

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Ecole Nationale Polytechnique



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
Ecole Nationale Polytechnique

Département : Génie Civil

Mémoire de projet de fin d'études
pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Génie Civil

Thème

**ÉTUDE D'UN PARKING (RDC + 6 ÉTAGES)
AVEC BLOC ADMINISTRATIF
EN STRUCTURE MÉTALLIQUE**

Présenté le 04/07/2022 par :

BENMOUSSA Abdeldjalil

Devant le Jury composé de :

Président : M. A. TADJADIT

MCB. ENP

Rapporteur : M. B.K. BENAZZOUZ

MCA. ENP

Examinatrices : Mme. D. CHERID

MCA. ENP

Mme. M. CHERRAK

MCB. ENP

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Ecole Nationale Polytechnique



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
Ecole Nationale Polytechnique

Département : Génie Civil

Mémoire de projet de fin d'études
pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Génie Civil

Thème

**ÉTUDE D'UN PARKING (RDC + 6 ÉTAGES)
AVEC BLOC ADMINISTRATIF
EN STRUCTURE MÉTALLIQUE**

Présenté le 04/07/2022 par :

BENMOUSSA Abdeldjalil

Devant le Jury composé de :

Président : M. A. TADJADIT

MCB. ENP

Rapporteur : M. B.K. BENAZZOUZ

MCA. ENP

Examinatrices : Mme. D. CHERID

MCA. ENP

Mme. M. CHERRAK

MCB. ENP

ملخص

يتكوّن هذا المشروع من دراسة موقف سيّارات ذي هيكل معدنيّ للمركبات الخفيفة، يقع في منطقة طقارة، بولاية الجزائر. يتضمّن هذا المبنى طابقاً أرضياً، ستّة طوابق، وسطح، بالإضافة إلى مبنى إداري مكوّن من ستّة طوابق. يتّسع الموقف لركن 16 حافلة صغيرة و963 سيارة. موقع البناء مصنّف على أنّه "منطقة زلزالية III" وفقاً للقواعد الجزائرية للزّزل "R.P.A. 99 إصدار 2003". تمّ إجراء الدّراسة المناخية وفقاً لقواعد التّلوّج والرّياح "R.N.V. 2013"، وتبّت دراسة وتحديد أبعاد العناصر الدّاعمة، الأرضية المختلطة، والتّركيبات المختلفة وفقاً لقواعد "C.C.M. 97". يضمن استقرار الهيكل عن طريق عوارض، أعمدة، ونظام دعامة، حيث تبّت دراسة وتحليل هذه العناصر الدّاعمة بواسطة برنامج "Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2023". تتوافق حسابات التّسليح الحديدي للأساس العام للمبنى مع القواعد المعمول بها: "B.A.E.L. 99 المعدّل 99"، و"R.P.A. 99 إصدار 2003".

الكلمات الدالة: هيكل معدني، موقف سيّارات متعدّد الطوابق، تحجيم، دراسة زلزالية،
تجميع، C.C.M. 97.

Abstract

This project consists of the study of a metal-framed car park for light vehicles, located at Tagarins, in the Wilaya of Algiers. This parking lot includes a ground floor, six floors and a terrace, as well as a six-storey administrative block. It has a parking capacity of 16 mini-buses and 963 cars. The construction site is classified as a "seismic Zone III" according to the Algerian Seismic Regulations "R.P.A. 99 / version 2003".

The climatic study was realised in accordance with the Snow and Wind Regulations "R.N.V. 2013". The structural design of the assorted elements, the mixed slab, and the various assemblies were carried out according to the "C.C.M. 97".

The stability of the structure is ensured by beams, columns, and a bracing system. The study and analysis of the construction were accomplished using the "Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2023" software.

The calculations of the reinforcement of the raft foundations complies with the rules in force: "B.A.E.L. 91 modified 99", and "R.P.A. 99 / version 2003".

Keywords: metal structure, multi-storey parking lot, structural design, seismic study, assembly, C.C.M. 97.

Résumé

Le présent projet consiste à étudier un parking à ossature métallique pour véhicules légers, situé aux Tagarins à la Wilaya d'Alger. Ce parking est composé d'un rez-de-chaussée, de six étages et une terrasse, ainsi qu'un bloc administratif en R+6. Il possède une capacité de stationnement de 16 mini-bus et 963 voitures. Le site est classé en « Zone III » suivant le Règlement Parasismique Algérien « R.P.A. 99 / version 2003 ».

L'étude climatique a été réalisée conformément au Règlement Neige et Vent « R.N.V. 2013 ». Le dimensionnement des différents éléments, l'étude du plancher mixte et les assemblages selon leurs différents modes de fonctionnement ont été effectués selon le règlement « C.C.M. 97 ».

La stabilité de l'ouvrage est assurée par des poutres, des poteaux, et un système de contreventement. L'étude et l'analyse de la construction ont été effectuées par le logiciel « Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2023 ».

Le calcul du ferrailage des fondations de type radier général est conforme aux règles en vigueur : « B.A.E.L. 91 modifié 99 », « R.P.A 99 / version 2003 ».

Mots-clés : structure métallique, parking à étages, dimensionnement, étude sismique, assemblage, C.C.M. 97.

DÉDICACES

Je dédie ce modeste travail à mes très chers parents dont le soutien et les encouragements durant tout mon parcours académique m'ont poussé à toujours poursuivre mes rêves jusqu'au bout, dont l'amour et la compassion ne cessent de me combler et de m'inciter à aller de l'avant dans ma vie, que Dieu leur procure bonheur et prospérité dans la vie et au-delà.

A ma très chère maman, Wahiba LARINOUNA, qui a toujours été à mes côtés et qui m'a soutenue tout le long de ce projet, à mon père Larbi "Allah yerahmou", qui malgré son départ du monde des vivants, reste toujours pour moi une source d'inspiration et de bonheur, paix à son âme. A mes très chers frères Nour El Yakine "Allah yerahmou" et Hamid, ma sœur bienaimée Yousra, et son mari Ismail dont le support et la présence m'ont accompagné durant toute ma vie.

A l'ensemble de la famille BENMOUSSA et LARINOUNA, ainsi que toutes les amitiés et précieuses connaissances que j'ai acquis durant mes cinq ans d'expérience à l'Ecole Nationale Polytechnique, notamment à travers les clubs scientifiques dont je cite : le Vision & Innovation Club, le Polytechnic Leaders' Club, et le Civil & Civic Club, dont les membres sont pour moi comme une deuxième famille au sein de l'école, qui m'a permis de me développer et d'arriver là où je suis aujourd'hui.

Enfin, je dédie ce travail à toute personne ayant contribué de près ou de loin au déroulement de ce projet, ainsi qu'à la réalisation de ce mémoire.

REMERCIEMENTS

La réalisation de ce mémoire de fin d'études n'aurait pu avoir lieu sans la contribution de plusieurs personnes, auxquelles je tiens à exprimer ma gratitude.

Tout d'abord, mes vifs remerciements vont d'emblée à Dieu tout-puissant qui m'a doté d'une grande volonté, de patience et de persévérance pour mener à bien ce modeste travail.

Je tiens également à adresser ma reconnaissance envers mes encadrants M. Brahim Khalil BENAZZOUZ, enseignant chercheur à l'Ecole Nationale Polytechnique, et M. Ahcene YAHIAOUI, ingénieur en Génie Civil au sein de l'entreprise TRAVOCOVI, pour leur suivi continu, ainsi que la précieuse aide et le soutien dont ils m'ont apporté, qui ont permis à ce projet de voir le jour.

Je remercie également les membres du jury M. Abdelmadjid TADJADIT, Mme. Djamila CHERID, et Mme. Messaouda CHERRAK, devant lesquels j'ai l'immense honneur d'exposer mon travail, ainsi que l'ensemble des enseignants de l'Ecole Nationale Polytechnique qui m'ont accompagné durant tout mon parcours universitaire du Cycle Préparatoire jusqu'à ma dernière année dans le Département de Génie Civil, dont les enseignements de qualité et le partage d'expériences m'ont permis de me développer tant sur le plan académique que personnel.

Mes remerciements sont adressés également à mes chers parents pour tous les sacrifices consentis à mon égard, et leur énorme soutien tout le long de mon parcours de plusieurs années d'études, ainsi que mes frères et sœur et toute ma famille qui ont toujours été à mes côtés et m'en encouragé à aller de l'avant.

Je voudrais également remercier mes amis, ainsi que toute personne que j'ai eu le plaisir de connaître à travers mes cinq ans d'études à l'Ecole Nationale Polytechnique, grâce à qui cette expérience fût l'une des meilleures de ma vie.

Enfin, je tiens à remercier infiniment tous ceux qui ont aidé à la réalisation de ce mémoire, et ont contribué de près ou de loin au succès de mon projet.

Table des matières

Liste des tableaux	
Liste des figures	
Liste des notations	
Introduction	18
Chapitre I : Généralités sur la conception de l'ouvrage	
I.1. Introduction.....	21
I.2. Description du projet.....	21
I.3. Présentation de l'ouvrage.....	21
I.3.1. Caractéristiques géométriques.....	21
I.3.2. Implantation.....	22
I.3.3. Données géotechniques.....	23
I.4. Régularité de la structure.....	23
I.4.1. Régularité en plan.....	23
I.4.2. Régularité en élévation.....	23
I.4.3. Conclusion.....	24
I.5. Caractéristiques structurales.....	24
I.6. Matériaux utilisés.....	25
I.6.1. Acier.....	25
I.6.2. Béton.....	26
I.7. Règlements utilisés.....	27
I.8. Conclusion.....	27
Chapitre II : Evaluation des charges et surcharges	
II.1. Introduction.....	29
II.2. Combinaisons d'actions.....	29
II.2.1. Etat Limite Ultime (ELU).....	29
II.2.2. Etat Limite de Service (ELS).....	30
II.2.3. Situations accidentelles.....	30
II.3. Evaluation des charges et des surcharges.....	30
II.3.1. Charges permanentes.....	30
II.3.2. Charges d'exploitation.....	32
II.3.3. Charges climatiques.....	32
II.3.3.1. Actions de la neige.....	32
II.3.3.2. Actions du vent.....	33
II.4. Conclusion.....	51
Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments	
III.1. Introduction.....	53
III.2. Règles de prédimensionnement.....	53
III.3. Pré-dimensionnement des solives.....	53
III.3.1. Premier bloc (parking).....	54
III.3.1.1. Etage courant.....	54
III.3.1.2. Terrasse accessible.....	58
III.3.2. Bloc administratif.....	58
III.3.2.1. Etage courant.....	58
III.3.2.2. Terrasse inaccessible.....	61
III.3.3. Conclusion.....	61
III.4. Pré-dimensionnement des poutres principales.....	61
III.4.1. Premier bloc (parking).....	61
III.4.2. Bloc administratif.....	65
III.4.3. Conclusion.....	68
III.5. Pré-dimensionnement des poteaux.....	68
III.5.1. Premier bloc (parking).....	68
III.5.2. Bloc administratif.....	72
III.5.3. Conclusion.....	75
III.6. Récapitulatif.....	75

Chapitre IV : Etude du plancher

IV.1. Introduction.....	78
IV.2. Hypothèses de calcul.....	78
IV.3. Etude en phase de construction.....	78
IV.3.1. Premier bloc (parking).....	79
IV.3.2. Bloc administratif.....	80
IV.4. Etude en phase finale.....	81
IV.4.1. Premier bloc (parking).....	82
IV.4.1.1. Propriétés de la section mixte.....	82
IV.4.2. Bloc administratif.....	86
IV.4.2.1. Propriétés de la section mixte.....	86
IV.5. Etude des connecteurs.....	90
IV.5.1. Choix des connecteurs.....	91
IV.5.2. Résistance de calcul des connecteurs.....	91
IV.5.3. Nombre et espacement des connecteurs.....	92
IV.6. Etude du ferrailage de la dalle.....	93
IV.7. Conclusion.....	94

Chapitre V : Etude sismique

V.1. Introduction.....	96
V.2. Méthodes de calcul.....	96
V.2.1. Méthode statique équivalente.....	96
V.2.2. Méthode modale spectrale.....	96
V.2.3. Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.....	96
V.2.4. Choix de la méthode.....	96
V.3. Contreventements.....	96
V.3.1. Disposition des palées de contreventement.....	97
V.4. Analyse dynamique de la structure.....	98
V.4.1. Principe de la méthode modale spectrale.....	98
V.4.2. Classification de l'ouvrage.....	99
V.4.3. Outil de simulation.....	99
V.4.4. Spectre de réponse de calcul.....	100
V.4.5. Nombre de modes de vibrations.....	101
V.4.6. Combinaison des réponses modales.....	104
V.4.7. Vérification de la force sismique à la base.....	105
V.4.8. Vérification des déplacements.....	109
V.4.9. Vérification à l'effet du deuxième ordre ($P - \Delta$).....	110
V.4.10. Calcul du joint sismique.....	112
V.5. Conclusion.....	113

Chapitre VI : Dimensionnement des éléments

VI.1. Introduction.....	115
VI.2. Dimensionnement des poteaux.....	115
VI.2.1. Premier bloc (parking).....	115
VI.2.2. Bloc administratif.....	119
VI.3. Dimensionnement des poutres.....	122
VI.4. Dimensionnement des barres de contreventement.....	123
VI.5. Dimensionnement des poutres de rampes.....	125
VI.6. Dimensionnement des escaliers.....	126
VI.6.1. Premier bloc (parking).....	127
VI.6.2. Bloc administratif.....	130
VI.7. Dimensionnement de l'acrotère.....	133
VI.7.1. Calcul des efforts.....	133
VI.7.2. Calcul du ferrailage longitudinal.....	134
VI.7.3. Calcul du ferrailage transversal.....	135
VI.8. Conclusion.....	136

Chapitre VII : Calcul des assemblages

VII.1. Introduction.....	138
VII.2. Modes d'assemblages.....	138
VII.3. Assemblage poteau-poutre.....	140
VII.3.1. Premier bloc (parking) [HEA 400 – HEA 450].....	140
VII.3.2. Bloc administratif [HEA 400 – IPE 600].....	145
VII.4. Assemblage poteau-solive.....	149
VII.4.1. Premier bloc (parking) [HEA 450 – IPE 220].....	149
VII.4.2. Bloc administratif [IPE 600 – IPE 140].....	152
VII.5. Assemblage poteau-poteau.....	155
VII.5.1. Premier bloc (parking) [HEA 400 – HEA 400].....	155
VII.5.2. Bloc administratif [HEA 400 – HEA 400].....	157
VII.6. Assemblage des palées de contreventement.....	158
VII.6.1. Premier bloc (parking) [UPN 220 – UPN 220].....	158
VII.6.2. Bloc administratif [UPN 220 – UPN 220].....	161
VII.7. Assemblage de pied de poteau.....	161
VII.7.1. Premier bloc (parking) [HEA 400].....	161
VII.7.2. Bloc administratif [HEA 400].....	164
VII.8. Conclusion.....	164

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

VIII.1. Introduction.....	166
VIII.2. Choix du type de fondations.....	167
VIII.3. Etude du radier général.....	168
VIII.3.1. Epaisseur minimale.....	168
VIII.3.2. Surface du radier.....	169
VIII.3.3. Vérification de la résistance.....	169
VIII.3.3.1. Vérification au cisaillement.....	169
VIII.3.3.2. Vérification au poinçonnement.....	170
VIII.3.4. Calcul du ferrailage.....	170
VIII.3.4.1. Sens x-x.....	170
VIII.3.4.2. Sens y-y.....	173
VIII.3.5. Récapitulatif du ferrailage du radier.....	177
VIII.4. Etude des nervures.....	177
VIII.4.1. Dimensionnement des nervures.....	177
VIII.4.2. Vérification de la résistance.....	178
VIII.4.2.1. Vérification au cisaillement.....	178
VIII.4.3. Calcul du ferrailage.....	178
VIII.4.4. Récapitulatif du ferrailage des nervures.....	181
VIII.5. Conclusion.....	182

Conclusion générale.....	184
--------------------------	-----

Références bibliographiques.....	186
----------------------------------	-----

Annexe 1 : Catalogue des profilés métalliques « ArcelorMittal Europe V2018 ».....	189
---	-----

Annexe 2 : Fiche technique Hi-Bond 55.....	197
--	-----

Annexe 3 : Tableau des sections d'acier.....	198
--	-----

Annexe 4 : Organigrammes de flexion simple.....	199
---	-----

Annexe 5 : Modélisation de l'ouvrage [Autodesk Robot Structural Analysis 2023].....	201
---	-----

Annexe 6 : Plans d'architecture de l'ouvrage [Autodesk AutoCAD 2023].....	203
---	-----

Liste des Tableaux

Chapitre II : Evaluation des charges et surcharges

Tableau II.1 : Charges permanentes plancher étage courant [premier bloc (parking)].....	30
Tableau II.2 : Charges permanentes plancher terrasse accessible [premier bloc (parking)].....	30
Tableau II.3 : Charges permanentes plancher étage courant [bloc administratif].....	31
Tableau II.4 : Charges permanentes plancher terrasse inaccessible [bloc administratif].....	31
Tableau II.5 : Calcul des pressions dynamiques [premier bloc (parking)].....	36
Tableau II.6 : Calcul des pressions dynamiques [bloc administratif].....	37
Tableau II.7 : Valeurs des coefficients de pression extérieure pour les parois verticales [premier bloc (parking) – sens V_1].....	38
Tableau II.8 : Valeurs des coefficients de pression extérieure pour la terrasse [premier bloc (parking) – sens V_1].....	39
Tableau II.9 : Valeurs des coefficients de pression extérieure pour les parois verticales [premier bloc (parking) – sens V_2].....	40
Tableau II.10 : Valeurs des coefficients de pression extérieure pour la terrasse [premier bloc (parking) – sens V_2].....	41
Tableau II.11 : Valeurs des coefficients de pression extérieure pour les parois verticales [bloc administratif – sens V_1].....	42
Tableau II.12 : Valeurs des coefficients de pression extérieure pour la terrasse [bloc administratif – sens V_1].....	43
Tableau II.13 : Valeurs des coefficients de pression extérieure pour les parois verticales [bloc administratif – sens V_2].....	44
Tableau II.14 : Valeurs des coefficients de pression extérieure pour la terrasse [bloc administratif – sens V_2].....	45
Tableau II.15 : Valeurs des pressions q_j [premier bloc (parking) – sens V_1].....	46
Tableau II.16 : Valeurs des pressions q_j [premier bloc (parking) – sens V_2].....	47
Tableau II.17 : Valeurs des pressions q_j [bloc administratif – sens V_1].....	49
Tableau II.18 : Valeurs des pressions q_j [bloc administratif – sens V_2].....	50

Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments

Tableau III.1 : Valeurs limites recommandées pour les flèches verticales [C.C.M. 97].....	53
Tableau III.2 : Charges permanentes sur le poteau le plus sollicité – Dégression des surcharges [premier bloc (parking)].....	68
Tableau III.3 : Descente des charges pour le poteau le plus sollicité [premier bloc (parking)].....	69
Tableau III.4 : Valeurs de l'élançement réduit pour les deux directions $y - y$ et $z - z$ [premier bloc (parking)].....	71
Tableau III.5 : Charges permanentes sur le poteau le plus sollicité – Dégression des surcharges [Bloc administratif].....	73
Tableau III.6 : Descente des charges pour le poteau le plus sollicité [bloc administratif].....	73
Tableau III.7 : Valeurs de l'élançement réduit pour les deux directions $y - y$ et $z - z$ [bloc administratif].....	75
Tableau III.8 : Récapitulatif des résultats de pré-dimensionnement.....	76

Chapitre V : Etude sismique

Tableau V.1 : Résultats de l'analyse modale [Autodesk Robot Structural Analysis Professional].....	101
Tableau V.2 : Résultats de l'analyse modale [Autodesk Robot Structural Analysis Professional].....	103
Tableau V.3 : Etages et leurs poids en kN	106
Tableau V.4 : Force sismique [Autodesk Robot Structural Analysis Professional].....	107
Tableau V.5 : Condition sur l'effort tranchant à la base.....	107
Tableau V.6 : Etages et leurs poids en kN	108
Tableau V.7 : Force sismique [Autodesk Robot Structural Analysis Professional].....	108
Tableau V.8 : Condition sur l'effort tranchant à la base.....	108
Tableau V.9 : Déplacements dans le sens $x - x$	109

Tableau V.10 : Déplacements dans le sens $y - y$	109
Tableau V.11 : Déplacements dans le sens $x - x$	110
Tableau V.12 : Déplacements dans le sens $y - y$	110
Tableau V.13 : Vérification de l'effet ($P-\Delta$) dans le sens $x - x$	111
Tableau V.14 : Vérification de l'effet ($P-\Delta$) dans le sens $y - y$	111
Tableau V.15 : Vérification de l'effet ($P-\Delta$) dans le sens $x - x$	112
Tableau V.16 : Vérification de l'effet ($P-\Delta$) dans le sens $y - y$	112

Chapitre VI : Dimensionnement des éléments

Tableau VI.1 : Valeurs de l'élançement réduit pour les deux directions $y - y$ et $z - z$ [premier bloc (parking)].....	117
Tableau VI.2 : Valeurs de l'élançement réduit pour les deux directions $y-y$ et $z-z$ [bloc administratif].....	120
Tableau VI.3 : Vérification de la résistance des poutres.....	122
Tableau VI.4 : Vérification de la résistance à la traction des palées de contreventement.....	124
Tableau VI.5 : Valeurs de l'élançement réduit pour les deux directions $y-y$ et $z-z$ [premier bloc (parking)].....	124
Tableau VI.6 : Vérification de la résistance des poutres de rampes.....	126
Tableau VI.7 : Efforts agissant sur l'acrotère.....	133
Tableau VI.8 : Sections finales des éléments de l'ouvrage.....	136

Chapitre VII : Calcul des assemblages

Tableau VII.1 : Résultats de calcul de l'effort tranchant sollicitant $V_{wp,Sd}$	142
Tableau VII.2 : Résultats des forces de traction dans chaque rangée de boulons.....	143
Tableau VII.3 : Résultats des efforts dans chaque rangée de boulons.....	144
Tableau VII.4 : Résultats de calcul de l'effort tranchant sollicitant $V_{wp,Sd}$	147
Tableau VII.5 : Résultats des forces de traction dans chaque rangée de boulons.....	148
Tableau VII.6 : Résultats des efforts dans chaque rangée de boulons.....	148
Tableau VII.7 : Caractéristiques des boulons.....	150
Tableau VII.8 : Efforts sollicitant les boulons assemblant la solive à la cornière.....	150
Tableau VII.9 : Efforts sollicitant les boulons assemblant la poutre principale à la cornière.....	151
Tableau VII.10 : Vérification au cisaillement de bloc (effort axial).....	151
Tableau VII.11 : Vérification au cisaillement de bloc (effort transversal).....	152
Tableau VII.12 : Caractéristiques des boulons.....	153
Tableau VII.13 : Efforts sollicitant les boulons assemblant la solive à la cornière.....	153
Tableau VII.14 : Efforts sollicitant les boulons assemblant la poutre principale à la cornière.....	154
Tableau VII.15 : Vérification au cisaillement de bloc (effort transversal).....	154
Tableau VII.16 : Caractéristiques des boulons.....	155
Tableau VII.17 : Efforts sollicitant les boulons assemblant une éclisse à l'âme du poteau.....	156
Tableau VII.18 : Efforts sollicitant les boulons assemblant une éclisse à la semelle du poteau.....	157
Tableau VII.19 : Vérification au cisaillement de bloc.....	157
Tableau VII.20 : Caractéristiques des boulons.....	158
Tableau VII.21 : Efforts sollicitant les boulons assemblant la barre 1 au gousset.....	159
Tableau VII.22 : Efforts sollicitant les boulons assemblant la barre 2 au gousset.....	160
Tableau VII.23 : Efforts sollicitant les boulons assemblant la barre 3 au gousset.....	160
Tableau VII.24 : Vérification au cisaillement de bloc.....	160
Tableau VII.25 : Caractéristiques des tiges d'ancrage.....	161

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

Tableau VIII.1 : Récapitulatif de calcul du ferrailage du radier.....	177
Tableau VIII.2 : Récapitulatif de calcul du ferrailage des nervures.....	181

Annexes :

Tableau A.1.1 : Tableau des profilés métalliques (Catalogue ArcelorMittal Europe V2018 page 72).....	189
Tableau A.1.2 : Tableau des profilés métalliques (Catalogue ArcelorMittal Europe V2018 page 73).....	190
Tableau A.1.3 : Tableau des profilés métalliques (Catalogue ArcelorMittal Europe V2018 page 76).....	191
Tableau A.1.4 : Tableau des profilés métalliques (Catalogue ArcelorMittal Europe V2018 page 77).....	192
Tableau A.1.5 : Tableau des profilés métalliques (Catalogue ArcelorMittal Europe V2018 page 82).....	193
Tableau A.1.6 : Tableau des profilés métalliques (Catalogue ArcelorMittal Europe V2018 page 83).....	194
Tableau A.1.7 : Tableau des profilés métalliques (Catalogue ArcelorMittal Europe V2018 page 120).....	195
Tableau A.1.8 : Tableau des profilés métalliques (Catalogue ArcelorMittal Europe V2018 page 121).....	196
Tableau A.2.1 : Fiche Technique Hi-Bond 55.....	197
Tableau A.3.1 : Tableau des sections d'armatures en fonction du diamètre et du nombre de barres.....	198
Tableau A.3.2 : Tableau des sections de treillis soudé en fonction du diamètre et l'espacement des barres.....	198

Liste des Figures

Chapitre I : Généralités sur la conception de l'ouvrage

Figure I.1 : Photos de l'ouvrage [Site Web : www.epebatimetal.dz]	21
Figure I.2 : Coupe verticale de la construction [Autodesk AutoCAD – Bureau d'études]	21
Figure I.3 : Coupes de l'ouvrage [Autodesk AutoCAD – Bureau d'études]	22
Figure I.4 : Localisation du site [Google Maps]	22
Figure I.5 : Implantation de l'ouvrage [Google Earth]	22
Figure I.6 : Composition du plancher mixte collaborant	24

Chapitre II : Evaluation des charges et surcharges

Figure II.1 : Directions du vent	33
Figure II.2 : Distribution des pressions dynamiques selon la hauteur	37
Figure II.3 : Découpage des parois verticales [premier bloc (parking) – sens V_1]	38
Figure II.4 : Coefficient de pression extérieure correspondant à chaque zone de parois verticales [premier bloc (parking) – sens V_1]	38
Figure II.5 : Découpage de la terrasse [premier bloc (parking) – sens V_1]	39
Figure II.6 : Distribution des coefficients de pression extérieure [premier bloc (parking) – sens V_1]	39
Figure II.7 : Découpage des parois verticales [premier bloc (parking) – sens V_2]	40
Figure II.8 : Coefficient de pression extérieure correspondant à chaque zone de parois verticales [premier bloc (parking) – sens V_2]	40
Figure II.9 : Découpage de la terrasse [premier bloc (parking) – sens V_2]	41
Figure II.10 : Distribution des coefficients de pression extérieure [premier bloc (parking) – sens V_2]	41
Figure II.11 : Découpage des parois verticales [bloc administratif – sens V_1]	42
Figure II.12 : Coefficient de pression extérieure correspondant à chaque zone de parois verticales [bloc administratif – sens V_1]	42
Figure II.13 : Découpage de la terrasse [bloc administratif – sens V_1]	43
Figure II.14 : Distribution des coefficients de pression extérieure [bloc administratif – sens V_1]	43
Figure II.15 : Découpage des parois verticales [bloc administratif – sens V_2]	43
Figure II.16 : Coefficient de pression extérieure correspondant à chaque zone de parois verticales [bloc administratif – sens V_2]	44
Figure II.17 : Découpage de la terrasse [bloc administratif – sens V_2]	44
Figure II.18 : Distribution des coefficients de pression extérieure [bloc administratif – sens V_2]	45

Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments

Figure III.1 : Longueur et entraxe des solives [Premier bloc (parking)] [Autodesk Robot Structural Analysis Professional]	54
Figure III.2 : Disposition des solives et des poutres principales [Premier bloc (parking)] [Autodesk Robot Structural Analysis Professional]	54
Figure III.3 : Schéma d'un IPE 220	55
Figure III.4 : Diagramme du moment fléchissant pour une poutre simplement appuyée et chargée uniformément	56
Figure III.5 : Diagramme de l'effort tranchant pour une poutre simplement appuyée et chargée uniformément	57
Figure III.6 : Disposition des solives et des poutres principales [Bloc administratif] [Autodesk Robot Structural Analysis Professional]	58
Figure III.7 : Schéma d'un IPE 140	59
Figure III.8 : Schéma de la poutre principale bi-encastree	61
Figure III.9 : Schéma d'un HEA 450	62
Figure III.10 : Diagramme du moment fléchissant pour une poutre bi-encastree et chargée uniformément	63
Figure III.11 : Diagramme de l'effort tranchant pour une poutre bi-encastree et chargée uniformément	64
Figure III.12 : Schéma de la poutre principale bi-encastree	65
Figure III.13 : Schéma d'un IPE 600	66

Figure III.14 : Surface d'influence du poteau le plus sollicité [premier bloc (parking)].....	68
Figure III.15 : Schéma d'un HEA 400.....	70
Figure III.16 : Surface d'influence du poteau le plus sollicité [bloc administratif].....	72

Chapitre IV : Etude du plancher

Figure IV.1 : Largeur participante de la dalle b_{eff}	82
Figure IV.2 : Diagramme des contraintes et position de l'axe neutre.....	82
Figure IV.3 : Goujon à tête soudée.....	91
Figure IV.4 : Dimensions de la tôle et des goujons et disposition des connecteurs.....	92
Figure IV.5 : Schéma détaillé du plancher collaborant.....	94

Chapitre V : Etude sismique

Figure V.1 : Contreventement en V – Contreventement en X.....	97
Figure V.2 : Vue en plan de la disposition des palées de contreventement [Autodesk Robot Structural Analysis Professional].....	97
Figure V.3 : Modèle 3D initial de la structure [Premier bloc (parking)] [Autodesk Robot Structural Analysis Professional].....	99
Figure V.4 : Modèle 3D initial de la structure [Bloc administratif] [Autodesk Robot Structural Analysis Professional].....	99
Figure V.5 : Spectre de réponse de calcul pour l'ouvrage étudié.....	100
Figure V.6 : Déformée du mode n°01 (translation selon y) [Autodesk Robot Structural Analysis Professional].....	102
Figure V.7 : Déformée du mode n°02 (translation selon x) [Autodesk Robot Structural Analysis Professional].....	102
Figure V.8 : Déformée du mode n°03 (torsion autour de z) [Autodesk Robot Structural Analysis Professional].....	102
Figure V.9 : Déformées des modes n°01 (translation selon x) et n°03 (torsion autour de z) [Autodesk Robot Structural Analysis Professional].....	103
Figure V.10 : Déformée du mode n°02 (translation selon y) [Autodesk Robot Structural Analysis Professional].....	104

Chapitre VI : Dimensionnement des éléments

Figure VI.1 : Modèle 3D final de la structure [Premier bloc (parking)] [Autodesk Robot Structural Analysis Professional].....	115
Figure VI.2 : Modèle 3D final de la structure [Bloc administratif] [Autodesk Robot Structural Analysis Professional].....	115
Figure VI.3 : Schéma d'un UPN 220.....	123
Figure VI.4 : Vue en plan des escaliers [Autodesk AutoCAD].....	126
Figure VI.5 : Schéma de ferrailage des escaliers [premier bloc (parking)] [Autodesk AutoCAD].....	130
Figure VI.6 : Schéma de ferrailage des escaliers (Bloc administratif) [Autodesk AutoCAD].....	133
Figure VI.7 : Schéma de ferrailage de l'acrotère [Autodesk AutoCAD].....	135

Chapitre VII : Calcul des assemblages

Figure VII.1 : Schéma du principe de boulonnage.....	138
Figure VII.2 : Schéma du principe de rivetage.....	138
Figure VII.3 : Schéma du principe de soudage.....	139
Figure VII.4 : Assemblage par collage.....	139
Figure VII.5 : Types d'assemblages en fonction des éléments assemblés.....	139
Figure VII.6 : Assemblage poteau HEA 400 – poutre HEA 450 [Autodesk Robot Structural Analysis Professional].....	140
Figure VII.7 : Schéma d'assemblage poteau HEA 400 – poutre HEA 450 [Autodesk Robot Structural Analysis Professional].....	141

Figure VII.8 : Assemblage poteau HEA 400 – poutre IPE 600 [Autodesk Robot Structural Analysis Professional].....	145
Figure VII.9 : Schéma d'assemblage poteau HEA 400 – poutre IPE 600 [Autodesk Robot Structural Analysis Professional].....	146
Figure VII.10 : Assemblage poutre HEA 450 – solive IPE 220 [Autodesk Robot Structural Analysis Professional].....	149
Figure VII.11 : Schéma d'assemblage poutre HEA 450 – solive IPE 220 [Autodesk Robot Structural Analysis Professional].....	150
Figure VII.12 : Assemblage poutre IPE 600 – solive IPE 140 [Autodesk Robot Structural Analysis Professional].....	152
Figure VII.13 : Schéma d'assemblage poutre IPE 600 – solive IPE 140 [Autodesk Robot Structural Analysis Professional].....	153
Figure VII.14 : Assemblage poteau HEA 400 – poteau HEA 400 [Autodesk Robot Structural Analysis Professional].....	155
Figure VII.15 : Schéma d'assemblage poteau HEA 400 – poteau HEA 400 [Autodesk Robot Structural Analysis Professional].....	156
Figure VII.16 : Assemblage palées de contreventement UPN 220 – UPN 220 en X [Autodesk Robot Structural Analysis Professional].....	158
Figure VII.17 : Schéma d'assemblage palées de contreventement UPN 220 – UPN 220 en X [Autodesk Robot Structural Analysis Professional].....	159
Figure VII.18 : Assemblage pied de poteau HEA 400 [Autodesk Robot Structural Analysis Professional].....	161
Figure VII.19 : Schéma d'assemblage pied de poteau HEA 400 [Autodesk Robot Structural Analysis Professional].....	162
Figure VII.20 : Partie comprimée du pied de poteau.....	162

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

Figure VIII.1 : Fondations superficielles.....	166
Figure VIII.2 : Fondations profondes / semi-profondes.....	167
Figure VIII.3 : Schéma du ferrailage du radier dans les sens $x - x$ et $y - y$	177
Figure VIII.4 : Dimensions de la nervure.....	178
Figure VIII.5 : Schéma du ferrailage des nervures.....	181

Annexes :

Figure A.4.1 : Organigramme de flexion simple (section rectangulaire).....	199
Figure A.4.2 : Organigramme de flexion simple (section en T).....	200
Figure A.5.1 : Modélisation de l'ouvrage [Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2023].....	201
Figure A.5.2 : Vue en coupe de l'ouvrage [Autodesk Robot Structural Analysis 2023].....	202
Figure A.6.1 : Plan d'architecture du Rez-de-chaussée [Autodesk AutoCAD 2023].....	203
Figure A.6.2 : Plan d'architecture du 1 ^{er} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème} , 4 ^{ème} , et 5 ^{ème} étage [Autodesk AutoCAD 2023].....	204
Figure A.6.3 : Plan d'architecture de la terrasse [Autodesk AutoCAD 2023].....	205
Figure A.6.4 : Plan d'architecture (Coupe A-A) [Autodesk AutoCAD 2023].....	206
Figure A.6.5 : Plan d'architecture (Coupe B-B) [Autodesk AutoCAD 2023].....	207
Figure A.6.6 : Plan d'architecture de la façade Nord-Ouest [Autodesk AutoCAD 2023].....	208

Liste des Notations

Charges

G : Charge permanente.
 Q : Surcharge d'exploitation.
 E : Charge sismique.
 S : Charge climatique de la neige.
 W : Charge climatique du vent.

