifiée.

- **Vérification du déplacement inter étage :**

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

$$\sigma_k = \frac{R}{Q_f} \times \sigma_{ek}$$

Avec :

δ_K : Déplacement du aux forces sismique F_i (y compris l'effet de torsion) ;

R : Coefficient de comportement, $R=4$

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

$$\Delta_k = \sigma_k - \sigma_{k-1}$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui lui est adjacent doivent satisfaire la condition suivant donnée par [5.11]

$$\sigma_k < 2\% h_{\text{étage}}$$

Cela veut dire, que le déplacement de doit ne pas dépasser 0.02 de la hauteur de l'étage considéré.

- **Sens x-x :**

Tableau VI. 14: Déplacement résultant suivant X

Étages	Combinaison	$\Delta_k(mm)$	H poteau (mm)	0.02h (mm)	$\frac{R}{Q_f} \times \Delta_k$	Observation
7	E_X^{max}	13,698	2800	56	45,66	Vérifié
6	E_X^{max}	16,517	2800	56	55,056	Vérifié
5	E_X^{max}	13,477	2800	56	44,923	Vérifié
4	E_X^{max}	13,925	2800	56	46,416	Vérifié
3	E_X^{max}	6,668	2800	56	22,226	Vérifié
2	E_X^{max}	3,898	2800	56	12,993	Vérifié
1	E_X^{max}	3,291	2800	56	10,97	Vérifié
RDC	E_X^{max}	1,743	2800	56	5,81	Vérifié

- Sens y-y :

Tableau VI. 15: Déplacement résultant suivant Y

Étages	Combinaison	Δ_k (mm)	H poteau (mm)	0.02h (mm)	$\frac{R}{Q_f} \times \Delta_k$	Observation
7	E_y^{max}	10,783	2800	56	35,943	Vérifié
6	E_y^{max}	11,284	2800	56	37,613	Vérifié
5	E_y^{max}	10,815	2800	56	36,05	Vérifié
4	E_y^{max}	9,592	2800	56	31,973	Vérifié
3	E_y^{max}	6,225	2800	56	20,75	Vérifié
2	E_y^{max}	5,672	2800	56	18,906	Vérifié
1	E_y^{max}	4,473	2800	56	14,91	Vérifié
RDC	E_y^{max}	2,547	2800	56	8,49	Vérifié

- Effet du deuxième ordre :

Vérification de l'effet P- Δ :

Il faut calculer le coefficient $\theta = \frac{P_K \Delta K}{V_x h_k} \leq 0,1$ et le comparer avec le nombre 0,1 tel que :

- P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K.
- V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « K ».
- ΔK : Déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau.
- h_k : hauteur de l'étage K.

Tableau VI. 16: L'effet P- Δ selon le sens x-x

Niveau	P_K (KN)	ΔK (mm)	V_X (KN)	h_k (mm)	$\theta = \frac{P_K \Delta K}{V_x h_k}$ (mm)	Observation $\theta \leq 0,1$
7eme	8525,3892	13,698	2362,4062	2800	0,01	OK
6eme	6278,7757	16,517	1653,7263	2800	0,02	OK
5eme	11306,1382	13,477	2338,4436	2800	0,02	OK
4eme	8707,6422	13,925	1518,8687	2800	0,01	OK
3eme	13853,4582	6,668	2256,929	2800	0,01	OK
2eme	11068,004	3,898	1436,4238	2800	0,01	OK
1 ^{er}	16465,4526	3,291	1871,4043	2800	0,01	OK
RDC	13393,0298	1,743	3053,8297	2800	0,002	OK

Tableau VI. 17: L'effet P-Δ selon le sens y-y

Niveau	P_K (KN)	ΔK (mm)	V_y (KN)	h_k (mm)	$\theta = \frac{P_K \Delta K}{V_y h_k}$ (mm)	Observation $\theta \leq 0,1$
7eme	8525,3892	10,783	2011,2677	2800	0,01	OK
6eme	6278,7757	11,284	2094,843	2800	0,01	OK
5eme	11306,1382	10,815	2572,2008	2800	0,01	OK
4eme	8707,6422	9,592	1776,2178	2800	0,01	OK
3eme	13853,4582	6,225	2235,4498	2800	0,01	OK
2eme	11068,004	5,672	1423,7055	2800	0,01	OK
1 ^{er}	16465,4526	4,473	1680,1194	2800	0,01	OK
RDC	13393,0298	2,547	4053,1986	2800	0,003	OK

Puisque tous les coefficients θ sont inférieure à 0.1, alors l'effet P_{Δ} peut-être négliger suivant les deux directions.

Justification de limitation des dommages :

Les déplacements relatifs latéraux, d'un étage par rapport à l'étage du dessous, tels que calculés selon 4.5.2, ne doivent pas dépasser la limite suivante dans notre cas :

$$V_A \times \Delta K \leq 0,0075h_k$$

Pour les bâtiments ayant des éléments non structuraux ductiles.

Tableau VI. 18: Selon le sens x-x

Niveau	V_A	ΔK (mm)	$V_A \times \Delta K$	$0,0075h$ (mm)	Observation
7eme	0,5	13,698	6,849	21	OK
6eme	0,5	16,517	8,258	21	OK
5eme	0,5	13,477	6,738	21	OK
4eme	0,5	13,925	3,334	21	OK
3eme	0,5	6,668	3,334	21	OK
2eme	0,5	3,898	1,949	21	OK
1 ^{er}	0,5	3,291	1,645	21	OK
RDC	0,5	1,743	0,871	21	OK

Tableau VI. 19: Selon le sens y-y

Niveau	V_A	ΔK (mm)	$V_A \times \Delta K$	$0,0075h$ (mm)	Observation
7eme	0,5	10,783	5,391	21	OK
6eme	0,5	11,284	5,642	21	OK
5eme	0,5	10,815	5,405	21	OK

4eme	0,5	9,592	4,796	21	OK
3eme	0,5	6,225	3,112	21	OK
2eme	0,5	5,672	2,836	21	OK
1^{er}	0,5	4,473	2,236	21	OK
RDC	0,5	2,547	1,273	21	OK

Récapitulatif :

Elément	Profilé
Les poteaux de parking	HEA400
Les poteaux de bloc administratif	HEA360
Les poutres principales de parking (L = 8.6m)	IPE450
Les poutres principales de bloc administratif (L = 4.7m)	IPE300
Les poutres secondaires	IPE270
Les poutres de la rampe	IPE300
Les solives	IPE180
Contreventement sens X (parking seulement)	2UPN300
Contreventement sens Y (parking seulement)	2UPN300
Contreventement sens Y (parking _ bloc administratif)	2UPN280

VI.6 Conclusion

L'analyse dynamique selon le RPA 2024 a montré que le modèle initial ne respectait pas les limites de déplacement inter étage. Pour corriger cette non-conformité, un système de contreventement en X a été introduit dans les façades longitudinales et transversales du modèle final.

Cette amélioration a permis de réduire les déplacements et satisfaire les vérifications exigées .Ainsi, le modèle final plus rigide a été retenu pour la suite de l'étude.

Chapitre VII : Vérification des éléments

VII.1 Introduction

Le calcul d'une structure exige que, sous toutes les combinaisons d'actions possibles, définies par les règlements, la stabilité statique doit être assurée, tant globalement au niveau de la structure qu'individuellement au niveau de chaque élément.

Les sollicitations développer dans les éléments à cause des actions qui leur sont soumis, génèrent des contraintes au sein du matériau et des déformations de l'élément.

Afin de garantir le degré de sécurité souhaité, il faut vérifier que les contraintes et les déformations restent en dessous des limites admissibles, les grandes déformations affectent les zones comprimées des pièces, qui peuvent présenter trois types de comportements caractéristiques, appelé phénomène d'instabilités, qui sont :

- Le flambement : qui affecte les barres simplement comprimées (flambement simple) ou comprimées et fléchies (flambement composé) qui est très dangereux
- Le déversement : qui affecte les semelles comprimées des pièces fléchies ;
- Le voilement : qui affecte les âmes des pièces fléchies.

L'étude des phénomènes d'instabilité élastique est très importante en construction métallique, car ils sont très fréquents du fait de l'utilisation d'éléments minces et de grand élancement.[10]

Dans ce chapitre, nous allons procéder aux vérifications de ses phénomènes d'instabilité conformément aux réglementations en vigueur, à savoir [5] et [6].

VII.2 Vérification des poteaux

En général, les éléments porteurs verticaux sont sollicités a la compression simple, le pré dimensionnement des poteaux a été établi vis-à-vis du flambement, mais après l'étude dynamique on a remarqué que les poteaux sont sollicités en flexion et compression. Donc les poteaux seront dimensionnés à la flexion composée dans ce chapitre.

VII.3 Procédure de calcul

Les poteaux sont soumis à la flexion composée, ou chaque poteau est soumis à un effort normal N_{sd} , et deux moments fléchissant M_{ysd} et M_{zsd} . La vérification se fait pour toutes les combinaisons inscrites aux règlement CCM97 sous les sollicitations les plus défavorables suivant les deux directions.

VII.3.1 Vérification vis-à-vis du flambement

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

- **Cas 1** : N_{sd}^{max} ; M_{ysd} et M_{zsd} correspondant.
- **Cas 2** : M_{zsd}^{max} ; N_{sd} et M_{ysd} correspondant.
- **Cas 3** : M_{ysd}^{max} ; N_{sd} et M_{zsd} correspondant.

Les étapes de vérification au flambement

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

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

Avec :

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

Le rapport précédant montre le pourcentage de participation de l'élément dans la résistance de l'ensemble.

Une ossature métallique peut être classée comme contreventé, si le système de contreventement réduit ses déplacements horizontaux d'au moins 80%. Dans ce cas, le calcul de la longueur de flambement peut se faire par la méthode des nœuds fixes. [6]

- **Cas 1** : N_{sd}^{max} ; M_{ysd} et M_{zsd} correspondant
- **Exemple de calcul**

Nos calculs vont être mené sur le Poteau central du RDC d'un profilé HEA400 et d'une hauteur de 2,8 m.

Tableau VII. 1: Caractéristiques de profilé HEA400

Profil	A (cm ²)	I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)	W _{pl,y} (cm ³)	W _{el,y} (cm ³)	W _{pl,z} (cm ³)	W _{el,z} (cm ³)	i _y (cm)	i _z (cm)
HEA400	159	45070	8564	2562	2311	872.9	570.9	16.84	7.34

Suivant l'axe y-y :

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

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

$$- \frac{L_f}{L_0} = 0.5 + 0.14(\eta_1 + \eta_2) - 0.055(\eta_1 \cdot \eta_2)^2$$

Avec :

- $\eta_1 = \frac{K_C + K_{C1}}{K_C + K_{C1} + K_{P11} + K_{P12}}$
- $\eta_2 = \frac{K_C + K_{C2}}{K_C + K_{C2} + K_{P21} + K_{P22}} \rightarrow \eta_2 = 0$ Car le poteau est encasté à la base.
- K_{C1} Et K_{C2} la rigidité des poteaux adjacents
- K_{Pij} La rigidité des poutres associées au nœud considéré

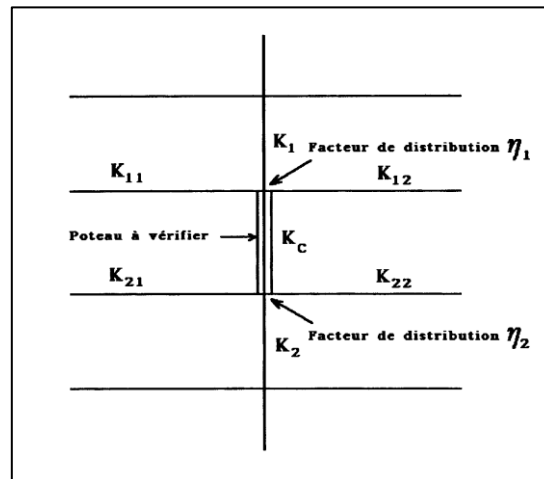


Figure VII. 1: Facteurs de distribution pour poteaux continus.

Donc :

$$K_C = \frac{I_y}{h} = \frac{45070 \times 10^4}{2,8 \times 10^3} = 160964,29 \text{ mm}^3$$

$$K_{P12} = \frac{I_{y(IPE300)}}{L_{(IPE300)}} = \frac{8356 \times 10^4}{4,7 \times 10^3} = 17778,723 \text{ mm}^3$$

$$K_{P22} = \frac{I_{y(IPE300)}}{L_{(IPE300)}} = \frac{8356 \times 10^4}{4,7 \times 10^3} = 17778,723 \text{ mm}^3$$

$$\begin{cases} \eta_1 = 0,947 \\ \eta_2 = 0 \end{cases} \rightarrow L_{fy} = 1.633 \text{ m}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{1.633 \times 10^3 / 168,4}{93,91 \times 0,92} \rightarrow \bar{\lambda}_y = 0.11 < 0.2 \text{ il n'y a pas de risque de flambement}$$

$$\chi_y = 1$$

$$\phi_y = 0.5(1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2) \rightarrow \phi_y = 0.49$$

Suivant l'axe z-z :

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93,91\varepsilon} \rightarrow \frac{L_{fz}/i_z}{93,9\varepsilon} ; \left(f_y = 275 \text{ MPA}, \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0.92 \right)$$

$$K_C = \frac{I_z}{h} = \frac{8564 \times 10^4}{2,8 \times 10^3} = 30585,714 \text{ mm}^3$$

$$K_{P12} = \frac{I_{Z(IPE300)}}{L_{(IPE300)}} = \frac{603,8 \times 10^4}{4,7 \times 10^3} = 1284,680 \text{ mm}^3$$

$$K_{P22} = \frac{I_{Z(IPE300)}}{L_{(IPE300)}} = \frac{603,8 \times 10^4}{4,7 \times 10^3} = 1284,680 \text{ mm}^3$$

$$\begin{cases} \eta_1 = 0.97 \\ \eta_2 = 0 \end{cases} \rightarrow L_{fz} = 1,636 \text{ m}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{1.636 \times 10^3 / 73,4}{93,91 \times 0,92} \rightarrow \bar{\lambda}_z = 0.256 > 0.2 \text{ il n'y a un risque de flambement.}$$

Choix de la courbe de flambement :

On a pour un HEA400 $\rightarrow \frac{h}{b} = 1,3 > 1,2$ et $t_f = 19 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$

Tableau VII. 2:facteur d'imperfection α

courbe	A	b	C	d
α	0,21	0,34	0,49	0,76

Donc : $\alpha_z = 0,34$

Calcul de coefficient de réduction χ_z

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}}$$

Avec :

$$\phi_z = 0.5(1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2) \rightarrow \phi_z = 0.542$$

D'après le logiciel ETABS, la combinaison la plus défavorable est :

$$G + \Psi Q + 3EX + EY$$

- Suivant l'axe y-y :

$$\beta_{M,y} = \frac{M_Q}{\Delta M} \times (\beta_{MQ})$$

$$M_Q = M_{max} \rightarrow M_Q = 61,495 \text{ KN.m (Obtenu du logiciel Etabs)}$$

$$\beta_{MQ} = 1.4 [7]$$

$$\beta_{M,y} = 1,04$$

$$\mu_y = 0.11 \times (2 \times (1,04 - 4)) + \left(\frac{2562 - 2311}{2311} \right) = -0.104 < 0,9$$

$$K_y = 1 - \frac{-0,104 \times 2722,797 \times 10^3}{159 \times 10^2 \times 275 \times 1} = 1,064 < 1,5$$

- Suivant l'axe z-z:

$$\beta_{M,z} = 1,186$$

$$\mu_z = 0.111 < 0,9$$

$$K_z = 0.92 < 1,5$$

On aura :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} A \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_y M_{y, sd}}{W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_z M_{z, sd}}{W_{pl,z} \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} = 0,91 < 1 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Remarque : la procédure de calcul du poteau ci-dessus est la même pour les autres poteaux.

VII.3.2 Vérification vis-à-vis du déversement

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

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

Où :

- $K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \leq 1$
- $\mu_{LT} = 0.15 \times \bar{\lambda}_z \times \beta_{MLT} - 0.15 \leq 0.90$
- β_{MLT} : est un facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.

Exemple de calcul

On doit d'abord vérifier que : $\bar{\lambda}_{LT} < 0.4$

Avec :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_w}$$

Sachant que : $\lambda_{LT} = \frac{\frac{K \times L}{i_z}}{\sqrt{C_1 \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{K \times L}{i_z}}{\frac{h}{t_f}} \right)^2 \right]^{0.25}}}$; formule simplifiée [6]

$$\lambda_{LT} = 30,68$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0.35 < 0.4 \rightarrow \text{Pas de risque de déversement.}$$

Le calcul des poteaux est récapitulé dans le tableau suivant :

Tableau VII. 3: Efforts internes des poteaux sous N_{max} pour chaque niveau

Niveau	Combinaison	$N_{sd}^{max}(KN)$	$M_{sdz}(KN.m)$	$M_{sdy}(KN.m)$
RDC	G+WQ+0,3EX+EY	2722,7978	41,1675	49,568
1 ^{er}	G+WQ+0,3EX+EY	2017,6282	23,0309	68,3446
2 ^{eme}	G+WQ+0,3EX+EY	1573,4333	27,1375	123,6216
3 ^{eme}	G+WQ+0,3EX+EY	1497,047	29,1688	145,8628
4 ^{eme}	G+WQ+0,3EX+EY	1498,7884	47,6787	43,2276
5 ^{eme}	G+WQ+0,3EX+EY	1208,095	24,6317	84,4868
6 ^{eme}	G+WQ+0,3EX+EY	560,9508	20,0869	57,5251
7 ^{eme}	G+WQ+0,3EX+EY	217,0712	16,2835	28,7519

Le tableau ci-dessous regroupe les résultats calculés manuellement et les vérifications faites selon CM97.

Tableau VII. 4: Vérifications au flambement par flexion

Flambement								
Étage	Profilé	Longueur de flambement		Les coefficients			Valeur finale	Condition ≤ 1
		L_{fy}	L_{fz}	χ_{min}	K_y	K_z		Vérifiée
RDC	HEA400	1,633	1,636	0,97	1,06	0,91	0,91	
1er	HEA400	1,579	1,572	0,98	1,03	1	0,73	
2eme	HEA400	1,579	1,572	0,98	1,05	0,96	0,72	
3eme	HEA400	1,579	1,572	0,98	1,04	0,95	0,74	
4eme	HEA400	1,591	1,577	0,97	1,04	0,98	0,71	
5eme	HEA360	1,594	1,577	0,97	1,03	0,96	0,63	
6eme	HEA360	1,594	1,577	0,97	1,01	0,98	0,37	
7eme	HEA360	1,611	1,585	0,97	1,006	0,99	0,19	

• **Cas 2 : M_{ysd}^{max} ; N_{sd} et M_{zsd} correspondant**

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

Tableau VII. 5: Efforts internes des poteaux sous M_{ysd}^{max} pour chaque niveau

Niveau	Combinaison	$N_{sd}^{max}(KN)$	$M_{sdz}(KN.m)$	$M_{sdy}(KN.m)$
1 ^{er}	G+WQ+EX+0,3EY	1417,6247	21,2305	128,8899
2eme	G+WQ+EX+0,3EY	1052,7171	2,7284	182,9777
3eme	G+WQ+EX+0,3EY	871,3717	2,9894	232,2555
4eme	G+WQ+EX+0,3EY	827,8641	5,1639	259,0907
5eme	G+WQ+EX+0,3EY	531,0452	17,1716	207,5212
6eme	G+WQ+EX+0,3EY	332,2966	22,5274	263,074
7eme	G+WQ+EX+0,3EY	192,2261	22,0017	167,0401
8eme	G+WQ+EX+0,3EY	98,8652	6,5815	147,2896

Le tableau ci-dessous regroupe les résultats calculés manuellement et les vérifications faites selon CCM97.

Tableau VII. 6: Vérifications au flambement par flexion

Flambement								
Étage	Profilé	Longueur de flambement		Les coefficients			Valeur finale	Condition ≤ 1
		L_{fy}	L_{fz}	χ_{min}	K_y	K_z		Vérifiée
RDC	HEA400	1,579	1,572	0,98	1,010	0,98	0,68	
1er	HEA400	1,579	1,572	0,98	1,007	0,96	0,53	
2eme	HEA400	1,579	1,572	0,98	1,005	0,97	0,58	
3eme	HEA400	1,579	1,572	0,98	1,013	0,97	0,67	
4eme	HEA400	1,595	1,626	0,97	1,013	1,006	0,40	
5eme	HEA360	1,582	1,572	0,97	0,99	0,99	0,29	
6eme	HEA360	1,594	1,577	0,97	1,007	0,99	0,32	
7eme	HEA360	1,611	1,585	0,97	1,003	0,99	0,16	

• **Cas 3 : M_{zsd}^{max} ; N_{sd} et M_{ysd} correspondant**

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

Tableau VII. 7: Efforts internes des poteaux sous M_{zsd}^{max} pour chaque niveau

Niveau	Combinaison	$N_{sd}^{max}(KN)$	$M_{sdz}(KN.m)$	$M_{ysd}(KN.m)$
RDC	G+WQ+0,3EX+EY	2614,8485	49,409	34,1269
1 ^{er}	G+WQ+0,3EX+EY	1035,5341	47,3174	38,0913
2eme	G+WQ+0,3EX+EY	915,5392	62,2039	47,08
3eme	G+WQ+0,3EX+EY	774,7497	78,9501	79,2487
4eme	G+WQ+0,3EX+EY	522,1837	80,9852	110,1246
5eme	G+WQ+0,3EX+EY	243,2324	76,1715	38,6171
6eme	G+WQ+0,3EX+EY	336,4878	77,2231	53,7939
7eme	G+WQ+0,3EX+EY	180,5202	83,6788	27,1722

Le tableau ci-dessous regroupe les résultats calculés manuellement et les vérifications faites selon CCM97.

Tableau VII. 8: Vérifications au flambement par flexion

Flambement							
Étage	Profilé	Longueur de flambement		Les coefficients			Condition ≤ 1
		L_{fy}	L_{fz}	χ_{min}	K_y	K_z	
RDC	HEA400	1,579	1,572	0,98	1,014	0,97	0,645
1er	HEA400	1,579	1,572	0,97	1,017	1	0,572
2eme	HEA400	1,579	1,572	0,98	1,014	0,98	0,605
3eme	HEA400	1,579	1,572	0,97	1,010	0,96	0,644
4eme	HEA400	1,595	1,626	0,97	1,019	0,98	0,545
5eme	HEA360	1,582	1,572	0,97	1,038	0,98	0,285
6eme	HEA360	2,098	2,110	0,93	1,007	1,011	0,197
7eme	HEA360	2,098	2,110	0,93	1,003	0,99	0,118

Tableau VII. 9: Choix final des poteaux

Niveau	Choix
7ème	HEA360
6ème	HEA360
5ème	HEA360
4ème	HEA400
3ème	HEA400
2ème	HEA400
1 ^{er}	HEA400
RDC	HEA400

VII.4 Vérification des poutres principales

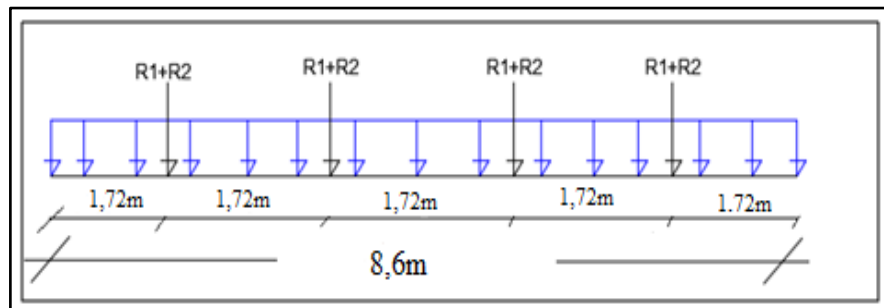


Figure VII. 2: Schéma statique de la poutre principale.

Les calculs seront fait sur une poutre principale du RDC de profilé IPE450 et de longueur $L=8,6m$.

D'après le logiciel ETABS, la combinaison de charge la plus défavorable est

$$1.35G + 1.5Q$$

VII.4.1 Les Sollicitations :

$$M_{sd} = -226,159 KN.m$$

$$V_{sd} = 158,324 KN$$

VII.4.2 Vérification du moment fléchissant

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

$$M_{plrd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \rightarrow M_{plrd} = \frac{1702 \times 10^3 \times 275}{1,1} \times 10^{-6}$$

$$M_{plrd} = 426,25 KN.m$$

$$M_{sd} = -226,159 KN.m < M_{plrd} = 426,25 KN.m \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

VII.4.3 Vérification au déversement

$$M_{sd} \leq M_{bRd} = \frac{\chi_{LT} \times \beta_w \times W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

Le déversement est pris en considération que si $\bar{\lambda}_{LT} \geq 0.4$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \cdot \sqrt{\beta_w}$$

Section transversale de classe 1,2 $\rightarrow \beta_w = 1$

$$\lambda_1 = 93.91\varepsilon ; \text{ avec } \varepsilon = 0.92 \rightarrow \lambda_1 = 86.39$$

Puisque les poutres sont encastrées des deux extrémités, les facteurs de longueur effective K et k_w sont pris égale à 0.5, et donc la formule λ_{LT} est de la forme :

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

D'après le tableau B.1.1 du CCM97, on prend pour $K=0.5$ un coefficient $C_1 = 3.093$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{23,26}{86,39} \rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = 0.269 < 0.4 \text{ il n'y a pas de risque de déversement.}$$

$$\phi_{LT} = 0.5(1 + \alpha(\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2) \rightarrow \phi_{LT} = 0.543$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = 0.98$$

On aura :

$$M_{brd} = \chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{m1}} \geq M_{sd}$$

$$M_{brd} = 0.98 \times 1 \frac{1702 \times 10^3 \times 275}{1.1} \rightarrow M_{brd} = 416,99 \text{ KN.m}$$

$$M_{brd} = 416,99 \text{ KN.m} > M_{sd} = -226,159 \text{ KN.m} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

VII.4.4 Vérification au voilement de l'âme par cisaillement

La résistance au voilement par cisaillement doit être vérifiée pour les âmes non raidies ayant un rapport $\frac{d}{t_w} > 69\varepsilon$, et pour les âmes raidies lorsque ce rapport est supérieur à $30\varepsilon\sqrt{K_\tau}$. [6]

Avec :

- d : la distance entre nus inférieur des semelles ;

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

On a :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{378,8}{9,4} = 40,29 < 69 \times 0.92 = 63.48, \text{ alors on est dans le cas d'âme non raidie.}$$

La vérification peut être faite en appliquant la méthode post critique simple mentionner dans [6].

$$V_{bard} = \frac{d \cdot t_w \cdot \tau_{ba}}{\gamma_{m1}}$$

τ_{ba} : est la résistance post critique au cisaillement.

$$\text{On a: } \bar{\lambda}_w = \frac{\frac{d}{t_w}}{37.4 \varepsilon \sqrt{K_\tau}} \rightarrow \frac{\frac{378,8}{9,4}}{37.4 \times 0.92 \times \sqrt{5.34}}$$

$$\bar{\lambda}_w = 0.506 < 0.8, \text{ alors } \tau_{ba} = \frac{f_{yw}}{\sqrt{3}} = \frac{275}{\sqrt{3}} \rightarrow \tau_{ba} = 158.77 \text{ MPA}$$

Avec : K_τ : est le coefficient de voilement par cisaillement.

$K_\tau = 5.34$ Pour les âmes avec raidisseurs transversaux aux droits des appuis mais sans aucun raidisseur transversal intermédiaire.

On aura alors :

$$V_{ba,rd} = \frac{378,8 \times 9,4 \times 158.77}{1.1} \rightarrow V_{ba,rd} = 513,94 \text{ KN}$$

$V_{sd} = 158,324 \text{ KN} < V_{ba,rd} = 513,94 \text{ KN} \dots\dots$ **Pas de voilement par cisaillement des âmes.**

Remarque : la procédure de calcul de la poutre secondaire ci-dessus est la même pour les autres poutres.

VII.5 Vérification des contreventements

VII.5.1 Généralités

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

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

Plusieurs types de système de contreventement, permettant de donner la rigidité nécessaire au cisaillement, on site :

- Triangulation (contreventement en treillis : en croix de st André, en K, en V, en N...) $\rightarrow$ forces transmises par des efforts normaux dans les barres. Il faut tenir compte des risques de flambement des barres travaillant à la compression ou par remplissage.
- Rigidification des nœuds $\rightarrow$ forces transmises surtout par flexion des traverses et des poteaux.

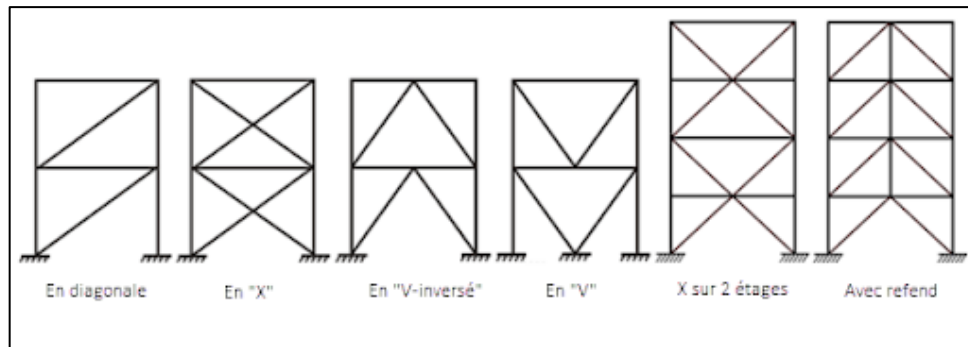


Figure VII. 3: Types de systèmes de contreventement.

VII.5.2 Conception du système de contreventement

Le système de contreventement doit être conçu dès la phase d'avant-projet avant tout calcul et toute vérification.

Le poids des contreventements est généralement négligeable par rapport à celui des éléments porteurs principaux de la structure.

Le choix d'une conception d'un système de contreventement est généralement dicté par l'architecture de l'ouvrage (ouvertures, portes, couloirs, vitrages...).

VII.5.3 Dimensionnement des contreventements

Pour équilibrer une force pouvant agir dans n'importe quelle direction d'un plan, les trois conditions suivantes doivent être respectées :

Il faut disposer d'au moins trois lignes d'action de forces,

Les lignes d'action de forces ne doivent pas être concourantes en un point,

Les lignes d'action de forces ne doivent pas être toutes parallèles entre elles.

L'existence d'un système de contreventement dans une structure ne garantit pas que la structure de l'ossature est forcément contreventée mais elle doit être classifiée comme contreventée.

Lorsque la classification de l'ossature comme contreventée est justifiée, il est possible d'analyser l'ossature et le système de contreventement séparément de la façon suivante :

L'ossature sans système de contreventement peut être traitée comme totalement appuyée latéralement et comme devant supporter l'action des charges verticales uniquement.