Caractéristiques d'un profilé en I, en H, et en U

A : Section brute.
 A_{net} : Section nette.
 A_v : Aire de cisaillement.
 A_w : Section de l'âme.
 b : Longueur de la semelle.
 d : Hauteur de l'âme.
 h : Hauteur du profilé.
 i : Rayon de giration.
 I : Moment d'inertie.
 I_t : Module d'inertie de torsion.
 I_w : Module de gauchissement.
 t_w : Epaisseur de l'âme du profilé.
 t_r : Epaisseur de la semelle du profilé.
 W_{el} : Module de résistance élastique.
 W_{pl} : Module de résistance plastique.

Majuscules latines

A : Coefficient d'accélération de zone.
 A_{ser} : Aire des armatures à l'ELS.
 A_u : Aire des armatures à l'ELU.
 C_d : Coefficient dynamique.
 C_e : Coefficient d'exposition.
 $C_{f,d}$: Coefficient de frottement entre plaque d'assise et couche de scellement.
 C_{pi} : Coefficient de pression interne.
 C_{pe} : Coefficient de pression externe.
 C_r : Coefficient de rugosité.
 C_t : Coefficient de topographie.
 C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage.
 D : Dimension du bâtiment mesurée à sa base.
 E : Module d'élasticité longitudinale.
 E_{ij} : Module d'élasticité longitudinale instantané.
 E_{vj} : Module d'élasticité différé.
 F : Force.
 $F_{f,Rd}$: Résistance de calcul par frottement entre plaque d'assise et scellement.
 $F_{vb,Rd}$: Résistance de calcul au cisaillement d'un boulon d'ancrage.
 G : Module d'élasticité transversale.
 H : Hauteur.
 I : Moment d'inertie.
 K_0 : Coefficient de poussée des terres.
 K_t : Facteur de terrain.
 M : Moment fléchissant.
 $M_{b,Rd}$: Moment résistant au déversement.
 M_{cr} : Moment critique élastique du déversement.
 M_{el} : Moment élastique.
 M_{Rd} : Moment résistant par unité de longueur dans la plaque d'assise.
 M_{Sd} : Moment fléchissant sollicitant.
 M_{pl} : Moment plastique.

$M_{pl,Rd}$: Moment plastique résistant.
 $N_{b,Rd}$: Effort normal d'un élément comprimé au flambement.
 $N_{c,Ed}$: Effort normal de compression dans le poteau.
 $N_{c,Rd}$: Résistance de la section transversale à la compression.
 $N_{c,Sd}$: Effort normal de compression.
 $N_{j,Ed}$: Effort normal sollicitant l'assemblage.
 $N_{j,Rd}$: Résistance de la plaque d'assise à l'effort axiale.
 $N_{pl,Rd}$: Effort normal de résistance plastique de la section transversale brute.
 N_{sd} : Effort normal sollicitant.
 $N_{t,Sd}$: Effort normal de traction.
 N_u : Effort normal sollicitant à l'ELU.
 Q : Facteur de qualité de la structure.
 R : Coefficient de comportement global de la structure.
 S_t : Espacement des barres de ferrailage.
 T : Période propre du bâtiment.
 $V_{pl,Rd}$: Effort tranchant résistant plastique.
 V_{sd} : Effort tranchant sollicitant.
 $V_{réf}$: Vitesse de référence du vent.
 $V_{wp,Sd}$: Effort tranchant de calcul au niveau de l'âme du poteau.
 V_m : Vitesse moyenne du vent.
 W : Poids de la structure.

Minuscules latines

e : Epaisseur.
 e_0 : Excentricité entre le centre de pression et le centre de gravité.
 f_{c28} : Résistance du béton à la compression à 28 jours.
 f_{jd} : Capacité portante du matériau de scellement.
 f_{su} : Contrainte de traction de l'acier.
 f_{t28} : Résistance du béton à la traction à 28 jours.
 f_y : Limite d'élasticité.
 g : Giron d'escalier.
 h : Hauteur.
 l : Largeur.
 l_f : Longueur de flambement.
 p : Entraxe entre boulons.
 z_0 : Paramètre de rugosité.
 $z_{éq}$: Hauteur équivalente.
 z_g : Excentrement entre le point d'application de la charge et le centre de cisaillement.

Lettres grecques

α : Facteur d'imperfection.
 β_w : Facteur de corrélation.
 γ_a : Coefficient de sécurité de l'acier.
 γ_b : Coefficient de sécurité du béton.
 δ : Flèche.
 δ : Décrément logarithmique d'amortissement.
 δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismique.
 $\delta_{v_{max}}$: Flèche admissible.
 Δ : Déplacement relatif.
 ε : Coefficient de réduction élastique de l'acier.
 η : Facteur de correction d'amortissement.
 λ : Elancement.
 λ_{lt} : Elancement de déversement.
 μ : Coefficient de forme de la charge de neige.
 ν : Coefficient de poisson.
 ξ : Pourcentage d'amortissement critique.
 σ_a : Contrainte de l'acier.
 σ_b : Contrainte du béton.
 σ_{\perp} : Contrainte normale perpendiculaire à la gorge de soudure

σ_{\parallel} : Contrainte normale parallèle à l'axe de la soudure.
 τ : Contrainte limite de cisaillement en élasticité.
 τ_{\perp} : Contrainte tangente perpendiculaire à l'axe de la soudure.
 τ_{\parallel} : Contrainte tangente parallèle à l'axe de la soudure.
 ϕ : Diamètres des barres de ferrailage.
 χ : Coefficient de réduction pour le mode de flambement approprié.

Indices

adm : Admissible.
c : Compression.
e : Externe.
eff : Efficace.
el : élastique.
fr : Frottement.
i : Interne.
max : Maximum.
min : Minimum.
pl : Plastique.
Rd : Résistant.
réf : Référence.
Sd ou *Ed* : Sollicitant.
t : Traction.
u : Ultime.
v : Cisaillement.
x : Sens *x*.
y : Sens *y*.
z : Sens *z*.

INTRODUCTION

INTRODUCTION

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 Tagarins, réservé au Ministère de la Défense Nationale. Il possède une capacité de stationnement de 16 mini-bus et 963 voitures réparties sur 7 niveaux et une terrasse.

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.

Ce mémoire est structuré en huit 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 énumère l'ensemble des cas de chargement statique, et développe le calcul des charges climatiques.

- Le chapitre n°03 est consacré au prédimensionnement des sections des éléments de l'ossature sous chargement statique.
- Le chapitre n°04 s'intéresse au dimensionnement du plancher, en plus des sections définitives des poutres et solives le supportant.
- Le chapitre n°05 traite l'étude sismique de l'ouvrage, ainsi que le calcul des cas de charge accidentelles.
- Le chapitre n°06 est consacré au dimensionnement final des sections des éléments constitutifs de la structure, et à la vérification de la structure porteuse et des éléments secondaires.
- Le chapitre n°07 étudie les différents assemblages liant les éléments constitutifs de l'ouvrage.
- Le chapitre n°08 détaille le dimensionnement de l'infrastructure et le calcul des fondations de la structure.

L'étude sera menée conformément aux règlements en vigueur de l'Etat Algérien : CCM97, RNV 2013, RPA99 / version 2003, CBA93, et le DTR, ainsi que les règlements européens : Eurocode 3, Eurocode 4 et le BAEL91 R 99.

CHAPITRE I

Généralités sur la Conception de l'Ouvrage

I.1. Introduction :

La conception d'un projet de construction est une phase préalable à tout calcul. Elle consiste à remplir l'ensemble des fonctions structurelles en définissant l'organisation générale des éléments de la structure, de façon à ce qu'elle n'interfère pas avec l'exploitation du bâtiment.

Ce premier chapitre est accordé à la présentation de généralités sur la conception de l'ouvrage étudié, ses caractéristiques, les éléments le constituant, les propriétés des matériaux et les différentes hypothèses de calcul.

I.2. Description du projet :

Le sujet porte sur un parking à étages aérien en construction métallique, situé aux Tagarins, dans la wilaya d'Alger, réservé au Ministère de la Défense Nationale. Il possède une capacité de stationnement de 16 mini-bus et 963 voitures réparties sur 7 niveaux et une terrasse accessible aux voitures.

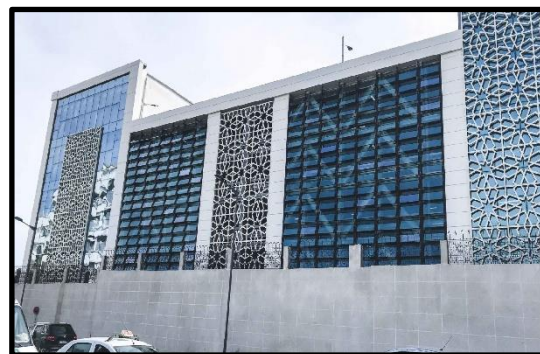
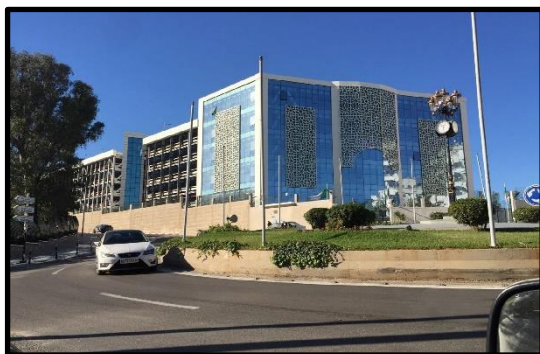


Figure I.1 : Photos de l'ouvrage [Site Web : www.epebatimetal.dz]

I.3. Présentation de l'ouvrage :

Le parking est constitué de deux édifices juxtaposés et espacés d'un joint sismique (**voir la figure I.2**).

Le premier bloc, constituant le parking à étages, est composé de 7 niveaux avec paliers intermédiaires, ainsi qu'un niveau terrasse accessible aux voitures. Le deuxième bloc, constituant le bloc administratif, est composé d'un rez-de-chaussée réservé au parking, de 5 étages, et d'une terrasse inaccessible.

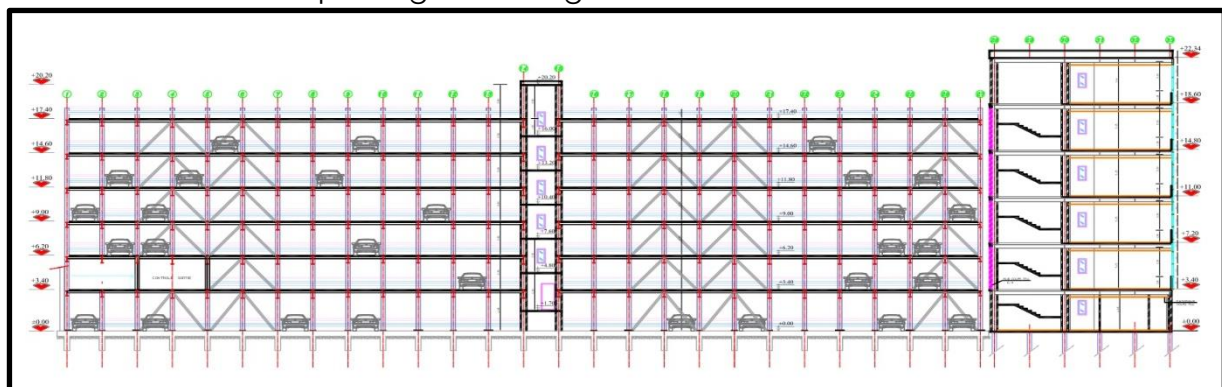


Figure I.2 : Coupe verticale de la construction [Autodesk AutoCAD – Bureau d'études]

I.3.1. Caractéristiques géométriques :

Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage sont :

Premier bloc (parking) :

- | | |
|--------------------------------------|----------------------------|
| - Nombre de niveaux : 7 | - Hauteur totale : 21.70m |
| - Hauteur de RDC : 3.40m | - Longueur totale : 65.00m |
| - Hauteur de l'étage courant : 2.80m | - Largeur totale : 48.00m |

Généralités sur la Conception de l'Ouvrage

Bloc administratif :

- Nombre de niveaux : 6
- Hauteur de RDC : 3.40m
- Hauteur de l'étage courant : 3.80m
- Hauteur totale : 22.34m
- Longueur totale : 40.40m
- Largeur totale : 14.00m

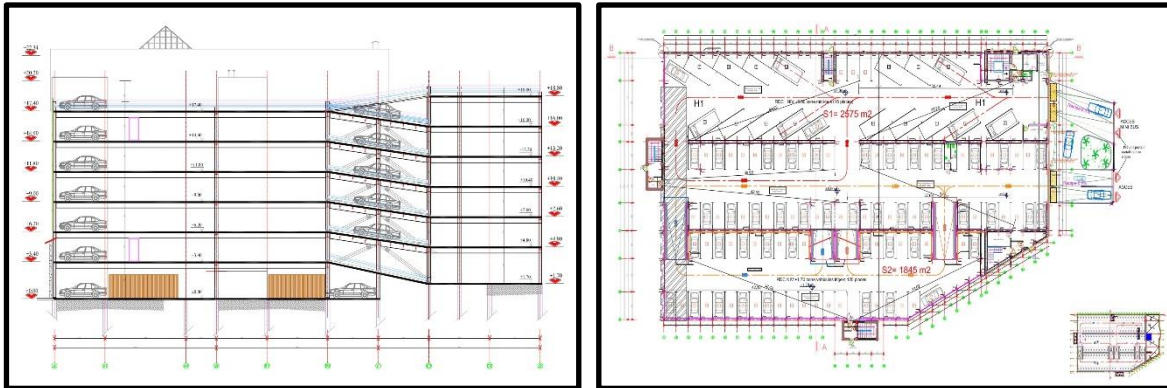


Figure I.3 : Coupes de l'ouvrage [Autodesk AutoCAD – Bureau d'études]

I.3.2. Implantation :

L'ouvrage est implanté à une distance d'1 km de la mer. La localisation du site et l'implantation de la construction sont illustrées dans les figures ci-dessous (figures I.4 et I.5) :

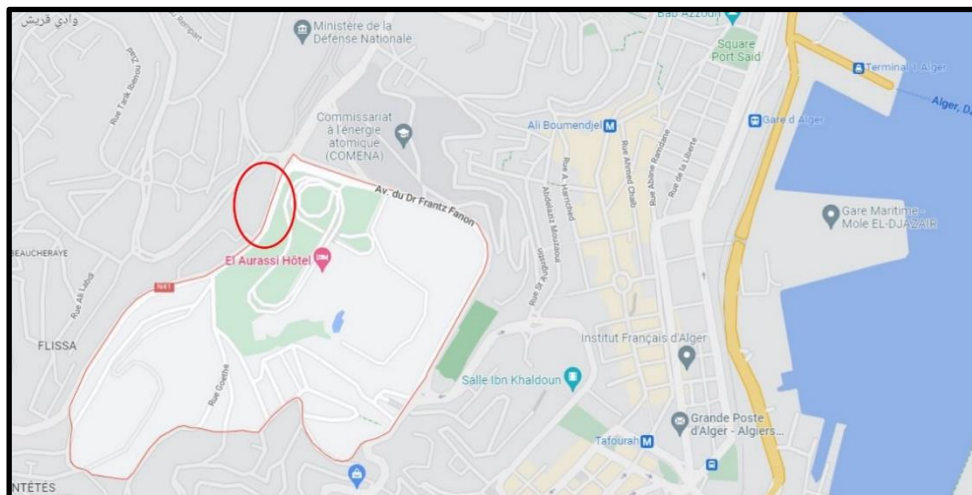


Figure I.4 : Localisation du site [Google Maps]



Figure I.5 : Implantation de l'ouvrage [Google Earth]

Généralités sur la Conception de l'Ouvrage

D'après le classement des zones sismiques établi par le Règlement Parasismique Algérien R.P.A. 99 / version 2003, le site est classé en :

- Zone de sismicité élevée (Zone III).

Selon le Règlement Neige et Vent R.N.V. 2013, les données pertinentes du site de construction sont les suivantes :

- Altitude : 150m
- Classification vis-à-vis du vent : zone B
- Classification vis-à-vis de la neige : zone I.

I.3.3. Données géotechniques :

Etant donné que le projet de construction appartient au Ministère de la Défense Nationale, le rapport géotechnique n'a pas été divulgué par l'entreprise pour des raisons de confidentialité. Cependant, les données suivantes ont été fournies :

- Contrainte admissible du sol : $\sigma_{sol} = 0.20 \text{ MPa}$
- Sol de nature meuble (Catégorie S_3)

I.4. Régularité de la structure :

Selon les spécifications du R.P.A. 99 / version 2003 (article 3.5.1) : « Chaque bâtiment (et sa structure) doit être classée selon sa configuration en plan et en élévation en bâtiment régulier ou non. »

Les critères de classification sont les suivants :

I.4.1. Régularité en plan :

- La structure présente une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales, aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.
- A chaque niveau, et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.
- La forme du bâtiment est compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur à 4 pour les deux blocs.
- Les planchers présentent une rigidité suffisante vis-à-vis de celle des contreventements verticaux. Ils sont donc considérés comme indéformables dans leur plan.

Les quatre conditions de l'article 3.5.1 du R.P.A. 99 / version 2003 sont vérifiées, la structure est donc régulière en plan.

I.4.2. Régularité en élévation :

- Le système de contreventement vertical ne comporte pas d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.
- Aussi bien la raideur, que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement sans changement brusque de la base au sommet du bâtiment.
- Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul, et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1.5 fois sa plus petite dimension.

Les conditions de l'article 3.5.1 du R.P.A. 99 / version 2003 sont vérifiées, la structure est donc régulière en élévation.

I.4.3. Conclusion :

D'après les deux articles précédents, le bâtiment est classé régulier dans les deux directions de calcul.

I.5. Caractéristiques structurales :

I.5.1. Ossature :

Elle représente les éléments de la structure assurant la stabilité face aux efforts horizontaux et verticaux engendrés par les charges permanentes, les charges d'exploitation, les charges sismiques, et les charges climatiques (actions du vent et de la neige).

Dans ce projet, l'ossature de la structure est constituée de portiques métalliques contreventés qui assurent la stabilité verticale et horizontale de l'ouvrage.

L'ossature comporte différents éléments verticaux tels que les poteaux (éléments linéaires assurant la liaison entre les étages) et les contreventements, et horizontaux tels que les poutres principales (barres reposant sur les poteaux), et les solives (barres supportant le plancher et reposant sur les poutres principales).

I.5.2. Plancher :

Il s'agit d'une aire plane destinée à séparer entre les différents niveaux d'un ouvrage. Il supporte son poids propre, ainsi que les charges d'exploitation, et les transmet aux éléments porteurs de l'ossature.

Dans ce projet, le choix effectué est d'un plancher mixte à dalle collaborante.

La composition de ce type de plancher est illustrée dans la figure ci-dessous (**figure I.6**) :

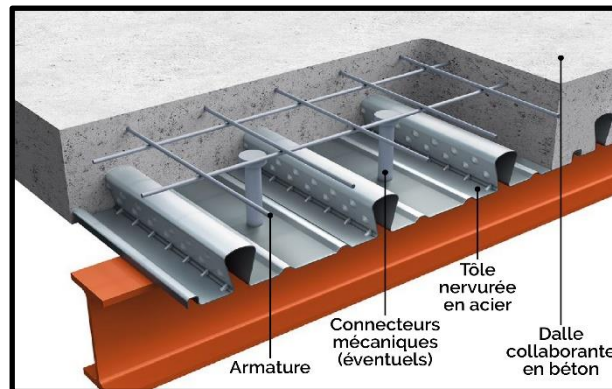


Figure I.6 : Composition du plancher mixte collaborant

Le plancher mixte présente plusieurs avantages sur la structure, on en cite :

- Réduction de l'épaisseur du plancher, et augmentation de la hauteur utile de l'étage.
- Gain en poids de la structure.
- Rigidité flexionnelle importante (flèches plus faibles).
- Amélioration de la résistance au feu.

La tôle nervurée en acier est de type Hi-Bond 55. Elle présente de multiples propriétés dont :

- Efficacité et étanchéité du coffrage.
- Plateforme de travail précédant la mise en œuvre du béton.
- Non-nécessité de mise en place d'étais.

La dalle en béton armé a une épaisseur $e = 10\text{cm}$.

La liaison entre la dalle et la tôle nervurée est assurée par des goujons connecteurs.

I.5.3. Escalier :

L'escalier est un élément non structural permettant le passage d'un niveau de l'ouvrage à l'autre.

Ce projet comporte trois escaliers droits à deux volées comportant un palier de repos pour le premier bloc (parking). Le bloc administratif comporte deux escaliers droits dont le premier est à deux volées avec un palier de repos, et le deuxième à trois volées avec deux paliers de repos.

I.5.4. Rampes :

Les rampes sont des plans inclinés entre deux parties d'une construction, situées à des niveaux différents, permettant le passage de l'une à l'autre.

Ce projet comporte quatre rampes reliant chaque deux demi-étages de la structure. La pente d'inclinaison est inférieure à 15%.

I.5.5. Façades :

Le parking à étages étudié s'agit d'un parking aérien, sa façade est ventilée à 50%, avec des panneaux composites « ALUCOBOND® ».

I.5.6. Revêtement :

Il s'agit des couches de finition mises en place afin d'assurer la protection, l'étanchéité, la décoration, et le confort des usagers. On trouve les revêtements de sols tel que la résine époxy, les revêtements muraux, etc.

I.5.7. Contreventements :

Ils sont conçus afin de reprendre les efforts dus aux actions du vent et du séisme et de les transmettre au sol.

Dans ce projet, des palées triangulaires en X sont disposées principalement en façade dans le but d'assurer la stabilité.

I.5.8. Fondations :

C'est l'élément situé à la base de l'ouvrage, définissant son infrastructure. Elles sont chargées de transmettre les charges apportées par la superstructure au sol, avec auquel elles sont en contact direct.

D'après la nature du sol d'implantation et l'importance de l'ouvrage, le choix des fondations préconisé pour ce projet est un radier général.

I.6. Matériaux utilisés :

I.6.1. Acier :

L'acier est alliage métallique ferreux, constitué essentiellement de fer, et d'un élément additionnel de carbone en faible taux, sa teneur variant généralement entre 0.005% et 1.5% en masse, selon le type d'acier. L'acier est employé pour sa résistance, sa ductilité et aussi sa légèreté.

Dans ce projet, l'acier employé possède les propriétés suivantes :

- Résistance :

Les nuances d'acier utilisées, ainsi que leurs résistances limites sont fixées par l'Eurocode 03 et le C.C.M. 97.

La nuance d'acier choisie par l'entreprise pour la réalisation de cet ouvrage est la S235 dont la limite d'élasticité est de $f_y = 235 \text{ MPa}$.

- Ductilité :

Les conditions suivantes de ductilité sont préconisées :

* Un rapport entre la limite ultime et la limite d'élasticité supérieur à 1.2 :

$$\frac{f_u}{f_y} > 1.2$$

Généralités sur la Conception de l'Ouvrage

* Une déformation ultime supérieure à 20 fois la déformation élastique :

$$\varepsilon_u \geq 20\varepsilon_y$$

* Un allongement à la rupture sur une longueur supérieur à 15%

- Coefficients de calcul :

Pour le calcul, on admettra les valeurs normalisées des principales caractéristiques des aciers de construction :

* Module d'élasticité longitudinal : $E = 210000 \text{ N/mm}^2 = 210 \text{ GPa}$.

* Module d'élasticité transversal : $G = \frac{E}{2(1+\nu)} \approx 0.4E = 80770 \text{ MPa}$.

* Coefficient de poisson : $\nu = 0.3$.

* Coefficient de dilatation thermique : $\alpha = 12 \times 10^{-6} [^\circ\text{C}]^{-1}$ (avec $T < 100 \text{ }^\circ\text{C}$).

* Contrainte limite élastique de cisaillement pur (critère de Von Mises) :

$$\tau_e = \frac{f_y}{\sqrt{3}} \approx 0.58f_y$$

* Contraintes de calcul à l'ELU :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}; \text{ avec } \begin{cases} \gamma_s = 1.15; & \text{situation durable et transitoire} \\ \gamma_s = 1.00; & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

* Acier de ferrailage FeE400 : $f_e = 400 \text{ MPa}$.

* Contraintes admissibles à l'ELS :

$$\begin{cases} \text{Fissuration peu nuisible : pas de vérification} \\ \text{Fissuration préjudiciable : } \sigma_t = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 150\eta\right) \\ \text{Fissuration très préjudiciable : } \sigma_t = \min(0.5f_e; 110\eta) \end{cases}$$

* Coefficient de fissuration : $\eta = \begin{cases} 1.6; & \text{pour les HA} \\ 1.0; & \text{pour les RL} \end{cases}$

I.6.2. Béton :

Le béton est un matériau de construction composite constitué d'un mélange de granulats, de sable, d'eau, et d'un liant hydraulique (ciment). L'éventualité d'un besoin de modification de ses caractéristiques nécessite des ajouts cimentaires ainsi que des adjuvants. Le béton possède une bonne résistance à la compression, mais est 10 fois moins résistant en traction.

Dans ce projet, le béton employé dispose des caractéristiques physiques et mécaniques suivantes :

- Masse volumique : $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$

- Résistance à la compression à 28 jours : $f_{c_{28}} = 25 \text{ MPa}$ [Classe C 25/30]

- Résistance à la traction à 28 jours : $f_{t_{28}} = 0.6 + 0.06f_{c_{28}} = 2.1 \text{ MPa}$

- Module de déformation longitudinale instantanée : $E_{i_{28}} = 32164.20 \text{ MPa}$

- Module de déformation longitudinale différée : $E_{v_{28}} = 10818.87 \text{ MPa}$

- Coefficient de dilatation thermique : $\alpha = 10^{-3} [^\circ\text{C}]^{-1}$

- Coefficient de retrait : $\varepsilon = 4 \times 10^{-6}$

I.7. Règlements utilisés :

Pour l'étude de cet ouvrage, les règlements techniques employés sont les suivants :

- R.P.A. 99 / version 2003 [D.T.R.-B.C.-2.48].
- R.N.V. 2013 [D.T.R.-C 2-47].
- C.C.M. 97 [D.T.R.-B.C.-2.44].
- Charges permanentes et surcharges d'exploitation [D.T.R.-B.C.-2.2].
- B.A.E.L. 91 modifié 99.
- C.B.A. 93 [D.T.R.-B.C.-2.41].
- Eurocode 1 [Actions sur les structures].
- Eurocode 3 [Calcul des structures en acier].
- Eurocode 4 [Calcul des structures mixtes acier-béton].

I.8. 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

Evaluation des Charges et Surcharges

II.1. Introduction :

Ce chapitre est consacré à l'évaluation des différentes actions agissant sur l'ouvrage à étudier. Ces dernières définissent l'ensemble des forces dues aux charges auxquelles sera soumise la structure.

Ces actions sont classées en différentes catégories :

- Actions permanentes :

* Charges permanentes G_i :

Ces charges sont permanentes pendant la durée de vie de l'ouvrage, et sont constantes ou varient très peu dans le temps. Elles comportent le poids propre des éléments porteurs de la structure (poteaux, poutres, etc.), ainsi que les éléments non porteurs fixes (revêtements, cloisons, etc.).

- Actions variables :

* Charges d'exploitation Q_i :

Ces charges sont liées à l'usage de l'ouvrage, et peuvent varier au cours du temps. Elles comportent la matériel, les équipements, le flux des personnes, etc.

* Charges climatiques W et S :

Ces charges représentent les sollicitations engendrées par les effets du vent W et de la neige S .

* Charges accidentelles E_i :

Ces charges proviennent de phénomènes rares tels que les chocs, les séismes, les explosions, etc. Il est à noter que les charges accidentelles, autres que le séisme, ne sont à considérer que s'ils sont prévus par des documents d'ordre public ou par le marché.

II.2. Combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions représentent les nombreux arrangements permettant de regrouper les différents cas de charge agissant sur la structure. Dans ce projet, seules les combinaisons d'actions dont les règles sont prescrites dans l'article 2.2.4 du C.C.M. 97 sont admises, ainsi que les différents coefficients partiels de sécurité associés définis dans l'article 2.3.2.2.

II.2.1. Etat Limite Ultime (ELU) :

La formule la plus défavorable des deux suivantes est employée :

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

$$\sum \gamma_{G_j} \times G_{k_j} + 1.5Q_{k_{max}}$$

* Avec prise en compte de toutes les actions variables défavorables :

$$\sum \gamma_{G_j} \times G_{k_j} + 1.35 \sum Q_{k_i}$$

Avec :

G_{k_i} : valeur caractéristique des actions permanentes

Q_{k_i} : valeur caractéristique des actions variables

$$\begin{cases} \gamma_{G_j} = 1.35 ; & \text{si l'action agit défavorablement} \\ \gamma_{G_j} = 1.00 ; & \text{si l'action agit favorablement} \end{cases}$$

II.2.2. Etat Limite de Service (ELS) :

La formule la plus défavorable des deux suivantes est employée :

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

$$\sum G_{k_j} + Q_{k_{max}}$$

* Avec prise en compte de toutes les actions variables défavorables :

$$\sum G_{k_j} + 0.9 \sum Q_{k_i}$$

II.2.3. Situations accidentelles :

D'après l'article 5.2 du R.P.A. 99 / version 2003, les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

$$G + Q + E$$

$$G + Q + 1.2E$$

$$0.8G \pm E$$

II.3. Evaluation des charges et des surcharges :

Les différents éléments constituant le plancher sont donnés dans le cahier de charge du projet de construction. L'évaluation des charges est effectuée selon le document technique réglementaire D.T.R.-B.C. 2.2, ainsi que l'Eurocode 3.

II.3.1. Charges permanentes :

- Premier bloc (parking) :

* Plancher étage courant :

Tableau II.1 : Charges permanentes plancher étage courant [premier bloc (parking)]

Eléments	Epaisseur	Charges permanentes $G(kN/m^2)$
Dalle en Béton Armé	$e = 10 \text{ cm}$	$G = 0.10 \times 25 = 2.50 \text{ kN/m}^2$
Tôle profilé type Hi-Bond 55		$G = 0.128 \text{ kN/m}^2$
		$G_{total} = 2.628 \text{ kN/m}^2$

* Plancher terrasse accessible :

Tableau II.2 : Charges permanentes plancher terrasse accessible [premier bloc (parking)]

Eléments	Epaisseur	Charges permanentes $G(kN/m^2)$
Dalle en Béton Armé	$e = 10 \text{ cm}$	$G = 0.10 \times 25 = 2.50 \text{ kN/m}^2$
Tôle profilé type Hi-Bond 55		$G = 0.128 \text{ kN/m}^2$
		$G_{total} = 2.628 \text{ kN/m}^2$

- Bloc administratif :

* Plancher étage courant :

Tableau II.3 : Charges permanentes plancher étage courant [bloc administratif]

Eléments	Epaisseur	Charges permanentes $G(kN/m^2)$
Revêtement de sol en carreaux	/	$G = 0.40 \text{ kN/m}^2$
Mortier de pose	/	$G = 0.27 \text{ kN/m}^2$
Dalle en Béton Armé	$e = 10 \text{ cm}$	$G = 0.10 \times 25 = 2.50 \text{ kN/m}^2$
Tôle profilé type Hi-Bond 55	/	$G = 0.128 \text{ kN/m}^2$
Maçonnerie en brique creuse de 8 trous	$e = 10 \text{ cm}$	$G = 0.90 \text{ kN/m}^2$
		$G_{total} = 4.198 \text{ kN/m}^2$

* Plancher terrasse inaccessible :

Tableau II.4 : Charges permanentes plancher terrasse inaccessible [bloc administratif]

Eléments	Epaisseur	Charges permanentes $G(kN/m^2)$
Protection gravillon roulé	$e = 4 \text{ cm}$	$G = 0.04 \times 0.2 = 0.08 \text{ kN/m}^2$
Système multicouche 3/36S+3EAC	$e = 2 \text{ cm}$	$G = 0.12 \text{ kN/m}^2$
Béton de pente (1.5%)	$e = 4 \text{ cm}$	$G = 0.04 \times 22 = 0.88 \text{ kN/m}^2$
Isolation thermique (Liège ou polystyrène)	$e = 4 \text{ cm}$	$G = 0.04 \times 0.25 = 0.01 \text{ kN/m}^2$
Dalle en Béton Armé	$e = 12 \text{ cm}$	$G = 0.12 \times 25 = 3.00 \text{ kN/m}^2$
Tôle profilé type Hi-Bond 55	/	$G = 0.128 \text{ kN/m}^2$
		$G_{total} = 4.218 \text{ kN/m}^2$

* Acrotère :

Le poids propre de l'acrotère est calculé par la formule suivante : $G = \gamma_b \times S_{acrotère}$

Avec :

$\gamma_b = 25 \text{ kN/m}^3$: poids volumique du béton

$S_{acrotère}$: surface de l'acrotère

$$S_{acrotère} = 60 \times 10 + 5 \times 15 + 0.5(15 \times 5) = 712.5 \text{ cm}^2 = 0.07125 \text{ m}^2$$

On trouve donc $G = 1.78125 \text{ kN/m}$

II.3.2. Charges d'exploitation :

- Premier bloc (parking) :

L'ouvrage est d'usage « parking », la charge d'exploitation pour l'étage courant, ainsi que pour la terrasse d'après le D.T.R.-B.C. 2.2 est :

$$Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$$

- Bloc administratif :

L'ouvrage est à usage de bureaux, la charge d'exploitation pour l'étage courant, ainsi que pour la terrasse d'après le D.T.R.-B.C. 2.2 est :

$$Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$$

II.3.3. Charges climatiques :

L'évaluation des charges climatiques dues à la neige et au vent est établie conformément au Règlement Neige et Vent R.N.V. version 2013.

II.3.3.1. Actions de la neige :

La surcharge produite par l'accumulation de la neige sur la toiture de l'ouvrage doit être prise en considération dans la conception de la structure.

Le projet se trouve à une altitude $H = 150 \text{ m}$, on peut donc évaluer cette charge conformément au R.N.V. 2013, qui est applicable à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à 2000 mètres.

D'après le règlement, la charge caractéristique de neige S par unité de surface en projection horizontale de toiture ou de toute autre surface soumise à l'accumulation de la neige s'obtient par la formule suivante :

$$S = \mu \times S_k$$

Avec :

μ : coefficient d'ajustement des charges, ou coefficient de forme. Il est fonction de la forme de la toiture.