Pour notre cas :

- Sens x : 2UPN 300×20
- Sens Y : 2UPN 280×20 ; 2UPN 300×20

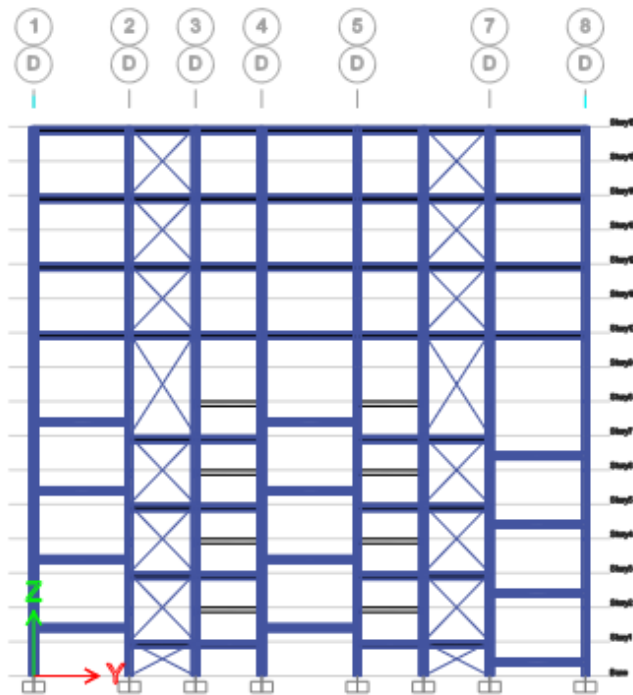


Figure VII. 4: Contreventement intérieur au niveau des rampes sens y-y.

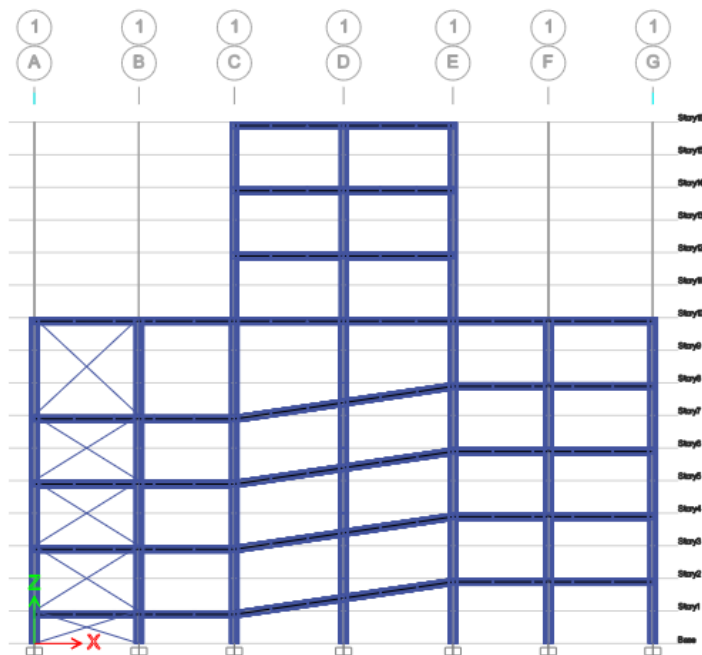


Figure VII. 5: Contreventement intérieur au niveau des rampes sens x-x.

VII.5.4 Vérifications des contreventements

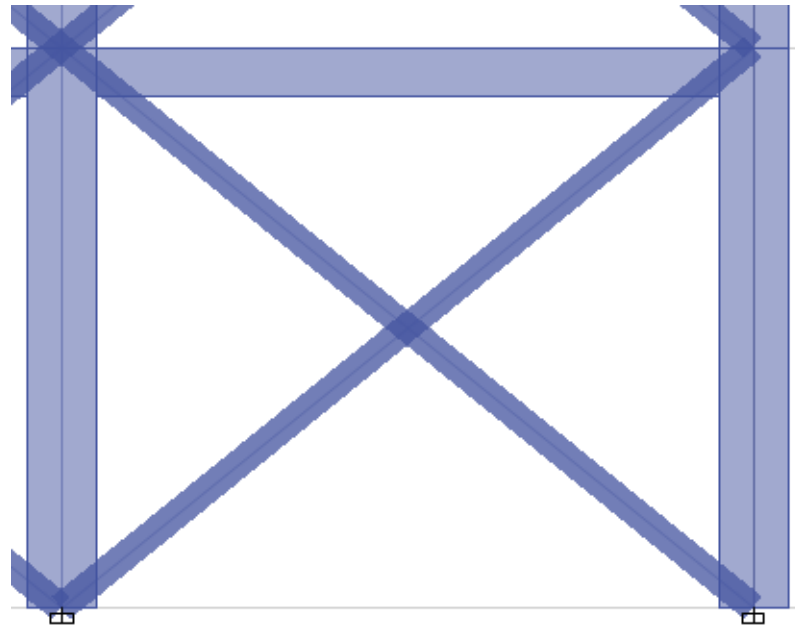


Figure VII. 6: Contreventement en X.

Les contreventements sont 2UPN 300×20 de longueur $L = 5,3m$

Pour les contreventements en X les assemblages sont réalisés au milieu donc le calcul sera fait avec la prise en compte de $\frac{L}{2} = 2,65m$.

D'après le logiciel ETABS, la combinaison de charge la plus défavorable est :

$$G + \psi Q + 0,3EX + EY$$

Avec $N_{sd} = 897,80 \text{ KN}$

- Vérification à la traction

$$N_{sd} \leq N_{t,rd} = \min[N_{plrd}; N_{urd}]$$

Avec :

N_{plrd} : Résistance plastique de la section brute

N_{urd} : Résistance ultime de la section nette

Tableau VII. 10: Caractéristiques géométriques du profilé 2UPN 300×20

Profilé	A (cm^2)	t (mm)	I_y (cm^4)	I_z (cm^4)	W_{ply} (cm^3)	W_{plz} (cm^3)	i_y (mm)	i_z (mm)
2UPN 300×20	117.6	10	16040	2585	1069,3	235	116,78	46,88

$$N_{plrd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \rightarrow N_{plrd} = \frac{11700 \times 275}{1,1} \rightarrow N_{plrd} = 2925 \text{ KN}$$

$$N_{urd} = 0,9 \times \frac{A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{m2}} \rightarrow N_{urd} = 0,9 \times \frac{8560 \times 430}{1,25} \rightarrow N_{urd} = 2944,640 \text{ KN}$$

$$\text{Avec : } A_{net} = A - (d \times t) \rightarrow A_{net} = (5880 - ((8 \times 20) \times 10)) \rightarrow A_{net} = 4280 \text{ mm}^2$$

$$A_{net} = 2 \times 4280 = 8560 \text{ mm}^2$$

d : Est le diamètre des boulons, supposons un M18

t : Épaisseur du profilé

$$\text{Donc : } N_{t,rd} = \min[2925; 2944,640] \rightarrow N_{t,rd} = 2925 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 897,80 \text{ KN} < N_{t,rd} = 2925 \text{ KN} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

VII.6 Conclusion

Le but de ce chapitre était de vérifier la stabilité des sections obtenues après étape de modélisation, et ces dernières ont largement satisfait les critères de la réglementation appropriée (CCM97, EUROCODE03).

Chapitre VIII : Calcul des assemblages

VIII.1 Introduction

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations (N_{sd} , M_{sd} et V_{sd}) entre les pièces, sans générer de sollicitations parasites notamment de torsions. [10]

Les constructions métalliques sont un ensemble d'éléments barres (poteaux et poutres) qui sont assemblés entre eux pour former une ossature. De ce fait les assemblages jouent un rôle très important dans ce type de construction.

Il y a lieu de distinguer, parmi les assemblages :

- Assemblages articulés ; qui transmettent uniquement les efforts normaux et les efforts tranchants
- Assemblages rigides (encastré) ; qui transmettent en outre les divers moments

Les assemblages constituent des zones particulièrement plus fragiles que les zones courantes des pièces, car les sections sont réduites du fait des perçages ou la nature de l'acier qui s'affaiblie par la chauffe du soudage. C'est pourquoi il faut être particulièrement vigilant dans la conception et le calcul des assemblages, afin de se prémunir contre tout risque de rupture brutale.

Les principaux modes d'assemblages sont :

- Le rivetage
- Le boulonnage
- Le soudage
- Le collage

VIII.2 Classification des assemblages

Les caractéristiques mécaniques de tous les assemblages doivent garantir la validité des hypothèses adoptées pour l'analyse de la structure et la vérification de ses éléments.

Les assemblages peuvent être classés en fonction de :

- Leur rigidité
 - Les assemblages de type articulé
 - Les assemblages de type rigide
 - Les assemblages semi-rigides

- Leur résistance :
 - **Assemblages de type articulé** : doit être à même de transmettre les sollicitations de calcul sans développer de moments significatifs, les rotations dans ce type d'assemblage doit être suffisante pour permettre la formation de toutes les rotules plastiques dans la structure sous les charges de calcul.
 - **Assemblages à résistance complète** : lorsque la capacité de rotation d'un assemblage a résistance complète ne doit pas être inférieure à celle de l'élément assemblé.
 - **Assemblage a résistance partielle** : la capacité de rotation d'un assemblage a résistance partielle au droit duquel se forme une rotule plastique ne doit pas être inférieure à celle nécessaire pour permettre le développement de toutes les rotules plastiques formées sous les charges de calcul.

Les assemblages les plus couramment utilisés en pratique présentent une certaine déformabilité qui peut être caractérisée par un diagramme moment-rotation.

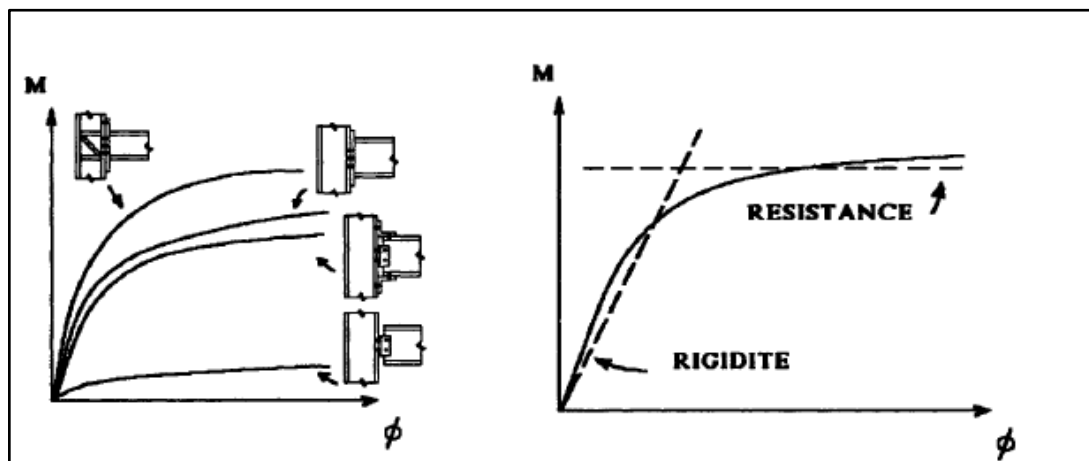


Figure VIII. 1: Les relations moment-rotation pour quatre type connus de liaison [6]

VIII.3 Choix du type d'assemblage

Le choix d'assemblage est fait en fonction du :

- Critère structurel : résistance, comportement ;
- Critère de fabrication : faisabilité ;
- Critère propre au montage sur site : possibilité de réglages, faisabilité sur site ;
- Critère économique.

Dans ce chapitre, 3 types d'assemblage sont traités :

- Assemblage poteau-poutre

- Assemblage de contreventement
- Assemblage pied de poteau

Il existe plusieurs méthodes de calcul des assemblages, pour notre cas, nous avons utilisé nos connaissances acquises en 4^{ème} année, et [5].

VIII.4 Assemblage poteau-poutre

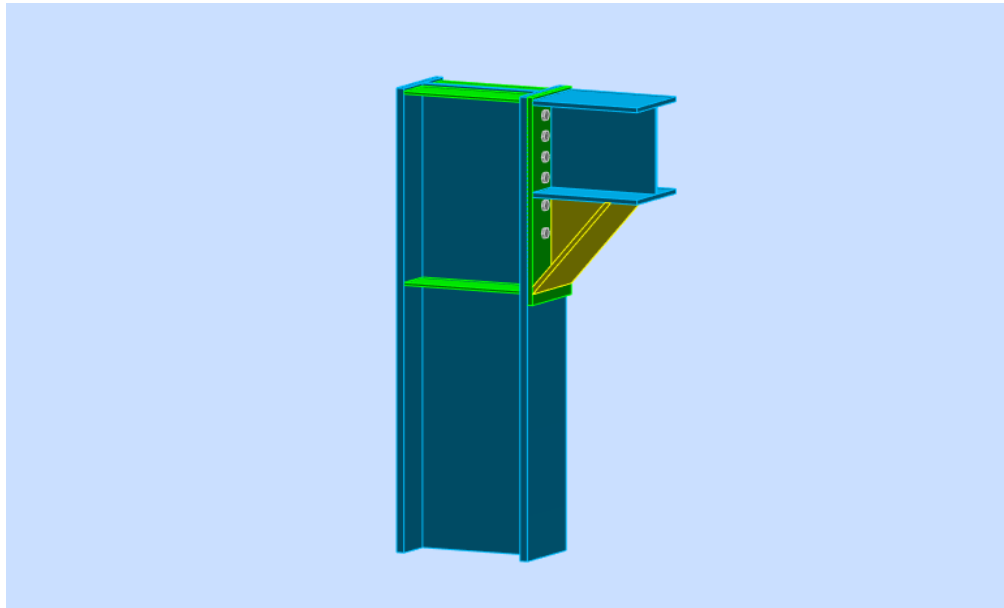


Figure VIII. 2: Vue d'assemblage poteau – poutre.

On doit fixer la poutre à l'aide des boulons qui lient la plaque en platine et le poteau, la poutre doit être soudée sur la plaque. On a une poutre IPE450 et un poteau HEA400 leur caractéristique se résume dont le tableau suivant :

Tableau VIII. 1: Caractéristiques géométriques des profilés

Profilé	$h(mm)$	$b(mm)$	$t_f(mm)$	$t_w(mm)$	$A(mm^2)$
IPE 450	450	190	14,6	9,4	98,82
HEA 400	390	300	19	11	159

L'assemblage par platine extrémité entre un poteau HEA400 et une poutre principale IPE450

- **Dimension de la platine**

On choisit une platine de $(850 \times 300 \times 18)$

- **Efforts sollicitant**

D'après le logiciel ETABS, la combinaison de charge la plus défavorable est :

$$G+\psi Q+EX+0,3EY$$

- Moment fléchissant : $M_{sd}=284,14$ KN.m

- Effort tranchant : $V_{sd} = 136,72$ KN

- **Calcul de la soudure poutre IPE 450**

On a utilisé la nuance d'acier S275 on aura:

$$\begin{cases} \beta_w = 0.85 \\ \gamma_{Mw} = 1.3 \\ f_{us} = 430 \end{cases}$$

Donc l'épaisseur du cordon sur la semelle :

$$a_f \geq t_f \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \times \frac{\beta_w \times \gamma_{Mw}}{f_{us} \times \sqrt{2}}$$

$$a_f \geq 14,6 \times \frac{275}{1.1} \times \frac{0.85 \times 1.3}{430 \times \sqrt{2}} = 6,632 \text{ mm}$$

Et l'épaisseur du cordon sur l'ame :

$$a_w \geq t_w \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \times \frac{\beta_w \times \gamma_{Mw}}{f_{us} \times \sqrt{2}}$$

$$a_w \geq 9,4 \times \frac{275}{1.1} \times \frac{0.85 \times 1.3}{430 \times \sqrt{2}} = 4,270 \text{ mm}$$

Donc pour avoir un cordon de soudure uniforme sur tout le profilée on prend $a=10$

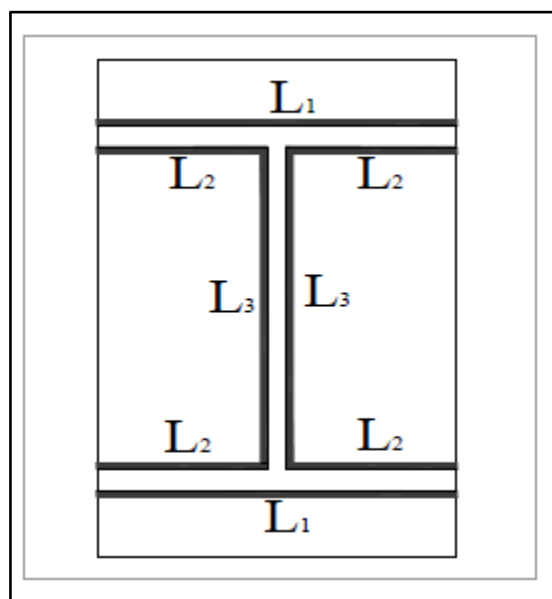


Figure VIII. 3: Assemblage soudé poutre-platine [12]

On a :

$$L_1 = b_s = 190 \text{ mm}$$

$$A_s = \sum I_i a_i = (2I_1 + 4I_2 + 2I_3)a$$

$$L_1 = b_s = 190 \text{ mm}$$

$$L_2 = \frac{b_s - t_w}{2} = 90,3 \text{ mm}$$

$$L_3 = b_s - 2(t_f) = 420,8 \text{ mm}$$

$$A_s = 15828 \text{ mm}^2$$

$$I_{ys} = 2I_1 \times a \times d_1^2 + 4I_2 \times a \times d_2^2$$

Avec :

$$\begin{cases} d_1 = \frac{H_{\text{profilé}}}{2} + \frac{a}{2} = \frac{390}{2} + \frac{10}{2} \Rightarrow d_1 = 200 \text{ mm.} \\ d_2 = \frac{H_{\text{profilé}}}{2} - t_f - \frac{a}{2} = \frac{390}{2} - 19 - \frac{10}{2} = 171 \text{ mm.} \end{cases}$$

$$I_{ys} = 2 \times 190 \times 10 \times 200^2 + 4 \times 145 \times 10 \times 171^2$$

$$I_{ys} = 321597800 \text{ mm}^4.$$

•Vérification de la soudure

$$V_{sd} = 136,72 \text{ KN.}$$

$$M_{sd} = 284,14 \text{ KN.m.}$$

- Effet de N_{sd} et V_{sd}

$$\sqrt{2\left(\frac{N_{sd}}{\sum l_i \times a_i}\right)^2 + 3\left(\frac{V_{sd}}{2 I_3 \times a}\right)^2} \leq \frac{f_{us}}{\beta_w \times \gamma_{m2}}$$

$$\sqrt{3\left(\frac{136,72 \times 10^3}{2 \times 420,8 \times 10}\right)^2} \leq \frac{430}{0,85 \times 1,3}$$

28,01 MPa < 389.14 MPa..... Condition vérifiée.

- Effet de N_{sd} et M_{sd}

$$\sqrt{2} \left[\frac{N_{sd}}{\sum l_i \times a_i} + \left(\frac{M_{sd}}{I_{ys}} \times \frac{h}{2} \right) \right] \leq \frac{f_{us}}{\beta_w \times \gamma_{m2}}$$

$$\sqrt{2} \left[\left(\frac{284,14 \times 10^6}{321,59 \times 10^6} \times \frac{390}{2} \right) \right] \leq \frac{430}{0,85 \times 1,3}$$

244,15 MPa < 389, 14 MPa.condition vérifiée

• Vérification des boulons HR

- Choix de diamètre du boulon :

$t \leq 10 \text{ mm}$ $d = (12 ; 14) \text{ mm}$

$10 \leq t \leq 25 \text{ mm}$ $d = (16 ; 20 ; 24) \text{ mm}$

$t \geq 25 \text{ mm}$ $d = (24 ; 27 ; 30) \text{ mm}$

- Dimensionnement des boulons :

- Boulons HR
- Classe 10.9 $\rightarrow f_{ub} = 1000 \text{ MPA}$
- $M_{20} \rightarrow d = 20\text{mm} \rightarrow d_0 = 22\text{mm}$
- $A_s = 245 \text{ mm}^2$

- Détermination du nombre de boulons nécessaires

Selon la condition de la résistance au cisaillement des boulons

$$F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n}$$

$$F_{v,rd} = 0.5 f_{ub} \times A_s / \gamma_{Mb}$$

○ Disposition constructive

$$d_0 = \emptyset + 2 = 18 + 2 = 20 \text{ mm}$$

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \Rightarrow 24\text{mm} \leq e_1 \leq 175,2\text{mm}$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \Rightarrow 44\text{mm} \leq p_1 \leq 200\text{mm}$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \Rightarrow 30\text{mm} \leq e_2 \leq 175,2\text{mm}$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \Rightarrow 60\text{mm} \leq p_2 \leq 200\text{mm}$$

$$e_1 = 100\text{mm} \quad P_1 = 80\text{mm.} \quad e_2 = 110\text{mm} \quad P_2 = 120\text{mm.}$$

On a ajouté aussi un jarret (renfort) inférieur IPE450

La disposition constructive des assemblages a été réalisée conformément aux règles de la CCM97 . par la suite , le nombre des boulons a été déterminé en fonction de cette disposition , puis modélisé sur tekla et vérifié conformément aux exigences de l'Eurocode 3. Annexe C

On prend $n= 14$ (boulons) **HR**

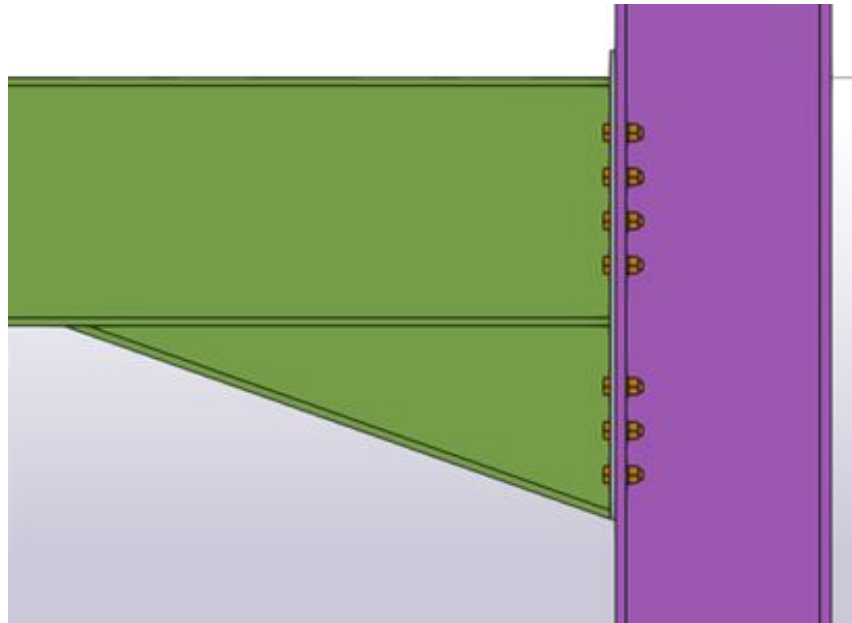


Figure VIII. 4: Schéma distribution des boulons et des jarrets.

Détermination des efforts dans les boulons

On a l'espacement des éléments d'attache :

$$e_1 = 100\text{mm}$$

$$P_2 = 80\text{mm}$$

$$e_2 = 110\text{mm}$$

$$P_1 = 150\text{mm}.$$

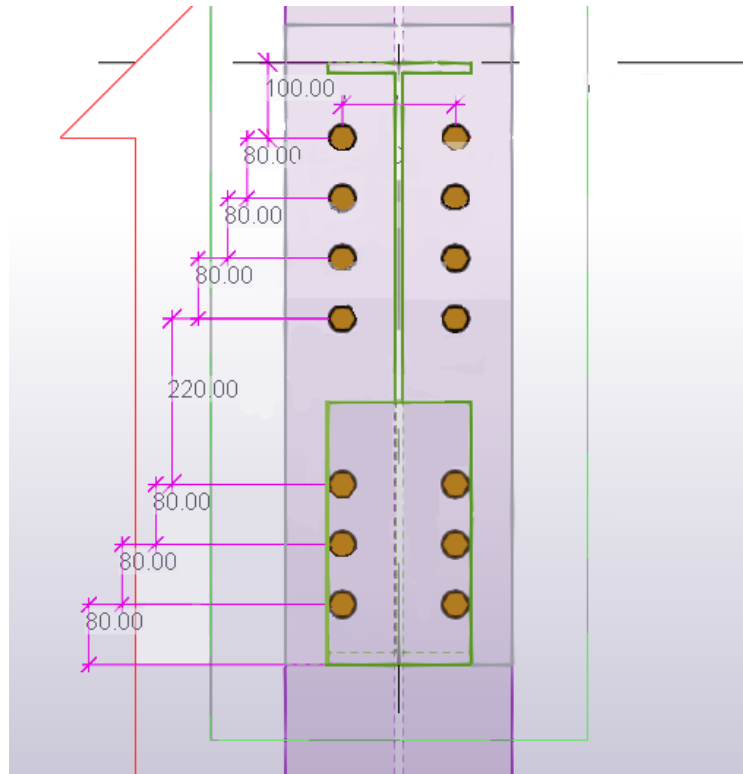


Figure VIII. 5: Disposition des boulons

Donc d'après la figure si dessus :

$$d_1 = 692,7 \text{ mm} \quad d_2 = 612,7 \text{ mm}$$

$$d_3 = 532,7 \text{ mm} \quad d_4 = 452,7 \text{ mm}$$

$$d_5 = 232,7 \text{ mm} \quad d_6 = 152,7 \text{ mm}$$

$$d_7 = 72,7 \text{ mm}$$

$$\rightarrow \sum d_i^2 = 1426693,03 \text{ mm}^2$$

Afin éviter le décollement des pièces, il faut que l'effort de traction appliqué par boulonne soit inférieur à l'effort de précontrainte, soit :

$$F_{tsd} = F_{m1} \leq F_{p.cd}$$

$$F_{mi} = \frac{M_{sd} \times d_i}{n_f \times \sum d_i^2}$$

- n_f : c'est le nombre des files $n_f = 2$

$$F_{m1} = 68,97 \text{ KN}$$

$$F_{m2} = 61,012 \text{ KN}$$

$$F_{m3} = 53,046 \text{ KN}$$

$$F_{m4} = 45,079 \text{ KN}$$

$$F_{m5} = 23,172 \text{ KN}$$

$$F_{m6} = 15,205 \text{ KN}$$

$$F_{m7} = 7,239 \text{ KN}$$

$$\circ F_{p.Cd} = 0.7 \times f_{ub} \times A_s$$

$$A_s \geq \frac{F_{m1}}{0.7 f_{ub}} \rightarrow A_s \geq \frac{68,97}{0.7 \times 1000}$$

$$A_s \geq 98,52 \text{ mm}^2$$

Le choix du boulon : HR de diamètre 20 alors on prend $A_s = 245 \text{ mm}^2$.

$$\text{Donc : } F_{p.Cd} = 0.7 \times f_{ub} \times A_s = 0.7 \times 1 \times 245 = 171.5 \text{ KN}$$

Il faut vérifier que :

$$F_{m1} \leq n F_p$$

$$F_p = 0,7 \times f_{ub} \times A_s$$

- F_p : L'effort de précontrainte autorisé dans les boulons
- f_{ub} : La contrainte de rupture du boulon, vaut 1000 MPa pour les boulons HR 10.9.
- A_s : L'aire de la section du boulon

$$F_{m1} = 68,97 \text{ KN} \leq n F_p = 2 \times 171.5 = 343 \text{ KN} \dots \dots \dots \textbf{condition vérifiée}$$

La résistance de l'assemblage :

$$F_{vsd} \leq F_{s,rd}$$

-L'effort tranchant par boulon :

$$V_{sd} = 136,72 \text{ KN.}$$

$$F_{v.sd} = \frac{V_{sd}}{n_b} = \frac{136,72}{14} = 9,76 \text{ KN.}$$

-La résistance au glissement F_{vrd}

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s \times n \times \mu \times (F_p - 0.8 F_{mi})}{\gamma_{ms}}$$

Avec :

K_s : Pour des trous avec tolérances nominales normales.

- μ Surfaces nettoyées par brassage métallique ou à la flamme avec enlèvement de la rouille.
- n Nombre d'interfaces de frottement.
- γ_{ms} Pour les résistances au glissement à L'ELU.
- F_p la résistance du boulon.
- $F_{p.cd} = 0.7 \times f_{ub} \times A_s = 0.7 \times 1 \times 245 = 171.5kN$

$$F_{mi} = \frac{M_{sd} \times d_i}{n_f \times \sum d_i^2}$$

$$F_{s.Rd} = \frac{1 \times 2 \times 0,3(171,5 - 0.8 \times 68,97)}{1.25} = 55,83kN$$

$$F_{vsd}=9,76kN \leq F_{s,Rd}=55,83kN \dots \dots \dots \textbf{condition vérifiée}$$

VIII.5 Présentation ROBOT

Le logiciel Autodesk ROBOT propose aux ingénieurs structures des fonctionnalités de simulation et d'analyse structurelle évoluées pour des structures vastes et complexes de la construction. Ce logiciel est un logiciel interactif basé sur la méthode des éléments finis. Il est utilisé dans les calculs scientifiques et les problèmes d'ingénierie parce qu'il permet de résoudre des problèmes numériques complexes en moins de temps requis par rapport les calculs manuelles courants, et ce grâce à une multitude de fonctions intégrées et à plusieurs options de calcul testés et regroupés selon usage dans ce logiciel.

VIII.6 Assemblage de contreventement 2UPN300

L'assemblage dans un contreventement en X désigne la zone de jonction entre deux barres diagonales qui se croisent au milieu d'une travée. Ce type d'assemblage est généralement réalisé à l'aide d'une plaque de gousset, servant de nœud rigide permettent de relier les deux diagonales de manière efficace. il joue un rôle fondamental dans la stabilité latérale de la structure, en assurant la transmission des efforts horizontaux (traction et compression) entre les deux branches du contreventement. La conception de cet assemblage doit garantir la résistance, la rigidité et la facilité de mise en œuvre, tout en tenant compte des efforts induits par les actions extérieures telles que le vent ou le vent ou les séismes.