Dans ce projet, on a une toiture avec $\alpha = 0$.

Alors :

$$\mu = 0.8$$

S_k : charge de la neige sur le sol en fonction de l'altitude H du site d'implantation et de la zone de neige.

Le projet est implanté dans la Wilaya d'Alger (16), il s'agit donc d'une zone de neige B. L'altitude est de $H = 150 \text{ m}$.

Alors :

$$S_k = \frac{0.04H + 10}{100} = \frac{0.04 \times 150 + 10}{100}$$

$$S_k = 0.16 \text{ kN/m}^2$$

On a donc :

$$S = \mu \times S_k = 0.8 \times 0.16$$

$$S = 0.128 \text{ kN/m}^2$$

II.3.3.2. Actions du vent :

La stabilité de l'ouvrage à construire est remarquablement influencée par l'effet du vent, notamment pour les constructions en charpente métallique. Il est assimilé à des forces statiques appliquées à la construction sous forme d'un phénomène vibratoire. Son effet est majeur pour les structures métalliques, on doit donc effectuer une étude détaillée afin de déterminer l'action du vent sur le bâtiment.

Le projet est d'une hauteur de 21.60 m et de 22.34 m pour le premier bloc (parking) et le bloc administratif, respectivement. On peut donc évaluer l'action du vent sur l'ouvrage conformément au R.N.V. 2013, qui est applicable à l'ensemble des constructions en Algérie dont la hauteur est inférieure à 200 m.

Le but est d'évaluer la pression du vent sur la structure au niveau de chaque étage, et ainsi les efforts à chaque niveau. Les différentes actions sont évaluées dans toutes les directions possibles, conformément au Règlement Neige et Vent en vigueur : R.N.V. 2013.

II.3.3.2.1. Caractéristiques de l'ouvrage :

Le site d'implantation de l'ouvrage présente les caractéristiques suivantes :

- Région d'implantation : Alger.
- Nature du site : plat.
- Catégorie du terrain : catégorie III (zone suburbaine).

Les deux blocs du bâtiment présentent les caractéristiques géométriques suivantes :

Premier bloc (parking) :

- Longueur : 65.00m
- Largeur : 48.00m
- Hauteur : 21.60m

Bloc administratif :

- Longueur : 40.40m
- Largeur : 14.00m
- Hauteur : 22.30m

On peut assimiler les deux blocs comme étant de forme rectangulaire. Pour le cas d'une construction rectangulaire, les deux directions du vent sont considérées. Le calcul est effectué séparément pour les deux directions :

- Vent perpendiculaire à la façade principale : Direction du vent V_1
- Vent parallèle à la façade principale : Direction du vent V_2

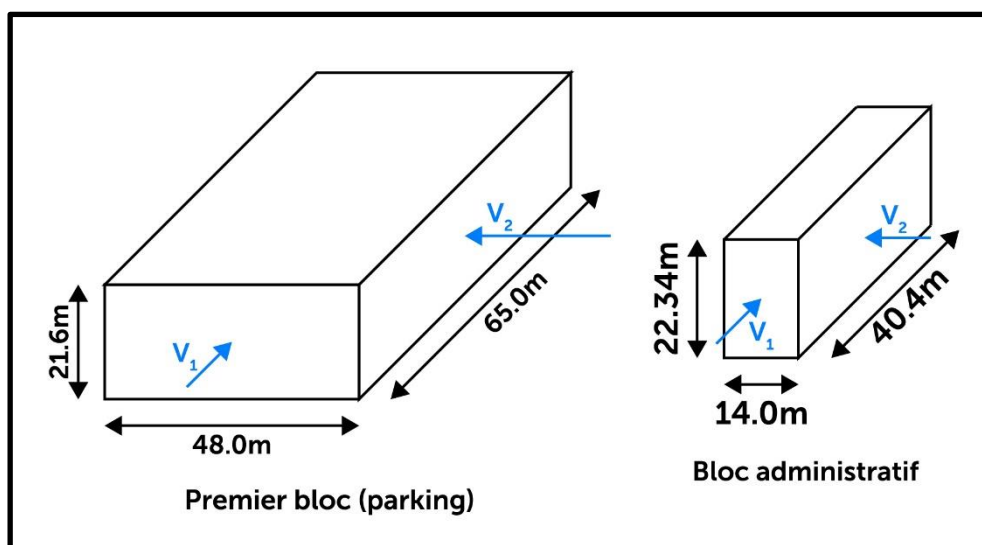


Figure II.1 : Directions du vent

II.3.3.2.2. Coefficients de calcul :

a- Pression dynamique de référence :

La pression dynamique de référence $q_{réf} [N/m^2]$ est donnée par le tableau 2.2 (Chapitre II du R.N.V. 2013). Elle est fonction de la zone du vent.

Ce projet est implanté dans la wilaya d'Alger, il s'agit alors d'une Zone I.

La pression de référence est donc :

$$q_{réf} = 375 N/m^2$$

b- Effet du site :

D'après le tableau 2.4 (Chapitre II du R.N.V. 2013), les terrains sont classés en 4 différentes catégories. L'ouvrage en question est construit sur une zone suburbaine et appartient donc à la catégorie III.

Les coefficient liés aux effets du site sont les suivants :

Facteur du terrain : $K_T = 0.215$

Paramètre de rugosité : $z_0 = 0.3$

Hauteur minimale : $z_{min} = 5$

Facteur de calcul : $\varepsilon = 0.61$

c- Coefficient topographique :

Le coefficient topographique $C_t(z)$ considère l'accroissement de la vitesse du vent lorsque ce dernier souffle sur des obstacles régis par la topographie du site (collines, dénivellations, etc.).

Selon l'article 2.4.5. du R.N.V. 2013, ce coefficient est déterminé comme suit :

$$\begin{cases} C_t(z) = 1 & ; \phi < 0.05 \\ C_t(z) = 1 + s_{max} \times \left(1 - \frac{|x|}{k_{red} \times L}\right) e^{-\alpha \frac{z}{L}} & ; \phi \geq 0.05 \end{cases}$$

Avec :

ϕ : pente du versant au vent $\phi = \frac{H}{L_u}$

$H[m]$: hauteur du versant

$L[m]$: longueur caractérisant le versant du vent $L = \max(0.5L_u ; 2H)$

$x[m]$: distance horizontale entre le lieu considéré et la crête de l'obstacle

$z[m]$: distance verticale mesurée à partir du niveau du sol au lieu considéré

s_{max}, α, k_{red} : coefficients en fonction de la forme de l'obstacle et du rapport H/L

L_u : longueur du versant au vent

Le site de l'ouvrage en question est plat. D'après le R.N.V. 2013, nous avons donc :

$$C_t = 1$$

d- Coefficient dynamique :

Ce coefficient C_d prend en considération les effets de réduction dus à la corrélation imparfaite des pressions sur lesquelles sont soumises les parois, et les effets d'amplification engendrés par la partie de turbulence dont la fréquence est proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure.

En fonction des dimensions de l'ouvrage et du sens du vent, la valeur du coefficient dynamique C_d pour les constructions en charpente métallique est donnée par les paragraphes 3.2 et 3.3 du chapitre 3 du R.N.V. 2013.

La formule de calcul générale est la suivante :

$$C_d = \frac{1 + 2 \times g \times I_v(z_{eq}) \times \sqrt{Q^2 + R^2}}{1 + 7 \times I_v(z_{eq})}$$

Avec :

z_{eq} [m] : hauteur équivalente de la construction
 $I_v(z_{eq})$: intensité de la turbulence pour $z = z_{eq}$
 Q^2 : partie quasi-statique
 R^2 : partie résonante
 g : facteur de pointe

Pour ce projet, on a :

Premier bloc (parking) :

Le bloc a une hauteur avoisinant les 21.6 m. D'après la direction du vent, les valeurs suivantes sont déterminées :

Vent perpendiculaire à la façade principale (sens V_1) : $\begin{cases} b = 48.0 \text{ m} \\ h = 21.6 \text{ m} \end{cases}$
 Vent perpendiculaire à la façade principale (sens V_2) : $\begin{cases} b = 65.0 \text{ m} \\ h = 21.6 \text{ m} \end{cases}$

La structure s'agit d'un bâtiment à ossature comportant des murs, dont la hauteur est inférieure à 100 m et à 4 fois la dimension du bâtiment mesurée dans les deux directions perpendiculaires à la direction du vent. On peut donc considérer la valeur conservative :

$$C_d = 1$$

Bloc administratif :

Le bloc a une hauteur avoisinant les 22.34 m. D'après la direction du vent, les valeurs suivantes sont déterminées :

Vent perpendiculaire à la façade principale (sens V_1) : $\begin{cases} b = 14.00 \text{ m} \\ h = 22.34 \text{ m} \end{cases}$
 Vent perpendiculaire à la façade principale (sens V_2) : $\begin{cases} b = 40.40 \text{ m} \\ h = 22.34 \text{ m} \end{cases}$

La structure s'agit d'un bâtiment à ossature comportant des murs, dont la hauteur est inférieure à 100 m et à 4 fois la dimension du bâtiment mesurée dans les deux directions perpendiculaires à la direction du vent. On peut donc considérer la valeur conservative :

$$C_d = 1$$

D'après le R.N.V. 2013, la structure est considérée comme peu sensible aux excitations dynamiques dans les deux directions du vent : $[C_d < 1.2]$

e- Pression dynamique de pointe :

Au niveau de la hauteur de référence z_e , la formule donnée pour le calcul de la pression dynamique de pointe $q_p(z_e)[N/m^2]$ est la suivante :

$$q_p(z_e) = q_{réf} \times C_e(z_e)$$

Avec :

$q_{réf} [N/m^2]$: pression dynamique de référence

C_e : coefficient d'exposition au vent

$z_e[m]$: hauteur de référence

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

Il est calculé par la formule suivante :

$$C_e(z) = C_t^2(z) \times C_r^2(z) \times \left[1 + \frac{7K_t}{C_r(z) \times C_t(z)} \right]$$

Avec :

K_t : facteur de terrain

C_t : coefficient topographique

C_r : coefficient de rugosité

Le coefficient de rugosité C_r est donné par :

$$C_r(z) = K_t \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad ; \quad z_{min} \leq z \leq 200m$$

$$C_r(z) = K_t \times \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right) \quad ; \quad z < z_{min}$$

On subdivise alors la surface perpendiculaire à la direction du vent en éléments de surface avec une hauteur égale à la hauteur d'étage.

On détermine ensuite la pression dynamique de pointe pour chaque étage. Les résultats sont illustrés dans les tableaux suivants :

Premier bloc (parking) :

Tableau II.5 : Calcul des pressions dynamiques [premier bloc (parking)]

Niveau	$z[m]$	$C_r(z)$	$I_v(z)$	$C_e(z)$	$q_p(z) [N/m^2]$
RDC	3.40	0.605	0.355	1.277	478.71
1	6.20	0.651	0.330	1.404	526.33
2	9.00	0.731	0.294	1.635	612.94
3	11.80	0.789	0.272	1.810	678.74
4	14.60	0.835	0.257	1.954	732.71
5	17.40	0.873	0.246	2.076	778.50
6	20.20	0.905	0.238	2.181	817.89

Bloc administratif :

Tableau II.6 : Calcul des pressions dynamiques [bloc administratif]

Niveau	$z[m]$	$C_r(z)$	$I_v(z)$	$C_e(z)$	$q_p(z) [N/m^2]$
RDC	3.40	0.605	0.355	1.277	478.71
1	7.20	0.683	0.315	1.494	560.40
2	11.00	0.774	0.278	1.764	661.48
3	14.80	0.838	0.257	1.963	736.29
4	18.60	0.887	0.242	2.122	795.64
5	22.34	0.927	0.232	2.254	845.42

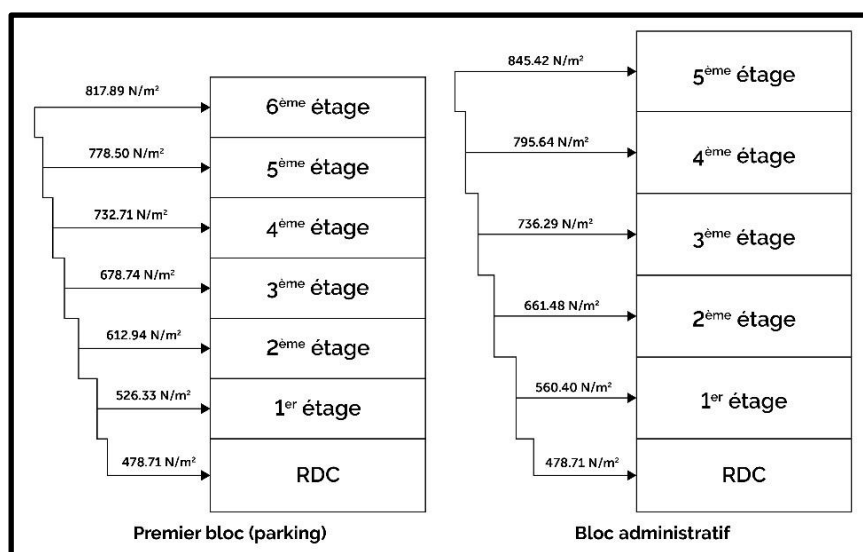


Figure II.2 : Distribution des pressions dynamiques selon la hauteur

f- Coefficients de pression :

Les actions dues au vent engendrent des pressions exercées normalement aux surfaces de l'ouvrage. Ces pressions peuvent être de sens positif ou négatif. On distingue deux types de pressions : la pression extérieure et la pression intérieure au bâtiment.

f.1- Coefficient de pression extérieure :

D'après le paragraphe n°1 du chapitre 5 du Règlement Neige et Vent R.N.V. 2013, les coefficients de pression extérieure C_{pe} des constructions à base rectangulaire et de leurs éléments constitutifs individuels dépendent de la dimension de la surface chargée. Ils sont définis pour des surfaces chargées de $1m^2$ et $10m^2$, auxquelles correspondent les coefficients de pression notés respectivement $C_{pe,1}$ et $C_{pe,10}$. Le coefficient de pression externe s'obtient à partir des formules suivantes :

$$\begin{cases} C_{pe} = C_{pe,1} & ; S \leq 1m^2 \\ C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log_{10}(S) & ; 1m^2 < S < 10m^2 \\ C_{pe} = C_{pe,10} & ; S \geq 10m^2 \end{cases}$$

Avec :

$S[m^2]$: surface chargée de la paroi considérée

f.1.1- Premier bloc (parking) :

Sens V_1 du vent :

On a :
$$\begin{cases} b = 48.0 \text{ m} \\ d = 65.0 \text{ m} \\ h = 21.6 \text{ m} \end{cases}$$

* Parois verticales :

$e = \min[b, 2 \times h] = \min[48, 43.2] \Rightarrow e = 43.2 \text{ m}$

On a : $d = 65 \text{ m} > e = 43.2 \text{ m}$

Les zones de pressions et leurs délimitations sont illustrées sur la figure suivante :

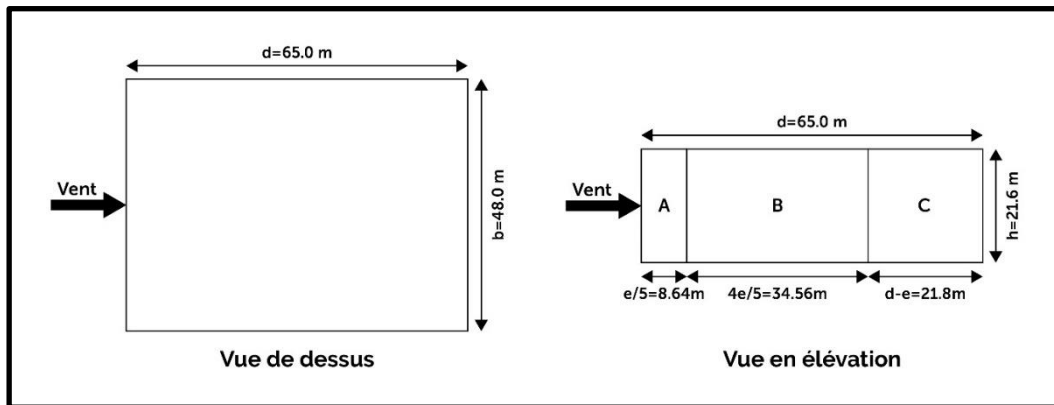


Figure II.3 : Découpage des parois verticales [premier bloc (parking) – sens V_1]

Tableau II.7 : Valeurs des coefficients de pression extérieure pour les parois verticales [premier bloc (parking) – sens V_1]

Zone	Aire (en m^2)	C_{pe}
A	186.624	$C_{pe} = C_{pe,10} = -1.0$
B	746.496	$C_{pe} = C_{pe,10} = -0.8$
C	470.88	$C_{pe} = C_{pe,10} = -0.5$
D	1036.8	$C_{pe} = C_{pe,10} = +0.8$
E	1036.8	$C_{pe} = C_{pe,10} = -0.3$

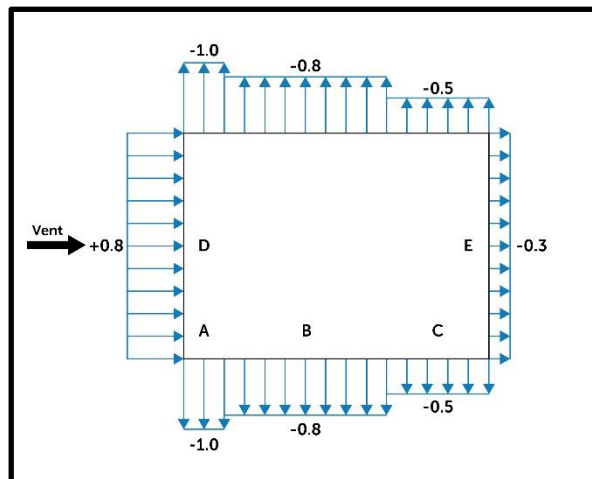


Figure II.4 : Coefficient de pression extérieure correspondant à chaque zone de parois verticales [premier bloc (parking) – sens V_1]

Evaluation des Charges et Surcharges

* Toiture :

$$e = \min[b, 2 \times h] = \min[48, 43.2] \Rightarrow \boxed{e = 43.2 \text{ m}}$$

On a : $d = 65 \text{ m} > e = 43.2 \text{ m}$

Les zones de pressions et leurs délimitations sont illustrées sur la figure suivante :

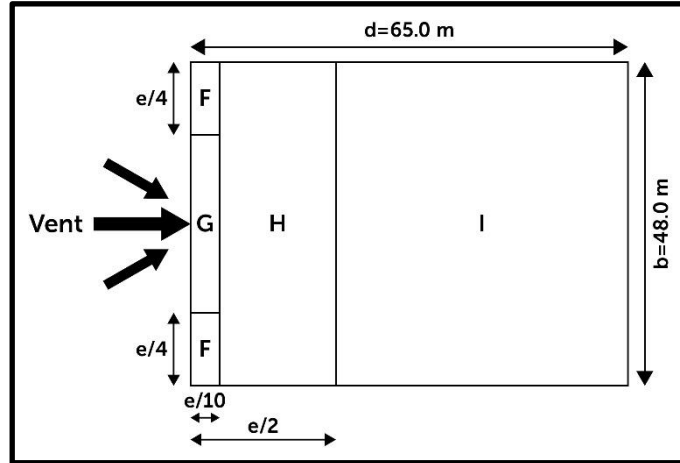


Figure II.5 : Découpage de la terrasse [premier bloc (parking) – sens V_1]

Tableau II.8 : Valeurs des coefficients de pression extérieure pour la terrasse [premier bloc (parking) – sens V_1]

Zone	Aire (en m^2)	C_{pe}
F	46.656	$C_{pe} = C_{pe,10} = -1.8$
G	114.048	$C_{pe} = C_{pe,10} = -1.2$
H	829.44	$C_{pe} = C_{pe,10} = -0.7$
I	2129.856	$C_{pe} = C_{pe,10} = \pm 0.2$

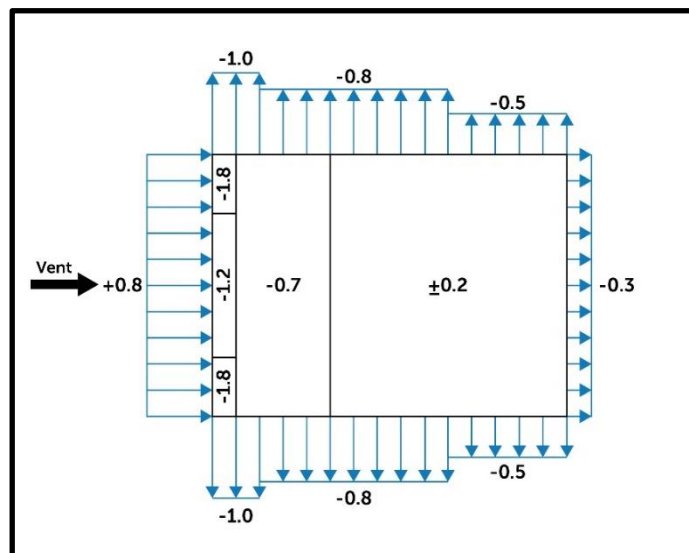


Figure II.6 : Distribution des coefficients de pression extérieure [premier bloc (parking) – sens V_1]

Sens V_2 du vent :

$$\text{On a : } \begin{cases} b = 65.0 \text{ m} \\ d = 48.0 \text{ m} \\ h = 21.6 \text{ m} \end{cases}$$

Evaluation des Charges et Surcharges

* Parois verticales :

$$e = \min[b, 2 \times h] = \min[65, 43.2] \Rightarrow \boxed{e = 43.2 \text{ m}}$$

On a : $d = 48 \text{ m} > e = 43.2 \text{ m}$

Les zones de pressions et leurs délimitations sont illustrées sur la figure suivante :

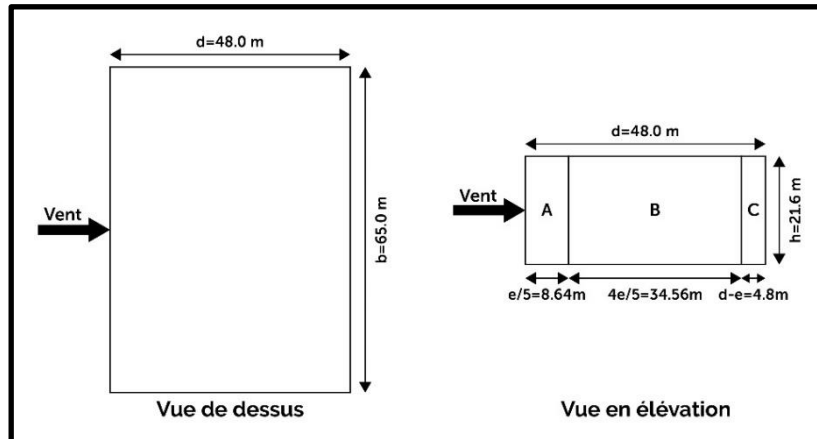


Figure II.7 : Découpage des parois verticales [premier bloc (parking) – sens V_2]

Tableau II.9 : Valeurs des coefficients de pression extérieure pour les parois verticales [premier bloc (parking) – sens V_2]

Zone	Aire (en m^2)	C_{pe}
A	186.624	$C_{pe} = C_{pe,10} = -1.0$
B	746.496	$C_{pe} = C_{pe,10} = -0.8$
C	103.680	$C_{pe} = C_{pe,10} = -0.5$
D	1404	$C_{pe} = C_{pe,10} = +0.8$
E	1404	$C_{pe} = C_{pe,10} = -0.3$

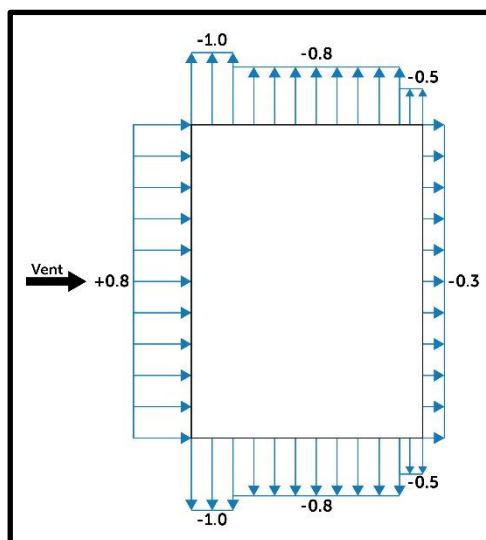


Figure II.8 : Coefficient de pression extérieure correspondant à chaque zone de parois verticales [premier bloc (parking) – sens V_2]

* Toiture :

$$e = \min[b, 2 \times h] = \min[48, 43.2] \Rightarrow \boxed{e = 43.2 \text{ m}}$$

On a : $d = 65 \text{ m} > e = 43.2 \text{ m}$

Evaluation des Charges et Surcharges

Les zones de pressions et leurs délimitations sont illustrées sur la figure suivante :

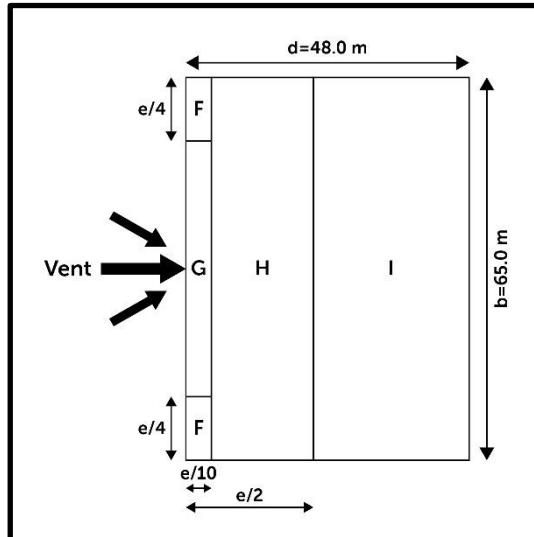


Figure II.9 : Découpage de la terrasse [premier bloc (parking) - sens V_2]

Tableau II.10 : Valeurs des coefficients de pression extérieure pour la terrasse [premier bloc (parking) - sens V_2]

Zone	Aire (en m^2)	C_{pe}
F	46.656	$C_{pe} = C_{pe,10} = -1.8$
G	187.488	$C_{pe} = C_{pe,10} = -1.2$
H	1123.2	$C_{pe} = C_{pe,10} = -0.7$
I	1762.656	$C_{pe} = C_{pe,10} = \pm 0.2$

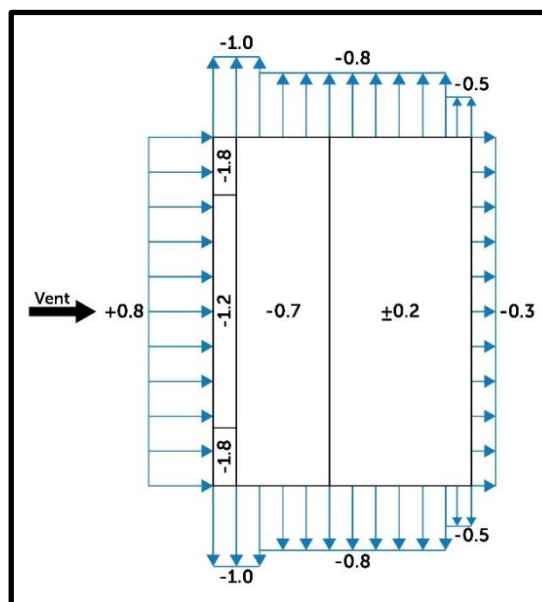


Figure II.10 : Distribution des coefficients de pression extérieure [premier bloc (parking) - sens V_2]

f.1.2- Bloc administratif :

Sens V_1 du vent :

$$\text{On a : } \begin{cases} b = 14.00 \text{ m} \\ d = 40.40 \text{ m} \\ h = 22.34 \text{ m} \end{cases}$$

Evaluation des Charges et Surcharges

* Parois verticales :

$$e = \min[b, 2 \times h] = \min[14, 44.68] \Rightarrow \boxed{e = 14 \text{ m}}$$

On a : $d = 40.4 \text{ m} > e = 14.0 \text{ m}$

Les zones de pressions et leurs délimitations sont illustrées sur la figure suivante :

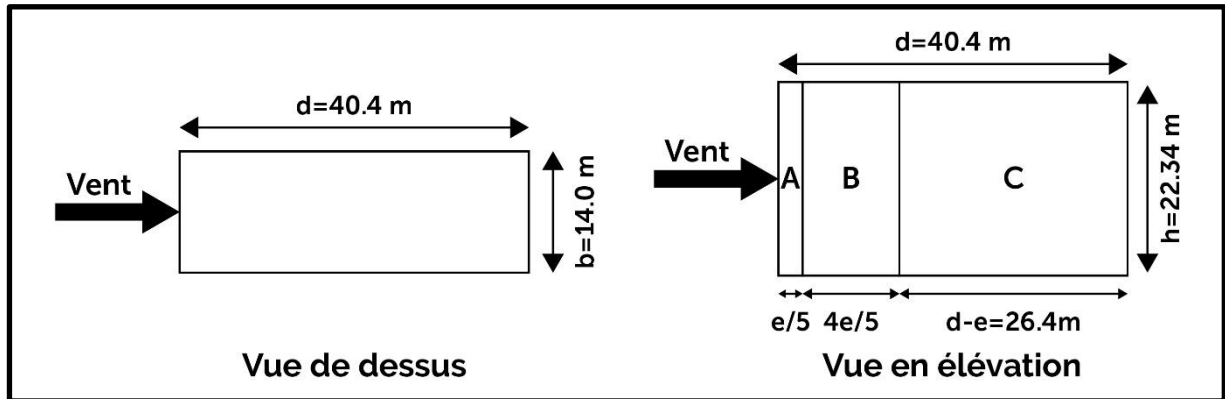


Figure II.11 : Découpage des parois verticales [bloc administratif – sens V_1]

Tableau II.11 : Valeurs des coefficients de pression extérieure pour les parois verticales [bloc administratif – sens V_1]

Zone	Aire (en m^2)	C_{pe}
A	62.552	$C_{pe} = C_{pe,10} = -1.0$
B	250.208	$C_{pe} = C_{pe,10} = -0.8$
C	589.776	$C_{pe} = C_{pe,10} = -0.5$
D	312.76	$C_{pe} = C_{pe,10} = +0.8$
E	312.76	$C_{pe} = C_{pe,10} = -0.3$

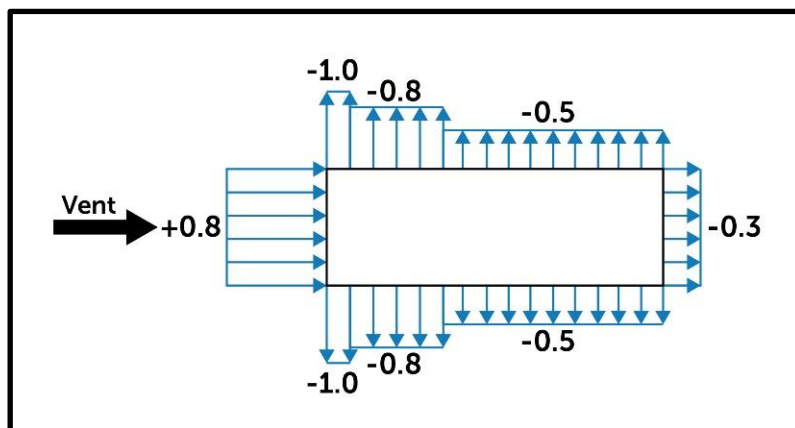


Figure II.12 : Coefficient de pression extérieure correspondant à chaque zone de parois verticales [bloc administratif – sens V_1]

* Toiture :

$$e = \min[b, 2 \times h] = \min[48, 43.2] \Rightarrow \boxed{e = 43.2 \text{ m}}$$

On a : $d = 65 \text{ m} > e = 43.2 \text{ m}$

Les valeurs de C_{pe} sont déterminées par interpolation linéaire pour une valeur intermédiaire de $h_p/h = 0.6/22.34 = 0.0269$

Evaluation des Charges et Surcharges

Les zones de pressions et leurs délimitations sont illustrées sur la figure suivante :

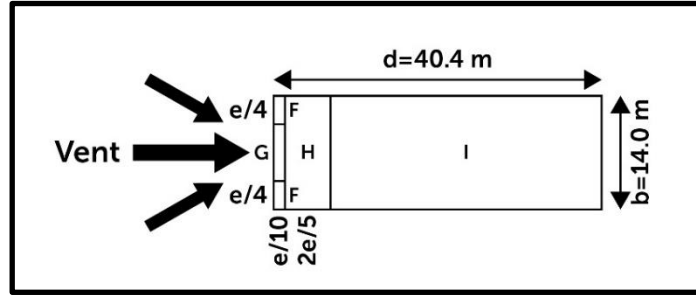


Figure II.13 : Découpage de la terrasse [bloc administratif – sens V_1]

Tableau II.12 : Valeurs des coefficients de pression extérieure pour la terrasse [bloc administratif – sens V_1]

Zone	Aire (en m^2)	C_{pe}
F	4.9	$C_{pe} = -1.77$
G	9.8	$C_{pe} = -1.09$
H	78.4	$C_{pe} = C_{pe,10} = -0.7$
I	467.6	$C_{pe} = C_{pe,10} = \pm 0.2$

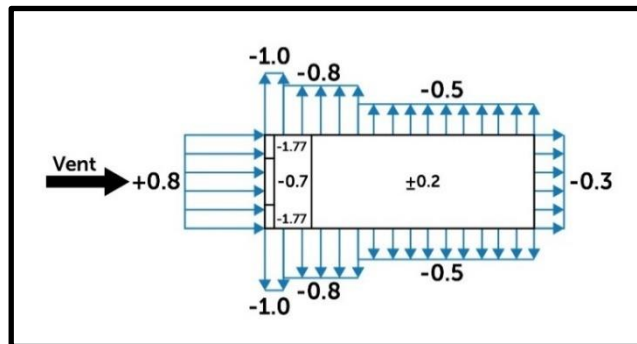


Figure II.14 : Distribution des coefficients de pression extérieure [bloc administratif – sens V_1]

Sens V_2 du vent :

$$\text{On a : } \begin{cases} b = 40.40 \text{ m} \\ d = 14.00 \text{ m} \\ h = 22.34 \text{ m} \end{cases}$$

* Parois verticales :

$$e = \min[b, 2 \times h] = \min[40.40, 44.68] \Rightarrow \boxed{e = 40.40 \text{ m}}$$

$$\text{On a : } d = 14.00 \text{ m} < e = 40.40 \text{ m}$$

Les zones de pressions et leurs délimitations sont illustrées sur la figure suivante :

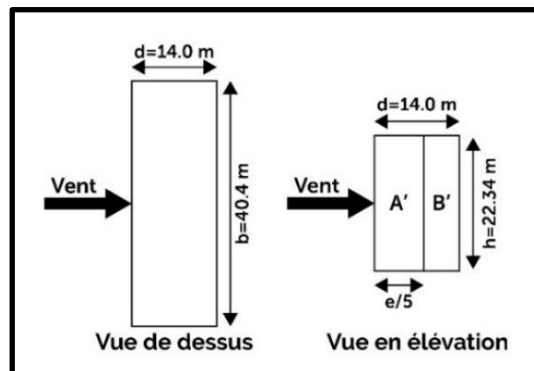


Figure II.15 : Découpage des parois verticales [bloc administratif – sens V_2]

Evaluation des Charges et Surcharges

Tableau II.13 : Valeurs des coefficients de pression extérieure pour les parois verticales
[bloc administratif – sens V_2]

Zone	Aire (en m^2)	C_{pe}
A'	180.5072	$C_{pe} = C_{pe,10} = -1.0$
B'	132.2528	$C_{pe} = C_{pe,10} = -0.8$
D	902.536	$C_{pe} = C_{pe,10} = +0.8$
E	902.536	$C_{pe} = C_{pe,10} = -0.3$

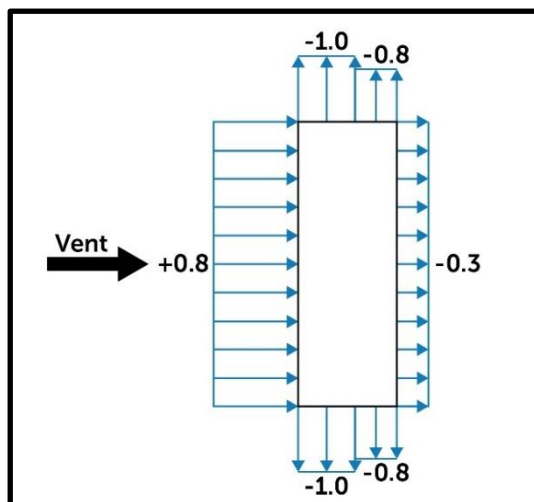


Figure II.16 : Coefficient de pression extérieure correspondant à chaque zone de parois verticales
[bloc administratif – sens V_2]

* Toiture :

$$e = \min[b, 2 \times h] = \min[40.40, 44.68] \Rightarrow \boxed{e = 40.40 \text{ m}}$$

On a : $d = 14.00 \text{ m} < e = 40.40 \text{ m}$

Les valeurs de C_{pe} sont déterminées par interpolation linéaire pour une valeur intermédiaire de $h_p/h = 0.6/22.34 = 0.0269$

Les zones de pressions et leurs délimitations sont illustrées sur la figure suivante :

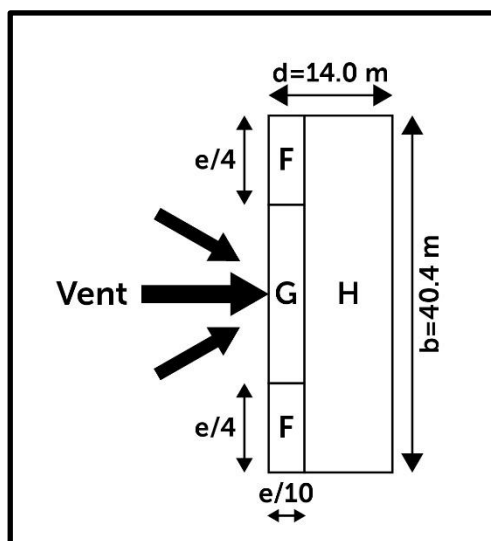


Figure II.17 : Découpage de la terrasse [bloc administratif – sens V_2]

Evaluation des Charges et Surcharges

Tableau II.14 : Valeurs des coefficients de pression extérieure pour la terrasse
[bloc administratif – sens V_2]

Zone	Aire (en m^2)	C_{pe}
F	40.804	$C_{pe} = C_{pe,10} = -1.77$
G	81.608	$C_{pe} = C_{pe,10} = -1.085$
H	443.188	$C_{pe} = C_{pe,10} = -0.7$

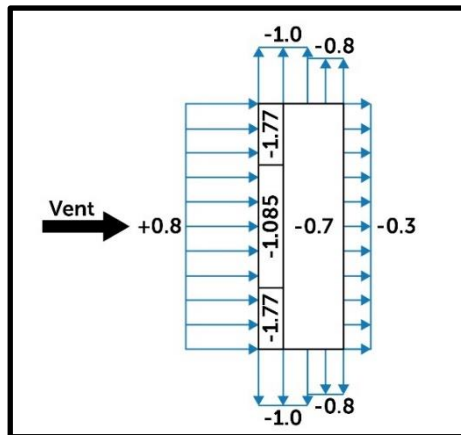


Figure II.18 : Distribution des coefficients de pression extérieure [bloc administratif – sens V_2]

f.2- Coefficient de pression intérieure :

Le coefficient de pression intérieure dépend de la géométrie de l'ouvrage et de la répartition des ouvertures dans l'enveloppe du bâtiment. Il est fonction de l'indice de perméabilité μ_p et du rapport h/d .

Dans notre cas (bâtiment sans cloisons intérieures), on peut utiliser les valeurs extrêmes suivantes :

$$\boxed{C_{pi} = +0.8} \text{ et } \boxed{C_{pi} = -0.5}$$

g- Pression du vent sur les parois :

La pression due au vent q_j qui s'exerce sur un élément de surface j engendrant des forces perpendiculaires à la surface de la structure est calculée à l'aide de la formule suivante :

$$\boxed{q_j [N/m^2] = C_d \times W(z_j)}$$

Avec :

C_d : coefficient dynamique de la construction

$W(z_j)$: pression nette obtenue par la formule suivante :

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

g.1- Premier bloc (parking) :

Sens V_1 du vent :

On calcule la pression sur les parois pour chaque étage comme suit :

Evaluation des Charges et Surcharges

Tableau II.15 : Valeurs des pressions q_j [premier bloc (parking) – sens V_1]

RDC									
Zone	C_d	q_p	C_{pe}	C_{pi}		$W [N/m^2]$		$q_j [N/m^2]$	
A	1	478.71	-1.0	+0.8	-0.5	-861.678	-239.355	-861.678	-239.355
B	1	478.71	-0.8	+0.8	-0.5	-765.936	-143.613	-765.936	-143.613
C	1	478.71	-0.5	+0.8	-0.5	-622.323	0	-622.323	0
D	1	478.71	+0.8	+0.8	-0.5	0	622.323	0	622.323
E	1	478.71	-0.3	+0.8	-0.5	-526.581	95.742	-526.581	95.742
1^{er} étage									
Zone	C_d	q_p	C_{pe}	C_{pi}		$W [N/m^2]$		$q_j [N/m^2]$	
A	1	526.33	-1.0	+0.8	-0.5	-947.394	-263.165	-947.394	-263.165
B	1	526.33	-0.8	+0.8	-0.5	-842.128	-157.899	-842.128	-157.899
C	1	526.33	-0.5	+0.8	-0.5	-684.229	0	-684.229	0
D	1	526.33	+0.8	+0.8	-0.5	0	684.229	0	684.229
E	1	526.33	-0.3	+0.8	-0.5	-578.963	105.266	-578.963	105.266
2^{ème} étage									
Zone	C_d	q_p	C_{pe}	C_{pi}		$W [N/m^2]$		$q_j [N/m^2]$	
A	1	612.94	-1.0	+0.8	-0.5	-1103.29	-306.47	-1103.29	-306.47
B	1	612.94	-0.8	+0.8	-0.5	-980.704	-183.882	-980.704	-183.882
C	1	612.94	-0.5	+0.8	-0.5	-796.822	0	-796.822	0
D	1	612.94	+0.8	+0.8	-0.5	0	796.822	0	796.822
E	1	612.94	-0.3	+0.8	-0.5	-674.234	122.588	-674.234	122.588
3^{ème} étage									
Zone	C_d	q_p	C_{pe}	C_{pi}		$W [N/m^2]$		$q_j [N/m^2]$	
A	1	678.74	-1.0	+0.8	-0.5	-1221.73	-339.37	-1221.73	-339.37
B	1	678.74	-0.8	+0.8	-0.5	-1085.98	-203.622	-1085.98	-203.622
C	1	678.74	-0.5	+0.8	-0.5	-882.362	0	-882.362	0
D	1	678.74	0.8	+0.8	-0.5	0	882.362	0	882.362
E	1	678.74	-0.3	+0.8	-0.5	-746.614	135.748	-746.614	135.748
4^{ème} étage									
Zone	C_d	q_p	C_{pe}	C_{pi}		$W [N/m^2]$		$q_j [N/m^2]$	
A	1	732.71	-1.0	+0.8	-0.5	-1318.88	-366.355	-1318.88	-366.355
B	1	732.71	-0.8	+0.8	-0.5	-1172.34	-219.813	-1172.34	-219.813
C	1	732.71	-0.5	+0.8	-0.5	-952.523	0	-952.523	0
D	1	732.71	0.8	+0.8	-0.5	0	952.523	0	952.523
E	1	732.71	-0.3	+0.8	-0.5	-805.981	146.542	-805.981	146.542

Evaluation des Charges et Surcharges

5^{ème} étage									
Zone	C_d	q_p	C_{pe}	C_{pi}		$W [N/m^2]$		$q_j [N/m^2]$	
A	1	778.50	-1.0	+0.8	-0.5	-1401.3	-389.25	-1401.3	-389.25
B	1	778.50	-0.8	+0.8	-0.5	-1245.6	-233.55	-1245.6	-233.55
C	1	778.50	-0.5	+0.8	-0.5	-1012.05	0	-1012.05	0
D	1	778.50	0.8	+0.8	-0.5	0	1012.05	0	1012.05
E	1	778.50	-0.3	+0.8	-0.5	-856.35	155.7	-856.35	155.7
6^{ème} étage									
Zone	C_d	q_p	C_{pe}	C_{pi}		$W [N/m^2]$		$q_j [N/m^2]$	
A	1	817.89	-1.0	+0.8	-0.5	-1472.2	-408.945	-1472.2	-408.945
B	1	817.89	-0.8	+0.8	-0.5	-1308.62	-245.367	-1308.62	-245.367
C	1	817.89	-0.5	+0.8	-0.5	-1063.26	0	-1063.26	0
D	1	817.89	0.8	+0.8	-0.5	0	1063.257	0	1063.257
E	1	817.89	-0.3	+0.8	-0.5	-899.679	163.578	-899.679	163.578

Sens V_2 du vent :

De la même manière, on calcule la pression sur les parois pour chaque étage suivant le sens V_2 du vent comme suit :

Tableau II.16 : Valeurs des pressions q_j [premier bloc (parking) – sens V_2]

RDC									
Zone	C_d	q_p	C_{pe}	C_{pi}		$W [N/m^2]$		$q_j [N/m^2]$	
A	1	478.71	-1.0	+0.8	-0.5	-861.678	-239.355	-861.678	-239.355
B	1	478.71	-0.8	+0.8	-0.5	-765.936	-143.613	-765.936	-143.613
C	1	478.71	-0.5	+0.8	-0.5	-622.323	0	-622.323	0
D	1	478.71	+0.8	+0.8	-0.5	0	622.323	0	622.323
E	1	478.71	-0.3	+0.8	-0.5	-526.581	95.742	-526.581	95.742
1^{er} étage									
Zone	C_d	q_p	C_{pe}	C_{pi}		$W [N/m^2]$		$q_j [N/m^2]$	
A	1	526.33	-1.0	+0.8	-0.5	-947.394	-263.165	-947.394	-263.165
B	1	526.33	-0.8	+0.8	-0.5	-842.128	-157.899	-842.128	-157.899
C	1	526.33	-0.5	+0.8	-0.5	-684.229	0	-684.229	0
D	1	526.33	+0.8	+0.8	-0.5	0	684.229	0	684.229
E	1	526.33	-0.3	+0.8	-0.5	-578.963	105.266	-578.963	105.266

Evaluation des Charges et Surcharges

2 ^{ème} étage									
Zone	C_d	q_p	C_{p_e}	C_{p_i}		$W [N/m^2]$		$q_j [N/m^2]$	
A	1	612.94	-1.0	+0.8	-0.5	-1103.29	-306.47	-1103.29	-306.47
B	1	612.94	-0.8	+0.8	-0.5	-980.704	-183.882	-980.704	-183.882
C	1	612.94	-0.5	+0.8	-0.5	-796.822	0	-796.822	0
D	1	612.94	+0.8	+0.8	-0.5	0	796.822	0	796.822
E	1	612.94	-0.3	+0.8	-0.5	-674.234	122.588	-674.234	122.588
3 ^{ème} étage									
Zone	C_d	q_p	C_{p_e}	C_{p_i}		$W [N/m^2]$		$q_j [N/m^2]$	
A	1	678.74	-1.0	+0.8	-0.5	-1221.73	-339.37	-1221.73	-339.37
B	1	678.74	-0.8	+0.8	-0.5	-1085.98	-203.622	-1085.98	-203.622
C	1	678.74	-0.5	+0.8	-0.5	-882.362	0	-882.362	0
D	1	678.74	0.8	+0.8	-0.5	0	882.362	0	882.362
E	1	678.74	-0.3	+0.8	-0.5	-746.614	135.748	-746.614	135.748
4 ^{ème} étage									
Zone	C_d	q_p	C_{p_e}	C_{p_i}		$W [N/m^2]$		$q_j [N/m^2]$	
A	1	732.71	-1.0	+0.8	-0.5	-1318.88	-366.355	-1318.88	-366.355
B	1	732.71	-0.8	+0.8	-0.5	-1172.34	-219.813	-1172.34	-219.813
C	1	732.71	-0.5	+0.8	-0.5	-952.523	0	-952.523	0
D	1	732.71	0.8	+0.8	-0.5	0	952.523	0	952.523
E	1	732.71	-0.3	+0.8	-0.5	-805.981	146.542	-805.981	146.542
5 ^{ème} étage									
Zone	C_d	q_p	C_{p_e}	C_{p_i}		$W [N/m^2]$		$q_j [N/m^2]$	
A	1	778.50	-1.0	+0.8	-0.5	-1401.3	-389.25	-1401.3	-389.25
B	1	778.50	-0.8	+0.8	-0.5	-1245.6	-233.55	-1245.6	-233.55
C	1	778.50	-0.5	+0.8	-0.5	-1012.05	0	-1012.05	0
D	1	778.50	0.8	+0.8	-0.5	0	1012.05	0	1012.05
E	1	778.50	-0.3	+0.8	-0.5	-856.35	155.7	-856.35	155.7
6 ^{ème} étage									
Zone	C_d	q_p	C_{p_e}	C_{p_i}		$W [N/m^2]$		$q_j [N/m^2]$	
A	1	817.89	-1.0	+0.8	-0.5	-1472.2	-408.945	-1472.2	-408.945
B	1	817.89	-0.8	+0.8	-0.5	-1308.62	-245.367	-1308.62	-245.367
C	1	817.89	-0.5	+0.8	-0.5	-1063.26	0	-1063.26	0
D	1	817.89	0.8	+0.8	-0.5	0	1063.257	0	1063.257
E	1	817.89	-0.3	+0.8	-0.5	-899.679	163.578	-899.679	163.578

g.2- Bloc administratif :

Sens V_1 du vent :

On procède de la même manière que pour le premier bloc (parking) :

Tableau II.17 : Valeurs des pressions q_j [bloc administratif – sens V_1]

RDC									
Zone	C_d	q_p	C_{pe}	C_{pi}		$W [N/m^2]$		$q_j [N/m^2]$	
A	1	478.71	-1.0	+0.8	-0.5	-861.678	-239.355	-861.678	-239.355
B	1	478.71	-0.8	+0.8	-0.5	-765.936	-143.613	-765.936	-143.613
C	1	478.71	-0.5	+0.8	-0.5	-622.323	0	-622.323	0
D	1	478.71	+0.8	+0.8	-0.5	0	622.323	0	622.323
E	1	478.71	-0.3	+0.8	-0.5	-526.581	95.742	-526.581	95.742
1 ^{er} étage									
Zone	C_d	q_p	C_{pe}	C_{pi}		$W [N/m^2]$		$q_j [N/m^2]$	
A	1	560.40	-1.0	+0.8	-0.5	-1008.72	-280.2	-1008.72	-280.2
B	1	560.40	-0.8	+0.8	-0.5	-896.64	-168.12	-896.64	-168.12
C	1	560.40	-0.5	+0.8	-0.5	-728.52	0	-728.52	0
D	1	560.40	+0.8	+0.8	-0.5	0	728.52	0	728.52
E	1	560.40	-0.3	+0.8	-0.5	-616.44	112.08	-616.44	112.08
2 ^{ème} étage									
Zone	C_d	q_p	C_{pe}	C_{pi}		$W [N/m^2]$		$q_j [N/m^2]$	
A	1	661.48	-1.0	+0.8	-0.5	-1190.66	-330.74	-1190.66	-330.74
B	1	661.48	-0.8	+0.8	-0.5	-1058.37	-198.444	-1058.37	-198.444
C	1	661.48	-0.5	+0.8	-0.5	-859.924	0	-859.924	0
D	1	661.48	+0.8	+0.8	-0.5	0	859.924	0	859.924
E	1	661.48	-0.3	+0.8	-0.5	-727.628	132.296	-727.628	132.296
3 ^{ème} étage									
Zone	C_d	q_p	C_{pe}	C_{pi}		$W [N/m^2]$		$q_j [N/m^2]$	
A	1	736.29	-1.0	+0.8	-0.5	-1325.32	-368.145	-1325.32	-368.145
B	1	736.29	-0.8	+0.8	-0.5	-1178.06	-220.887	-1178.06	-220.887
C	1	736.29	-0.5	+0.8	-0.5	-957.177	0	-957.177	0
D	1	736.29	+0.8	+0.8	-0.5	0	957.177	0	957.177
E	1	736.29	-0.3	+0.8	-0.5	-809.919	147.258	-809.919	147.258

Evaluation des Charges et Surcharges

4 ^{ème} étage									
Zone	C_d	q_p	C_{pe}	C_{pi}		$W [N/m^2]$		$q_j [N/m^2]$	
A	1	795.64	-1.0	+0.8	-0.5	-1432.15	-397.82	-1432.15	-397.82
B	1	795.64	-0.8	+0.8	-0.5	-1273.02	-238.692	-1273.02	-238.692
C	1	795.64	-0.5	+0.8	-0.5	-1034.33	0	-1034.33	0
D	1	795.64	+0.8	+0.8	-0.5	0	1034.332	0	1034.332
E	1	795.64	-0.3	+0.8	-0.5	-875.204	159.128	-875.204	159.128
5 ^{ème} étage									
Zone	C_d	q_p	C_{pe}	C_{pi}		$W [N/m^2]$		$q_j [N/m^2]$	
A	1	845.42	-1.0	+0.8	-0.5	-1521.76	-422.71	-1521.76	-422.71
B	1	845.42	-0.8	+0.8	-0.5	-1352.67	-253.626	-1352.67	-253.626
C	1	845.42	-0.5	+0.8	-0.5	-1099.05	0	-1099.05	0
D	1	845.42	+0.8	+0.8	-0.5	0	1099.046	0	1099.046
E	1	845.42	-0.3	+0.8	-0.5	-929.962	169.084	-929.962	169.084

Sens V_2 du vent :

De la même manière, on calcule la pression sur les parois pour chaque étage suivant le sens V_2 du vent comme suit :

Tableau II.18 : Valeurs des pressions q_j [bloc administratif – sens V_2]

RDC									
Zone	C_d	q_p	C_{pe}	C_{pi}		$W [N/m^2]$		$q_j [N/m^2]$	
A'	1	478.71	-1.0	+0.8	-0.5	-861.678	-239.355	-861.678	-239.355
B'	1	478.71	-0.8	+0.8	-0.5	-765.936	-143.613	-765.936	-143.613
D	1	478.71	+0.8	+0.8	-0.5	0	622.323	0	622.323
E	1	478.71	-0.3	+0.8	-0.5	-526.581	95.742	-526.581	95.742
1 ^{er} étage									
Zone	C_d	q_p	C_{pe}	C_{pi}		$W [N/m^2]$		$q_j [N/m^2]$	
A'	1	560.40	-1.0	+0.8	-0.5	-1008.72	-280.2	-1008.72	-280.2
B'	1	560.40	-0.8	+0.8	-0.5	-896.64	-168.12	-896.64	-168.12
D	1	560.40	+0.8	+0.8	-0.5	0	728.52	0	728.52
E	1	560.40	-0.3	+0.8	-0.5	-616.44	112.08	-616.44	112.08

Evaluation des Charges et Surcharges

2 ^{ème} étage									
Zone	C_d	q_p	C_{p_e}	C_{p_i}		$W [N/m^2]$		$q_j [N/m^2]$	
A'	1	661.48	-1.0	+0.8	-0.5	-1190.66	-330.74	-1190.66	-330.74
B'	1	661.48	-0.8	+0.8	-0.5	-1058.37	-198.444	-1058.37	-198.444
D	1	661.48	+0.8	+0.8	-0.5	0	859.924	0	859.924
E	1	661.48	-0.3	+0.8	-0.5	-727.628	132.296	-727.628	132.296
3 ^{ème} étage									
Zone	C_d	q_p	C_{p_e}	C_{p_i}		$W [N/m^2]$		$q_j [N/m^2]$	
A'	1	736.29	-1.0	+0.8	-0.5	-1325.32	-368.145	-1325.32	-368.145
B'	1	736.29	-0.8	+0.8	-0.5	-1178.06	-220.887	-1178.06	-220.887
D	1	736.29	+0.8	+0.8	-0.5	0	957.177	0	957.177
E	1	736.29	-0.3	+0.8	-0.5	-809.919	147.258	-809.919	147.258
4 ^{ème} étage									
Zone	C_d	q_p	C_{p_e}	C_{p_i}		$W [N/m^2]$		$q_j [N/m^2]$	
A'	1	795.64	-1.0	+0.8	-0.5	-1432.15	-397.82	-1432.15	-397.82
B'	1	795.64	-0.8	+0.8	-0.5	-1273.02	-238.692	-1273.02	-238.692
D	1	795.64	+0.8	+0.8	-0.5	0	1034.332	0	1034.332
E	1	795.64	-0.3	+0.8	-0.5	-875.204	159.128	-875.204	159.128
5 ^{ème} étage									
Zone	C_d	q_p	C_{p_e}	C_{p_i}		$W [N/m^2]$		$q_j [N/m^2]$	
A'	1	845.42	-1.0	+0.8	-0.5	-1521.76	-422.71	-1521.76	-422.71
B'	1	845.42	-0.8	+0.8	-0.5	-1352.67	-253.626	-1352.67	-253.626
D	1	845.42	+0.8	+0.8	-0.5	0	1099.046	0	1099.046
E	1	845.42	-0.3	+0.8	-0.5	-929.962	169.084	-929.962	169.084

II.4. Conclusion :

L'étude effectuée dans ce chapitre nous a permis de déterminer l'action des différents types de charges permanentes, de charges d'exploitation, ainsi que les charges climatiques de neige et de vent sur l'ouvrage étudié. L'évaluation de ces charges ainsi que des différentes combinaisons d'actions permettra de poursuivre l'étude de la structure, commençant par la phase de prédimensionnement dont portera le chapitre suivant.

CHAPITRE III

Pré-dimensionnement des éléments

III.1. Introduction :

L'opération de pré-dimensionnement de l'ouvrage consiste en une phase de pré calcul des sections des différents éléments résistants de la structure. L'étude est effectuée selon le Règlement Parasismique Algérien R.P.A. 99 / version 2003. Le but du pré-dimensionnement est d'effectuer un choix liant l'économie à la sécurité de la structure.

Les caractéristiques générales sur la conception de l'ouvrage telles que la géométrie et les matériaux de construction employés étant déterminées au premier chapitre, nous commençons dans celui-ci par le pré-dimensionnement des éléments structuraux du bâtiment (plancher, poutres, poteaux, etc.)

III.2. Règles de prédimensionnement :

D'après les règles de conception et de calcul des structures en acier C.C.M. 97, les exigences sur le dimensionnement des éléments porteurs en acier sont telles que les flèches que subissent ces derniers soient comprises dans les limites conformes à l'usage et l'exploitation de l'ouvrage en question.

Les valeurs empiriques des flèches préconisées par le C.C.M. 97 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.1 : Valeurs limites recommandées pour les flèches verticales [C.C.M. 97]

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

La longueur L représente la portée de la poutre considérée. Pour les poutres conçues en porte-à-faux, cette longueur est prise égale au double de la longueur du porte-à-faux.

A l'Etat Limite de Service (ELS), la flèche totale δ de l'élément doit être inférieure ou égale à la valeur préconisée de la flèche admissible $\delta_{v_{max}}$.

Après avoir déterminé le type de profilé métallique employé pour l'élément, il est convenu d'établir une série de vérifications de résistance à l'ELU.

Ce projet est constitué de deux blocs séparés, présentant chacun des chargements différents pour les planchers des étages courants et le plancher terrasse. Par conséquent, nous procéderons à étudier tous les cas séparément.

III.3. Pré-dimensionnement des solives :

Les solives sont des poutrelles, souvent en IPE, travaillant en flexion simple. Elles sont installées horizontalement dans le plancher afin de transmettre les charges appliquées aux éléments porteurs principaux (poutres principales, murs porteurs).

III.3.1. Premier bloc (parking) :

III.3.1.1. Etage courant :

L'espacement des solives doit satisfaire : $0.7m \leq L \leq 7m$. Pour ce projet, on opte pour un espacement $e = 2m$.

La longueur d'une travée est de $L = 2.5m$ (travées égales). Les solives les moins longues donnent un moment fléchissant plus important en mi-travée. De ce fait, le nombre de travées pour la solive la plus défavorable est de deux travées.

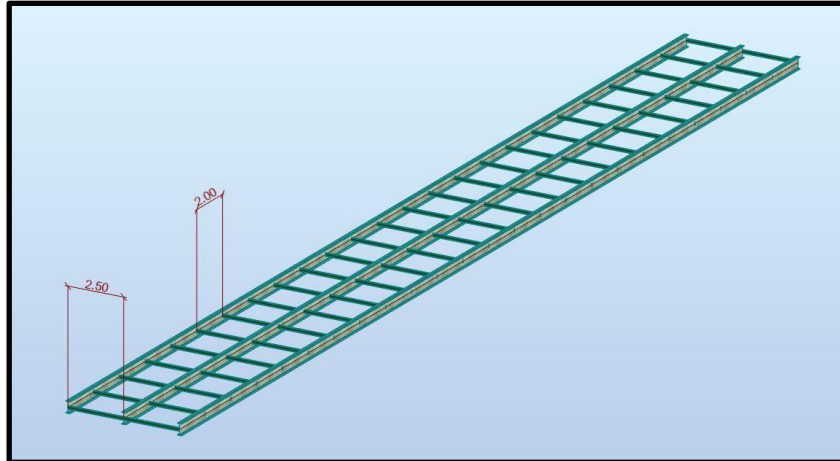


Figure III.1 : Longueur et entraxe des solives [Premier bloc (parking)]
[Autodesk Robot Structural Analysis Professional]

La disposition des solives et des poutres principales des deux demi-étages du premier bloc (parking) est illustrée dans la figure ci-dessous :

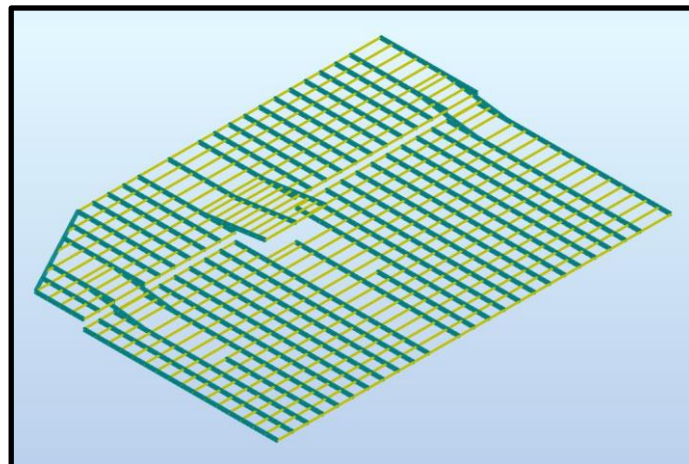


Figure III.2 : Disposition des solives et des poutres principales [Premier bloc (parking)]
[Autodesk Robot Structural Analysis Professional]

III.3.1.1.1. Evaluation des charges reprises par la solive :

$$P_{ELS} = (G_{plancher} + Q) \times e = (2.628 + 2.50) \times 2$$

$$P_{ELS} = 10.256 \text{ kN/m}$$

III.3.1.1.2. Condition de flèche à l'ELS :

Les solives sont considérées en tant que poutres isostatiques de longueur $L = 5m$. La condition sur la flèche est la suivante :

$$f_{calculée} \leq f_{admissible}$$

Pré-dimensionnement des éléments

Tel que :

$$f_{\text{calculée}} = \frac{5 \times P_{ELS} \times L^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$f_{\text{admissible}} = \frac{L}{250}$$

Nous avons donc :

$$\frac{L}{250} \geq \frac{5 \times P_{ELS} \times L^4}{384 \times E \times I_y} \Rightarrow I_y \geq 250 \times \frac{5 \times P_{ELS} \times L^3}{384 \times E}$$

Alors :

$$I_y \geq 250 \times \frac{5 \times 10.256 \times 5^3}{384 \times 2.1}$$

$$I_y \geq 1987.23 \text{ cm}^4$$

Le choix des profilés métalliques est effectué d'après leurs inerties à partir du catalogue « ArcelorMittal Europe » (voir Annexe 1).

Le profilé choisi en fonction du moment d'inertie est un IPE 220. Il possède les caractéristiques suivantes :

- * Inertie selon l'axe fort : $I_y = 2772 \text{ cm}^4$.
- * Poids : $P = 26.2 \text{ kg/m}$.
- * Module de résistance plastique selon l'axe y-y : $W_{Pl,y} = 285 \times 10^3 \text{ mm}^3$.
- * Profilé de classe 1.

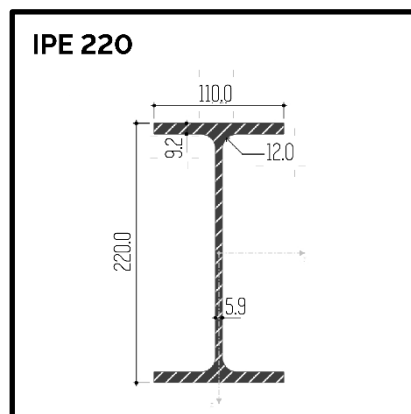


Figure III.3 : Schéma d'un IPE 220

On vérifie que le profilé choisi satisfait la condition de flèche sous l'effet de son poids propre :

$$f_{\text{calculée}} = \frac{5 \times P'_{ELS} \times L^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times (P_{ELS} + P) \times L^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$P'_{ELS} = P_{ELS} + P = 10.256 + 0.262 = 10.518 \text{ kN/m}$$

Nous avons donc :

$$f_{\text{calculée}} = 0.015 \text{ m} \leq f_{\text{admissible}} = 0.02 \text{ m}$$

La condition de flèche est donc vérifiée.

III.3.1.1.3. Vérification aux vibrations :

Afin d'assurer le confort des usagers de l'ouvrage, il est indispensable de limiter les vibrations des planchers. Afin d'assurer cela, on doit comparer la valeur calculée des vibrations aux valeurs limites des vibrations recommandées.

La fréquence propre doit donc satisfaire la condition suivante :

$$f_0 = \frac{\alpha_i}{2\pi L^2} \times \sqrt{\frac{EI}{m}} > f_i$$

Avec :

f_0 [Hz] : fréquence propre
 f_i [Hz] : fréquence limite
 α_i : coefficient de la fréquence du mode vibratoire (tableau 4.4 – C.C.M. 97)
 m : poids par unité de longueur

- * Pour un plancher destiné à des véhicules légers : $f_i = 3 \text{ Hz}$.
- * Pour une poutre bi-appuyée dans le premier mode (flèche et sollicitation dynamique les plus défavorables), on a : $\alpha_i = 9.869$.
- * $m = G + P = 2 \times 2.628 + 0.262 = 5.518 \text{ kN/m}$

On trouve:

$$f_0 = \frac{9.869}{2\pi(5)^2} \sqrt{\frac{210 \times 10^9 \times 2772 \times 10^{-8}}{551.8}} = 6.45 \text{ Hz} > f_i = 3 \text{ Hz}$$

La condition est vérifiée. Il n'y a donc pas de risque de nuisance par vibration.

III.3.1.1.4. Vérification de la condition de résistance à l'ELU :

Le profilé choisi IPE 220 est de classe 1, il peut donc être exploité dans le domaine plastique.

Selon le C.C.M. 97, il faut d'abord vérifier que le moment fléchissant sollicitant M_{sd} soit inférieur au moment résistant plastique $M_{pl,Rd}$. Cette condition est vérifiée par la formule suivante :

$$M_{sd} \leq M_{pl,Rd}$$

Tel que :

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m_0}}$$

Le moment fléchissant pour la poutre simplement appuyée et uniformément chargée est issu du diagramme illustré dans la figure suivante :

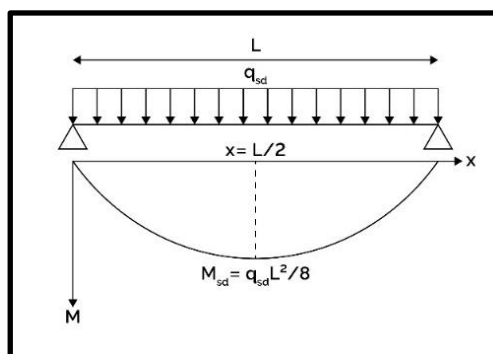


Figure III.4 : Diagramme du moment fléchissant pour une poutre simplement appuyée et chargée uniformément

Pré-dimensionnement des éléments

On a :

$$q_{sd} = 1.35(G \times e + P_p) + 1.5(Q \times e) = 1.35(2.628 \times 2 + 0.262) + 1.5(2.5 \times 2)$$

$$\boxed{q_{sd} = 14.95 \text{ kN/m}^2}$$

$$M_{sd} = q_{sd} \frac{L^2}{8} = 14.95 \times \frac{5^2}{8}$$

$$\boxed{M_{sd} = 46.72 \text{ kN.m}}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m_0}} = \frac{285 \times 235 \times 10^{-3}}{1}$$

$$\boxed{M_{pl,Rd} = 66.975 \text{ kN.m}}$$

Nous avons : $M_{sd} = 46.72 \text{ kN.m} \leq M_{pl,Rd} = 66.975 \text{ kN.m}$

La condition de résistance au moment fléchissant est donc vérifiée.