- La note de calcul de ROBOT : (Annexe D)

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019 Calcul de l'assemblage au gousset NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	 Ratio 0,75
---	--	---

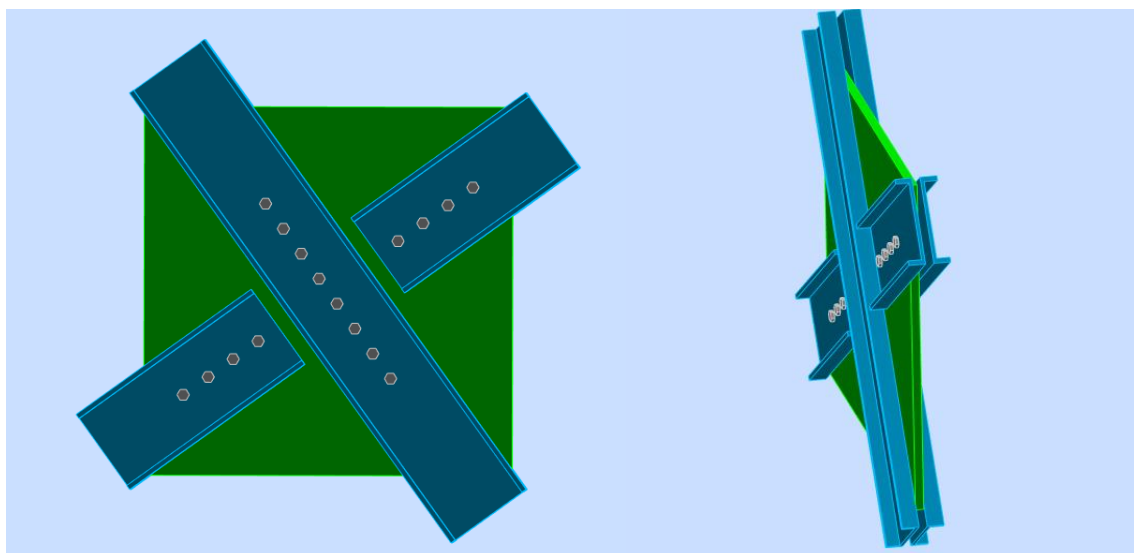
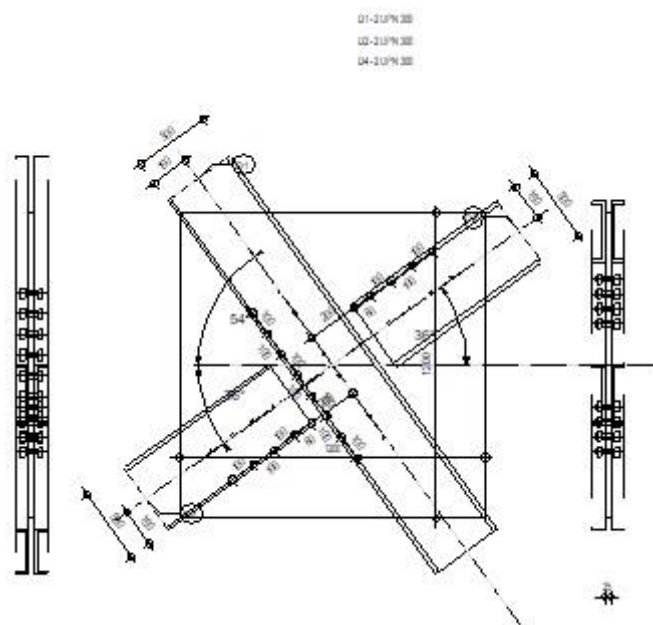


Figure VIII. 6: Résultat de vérification de contreventement 2UPN300

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,75

Tableau VIII. 2:Résumé de l'assemblage contreventement

Platine		
Longueur (mm)	Hauteur (mm)	Epaisseur (mm)
1200	1200	25
Boulons		
Diamètre du boulon	Nombre de colonnes	Nombre de lignes
M20/HR10.9	1	3

VIII.7 Assemblage de Poteau – contreventement

- La note de calcul de ROBOT : (Annexe E)



Chapitre IX-

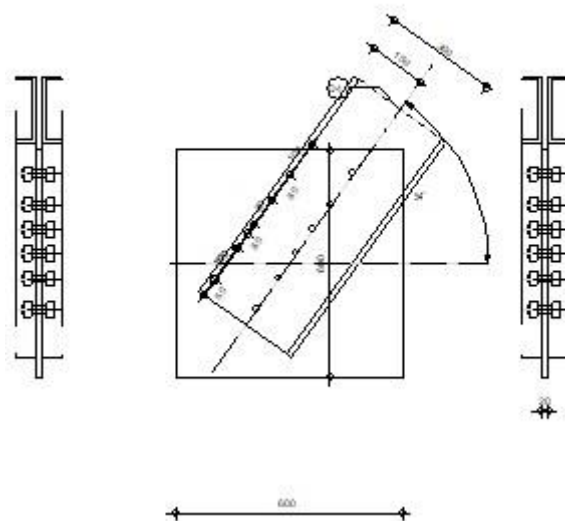
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

Calcul de l'assemblage au gousset

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009



Ratio
0,66



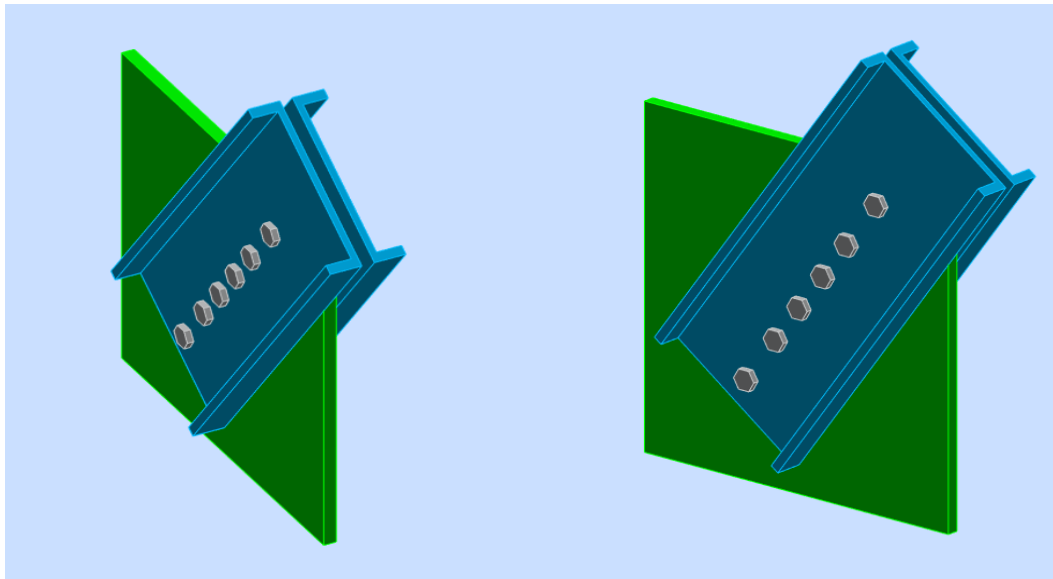


Figure VIII. 7: Résultat de vérification de contreventement 2UPN300

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,66

Tableau VIII. 3:Résumé de l'assemblage contreventement

Platine		
Longueur (mm)	Hauteur (mm)	Epaisseur (mm)
600	600	20
Boulons		
Diamètre du boulon	Nombre de colonnes	Nombre de lignes
M20/HR10.9	1	6

VIII.8 Assemblage pied de poteau HEA400

Les pieds de poteaux constituent la jonction entre l'ossature métallique et les fondations (ou l'infrastructure) en béton armé. Ils sont admis soit articulés, soit encastrés. Ces hypothèses sont rarement satisfaites de façon absolue. En effet, l'articulation n'est jamais parfaite à cause de la rigidité de la plaque de base et l'encastrement est en général élastique surtout à cause de la déformabilité du sol sur lequel repose la structure.

Les pieds de poteaux assurent la transmission des efforts de compression de toute la superstructure aux fondations grâce à.

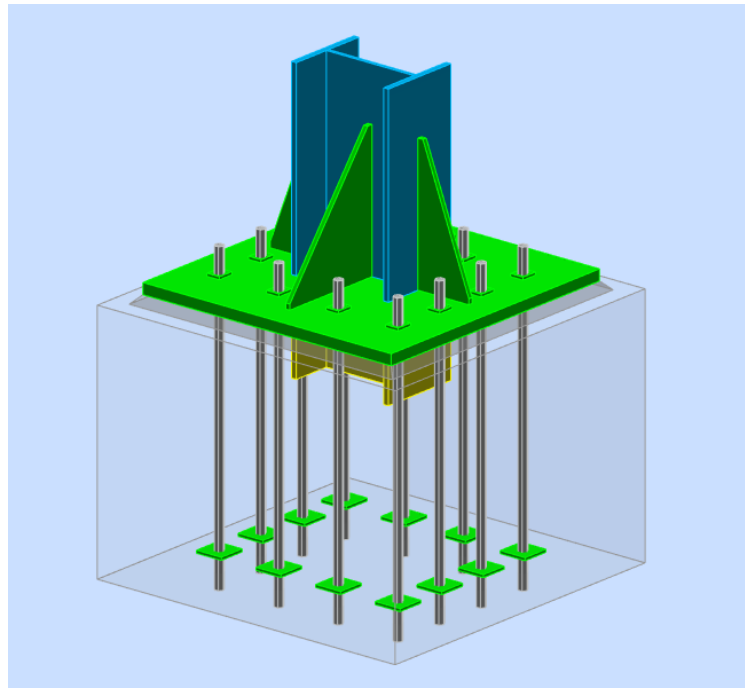


Figure VIII. 8: Vue d'assemblage pied de poteau HEA400.

- **La plaque d'assise**

Une plaque représente une platine soudée en bout du poteau dont le rôle est de répartir la compression amenée par le poteau sur le béton.

- **Des tiges d'ancrage**

Ces tiges reprennent les efforts de soulèvement amenés par le poteau.

Afin d'étudier l'effet des efforts sur l'assemblage du pied de poteau, trois cas de chargement ont été considérés :

- **Cas 1 :** effort axial maximal $F_{z,max}$
- **Cas 2 :** moment fléchissant maximal autour de l'axe z $M_{z,max}$
- **Cas 3 :** moment fléchissant maximal autour de l'axe y $M_{y,max}$

Pour chaque cas, les situations de traction et de compression ont été analysées, avec le calcul du moment M_y et du taux d'utilisation (Ratio) correspondant. Après comparaison des résultats obtenus, nous avons constaté que la valeur maximale du ratio est de 0,98 correspondant au cas de traction dans le cas 1 ($F_{z,max}$). Par conséquent, ce cas a été retenu comme le cas le plus défavorable, et il a servi de base pour le calcul et la vérification de l'assemblage du pied de poteau.

Tableau VIII. 4: Efforts internes des poteaux à la base

Cas 1 : $F_{z \max}$	F_z (KN)	M_y (KN.m)	Ratio(KN.m)
Traction	-2459,66	-11,79	0,98
Compression	3127,60	44,46	0,75
Cas 2 : $M_{z \max}$	F_z	M_z	Ratio
Traction	-1370,89	-67,17	0,91
Compression	19,67	78,92	0,21
Cas 3 : $M_{y \max}$	F_z	M_y	Ratio
Traction	-29,12	-167,06	0,51
Compression	1640,44	165,51	0,74

- La note de calcul de ROBOT : (Annex F)



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

Calcul du Pied de Poteau encastré

Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009

OK

Ratio
0,98

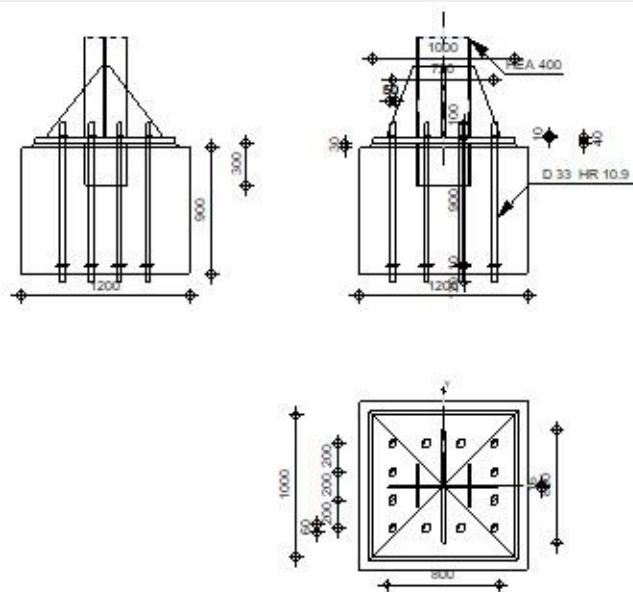


Figure VIII. 9: Résultat de vérification de Poteau HEA400

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,98

Tableau VIII. 5:Résumé de l'assemblage pied de poteau

Raidisseur		
Longueur (mm)	Largeur (mm)	Epaisseur (mm)
800	800	16
Platine		
Longueur (mm)	Largeur (mm)	Epaisseur (mm)
1000	1000	40
Boulons		
Diamètre du boulon	Nombre de colonnes	Nombre de lignes
M33/HR10.9	4	4

Chapitre IX : Etude du comportement des système de contreventement

IX.1 Etude de flambement des contreventements

IX.1.1 Introduction

Dans ce chapitre, une étude locale du comportement des contreventement constitué par 2UPN est établi, dans le but de déterminer l'efficacité des positions des entretoises et leurs nombres par une méthode numérique, tout en examinant le comportement de l'ensemble des deux sections à chaque proposition des entretoises, et si la section des deux UPN travail indépendamment ou en commun (inertie équivalent des deux sections).

Le type d'analyse utilisé est l'analyse de flambement globale (Buckling analysis), ce type d'analyse est efficace en ce qui concerne le comportement global de la structure ou local des éléments, pour vérifier qu'elle est l'élément le plus faible à céder aux charges de flambement -précédemment pris dans l'analyse- dans un mode de flambement globale donné.

IX.2 Méthode et référence réglementaire

L'analyse de flambement globale est une exigence réglementaire, ayant pour objet, de déterminer le mode de flambement globale de la structure qui peut être critique pour sa capacité linéaire envers le flambement globale (c.à.d il faut déterminer la charge critique de la structure V_{cr} ou F_{cr} , et la comparer avec la charge de calcul V_{sd} ou F_{ed} , tout en respectant la formule $\alpha_{cr} = \frac{V_{cr}}{V_{sd}} \geq 10$, où V ou F critique doit dépasser 10 fois V_{sd} ou F_{ed} de calcul pour qu'on puisse vérifier les élément de la structure comme étant elles travaillent en mode de flambement à nœud fixe, donc pas de prise des effets de second ordre.

Donc, si $\alpha_{cr} > 10$ on se contente de faire les vérifications dans le domaine élastique (éviter l'utilisation des paramètre plastiques des profilés) et si $\alpha_{cr} > 15$ donc on peut utiliser tous les paramètres plastique des profilés pour une optimisation des résultats.

Si $\alpha_{cr} < 10$, donc il faut passer à l'analyse P-delta en introduisant les effets de seconds ordre (analyse non linéaire).

IX.2.1 Application réglementaire

L'article 5.2.1 de l'EN 1993-1—stipule ce qui suit :

(3) l'analyse de structure au premier ordre peut être utilisée si les déformations ont une incidence négligeable sur l'augmentation de la sollicitation concernée ou sur le comportement structural en générale.

Cette condition peut être supposée remplie si le critère suivant est satisfait :

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 10 \quad \text{Pour l'analyse élastique} \quad (5.1)$$

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 15 \quad \text{Pour l'analyse plastique}$$

Ou α_{cr} est le coefficient par lequel la charge de calcul devrait être multipliée pour provoquer l'instabilité élastique dans un mode globale

F_{Ed} : est la charge de calcul exercée sur la structure

F_{cr} : est la charge de flambement critique élastique pour l'instabilité dans un mode globale,

Calculé avec les rigidités élastiques initiales

Et le CCM97 stipule ce qui suit :

Classification en ossatures souples ou ossatures rigides (5.2.5.2) :

- (1) Une ossature peut être classée comme ossature rigide si sa réponse aux charges horizontales dans le plan est suffisamment rigide pour que l'on puisse, avec une prise en compte des déplacements horizontaux de ses nœuds.
- (2) Toute autre ossature doit être classée comme ossature souple et les effets des déplacements horizontaux de ses nœuds doivent être pris en compte dans son calcul (voir 5.2 .1)
- (3) Une ossature peut être classée comme ossature rigide, pour un cas de charge donne, si le rapport de charges V_{sd}/V_{cr} pour ce cas de charge, satisfait au critère :

$$V_{sd}/V_{cr} < 1 \dots\dots\dots (5 .5)$$

Ou V_{sd} = valeur de calcul de la charge verticale totale

V_{cr} = Valeur critique élastique de la charge verticale totale pour l'instabilité suivant le mode a nœuds déplaçables

La charge V_{cr} est, en générale, calculée sous son aspect de charge de bifurcation d'équilibre, c'est-a- dire sans les charges horizontales et sur la géométrie initiale de la structure (sans imperfection). Lorsqu'on utilise des assemblages semi rigides, on doit retenir, pour le calcul de V_{cr} la valeur initiale de la rigidité en rotation de ces assemblages. La clause 5 .2.6.2 (6) donne, dans le cas d'ossatures de bâtiments a

étages, une méthode approximative permettent de calculer V_{sd}/V_{cr} à partir des résultats d'une analyse globale élastique au premier ordre.

IX.3 Aspect mathématique de l'analyse de flambement globale

L'analyse globale de flambement est un problème mathématique avec une formulation différentielle, ayant pour objet la détermination des vecteurs / valeurs propres, sur la base de ces derniers, la méthode donne les forces critique de flambement avec leurs formes de mode de flambement correspondantes. Ce type d'analyse est disponible dans ETABS et SAP2000.

La formule globale étant égale à :

$$[K_m + \lambda K_g] \cdot \{v\} = 0$$

D'où :

K_m : Matrice rigidité.

K_g : Matrice géométrique.

λ : charge de flambement critique.

v : Valeurs de α_{cr}

L'analyse des formes de flambement locaux est cruciale pour cette étude, car la déformé (mode shape) des contreventements ne peut en aucun cas constituer un mode de flambement globale pour un α_{cr} correspondant, par ailleurs, les modes de flambement locaux donnent une impression sur la stabilité des éléments tel que les systèmes de stabilité en V, l'étude va se concentrer sur un système de contreventement.

IX.4 Modélisation numérique

En utilisant SAP2000, le chargement du flambement critique est considéré à l'ELS (comme l'indique le chapitre 5 du DTR couvrant cette méthode), donc le chargement de flambement critique a été effectué à l'ELS avec prise en compte des effets des charges horizontales U_x et U_y .

Le nombre de modes pris en charge égale à 12 pour passer tous les modes locaux susceptibles de se former, et atteindre le premier mode global.

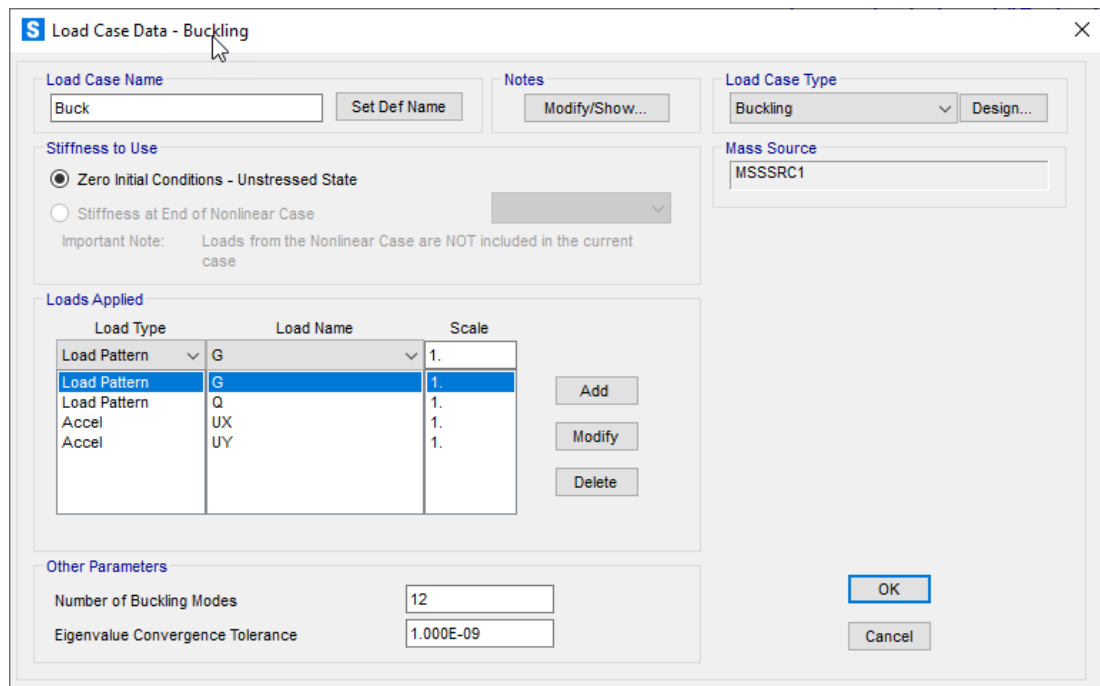


Figure IX. 1: Les chargements appliqués pour le flambement.

N.B :

Pour notre cas, on va utiliser la matrice M qui correspond à l'ELS avec l'excitation horizontale dans les deux sens pour remplacer les imperfections des ossatures.

IX.4.1 Méthodologie

Pour modéliser les contreventements sans section mixte, on va utiliser des techniques valables sur le logiciel SAP2000, tout en respectant la disposition exacte des deux profilés UPN connectés dans un seul nœud au niveau de la connexion poutre/poteau.

L'option « contrainte » dans le programme SAP2000 aide à détacher le nœud assemblant l'élément poutre/poteau/contreventement et en même temps, les joindre avec des conditions de transfert de rigidité ou d'effort bien défini.

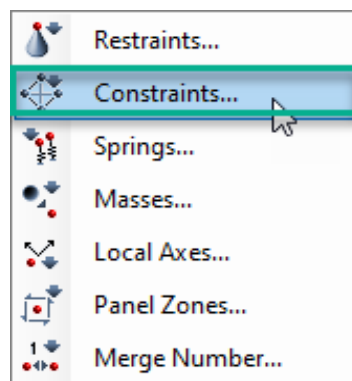


Figure IX. 2: Accès à la définition des contraintes neurales.

IX.4.2 Définition

Une constraint se compose d'un ensemble d'au moins deux liaisons constraint. Les déplacements de chaque paire d'articulations dans la constraint sont liés par des équations de contrainte. Les types de comportement qui peuvent être imposés par des constraint sont les suivants :

- Comportement de corps rigide, dans lequel les articulations contraintes se déplacent et tournent ensemble comme si reliés par des liens rigides. Les types de comportement rigide qui peuvent être modélisés sont les suivants :

- Rigid Body : entièrement rigide pour toutes les degrés de liberté.
- Diaphragme rigide : rigide pour le comportement de la membrane dans un plan.
- Rigid Plate : rigide pour le pliage de plaques dans un plan.
- Rigid Rod : rigide pour l'extension le long d'un axe.
- Rigid Beam : rigide pour la flexion de la poutre sur un axe.
 - Equal, dans lequel les translations et les rotations sont égales au niveau articulations contraintes.
 - Conditions de symétrie et d'anti-symétrie.

pour notre cas, l'option Equal est utilisé.

IX.4.3 Equal Constraint

Equal Constraint , provoque le déplacement de toutes ses articulations avec les mêmes déplacements pour chaque degré de liberté sélectionné, pris dans le système de coordonnées locales dunœud. Les autres degrés de liberté ne sont pas affectés.

L'option Equal diffère des types Rigid body en ce qu'il n'y a pas de couplageentre les rotations et les translations.

Cette option peut être utilisée pour connecter partiellement différentes parties du modèle structurel, telles que les joints de dilatation et les rotules.

La fonction Equal, a été utilisée pour chaque ensemble de nœud de l'assemblage des contreventements avec le portique comme illustré ci-après, et ce, dans le but de simuler chaque barre de contreventement à la réalité :

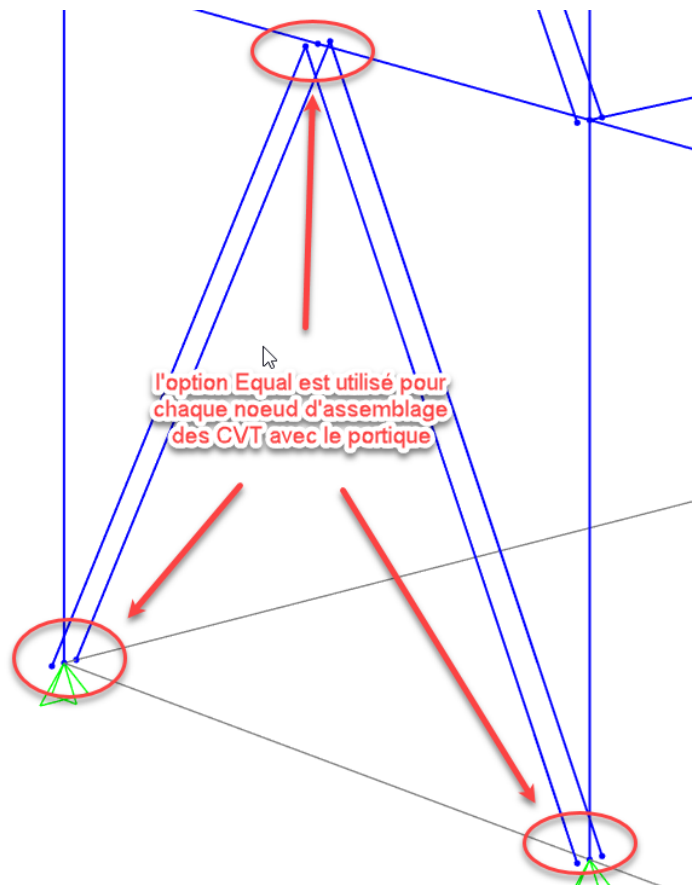


Figure IX. 3: Schéma explicatif.

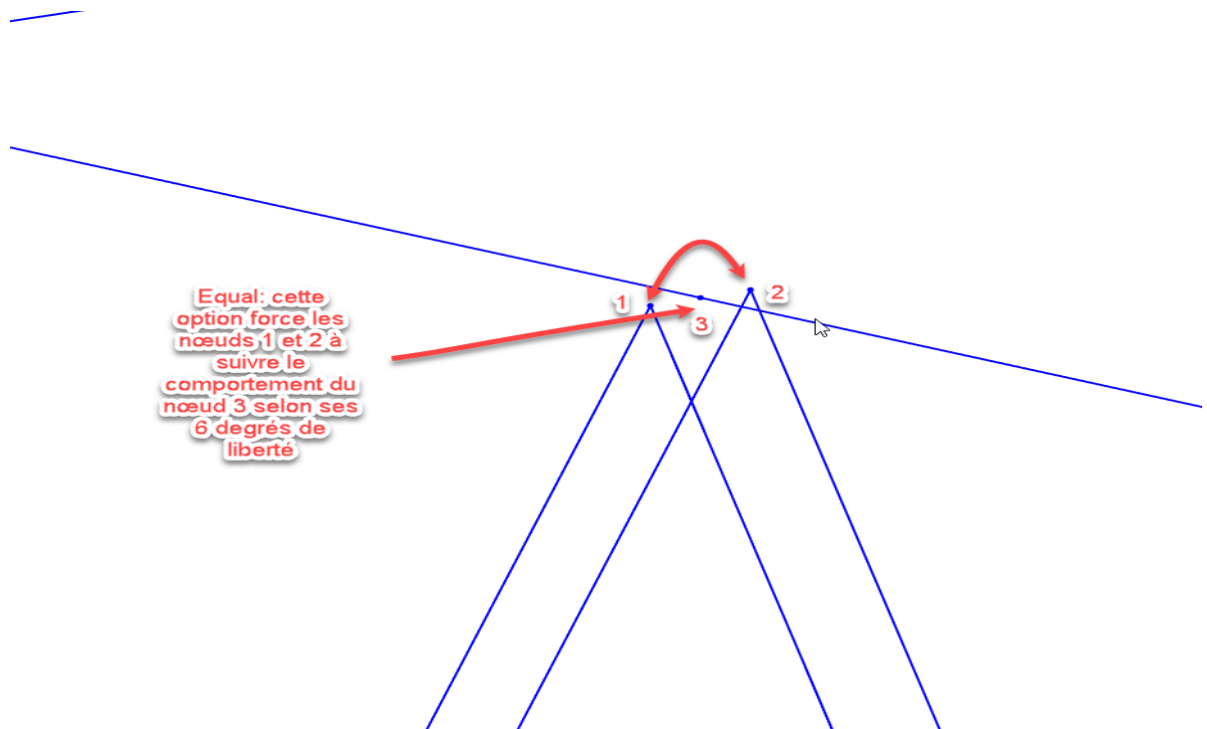


Figure IX. 4: Position d'entretoise dans un contreventement.

IX.4.4 Analyse de flambement globale

Après avoir présenté la définition théorique de l'analyse de flambement globale et ses objectifs, nous allons l'utiliser pour déterminer à quelle mode de flambement nous allons obtenir un flambement global, tout en dépassant les modes de flambement locaux, tous mode de flambement local signifie que l'élément de la structure n'a pas atteint la rigidité adéquate pour participer dans le mode global, donc, notre objectif est d'ajouter autant que possible les éléments de l'entretoise pour assurer cette rigidité.

Une entretoise est un élément de liaison généralement disposé de manière transversale ou diagonale, qui permet de réduire la longueur de flambement des barres, d'améliorer leur stabilité et de limiter les déformations latérales.

- Exemple n°1 (sans entretoise) :

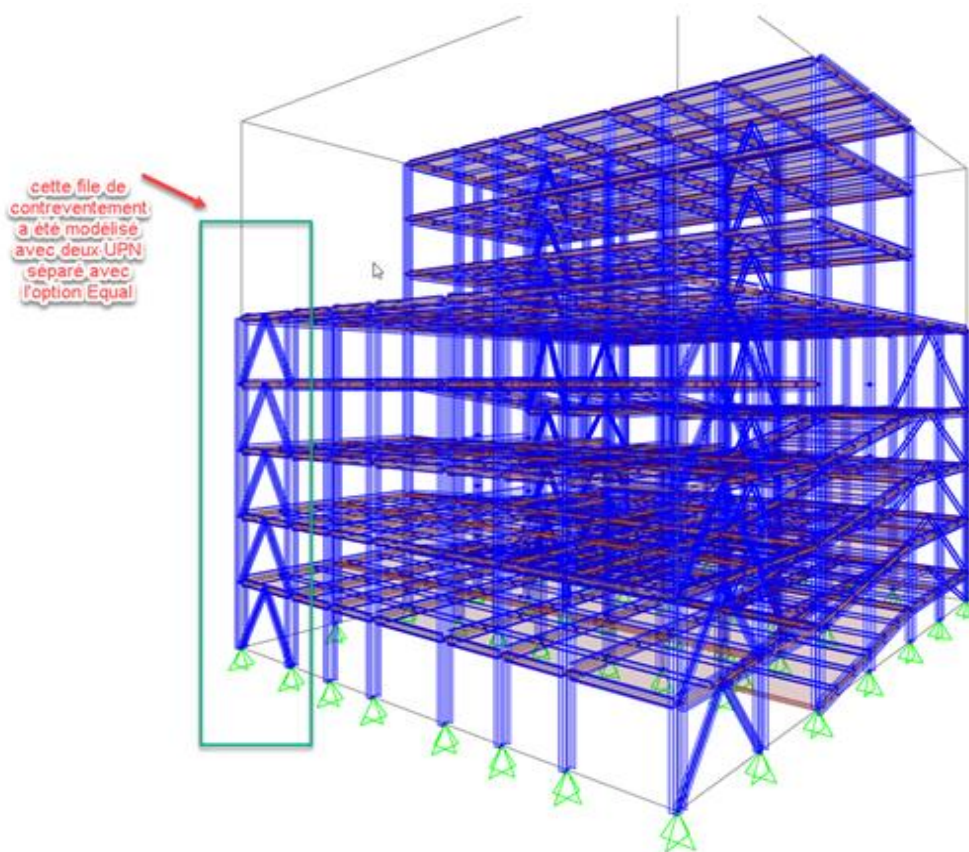


Figure IX. 5: 1^{er} Mode de flambement sans entretoise.