III.3.1.1.5. Vérification à l'effort tranchant :

Selon le C.C.M. 97, il faut d'abord vérifier que l'effort tranchant sollicitant V_{sd} soit inférieur l'effort tranchant résistant en plasticité $V_{pl,Rd}$. Cette condition est vérifiée par la formule suivante :

$$\boxed{V_{sd} \leq V_{pl,Rd}}$$

Tel que :

$$\boxed{V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\gamma_{m_0} \sqrt{3}}}$$

L'effort tranchant pour la poutre simplement appuyée et uniformément chargée est issu du diagramme illustré dans la figure suivante :

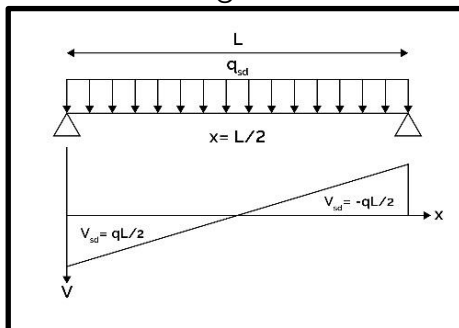


Figure III.5 : Diagramme de l'effort tranchant pour une poutre simplement appuyée et chargée uniformément

On a :

$$\boxed{q_{sd} = 14.95 \text{ kN/m}^2}$$

$$V_{sd} = q_{sd} \frac{L}{2} = 14.95 \times \frac{5}{2}$$

$$\boxed{V_{sd} = 37.375 \text{ kN}}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\gamma_{m_0} \sqrt{3}} = \frac{15.9 \times 235 \times 10^{-1}}{1.1 \times \sqrt{3}}$$

$$\boxed{V_{pl,Rd} = 196.115 \text{ kN}}$$

Nous avons : $V_{sd} = 37.375 \text{ kN} \leq V_{pl,Rd} = 196.115 \text{ kN}$

La condition de résistance à l'effort tranchant est donc vérifiée.

Selon le C.C.M. 97, on doit vérifier l'interaction moment fléchissant – effort tranchant lorsque $V_{sd} > 0.5V_{pl,Rd}$.

Dans notre cas, $0.5V_{pl,Rd} = 98.058 \text{ kN} > V_{sd} = 37.375 \text{ kN}$

La vérification de l'interaction n'est donc pas nécessaire.

III.3.1.1.6. Vérification au déversement :

La poutre est simplement appuyée et supporte une charge uniformément répartie sur la longueur L . La vérification de la stabilité au déversement n'est pas nécessaire dans notre cas, car les poutres de l'ouvrage sont maintenues latéralement, empêchant l'instabilité par déversement. Elles sont également fixées à la dalle du plancher par des connecteurs, annulant le phénomène de déversement des semelles.

III.3.1.2. Terrasse accessible :

Le plancher de la terrasse accessible subit les mêmes charges permanentes $G = 2.628 \text{ kN/m}^2$ et surcharge d'exploitation $Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$. Les calculs sont alors identiques à ceux d'un étage courant.

III.3.2. Bloc administratif :

III.3.2.1. Etage courant :

L'espacement des solives doit satisfaire : $0.7\text{m} \leq L \leq 7\text{m}$.

On opte pour un espacement entre solives de $e = 2\text{m}$, et une longueur $L = 2.5\text{m}$ (portée la plus grande). On peut considérer ces poutres comme isostatiques.

La disposition des solives et des poutres principales du bloc administratif est illustrée dans la figure suivante :

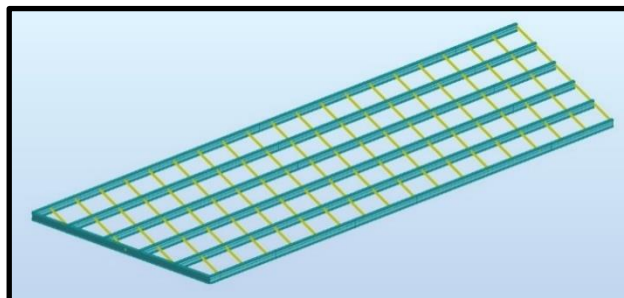


Figure III.6 : Disposition des solives et des poutres principales [Bloc administratif]
[Autodesk Robot Structural Analysis Professional]

III.3.2.1.1. Evaluation des charges reprises par la solive :

$$P_{ELS} = (G_{\text{plancher}} + Q) \times e = (4.198 + 2.50) \times 2$$

$$P_{ELS} = 13.396 \text{ kN/m}$$

III.3.2.1.2. Condition de flèche à l'ELS :

Les solives sont considérées en tant que poutres isostatiques de longueur $L = 2.5 \text{ m}$. La condition sur la flèche est la suivante :

$$f_{\text{calculée}} \leq f_{\text{admissible}}$$

Nous avons donc :

$$\frac{L}{250} \geq \frac{5 \times P_{ELS} \times L^4}{384 \times E \times I_y} \Rightarrow I_y \geq 250 \times \frac{5 \times P_{ELS} \times L^3}{384 \times E}$$

Alors :

$$I_y \geq 250 \times \frac{5 \times 13.396 \times 2.5^3}{384 \times 2.1}$$

$$I_y \geq 324.45 \text{ cm}^4$$

Pré-dimensionnement des éléments

Le choix des profilés métalliques est effectué d'après leurs inerties à partir du catalogue « ArcelorMittal Europe » (voir Annexe 1).

Le profilé choisi en fonction du moment d'inertie est un IPE 140. Il possède les caractéristiques suivantes :

- * Inertie selon l'axe fort : $I_y = 541 \text{ cm}^4$.
- * Poids : $P = 12.9 \text{ kg/m}$.
- * Module de résistance plastique selon l'axe y-y : $W_{Pl,y} = 88.3 \text{ cm}^3$.
- * Profilé de classe 1.

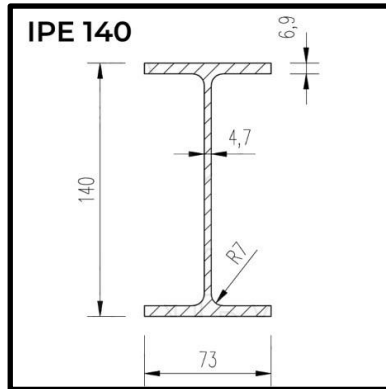


Figure III.7 : Schéma d'un IPE 140

On vérifie que le profilé choisi satisfait la condition de flèche sous l'effet de son poids propre :

$$f_{\text{calculée}} = \frac{5 \times P'_{ELS} \times L^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times (P_{ELS} + P) \times L^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$P'_{ELS} = P_{ELS} + P = 13.396 + 0.129 = 13.525 \text{ kN/m}$$

Nous avons donc :

$$f_{\text{calculée}} = 0.006 \text{ m} \leq f_{\text{admissible}} = 0.01 \text{ m}$$

La condition de flèche est donc vérifiée.

III.3.2.1.3. Vérification aux vibrations :

a fréquence propre doit satisfaire la condition suivante :

$$f_0 = \frac{\alpha_i}{2\pi L^2} \times \sqrt{\frac{EI}{m}} > f_i$$

* Pour un plancher destiné à des véhicules légers : $f_i = 3 \text{ Hz}$.

* Pour une poutre bi-appuyée dans le premier mode (flèche et sollicitation dynamique les plus défavorables), on a : $\alpha_i = 9.869$.

* $m = G + P = 2.5 \times 4.198 + 0.129 = 10.624 \text{ kN/m}$

On trouve:

$$f_0 = \frac{9.869}{2\pi(2.5)^2} \sqrt{\frac{210 \times 10^9 \times 541 \times 10^{-8}}{1062.4}} = 8.22 \text{ Hz} > f_i = 3 \text{ Hz}$$

La condition est vérifiée. Il n'y a donc pas de risque de nuisance par vibration.

III.3.2.1.4. Vérification de la condition de résistance à l'ELU :

De la même manière que pour le premier bloc (parking), on vérifie que :

$$M_{sd} \leq M_{pl,Rd}$$

On a :

$$q_{sd} = 1.35(G \times e + P_p) + 1.5(Q \times e) = 1.35(4.198 \times 2 + 0.129) + 1.5(2.5 \times 2)$$

$$q_{sd} = 19.01 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{sd} = q_{sd} \frac{L^2}{8} = 19.01 \times \frac{2.5^2}{8}$$

$$M_{sd} = 14.85 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m_0}} = \frac{88.3 \times 235 \times 10^{-3}}{1}$$

$$M_{pl,Rd} = 20.75 \text{ kN.m}$$

Nous avons : $M_{sd} = 14.85 \text{ kN.m} \leq M_{pl,Rd} = 20.75 \text{ kN.m}$

La condition de résistance au moment fléchissant est donc vérifiée.

III.3.2.1.5. Vérification à l'effort tranchant :

De la même manière que pour le premier bloc (parking), on vérifie que :

$$V_{sd} \leq V_{pl,Rd}$$

On a :

$$q_{sd} = 19.01 \text{ kN/m}^2$$

$$V_{sd} = q_{sd} \frac{L}{2} = 19.01 \times \frac{2.5}{2}$$

$$V_{sd} = 23.7625 \text{ kN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\gamma_{m_0} \sqrt{3}} = \frac{7.64 \times 235 \times 10^{-1}}{1.1 \times \sqrt{3}}$$

$$V_{pl,Rd} = 94.23 \text{ kN}$$

Nous avons : $V_{sd} = 23.7625 \text{ kN} \leq V_{pl,Rd} = 94.23 \text{ kN}$

La condition de résistance à l'effort tranchant est donc vérifiée.

Selon le C.C.M. 97, on doit vérifier l'interaction moment fléchissant – effort tranchant lorsque $V_{sd} > 0.5V_{pl,Rd}$.

Dans notre cas, $0.5V_{pl,Rd} = 47.117 \text{ kN} > V_{sd} = 23.7625 \text{ kN}$

La vérification de l'interaction n'est donc pas nécessaire.

III.3.2.1.6. Vérification au déversement :

La poutre est simplement appuyée et supporte une charge uniformément répartie sur la longueur L . La vérification de la stabilité au déversement n'est pas nécessaire dans notre cas, car les poutres de l'ouvrage sont maintenues latéralement, empêchant l'instabilité par déversement. Elles sont également fixées à la dalle du plancher par des connecteurs, annulant le phénomène de déversement des semelles.

III.3.2. Terrasse inaccessible :

Le plancher de la terrasse inaccessible subit une charge permanente quasiment égale à celle d'un étage courant $G = 4.218 \text{ kN/m}^2 \approx 4.198 \text{ kN/m}^2$ et la même surcharge d'exploitation $Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$. Les calculs sont alors identiques à ceux d'un étage courant.

III.3.3. Conclusion :

On conclut que les profilés IPE 220 et IPE 140 satisfont toutes les conditions prescrites par le C.C.M. 97. Par conséquent, on choisit ces deux profilés pour le prédimensionnement des solives des planchers des étages courants, ainsi que pour les planchers terrasses des deux blocs, respectivement.

III.4. Pré-dimensionnement des poutres principales :

Les poutres principales sont des éléments porteurs horizontaux et linéaires permettant de supporter les charges des planchers transmises par les solives et de les transmettre, à leur tour, aux poteaux.

III.4.1. Premier bloc (parking) :

Ce bloc comporte des poutres d'entraxe égal à 2.5 m. La poutre la plus défavorable est d'une longueur $L = 16 \text{ m}$.

III.4.1.1. Evaluation des charges reprises par la poutre :

Les poutres principales supportent le poids propre des solives, en plus de la charge uniformément répartie. On a :

- * Charge permanente $G = 2.628 \text{ kN/m}^2$.
- * Surcharge d'exploitation $Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$.
- * Charge concentrée $P_{solive} = 26.2 \text{ kg/m}$.

Sa répartition sur la longueur de la poutre est illustrée dans la figure suivante :

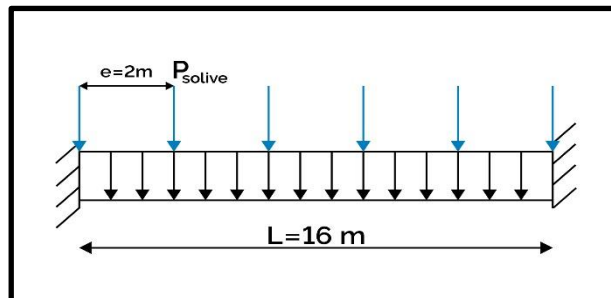


Figure III.8 : Schéma de la poutre principale bi-encastree

La répartition des charges des solives P_{solive} est effectuée par la formule suivante :

$$P = \frac{n \times P_{solive}}{(n - 1) \times e}$$

Avec :

n : nombre de solives
 $n - 1$: nombre d'entraxes des solives
 e : entraxe des solives

Le poids des solives est donné par :

$$P = \frac{5 \times 0.262}{(5 - 1) \times 2} = 0.16 \text{ kN/m}^2$$

Pré-dimensionnement des éléments

La charge permanente est donnée par :

$$G' = G + P = 2.628 + 0.16 = 2.788 \text{ kN/m}^2$$

Donc :

$$P_{ELS} = (G' + Q) \times e_p = (2.788 + 2.50) \times 2.5$$

$$P_{ELS} = 13.22 \text{ kN/m}$$

III.4.1.2. Condition de flèche à l'ELS :

Les poutres sont considérées en tant que poutres isostatiques de longueur $L = 8m$. La condition sur la flèche est la suivante :

$$f_{calculée} \leq f_{admissible}$$

Nous avons donc :

$$\frac{L}{250} \geq \frac{P_{ELS} \times L^4}{384 \times E \times I_y} \Rightarrow I_y \geq 250 \times \frac{P_{ELS} \times L^3}{384 \times E}$$

Alors :

$$I_y \geq 250 \times \frac{13.22 \times 16^3}{384 \times 2.1}$$

$$I_y \geq 16787.3 \text{ cm}^4$$

Le choix des profilés métalliques est effectué d'après leurs inerties à partir du catalogue « ArcelorMittal Europe » (voir Annexe 1).

Le profilé le plus économique choisi en fonction du moment d'inertie est un IPE 400. Cependant, ce dernier ne satisfait pas les conditions de résistance à l'ELU, le profilé choisi qui convient le plus est donc le HEA 450. Il possède les caractéristiques suivantes :

- * Inertie selon l'axe fort : $I_y = 63720 \text{ cm}^4$.
- * Poids : $P = 140 \text{ kg/m}$.
- * Module de résistance plastique selon l'axe y-y : $W_{Pl,y} = 3216 \text{ cm}^3$.
- * Profilé de classe 1.

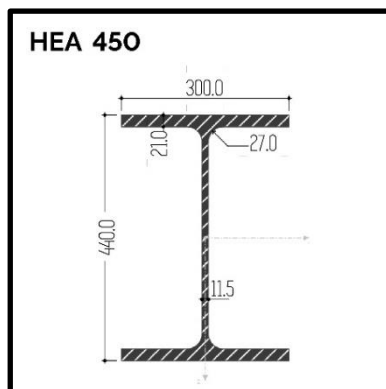


Figure III.9 : Schéma d'un HEA 450

On vérifie que le profilé choisi satisfait la condition de flèche sous l'effet de son poids propre :

$$f_{calculée} = \frac{P'_{ELS} \times L^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{(P_{ELS} + P) \times L^4}{384 \times E \times I_y}$$

Pré-dimensionnement des éléments

$$P'_{ELS} = P_{ELS} + P = 13.22 + 1.4 = 14.62 \text{ kN/m}$$

Nous avons donc :

$$f_{calculée} = 0.019 \text{ m} \leq f_{admissible} = 0.064 \text{ m}$$

La condition de flèche est donc vérifiée.

III.4.1.3. Vérification aux vibrations :

La fréquence propre doit satisfaire la condition suivante :

$$f_0 = \frac{\alpha_i}{2\pi L^2} \times \sqrt{\frac{EI}{m}} > f_i$$

* Pour un plancher destiné à des véhicules légers : $f_i = 3 \text{ Hz}$.

* Pour une poutre bi-encastée, on a : $\alpha_i = 22.37$.

* $m = G' + P = 2.5 \times 2.788 + 1.4 = 8.37 \text{ kN/m}$

On trouve:

$$f_0 = \frac{22.37}{2\pi(16)^2} \sqrt{\frac{210 \times 10^9 \times 63720 \times 10^{-8}}{837}} = 5.56 \text{ Hz} > f_i = 3 \text{ Hz}$$

La condition est vérifiée. Il n'y a donc pas de risque de nuisance par vibration.

III.4.1.4. Vérification de la condition de résistance à l'ELU :

De la même manière que pour les solives, on vérifie que :

$$M_{sd} \leq M_{pl,Rd}$$

Le moment fléchissant pour la poutre bi-encastée et uniformément chargée est issu du diagramme illustré dans la figure suivante :

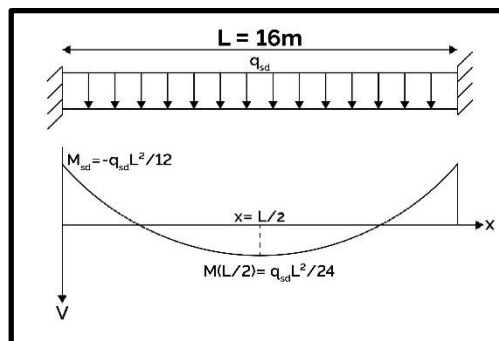


Figure III.10 : Diagramme du moment fléchissant pour une poutre bi-encastée et chargée uniformément

On a :

$$q_{sd} = 1.35(G' \times e_p + P_p) + 1.5(Q \times e_p) = 1.35(2.788 \times 2.5 + 1.4) + 1.5(2.5 \times 2.5)$$

$$q_{sd} = 20.67 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{sd} = q_{sd} \frac{L^2}{12} = 20.67 \times \frac{16^2}{12}$$

$$M_{sd} = 440.96 \text{ kN.m}$$

Pré-dimensionnement des éléments

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m_0}} = \frac{3216 \times 235 \times 10^{-3}}{1}$$

$$\boxed{M_{pl,Rd} = 755.76 \text{ kN.m}}$$

Nous avons : $M_{sd} = 440.96 \text{ kN.m} \leq M_{pl,Rd} = 755.76 \text{ kN.m}$

La condition de résistance au moment fléchissant est donc vérifiée.

III.4.1.5. Vérification à l'effort tranchant :

De la même manière que pour les solives, on vérifie que :

$$\boxed{V_{sd} \leq V_{pl,Rd}}$$

L'effort tranchant pour la poutre simplement appuyée et uniformément chargée est issu du diagramme illustré dans la figure suivante :

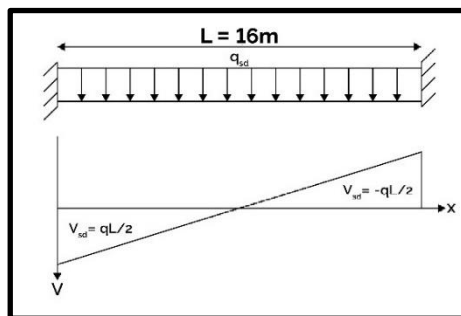


Figure III.11 : Diagramme de l'effort tranchant pour une poutre bi-encastree et chargée uniformément

On a :

$$\boxed{q_{sd} = 20.67 \text{ kN/m}^2}$$

$$V_{sd} = q_{sd} \frac{L}{2} = 20.67 \times \frac{16}{2}$$

$$\boxed{V_{sd} = 165.36 \text{ kN}}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\gamma_{m_0} \sqrt{3}} = \frac{65.78 \times 235 \times 10^{-1}}{1.1 \times \sqrt{3}}$$

$$\boxed{V_{pl,Rd} = 811.35 \text{ kN}}$$

Nous avons : $V_{sd} = 165.36 \text{ kN} \leq V_{pl,Rd} = 811.35 \text{ kN}$

La condition de résistance à l'effort tranchant est donc vérifiée.

Selon le C.C.M. 97, on doit vérifier l'interaction moment fléchissant - effort tranchant lorsque $V_{sd} > 0.5V_{pl,Rd}$.

Dans notre cas, $0.5V_{pl,Rd} = 405.675 \text{ kN} > V_{sd} = 165.36 \text{ kN}$

La vérification de l'interaction n'est donc pas nécessaire.

III.4.1.6. Vérification au déversement :

La vérification de la stabilité au déversement n'est pas nécessaire dans notre cas, car les poutres de l'ouvrage sont maintenues latéralement, empêchant l'instabilité par déversement. Elles sont également fixées à la dalle du plancher par des connecteurs, annulant le phénomène de déversement des semelles.

III.4.2. Bloc administratif :

Ce bloc comporte des poutres d'entraxe égal à 2.5 m. La poutre la plus défavorable est d'une longueur $L = 16 m$.

III.4.2.1. Evaluation des charges reprises par la poutre :

Les poutres principales supportent le poids propre des solives, en plus de la charge uniformément répartie. On a :

- * Charge permanente $G = 4.198 kN/m^2$.
- * Surcharge d'exploitation $Q = 2.5 kN/m^2$.
- * Charge concentrée $P_{solive} = 12.9 kg/m$.

Sa répartition sur la longueur de la poutre est illustrée dans la figure suivante :

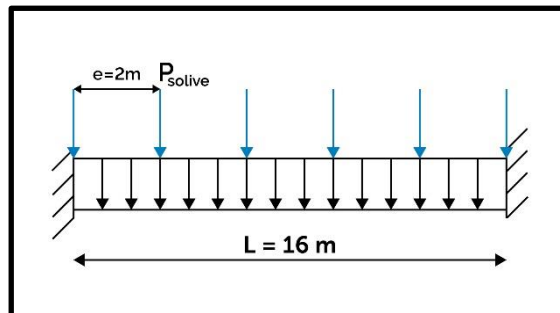


Figure III.12 : Schéma de la poutre principale bi-encastree

La répartition des charges des solives P_{solive} est effectuée par la formule suivante :

$$P = \frac{n \times P_{solive}}{(n - 1) \times e} = \frac{9 \times 0.129}{(9 - 1) \times 2.5}$$

$$P = 0.06 kN/m^2$$

La charge permanente est donnée par :

$$G' = G + P = 4.198 + 0.06 = 4.258 kN/m^2$$

Donc :

$$P_{ELS} = 13.516 kN/m$$

III.4.2.2. Condition de flèche à l'ELS :

Les poutres sont considérées en tant que poutres isostatiques de longueur $L = 12.50 m$. La condition sur la flèche est la suivante :

$$f_{calculée} \leq f_{admissible}$$

Nous avons donc :

$$\frac{L}{250} \geq \frac{P_{ELS} \times L^4}{384 \times E \times I_y} \Rightarrow I_y \geq 250 \times \frac{P_{ELS} \times L^3}{384 \times E}$$

Alors :

$$I_y \geq 250 \times \frac{13.516 \times 16^3}{384 \times 2.1}$$

$$I_y \geq 17163.175 cm^4$$

Pré-dimensionnement des éléments

Le choix des profilés métalliques est effectué d'après leurs inerties à partir du catalogue « ArcelorMittal Europe » (voir Annexe 1).

Le profilé le plus économique choisi en fonction du moment d'inertie est un IPE 400. Cependant, ce dernier ne satisfait pas les conditions de résistance à l'ELU, le profilé choisi qui convient le plus est donc le IPE 600. Il possède les caractéristiques suivantes :

- * Inertie selon l'axe fort : $I_y = 92080 \text{ cm}^4$.
- * Poids : $P = 122 \text{ kg/m}$.
- * Module de résistance plastique selon l'axe y-y : $W_{Pl,y} = 3512 \text{ cm}^3$.
- * Profilé de classe 1.

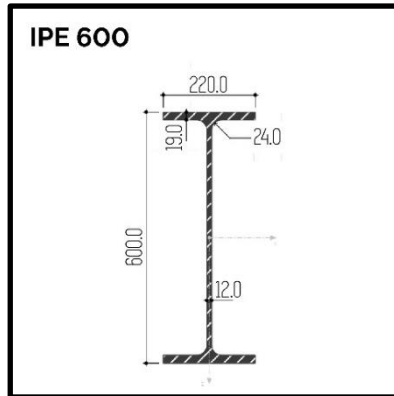


Figure III.13 : Schéma d'un IPE 600

On vérifie que le profilé choisi satisfait la condition de flèche sous l'effet de son poids propre :

$$f_{\text{calculée}} = \frac{P'_{ELS} \times L^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{(P_{ELS} + P) \times L^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$P'_{ELS} = P_{ELS} + P = 13.516 + 1.22 = 14.736 \text{ kN/m}$$

Nous avons donc :

$$f_{\text{calculée}} = 0.013 \text{ m} \leq f_{\text{admissible}} = 0.064 \text{ m}$$

La condition de flèche est donc vérifiée.

III.4.2.3. Vérification aux vibrations :

La fréquence propre doit satisfaire la condition suivante :

$$f_0 = \frac{\alpha_i}{2\pi L^2} \times \sqrt{\frac{EI}{m}} > f_i$$

* Pour un plancher destiné à des véhicules légers : $f_i = 3 \text{ Hz}$.

* Pour une poutre bi-encastree, on a : $\alpha_i = 22.37$.

* $m = G' + P = 2 \times 4.356 + 1.22 = 9.932 \text{ kN/m}$

On trouve :

$$f_0 = \frac{22.37}{2\pi(16)^2} \sqrt{\frac{210 \times 10^9 \times 92080 \times 10^{-8}}{993.2}} = 6.14 \text{ Hz} > f_i = 3 \text{ Hz}$$

La condition est vérifiée. Il n'y a donc pas de risque de nuisance par vibration.

III.4.2.4. Vérification de la condition de résistance à l'ELU :

De la même manière, on vérifie que :

$$\boxed{M_{sd} \leq M_{pl,Rd}}$$

On a :

$$q_{sd} = 1.35(4.356 \times 2 + 1.22) + 1.5(2.5 \times 2)$$

$$\boxed{q_{sd} = 20.91 \text{ kN/m}^2}$$

$$M_{sd} = q_{sd} \frac{L^2}{12} = 20.91 \times \frac{16^2}{12}$$

$$\boxed{M_{sd} = 446.08 \text{ kN.m}}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m_0}} = \frac{3512 \times 235 \times 10^{-3}}{1}$$

$$\boxed{M_{pl,Rd} = 825.32 \text{ kN.m}}$$

Nous avons : $M_{sd} = 446.08 \text{ kN.m} \leq M_{pl,Rd} = 825.32 \text{ kN.m}$

La condition de résistance au moment fléchissant est donc vérifiée.

III.4.2.5. Vérification à l'effort tranchant :

De la même manière, on vérifie que :

$$\boxed{V_{sd} \leq V_{pl,Rd}}$$

On a :

$$\boxed{q_{sd} = 20.91 \text{ kN/m}^2}$$

$$V_{sd} = q_{sd} \frac{L}{2} = 20.91 \times \frac{16}{2}$$

$$\boxed{V_{sd} = 167.28 \text{ kN}}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\gamma_{m_0} \sqrt{3}} = \frac{83.8 \times 235 \times 10^{-1}}{1.1 \times \sqrt{3}}$$

$$\boxed{V_{pl,Rd} = 1033.61 \text{ kN}}$$

Nous avons : $V_{sd} = 167.28 \text{ kN} \leq V_{pl,Rd} = 1033.61 \text{ kN}$

La condition de résistance à l'effort tranchant est donc vérifiée.

Selon le C.C.M. 97, on doit vérifier l'interaction moment fléchissant – effort tranchant lorsque $V_{sd} > 0.5V_{pl,Rd}$.

Dans notre cas, $0.5V_{pl,Rd} = 516.81 \text{ kN} > V_{sd} = 167.28 \text{ kN}$

La vérification de l'interaction n'est donc pas nécessaire.

III.4.2.6. Vérification au déversement :

La vérification de la stabilité au déversement n'est pas nécessaire dans notre cas, car les poutres de l'ouvrage sont maintenues latéralement, empêchant l'instabilité par déversement. Elles sont également fixées à la dalle du plancher par des connecteurs, annulant le phénomène de déversement des semelles.

III.4.3. Conclusion :

On conclut que les profilés HEA 450 et IPE 600 satisfont toutes les conditions prescrites par le C.C.M. 97. Par conséquent, on choisit ces deux profilés pour le prédimensionnement des poutres principales des étages courants, ainsi que pour les planchers terrasses des deux blocs, respectivement.

III.5. Pré-dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux soumis à des efforts normaux transmis par les poutres et les solives, et sont ensuite réparties vers l'infrastructure de l'ouvrage. Les poteaux doivent reprendre les efforts de compression, de flexion, mais également avoir une résistance au flambement.

On utilise généralement des profilés à larges ailes HEA ou HEB, principalement en raison de leurs inerties égales autour des axes principaux.

III.5.1. Premier bloc (parking) :

III.5.1.1. Descente de charges :

L'étude initiale est effectuée pour le poteau central le plus sollicité. La surface d'influence est illustrée par la figure suivante et est donnée par :

$$S = 8.0 \times 2.5 + 5.5 \times 1.25 + 5.5 \times 5.0$$

$$S = 54.375 \text{ m}^2$$

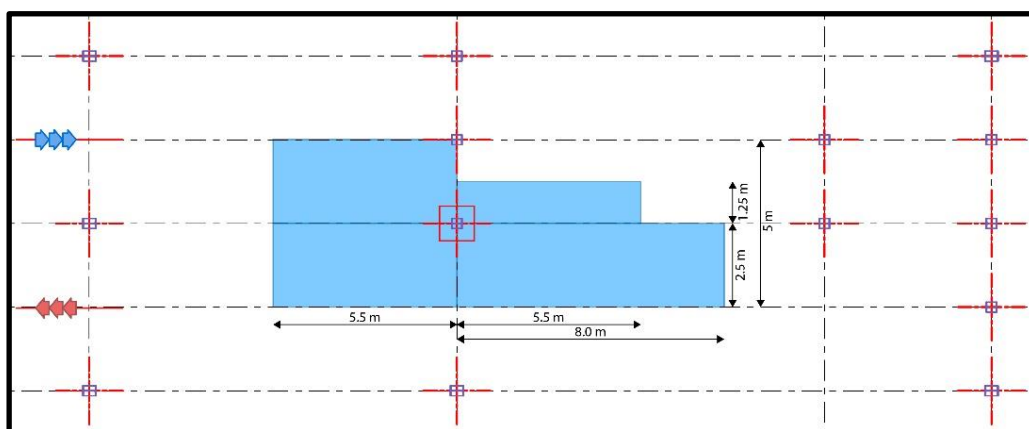


Figure III.14 : Surface d'influence du poteau le plus sollicité [premier bloc (parking)]

Les charges appliquées sur le poteau sont données dans le tableau suivant :

Tableau III.2 : Charges permanentes sur le poteau le plus sollicité – Dégression des surcharges [premier bloc (parking)]

Charges permanentes G	
Élément	Valeur de la charge [kN]
Poids du plancher courant	$G = 2.628 \times 54.375 = 142.8975 \text{ kN}$
Poids du plancher terrasse accessible	$G = 2.628 \times 54.375 = 142.8975 \text{ kN}$
Poids des poutres principales (HEA 450)	$G = 1.4 \times 16 = 22.4 \text{ kN}$
Poids des solives (IPE 220)	$G = 0.262 \times 5 = 1.31 \text{ kN}$

Charges d'exploitation Q		
Niveau du plancher	Surcharge	Σ surcharges [kN/m^2]
6 ^{ème}	Q_0	$\Sigma_0 = Q_0 = 2.5$
5 ^{ème}	Q_1	$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1 = 5$
4 ^{ème}	Q_2	$\Sigma_2 = Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2) = 7.25$
3 ^{ème}	Q_3	$\Sigma_3 = Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 9.25$
2 ^{ème}	Q_4	$\Sigma_4 = Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 11$
1 ^{er}	Q_5	$\Sigma_5 = Q_0 + 0.8(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 12.5$
RDC	Q_6	$\Sigma_6 = Q_0 + 0.75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 13.75$

La descente des charges pour le poteau le plus sollicité est exprimée dans le tableau suivant :

Tableau III.3 : Descente des charges pour le poteau le plus sollicité [premier bloc (parking)]

Niveau	$G[kN]$	$Q[kN]$	$N = 1.35G + 1.5Q[kN]$
6 ^{ème}	166.6075	135.9375	428.8264
5 ^{ème}	333.2150	271.875	857.6528
4 ^{ème}	499.8228	394.21875	1266.0889
3 ^{ème}	666.4300	502.96875	1654.1336
2 ^{ème}	833.0375	598.125	2021.7881
1 ^{er}	999.645	679.6875	2369.0520
RDC	1166.2525	747.65625	2695.9253

III.5.1.2. Pré-dimensionnement sous l'effort normal N_{sd} :

L'effort de compression dans chaque section transversale des poteaux doit satisfaire la condition suivante :

$$N_{sd} \leq N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m_0}}$$

Nous avons donc :

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{m_0}}{f_y}$$

Alors :

$$A \geq \frac{2695.9253 \times 1}{235 \times 10^{-1}}$$

$$A \geq 114.72 \text{ cm}^2$$

Pré-dimensionnement des éléments

Le choix des profilés métalliques est effectué d'après leurs sections à partir du catalogue « ArcelorMittal Europe » (voir Annexe 1).

Le profilé choisi en fonction du moment d'inertie est un HEA 400. Il possède les caractéristiques suivantes :

- * Inertie selon l'axe fort : $I_y = 45070 \text{ cm}^4$.
- * Poids : $P = 125 \text{ kg/m}$.
- * Module de résistance plastique selon l'axe y-y : $W_{pl,y} = 2562 \text{ cm}^3$.
- * Profilé de classe 1.

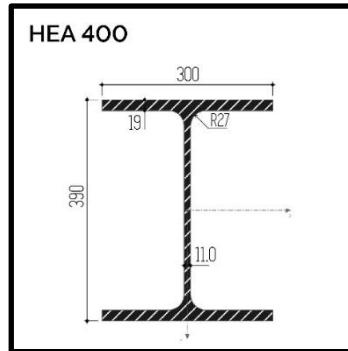


Figure III.15 : Schéma d'un HEA 400

On vérifie que le profilé choisi satisfait la condition de l'effort normal sous l'effet de son poids propre :

$$N'_{sd} = N_{sd} + P_p(3.40 + 5 \times 2.8) \leq N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m_0}}$$

$$2695.925 + 1.25(3.40 + 5 \times 2.8) \leq \frac{159 \times 235 \times 10^{-1}}{1}$$

$$N'_{sd} = 2717.675 \text{ kN} \leq N_{pl,Rd} = 3736.5 \text{ kN}$$

La condition de résistance sous poids propre est donc vérifiée.

III.5.1.3. Vérification au flambement :

Le phénomène de flambement concerne les éléments élancés soumis à un effort normal de compression. Ils ont tendance à se déformer en flexion dans une direction perpendiculaire à l'axe de compression.

Selon le C.C.M. 97 et l'Eurocode 3, la vérification à l'instabilité au flambement est effectuée tout d'abord en vérifiant la condition de l'élançement réduit suivante :

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_l} \times \sqrt{\beta_A} \leq 0.2$$

Avec :

λ : élançement géométrique $\lambda = l_f / i$

λ_l : élançement critique élastique $\lambda_l = 93\varepsilon$

l_f : longueur de flambement

i : rayon de giration $i = (I/A)^{0.5}$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

Pré-dimensionnement des éléments

On doit effectuer le calcul au flambement selon les deux directions de l'inertie la plus forte $y - y$ et la plus faible $z - z$.