Comme illustré ci-avant, la file encadrée en verre a été modélisé en utilisant 2UPN séparé sans entretoise, les autres files ont été modélisées par l'option de la section 2UPN mixte avec caractéristique géométrique d'une section composée.

Après lancement de l'analyse de flambement globale on les résultats suivants :

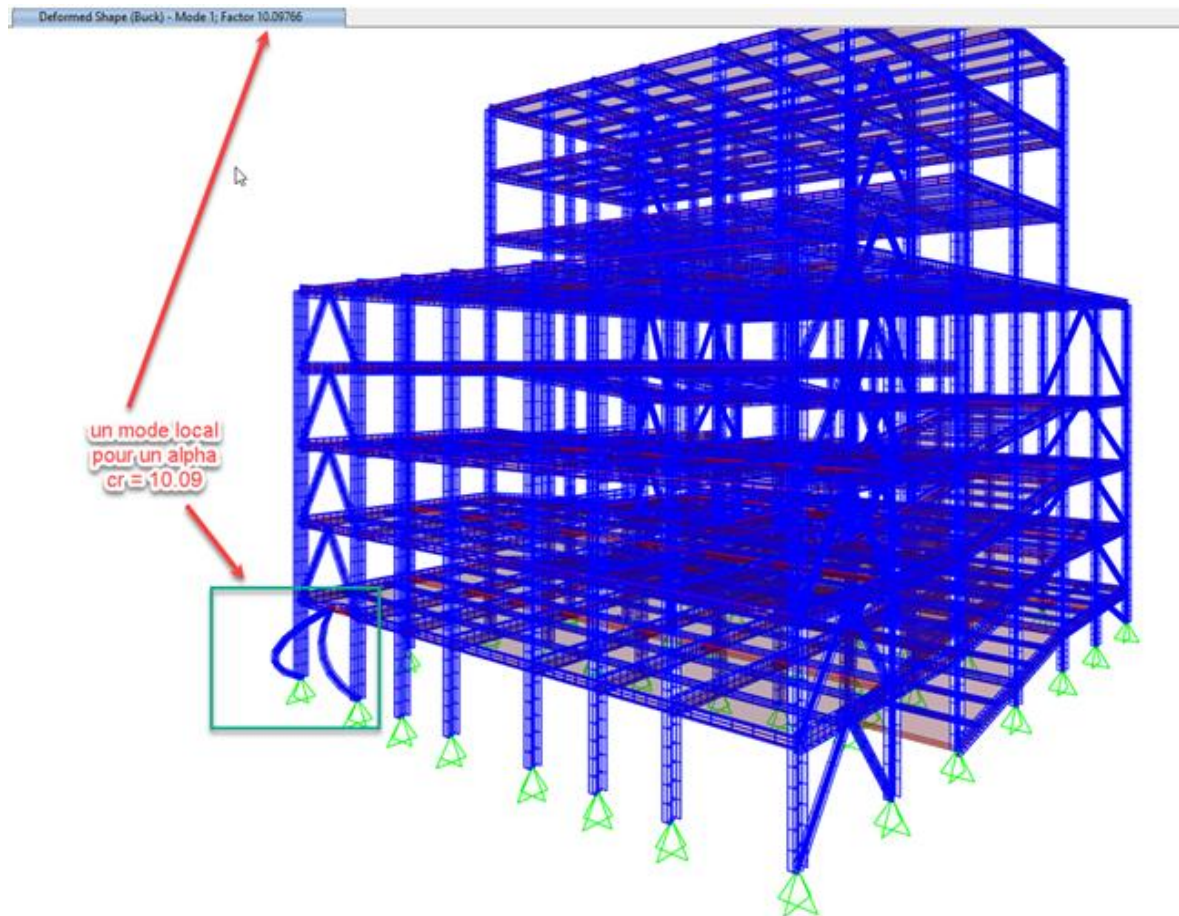


Figure IX. 6: 1^{er} Mode de flambement sans entretoise.

-Interprétation :

Pour le 1^{er} mode, le mode de flambement est caractérisé comme mode local (mode local des éléments structuraux), $\alpha_{cr} = 10.09$, cette valeur n'est pas significative puisque le mode de flambement n'est pas global, donc la section utilisée sans entretoise peut présenter un comportement indépendant des deux profilé UPN, donc la section ne peut être considérer comme section composé en matière de caractéristique géométrique.

- **Exemple n°2 (avec une entretoise) :**

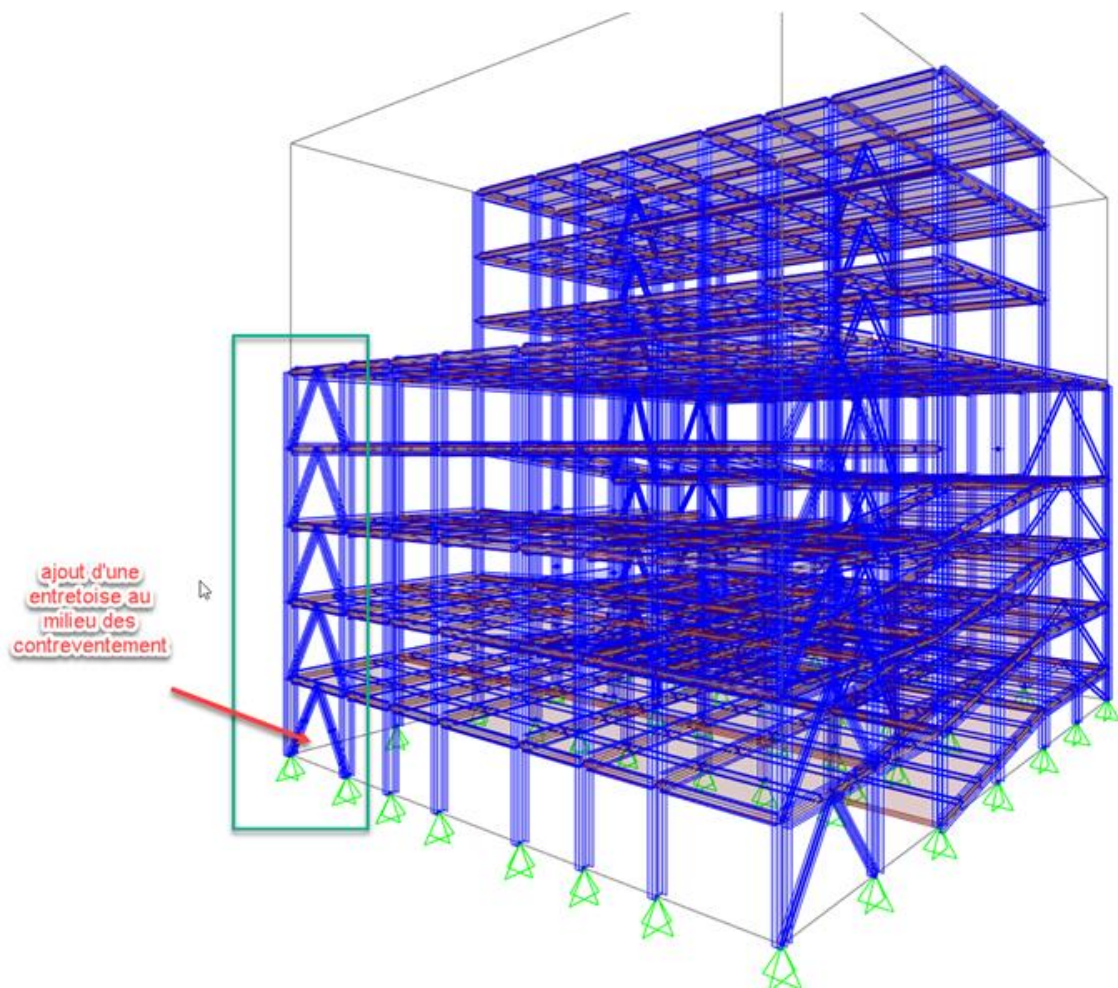


Figure IX. 7: 1^{er} Mode de flambement avec une entretoise.

Comme illustré ci-avant, la file encadrée en verre a été modélisé en utilisant 2UPN séparé en ajoutant une entretoise au milieu des contreventements, les autres files ont été modélisées par l'option de la section 2UPN mixte avec caractéristique géométrique d'une section composée.

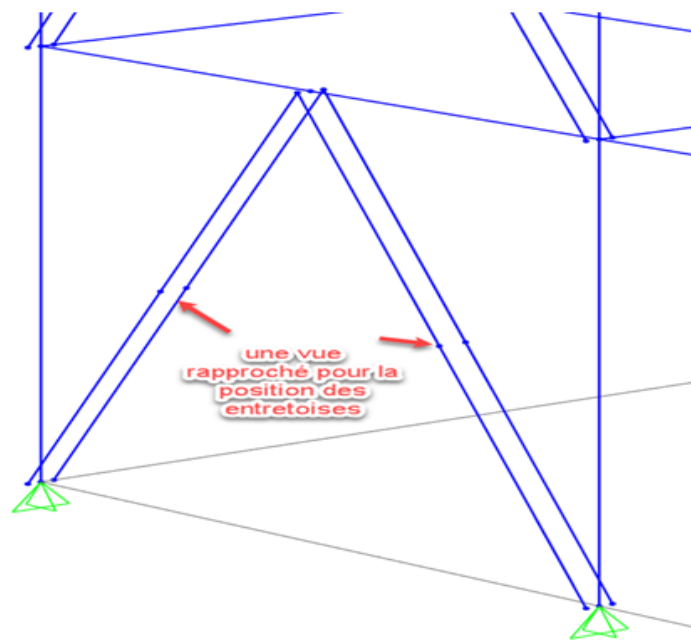


Figure IX. 8: Position d'entretoise dans un contreventement.

Après lancement de l'analyse de flambement globale on les résultats suivants :

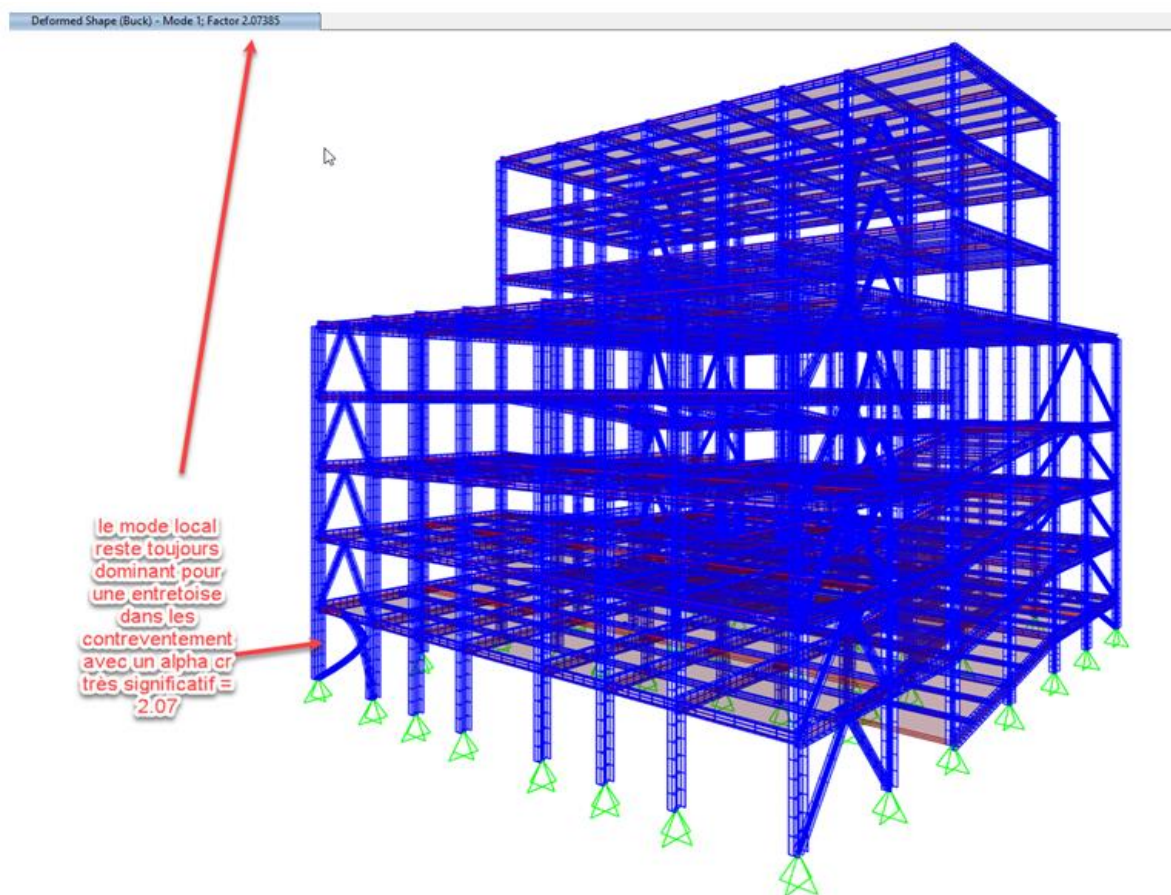


Figure IX. 9: 1^{er} Mode de flambement avec une entretoise.

-Interprétation :

Pour le 1^{er} mode, le mode de flambement est caractérisé comme mode local (mode local des éléments structuraux), $\alpha_{cr} = 2.07$, cette valeur est très significative pour un mode local, donc la section utilisée avec un seul entretoise peut présenter un comportement indépendant des deux profilé UPN, donc la section ne peut être considérer comme section composé en matière de caractéristique géométrique.

- **Exemple n°3 (avec deux entretoises) :**

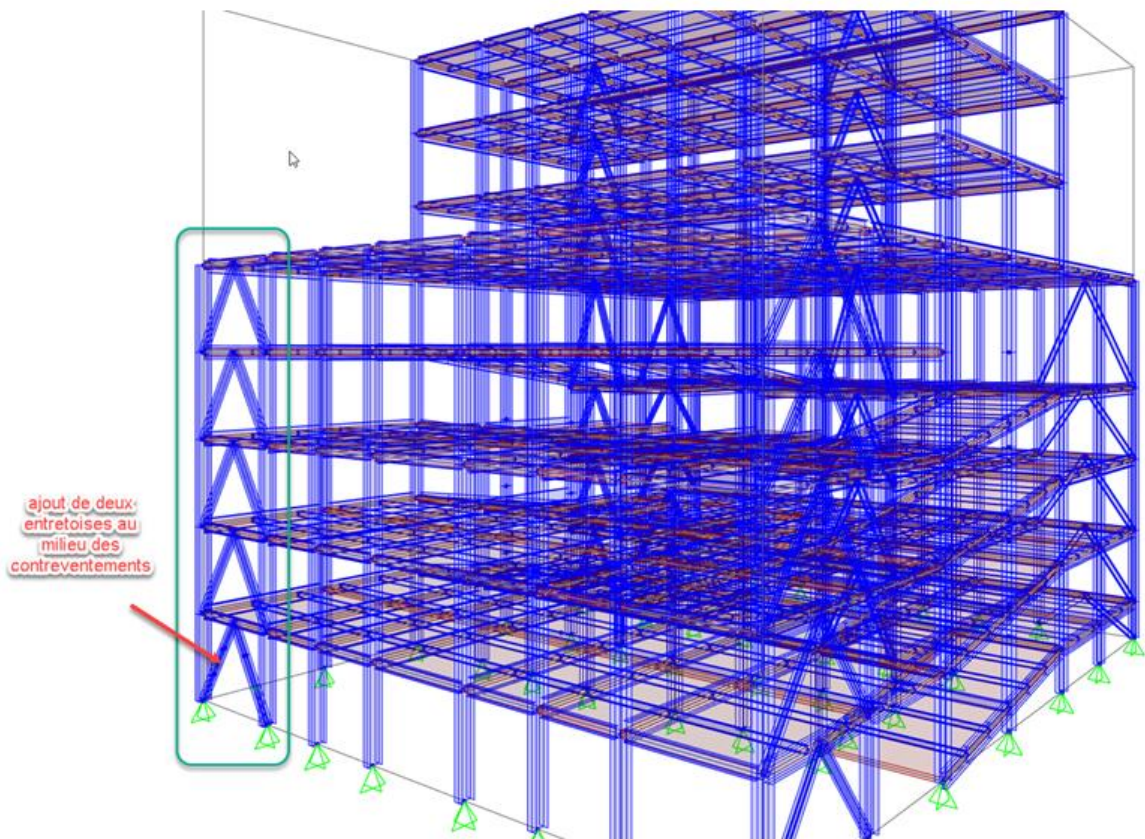


Figure IX. 10: 1^{er} Mode de flambement avec deux entretoises.

Comme illustré ci-avant, la file encadrée en verre a été modélisé en utilisant 2UPN séparé en ajoutant deux entretoises au milieu des contreventements pour cette exemple, les autres files ont été modélisé par l'option des section 2UPN mixte avec caractéristique géométrique d'une section composée.

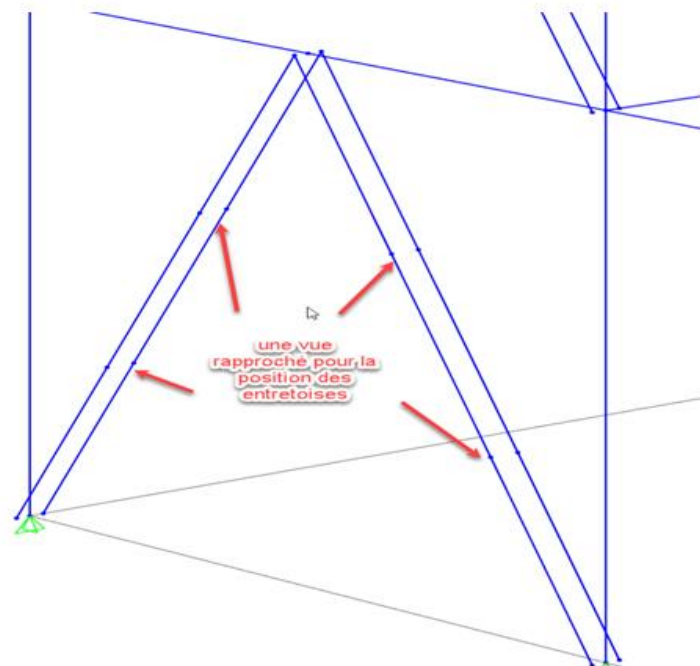


Figure IX. 11: Position d'entretoise dans un contreventement.

Après lancement de l'analyse de flambement globale on les résultats suivants :

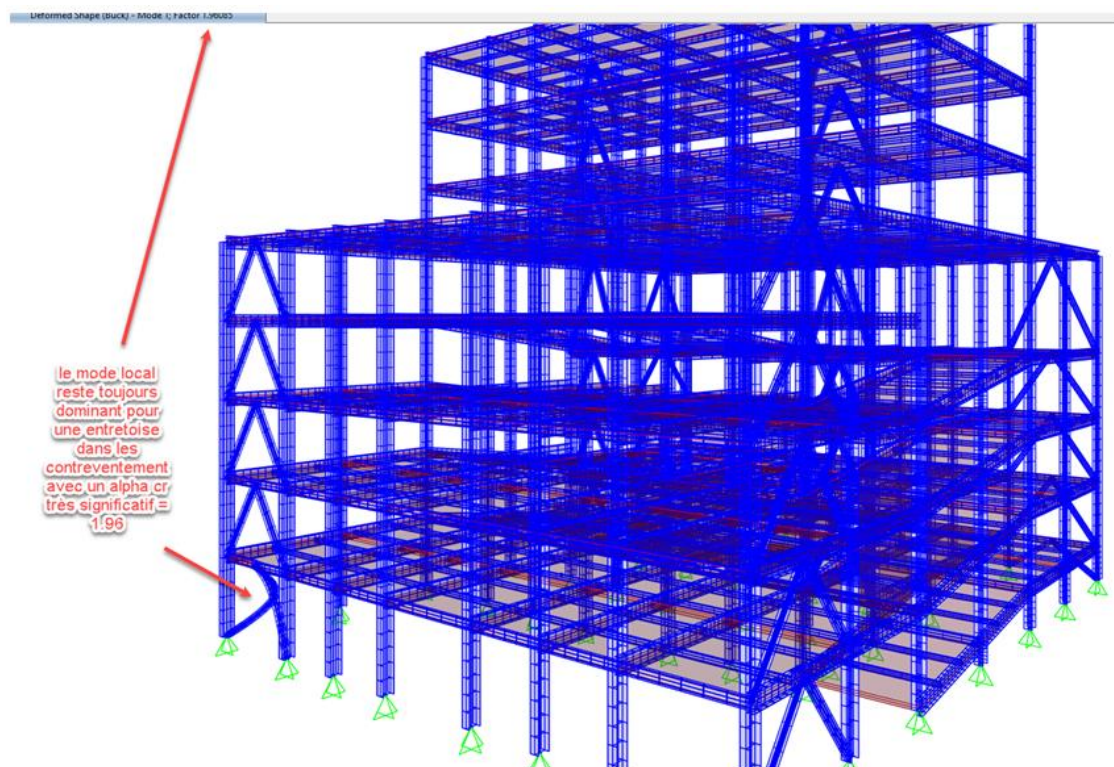


Figure IX. 12: 1^{er} Mode de flambement avec deux entretoises.

-Interprétation :

Pour le 1^{er} mode, le mode de flambement est caractérisé comme mode local (mode local des éléments structuraux), $\alpha_{cr} = 1.96$, cette valeur est très significative pour un mode local, donc la section utilisée avec deux entretoises peut présenter un comportement indépendant des deux profilé UPN, donc la section ne peut être considérer comme section composé en matière de caractéristique géométrique

- **Exemple n°4 (avec trois entretoises) :**

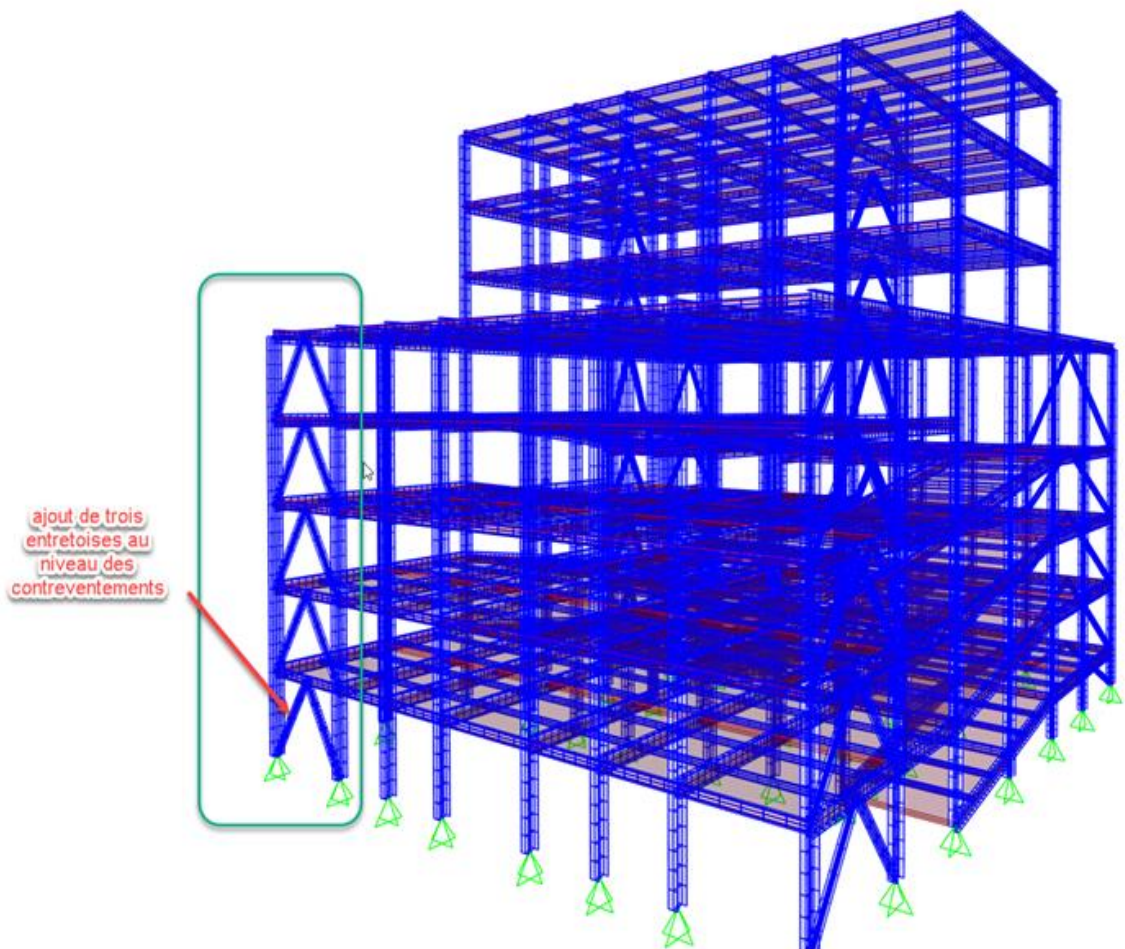


Figure IX. 13: 1^{er} Mode de flambement avec trois entretoises.

Comme illustré ci-avant, la file encadrée en verre a été modélisé en utilisant 2UPN séparé en ajoutant trois entretoises au niveau des contreventements pour cette exemple, les autres files ont été modélisé par l'option des section 2UPN mixte avec caractéristique géométrique d'une section composée.

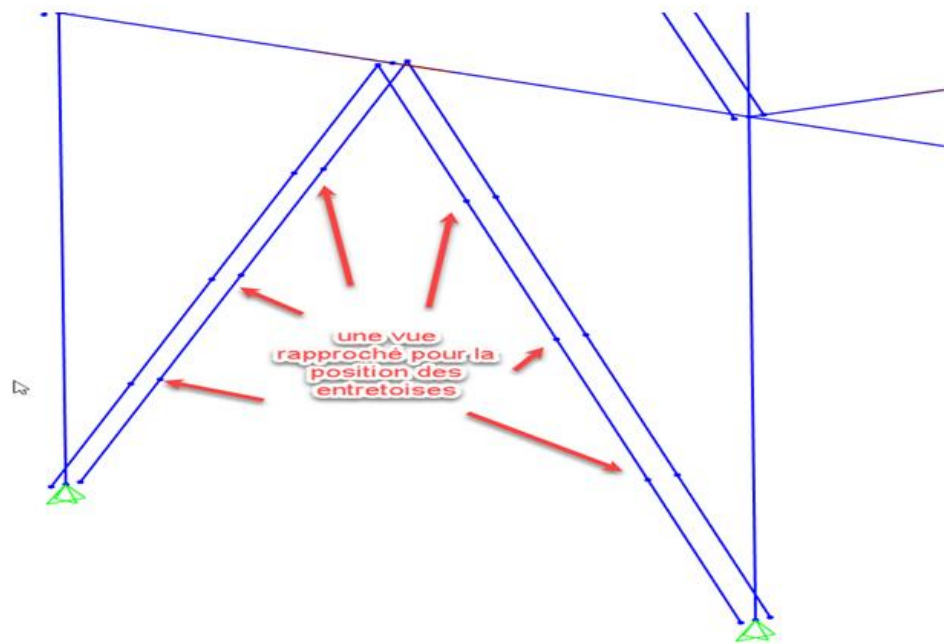


Figure IX. 14: Position d'entretoise dans un contreventement.

Après lancement de l'analyse de flambement globale on les résultats suivants :

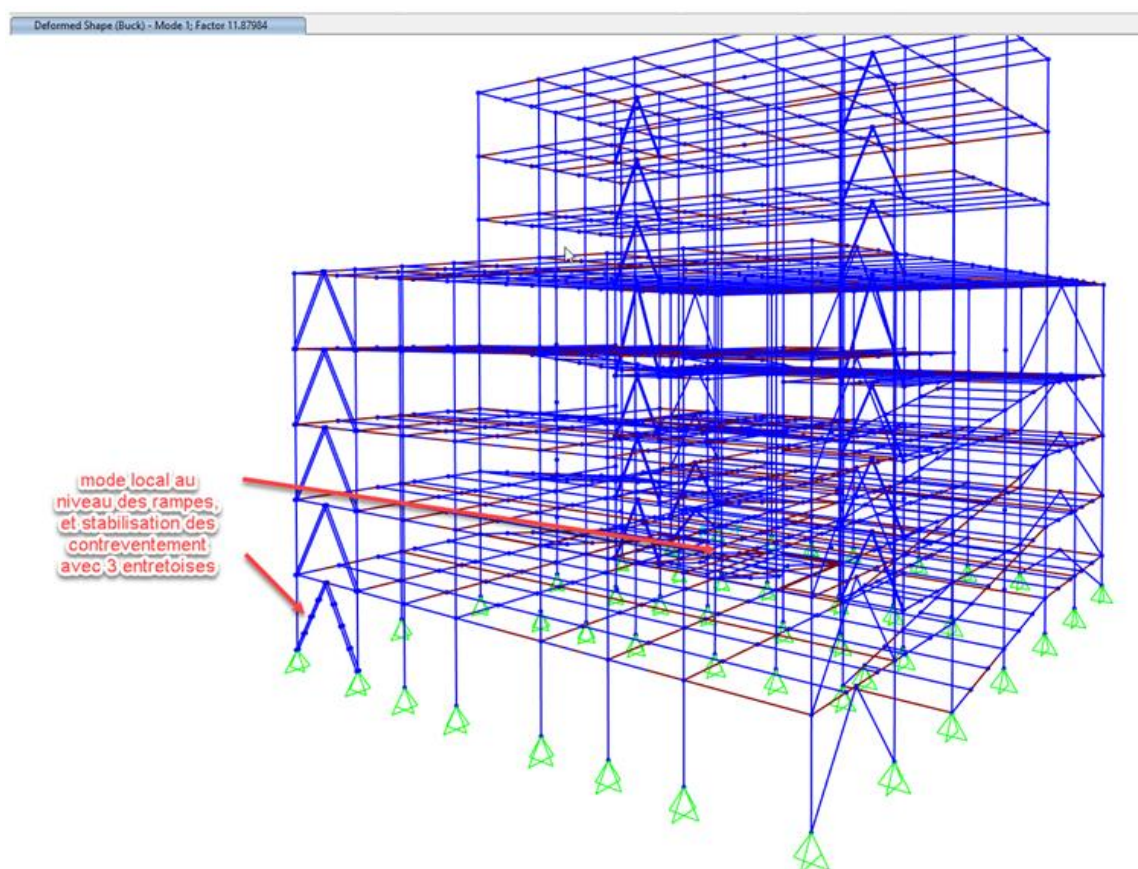


Figure IX. 15: 1^{er} Mode de flambement avec trois entretoises.

-Interprétation :

Pour le 1^{er} mode de cet exemple, le mode de flambement est caractérisé comme mode plus au moins local puisqu'une partie de la structure est en flambement (la rampe), $\alpha_{cr} = 11.87$, cette valeur est significative pour un mode global, donc la section utilisée avec trois entretoises peut présenter un comportement mixte des deux profilé UPN, donc la section est considérée comme section composé en matière de caractéristique géométrique.

En vérifiant les charges revenant dans chaque barre on obtient :

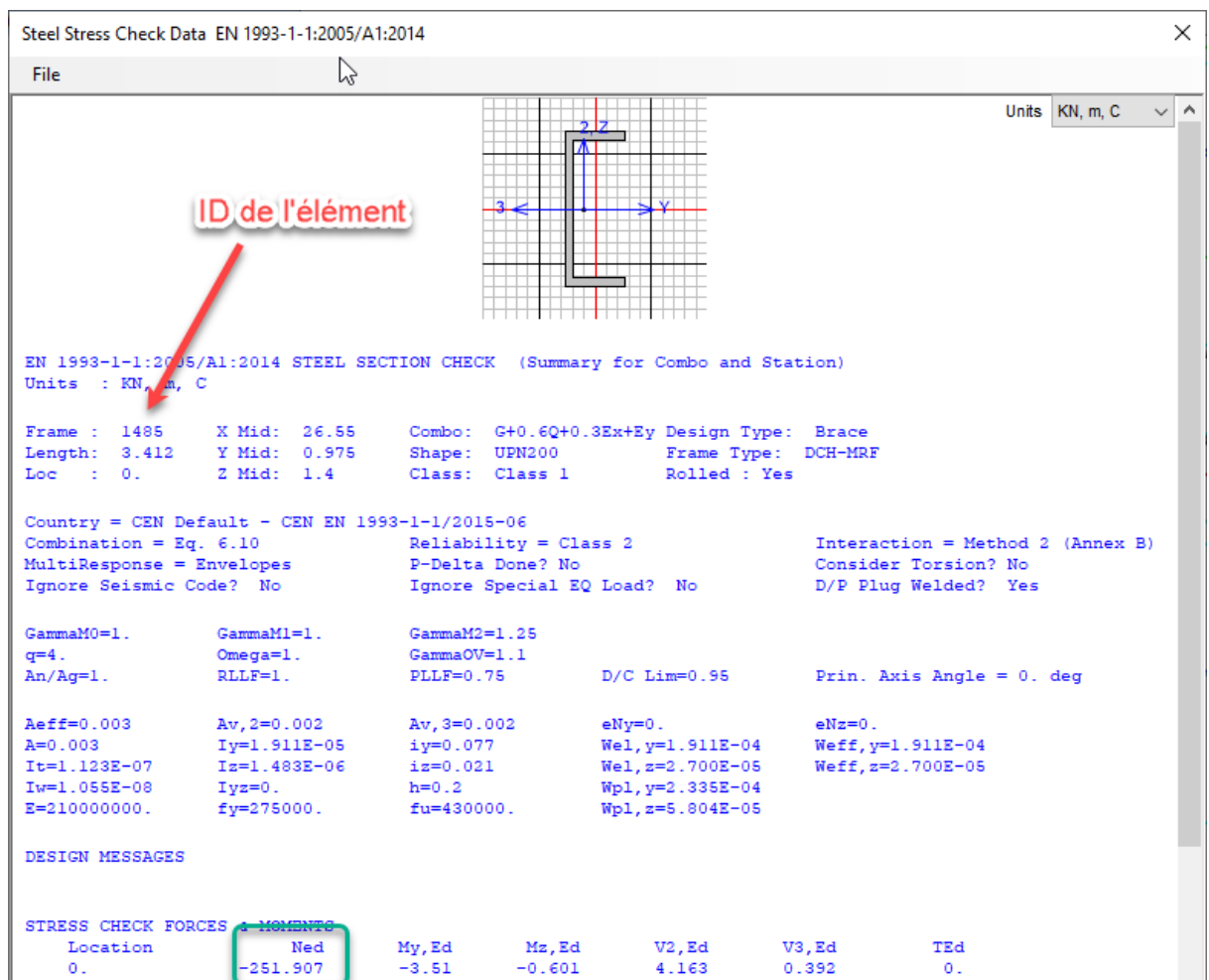


Figure IX. 16: Résultats pour la barre UPN à gauche.

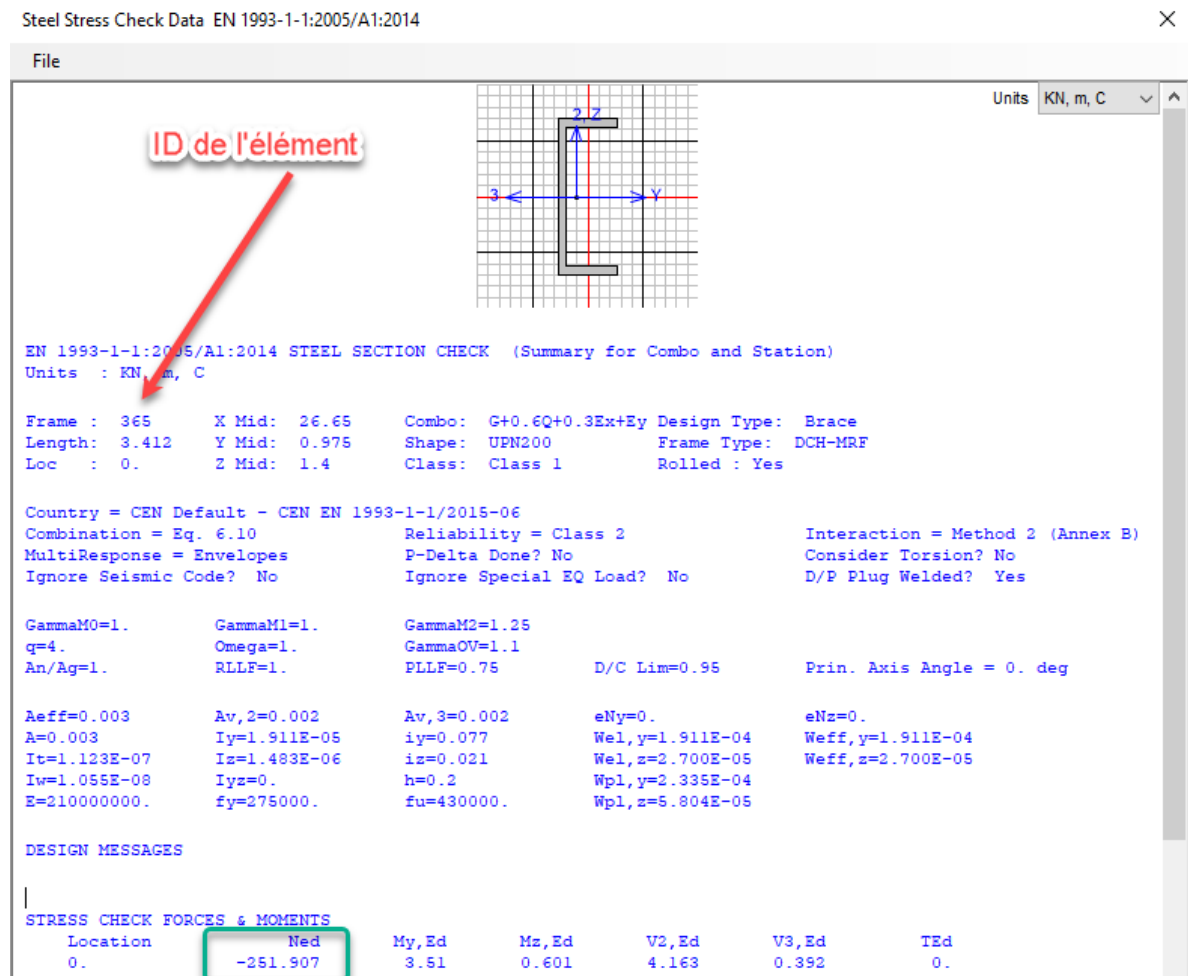


Figure IX. 17: Résultats pour la barre UPN à gauche.

Donc le N_{ed} est similaire dans les deux barres, donc la charge revenant au système de contreventement est distribuée équitablement dans les deux barres.

IX 5 Conclusion

De ce qui précède, nous avons pu à « certaine limite », justifier numériquement, l'importance de l'emplacement ainsi que le nombre nécessaire des entretoises pour les 2UPN peut travailler comme section composée à caractéristique géométrique équivalente.

Mais il faut préciser, que cette étude a été effectuée sur la base d'une approche linéaire, élastique, qui ne peut en aucun cas prendre en charge les imperfections des assemblages, ainsi que l'hypothèse de contact entre les barres UPN dos à dos, cette hypothèse ne peut être effectuée que si on applique les théories de contact non-linéaire, tel que la théorie appelé « pure penalty » ou « Lagrange » ainsi que celle la plus développée « augmented Lagrange ».

Aussi, il faut mentionner que même l'analyse de flambement globale (buckling analysis) a été effectuée sur la base de l'approche linéaire, le non-linéaire buckling analysis n'est pas disponible dans les logiciels de calcul courant, mais son avantage est de prendre en charge les effets de frottement non-linéaire entre les barres UPN ainsi que les grandes déformations dues au flambement.

Conclusion générale

Ce projet de fin d'études a porté sur la conception et la vérification d'un bâtiment de type parking à ossature métallique, incluant un bloc administratif. Il a représenté pour nous une étape essentielle dans notre formation d'ingénieurs en génie civil, en nous permettant de concrétiser les connaissances acquises durant notre cursus universitaire.

A travers ce travail, nous avons mis en pratique des compétences variées, allant de la modélisation et le dimensionnement jusqu'à l'analyse dynamique et l'optimisation technique. L'utilisation professionnels comme **ETABS**, **SAP2000** et **AutoCAD**, combinée à l'application rigoureuse des normes telles que le **RPA2024**, les **Eurocodes** et le **D.T.R**, a constitué le socle de notre démarche.

Cette étude nous a permis de conclure :

- Le pré dimensionnement constitue une étape cruciale qui influence la stabilité globale de la structure et facilite l'analyse dynamique.
- Une bonne maîtrise des logiciels est indispensable pour obtenir des résultats fiables et proches de la réalité.
- L'analyse dynamique joue un rôle majeur dans la conception des structures en zones sismiques.
- Le comportement de la structure dépend fortement du positionnement des palées de contreventement.
- Le choix des assemblages a été fait de manière à assurer la transmission correcte des efforts entre les éléments, tout en respectant les exigences de sécurité, de facilité d'exécution et d'économie.
- Le chapitre de l'étude paramétrique nous a mis dans le domaine de la recherche et l'analyse, ce qui nous a fait poussé l'instinct de curiosité, et nous avons constaté que la recherche a besoin d'un bagage considérable dans les techniques de modélisation ainsi que la compréhension des phénomènes structurels compliqués tels que le flambement.

Références bibliographiques

- [1] Charges permanente et charge d'exploitation DTR D.C.2.2 charges et surcharges.
- [2] Document technique réglementaire Algérienne D.T.R-C2-47 ; REGLEMENT NEIGE ET VENT « RNV99 » version 2003.
- [3] Calcul de l'effet du vent Eurocode 1 ; annexe B de l'Eurocode 1.1
- [4] Norme de calcul algérienne en béton année 1993 CBA 93.
- [5] Eurocode 3, calcul des structures en acier, partie 1-1, règles générales et règles pour les bâtiments.
- [6] Règles de conception et de calcul des structures en acier « CCM97 » ; (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.44)
- [7] Règles parasismique Algérienne RPA99 version 2024 ; (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).
- [8] Eurocode 4, calcul des structure mixte acier
- [9] BARAKA ABDELHAK, Cours en charpente métallique selon le règlement algérien CCM97 et l'Eurocode 3, OPU 2006.
- [10] Jean Morel, Calcul des structures métallique selon l'Eurocode 3.
- [11] google images
- [12] CTICM-CSTB: plan Europe Euro codes.
- [13] Université Saad Dahleb de Blida, guide de rédaction d'un projet de fin d'études.

Annexes

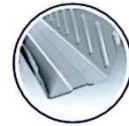
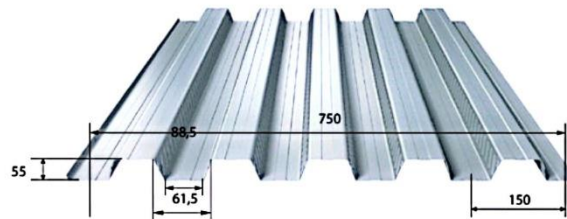
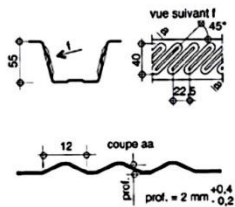
ANNEX A

PLANCHERS



Hi-Bond 55.750

Plancher collaborant



F1

F2

Épais. (mm)	0,75	0,88	1,00	1,20*
Masse (kg/m ²)	9,30	10,91	12,40	14,88

*Nous consulter pour cette épaisseur.

CARACTÉRISTIQUES GÉNÉRALES

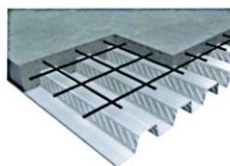
SITE DE FABRICATION	Chauny
LONGUEURS STANDARDS	De 2000 à 13 500mm (mini hors-standard 500mm en reprise hors ligne)
REVÊTEMENTS	Voir nuancier prélaqués standards Prélaquage NF EN 10169 / NF P 34-301
CERTIFICATIONS	Marquage CE selon NF EN 1090-1 - Certificat n°0679-CPR-111 Certificat QB n°03-872-76-696

NORMES

ACIER	NF EN 10346 / NF P 34-310
REVÊTEMENTS	Prélaquage NF EN 10169 / NF P 34-301
EMPLOI	Selon les recommandations professionnelles pour la conception et la réalisation de planchers collaborants acier béton (juillet 2020)

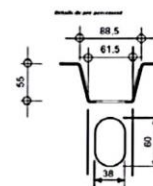
Hi-Bond (55.750 C)

Solution sans raidisseur en fond d'onde pour permettre le clouage de connecteurs ou le soudage de goujons à travers les bacs Hi-Bond 55.750 C.



Hi-Bond (55.750 P)

Solution pré-perçée pour permettre le passage de connecteurs type goujons Nelson soudés sur les poutres avant montage des bacs Hi-Bond 55.750 P. Les plans de perçage sont à nous fournir.



CONSOMMATION DE BÉTON

	Épaisseur h de la dalle (cm)											
	10,5	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	
Litrage nominal (l/m²)	78	83	93	103	113	123	133	143	153	163	173	
Poids nominal de béton (daN/m²)	194	206	231	256	281	306	331	356	381	406	431	

Poids volumique du béton : 2500 daN/m³

Le poids de béton ne tient pas compte de l'éventuel effet de mare dû à la flèche du profil au coulage.

CARACTÉRISTIQUES DU PROFIL HI-BOND 55.800

Épaisseur nominale (mm)		Poids tôle galvanisée (daN/m ²)	Section (cm ² /m)	Moment d'inertie efficace I _{eff} des bacs (cm ⁴ /m)	Moment résistant en travée M _{Lrd} (kN.m/m)	Effort tranchant résistant V _{Rd,s} (kN/m)	
Galvanisée	Nue					Hi-Bond 55.750	Hi-Bond 55.750 P
0,75	0,71	9,6	11,2	63,2	4,4	29,6	27,9
0,88	0,84	11,3	13,2	75,0	5,8	34,7	32,7
1,00	0,96	12,8	15,1	86,0	7,0	39,5	37,1

Caractéristiques sur appui intermédiaire dans le domaine élastique

Hi-Bond 55.750

Largeur appui intém. (mm)	Épaisseur nominale (mm)	M _{rmax} (kN.m/m)	R _{max} (kN/m)	M ₀ (kN.m/m)	α
75	0,75	4,1	27,1	4,7	0,050
	0,88	5,0	33,9	5,7	0,047
	1,00	5,9	40,2	6,6	0,045
160	0,75	4,0	28,1	4,0	-0,002
	0,88	5,5	38,5	4,9	-0,013
	1,00	6,9	48,1	5,8	-0,023

Hi-Bond 55.750 P

Largeur appui intém. (mm)	Épaisseur nominale (mm)	M _{rmax} (kN.m/m)	R _{max} (kN/m)	M ₀ (kN.m/m)	α
80	0,75	3,5	25,2	3,8	0,030
	0,88	4,7	33,6	5,0	0,031
	1,00	5,7	41,4	6,2	0,032
160	0,75	4,2	29,3	3,1	-0,038
	0,88	5,4	37,7	4,1	-0,034
	1,00	6,5	45,5	5,1	-0,031



PLANCHERS

Evaluation du moment réagissant $M_{\text{réag}}(\theta)$ sur appui du fait de la formation d'une rotule plastique

Hi-Bond 55.750

 $M_{\text{réag}}(\theta)$ sur appuis intermédiaire de 75 mm

Hi-Bond 55.750 P

 $M_{\text{réag}}(\theta)$ sur appuis intermédiaire de 80 mm

		Épaisseur nominale (mm)						Épaisseur nominale (mm)			
		0,75 mm		1,00 mm				0,75 mm		1,00 mm	
Angle θ (rad)	Rapport M/R (m)	0,119	0,375	0,119	0,375	Angle θ (rad)	Rapport M/R (m)	0,119	0,375	0,119	0,375
	0,00	3,220	4,088	4,772	5,880		0,00	2,991	3,515	4,915	5,744
	0,02	3,148	3,840	4,784	6,080		0,02	2,941	3,238	4,826	5,445
	0,04	3,077	3,444	4,770	5,915		0,04	2,874	2,694	4,733	4,820
	0,06	2,915	3,006	4,612	5,294		0,06	2,799	2,210	4,561	3,901
	0,08	2,682	2,571	4,405	4,711		0,08	2,706	1,854	4,336	3,289
	0,10	2,495	2,295	4,181	4,229		0,10	2,617	1,632	4,121	2,792
	0,12	2,335	2,064	3,991	3,848		0,12	2,538	1,509	3,903	2,499
	0,14	2,207	1,879	3,827	3,521		0,14	2,463	1,385	3,680	2,309
	0,16	2,098	1,812	3,672	3,253		0,16	2,390	1,262	3,523	1,971
	0,18	1,989	1,747	3,548	2,972		0,18	2,362	1,169	3,338	2,033
0,20	1,911	1,610	3,423	2,702	0,20	2,344	1,092	3,154	1,980		

 $M_{\text{réag}}(\theta)$ sur appuis intermédiaire de 160 mm $M_{\text{réag}}(\theta)$ sur appuis intermédiaire de 160 mm

		Épaisseur nominale (mm)						Épaisseur nominale (mm)			
		0,75 mm		1,00 mm				0,75 mm		1,00 mm	
Angle θ (rad)	Rapport M/R (m)	0,119	0,375	0,119	0,375	Angle θ (rad)	Rapport M/R (m)	0,119	0,375	0,119	0,375
	0,00	4,046	4,017	6,916	6,194		0,00	4,205	3,454	6,535	5,581
	0,02	3,996	3,929	6,829	6,033		0,02	4,080	3,231	6,433	5,464
	0,04	3,838	3,420	6,555	5,697		0,04	3,865	2,706	6,186	4,727
	0,06	3,621	2,876	6,198	5,084		0,06	3,540	2,222	5,853	4,049
	0,08	3,395	2,494	5,822	4,519		0,08	3,165	1,865	5,455	3,486
	0,10	3,148	2,193	5,462	4,058		0,10	2,861	1,642	5,084	3,057
	0,12	2,918	1,969	5,166	3,691		0,12	2,633	1,460	4,712	2,711
	0,14	2,722	1,843	4,890	3,374		0,14	2,434	1,365	4,387	2,498
	0,16	2,530	1,739	4,671	3,102		0,16	2,295	1,272	4,108	2,291
	0,18	2,345	1,658	4,453	2,842		0,18	2,159	1,209	3,842	2,164
0,20	2,233	1,581	4,297	2,667	0,20	2,023	1,115	3,675	2,076		

Collaboration tôle/béton

	ELU	ELS
m (N/mm ²)	113,2	62,2
K (N/MM ²)	-0,041	0,128

PORTÉES ADMISSIBLES AU COULAGE DU HI-BOND 55.750 STANDARD (en mètres)

Épaisseur de dalle (cm)	Ép. 0,75mm				Ép. 0,88mm				Ép. 1,00mm			
	Sans étai				Sans étai				Sans étai			
	Travée simple	Travées doubles	Travées triples	Etais	Travée simple	Travées doubles	Travées triples	Etais	Travée simple	Travées doubles	Travées triples	Etais
	▲▲	▲▲▲	▲▲▲▲	T T	▲▲	▲▲▲	▲▲▲▲	T T	▲▲	▲▲▲	▲▲▲▲	T T
10,5	2,56	2,89	2,93	2,58	2,90	3,28	3,33	2,90	3,15	3,59	3,63	3,15
11	2,52	2,84	2,88	2,53	2,86	3,22	3,27	2,84	3,11	3,53	3,57	3,09
12	2,45	2,76	2,79	2,43	2,78	3,12	3,16	2,73	3,02	3,42	3,46	2,98
13	2,39	2,68	2,71	2,34	2,71	3,03	3,07	2,63	2,95	3,32	3,36	2,87
14	2,33	2,61	2,64	2,26	2,64	2,95	2,99	2,54	2,88	3,23	3,27	2,78
15	2,27	2,55	2,57	2,19	2,58	2,88	2,91	2,46	2,81	3,15	3,19	2,69
16	2,22	2,49	2,51	2,12	2,52	2,82	2,85	2,38	2,75	3,07	3,11	2,61
17	2,17	2,43	2,46	2,06	2,47	2,75	2,78	2,32	2,69	3,00	3,04	2,53
18	2,12	2,38	2,40	2,00	2,42	2,70	2,73	2,25	2,64	2,94	2,97	2,47
19	2,08	2,34	2,35	1,95	2,37	2,65	2,67	2,19	2,59	2,89	2,92	2,40
20	2,04	2,29	2,31	1,90	2,32	2,60	2,62	2,14	2,54	2,83	2,86	2,34

Hypothèses : • Flèche au coulage : 1/180^{ème} de la portée • Largeur d'appui : 75 mm • Travées égales

Ces valeurs maximales conviennent lorsque les arrêts de coulage éventuels sont au droit des supports, aux extrémités des bacs et si toutes les précautions utiles sont prises au moment du coulage pour éviter une surépaisseur de béton même localisée, même temporaire, sur le bac. En cas contraires, choisir des portées moindres. Fixer les bacs par deux fixations au moins par bac à chaque extrémité avant coulage.

CHARGES ADMISSIBLES EN SERVICE DU HI-BOND 55.750 STANDARD ÉP. 0,75 MM

Charges en daN/m² non pondérées uniformément réparties admissibles par le plancher, en plus du poids propre de la dalle.

Travée simple

0 étai



1 étai



Épaisseur de dalle (cm)	Portée L (m)																							
	2,00	2,10	2,20	2,30	2,40	2,50	2,60	2,70	2,80	2,90	3,00	3,10	3,20	3,30	3,40	3,50	3,60	3,70	3,80	3,90	4,00			
10,5	881	790	713	646	587	536	375	335	299	267	238	212	189	167	148	130	114	99	-	-	-			
11	937	841	759	689	625	570	400	357	319	284	254	226	201	178	158	139	122	106	92	79	-			
12	1050	943	851	771	701	649	449	401	358	320	285	254	226	201	178	157	137	120	104	89	75			
13	1164	1045	943	854	784	728	498	445	397	355	317	282	251	223	198	174	153	133	116	99	84			
14	1277	1147	1035	938	868	813	547	489	437	390	348	310	276	245	217	192	168	147	127	109	93			
15	1391	1249	1127	1027	957	902	596	533	476	425	379	338	301	268	237	209	184	161	139	120	101			
16	1505	1351	1219	1112	1042	987	646	577	515	460	411	367	326	290	257	227	199	174	151	130	110			
17	1618	1453	1304	1191	1121	1066	725	651	584	525	472	423	377	335	297	262	230	201	175	150	128			
18	1733	1556	1402	1284	1214	1159	818	744	674	614	559	504	453	407	363	322	286	253	221	193	165			
19	1845	1659	1501	1379	1309	1254	913	839	769	704	644	584	527	475	427	382	342	304	271	239	207			
20	1959	1761	1601	1479	1409	1354	993	919	849	784	724	664	607	555	507	459	414	372	335	299	261			

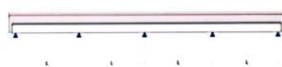


PLANCHERS

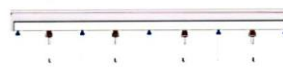


Travées multiples

0 étai



1 étai



Épaisseur de dalle (cm)	Portée L (m)																				
	2,00	2,10	2,20	2,30	2,40	2,50	2,60	2,70	2,80	2,90	3,00	3,10	3,20	3,30	3,40	3,50	3,60	3,70	3,80	3,90	4,00
10,5	1095	985	890	807	734	671	615	565	520	481	359	327	297	271	247	225	205	187	-	-	-
11	1166	1048	947	859	782	714	654	601	554	512	382	348	317	289	263	240	219	199	181	165	-
12	1307	1175	1062	963	877	801	734	674	621	472	429	391	356	324	296	270	246	224	204	186	169
13	1448	1303	1177	1067	971	887	813	747	576	523	476	433	395	360	328	299	273	249	227	206	187
14	1590	1430	1291	1171	1066	974	893	697	632	574	523	476	434	396	361	329	300	273	249	227	206
15	1731	1557	1406	1275	1161	1061	838	759	689	626	570	519	473	431	393	359	327	298	272	247	225
16	1873	1684	1521	1380	1256	1147	906	821	745	677	616	561	512	467	426	388	354	323	294	268	243
17	2014	1811	1636	1484	1351	1078	975	884	802	729	663	604	551	502	458	418	381	348	317	288	262
18	2155	1938	1751	1588	1446	1154	1044	946	858	780	710	647	590	538	491	448	408	372	339	309	281
19	2297	2065	1866	1692	1364	1230	1113	1008	915	832	757	690	629	573	523	477	435	397	362	329	299
20	2438	2192	1980	1796	1448	1306	1181	1071	972	883	804	732	668	609	556	507	462	422	384	350	318

Hypothèses : • Flèche en service : 1/350^{ème} de la portée • Béton C25/30 • Largeur d'appui : 100 mm • Travées égales • Chargement uniformément réparti
• Treillis soudé général PAF C (0,8 cm²/m) • Armatures en chapeaux complémentaires, de sections variables, en travées multiples

Limites d'emploi des tables :

Les valeurs des tables ne conviennent pas telles quelles dans les projets à travées inégales, les planchers soumis à des charges localisées mobiles, pour respecter une exigence de résistance au feu supérieure à REI30, etc.

Pour une étude spécifique ou une optimisation des performances selon les données de votre projet, nous consulter.



www.monopanel.com

RÉSISTANCE AU FEU

Épaisseur minimale de dalle nécessaire pour satisfaire au critère « I » d'isolation thermique en fonction de la durée de résistance au feu :

Épaisseur mini de dalle (cm)	REI (min)			
	30	60	90	120
10,5	11	13	15	

Le plancher Hi-Bond 55.750 est REI30 par défaut sans armature complémentaire. Pour des exigences de résistance au feu supérieure à REI30, des renforts d'armatures positionnés dans les nervures du bac doivent être mis en œuvre. Nous consulter.

Température θ_r en °C des barres d'armatures dans la nervure en fonction des valeurs d'enrobage u_r

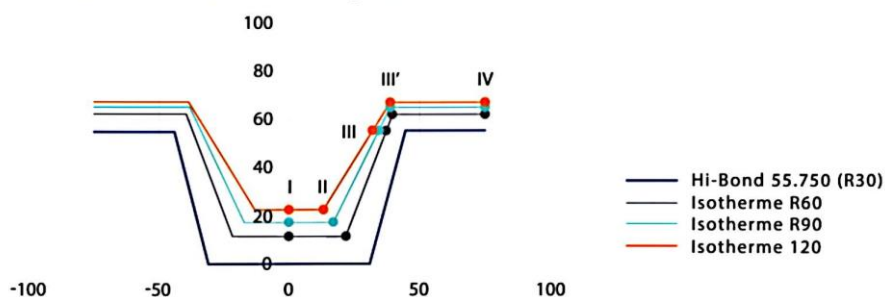
ENROBAGE u_r (mm)	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65
R60	620	574	531	491	452	414	377	341	306	271
R90	792	746	703	662	623	585	548	512	477	441
R120	891	847	807	768	731	695	661	626	593	560

Température limite de l'isotherme θ_{lim} en °C

	θ_{lim} en °C
R60	564
R90	696
R120	780

Diagramme des isothermes du béton

Isotherme dans le béton en fonction du degré de résistance au feu



	R30 (Hi-Bond 55.750)		R60		R90		R120	
N°	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
I	0,00	0,00	0,00	11,39	0,00	17,19	0,00	22,30
II	30,75	0,00	21,82	11,39	17,27	17,19	13,26	22,30
III	44,25	55,00	36,95	55,00	34,09	55,00	31,76	55,00
III'	44,25	55,00	39,41	62,09	38,48	64,87	38,62	67,13
IV	75,00	55,00	75,00	62,09	75,00	64,87	75,00	67,13

DIMENSION DU PLANCHER

Les informations techniques contenues dans cette fiche ont été établies conformément aux RECOMMANDATIONS PROFESSIONNELLES POUR LA CONCEPTION ET LA RÉALISATION DE PLANCHERS COLLABORANTS ACIER BÉTON de juillet 2020 (RP Plancher Collaborant).