Nous avons :

$$\beta_A = 1 \text{ (profilé de classe 1)}$$

$$\varepsilon = \sqrt{235/235} = 1 \text{ (nuance d'acier S235)}$$

$$i_y = \sqrt{\frac{45070}{159}} = 16.84 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{8564}{159}} = 7.34 \text{ cm}$$

$$\lambda_l = 93 \times 1 = 93$$

La longueur de flambement l_f est déterminée à partir du rapport l_f/l calculé par la formule suivante :

$$\frac{l_f}{l} = \frac{1 + 0.145(\eta_1 + \eta_2) - 0.265(\eta_1)(\eta_2)}{2 - 0.364(\eta_1 + \eta_2) - 0.247(\eta_1)(\eta_2)}$$

Avec :

η_1, η_2 : facteurs de distribution de rigidité donnés par la formule suivante :

$$\eta_{1,2} = \frac{K_c + K_{1,2}}{K_c + K_{c1} + K_{11} + K_{12}}$$

$\eta_1 = \eta_2 = 0$ pour des nœuds fixes et encastres (extrémités du poteau). On a donc :

$$\frac{l_f}{l} = 0.5$$

Les valeurs de l'élanement réduit sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau III.4 : Valeurs de l'élanement réduit pour les deux directions $y - y$ et $z - z$
[premier bloc (parking)]

	Direction $y - y$	Direction $z - z$
Longueur de flambement	$l_f = 1.7 \text{ m}$	$l_f = 1.7 \text{ m}$
Elancement λ	$\lambda = 10.095$	$\lambda = 23.161$
Elancement réduit $\bar{\lambda}$	$\bar{\lambda} = 0.109 \leq 0.2$	$\bar{\lambda} = 0.249 > 0.2$

La condition est vérifiée uniquement pour l'axe $y - y$, on doit donc considérer le risque de flambement pour l'axe $z - z$.

On doit effectuer la vérification suivante :

$$N_{sd} \leq N_{b,Rd} = \chi_{min} \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

Avec :

χ_{min} : coefficient réducteur de flambement $\chi_{min} = \min(\chi_y, \chi_z)$

Tel que :

$$\chi_{y,z} = \frac{1}{\phi_{y,z} + \sqrt{\phi_{y,z}^2 - \bar{\lambda}_{y,z}^2}} \leq 1$$

$$\phi_{y,z} = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda}_{y,z} - 0.2) + \bar{\lambda}_{y,z}^2]$$

α : facteur d'imperfection

Nous avons :

$$\frac{h}{b} = \frac{390}{300} = 1.3 > 1.2 \quad ; \quad t_f = 19 \text{ mm} \leq 40 \text{ mm}$$

Selon l'axe $z - z$, la courbe de flambement appropriée est la courbe b .

Donc : $\alpha = 0.34$

$$\phi_z = 0.5[1 + 0.34(0.249 - 0.2) + 0.249^2]$$

$$\phi_z = 0.539$$

$$\chi_z = \frac{1}{0.539 + \sqrt{0.539^2 - 0.249^2}}$$

$$\chi_z = \chi_{min} = 0.9826 \leq 1$$

Alors :

$$N_{b,Rd} = 0.9826 \times 1 \times 159 \times \frac{235 \times 10^{-1}}{1.1} = 3337.71 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 2717.675 \text{ kN} \leq N_{b,Rd} = 3337.71 \text{ kN}$$

La condition est vérifiée. Le profilé choisi HEA 400 résiste donc au flambement suivant les deux directions $y - y$ et $z - z$.

III.5.2. Bloc administratif :

III.5.2.1. Descente de charges :

L'étude initiale est effectuée pour le poteau central le plus sollicité. La surface d'influence est illustrée par la figure suivante et est donnée par :

$$S = 5.5 \times 5 + 7.5 \times 2.5$$

$$S = 46.25 \text{ m}^2$$

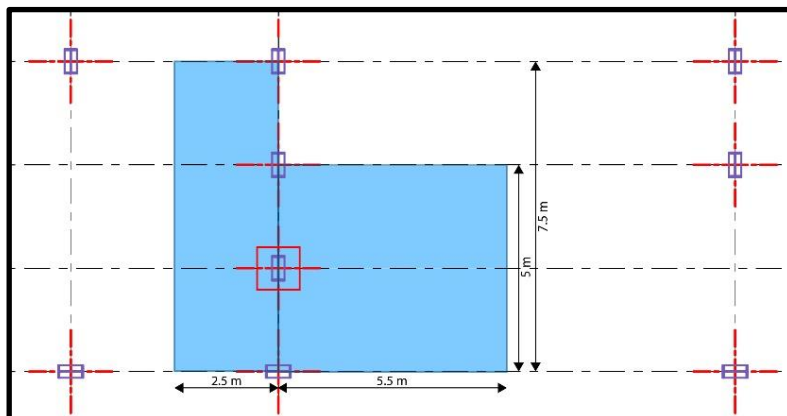


Figure III.16 : Surface d'influence du poteau le plus sollicité [bloc administratif]

Pré-dimensionnement des éléments

Les charges appliquées sur le poteau sont données dans le tableau suivant :

Tableau III.5 : Charges permanentes sur le poteau le plus sollicité – Dégression des surcharges
[Bloc administratif]

Charges permanentes G		
Elément	Valeur de la charge [kN]	
Poids du plancher courant	$G = 4.198 \times 46.25 = 194.1575 \text{ kN}$	
Poids du plancher terrasse inaccessible	$G = 4.218 \times 46.25 = 195.0825 \text{ kN}$	
Poids des poutres principales (IPE 600)	$G = 1.22 \times 16 = 19.52 \text{ kN}$	
Poids des solives (IPE 140)	$G = 0.129 \times 2.5 = 0.3225 \text{ kN}$	
Charges d'exploitation Q		
Niveau du plancher	Surcharge	Σ surcharges [kN/m^2]
5 ^{ème}	Q_0	$\Sigma_0 = Q_0 = 2.5$
4 ^{ème}	Q_1	$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1 = 5$
3 ^{ème}	Q_2	$\Sigma_2 = Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2) = 7.25$
2 ^{ème}	Q_3	$\Sigma_3 = Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 9.25$
1 ^{er}	Q_4	$\Sigma_4 = Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 11$
RDC	Q_5	$\Sigma_5 = Q_0 + 0.8(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 12.5$

La descente des charges pour le poteau le plus sollicité est exprimée dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.6 : Descente des charges pour le poteau le plus sollicité [bloc administratif]

Niveau	$G[kN]$	$Q[kN]$	$N = 1.35G + 1.5Q[kN]$
5 ^{ème}	214.925	115.625	463.5863
4 ^{ème}	428.925	231.25	925.9238
3 ^{ème}	642.925	335.3125	1370.9175
2 ^{ème}	856.925	427.8125	1798.5675
1 ^{er}	1070.93	508.75	2208.8738
RDC	1284.93	578.125	2601.8363

III.5.2.2. Pré-dimensionnement sous l'effort normal N_{sd} :

L'effort de compression dans chaque section transversale des poteaux doit satisfaire la condition suivante :

$$N_{sd} \leq N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m_0}}$$

Pré-dimensionnement des éléments

De la même manière que pour le premier bloc (parking), nous avons :

$$A \geq \frac{2601.8363 \times 1}{235 \times 10^{-1}}$$

$$\boxed{A \geq 110.72 \text{ cm}^2}$$

Le choix des profilés métalliques est effectué d'après leurs sections à partir du catalogue « ArcelorMittal Europe » (voir Annexe 1).

Le profilé choisi en fonction du moment d'inertie est un HEA 400.

On vérifie que le profilé choisi satisfait la condition de l'effort normal sous l'effet de son poids propre :

$$\boxed{N'_{sd} = N_{sd} + P_p(3.40 + 5 \times 3.8) \leq N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m_0}}$$

$$2601.8 + 1.25(3.40 + 5 \times 3.8) \leq \frac{159 \times 235 \times 10^{-1}}{1}$$

$$\boxed{N'_{sd} = 2629.8 \text{ kN} \leq N_{pl,Rd} = 3736.5 \text{ kN}}$$

La condition de résistance sous poids propre est donc vérifiée.

III.5.2.3. Vérification au flambement :

De la même manière que pour le premier bloc (parking), on vérifie la condition de l'élançement réduit suivante :

$$\boxed{\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_l} \times \sqrt{\beta_A} \leq 0.2}$$

On doit effectuer le calcul au flambement selon les deux directions de l'inertie la plus forte $y - y$ et la plus faible $z - z$.

Nous avons :

$$\beta_A = 1 \text{ (profilé de classe 1)}$$

$$\varepsilon = \sqrt{235/235} = 1 \text{ (nuance d'acier S235)}$$

$$i_y = \sqrt{\frac{45070}{159}} = 16.84 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{8564}{159}} = 7.34 \text{ cm}$$

$$\lambda_l = 93 \times 1 = 93$$

La longueur de flambement l_f est déterminée à partir du rapport l_f/l calculé par la formule suivante :

$$\boxed{\frac{l_f}{l} = \frac{1 + 0.145(\eta_1 + \eta_2) - 0.265(\eta_1)(\eta_2)}{2 - 0.364(\eta_1 + \eta_2) - 0.247(\eta_1)(\eta_2)}}$$

$\eta_1 = \eta_2 = 0$ pour des nœuds fixes et encastés (extrémités du poteau).

Pré-dimensionnement des éléments

On a donc :

$$\frac{l_f}{l} = 0.5$$

Les valeurs de l'élançement réduit sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau III.7 : Valeurs de l'élançement réduit pour les deux directions $y - y$ et $z - z$
[bloc administratif]

	Direction $y - y$	Direction $z - z$
Longueur de flambement	$l_f = 1.9 \text{ m}$	$l_f = 1.9 \text{ m}$
Elancement λ	$\lambda = 11.283$	$\lambda = 25.886$
Elancement réduit $\bar{\lambda}$	$\bar{\lambda} = 0.121 \leq 0.2$	$\bar{\lambda} = 0.278 > 0.2$

La condition est vérifiée uniquement pour l'axe $y - y$, on doit donc considérer le risque de flambement pour l'axe $z - z$.

On doit effectuer la vérification suivante :

$$N_{sd} \leq N_{b,Rd} = \chi_{min} \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

Nous avons :

$$\frac{h}{b} = \frac{390}{300} = 1.3 > 1.2 \quad ; \quad t_f = 19 \text{ mm} \leq 40 \text{ mm}$$

Selon l'axe $z - z$, la courbe de flambement appropriée est la courbe b .

Donc : $\alpha = 0.34$

$$\phi_z = 0.5[1 + 0.38(0.278 - 0.2) + 0.278^2] = 0.553$$

$$\chi_z = \chi_{min} = \frac{1}{0.553 + \sqrt{0.553^2 - 0.278^2}} = 0.9699 \leq 1$$

Alors :

$$N_{b,Rd} = 0.9699 \times 1 \times 159 \times \frac{235 \times 10^{-1}}{1.1} = 3294.574 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 2629.8 \text{ kN} \leq N_{b,Rd} = 3294.574 \text{ kN}$$

La condition est vérifiée. Le profilé choisi HEA 400 résiste donc au flambement suivant les deux directions $y - y$ et $z - z$.

III.5.3. Conclusion :

On conclut que le profilé HEA 400 satisfait toutes les conditions prescrites par le C.C.M. 97. Par conséquent, on choisit ce profilé pour le pré-dimensionnement des poteaux des deux blocs de l'ouvrage.

III.6. Récapitulatif :

Dans ce chapitre, nous avons effectué le pré-dimensionnement des profilés constituant l'ossature de l'ouvrage dans le but de modéliser la structure en ayant un ordre de grandeur adéquat. Cette étude a permis également de vérifier les éléments sous un chargement statique. Le calcul sismique, ainsi que le choix final des profilés sera traité dans les chapitres suivants.

Pré-dimensionnement des éléments

Les profils choisis pour le pré-dimensionnement sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau III.8 : Récapitulatif des résultats de pré-dimensionnement

Bloc de l'ouvrage		Élément de la structure	Profilé choisi
Premier bloc (parking)	Etage courant	Solives	IPE 220
		Poutres principales	HEA 450
		Poteaux	HEA 400
	Terrasse accessible	Solives	IPE 220
		Poutres principales	HEA 450
Bloc administratif	Etage courant	Solives	IPE 140
		Poutres principales	IPE 600
		Poteaux	HEA 400
	Terrasse inaccessible	Solives	IPE 140
		Poutres principales	IPE 600

CHAPITRE IV

Etude du plancher

IV.1. Introduction :

Afin de répondre aux besoins de légèreté et de résistance, le choix souvent préconisé pour les ouvrages en structure métallique est le plancher mixte (acier – béton). Ce type de plancher est constitué d'une couche de béton armé liée aux semelles supérieures des solives par des éléments de liaison, dits connecteurs, dont le rôle est de solidariser la dalle en béton et les solives en acier.

IV.2. Hypothèses de calcul :

Le plancher collaborant, ou plancher mixte, est constitué d'une dalle en béton armé coulée sur un coffrage perdu en tôle Hi-Bond 55, comportant un bossage particulier permettant une bonne adhérence entre la tôle et le béton. L'ensemble de ces éléments est porté par les solives reliées par des connecteurs afin d'éviter le glissement.

Les hypothèses sur les éléments du plancher sont les suivantes :

- La liaison entre l'acier et le béton est supposée rigide. Les connecteurs empêchent le glissement des deux matériaux entre eux.
- L'acier et le béton sont supposés élastiques, et obéissant à la loi de Hooke :

$$\varepsilon = \frac{\Delta l}{l} = \frac{\sigma_a}{E_a} = \frac{\sigma_b}{E_b}$$

- Pour l'étude du plancher collaborant, on considère les deux phases suivantes :

*** Phase de construction :**

Cette phase est définie lors du coulage du béton de la dalle, avant la prise. L'élément de résistance est donc la solive, qui doit supporter son poids propre, le poids de la dalle, la charge des ouvriers, ainsi que la charge temporaire de montage.

Dans cette phase, on doit effectuer une vérification de la flèche, ainsi qu'une vérification du moment résistant et du cisaillement lors du coulage de béton.

*** Phase finale :**

Durant cette phase, les efforts sont repris par l'élément de résistance global constitué de la section mixte acier - béton.

Dans cette phase, on vérifie la dalle mixte après le durcissement du béton. Les vérifications préconisées sont une vérification au moment résistant de la dalle, une vérification au voilement de l'âme de la solive et au cisaillement, ainsi qu'une vérification de la flèche de la dalle mixte.

IV.3. Etude en phase de construction :

Dans cette phase, les charges appliquées sont les suivantes :

- * Poids propre du béton frais : 2.5 kN/m^2
- * Poids propre de la tôle nervurée Hi-Bond 55 : 0.128 kN/m^2
- * Surcharge de chantier (ouvriers et matériel) : 1.5 kN/m^2

D'après le règlement (Eurocode 4), les exigences sur l'épaisseur totale de la dalle mixte sont de 80mm au minimum, tel que l'épaisseur du béton au-dessus de la surface plane des nervures de la tôle d'acier soit supérieure ou égale à 40mm.

Dans notre cas, l'épaisseur totale de la dalle mixte (tôle Hi-Bond 55 + béton) est de $h = 100\text{mm}$.

IV.3.1. Premier bloc (parking) :

IV.3.1.1. Condition de flèche :

Lors de la phase de prédimensionnement, le profilé choisi pour les solives du premier bloc (parking) est un IPE 220. On vérifie la condition de flèche pour ce profilé en considérant l'inertie mixte (béton + acier) :

$$f_{\text{calculée}} = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{\text{admissible}} = \frac{L}{250}$$

Nous avons :

$$q_s = (G_{\text{béton}} + G_{\text{tôle}} + P_p + Q_{\text{chantier}}) \times e = (25 \times 0.1 + 0.128 + 0.262 + 1.5) \times 2$$

$$q_s = 8.78 \text{ kN/m}$$

Donc :

$$f_{\text{calculée}} = \frac{5 \times 8.78 \times 5^4}{384 \times 2.1 \times 2772} \leq f_{\text{admissible}} = \frac{5}{250}$$

$$f_{\text{calculée}} = 0.012 \text{ m} \leq f_{\text{admissible}} = 0.02 \text{ m}$$

La condition de flèche est donc vérifiée.

IV.3.1.2. Vérification à la flexion :

Dans cette étape, on vérifie la condition de résistance à la flexion. Le moment fléchissant sollicitant M_{sd} doit vérifier la formule suivante :

$$M_{sd} = q_u \frac{L^2}{8} \leq M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m_0}}$$

Nous avons :

$$q_u = 1.35 \left((G_{\text{béton}} + G_{\text{tôle}}) \times e + P_p \right) + 1.5(Q_{\text{chantier}} \times e)$$

$$q_u = 1.35 \left((25 \times 0.1 + 0.128) \times 2 + 0.262 \right) + 1.5(1.5 \times 2)$$

$$q_u = 11.95 \text{ kN/m}$$

$$M_{sd} = 11.95 \times \frac{5^2}{8} \leq M_{pl,Rd} = \frac{221 \times 235 \times 10^{-3}}{1}$$

$$M_{sd} = 37.34 \text{ kN.m} \leq 51.935 \text{ kN.m}$$

La condition de résistance à la flexion est donc vérifiée.

On vérifie également la condition sur la contrainte :

$$\sigma_f = \frac{M_{sd} \times y}{I} < f_y$$

$$\sigma_f = \frac{37.34 \times 10^{-3} \times 0.11}{2772 \times 10^{-8}} < f_y = 235$$

$$\sigma_f = 148.175 \text{ MPa} < f_y = 235 \text{ MPa}$$

La condition sur la contrainte est donc vérifiée.

IV.3.1.3. Vérification au cisaillement :

Dans cette étape, on vérifie la condition de résistance au cisaillement. L'effort tranchant sollicitant V_{sd} doit vérifier la formule suivante :

$$V_{sd} = q_u \frac{L}{2} \leq V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\gamma_{m_0} \sqrt{3}}$$

$$V_{sd} = 11.95 \times \frac{5}{2} \leq V_{pl,Rd} = \frac{15.9 \times 235 \times 10^{-1}}{1.1 \times \sqrt{3}}$$

$$V_{sd} = 29.875 \text{ kN} \leq 196.115 \text{ kN}$$

La condition de résistance au cisaillement est donc vérifiée.

D'après le C.C.M. 97, on doit vérifier l'interaction moment fléchissant – effort tranchant lorsque $V_{sd} > 0.5V_{pl,Rd}$.

Dans notre cas : $0.5V_{pl,Rd} = 98.0575 \text{ kN} > V_{sd} = 29.875 \text{ kN}$.

La vérification de l'interaction n'est donc pas nécessaire.

IV.3.2. Bloc administratif :

IV.3.2.1. Condition de flèche :

Lors de la phase de prédimensionnement, le profilé choisi pour les solives du bloc administratif est un IPE 140. On vérifie la condition de flèche en considérant l'inertie mixte (béton + acier) :

$$f_{calculée} = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{admissible} = \frac{L}{250}$$

Nous avons :

$$q_s = (G_{\text{béton}} + G_{\text{tôle}} + Q_{\text{chantier}}) \times e = (25 \times 0.1 + 0.128 + 0.129) \times 2$$

$$q_s = 5.514 \text{ kN/m}$$

Donc :

$$f_{calculée} = \frac{5 \times 5.514 \times 2.5^4}{384 \times 2.1 \times 541} \leq f_{admissible} = \frac{2.5}{250}$$

$$f_{calculée} = 0.004 \text{ m} \leq f_{admissible} = 0.01 \text{ m}$$

La condition de flèche est donc vérifiée.

IV.3.2.2. Vérification à la flexion :

Dans cette étape, on vérifie la condition de résistance à la flexion. Le moment fléchissant sollicitant M_{sd} doit vérifier la formule suivante :

$$M_{sd} = q_u \frac{L^2}{8} \leq M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m_0}}$$

Nous avons :

$$q_u = 1.35 \left((G_{\text{béton}} + G_{\text{tôle}}) \times e + P_p \right) + 1.5(Q_{\text{chantier}} \times e)$$

Etude du plancher

$$q_u = 1.35((25 \times 0.1 + 0.128) \times 2 + 0.129) + 1.5(1.5 \times 2)$$

$$q_u = 11.77 \text{ kN/m}$$

$$M_{sd} = 11.77 \times \frac{2.5^2}{8} \leq M_{pl,Rd} = \frac{88.3 \times 235 \times 10^{-3}}{1}$$

$$M_{sd} = 9.195 \text{ kN.m} \leq 20.75 \text{ kN.m}$$

La condition de résistance à la flexion est donc vérifiée.

On vérifie également la condition sur la contrainte :

$$\sigma_f = \frac{M_{sd} \times y}{I} < f_y$$

$$\sigma_f = \frac{9.195 \times 10^{-3} \times 0.07}{541 \times 10^{-8}} < f_y = 235$$

$$\sigma_f = 118.97 \text{ MPa} < f_y = 235 \text{ MPa}$$

La condition sur la contrainte est donc vérifiée.

IV.3.2.3. Vérification au cisaillement :

Dans cette étape, on vérifie la condition de résistance au cisaillement. L'effort tranchant sollicitant V_{sd} doit vérifier la formule suivante :

$$V_{sd} = q_u \frac{L}{2} \leq V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\gamma_{m_0} \sqrt{3}}$$

$$V_{sd} = 11.77 \times \frac{2.5}{2} \leq V_{pl,Rd} = \frac{7.64 \times 235 \times 10^{-1}}{1.1 \times \sqrt{3}}$$

$$V_{sd} = 14.7125 \text{ kN} \leq 94.23 \text{ kN}$$

La condition de résistance au cisaillement est donc vérifiée.

D'après le C.C.M. 97, on doit vérifier l'interaction moment fléchissant – effort tranchant lorsque $V_{sd} > 0.5V_{pl,Rd}$.

Dans notre cas : $0.5V_{pl,Rd} = 47.12 \text{ kN} > V_{sd} = 14.71 \text{ kN}$.

La vérification de l'interaction n'est donc pas nécessaire.

IV.4. Etude en phase finale :

Durant cette phase, la section mixte de la dalle reprend les charges suivantes :

- * Poids propre du béton durci : 2.5 kN/m^2
- * Poids propre de la tôle nervurée Hi-Bond 55 : 0.128 kN/m^2
- * Poids propre de la solive
- * Charge d'exploitation : 2.5 kN/m^2

IV.4.1. Premier bloc (parking) :

IV.4.1.1. Propriétés de la section mixte :

IV.4.1.1.1. Largeur participante de la dalle :

La largeur de la dalle collaborante participant à l'inertie globale de la section mixte est donnée d'après l'Eurocode 4 par la figure suivante :

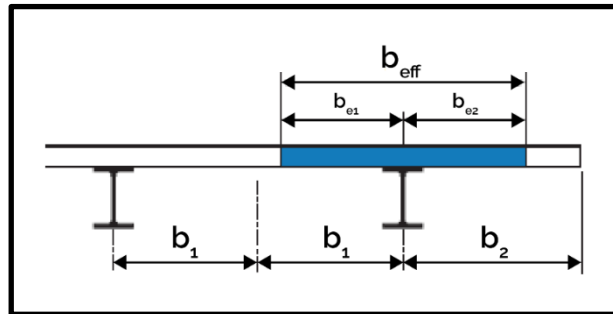


Figure IV.1 : Largeur participante de la dalle b_{eff}

Le calcul de la largeur efficace b_{eff} est donné par la formule suivante :

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2}$$

Tel que :

$$b_{ei} = \min\left(\frac{l_0}{8}; \frac{b_i}{2}\right)$$

Avec :

l_0 : longueur de la solive
 b_i : espacement entre solives

Nous avons :

$$b_{e1} = b_{e2} = \min\left(\frac{5}{8}; \frac{2}{2}\right) = 0.625 \text{ m}$$

Donc :

$$b_{eff} = 2 \times b_{e1}$$

$$b_{eff} = 2 \times 0.625$$

$$b_{eff} = 1.25 \text{ m}$$

IV.4.1.1.2. Position de l'axe neutre :

La position de l'axe neutre élastique de la section mixte (acier – béton) est calculée d'après l'égalité des moments statiques de l'acier et du béton par rapport à la fibre supérieure de la dalle.

Le diagramme des contraintes est illustré dans la figure suivante :

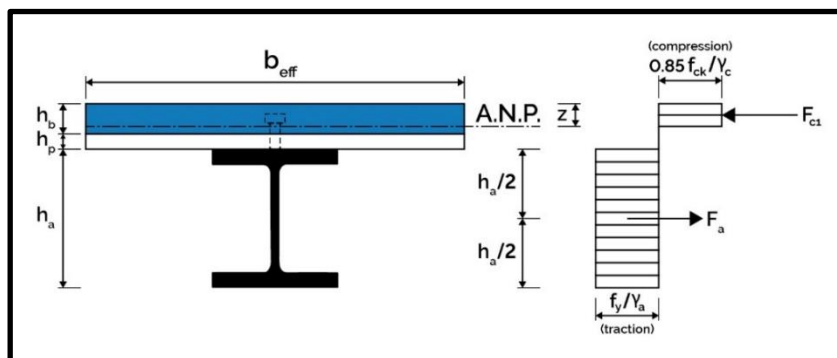


Figure IV.2 : Diagramme des contraintes et position de l'axe neutre

Etude du plancher

Nous avons :

$$m_{s_a} = \frac{A_a \times h_a}{2} ; m_{s_b} = \frac{A_b \times h_b}{2\eta}$$

Avec :

m_{s_a} : moment statique de la solive
 m_{s_b} : moment statique de la dalle en béton
 A_a, A_b : sections de la solive (acier) et de la dalle (béton)
 h_a, h_b : hauteurs de la solive et de la dalle
 $\eta = \frac{E_a}{E'_c}$: coefficient d'équivalence acier - béton
 E_a : module de Young de l'acier
 $E'_c = \frac{E_{cm}}{2}$: module équivalent du béton
 E_{cm} : module d'élasticité sécant du béton

Nous avons :

$$E'_c = \frac{E_{cm}}{2} = \frac{30.5}{2} = 15.25 \text{ GPa} ; E_a = 210 \text{ GPa}$$

$$\eta = \frac{E_a}{E'_c} = \frac{210}{15.25} = 13.77$$

$$m_{s_a} = \frac{A_a \times h_a}{2} = \frac{33.4 \times 10^{-4} \times 0.22}{2}$$

$$m_{s_a} = 3.674 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$m_{s_b} = \frac{A_b \times h_b}{2\eta} = \frac{1.25 \times 2 \times 0.1}{2 \times 13.77}$$

$$m_{s_b} = 9.078 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$m_{s_b} = 9.078 \times 10^{-3} \text{ m}^2 > m_{s_a} = 3.674 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

L'axe neutre élastique de la section mixte est donc situé dans la dalle.

Afin de déterminer la position de l'axe, on doit résoudre l'équation du deuxième degré suivante :

$$A_a \times \left(\frac{1}{2} h_a + h_c - z_e \right) = \frac{1}{2\eta} (z_e^2 \times b_{eff})$$

On obtient :

$$z_e = 0.0928 \text{ m} = 9.28 \text{ cm}$$

La position de l'axe neutre plastique de la section mixte (acier - béton) est calculée d'après les équations des efforts limites de flexion des deux sections.

Nous avons :

$$F_a = \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} ; F_b = \frac{A_b \times 0.85 f_{ck}}{\gamma_b}$$

$$F_a = \frac{33.4 \times 10^{-4} \times 235}{1.1} ; F_b = \frac{1.25 \times 2 \times 0.85 \times 25}{1.5}$$

Etude du plancher

$$F_a = 0.71 \text{ MN} < F_b = 35.42 \text{ MN}$$

L'axe neutre plastique de la section mixte est donc situé dans la dalle.

Alors :

$$z_p = \frac{F_a}{\frac{b_{eff} \times 0.85 f_{ck}}{\gamma_b}}$$

$$z_p = \frac{0.71}{\frac{1.25 \times 0.85 \times 25}{1.5}}$$

$$z_p = 0.0401 \text{ m} = 4.01 \text{ cm}$$

IV.4.1.1.3. Inertie mixte homogénéisée :

L'inertie mixte homogénéisée est calculée d'après le centre de gravité de la section mixte, à partir de la formule suivante :

$$I_{/z_e} = I_a + A_a \times \left(\frac{1}{2} h_a + h_b - z_e \right)^2 + \frac{1}{\eta} \left(I_b + A_b \times \left(\frac{z_e}{2} \right)^2 \right)$$

Nous avons :

$$I_b = \frac{b_{eff} \times h_b^3}{12}$$

$$I_b = \frac{1.25 \times 0.1^3}{12}$$

$$I_b = 1.042 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$I_{/z_e} = 2772 \times 10^{-8} + 33.4 \times 10^{-4} \times \left(\frac{1}{2} (0.22) + 0.1 - 0.0928 \right)^2 + \frac{1}{13.77} \left(1.042 \times 10^{-4} + 1.25 \times \left(\frac{0.0928}{2} \right)^2 \right)$$

$$I_{/z_e} = 2.766 \times 10^{-4} \text{ m}^4 = 27660 \text{ cm}^4$$

IV.4.1.1.4. Vérification de la condition de flèche :

On vérifie la condition de flèche pour la section mixte en considérant l'inertie mixte :

$$f_{calculée} = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_{/z_e}} \leq f_{admissible} = \frac{L}{250}$$

Nous avons :

$$q_s = (G_{\text{béton}} + G_{\text{tôle}} + P_p + Q) \times e = (25 \times 0.1 + 0.128 + 0.262 + 2.5) \times 2$$

$$q_s = 10.78 \text{ kN/m}$$

Donc :

$$f_{calculée} = \frac{5 \times 10.78 \times 5^4}{384 \times 2.1 \times 27660} \leq f_{admissible} = \frac{5}{250}$$

$$f_{calculée} = 0.0015 \text{ m} \leq f_{admissible} = 0.02 \text{ m}$$

La condition de flèche est donc vérifiée.

IV.4.1.1.5. Vérification du moment plastique :

Dans cette étape, on vérifie la condition de résistance à la flexion. Le moment fléchissant sollicitant M_{sd} doit vérifier la formule suivante :

$$M_{sd} = q_u \frac{L^2}{8} \leq M_{pl,Rd} = F_a \left(\frac{h_a}{2} + h_b - \frac{z_e}{2} \right)$$

Nous avons :

$$q_u = 1.35 \left((G_{\text{béton}} + G_{\text{tôle}}) \times e + P_p \right) + 1.5(Q \times e)$$

$$q_u = 1.35 \left((25 \times 0.1 + 0.128) \times 2 + 0.262 \right) + 1.5(2.5 \times 2)$$

$$q_u = 14.95 \text{ kN/m}$$

$$M_{sd} = 14.95 \times \frac{5^2}{8} \leq M_{pl,Rd} = 710 \left(\frac{0.22}{2} + 0.1 - \frac{0.0928}{2} \right)$$

$$M_{sd} = 46.72 \text{ kN.m} \leq 116.156 \text{ kN.m}$$

La condition de résistance à la flexion est donc vérifiée.

IV.4.1.1.6. Vérification au cisaillement :

Dans cette étape, on vérifie la condition de résistance au cisaillement. L'effort tranchant sollicitant V_{sd} doit vérifier la formule suivante :

$$V_{sd} = q_u \frac{L}{2} \leq V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\gamma_{m_0} \sqrt{3}}$$

$$V_{sd} = 14.95 \times \frac{5}{2} \leq V_{pl,Rd} = \frac{15.9 \times 235 \times 10^{-1}}{1.1 \times \sqrt{3}}$$

$$V_{sd} = 37.375 \text{ kN} \leq 196.115 \text{ kN}$$

La condition de résistance au cisaillement est donc vérifiée.

D'après le C.C.M. 97, on doit vérifier l'interaction moment fléchissant – effort tranchant lorsque $V_{sd} > 0.5V_{pl,Rd}$.

Dans notre cas : $0.5V_{pl,Rd} = 98.0575 \text{ kN} > V_{sd} = 37.375 \text{ kN}$.

La vérification de l'interaction n'est donc pas nécessaire.

IV.4.1.1.7. Vérification des contraintes :

On vérifie la condition sur la contrainte du béton :

$$\sigma_b = \frac{M_{sd} \times z_e}{\eta \times I_{/z_e}} < \sigma_{adm}$$

$$\sigma_b = \frac{46.72 \times 10^{-3} \times 0.0928}{13.77 \times 27660 \times 10^{-8}} < \sigma_{adm} = 15$$

$$\sigma_b = 1.14 \text{ MPa} < \sigma_{adm} = 15 \text{ MPa}$$

La condition sur la contrainte du béton est donc vérifiée.

Etude du plancher

On vérifie également la condition sur la contrainte de l'acier :

$$\sigma_a = \frac{M_{sd} \times \left(\frac{1}{2}h_a + h_b - z_e\right)}{I/z_e} < \sigma_{adm}$$

$$\sigma_a = \frac{46.72 \times 10^{-3} \times 0.1172}{27660 \times 10^{-8}} < \sigma_{adm} = 235$$

$$\sigma_a = 19.8 \text{ MPa} < \sigma_{adm} = 235 \text{ MPa}$$

La condition sur la contrainte de l'acier est donc vérifiée.

On vérifie également la condition de contrainte pour la somme des deux phases (la phase de construction et la phase finale) :

$$\sigma_f = \sigma_{a_1} + \sigma_{a_2} = 148.175 + 19.8 = 167.975 \text{ MPa} < \sigma_{adm} = 235 \text{ MPa}$$

Les deux conditions sont donc vérifiées.

IV.4.1.1.8. Vérification des flèches :

On vérifie la condition de flèche pour la somme des deux phases (la phase de construction et la phase finale) :

$$f_f = f_1 + f_2 = 0.012 + 0.0015 = 0.0135 \text{ m} < f_{adm} = 0.02 \text{ m}$$

Les deux conditions sont donc vérifiées.

IV.4.1.1.9. Vérification du voilement de l'âme :

Dans cette étape, on vérifie la condition de non-voilement par cisaillement. Pour une âme non raidie, nous avons :

$$\frac{d}{t_w} < 69\varepsilon$$

$$\frac{177.6}{5.9} < 69 \times 1$$

$$\frac{d}{t_w} = 30.1 < 69\varepsilon = 69$$

La condition est vérifiée. L'âme résiste donc au voilement.

IV.4.2. Bloc administratif :

IV.4.2.1. Propriétés de la section mixte :

IV.4.2.1.1. Largeur participante de la dalle :

Le calcul de la largeur efficace b_{eff} est donné par la formule suivante :

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2}$$

Tel que :

$$b_{ei} = \min\left(\frac{l_0}{8}; \frac{b_i}{2}\right)$$

Avec :

l_0 : longueur de la solive

b_i : espacement entre solives

Etude du plancher

Nous avons :

$$b_{e1} = b_{e2} = \min\left(\frac{2.5}{8}; \frac{2}{2}\right) = 0.3125 \text{ m}$$

Donc :

$$b_{eff} = 2 \times b_{e1}$$

$$b_{eff} = 2 \times 0.3125$$

$$b_{eff} = 0.625 \text{ m}$$

IV.4.2.1.2. Position de l'axe neutre :

La position de l'axe neutre élastique de la section mixte (acier – béton) est calculée d'après l'égalité des moments statiques de l'acier et du béton par rapport à la fibre supérieure de la dalle.