RÉSULTATS D'ESSAIS

- Essais de chargement statique pour la caractérisation en phase coulage selon l'annexe B des RP Plancher Collaborant : rapports d'essais Bureau Veritas Laboratoires n°2733801/1A et n°2733801/1C
- Essais de caractérisation en phase mixte selon l'annexe D des RP Plancher Collaborant : rapport d'essais CSTB n° MRF 14 26051691

Avis Technique 3/05-436

Révision de l'Avis Technique 3/04-394

Annule et remplace l'Avis Technique 3/03-394

Plancher
Floor
Fußboden

HI-BOND 55

Ne peuvent se prévaloir du présent Avis Technique que les productions certifiées, marque CSTBat, dont la liste à jour est consultable sur Internet à l'adresse :

www.cstb.fr

rubrique :

Produits de la Construction
Certification

Titulaire : CORUS Bâtiments et systèmes
Rue Géo Lufbery
BP 103
F-02301 Chauny Cedex

Commission chargée de formuler des Avis Techniques
(arrêté du 2 décembre 1969)

Groupe Spécialisé n° 3

Structures, planchers et autres composants structuraux

Vu pour enregistrement le 6 septembre 2005

CSTB
le futur en construction

Secrétariat de la commission des Avis Techniques
CSTB, 84 avenue Jean Jaurès, Champs sur Marne, F-77447 Marne la Vallée Cedex 2
Tél. : 01 64 68 82 82 - Fax : 01 60 05 70 37 - Internet : www.cstb.fr

Les Avis Techniques sont publiés par le Secrétariat des Avis Techniques, assuré par le CSTB. Les versions authentifiées sont disponibles gratuitement sur le site internet du CSTB (<http://www.cstb.fr>)
© CSTB 2005

Le Groupe Spécialisé n° 3 « STRUCTURES, PLANCHERS ET AUTRES COMPOSANTS STRUCTURAUX » a examiné le 14 février 2005 le dossier du procédé de plancher HI BOND 55, exploité par la Société CORUS. Il a formulé sur ce procédé, l'Avis Technique ci-après qui révisé l'Avis Technique 3/03-394.

1. Définition succincte

1.1 Description succincte

Plancher à bacs métalliques collaborants réalisé avec du béton coulé sur des tôles nervurées galvanisées ou galvanisées prélaquées, d'épaisseur totale comprise entre 9,5 cm et 24 cm. L'épaisseur nominale de la tôle nue est de 0,71 mm, 0,84 mm, 0,96 mm, ou 1,16 mm, la hauteur des nervures des bacs étant de 55 mm.

Tous les types de plafond du commerce peuvent être associés à ce type de plancher : selon les exigences, on peut réaliser des faux plafonds esthétiques, acoustiquement ou thermiquement isolants, ou améliorant le degré coupe-feu du plancher.

1.2 Identification

L'identification des composants se fait par des étiquettes, comme indiqué dans le Dossier Technique établi par le demandeur.

2. AVIS

L'Avis ne vaut que pour les fabrications des bacs profilés bénéficiant d'un Certificat CSTBat.

2.1 Domaine d'emploi accepté

L'Avis est formulé pour les utilisations en France européenne, en étages courants et terrasses des bâtiments d'habitation, des bureaux, des bâtiments industriels etc...

2.2 Appréciation sur le procédé

2.2.1 Aptitude à l'emploi

2.2.1.1 Stabilité

La stabilité est normalement assurée en plancher collaborant tôle-béton tant que la contrainte d'adhérence reste limitée dans les conditions indiquées au Cahier des Prescriptions Techniques Particulières.

Dans le cas de contrainte d'adhérence plus élevée, le fonctionnement en plancher collaborant peut être assuré par l'adjonction d'aciers de renfort à haute adhérence, dans les conditions indiquées dans le Cahier des Prescriptions Techniques Particulières.

L'emploi de ce plancher n'est pas envisagé par le présent Avis Technique lorsque la collaboration tôle-béton n'est plus possible, ou lorsque l'épaisseur totale du plancher excède 24 cm.

Le plancher HI-BOND 55 peut être utilisé en zones sismiques dans les conditions indiquées au Cahier des Prescriptions Techniques Particulières.

2.2.1.2 Résistance au feu

La résistance au feu du plancher (sans protection particulière) conformément aux critères énoncés dans l'arrêté du 3 août 1999 du Ministère de l'Intérieur, peut être évaluée comme suit :

- a) L'étanchéité aux flammes et aux gaz chauds ou inflammables est satisfaisante lorsque les conditions de mise en oeuvre du présent Avis Technique sont respectées ;
- b) L'isolation thermique après différentes durées d'exposition à l'incendie conventionnel (30 min. à 240 min.) est estimée en fonction d'une épaisseur moyenne de la dalle de béton (voir l'annexe n° 2 à l'Avis intitulée "Evaluation de l'isolation thermique vis-à-vis de la résistance au feu des planchers béton avec bacs aciers collaborants") ;
- c) La résistance mécanique est jugée satisfaisante (sans vérification supplémentaire) pour une durée d'exposition à l'incendie conventionnel de 30 minutes. Pour des durées supérieures, à défaut de P.V. de classement ou de méthode de calcul agréée fixant une épaisseur de béton pour simuler l'effet de la tôle, la stabilité mécanique peut être estimée conformément aux règles DTU "Méthode de prévision par le calcul du comportement au feu des structures béton" (tant en ce qui concerne les moments fléchissants en travée que sur appui), en prenant en compte les armatures en acier noyées dans le béton mais en négligeant la résistance mécanique de la tôle d'acier.

Les températures sont alors évaluées avec la méthode de transfert thermique du DTU.

Pour les planchers bénéficiant d'une protection thermique par plafond suspendu ou par projection de matériau isolant, le degré de résistance au feu doit être établi par un laboratoire agréé (procès-verbal en cours de validité). Sauf indications contraires du P.V. la mise en oeuvre de ces protections thermiques doit en outre être conforme aux DTU en vigueur (ex. : additif n° 2 du DTU 58.1 pour les plafonds suspendus). Il est à noter que les classements de résistance au feu ne préjugent pas de la durabilité dans le temps de ces protections.

2.2.3 Prévention des accidents lors de la mise en oeuvre ou de l'entretien

Pour le procédé proprement dit, elle est normalement assurée si les portées délimitées par les appuis et éventuellement les étais n'excèdent pas les valeurs limites résultant du Cahier des Prescriptions Techniques Particulières et si les tôles sont fixées sur leurs appuis au fur et à mesure de leur pose.

2.2.4 Isolation thermique

Le coefficient Ubat moyen de déperdition par transmission à travers les parois déperditives séparant le volume chauffé du bâtiment, de l'extérieur, du sol et des locaux non chauffés se calcule selon les règles Th-U. Ce plancher étant par lui-même peu isolant il peut être nécessaire de compléter son isolation thermique.

2.2.5 Isolation acoustique

Sans plafond rapporté suspendu, les planchers finis présentent un indice d'affaiblissement acoustique qui dépend de leur masse.

Avec plafond rapporté suspendu, l'isolation acoustique peut être améliorée en fonction de la conception particulière du plafond et de sa suspension. L'appréciation de cette qualité est à faire dans chaque cas soit à partir d'essais, soit selon les indications ci-dessous :

L'isolation acoustique aux bruits aériens d'un ensemble plancher et plafond rapporté suspendu satisfait si la réglementation si la fréquence de résonance de l'ensemble reste inférieure à 60 hertz. Cette fréquence peut être calculée par la formule :

$$f_0 = \frac{1}{2\pi} \sqrt{K \left(\frac{1}{m_1} + \frac{1}{m_2} \right)}$$

f_0 étant la fréquence de résonance en hertz,

m_1 étant la masse, en kilogrammes, d'un mètre carré de plancher brut,

m_2 étant la masse, en kilogrammes, d'un mètre carré de plafond rapporté,

K étant le coefficient de raideur dynamique du dispositif de suspension du plafond : il s'exprime en Newtons par mètre et il correspond au rapport de la force en Newtons à appliquer au déplacement qui en résulte pour le dispositif de suspension, déplacement exprimé en mètre. Ce coefficient K doit être rapporté à 1 m² de plancher (ex. : s'il y a 4 suspentes par m², le coefficient K à prendre en compte dans la formule est quatre fois celui relatif à une suspente).

Pour apprécier les caractéristiques acoustiques d'un plancher fini exécuté avec ce procédé, on peut consulter :

- le REEF - Sciences du Bâtiment - Partie Acoustique,
- le document "Exemples de solutions pouvant satisfaire au règlement de la construction et/ou aux définitions du label confort acoustique" (Cahier du CSTB 1373 - Livraison 168).

2.2.6 Finitions - Aspect

Plafonds

Le procédé permet d'appliquer par projection une protection en sous-face des bacs. Il permet également de suspendre des plafonds rapportés.

Sols

Tout revêtement de sol peut être posé sur la table de compression en béton.

2.217 Autres informations techniques

Lors de la vérification du comportement en cas d'incendie la valeur caractéristique à prendre en compte pour la résistance à la compression du béton est de 20 MPa, sauf si une autre valeur peut être justifiée.

2.22 Durabilité - Entretien

Pour les emplois indiqués en 2.1, la durabilité du plancher brut (c'est-à-dire plafond exclu) est équivalente à celle des planchers traditionnels utilisés dans des conditions comparables, sauf pour des utilisations sur locaux humides ou à atmosphère agressive, à moins que la sous-face du plancher ne soit entretenue et comporte une protection complémentaire obturant les joints. La durabilité est donc incertaine pour les emplois sur vide sanitaire faute de possibilité d'entretien.

L'entretien doit être apprécié en fonction des protections complémentaires éventuelles.

2.23 Fabrication et contrôle

La fabrication des tôles est effectuée en usine. Elle doit faire l'objet d'un autocontrôle systématique du fabricant selon les modalités définies au Cahier des Prescriptions Techniques Particulières ; cet autocontrôle doit être surveillé par le CSTB qui délivre un Certificat CSTBat.

2.3 Cahier des Prescriptions Techniques Particulières

2.31 Conditions de conception et de calcul

Elles sont prescrites dans l'Avis Technique 3/05-436*01Add formant additif commun aux Avis Techniques formulés sur cette famille de planchers.

L'application de la méthode de dimensionnement ou de justification du plancher, donnée dans l'Avis Technique 3/05-436*01Add, doit être effectuée en utilisant les caractéristiques de calcul (valeurs d'utilisation) données dans l'Annexe n° 1 au présent Avis.

En cas d'utilisation en zones sismiques, le repos des bacs sur les appuis ne doit être inférieur ni à la moitié de la hauteur totale du plancher ni à 5 cm. En outre, la tôle doit être fixée sur tous les appuis (intermédiaires et d'extrémité) à l'aide de deux fixations au minimum par bac. Le nombre et le type de ces fixations doivent être déterminés dans chaque cas particulier, en fonction des sollicitations horizontales à transmettre.

2.32 Conditions de fabrication

L'autocontrôle du fabricant doit porter d'une part sur la résistance de la tôle, d'autre part sur les caractéristiques dimensionnelles des bacs.

2.321 Contrôle de la résistance de la tôle

Une plaque d'environ 20 x 20 cm est découpée dans chaque bobine de tôle galvanisée prévue pour le profilage. A partir de cette plaque on prélève une éprouvette de 20 mm de largeur qu'on soumet à l'essai de traction. Pour déduire de cet essai la limite élastique de la tôle, on considère comme épaisseur de l'éprouvette, l'épaisseur nominale de calcul de la tôle nue. La limite élastique ainsi déterminée doit être, dans 95 % des cas, au moins égale à 320 N/mm².

Contrôle dimensionnel après profilage

Ce contrôle qui est réalisé une fois pour chaque commande porte notamment sur les dimensions suivantes :

- Profondeur des bossages des âmes : la valeur nominale de cette dernière est de 2,0 mm avec une tolérance de + 0,4 mm et - 0,2 mm.
- Hauteur des ondes : la valeur nominale doit être respectée avec une tolérance de + 2 mm et - 1 mm.
- Largeur du bac : la valeur nominale doit être respectée avec une tolérance de + 12 mm et - 0,0 mm.

Marquage

Les bacs doivent être marqués avec le logo CSTB suivi des trois derniers chiffres du numéro de l'A.T., apposé sur au moins 5 % des produits et au moins une fois sur chaque colis.

2.322 Suivi de l'autocontrôle par le CSTB

Le suivi de l'autocontrôle est assuré par les agents du CSTB conformément aux "Règles générales des Certificats CSTBat" à raison de deux visites par an.

2.33 Conditions de mise en oeuvre

- Les liaisons des bacs avec l'ossature doivent être assurées par des clous, des boulons ou des vis autotaraudeuses, soit sur les solives métalliques dans le cas d'ossature métallique, soit sur des platines ou des cornières ancrées dans les supports en béton ou encore dans des inserts en bois noyés dans le béton, sauf les appuis intermédiaires lorsqu'il y a continuité de la tôle. Ces liaisons doivent exister à raison de deux fixations par bac, à chaque extrémité.
- Les étais placés sous les bacs avant coulage du béton doivent respecter les distances prévues dans les calculs.
- Le maintien en position des aciers de renfort prévus dans les calculs doit être assuré par toutes dispositions permettant de respecter les enrobages prévus aux projets.
- Le treillis soudé prévu dans la dalle doit satisfaire aux conditions minimales suivantes :
 - Armatures perpendiculaires aux ondes :
espacement maximal : 20 cm
section (en cm²/m) : la plus grande des deux valeurs suivantes : 0,1 hc ou 2160/σ_{en}
hc étant l'épaisseur du béton de dalle au-dessus des ondes, hc étant supérieurement limitée pour ce calcul à 6 cm et σ_{en} la limite élastique des aciers en daN/cm².
 - Armatures parallèles aux ondes :
espacement maximal : 30 cm
section : la moitié des valeurs précédentes.
- Les joints aux raccords entre bacs sur locaux humides ou à atmosphère corrosive doivent être obturés.
- La pose de revêtements de sol scellés ou collés étanches à la vapeur ne doit être effectuée qu'après vérification de la sécheresse du béton.
- Dans le cas des bacs prépercés, les percements pour connexion sont effectués exclusivement en usine. Aucun percement ou agrandissement n'est autorisé sur chantier.

Conclusions

Le présent Avis annule et remplace l'Avis Technique n° 3/03-394.

Appréciation globale

Pour cette fabrication bénéficiant d'un certificat CSTBat, l'utilisation du procédé dans le domaine d'emploi accepté est appréciée favorablement.

Validité

Six ans jusqu'au 28 février 2011.

Pour le Groupe Spécialisé n°3
Le Président

Jean-Pierre BRIN

3. Remarques complémentaires du Groupe Spécialisé

Le groupe a tenu à préciser dans son avis que, dans le cas des bacs prépercés, aucun percement pour connexion ne devrait être fait sur chantier au vu du risque d'affaiblissement de la résistance du bac et de la protection anticorrosion assurée normalement par le prélaquage de la tôle.

Le Rapporteur du Groupe Spécialisé n°3

Ménad CHENAF

ANNEXE N° 1 A L'AVIS TECHNIQUE

La présente annexe fait partie de l'Avis Technique :
le respect des valeurs de calcul indiquées est une condition impérative de la validité de l'Avis.

Sont données ci-après les valeurs caractéristiques utiles à l'application de la méthode de dimensionnement et de vérification prescrite dans l'Avis Technique commun 3/05-436*01Add

A - CARACTERISTIQUES DES PROFILS HI-BOND 55

Les valeurs ci-dessous sont données pour un mètre de largeur de bac.

HI-BOND 55.750

Epaisseur nominale de la tôle		Section (cm ²)	Poids* (daN/m ²)	Position fibre neutre (cm)		Moment d'inertie i (cm ⁴)	Modules de résistance (cm ³)	
galvanisée	nue			v _i	v _s		i/v _i	i/v _s
0,75	0,71	11,183	9,56	2,75	2,75	57,544	20,925	20,925
0,88	0,84	13,231	11,23	2,75	2,75	68,080	24,756	24,756
1,00	0,96	15,121	12,83	2,75	2,75	77,805	28,292	28,292
1,20	1,16	18,271	15,30	2,75	2,75	94,015	34,187	34,187

HI-BOND 55.800

Epaisseur nominale de la tôle		Section (cm ²)	Poids* (daN/m ²)	Position fibre neutre (cm)		Moment d'inertie i (cm ⁴)	Modules de résistance (cm ³)	
galvanisée	nue			v _i	v _s		i/v _i	i/v _s
0,75	0,71	10,487	8,72	3,32	2,58	57,928	17,448	22,453
0,88	0,84	12,407	10,23	3,32	2,58	68,535	20,643	26,564
1,00	0,96	14,179	11,63	3,32	2,58	78,325	23,592	30,359
1,20	1,16	17,133	13,95	3,32	2,58	94,643	28,506	36,684

* Les poids correspondent aux tôles galvanisées et tiennent compte des recouvrements.

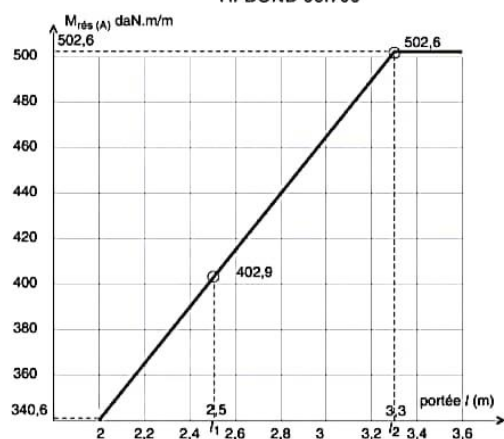
B - VERIFICATIONS EN PHASE DE MONTAGE ET DE COULAGE DU BETON

Pour l'application du § 2.32 de l'A.T. 3/05-436*01Add, les valeurs des moments résistants plastiques $M_{res(A)}$, $M_{res(B)}$ et des moments de cloquage M_c sont déduites en fonction de la portée ℓ à partir des diagrammes ci-après, utilisables pour $\ell \geq 2,00$ m (correspondant à $0,8 \ell_1$) et données pour des tôles d'épaisseur nominale 0,75 mm.

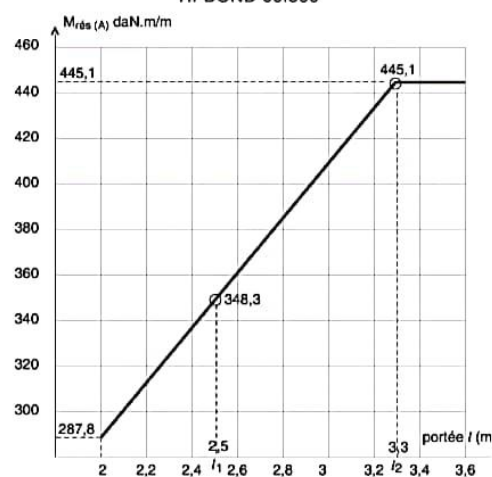
Pour les portées inférieures à $0,8 \ell_1$, les justifications sont menées conventionnellement pour une portée fictive de $0,8 \ell_1$.

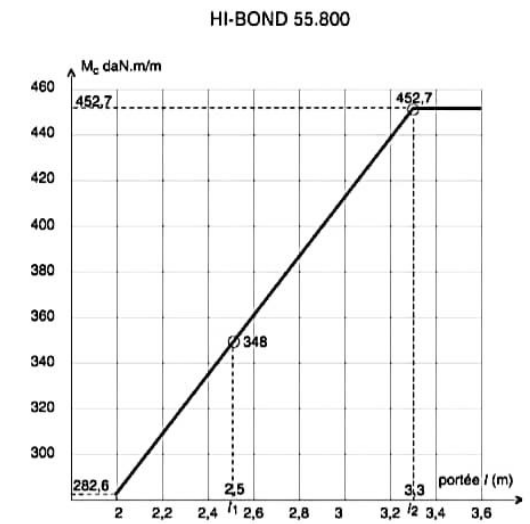
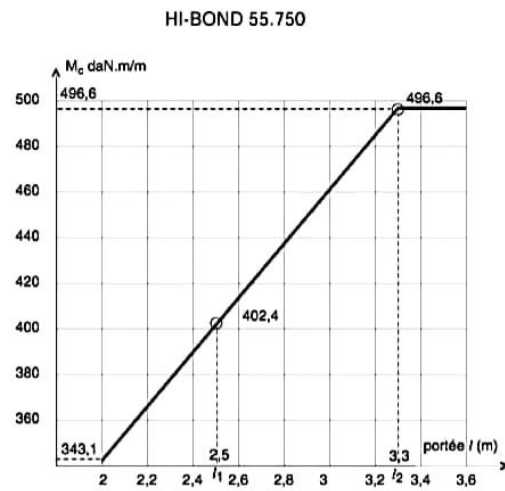
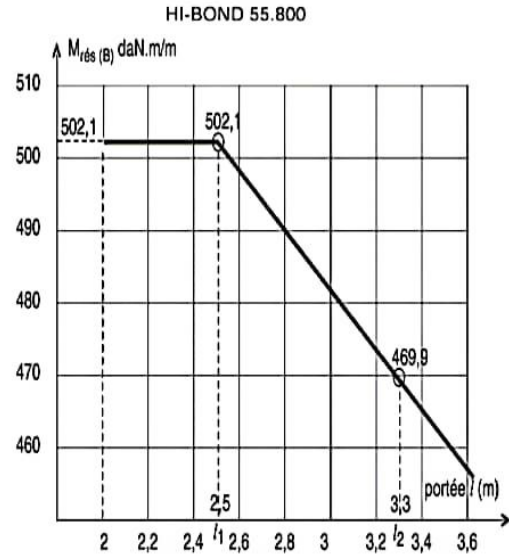
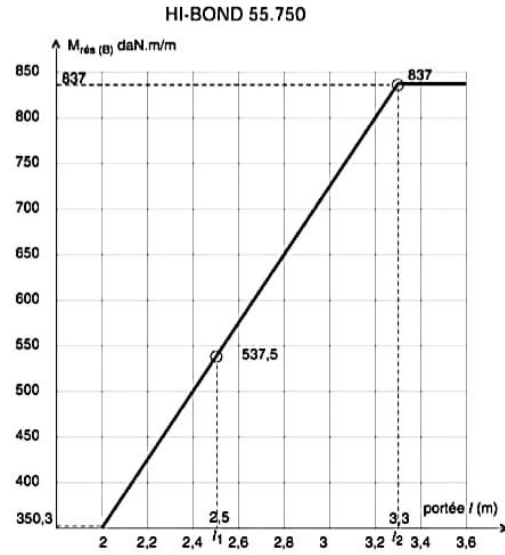
Pour des épaisseurs de 0,88 mm, de 1,00 mm et de 1,20 mm, les valeurs lues sont à multiplier par 1,17 - 1,33 et 1,60 respectivement.

HI-BOND 55.750



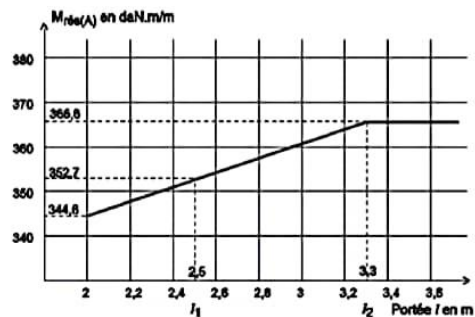
HI-BOND 55.800



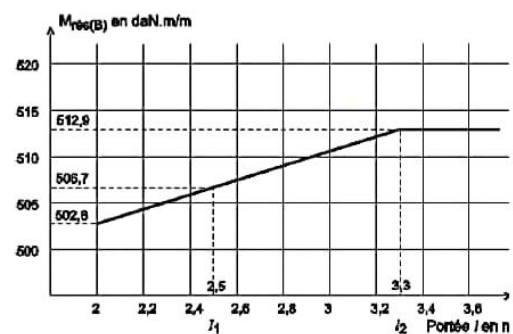
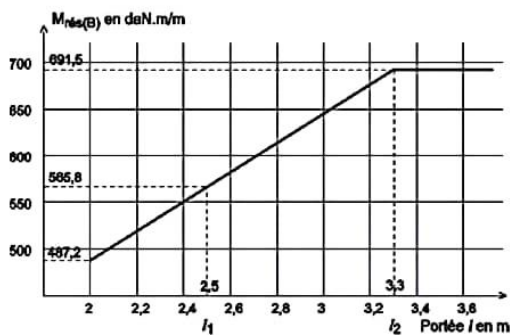
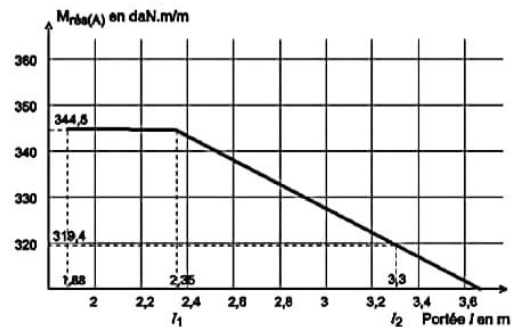


Profils prépercés

HI-BOND 55.750 Préper-
cé



HI-BOND 55.800 Préper-
cé



6

On se reportera au diagramme des profils de base (non prépercés) pour $M_{res}(C)$.

Dans le cas de montages comprenant des connecteurs fixés sur les solives à travers la tôle, on utilisera les diagrammes des profils de base (non prépercés).

C - VERIFICATIONS EN PHASE DEFINITIVE DU MONTAGE COLLABORANT

Collaboration tôle / béton (§ 2.33.1 de l'A.T. 3/05-436*01Add)

Les valeurs de "m" et de "k" sont données dans le système d'unités : longueur en cm, force en daN.

	Types de bac			
	55.750		55.800	
	m	k	m	k
Pour tous les cas	$m_1 = 1490$	$k_1 = 1,031$	$m_1 = 2291$	$k_1 = 0,345$
Cas de charges statiques	$m_2 = 1490$	$k_2 = 1,031$	$m_2 = 98$	$k_2 = 1,008$
Cas de charges dynamiques faibles	$m_3 = 301$	$k_3 = 1,031$	$m_3 = 78$	$k_3 = 0,806$

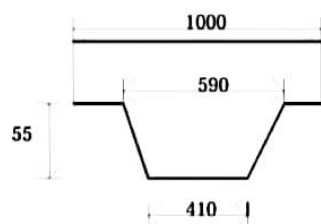
Cisaillement des nervures (§ 2.33.3 de l'A.T. 3/05-436*01Add)

$b_0 = 59$ cm pour 1 m de largeur de plancher, pour HI-BOND 55-750

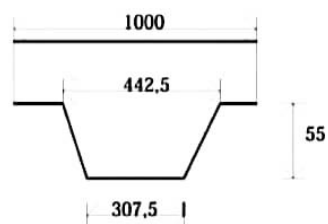
$b_0 = 44,25$ cm pour 1 m de largeur de plancher, pour HI-BOND 55-800

Moments négatifs sur appuis de continuité (§ 2.33.6 de l'A.T. 3/05-436*01Add)

Forme de la nervure équivalente en béton



Profil HI BOND 55-750



Profil HI BOND 55-800

En raison de la décroissance de la largeur de la zone comprimée vers les fibres les plus comprimées, la contrainte de calcul du béton comprimé est affectée par le coefficient 0,8 (art. A. 4.3.42 des Règles BAEL 91).

Flèches actives

Pour l'application des formules donnant les valeurs de λ à porter dans les équations de calcul de l'inertie fictive, les valeurs à considérer du rapport b_0/b sont :

- 0,50 pour les profilés HI BOND 55-750
- 0,38 pour les profilés HI BOND 55-800

ANNEXE n° 2 A L'AVIS TECHNIQUE

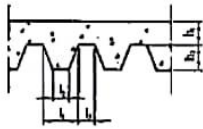
Détermination de l'isolation thermique vis-à-vis de la résistance au feu des planchers en béton avec bacs acier collaborants.

A défaut de méthodes de calcul spécifiques, la détermination de l'isolation thermique de ces planchers peut être effectuée à l'aide de la méthode ci-après.

Le volume de béton utilisé par unité de surface de plancher peut être converti en dalle pleine ayant, pour une épaisseur équivalente (h_e), le même volume. Toutefois, cette épaisseur équivalente ne peut être utilisée que pour des variations acceptables entre les épaisseurs en sommet d'onde et en fond d'onde.

Pour les bacs acier les plus simples, le calcul de l'épaisseur équivalente et ses limites d'application sont indiqués ci-après.

L'épaisseur équivalente minimale nécessaire pour que l'élévation de température moyenne en face non exposée de ces planchers ne dépasse pas 140°C après certaine durée d'exposition à l'incendie conventionnel est indiquée sur les tableaux ci-après :

Détermination de l'épaisseur équivalente " h_e "	Épaisseur équivalente minimale h_e (mm)	Durée de résistance au feu (mn)	Limites d'application
$h_e = h_1 + \frac{h_2}{2} \cdot \frac{I_1 + I_2}{I_1 + I_3}$ 	60 70 80 100 130 150	30 60 90 120 140 240	$h_2/h_1 \leq 1,5$ $h_1 \geq 50 \text{ mm}$

Nota : Le schéma figurant dans le tableau est un schéma de principe qui ne prétend pas représenter le profil d'un système particulier

Dossier Technique établi par le demandeur

A. Description

1. Classe du système

Plancher en béton coulé sur des tôles métalliques nervurées, d'épaisseur totale :

de 9,5 à 24 cm pour HI-BOND 55.750

de 10 à 24 cm pour HI-BOND 55.800

2. Identification des bacs

Les bacs sont identifiés par une étiquette en plastique attachée à chaque colisage de bacs, portant la dénomination HI-BOND 55.750 ou HI-BOND 55.800 et le nom de la Société CORUS Bâtiments et Systèmes.

3. Définition des matériaux

Tôle en acier galvanisé en continu, de nuance 320 et de revêtements de designation Z 275, conforme à la norme NF P 34.310.

3.1 Aciers complémentaires

Treillis soudé et aciers ronds à haute adhérence.

3.2 Béton

Béton de classe C25/30 de sable et de granulats courants de classe P-25-0/20 au sens de la norme NF EN 206-1.

Un béton différent, de caractéristiques mécaniques au moins équivalentes, peut être spécifié par le bureau d'études.

4. Description des éléments

Tôles raidies longitudinalement par des nervures trapézoïdales.

Il existe trois variantes des bacs HI-BOND :

- Bacs de base dont les faces supérieures et inférieures comportent un raidisseur longitudinal plat obtenu par profilage de la tôle.
- Bacs prépercés, pour permettre le passage des goudjons lorsqu'ils sont soudés sur les solives en usine, avant la pose des bacs. Les tôles sont raidies et comportent des raidisseurs longitudinaux comme les bacs de base ;
- Bacs pour montages avec connecteurs fixés à travers la tôle. Les tôles sont dépourvues de raidisseur longitudinal en fond de nervure pour des raisons de mise en œuvre des connecteurs.

Les tôles sont profilées à froid par des machines à galets dans les usines de Corus à CHAUNY (Aisne).

Les faces latérales des nervures comportent chacune des bossages pour assurer la collaboration avec le béton. Les bossages sont inclinés à 45° et leur inclinaison est contraire d'un flanc à l'autre.

Profondeur des bossages : 2 mm.

La longueur maximale de livraison est de 14,0 m. Le recouvrement des bacs s'effectue en partie basse de la nervure.

Les caractéristiques dimensionnelles figurent dans les tableaux suivants :

HI-BOND 55.750

Hauteur des nervures (mm)	Nbre des nervures	Espace-ment Des nervures	Largeur utile du bac (mm)	EPAISSEUR TOLE (mm)		Poids (daN/m²)
				Galva-nisée	nue	
55 (hors tout)	5	150	750	0,75	0,71	9,56
				0,88	0,84	11,23
				1,00	0,96	12,83
				1,20	1,16	15,30

HI-BOND 55.800

Hauteur des nervures (mm)	Nbre des nervures	Espace-ment Des nervures	Largeur utile du bac (mm)	EPAISSEUR TOLE (mm)		Poids (daN/m²)
				Galva-nisée	nue	
55 (59 hors tout)	4	200	800	0,75	0,71	8,72
				0,88	0,84	10,23
				1,00	0,96	11,63
				1,20	1,16	13,95

5. Description de la mise en oeuvre

Le plancher HI-BOND 55 peut être posé sur ossature métallique, ossature en béton armé ou autre.

5.1 Pose sur ossature métallique

Les éléments sont posés et fixés sur les poutres porteuses de la structure par des clous en acier mis en place à l'aide de pistolets et de cartouches adéquats, ou par des vis autotaraudeuses ou par des boulons.

Par mesure de sécurité, les tôles doivent être fixées au fur et à mesure de la pose. Trois cas sont à distinguer :

- Bacs de base (non prépercés), montage sans connecteurs : Les tôles sont fixées seulement à leurs extrémités (2 points minimum par bacs et par appui concerné). La fixation sur appui intermédiaire est admise si nécessaire.
- Bacs prépercés : Les tôles sont fixées seulement à leurs extrémités (2 points minimum par bacs et par appui concerné). Afin d'éviter les coulées de béton en phase de coulage de la dalle, ces fixations peuvent être complétées par des clous à proximité des trous si la largeur de la semelle des solives le permet.
- Bacs connectés par des goudjons soudés à travers la tôle : Les fixations aux extrémités sont nécessaires pour des raisons de sécurité afin de maintenir le bac en position pendant la pose des goudjons.

Dans les zones sismiques, les bacs doivent être fixés sur les appuis intermédiaires en conformité avec le paragraphe 2.3.1 de l'Avis Technique. Lorsque le montage fait appel à des connecteurs, la connexion doit assurer la transmission des efforts horizontaux et dispense de fixations supplémentaires.

5.2 Pose sur ossature en béton

Il est nécessaire d'assurer aux extrémités, pour la bonne tenue des bacs pendant le coulage du béton, une largeur minimale d'appui de 5 cm.

Comme dans le cas des ossatures métalliques, les tôles sont fixées sur les appuis au fur et à mesure de la pose ; on utilise soit des platines métalliques ou des cornières scellées dans les poutres d'appui en béton, soit des inserts en bois noyés dans les poutres.

5.3 Pose sur d'autres types d'ossatures

Tout procédé de fixation approprié est utilisable.

5.4 Etalement

L'étalement, lorsqu'il est imposé par les conditions d'exécution de l'ouvrage, est réalisé avec les éléments traditionnels pour dalle en béton armé. Cependant, il faut s'assurer, dans le cas d'éléments métalliques, du non-poinçonnement de la tôle, en utilisant des protections (planches ou poutres de bois offrant une largeur minimale d'appui de 8 cm). Les étais doivent rester en place le temps nécessaire à l'atteinte de la résistance requise du béton.

5.5 Coffrage des rives

Dans le cas d'ossature métallique, on place des cornières en tôle d'acier galvanisé glissées sous les bacs en rives longitudinales et transversales de plancher et clouées en même temps que les tôles. Dans le cas d'ossature en béton, les rives sont coffrées soit par les cornières précédentes, soit par des coffrages classiques en bois.

5.6 Armatures complémentaires

Il est nécessaire de prévoir dans les dalles un faible treillis soudé qui sert à reprendre des efforts éventuels dus au séchage du béton et par ce fait empêche la fissuration.

Des armatures en chapeau sont nécessaires, comme dans toute dalle de béton armé traditionnel, sur appuis intermédiaires pour la reprise des moments négatifs, lorsque la continuité est prise en compte et/ou lorsqu'un revêtement de sol fragile est prévu. Ces armatures doivent couvrir au minimum une zone égale à 0,3 fois la portée, de part et d'autre de l'appui.

Des armatures supplémentaires peuvent être prévues également, en lit inférieur, pour améliorer le comportement du plancher en cas d'incendie ou pour répartir des charges poinçonnantes.

5.7 Garnissage aux joints entre bacs et rives

On obture les nervures en extrémité des bacs par des bouchons de mousse cellulaire souple pour éviter les couloirs du béton de chapeage.

Lorsque les tôles sont posées bout-à-bout sur un appui, l'obturation des nervures peut être réalisée par l'utilisation d'une bande adhésive.

5.8 Bétonnage

Le coulage du béton se fait par des méthodes traditionnelles (pompe ou benne à béton).

Dans la mesure du possible, le déchargement du béton par benne doit s'effectuer sur les éléments porteurs de la structure.

Le béton doit être vibré modérément, car les éléments métalliques transmettent mieux les vibrations que les éléments de coffrage traditionnels. De ce fait, une vibration exagérée pourrait conduire à une ségrégation trop importante du béton.

6. Caractéristiques des planchers finis

6.1 Poids propre

Le poids spécifique du béton mis en oeuvre est considéré égal à 2 400 daN/m³. Dans le calcul du poids propre du plancher, on tient compte :

- de la flèche f_g du bac au moment du coulage du béton ;
- du volume du béton à déduire dû à la présence des nervures (Valeur équivalente à une épaisseur) :
2,8 cm pour HI-BOND 55.750
3,6 cm pour HI-BOND 55.800
- du béton, réparti uniformément;
- du poids propre du bac acier.

Le poids du béton se calcule selon la formule suivante :

$$g = [(h - 2,8) + 0,7 f_g] 2400/100 \quad \text{pour le profilé HI-BOND 55.750}$$

$$g = [(h - 3,6) + 0,7 f_g] 2400/100 \quad \text{pour le profilé HI-BOND 55.800}$$

avec :

g : poids du béton du plancher en daN/m²

h : hauteur totale du plancher en cm

f_g : flèche à mi-portée en cm sous l'effet du poids du béton, calculée conformément aux indications du § 2.32 a) de l'Avis Technique n° 3/05-436*01Add, et en prenant une épaisseur de béton constante égale à $h - 2,8$ cm ou à $h - 3,6$ cm.

6.2 Réalisation des sols

On peut poser n'importe quel revêtement de sol sur la forme en béton.

6.3 Réalisation des trémies

La réservation des trémies, quand elle est préparée avant coulage du béton, peut être réalisée par bloc de mousse ou tout autre système adéquat. Dans ce cas, la tôle n'est découpée qu'après durcissement du béton.

Dans le cas de trémies de petites dimensions (50 x 50 cm), le renforcement est effectué en fixant des cornières de 50 x 50 x 5 mm sur les nervures et perpendiculairement à leur direction de part et d'autre de l'ouverture.

Dans le cas de trémies de plus grandes dimensions, il est nécessaire de prévoir à leur niveau des éléments de structures complémentaires (chevêtres).

6.4 Réalisation des plafonds

Tous les types de plafond du commerce peuvent être associés aux planchers collaborants HI-BOND 55.

On peut réaliser, selon les exigences, des plafonds rapportés esthétiques, thermiques, acoustiques et éventuellement coupe-feu (si cette fonction n'est pas remplie par la dalle elle-même au moyen d'armatures de résistance au feu).

Fixation en fond d'onde

Avant coulage du béton, tout système de fixation par suspentes traversant la tôle en fond d'onde est possible.

Après coulage du béton, des chevilles de diamètre 8 mm au maximum (logées dans un perçage de diamètre 10 mm au maximum) peuvent être utilisées en fond de nervure. L'espacement entre chevilles ne doit pas être inférieur à 300 mm. Les charges ponctuelles suspendue ne doivent pas dépasser 160 daN par point de fixation.

6.5 Plancher chauffant

Le plancher HI-BOND 55 admet les systèmes de chauffage à basse température, incorporés dans la dalle, sous réserve que le pourcentage des gaines, raccords inclus, reste faible. Cette solution implique un calage des tuyaux à 2 cm au dessus des tôles et un enrobage supérieur de 2 cm au minimum.

6.6 Utilisation du plancher HI-BOND en ossature mixte

Utilisé en tant que dalle collaborante isolée, le plancher HI-BOND 55 ne nécessite pas de connecteurs, la liaison mécanique acier-béton étant assurée dans la limite des charges d'utilisation autorisée par les bossages des flancs d'onde.

Dans le cas où les dalles collaborantes HI-BOND 55 sont considérées comme participantes à la résistance de poutre mixte d'ossature, la liaison mécanique dalle-poutre est assurée par des connecteurs appropriés (goujons soudables à travers la tôle ou cornières du type HVB de HILTI clouées à travers la tôle). Ceci permet une économie sensible du poids total de l'ossature.

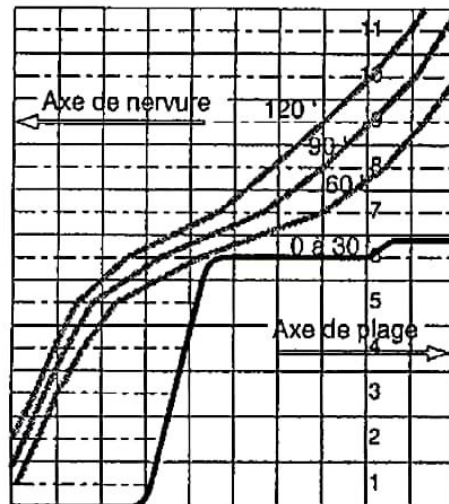
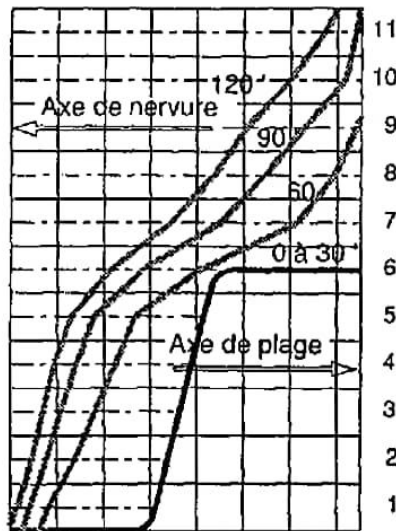
Dans le cas des bacs préperçés, les goujons sont soudés sur les poutres métalliques en usine, avant la pose du bac. Dans ce cas, la largeur des semelles ou reposent les bacs percés sera d'au moins 120 mm afin d'éviter des fuites de béton au coulage.

7. Caractéristiques des planchers pour les calculs de résistance au feu

7.1 Largeur des nervures après exposition au feu

HI-BOND 55.750

N° tranche	Largeur équivalente : $\Phi_{D,b}$ (cm / m)			
	CF 30	CF 60	CF 90	CF 120
11	100	100	98,43	89,61
10	100	100	94,43	79,68
9	100	97,90	84,14	67,82
8	100	91,28	72,77	58,04
7	100	81,70	59,95	45,86
6	79,00	54,50	37,93	27,93
5	55,73	35,94	23,20	17,10
4	52,40	29,90	18,36	12,96
3	49,20	24,32	14,28	9,18
2	45,87	17,28	10,08	5,76
1	42,67	10,80	5,40	2,40



Représentation graphique de la nervure équivalente (légèrement modifiée).

HI-BOND 55.800				
N° tranche	Largeur équivalente : $\Phi_b \cdot b$ (cm / m)			
	CF 30	CF 60	CF 90	CF 120
11	100	100	95,24	92,43
10	100	100	90,51	80,67
9	100	92,46	80,62	70,17
8	100	83,76	69,39	51,50
7	100	53,35	39,85	27,00
6	65,00	36,50	25,00	17,20
5	41,80	26,93	16,63	10,21
4	39,30	21,15	11,42	6,14
3	36,90	15,60	6,94	3,03
2	34,40	10,02	3,00	1,75
1	32,00	3,67	1,24	0,29

7.2 Température des aciers

Coefficients de la formule générale : $T = T_0 \cdot (1 - u/u_0)$ avec T en °C et u en mm

		T ₀			u ₀		
		CF 60	CF 90	CF 120	CF 60	CF 90	CF 120
HI BOND	55.750	703	898	1060	111	126,2	140,3
HI BOND	55.800	760	930	1020	101	126	146

8. Résultats d'essais ayant permis de porter les appréciations de 2.2

8.1 Essais mécaniques

Des essais de chargement statique instantané en flexion ont été réalisés sur 3 dalles réalisées avec des profils HI BOND d'épaisseur totale de 10 cm et de 16 cm en vue de déterminer les limites de la collaboration tôle-béton.

Ces essais ont été effectués à la station d'essais du CTICM à Maizières-les-Metz en mai, juillet et août 1984 (P.V. N° 84.Ex.7 T 6).

Cinq autres essais ont été réalisés en janvier et mars 1971 au CSTB sur des dalles de 9 et 12cm d'épaisseur totale.

Des essais de comportement des bacs HI-BOND 55.750 sous charges de chantier ont été réalisés en avril 1986 à la Station CSTB de Champs sur Marne (P.V. N° 23.054).

Des essais de comportement des bacs HI-BOND 55.800 sous charges de chantier ont été réalisés en juin 1994 à la Station d'essais de MONOPANEL à CHAUNY.

Des essais de comportement des bacs HI-BOND 55.750 et HI-BOND 55.800 ont été réalisés au CSTB sur des bacs prépercés en juillet 2004. Rapports CSTB ES 553 04 0036 ES 553 04 095. Des essais sur les bacs munis de connecteurs traversant la tôle ont été aussi réalisés en décembre 2004. Rapport CSTB ES 553 04 094.

Essais mécaniques : de nouveaux essais de chargement statiques ont complété ceux de 1971 et de 1984. Rapport CSTB N° EX 98-049 en 1999 pour HI BOND 55-750 et rapport CSTB EM 00-060 en 2001 pour HI BOND 55-800.

Essais acoustiques : les données pour l'établissement des performances d'isolement acoustique se réfèrent au rapport CSTB AC 01 067/10 de 2001.

8.2 Essais au feu

Les données utilisées pour la détermination des tables de températures et de coffrage équivalent à chaud présentées sont extraites de PV d'essais en vraie grandeur menés à la Station d'Essais du CTICM à MAIZIERES LES METZ.

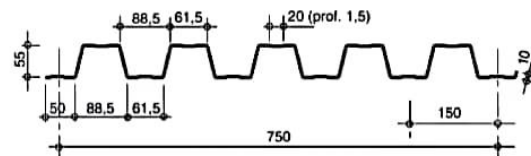
B. Références

Jusqu'à ce jour environ 7,0 millions de m2 de plancher ont été réalisés avec le procédé HI BOND 55.

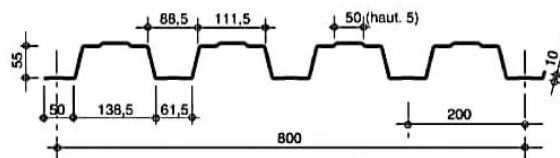
Tableaux et figures du Dossier Technique

DESSINS : Caractéristiques géométriques des profils HI BOND 55

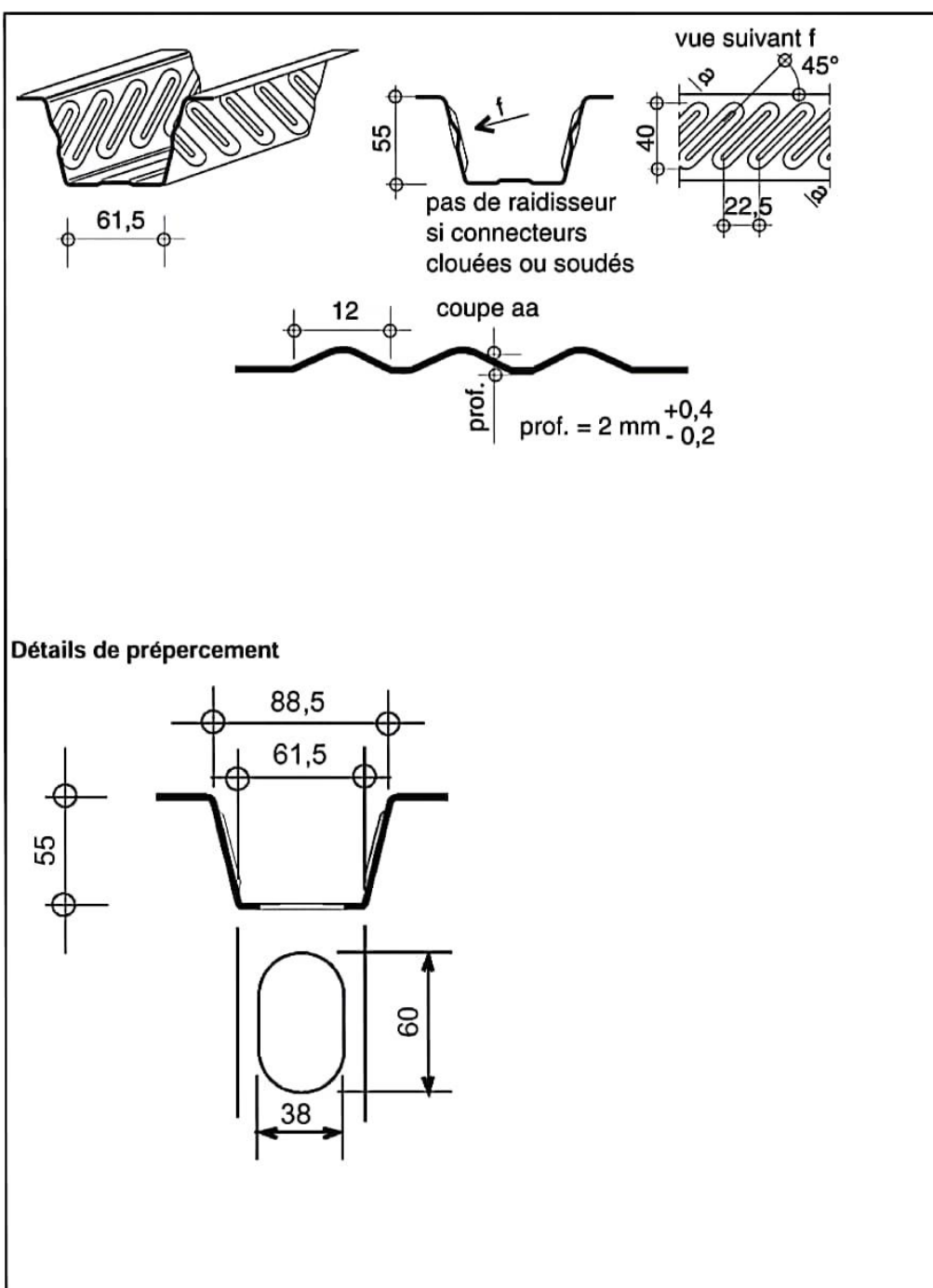
Profil HI BOND 55-750

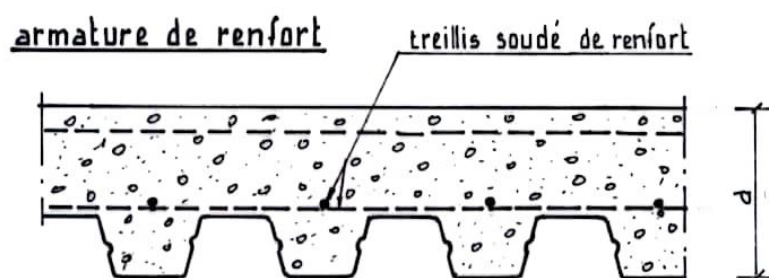
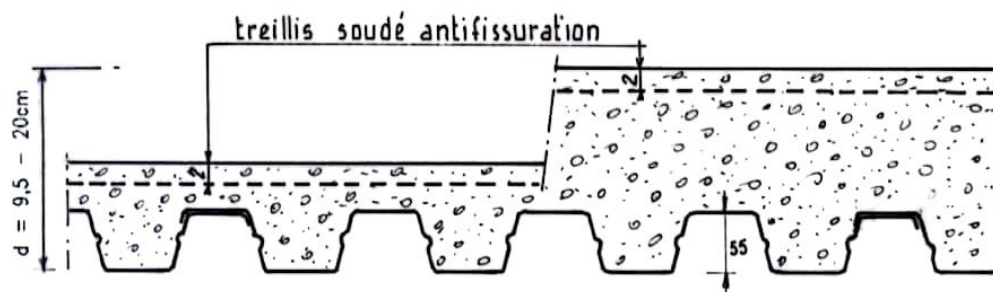


Profil HI BOND 55-800



Détails de nervure et de bossage

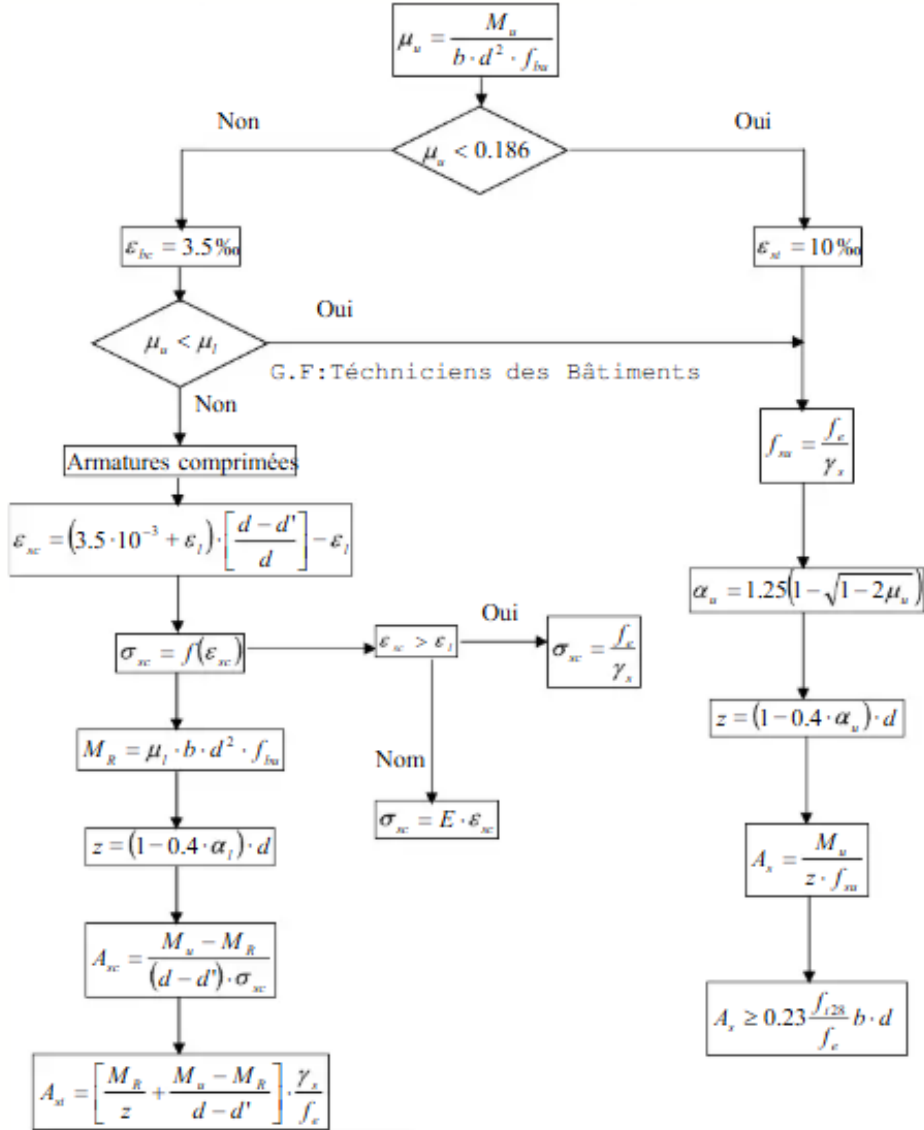




ANNEX B

FLEXION SIMPLE (E.L.U.) SECTION RECTANGULAIRE

Données : M_u ; b ; d ; d' ; f_{c28} ; f_e



Avec $\epsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E}$; $E = 2.10^5 \text{ MPa}$; $\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000\epsilon_l}$; $\mu_l = 0.8\alpha_l(1 - 0.4\alpha_l)$

Section (en cm²) de 1 à 20 armatures “HA” de diamètre “Ø” (en mm)

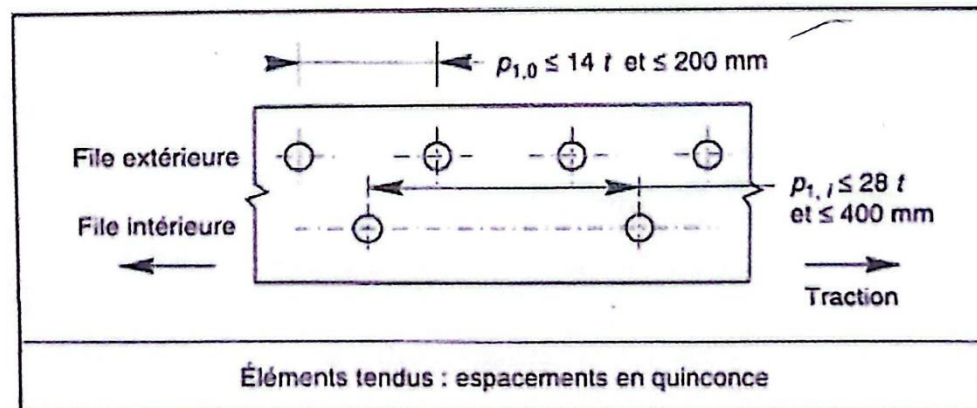
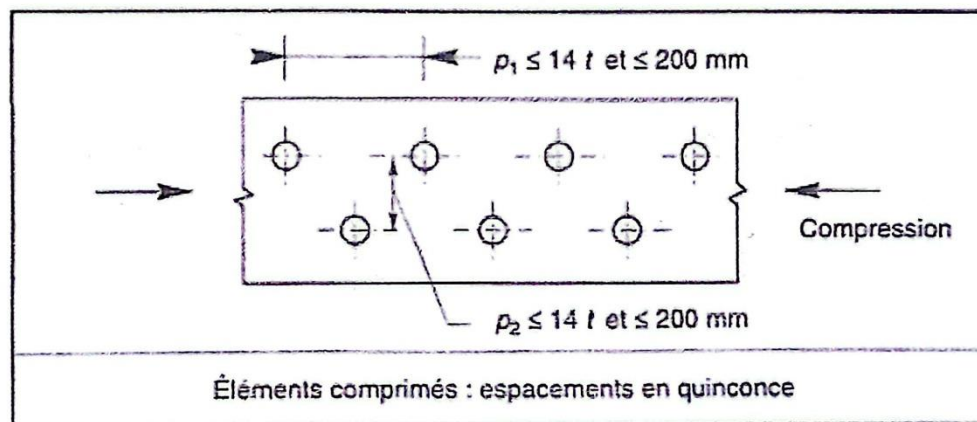
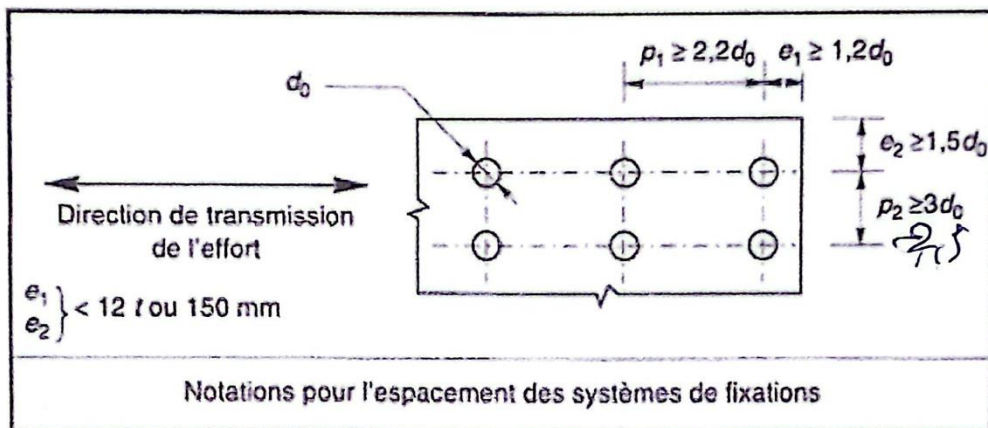
		Diamètre des barres Ø (en mm)										
		5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
Nombre de barres	1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
	2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
	3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
	4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
	5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	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	12.31	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	49.04	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	15.83	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	29.55	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

ANNEX C

CONCEPTION ET CALCUL DES STRUCTURES MÉTALLIQUES SELON L'EUROCODE 3

2.2. LES ASSEMBLAGES BOULONNÉS

Ils sont réglementés par l'*Eurocode 3* (chapitre 6.5).