Nous avons :

$$m_{sa} = \frac{A_a \times h_a}{2} ; m_{sb} = \frac{A_b \times h_b}{2\eta}$$

$$E'_c = 15.25 \text{ GPa} ; E_a = 210 \text{ GPa}$$

$$\eta = 13.77$$

$$m_{sa} = \frac{A_a \times h_a}{2} = \frac{16.4 \times 10^{-4} \times 0.14}{2}$$

$$m_{sa} = 1.148 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$m_{sb} = \frac{A_b \times h_b}{2\eta} = \frac{0.625 \times 2 \times 0.1}{2 \times 13.77}$$

$$m_{sb} = 4.539 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$m_{sb} = 4.539 \times 10^{-3} \text{ m}^2 > m_{sa} = 1.148 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

L'axe neutre élastique de la section mixte est donc situé dans la dalle.

Afin de déterminer la position de l'axe, on doit résoudre l'équation du deuxième degré suivante :

$$A_a \times \left(\frac{1}{2} h_a + h_c - z_e\right) = \frac{1}{2\eta} (z_e^2 \times b_{eff})$$

On obtient :

$$z_e = 0.0804 \text{ m} = 8.04 \text{ cm}$$

La position de l'axe neutre plastique de la section mixte (acier – béton) est calculée d'après les équations des efforts limites de flexion des deux sections.

Nous avons :

$$F_a = \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} ; F_b = \frac{A_b \times 0.85 f_{ck}}{\gamma_b}$$

Etude du plancher

$$F_a = \frac{16.4 \times 10^{-4} \times 235}{1.1} ; F_b = \frac{0.625 \times 2 \times 0.85 \times 25}{1.5}$$

$$\boxed{F_a = 0.35 \text{ MN} < F_b = 17.71 \text{ MN}}$$

L'axe neutre plastique de la section mixte est donc situé dans la dalle.
Alors :

$$\boxed{z_p = \frac{F_a}{\frac{b_{eff} \times 0.85 f_{ck}}{\gamma_b}}}$$

$$z_p = \frac{0.35}{\frac{0.625 \times 0.85 \times 25}{1.5}}$$

$$\boxed{z_p = 0.0395 \text{ m} = 3.95 \text{ cm}}$$

IV.4.2.1.3. Inertie mixte homogénéisée :

L'inertie mixte homogénéisée est calculée d'après le centre de gravité de la section mixte, à partir de la formule suivante :

$$\boxed{I_{/z_e} = I_a + A_a \times \left(\frac{1}{2}h_a + h_b - z_e\right)^2 + \frac{1}{\eta} \left(I_b + A_b \times \left(\frac{z_e}{2}\right)^2\right)}$$

Nous avons :

$$\boxed{I_b = \frac{b_{eff} \times h_b^3}{12}}$$

$$I_b = \frac{0.625 \times 0.1^3}{12}$$

$$\boxed{I_b = 5.208 \times 10^{-5} \text{ m}^4}$$

$$I_{/z_e} = 541 \times 10^{-8} + 16.4 \times 10^{-4} \times \left(\frac{1}{2}(0.14) + 0.1 - 0.0804\right)^2 + \frac{1}{13.77} \left(5.208 \times 10^{-5} + 1.25 \times \left(\frac{0.0804}{2}\right)^2\right)$$

$$\boxed{I_{/z_e} = 1.6879 \times 10^{-4} \text{ m}^4 = 16878.77 \text{ cm}^4}$$

IV.4.2.1.4. Vérification de la condition de flèche :

On vérifie la condition de flèche pour la section mixte en considérant l'inertie mixte :

$$\boxed{f_{calculée} = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_{/z_e}} \leq f_{admissible} = \frac{L}{250}}$$

Nous avons :

$$q_s = (G_{\text{béton}} + G_{\text{tôle}} + P_p + Q) \times e = (25 \times 0.1 + 0.128 + 0.129 + 2.5) \times 2$$

$$\boxed{q_s = 10.514 \text{ kN/m}}$$

Donc :

$$f_{calculée} = \frac{5 \times 10.514 \times 2.5^4}{384 \times 2.1 \times 16880} \leq f_{admissible} = \frac{2.5}{250}$$

$$\boxed{f_{calculée} = 0.0002 \leq f_{admissible} = 0.01}$$

La condition de flèche est donc vérifiée.

IV.4.2.1.5. Vérification du moment plastique :

Dans cette étape, on vérifie la condition de résistance à la flexion. Le moment fléchissant sollicitant M_{sd} doit vérifier la formule suivante :

$$M_{sd} = q_u \frac{L^2}{8} \leq M_{pl,Rd} = F_a \left(\frac{h_a}{2} + h_b - \frac{z_e}{2} \right)$$

Nous avons :

$$q_u = 1.35 \left((G_{\text{béton}} + G_{\text{tôle}}) \times e + P_p \right) + 1.5(Q \times e)$$

$$q_u = 1.35 \left((25 \times 0.1 + 0.128) \times 2 + 0.129 \right) + 1.5(2.5 \times 2)$$

$$q_u = 14.77 \text{ kN/m}$$

$$M_{sd} = 14.77 \times \frac{2.5^2}{8} \leq M_{pl,Rd} = 350 \left(\frac{0.14}{2} + 0.1 - \frac{0.0804}{2} \right)$$

$$M_{sd} = 11.54 \text{ kN.m} \leq 45.43 \text{ kN.m}$$

La condition de résistance à la flexion est donc vérifiée.

IV.4.2.1.6. Vérification au cisaillement :

Dans cette étape, on vérifie la condition de résistance au cisaillement. L'effort tranchant sollicitant V_{sd} doit vérifier la formule suivante :

$$V_{sd} = q_u \frac{L}{2} \leq V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\gamma_{m_0} \sqrt{3}}$$

$$V_{sd} = 11.54 \times \frac{2.5}{2} \leq V_{pl,Rd} = \frac{7.64 \times 235 \times 10^{-1}}{1.1 \times \sqrt{3}}$$

$$V_{sd} = 14.425 \text{ kN} \leq 94.234 \text{ kN}$$

La condition de résistance au cisaillement est donc vérifiée.

D'après le C.C.M. 97, on doit vérifier l'interaction moment fléchissant – effort tranchant lorsque $V_{sd} > 0.5V_{pl,Rd}$.

Dans notre cas : $0.5V_{pl,Rd} = 47.117 \text{ kN} > V_{sd} = 14.425 \text{ kN}$.

La vérification de l'interaction n'est donc pas nécessaire.

IV.4.2.1.7. Vérification des contraintes :

On vérifie la condition sur la contrainte du béton :

$$\sigma_b = \frac{M_{sd} \times z_e}{\eta \times I_{/z_e}} < \sigma_{adm}$$

$$\sigma_b = \frac{11.54 \times 10^{-3} \times 0.0804}{13.77 \times 16880 \times 10^{-8}} < \sigma_{adm} = 15$$

$$\sigma_b = 0.4 \text{ MPa} < \sigma_{adm} = 15 \text{ MPa}$$

La condition sur la contrainte du béton est donc vérifiée.

Etude du plancher

On vérifie également la condition sur la contrainte de l'acier :

$$\sigma_a = \frac{M_{sd} \times \left(\frac{1}{2}h_a + h_b - z_e\right)}{I/z_e} < \sigma_{adm}$$

$$\sigma_a = \frac{11.54 \times 10^{-3} \times 0.0896}{16880 \times 10^{-8}} < \sigma_{adm} = 235$$

$$\sigma_a = 6.125 \text{ MPa} < \sigma_{adm} = 235 \text{ MPa}$$

La condition sur la contrainte de l'acier est donc vérifiée.

On vérifie également la condition de contrainte pour la somme des deux phases (la phase de construction et la phase finale) :

$$\sigma_f = \sigma_{a_1} + \sigma_{a_2} = 118.97 + 6.125 = 125.095 \text{ MPa} < \sigma_{adm} = 235 \text{ MPa}$$

Les deux conditions sont donc vérifiées.

IV.4.2.1.8. Vérification des flèches :

On vérifie la condition de flèche pour la somme des deux phases (la phase de construction et la phase finale) :

$$f_f = f_1 + f_2 = 0.004 + 0.0002 = 0.0042 \text{ m} < f_{adm} = 0.01 \text{ m}$$

Les deux conditions sont donc vérifiées.

IV.4.2.1.9. Vérification du voilement de l'âme :

Dans cette étape, on vérifie la condition de non-voilement par cisaillement. Pour une âme non raidie, nous avons :

$$\frac{d}{t_w} < 69\varepsilon$$

$$\frac{112.2}{4.7} < 69 \times 1$$

$$\frac{d}{t_w} = 23.87 < 69\varepsilon = 69$$

La condition est vérifiée. L'âme résiste donc au voilement.

IV.5. Etude des connecteurs :

Afin que le plancher collaborant fonctionne correctement, il est nécessaire que la connexion entre la solive métallique et la dalle en béton se fasse sans glissement. Pour cela, des éléments de liaison dits connecteurs sont mis en place.

Il s'agit d'éléments métalliques soudés sur la semelle supérieure de la solive, qui ont pour rôle de résister aux déplacements relatifs acier – béton, et aussi de transmettre un effort de cisaillement entre la dalle en béton et la solive, correspondant à l'effort de glissement.

IV.5.1. Choix des connecteurs :

On choisit des goujons soudés tel que :

- * Diamètre de la tige $d = 22 \text{ mm}$
- * Diamètre $D = 33 \text{ mm} \geq 1.5d$
- * Hauteur hors-tout $h_t = 8.8 \text{ mm} \geq 0.4d$
- * Hauteur totale h
- * Résistance ultime en traction $f_u = 430 \text{ MPa}$

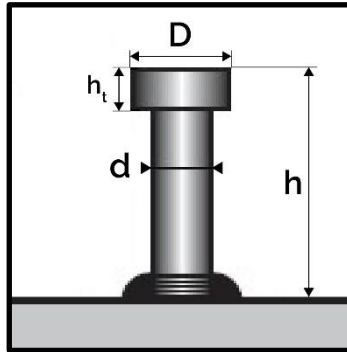


Figure IV.3 : Goujon à tête soudée

IV.5.2. Résistance de calcul des connecteurs :

Pour les goujons à tête, la résistance de calcul est donnée par la formule suivante :

$$P_{rd1} = 0.29\alpha d^2 \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}} \times \frac{k_t}{\gamma_v} \leq P_{rd2} = 0.8f_u \frac{\pi d^2}{4} \times \frac{k_t}{\gamma_v}$$

Avec :

P_{rd1} : formule de résistance à la ruine par cisaillement du goujon
 P_{rd2} : formule de résistance à la ruine par écrasement du béton autour du goujon
 E_{cm} : valeur moyenne du module sécant du béton

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

$$k_t = \frac{0.7}{\sqrt{N_r}} \times \frac{b_0}{h_p} \times \left(\frac{h}{h_p} - 1 \right)$$

$N_r = 1$: nombre de goujons par nervure
 b_0 : largeur de la nervure de la tôle
 h_p : hauteur de la nervure de la tôle Hi-Bond 55
 $\gamma_v = 1.25$: coefficient partiel de sécurité à l'ELU

Nous avons donc :

$$0.29\alpha \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}} \leq 0.8f_u \frac{\pi}{4}$$

$$0.29 \times \alpha \times \sqrt{25 \times 30500} \leq 0.8 \times 430 \times \frac{\pi}{4}$$

$$\boxed{\alpha \leq 1.07 \Rightarrow \alpha = 1}$$

Donc :

$$h \geq 4 \times d = 4 \times 22$$

$$\boxed{h \geq 88 \text{ mm} \Rightarrow h = 90 \text{ mm}}$$

Etude du plancher

On obtient :

$$k_t = \frac{0.7}{\sqrt{1}} \times \frac{61.5}{55} \times \left(\frac{90}{55} - 1 \right)$$

$$\boxed{k_t = 0.498}$$

Alors :

$$P_{rd} = \min(P_{rd_1} ; P_{rd_2}) = \min \left(0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}} \times \frac{k_t}{\gamma_v} ; 0.8 f_u \frac{\pi d^2}{4} \times \frac{k_t}{\gamma_v} \right)$$

$$P_{rd} = \min \left(0.29 \times 1 \times 22^2 \sqrt{25 \times 30500} \times \frac{0.498}{1.25} ; 0.8 \times 430 \times \frac{\pi \times 22^2}{4} \times \frac{0.498}{1.25} \right)$$

$$P_{rd} = \min(48.829 \text{ kN} ; 52.097 \text{ kN})$$

$$\boxed{P_{rd} = 48.829 \text{ kN}}$$

Les dimensions de la tôle profilée Hi-Bond 55 et du goujon sont illustrées dans la figure suivante :

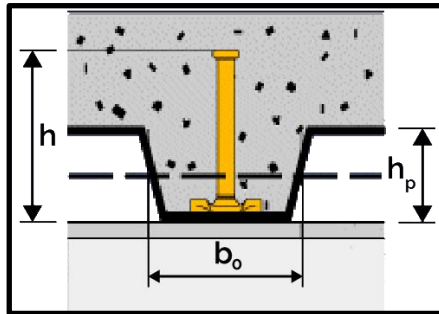


Figure IV.4 : Dimensions de la tôle et des goujons et disposition des connecteurs

IV.5.3. Nombre et espacement des connecteurs :

IV.5.3.1. Premier bloc (parking) :

Le nombre de connecteurs sur une travée de solive est déterminé par la formule suivante :

$$\boxed{n = \frac{V_l}{P_{rd}}}$$

Avec :

n : nombre de connecteurs (goujons)

$V_l = \min(F_a ; F_b) = 0.71 \text{ MN}$: effort de cisaillement longitudinal

P_{rd} : résistance de calcul de cisaillement d'un goujon isolé

Donc :

$$\boxed{n = \frac{710}{48.829} = 14.54}$$

On doit donc fixer 15 goujons par travée de solive.

L'espacement des connecteurs est calculé par la formule suivante :

$$\boxed{S = \frac{L}{n - 1}}$$

Avec :

S : espacement des connecteurs (goujons)

L : longueur de la travée de la solive

Donc :

$$S = \frac{5}{15 - 1} = 0.357 \text{ m} = 35.7 \text{ cm}$$

$$\boxed{S \approx 36 \text{ cm}}$$

Les goujons sont donc espacés de $S = 36 \text{ cm}$ dans une travée de solive.

IV.5.3.2. Bloc administratif :

Le nombre de connecteurs sur une travée de solive est déterminé par la formule suivante :

$$\boxed{n = \frac{V_l}{P_{rd}}}$$

$$\boxed{n = \frac{350}{48.829} = 7.17}$$

On doit donc fixer 7 goujons par travée de solive.

L'espacement des connecteurs est calculé par la formule suivante :

$$\boxed{S = \frac{L}{n - 1}}$$

$$S = \frac{2.5}{7 - 1} = 0.42 \text{ m}$$

$$\boxed{S = 42 \text{ cm}}$$

Les goujons sont donc espacés de $S = 42 \text{ cm}$ dans une travée de solive.

IV.6. Etude du ferrailage de la dalle :

Selon l'Eurocode 4 (Article 7.6.2.1), la section d'armature transversale limitant la fissuration du plancher mixte doit être supérieure ou égale à 0.2% de l'aire de la section du béton supérieure à la tôle nervurée dans le cas d'une construction non étayée, et à 0.4% dans le cas d'une construction étayée.

Dans notre cas, nous avons :

$$\boxed{A_s \geq 0.4\% \times b \times h_b}$$

On considère le calcul pour une bande de largeur $l = 1 \text{ m}$. Nous avons donc :

$$A_s \geq 0.004 \times 100 \times 10 = 4 \text{ cm}^2/m_L$$

On choisit un treillis soudé de diamètre $\phi 8$ et un maillage de 100 mm [T8e10] :

$$\boxed{A_s = 5.02 \text{ cm}^2/m_L}$$

IV.7. Conclusion :

L'étude du plancher mixte a permis de valider le choix des profilés des solives effectué lors de la phase de prédimensionnement. Celle-ci nous a également permis de déterminer les caractéristiques des connecteurs liant la dalle en béton aux solives. Il s'agit de goujons à têtes, de hauteur $h = 90 \text{ mm}$, espacés de $S = 36 \text{ cm}$ et $S = 42 \text{ cm}$ sur la longueur des solives pour le premier bloc (parking) et le bloc administratif, respectivement. Le ferrailage choisi pour le treillis soudé est de diamètre $\phi = 8 \text{ mm}$ et d'un espacement entre mailles de 100 mm .

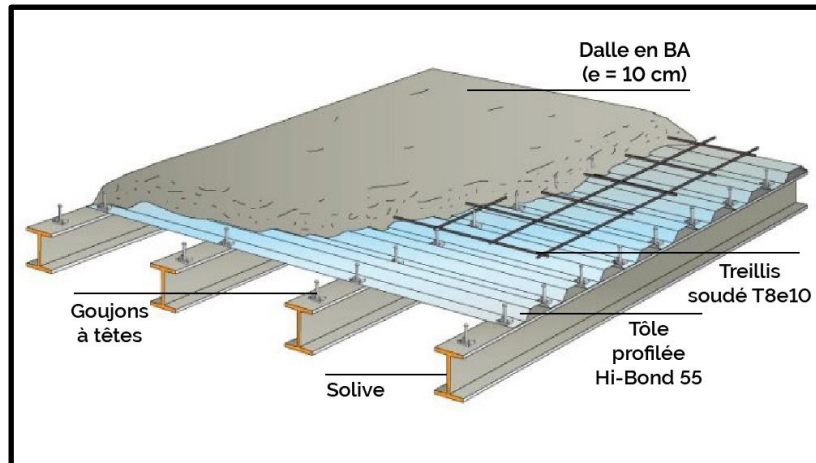


Figure IV.5 : Schéma détaillé du plancher collaborant

CHAPITRE V

Etude sismique

V.1. Introduction :

L'ouvrage étant situé dans une zone à activité sismique importante (Alger : zone III sismique), il est donc nécessaire d'effectuer l'étude du comportement de la structure face aux actions induites par ce phénomène.

L'objectif de cette étude est de déterminer les efforts et sollicitations sismiques appliqués sur l'ouvrage, et leur distribution dans les éléments structuraux, afin de pouvoir dimensionner ces derniers conformément au règlement en vigueur, qui est le Règlement Parasismique Algérien R.P.A. 99 / version 2003.

V.2. Méthodes de calcul :

Il existe trois différentes méthodes de calcul sismique d'après le R.P.A. 99 / v 2003, et ce sont les suivantes :

V.2.1. Méthode statique équivalente :

Le principe de cette méthode consiste à remplacer les forces réelles dynamiques développées dans la structure par un système de forces statiques fictives ayant un effet équivalent aux sollicitations sismiques.

D'après l'article 4.1.2 du R.P.A. 99 / version 2003, cette méthode est appliquée uniquement pour les ouvrages présentant une régularité en plan et en élévation.

V.2.2. Méthode modale spectrale :

Le principe de cette méthode consiste à rechercher le maximum des effets de l'action sismique représentée par un spectre de réponse, pour chaque mode de vibration de la structure. On effectue en suite une combinaison de l'ensemble de ces effets afin d'obtenir la réponse sismique de la structure.

D'après le R.P.A. 99 / version 2003, cette méthode est appliquée dans tous les cas de figure, notamment dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable.

V.2.3. Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

Le principe de cette méthode consiste à prendre en considération les effets de non-linéarité de l'action sismique. Elle est employée dans les cas extrêmes, par un personnel hautement qualifié.

V.2.4. Choix de la méthode :

Dans notre cas, l'ouvrage à étudier présente des irrégularités en plan et en élévation. De ce fait, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas vérifiées. On choisit donc la méthode la plus adéquate à notre structure, qui est la ***méthode modale spectrale***.

V.3. Contreventements :

Les contreventements sont des éléments structuraux permettant de garantir la stabilité de l'ouvrage face aux sollicitations horizontales (charge du vent, action sismique, etc.).

En construction métallique, on emploie souvent des palées de stabilité triangulées. Les types de contreventements autorisés par le R.P.A.99/v2003 sont les suivants :

- Contreventements en V :

Ce type de contreventement assure la résistance aux forces horizontales par l'apport conjoint des barres tendues et comprimées. Le point d'intersection de ces barres diagonales est situé sur une poutre continue.

- Contreventements en X :

Ce type de contreventement assure la résistance aux forces horizontales par les barres diagonales tendues uniquement, en négligeant les diagonales comprimées. Ce système intervient efficacement dans la dissipation de l'énergie en cas de sollicitation en traction des diagonales uniquement.

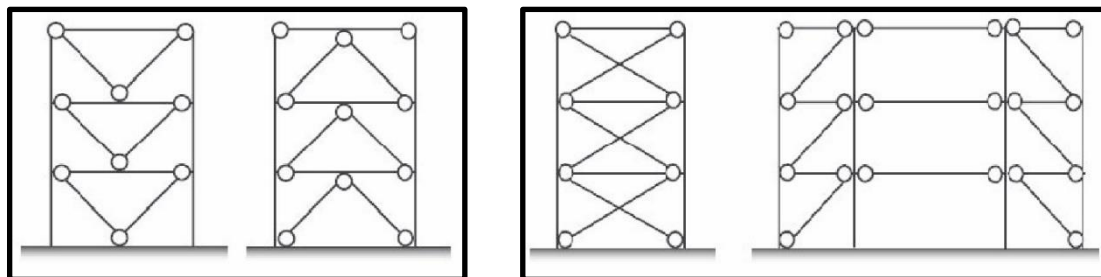


Figure V.1 : Contreventement en V – Contreventement en X

V.3.1. Disposition des palées de contreventement :

Afin d'assurer la stabilité de la structure, il est nécessaire de disposer des contreventements pour chaque direction, d'une rigidité convenable pour la torsion. La répartition de la raideur latérale et la distribution des masses est effectuée en assurant la symétrie en plan, ainsi que la continuité en élévation afin d'avoir un transfert régulier des efforts jusqu'aux fondations de la structure.

On dit que la disposition des contreventements est adéquate lorsque la structure a une rigidité assez suffisante pour reprendre les efforts horizontaux, tout en ayant une excentricité minimale entre le centre de gravité et le centre de rigidité afin de minimiser l'effet de la torsion. La disposition doit également vérifier les conditions sur l'effort tranchant exigées par le règlement, ainsi que les exigences sur les déplacements inter-étages.

Le choix préconisé pour cette structure consiste à utiliser des palées de contreventement en X.

La disposition des palées de contreventements adoptée pour ce projet, ainsi que l'excentricité entre le centre de gravité G et le centre de rigidité R sont illustrés dans la figure suivante :

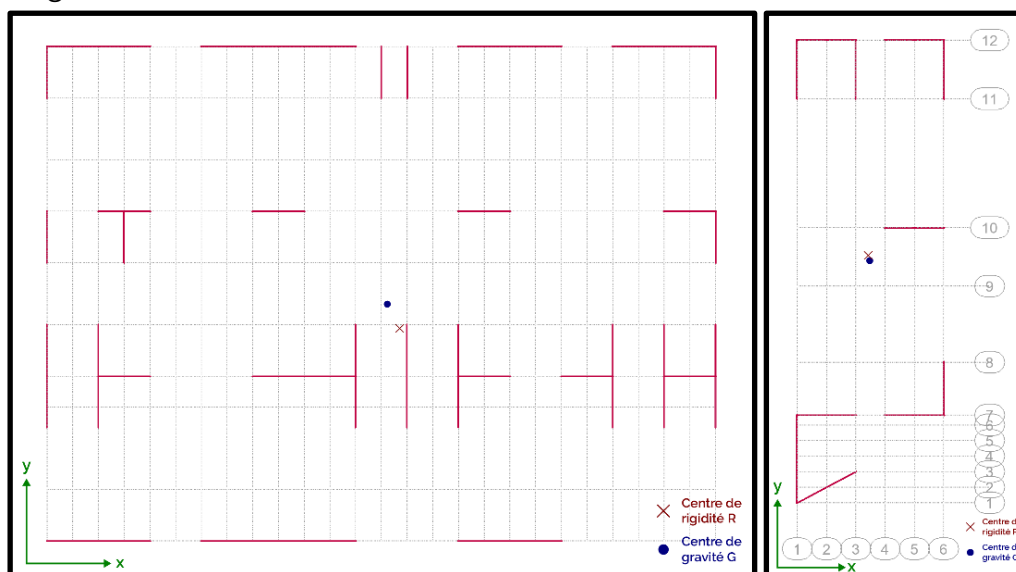


Figure V.2 : Vue en plan de la disposition des palées de contreventement

[Autodesk Robot Structural Analysis Professional]

V.4. Analyse dynamique de la structure :

V.4.1. Principe de la méthode modale spectrale :

Par cette méthode d'analyse sismique, on effectue l'analyse du spectre de réponse en déterminant les modes naturels de vibration de la structure dépendant de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inertie, en cherchant le maximum des effets générés par chaque mode.

On définit l'action sismique, représentant le mouvement imposé à la base, par un spectre de réponse.

Cette méthode est basée sur l'ensemble des hypothèses suivantes :

- * Les masses sont concentrées au niveau du sol.
- * Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en considération.
- * Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de ces modes est supérieure ou égale à 90%. Tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure sont retenus pour la détermination de la réponse de la structure.

Les déplacements du sol engendrés par une action sismique génère des forces d'inertie sur la structure dont les variations sont assez importantes dans un temps très court, d'où le chargement dynamique.

La réponse du mouvement de la structure est déterminée par la relation suivante :

$$M \times \frac{d^2x(t)}{dt^2} + C \times \frac{dx(t)}{dt} + Kx(t) = M \times \frac{d^2x_g(t)}{dt^2}$$

Avec :

M : masse du système

K : raideur du système

C : coefficient d'amortissement du système

$x(t)$: déplacement du système

$x_g(t)$: déplacement du sol

La méthode modale spectrale est répartie en deux étapes principales :

- Analyse modale :

Cette étape d'analyse consiste à modéliser la structure, permettant d'obtenir le nombre de degrés de liberté, ainsi que les systèmes de matrices de masse et de rigidité, dont on se servira en suite pour le calcul des fréquences naturelles et des déformées modales.

- Analyse spectrale :

Cette étape d'analyse consiste à définir le spectre de réponse décrivant les valeurs maximales de l'action sismique en déplacement, en vitesse, ou en accélération en fonction de la fréquence propre de la structure.

Nous passons ensuite au calcul des déplacements latéraux X et des forces sismiques F en introduisant les combinaisons de calcul SRSS (Square Root of the Sum of the Squares) ou CQC (Complete Quadratic Combination).

V.4.2. Classification de l'ouvrage :

D'après le Règlement Parasismique Algérien R.P.A. 99 / version 2003, l'ouvrage étudié est classé selon les critères suivants :

- Zone sismique : Alger : **zone III** (sismicité élevée).
- Importance : **groupe 2** : ouvrage courant ou d'importance moyenne (parking de stationnement public).
- Site : **catégorie S_3** : site meuble.
- Systèmes de contreventement : système d'ossature contreventée par des palées triangulaires en X.

V.4.3. Outil de simulation :

L'étude dynamique d'une structure aussi compliquée de celle de ce projet est assez complexe et nécessite d'énormes calculs. De ce fait, on fait recours aux modélisations par outil informatique qui permettent de simplifier le système et de faciliter les calculs, et par conséquent, gagner en matière de temps.

Pour ce projet, le programme choisi pour la modélisation de l'ouvrage est le logiciel « Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2023 ». Ce dernier permet d'effectuer une simulation détaillée de la structure, ainsi que des calculs pour des modèles très complexes en employant un maillage par éléments finis automatique, regroupant la précision, la rapidité et la conformité aux normes de conception en vigueur.

La figure suivante illustre le modèle 3D initial de la structure, avant l'ajout des palées de contreventement :

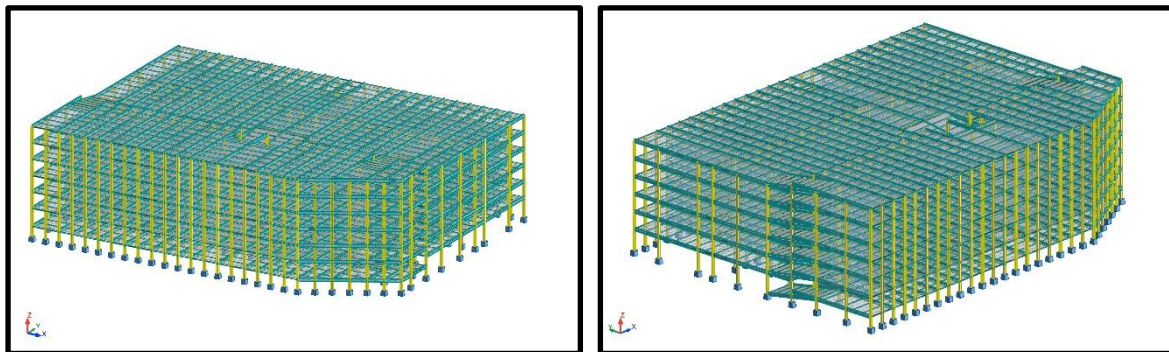


Figure V.3 : Modèle 3D initial de la structure [Premier bloc (parking)]
[Autodesk Robot Structural Analysis Professional]

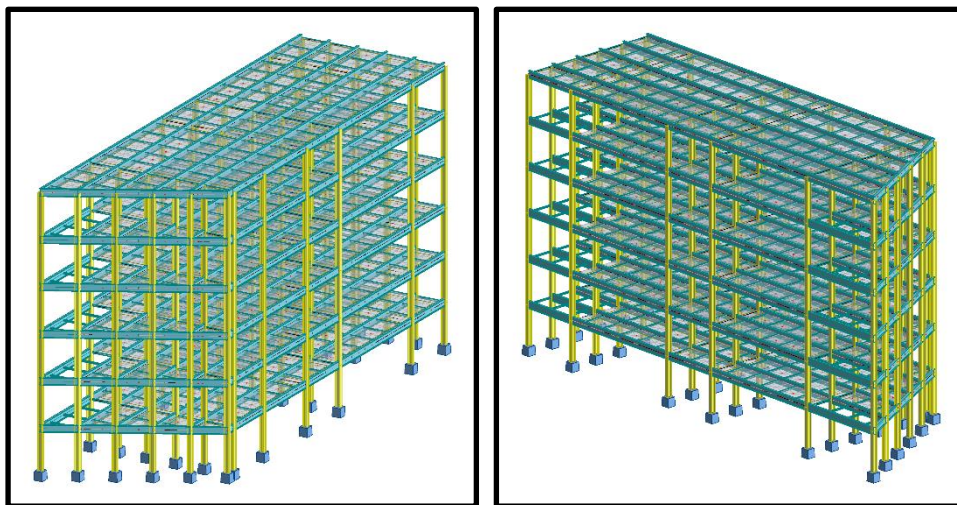


Figure V.4 : Modèle 3D initial de la structure [Bloc administratif]
[Autodesk Robot Structural Analysis Professional]

V.4.4. Spectre de réponse de calcul :

Le spectre de calcul représente l'action sismique. Il s'agit de la réponse dynamique maximale d'oscillateurs simples et élastiques, avec un amortissement visqueux de valeur fixée. D'après le R.P.A. 99 / version 2003, le spectre de calcul est défini comme suit :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & ; 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta \left(1.25A \left(\frac{Q}{R} \right) \right) & ; T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(1.25A \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \right) & ; T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(1.25A \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \left(\frac{Q}{R} \right) \right) & ; T > 3s \end{cases}$$

Avec :

- A : coefficient d'accélération de zone (Tableau 4.1 R.P.A.99/v2003)
- η : facteur de correction d'amortissement (Formule 4.3 R.P.A.99/v2003)
- R : coefficient de comportement de la structure (Tableau 4.3 R.P.A.99/v2003)
- T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées au site (Tableau 4.7 R.P.A.99/v2003)
- T : période fondamentale de la structure (Article 4.2.4 R.P.A.99/v2003)
- Q : facteur de qualité (Tableau 4.4 R.P.A.99/v2003)
- ξ : pourcentage d'amortissement critique

Le spectre de réponse est généré par le logiciel « RPA » en introduisant les données suivantes :

- * Zone sismique III.
- * Groupe d'usage 2 : A = 0.25.
- * R = 4.
- * $\xi = 4\%$ (système portique en acier léger).
- * $T_1 = 0.15s, T_2 = 0.5s$ (site meuble S₃)
- * Q = 1.15 (pénalités sur la condition des files de contreventement, la redondance dans en plan, et la régularité en plan).

Le spectre de réponse en accélération est illustré dans la figure suivante :

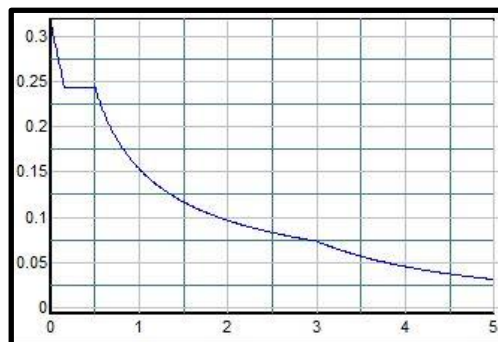


Figure V.5 : Spectre de réponse de calcul pour l'ouvrage étudié

V.4.5. Nombre de modes de vibrations :

D'après le R.P.A. 99 / version 2003, trois modes au minimum sont retenus dans chaque direction considérée pour les structures modélisées dans deux directions orthogonales. Le nombre de modes de vibrations à retenir doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit supérieure ou égale à 90% de la masse totale de la structure :

$$\sum_{1}^n m_i \geq 90\%(m_T)$$

Ou bien :

- Les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse modale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse modale :

$$m_i \geq 5\%(m_T)$$

Dans l'interface du logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2023, on choisit tout d'abord pour l'analyse modale un nombre de départ de 10 modes afin de déterminer le nombre de modes nécessaires.

V.4.5.1. Premier bloc (parking) :

Le taux de participation massique de 90% satisfaisant les conditions du R.P.A. 99 / version 2003 est atteint à partir du sixième mode. On retient donc 6 modes propres résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.1 : Résultats de l'analyse modale [Autodesk Robot Structural Analysis Professional]

Mode	Fréquence (Hz)	Période (s)	Masse modale $U_x(\%)$	Masse modale $U_y(\%)$	Masse modale cumulée $U_x(\%)$	Masse modale cumulée $U_y(\%)$
1	1.62	0.617	0.03	80.33	0.03	80.33
2	1.97	0.508	80.62	0.04	80.65	80.37
3	2.36	0.424	0.24	0.29	80.89	80.66
4	4.83	0.207	0.00	9.97	80.89	90.63
5	5.83	0.172	4.82	0.00	85.71	90.63
6	5.90	0.169	4.63	0.00	90.34	90.63

A partir de l'analyse modale de la structure, nous avons :

- Le mode n°01 correspond à une translation selon l'axe y : le taux de participation massique est de 0.03% de la masse totale selon l'axe x, et 80.33% selon l'axe y.
- Le mode n°02 correspond à une translation selon l'axe x : le taux de participation massique est de 80.62% de la masse totale selon l'axe x, et 0.04% selon l'axe y.
- Le mode n°03 correspond à un mode de torsion.