- Figure 15 -

ANNEX D



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

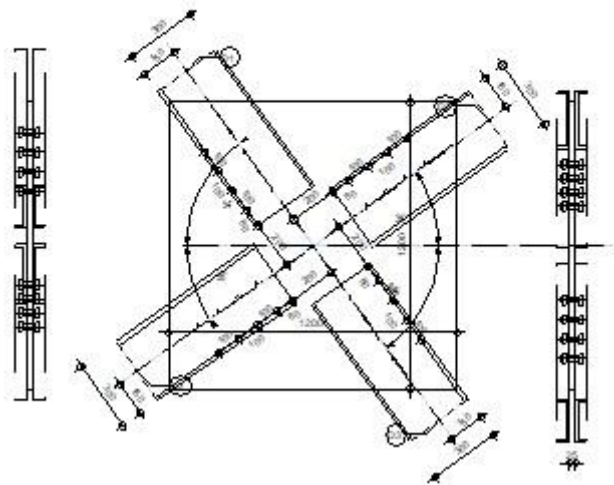
Calcul de l'assemblage au gousset

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009



Ratio
0,75

D1 - 2 UPN 300
D2 - 2 UPN 300
D3 - 2 UPN 300
D4 - 2 UPN 300



GENERAL

Assemblage N°: 2

Nom de l'assemblage : Gousset - contreventement

GEOMETRIE

BARRES

		Barre 1	Barre 2	Barre 3	Barre 4		
Profilé:		2 UPN 300	2 UPN 300	2 UPN 300	2 UPN 300		
	h	300	300	300	300		mm
	b _f	100	100	100	100		mm
	t _w	10	10	10	10		mm
	t _f	16	16	16	16		mm
	r	16	16	16	16		mm
	A	117,60	117,60	117,60	117,60		cm ²
Matériau:		ACIER	ACIER	ACIER	ACIER		
	f _y	235,00	235,00	235,00	235,00		MPa
	f _u	365,00	365,00	365,00	365,00		MPa
Angle	α	54,3	35,7	54,3	35,7		Deg

BOULONS

Barre 1

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 10.9 Classe du boulon

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 10.9 Classe du boulon
d = 20 [mm] Diamètre du boulon
d₀ = 22 [mm] Diamètre du trou de boulon
A_s = 2,45 [cm²] Aire de la section efficace du boulon
A_v = 3,14 [cm²] Aire de la section du boulon
f_{yb} = 670,00 [MPa] Limite de plasticité
f_{ub} = 1000,00 [MPa] Résistance du boulon à la traction
n = 4 Nombre de colonnes des boulons
Espacement des boulons 100;100;100 [mm]
e₁ = 80 [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
e₂ = 150 [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
e_c = 200 [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 2

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 10.9 Classe du boulon
d = 20 [mm] Diamètre du boulon
d₀ = 22 [mm] Diamètre du trou de boulon
A_s = 2,45 [cm²] Aire de la section efficace du boulon
A_v = 3,14 [cm²] Aire de la section du boulon
f_{yb} = 670,00 [MPa] Limite de plasticité
f_{ub} = 1000,00 [MPa] Résistance du boulon à la traction
n = 4 Nombre de colonnes des boulons
Espacement des boulons 100;100;100 [mm]
e₁ = 80 [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
e₂ = 150 [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
e_c = 200 [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 3

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 10.9 Classe du boulon
d = 20 [mm] Diamètre du boulon
d₀ = 22 [mm] Diamètre du trou de boulon
A_s = 2,45 [cm²] Aire de la section efficace du boulon
A_v = 3,14 [cm²] Aire de la section du boulon
f_{yb} = 670,00 [MPa] Limite de plasticité
f_{ub} = 1000,00 [MPa] Résistance du boulon à la traction
n = 4 Nombre de colonnes des boulons
Espacement des boulons 100;100;100 [mm]
e₁ = 80 [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
e₂ = 150 [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
e_c = 200 [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 4

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 10.9 Classe du boulon
d = 20 [mm] Diamètre du boulon
d₀ = 22 [mm] Diamètre du trou de boulon
A_s = 2,45 [cm²] Aire de la section efficace du boulon
A_v = 3,14 [cm²] Aire de la section du boulon
f_{yb} = 670,00 [MPa] Limite de plasticité
f_{ub} = 1000,00 [MPa] Résistance du boulon à la traction
n = 4 Nombre de colonnes des boulons
Espacement des boulons 100;100;100 [mm]
e₁ = 80 [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
e₂ = 150 [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
e_c = 200 [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

GOUSSET

$l_p = 1200$ [mm] Longueur de la platine
 $h_p = 1200$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_p = 25$ [mm] Epaisseur de la platine

Paramètres

$h_1 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_1 = 0$ [mm] Grugeage
 $h_2 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_2 = 0$ [mm] Grugeage
 $h_3 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_3 = 0$ [mm] Grugeage
 $h_4 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_4 = 0$ [mm] Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres (0;0)

$e_v = 600$ [mm] Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

$e_H = 600$ [mm] Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

Matériau: ACIER E28

$f_y = 275,00$ [MPa] Résistance

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Cas: Calculs manuels

$N_{b1,Ed} = 879,80$ [kN] Effort axial

$N_{b2,Ed} = 870,83$ [kN] Effort axial

$N_{b3,Ed} = 879,80$ [kN] Effort axial

$N_{b4,Ed} = 870,83$ [kN] Effort axial

RESULTATS

BARRE 1

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 301,59$ [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement

$$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$$

Pression du boulon sur la barre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 1,00$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 292,0$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1z} = 292,00$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la platine

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bx} = 1,00$	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx}=\min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$	
$\alpha_{bx} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2x} = 405,0$ [kN]	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd2x}=k_1*\alpha_b*f_u*d*t/\gamma_{M2}$	
Direction z		
$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z}=\min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$	
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bz} = 1,00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz}=\min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$	
$\alpha_{bz} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2z} = 405,00$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z}=k_{1z}*\alpha_{bz}*f_u*d*t/\gamma_{M2}$	

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$F_{NSd} = 219,95$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{NSd} = N_{b1,Ed}/n$
$F_{x,Ed} = 219,95$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{NSd}$
$F_{z,Ed} = 0,00$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
$F_{Ed} = 219,95$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} = 292,00$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 292,00$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 219,95 < 292,00$	vérifié (0,75)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 0,00 < 292,00$	vérifié (0,00)
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$	$219,95 < 301,59$	vérifié (0,73)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A = 58,80$ [cm ²]	Aire de la section transversale du profilé en U	
$A_{net} = 56,60$ [cm ²]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - t * d_0$
$N_{uRd} = 1487,45$ [kN]	Résistance de calcul de la section nette	$N_{u,Rd} = (0.9 * A_{net} * f_{u1}) / \gamma_{M2}$
$N_{plRd} = 1381,80$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{plRd} = A * f_{y1} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 * N_{b1,Ed} \leq N_{uRd}$	$ 439,90 < 1487,45$	vérifié (0,30)
$ 0.5 * N_{b1,Ed} \leq N_{plRd}$	$ 439,90 < 1381,80$	vérifié (0,32)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} = 13,90$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} = 30,30$ [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} = 614,04$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 * N_{b1,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 439,90 < 614,04$	vérifié (0,72)

BARRE 2

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 301,59$ [kN]	Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement	$F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$
--------------------------	---	---

Pression du boulon sur la barre

Direction x		
$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bx} = 1,00$	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd1x} = 292,0$	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_M$
Direction z		

$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bz} = 1,00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd1z} = 292,00$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la platine

Direction x

$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bx} = 1,00$	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2x} = 405,00$ [kN]	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bz} = 1,00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2z} = 405,00$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$F_{NSd} = 217,71$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{NSd} = N_{b2,Ed}/n$
$F_{x,Ed} = 217,71$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{NSd}$
$F_{z,Ed} = 0,00$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
$F_{Ed} = 217,71$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} = 292,00$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 292,00$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 217,71 < 292,00$	vérifié (0,75)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 0,00 < 292,00$	vérifié (0,00)
$F_{Ed} \leq F_{VRd}$	$217,71 < 301,59$	vérifié (0,72)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A = 58,80$ [cm ²]	Aire de la section transversale du profilé en U	
$A_{net} = 56,60$ [cm ²]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - t * d_0$
$N_{uRd} = 1487,45$ [kN]	Résistance de calcul de la section nette	$N_{u,Rd} = (0.9 * A_{net} * f_{u2}) / \gamma_{M2}$
$N_{plRd} = 1381,80$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{plRd} = A * f_{y2} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 * N_{b2,Ed} \leq N_{iRd}$	$ 435,42 < 1487,45$	vérifié (0,29)
$ 0.5 * N_{b2,Ed} \leq N_{plRd}$	$ 435,42 < 1381,80$	vérifié (0,32)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} = 13,90$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} = 30,30$ [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} = 614,04$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 * N_{b2,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 435,42 < 614,04$	vérifié (0,71)

BARRE 3

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 301,59$ [kN]	Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement	$F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$
--------------------------	---	---

Pression du boulon sur la barre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
-----------------	--	---

$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié	
$\alpha_{bx} = 1,00$	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons		$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié	
$F_{b,Rd1x} = 292,0$ [kN]	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou		$F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$		$k_{1z} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié	
$\alpha_{bz} = 1,00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$		$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié	
$F_{b,Rd1z} = 292,00$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale		$F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la platine

Direction x

$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$		$k_{1x} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié	
$\alpha_{bx} = 1,00$	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons		$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié	
$F_{b,Rd2x} = 405,0$ [kN]	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou		$F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$		$k_{1z} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié	
$\alpha_{bz} = 1,00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$		$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié	
$F_{b,Rd2z} = 405,00$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale		$F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$F_{NSd} = 219,95$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{NSd} = N_{b3,Ed}/n$
$F_{x,Ed} = 219,95$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{NSd}$
$F_{z,Ed} = 0,00$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
$F_{Ed} = 219,95$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} = 292,00$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 292,00$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 219,95 < 292,00$	vérifié (0,75)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 0,00 < 292,00$	vérifié (0,00)
$F_{Ed} \leq F_{VRd}$	$219,95 < 301,59$	vérifié (0,73)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A = 58,80$ [cm ²]	Aire de la section transversale du profilé en U	
$A_{net} = 56,60$ [cm ²]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - t * d_0$
$N_{uRd} = 1487,45$ [kN]	Résistance de calcul de la section nette	$N_{uRd} = (0.9 * A_{net} * f_{u3}) / \gamma_{M2}$
$N_{plRd} = 1381,80$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{plRd} = A * f_{y3} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 * N_{b3,Ed} \leq N_{tRd}$	$ 439,90 < 1487,45$	vérifié (0,30)
$ 0.5 * N_{b3,Ed} \leq N_{plRd}$	$ 439,90 < 1381,80$	vérifié (0,32)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} = 13,90$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} = 30,30$ [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} = 614,0$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 * N_{b3,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 439,90 < 614,04$	vérifié (0,72)

BARRE 4

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 301,59$ [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement

$$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$$

Pression du boulon sur la barre

Direction x

$$k_{1x} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bx} = 1,00 \quad \text{Coefficient dépendant de l'espacement des boulons} \quad \alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 1,00 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd1x} = 292,0 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou} \quad F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$$

Direction z

$$k_{1z} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bz} = 1,00 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 1,00 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd1z} = 292,00 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$$

Pression du boulon sur la platine

Direction x

$$k_{1x} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bx} = 1,00 \quad \text{Coefficient dépendant de l'espacement des boulons} \quad \alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 1,00 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd2x} = 405,00 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou} \quad F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$$

Direction z

$$k_{1z} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bz} = 1,00 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 1,00 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd2z} = 405,00 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$$

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$F_{NSd} = 217,71$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial

$$F_{NSd} = N_{b4,Ed}/n$$

$F_{x,Ed} = 217,71$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x

$$F_{x,Ed} = F_{NSd}$$

$F_{z,Ed} = 0,00$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z

$$F_{z,Ed} = F_{MSd}$$

$F_{Ed} = 217,71$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon

$$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$$

$F_{Rdx} = 292,00$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x

$$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$$

$F_{Rdz} = 292,00$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z

$$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$$

$$|F_{x,Ed}| \leq F_{Rdx} \quad |217,71| < 292,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,75)$$

$$|F_{z,Ed}| \leq F_{Rdz} \quad |0,00| < 292,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

$$F_{Ed} \leq F_{vRd} \quad 217,71 < 301,59 \quad \text{vérifié} \quad (0,72)$$

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A = 58,80$ [cm²] Aire de la section transversale du profilé en U

$A_{net} = 56,60$ [cm²] Aire de la section nette

$$A_{net} = A - t \cdot d_0$$

$N_{uRd} = 1487,45$ [kN] Résistance de calcul de la section nette

$$N_{uRd} = (0.9 \cdot A_{net} \cdot f_{u4}) / \gamma_{M2}$$

$N_{plRd} = 1381,80$ [kN] Résistance de calcul plastique de la section brute

$$N_{plRd} = A \cdot f_{y4} / \gamma_{M0}$$

$$|0.5 \cdot N_{b4,Ed}| \leq N_{IRd} \quad |435,42| < 1487,45 \quad \text{vérifié} \quad (0,29)$$

$$|0.5 \cdot N_{b4,Ed}| \leq N_{plRd} \quad |435,42| < 1381,80 \quad \text{vérifié} \quad (0,32)$$

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} =$	13,90	[cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction		
$A_{nv} =$	30,30	[cm ²]	Aire de la zone de la section en traction		
V_{effRd}	614,0	[kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous		$V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 \cdot N_{b4,Ed} \leq V_{effRd}$	435,42			< 614,04	vérifié (0,71)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,75

ANNEX E



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

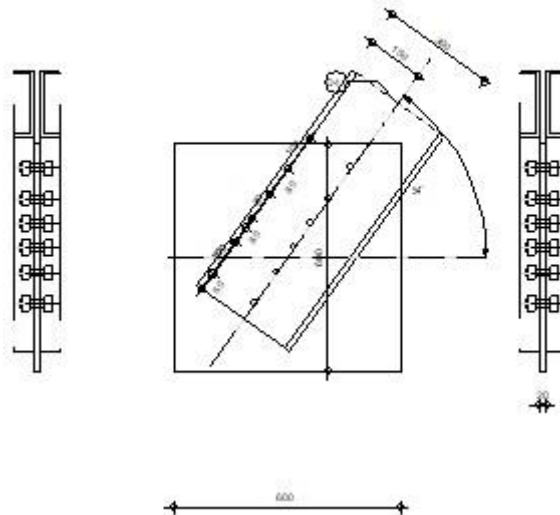
Calcul de l'assemblage au gousset

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009



Ratio
0,66

D4 - 2 UPN 300



GENERAL

Assemblage N°: 3

Nom de l'assemblage : Gousset - barre simple

GEOMETRIE

BARRES

		Barre 4					
Profilé:		2 UPN 300					
	h	300					mm
	b _f	100					mm
	t _w	10					mm
	t _f	16					mm
	r	16					mm
	A	117,60					cm ²
Matériau:		ACIER					
	f _y	235,00					MPa
	f _u	365,00					MPa
Angle	α	54,3					Deg

BOULONS

Barre 4

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 10.9 Classe du boulon

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 10.9 Classe du boulon
d = 20 [mm] Diamètre du boulon
d₀ = 22 [mm] Diamètre du trou de boulon
A_s = 2,45 [cm²] Aire de la section efficace du boulon
A_v = 3,14 [cm²] Aire de la section du boulon
f_{yb} = 670,00 [MPa] Limite de plasticité
f_{ub} = 1000,00 [MPa] Résistance du boulon à la traction
n = 6 Nombre de colonnes des boulons
Espacement des boulons 100;80;80;80;100 [mm]
e₁ = 50 [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
e₂ = 150 [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
e_c = -200 [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

SOUDURES

Soudures d'angle du gousset

b = 12 [mm] Bord b

GOUSSET

l_p = 600 [mm] Longueur de la platine
h_p = 600 [mm] Hauteur de la platine
t_p = 20 [mm] Epaisseur de la platine

Paramètres

h₁ = 0 [mm] Grugeage
v₁ = 0 [mm] Grugeage
h₂ = 0 [mm] Grugeage
v₂ = 0 [mm] Grugeage
h₃ = 0 [mm] Grugeage
v₃ = 0 [mm] Grugeage
h₄ = 0 [mm] Grugeage
v₄ = 0 [mm] Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres (300;300)

e_v = 300 [mm] Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres
e_h = 300 [mm] Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

Matériau: ACIER E28

f_y = 275,00 [MPa] Résistance

COEFFICIENTS DE MATERIAU

γ_{M0} = 1,00 Coefficient de sécurité partiel [2.2]

γ_{M2} = 1,25 Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Cas: Calculs manuels

N_{b4,Ed} = 879,80 [kN] Effort axial

RESULTATS

BARRE 4

RESISTANCE DES BOULONS

F_{v,Rd} = 301,59 [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement

$$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$$

Pression du boulon sur la barre

Direction x		
$k_{1x} =$	2,50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$
$k_{1x} > 0.0$	2,50 > 0,00	vérifié
$\alpha_{bx} =$	0,76	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons
$\alpha_{bx} > 0.0$	0,76 > 0,00	vérifié
$F_{b,Rd1x} =$	221,2 [kN]	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou
		$F_{b,Rd1x} = k_{1x} \alpha_{bx} f_u d^* t / \gamma_M$

Direction z		
$k_{1z} =$	2,50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$
$k_{1z} > 0.0$	2,50 > 0,00	vérifié
$\alpha_{bz} =$	1,00	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$
$\alpha_{bz} > 0.0$	1,00 > 0,00	vérifié
$F_{b,Rd1z} =$	292,00 [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale
		$F_{b,Rd1z} = k_{1z} \alpha_{bz} f_u d^* t / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la platine

Direction x		
$k_1 =$	2,50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$
$k_1 > 0.0$	2,50 > 0,00	vérifié
$\alpha_{bx} =$	0,96	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons
$\alpha_{bx} > 0.0$	0,96 > 0,00	vérifié
$F_{b,Rd2x} =$	311,73 [kN]	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou
		$F_{b,Rd2x} = k_1 \alpha_{bx} f_u d^* t / \gamma_{M2}$

Direction z		
$k_{1z} =$	2,50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$
$k_{1z} > 0.0$	2,50 > 0,00	vérifié
$\alpha_{bz} =$	1,00	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$
$\alpha_{bz} > 0.0$	1,00 > 0,00	vérifié
$F_{b,Rd2z} =$	324,00 [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale
		$F_{b,Rd2z} = k_{1z} \alpha_{bz} f_u d^* t / \gamma_{M2}$

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$F_{NSd} =$	146,63 [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{NSd} = N_{b4,Ed}/n$
$F_{x,Ed} =$	146,63 [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{NSd}$
$F_{z,Ed} =$	0,00 [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
$F_{Ed} =$	146,63 [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} =$	221,21 [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} =$	292,00 [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	146,63 < 221,21	vérifié	(0,66)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	0,00 < 292,00	vérifié	(0,00)
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$	146,63 < 301,59	vérifié	(0,49)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A =$	58,80 [cm ²]	Aire de la section transversale du profilé en U	
$A_{net} =$	56,60 [cm ²]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - t \cdot d_0$
$N_{uRd} =$	1487,45 [kN]	Résistance de calcul de la section nette	$N_{u,Rd} = (0.9 \cdot A_{net} \cdot f_{u4}) / \gamma_{M2}$
$N_{plRd} =$	1381,80 [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{plRd} = A \cdot f_{y4} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 \cdot N_{b4,Ed} \leq N_{tRd}$	439,90 < 1487,45	vérifié	(0,30)
$ 0.5 \cdot N_{b4,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	439,90 < 1381,80	vérifié	(0,32)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} =$	13,90 [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} =$	36,90 [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} =$	703,5 [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0.5 \cdot f_{td} \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_{yd} \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 \cdot N_{b4,Ed} \leq V_{effRd}$	439,90 < 703,59	vérifié	(0,63)

ATTACHE GOUSSET

VERIFICATION DES SOUDURES D'ANGLE

$e = 215$ [mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport au centre de gravité du groupes de boulons	
$M_0 = 76,9$ [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = 0.5 \cdot N_{b1,Ed} \cdot \sin(\alpha) \cdot e$
$A_w = 72,0$ [cm ²]	Aire de la section de la soudure	$A_w = a \cdot l$
$\sigma = 156,53$ [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	$\sigma = 0.5 \cdot N_{b1,Ed} \cdot \sin(\alpha) / A_w + M_0 / W_{yw}$
$\sigma_{\perp} = 110,69$ [MPa]	Contrainte normale perpendiculaire dans la soudure	$\sigma_{\perp} = \sigma / \sqrt{2}$
$ \sigma_{\perp} \leq 0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$ 110,69 < 291,60 vérifié (0,38)		
$\tau_{\perp} = 110,69$ [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp}$
$\tau_{\parallel} = 35,64$ [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	$\tau_{\parallel} = (0.5 \cdot N_{b1,Ed} \cdot \cos(\alpha)) / A_s$
$\beta_w = 0,85$	Coefficient de corrélation	[Tableau 4.1]
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\parallel}^2 + \tau_{\perp}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$ 229,82 < 381,18 vérifié (0,60)		

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,66

ANNEX F



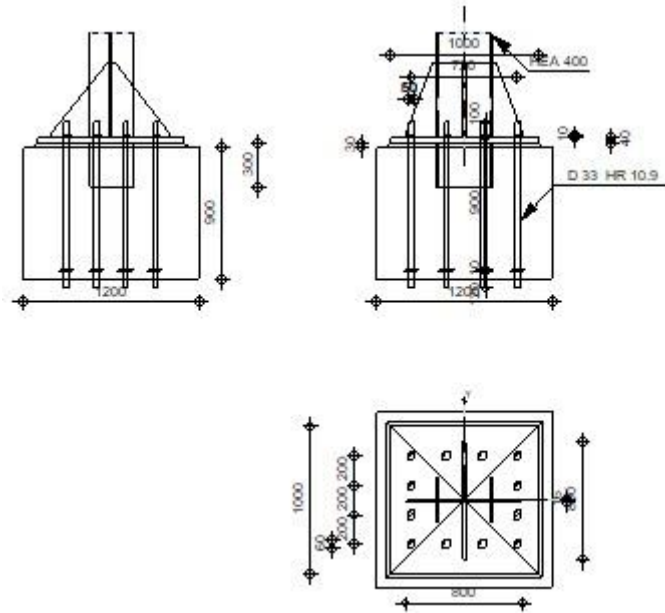
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

Calcul du Pied de Poteau encastré

Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009



Ratio
0,98



GENERAL

Assemblage N°: 4
Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 400

$L_c =$	5,00	[m]	Longueur du poteau
$\alpha =$	0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_c =$	390	[mm]	Hauteur de la section du poteau
$b_{fc} =$	300	[mm]	Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	11	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	19	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	27	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	158,98	[cm ²]	Aire de la section du poteau
$I_{yc} =$	45069,40	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: ACIER

$f_{yc} =$	235,00	[MPa]	Résistance
$f_{uc} =$	365,00	[MPa]	Résistance ultime du matériau

PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pd} =$	1000	[mm]	Longueur
$b_{pd} =$	1000	[mm]	Largeur
$t_{pd} =$	40	[mm]	Epaisseur

Matériau: ACIER E28
 $f_{ypd} = 275,00$ [MPa] Résistance
 $f_{upd} = 405,00$ [MPa] Résistance ultime du matériau

ANCRAGE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 10.9 Classe de tiges d'ancrage
 $f_{yb} = 900,00$ [MPa] Limite de plasticité du matériau du boulon
 $f_{ub} = 1200,00$ [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction
 $d = 33$ [mm] Diamètre du boulon
 $A_s = 6,94$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 8,55$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $n_H = 4$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_V = 4$ Nombre de rangées des boulons
Ecartement $e_{Hi} = 240; 240$ [mm]
Entraxe $e_{Vi} = 200; 200$ [mm]

Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 = 100$ [mm]
 $L_2 = 900$ [mm]
 $L_3 = 120$ [mm]

Plaque d'ancrage

$l_p = 100$ [mm] Longueur
 $b_p = 100$ [mm] Largeur
 $t_p = 10$ [mm] Epaisseur

Matériau: ACIER
 $f_y = 235,00$ [MPa] Résistance

Platine

$l_{wd} = 50$ [mm] Longueur
 $b_{wd} = 60$ [mm] Largeur
 $t_{wd} = 10$ [mm] Epaisseur

BECHE

Profilé: HEA 400
 $l_w = 300$ [mm] Longueur
Matériau: ACIER
 $f_{yw} = 235,00$ [MPa] Résistance

RAIDISSEUR

$l_s = 800$ [mm] Longueur
 $w_s = 800$ [mm] Largeur
 $h_s = 500$ [mm] Hauteur
 $t_s = 16$ [mm] Epaisseur
 $d_1 = 20$ [mm] Grugeage
 $d_2 = 20$ [mm] Grugeage

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel
 $\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel
 $\gamma_C = 1,50$ Coefficient de sécurité partiel

SEMELLE ISOLEE

$L = 1200$ [mm] Longueur de la semelle
 $B = 1200$ [mm] Largeur de la semelle
 $H = 900$ [mm] Hauteur de la semelle

Béton

Classe BETON20

$f_{ck} = 20,00$ [MPa] Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

$t_g = 30$ [mm] Epaisseur du mortier de calage

$f_{ck,g} = 12,00$ [MPa] Résistance caractéristique à la compression

$C_{f,d} = 0,30$ Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

SOUDURES

$a_p = 16$ [mm] Plaque principale du pied de poteau

$a_w = 16$ [mm] Bêche

$a_s = 16$ [mm] Raidisseurs

EFFORTS

Cas: Calculs manuels

$N_{j,Ed} = 2459,66$ [kN] Effort axial

$M_{j,Ed,y} = 11,79$ [kN*m] Moment fléchissant

RESULTATS

ZONE TENDUE

RUPTURE DU BOULON D'ANCRAGE

$A_b = 6,94$ [cm²] Aire de section efficace du boulon

[Tableau 3.4]

$f_{ub} = 1200,00$ [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction

[Tableau 3.4]

$\beta = 0,85$ Coefficient de réduction de la résistance du boulon

[3.6.1.(3)]

$F_{t,Rd,s1} = \beta \cdot 0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_b / \gamma_{M2}$

$F_{t,Rd,s1} = 509,67$ [kN] Résistance du boulon à la rupture

[Tableau 3.4]

$F_{t,Rd,s} = F_{t,Rd,s1}$

$F_{t,Rd,s} = 509,67$ [kN] Résistance du boulon à la rupture

RESISTANCE DU BOULON D'ANCRAGE A LA TRACTION

$F_{t,Rd} = F_{t,Rd,s}$

$F_{t,Rd} = 509,67$ [kN] Résistance du boulon d'ancrage à traction

FLEXION DE LA PLAQUE DE BASE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$l_{eff,1} = 481$ [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1

[6.2.6.5]

$l_{eff,2} = 481$ [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2

[6.2.6.5]

$m = 147$ [mm] Pince boulon-bord de renforcement

[6.2.6.5]

$M_{pl,1,Rd} = 52,94$ [kN*m] Résistance plastique de la dalle pour le mode 1

[6.2.4]

$M_{pl,2,Rd} = 52,94$ [kN*m] Résistance plastique de la dalle pour le mode 2

[6.2.4]

$F_{T,1,Rd} = 1441,61$ [kN] Résistance de la dalle pour le mode 1

[6.2.4]

$F_{T,2,Rd} = 1363,91$ [kN] Résistance de la dalle pour le mode 2

[6.2.4]

$F_{T,3,Rd} = 2038,69$ [kN] Résistance de la dalle pour le mode 3

[6.2.4]

$F_{t,pl,Rd,y} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$

$F_{t,pl,Rd,y} = 1363,91$ [kN] Résistance de la dalle pour le mode à la traction

[6.2.4]

RESISTANCE DE L'AME DU POTEAU A LA TRACTION

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$t_{wc} = 11$ [mm] Epaisseur efficace de l'âme du poteau

[6.2.6.3.(8)]

$b_{eff,t,wc} = 500$ [mm] Largeur efficace de l'âme à la traction

[6.2.6.3.(2)]

$A_{vc} = 57,33$ [cm²] Aire de la section au cisaillement

EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$\omega = 0,67$ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement

[6.2.6.3.(4)]

$F_{t,wc,Rd,z} = \omega \cdot b_{eff,t,wc} \cdot t_{wc} \cdot f_{yc} / \gamma_{M0}$

$F_{t,wc,Rd,z} = 872,10$ [kN] Résistance de l'âme du poteau

[6.2.6.3.(1)]

RESISTANCES DE SEMELLE DANS LA ZONE TENDUE

$N_{j,Rd} = 3108,11$ [kN] Résistance de la semelle à la traction axiale

[6.2.8.3]

$$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$$

$$F_{T,Rd,y} = 1363,91 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de la semelle dans la zone tendue}$$

[6.2.8.3]

CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	$0,79 < 1,00$	vérifié	(0,79)
$e_y = 5$ [mm]	Excentricité de l'effort axial		[6.2.8.3]
$Z_{c,y} = 242$ [mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,y}$		[6.2.8.1.(2)]
$Z_{t,y} = 360$ [mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,y}$		[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,y} = 12,90$ [kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion		[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)	$0,91 < 1,00$	vérifié	(0,91)

CONTROLE DES RAIDISSEURS

Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

$M_1 = 205,62$ [kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur		
$Q_1 = 1246,20$ [kN]	Effort tranchant du raidisseur		
$Z_s = 73$ [mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)		
$I_s = 63988,71$ [cm ⁴]	Moment d'inertie du raidisseur		
$\sigma_d = 10,59$ [MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]	
$\sigma_g = 150,09$ [MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]	
$\tau = 155,78$ [MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]	
$\sigma_z = 270,02$ [MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]	
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)		$0,98 < 1,00$	vérifié (0,98)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (au milieu de l'âme du poteau)

$M_1 = 46,73$ [kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur		
$Q_1 = 311,55$ [kN]	Effort tranchant du raidisseur		
$Z_s = 160$ [mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)		
$I_s = 44946,87$ [cm ⁴]	Moment d'inertie du raidisseur		
$\sigma_d = 12,43$ [MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]	
$\sigma_g = 39,56$ [MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]	
$\tau = 38,94$ [MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]	
$\sigma_z = 68,59$ [MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]	
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)		$0,25 < 1,00$	vérifié (0,25)

SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

$\sigma_{\perp} = 26,41$ [MPa]	Contrainte normale dans la soudure		[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 26,41$ [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire		[4.5.3.(7)]
$\tau_{yII} = 0,00$ [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$		[4.5.3.(7)]
$\tau_{zII} = 0,00$ [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$		[4.5.3.(7)]
$\beta_w = 0,85$	Coefficient dépendant de la résistance		[4.5.3.(7)]
$\sigma_{\perp} / (0.9*f_u/\gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)		$0,10 < 1,00$	vérifié (0,10)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0(\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2))} / (f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)		$0,15 < 1,00$	vérifié (0,15)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0(\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)		$0,15 < 1,00$	vérifié (0,15)

SOUDURES VERTICALES DES RAIDISSEURS

Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

$\sigma_{\perp} = 109,05$ [MPa]	Contrainte normale dans la soudure		[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 109,05$ [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire		[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} = 77,89$ [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle		[4.5.3.(7)]
$\sigma_z = 256,45$ [MPa]	Contrainte totale équivalente		[4.5.3.(7)]
$\beta_w = 0,85$	Coefficient dépendant de la résistance		[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)		$0,75 < 1,00$	vérifié (0,75)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (au milieu de l'âme du poteau)

$\sigma_{\perp} = 24,78$ [MPa]	Contrainte normale dans la soudure		[4.5.3.(7)]
--------------------------------	------------------------------------	--	-------------

$\sigma_{\perp} =$	24,78	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	24,78	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	19,47	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	59,95	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max (\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0 \text{ (4.1)}$ 0,17 < 1,00 vérifié (0,17)				

SOUDURES HORIZONTALES DES RAIDISSEURS

Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	134,33	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	134,33	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	105,68	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	325,09	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max (\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0 \text{ (4.1)}$ 0,85 < 1,00 vérifié (0,85)				

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (au milieu de l'âme du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	17,45	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	17,45	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	22,61	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	52,45	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max (\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0 \text{ (4.1)}$ 0,14 < 1,00 vérifié (0,14)				

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$b_{eff} =$	254	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	535	[mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$k_{13,y} = E_c * \sqrt{(b_{eff} * l_{eff})} / (1.275 * E)$				
$k_{13,y} =$	41	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} =$	481	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	147	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,y} = 0.850 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$				
$k_{15,y} =$	8	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	361	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,y} = 1.6 * A_b / L_b$				
$k_{16,y} =$	3	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,y} =$	0,32		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} =$	52139,34	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[Tableau 6.12]
$S_{j,rig,y} =$	567874,44	[kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$ SEMI-RIGIDE				[5.2.2.5.(2)]

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

RAIDISSEUR - RESISTANCE

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,98