Les déformées de ces trois premiers modes sont observées dans les figures suivantes :

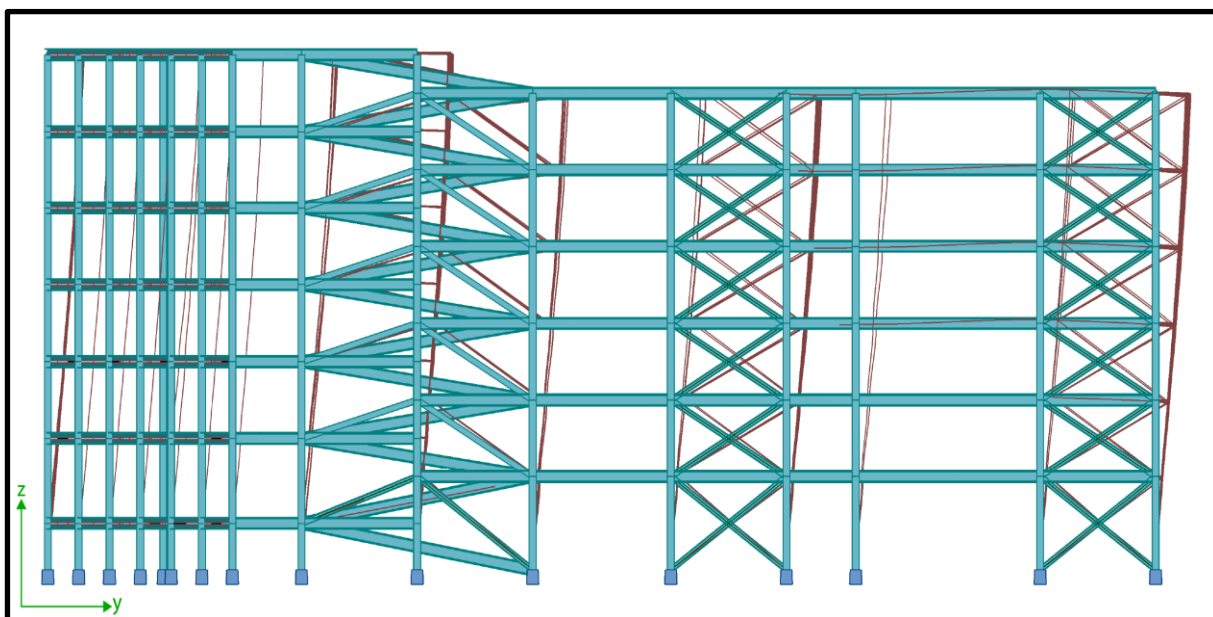


Figure V.6 : Déformée du mode n°01 (translation selon y)
[Autodesk Robot Structural Analysis Professional]

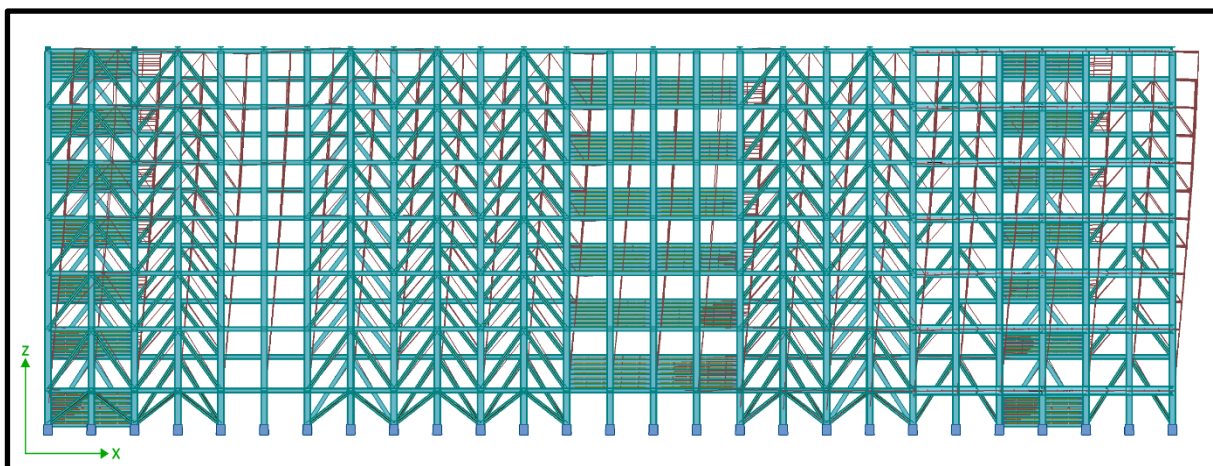


Figure V.7 : Déformée du mode n°02 (translation selon x)
[Autodesk Robot Structural Analysis Professional]

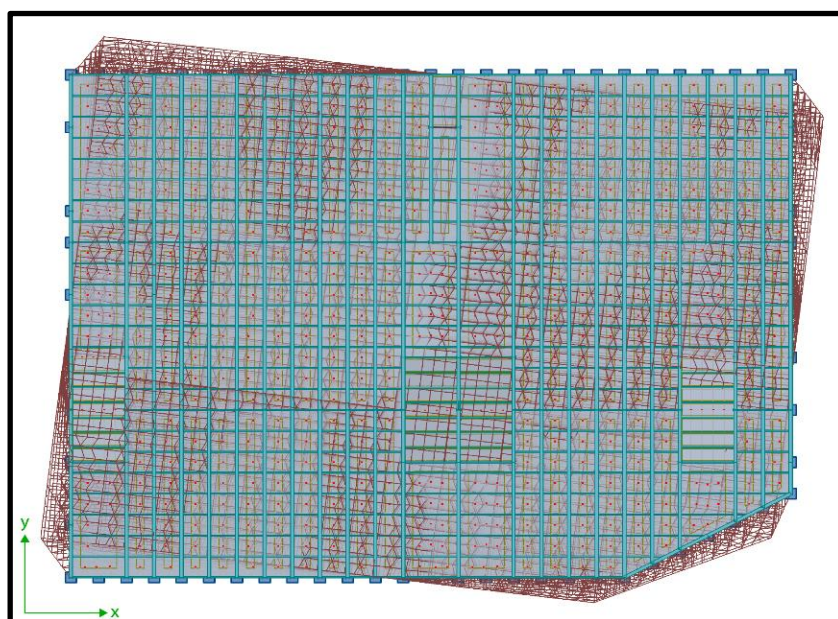


Figure V.8 : Déformée du mode n°03 (torsion autour de z)
[Autodesk Robot Structural Analysis Professional]

V.4.5.2. Bloc administratif :

Le taux de participation massique de 90% satisfaisant les conditions du R.P.A. 99 / version 2003 est atteint à partir du sixième mode. On retient donc 6 modes propres résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.2 : Résultats de l'analyse modale [Autodesk Robot Structural Analysis Professional]

Mode	Fréquence (Hz)	Période (s)	Masse modale U_x (%)	Masse modale U_y (%)	Masse modale cumulée U_x (%)	Masse modale cumulée U_y (%)
1	1.37	0.73	64.89	10.54	64.89	10.54
2	1.47	0.68	9.04	65.12	73.93	75.66
3	2.20	0.46	2.44	1.77	76.37	77.43
4	4.02	0.25	3.63	0.29	80.00	77.72
5	4.20	0.24	10.26	0.15	90.26	77.87
6	4.71	0.21	0.20	15.18	90.46	93.05

A partir de l'analyse modale de la structure, nous avons :

- Le mode n°01 correspond à une translation selon l'axe x : le taux de participation massique est de 64.89% de la masse totale selon l'axe x , et 10.54% selon l'axe y .
- Le mode n°02 correspond à une translation selon l'axe y : le taux de participation massique est de 9.04% de la masse totale selon l'axe x , et 65.12% selon l'axe y .
- Le mode n°03 correspond à un mode de torsion.

Les déformées de ces trois premiers modes sont observées dans les figures suivantes :

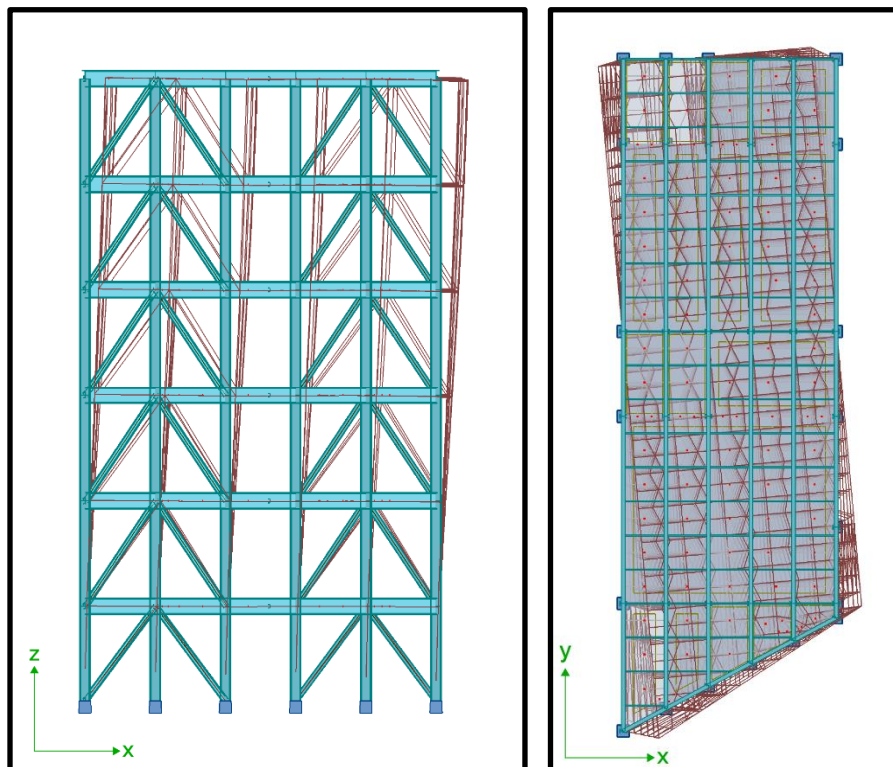


Figure V.9 : Déformées des modes n°01 (translation selon x) et n°03 (torsion autour de z) [Autodesk Robot Structural Analysis Professional]

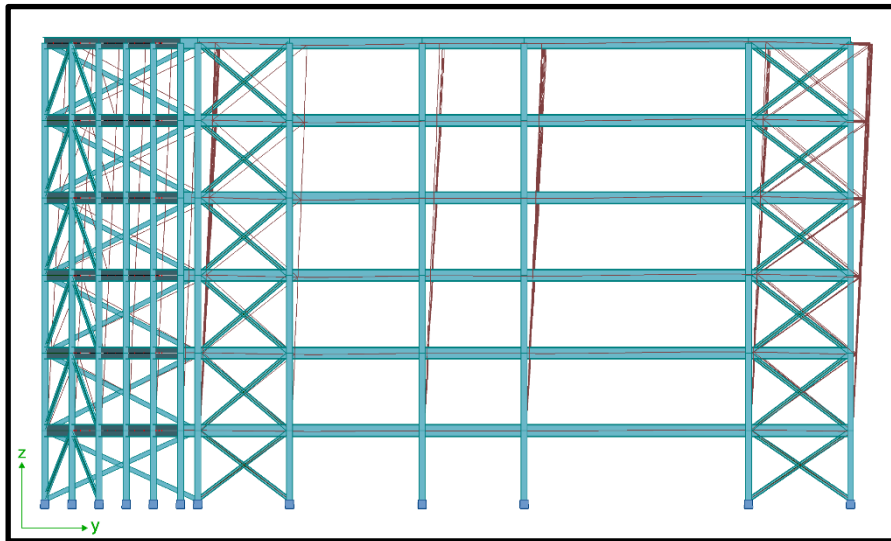


Figure V.10 : Déformée du mode n°02 (translation selon y)
[Autodesk Robot Structural Analysis Professional]

V.4.6. Combinaison des réponses modales :

Les réponses maximales des modes propres ne se produisent pas en même temps, c'est pour cela qu'il est nécessaire de combiner les réponses modales retenues afin d'avoir la réponse totale maximale de la structure. D'après l'article 4.3.6 du R.P.A. 99 / version 2003, la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par la combinaison des valeurs modales retenues doit être supérieure ou égale à 80% de la résultante des forces sismiques V_{st} régie par la méthode statique équivalente.

Parmi les méthodes de combinaison les plus utilisées, on cite :

*** SRSS (Square Root of the Sum of Squares) :**

La racine carrée de la somme des carrés SRSS est une combinaison souvent utilisée pour obtenir la réponse sismique d'une conception. Les inputs de cette méthode sont généralement définis en termes de spectres de réponse de vitesse ou d'accélération. Pour un nombre donné de modes, cette combinaison prédit une valeur de réponse assez précise.

*** CQC (Complete Quadratic Combination) :**

La méthode de combinaison quadratique complète CQC est proposée afin de réduire les erreurs de combinaison modale dans la structure analysée. Celle-ci dégénère en méthode SRSS pour les systèmes à fréquences naturelles bien espacées.

Selon l'article 4.3.3.3.2 de l'Eurocode 8, on peut considérer les réponses de deux modes de vibration i et j comme indépendantes si leurs périodes respectives T_i et T_j vérifient la condition suivante :

$$T_j > 0.9T_i$$

Dans le cas où cette condition est satisfaite, il est préférable d'utiliser la combinaison SRSS. Sinon, dans le cas inverse, les réponses des deux modes de vibration sont considérées comme dépendantes l'une de l'autre, il est donc préférable d'utiliser la combinaison CQC.

D'après les résultats illustrés dans le tableau V.1, les périodes de tous les modes retenus ne satisfont pas la condition, on emploie donc la combinaison CQC donnée par la formule suivante :

$$F = \sqrt{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n F_i F_j \rho_{ij}}$$

Avec :

ρ_{ij} : coefficient CMC (Cross Model Coefficient) donné par la formule suivante :

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2(1 + \Omega) \times \Omega^{1.5}}{(1 - \Omega^2)^2 + 4\xi^2\Omega(1 + \Omega)^2}$$

ξ : rapport du facteur d'amortissement sur l'amortissement critique : $\xi = C/C_{cr}$

Ω : rapport des pulsations : $\Omega = \omega_i/\omega_j$

Le logiciel Robot effectue le calcul par la combinaison CQC automatiquement.

V.4.7. Vérification de la force sismique à la base :

Selon l'article 4.2.3 du R.P.A. 99 / version 2003, la force sismique totale V s'appliquant à la base de la structure est calculée dans les deux directions horizontales orthogonales par la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Avec :

* $A = 0.25$

* $\xi = 4\%$

* $R = 4$

* $Q = 1.15$

$$* D = \begin{cases} 2.5\eta & ; 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & ; T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{0.3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & ; T > 3.0s \end{cases}$$

V.4.7.1. Premier bloc (parking) :

Nous avons :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} = \sqrt{\frac{7}{2 + 4}} = 1.08 > 0.7$$

La période du mode fondamental est donnée par :

$$T = \min \left\{ C_T (h_N)^{\frac{3}{4}} ; 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

Tel que :

$C_T = 0.050$ (contreventement assuré partiellement ou totalement par palées triangulées)

$h_N = 18.80 \text{ m}$ (hauteur de la structure)

Etude sismique

$$D_x = 65.00 \text{ m}$$

$$D_y = 48.00 \text{ m}$$

Donc :

$$\begin{cases} T_x = \min \left\{ 0.05 \times (18.8)^{\frac{3}{4}} ; 0.09 \times \frac{18.8}{\sqrt{65}} \right\} = \min\{0.45 \text{ s} ; 0.21 \text{ s}\} = 0.21 \text{ s} \\ T_y = \min \left\{ 0.05 \times (18.8)^{\frac{3}{4}} ; 0.09 \times \frac{18.8}{\sqrt{48}} \right\} = \min\{0.45 \text{ s} ; 0.24 \text{ s}\} = 0.24 \text{ s} \end{cases}$$

Alors :

$$\begin{cases} D_x = 2.5\eta = 2.7 \\ D_y = 2.5\eta = 2.7 \end{cases}$$

Le calcul du poids total de la structure par la méthode statique équivalente est effectué par la formule suivante :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i = \sum_{i=1}^n W_{G_i} + \beta W_{Q_i}$$

Avec :

- * W : poids total de la structure
- * W_{G_i} : poids dû aux charges permanentes
- * W_{Q_i} : poids dû aux charges d'exploitation
- * $\beta = 0.6$: coefficient de pondération (autres locaux non visés : parking)

Les résultats du poids de chaque étage de la structure est donné dans le tableau suivant :

Tableau V.3 : Etages et leurs poids en kN

Etage	Poids (kN)
RDC	5819.2220
1 ^{er} étage	15482.7381
2 ^{ème} étage	15468.5905
3 ^{ème} étage	15467.2802
4 ^{ème} étage	15467.2802
5 ^{ème} étage	15467.2802
6 ^{ème} étage (terrasse accessible)	14687.2415

On trouve donc : $W = 97859.6327 \text{ kN}$

La force sismique est donc donnée par :

$$V_x = V_y = \frac{0.25 \times 2.7 \times 1.15}{4} \times 97859.6327 = 18990.88 \text{ kN}$$

Les réactions obtenues par le logiciel Robot selon les directions x et y pour les combinaisons d'action $G + Q + E_x$ et $G + Q + E_y$ sont les suivantes :

Etude sismique

Tableau V.4 : Force sismique
[Autodesk Robot Structural Analysis Professional]

Forces sismiques	F _x (kN)	F _y (kN)
G + Q + E_x	17423.54	410.59
G + Q + E_y	409.40	15299.48

On calcule l'effort tranchant à la base selon la direction par la formule suivante :

$$V_{x,y} = \sqrt{F_x^2 + F_y^2}$$

Nous avons donc :

Tableau V.5 : Condition sur l'effort tranchant à la base

Effort tranchant à la base	V _t	V	0.8V / V _t	Condition du R.P.A. 99 / v 2003 V _t > 0.8V
V _x	17428.35	18990.88	0.87 < 1	Vérifiée
V _y	15304.99	18990.88	0.98 < 1	Vérifiée

V.4.7.2. Bloc administratif :

De la même manière que pour le premier bloc (parking), nous avons :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} = \sqrt{\frac{7}{2 + 4}} = 1.08 > 0.7$$

La période du mode fondamental est donnée par :

$$T = \min \left\{ C_T (h_N)^{\frac{3}{4}} ; 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

$$\begin{cases} T_x = \min \left\{ 0.05 \times (22.34)^{\frac{3}{4}} ; 0.09 \times \frac{22.34}{\sqrt{12.5}} \right\} = \min\{0.5 \text{ s} ; 0.57 \text{ s}\} = 0.5 \text{ s} \\ T_y = \min \left\{ 0.05 \times (22.34)^{\frac{3}{4}} ; 0.09 \times \frac{22.34}{\sqrt{39.5}} \right\} = \min\{0.5 \text{ s} ; 0.32 \text{ s}\} = 0.32 \text{ s} \end{cases}$$

Alors :

$$\begin{cases} D_x = 2.5\eta = 2.7 \\ D_y = 2.5\eta = 2.7 \end{cases}$$

Le calcul du poids total de la structure par la méthode statique équivalente est effectué par la formule suivante :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i = \sum_{i=1}^n W_{G_i} + \beta W_{Q_i}$$

Etude sismique

Les résultats du poids de chaque étage de la structure est donné dans le tableau suivant :

Tableau V.6 : Etages et leurs poids en *kN*

Etage	Poids (<i>kN</i>)
RDC	345.772
1 ^{er} étage	347.570
2 ^{ème} étage	347.570
3 ^{ème} étage	347.570
4 ^{ème} étage	347.570
5 ^{ème} étage	378.269

On trouve donc : $W = 2114.321 \text{ kN}$

La force sismique est donc donnée par :

$$V_x = V_y = \frac{0.25 \times 2.7 \times 1.15}{4} \times 2114.321 = 410.311 \text{ kN}$$

Les réactions obtenues par le logiciel Robot selon les directions *x* et *y* pour les combinaisons d'action $G + Q + E_x$ et $G + Q + E_y$ sont les suivantes :

Tableau V.7 : Force sismique
[Autodesk Robot Structural Analysis Professional]

Forces sismiques	F _x (<i>kN</i>)	F _y (<i>kN</i>)
$G + Q + E_x$	305.81	154.14
$G + Q + E_y$	162.75	346.55

On calcule l'effort tranchant à la base selon la direction par la formule suivante :

$$V_{x,y} = \sqrt{F_x^2 + F_y^2}$$

Nous avons donc :

Tableau V.8 : Condition sur l'effort tranchant à la base

Effort tranchant à la base	V _t	V	0.8V / V _t	Condition du R.P.A. 99 / v 2003 V _t > 0.8V
V _x	346.42	410.311	0.95 < 1	Vérifiée
V _y	379.28	410.311	0.87 < 1	Vérifiée

V.4.8. Vérification des déplacements :

V.4.8.1. Premier bloc (parking) :

Selon l'article 4.4.3 du R.P.A. 99 / version 2003, le déplacement horizontal à chaque niveau k de la structure est calculé par la formule suivante :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

Avec :

- * R : coefficient de comportement
- * δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_k

Le déplacement relatif d'un niveau k par rapport au niveau $k - 1$ est donné par :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

D'après le R.P.A.99/v2003, les déplacements latéraux d'un étage par rapport aux étages adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

Les déplacements suivant les deux directions x et y sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.9 : Déplacements dans le sens $x - x$

Niveau	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	1%H (cm)	$\Delta_k < 1\%H$
RDC	0.3	1.2	1.2	3.4	Vérifiée
1 ^{er} étage	0.7	2.7	1.5	2.8	Vérifiée
2 ^{ème} étage	1.0	4.1	1.4	2.8	Vérifiée
3 ^{ème} étage	1.4	5.4	1.3	2.8	Vérifiée
4 ^{ème} étage	1.6	6.5	1.1	2.8	Vérifiée
5 ^{ème} étage	1.8	7.3	0.8	2.8	Vérifiée
6 ^{ème} étage	2.0	7.9	0.6	2.8	Vérifiée

Tableau V.10 : Déplacements dans le sens $y - y$

Niveau	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	1%H (cm)	$\Delta_k < 1\%H$
RDC	0.4	1.6	1.6	3.4	Vérifiée
1 ^{er} étage	0.9	3.5	1.9	2.8	Vérifiée
2 ^{ème} étage	1.3	5.3	1.8	2.8	Vérifiée
3 ^{ème} étage	1.8	7.0	1.7	2.8	Vérifiée
4 ^{ème} étage	2.1	8.4	1.4	2.8	Vérifiée
5 ^{ème} étage	2.4	9.5	1.1	2.8	Vérifiée
6 ^{ème} étage	2.6	10.5	1.0	2.8	Vérifiée

V.4.8.2. Bloc administratif :

Selon l'article 4.4.3 du R.P.A. 99 / version 2003, le déplacement horizontal à chaque niveau k de la structure est calculé par la formule suivante :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

Le déplacement relatif d'un niveau k par rapport au niveau $k - 1$ est donné par :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

D'après le R.P.A.99/v2003, les déplacements latéraux d'un étage par rapport aux étages adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

Les déplacements suivant les deux directions x et y sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.11 : Déplacements dans le sens $x - x$

Niveau	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	1%H (cm)	$\Delta_k < 1\%H$
RDC	0.275	1.1	1.1	3.4	Vérifiée
1 ^{er} étage	0.825	3.3	2.2	3.8	Vérifiée
2 ^{ème} étage	1.4	5.6	2.3	3.8	Vérifiée
3 ^{ème} étage	1.95	7.8	2.2	3.8	Vérifiée
4 ^{ème} étage	2.45	9.8	2.0	3.8	Vérifiée
5 ^{ème} étage	2.85	11.4	1.6	3.8	Vérifiée

Tableau V.12 : Déplacements dans le sens $y - y$

Niveau	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	1%H (cm)	$\Delta_k < 1\%H$
RDC	0.325	1.3	1.3	3.4	Vérifiée
1 ^{er} étage	0.8	3.2	1.9	3.8	Vérifiée
2 ^{ème} étage	1.3	5.2	2.0	3.8	Vérifiée
3 ^{ème} étage	1.8	7.2	2.0	3.8	Vérifiée
4 ^{ème} étage	2.275	9.1	1.9	3.8	Vérifiée
5 ^{ème} étage	2.7	10.8	1.7	3.8	Vérifiée

V.4.9. Vérification à l'effet du deuxième ordre ($P - \Delta$) :

L'effet ($P - \Delta$) est un effet non-linéaire ayant lieu dans les structures dont les éléments sont soumis à des charges axiales P . Cet effet est associé aux éléments suivants :

- * La charge axiale P .
- * La rigidité de la structure.
- * La souplesse des éléments structuraux.

Etude sismique

D'après le R.P.A.99/v2003, l'effet ($P - \Delta$) du second ordre peut être négligé si la condition suivante est vérifiée :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} < 0.1$$

Avec :

- * P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k .
- * Δ_k : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau $k - 1$.
- * V_k : effort tranchant au niveau k .
- * h_k : hauteur de l'étage k .

V.4.9.1. Premier bloc (parking) :

Nous avons :

Tableau V.13 : Vérification de l'effet ($P - \Delta$) dans le sens $x - x$

Niveau	P_k (kN)	Δ_k (cm)	V_k (kN)	h_k (cm)	θ
RDC	97859.6327	1.2	17423.64	340	0.0198
1^{er} étage	92040.4107	1.5	16716.39	280	0.0295
2^{ème} étage	76557.6726	1.4	15088.83	280	0.0254
3^{ème} étage	61089.0821	1.3	12731.49	280	0.0223
4^{ème} étage	45621.8019	1.1	9702.11	280	0.0185
5^{ème} étage	30154.5217	0.8	5944.36	280	0.0145
6^{ème} étage	14687.2415	0.6	1550.34	280	0.0203

Tableau V.14 : Vérification de l'effet ($P - \Delta$) dans le sens $y - y$

Niveau	P_k (kN)	Δ_k (cm)	V_k (kN)	h_k (cm)	θ
RDC	97859.6327	1.6	15298.90	340	0.0226
1^{er} étage	92040.4107	1.9	14619.02	280	0.0337
2^{ème} étage	76557.6726	1.8	13173.76	280	0.0291
3^{ème} étage	61089.0821	1.7	11137.89	280	0.0255
4^{ème} étage	45621.8019	1.4	8534.06	280	0.0210
5^{ème} étage	30154.5217	1.1	5256.70	280	0.0164
6^{ème} étage	14687.2415	1.0	1360.86	280	0.0231

La condition $\theta < 0.1$ est bien vérifiée pour tous les niveaux dans les deux directions x et y . Le risque de nuisance par effet ($P - \Delta$) est donc écarté et on peut négliger les effets du second ordre.

V.4.9.2. Bloc administratif :

Nous avons :

Tableau V.15 : Vérification de l'effet ($P - \Delta$) dans le sens $x - x$

Niveau	P_k (kN)	Δ_k (cm)	V_k (kN)	h_k (cm)	θ
RDC	2114.321	1.1	2675.99	340	0.0026
1 ^{er} étage	1768.549	2.2	2572.21	380	0.0040
2 ^{ème} étage	1420.979	2.3	2316.54	380	0.0037
3 ^{ème} étage	1073.409	2.2	1960.33	380	0.0032
4 ^{ème} étage	725.839	2.0	1496.30	380	0.0026
5 ^{ème} étage	378.269	1.6	866.25	380	0.0018

Tableau V.16 : Vérification de l'effet ($P - \Delta$) dans le sens $y - y$

Niveau	P_k (kN)	Δ_k (cm)	V_k (kN)	h_k (cm)	θ
RDC	2114.321	1.3	2843.76	340	0.0028
1 ^{er} étage	1768.549	1.9	2705.75	380	0.0033
2 ^{ème} étage	1420.979	2.0	2429.96	380	0.0031
3 ^{ème} étage	1073.409	2.0	2060.06	380	0.0027
4 ^{ème} étage	725.839	1.9	1578.09	380	0.0023
5 ^{ème} étage	378.269	1.7	917.96	380	0.0018

La condition $\theta < 0.1$ est bien vérifiée pour tous les niveaux dans les deux directions x et y . Le risque de nuisance par effet ($P - \Delta$) est donc écarté et on peut négliger les effets du second ordre.

V.4.10. Calcul du joint sismique :

D'après l'article 5.8 du R.P.A. 99 / version 2003, deux blocs voisins doivent être séparés par un joint sismique dont la largeur minimale est décrite par la relation suivante :

$$d_{min} = 15 \text{ mm} + (\delta_1 + \delta_2) > 40 \text{ mm}$$

Nous avons :

$$d_{min} = 15 + (20 + 28.5) = 63.5 \text{ mm} > 40 \text{ mm}$$

Un joint de 7 cm est donc suffisant pour satisfaire la condition. Dans notre cas, pour des raisons imposées par le plan d'architecture, la largeur du joint sismique entre le premier bloc (parking) et le bloc administratif est de 100 cm. Il est recouvert d'une couverture de circulation mécanique permettant le transfert des voitures entre les deux blocs au niveau du rez-de-chaussée.

V.5. Conclusion :

L'étude sismique de l'ouvrage a permis de vérifier la résistance de la structure aux sollicitations dues à l'action du séisme. On remarque que ces sollicitations sont nettement plus dominantes que l'action du vent dans les deux sens x et y . Par conséquent, elles sont considérées pour le dimensionnement final des éléments de l'ossature.

CHAPITRE VI

Dimensionnement des éléments

VI.1. Introduction :

La phase de dimensionnement consiste à établir les dimensions finales et définitives des éléments structurels de l'ouvrage, pré-dimensionnés auparavant.

Dans notre cas, l'ossature de l'ouvrage est constituée d'un système contreventé (poteaux – poutres – palées de contreventement), Ces éléments seront ensuite dimensionnés pour résister aux différents efforts et charges appliquées, ainsi que leurs combinaisons, tout en considérant l'aspect technique et économique, conformément aux règlements en vigueur.

La modélisation en 3D des éléments structurels de l'ouvrage par le logiciel « Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2023 » est illustrée dans la figure suivante :

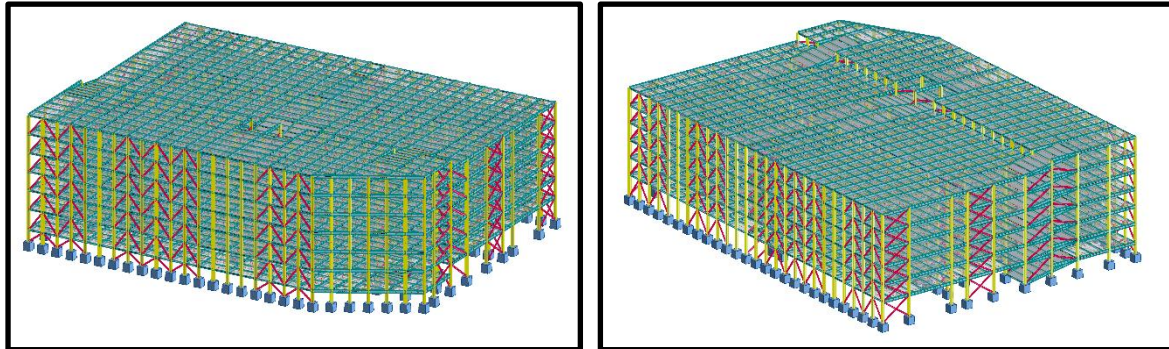


Figure VI.1 : Modèle 3D final de la structure [Premier bloc (parking)]
[Autodesk Robot Structural Analysis Professional]

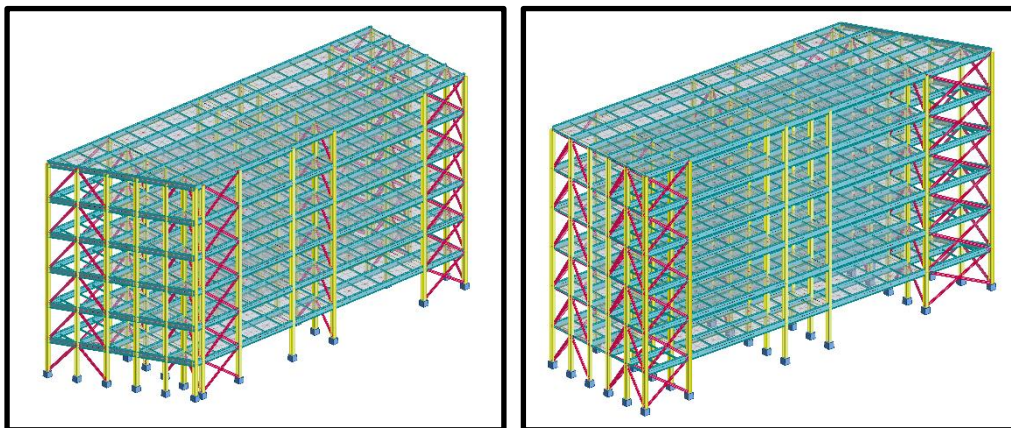


Figure VI.2 : Modèle 3D final de la structure [Bloc administratif]
[Autodesk Robot Structural Analysis Professional]

VI.2. Dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont soumis à des charges de compression découlant du chargement statique, ainsi qu'à la compression due au chargement dynamique induit par l'action sismique. Il est donc nécessaire de vérifier la stabilité de ces éléments à la flexion composée.

La combinaison d'actions la plus défavorable qui donne les efforts maximaux pour les poteaux est la combinaison à l'ELU : $1.35G + 1.5Q$.

VI.2.1. Premier bloc (parking) :

Les calculs effectués par le logiciel Robot sur le modèle de la structure ont abouti à un profilé HEA400 au niveau du rez-de-chaussée avec les efforts internes suivants :

$$N_{sd} = 1610.74 \text{ kN} ; \quad \begin{cases} M_{y,sd} = 3.66 \text{ kN.m} \\ M_{z,sd} = 170.89 \text{ kN.m} \end{cases} ; \quad \begin{cases} V_{y,sd} = 30.54 \text{ kN} \\ V_{z,sd} = 4.01 \text{ kN} \end{cases}$$

VI.2.1.1. Vérification au déversement combiné :

Sous l'effet des efforts sismiques horizontaux, les poteaux sont à la fois comprimés et fléchis. Pour cela, il est nécessaire d'effectuer une vérification au déversement combiné. Un élément court présente un risque de déversement si l'élançement réduit $\bar{\lambda}_{lt}$ répond à la condition suivante :

$$\bar{\lambda}_{lt} = \frac{\lambda_{lt}}{\lambda_i} \sqrt{\beta_w} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}}} > 0.4$$

Avec :

$W_{pl,y} = 2562 \times 10^3 \text{ mm}^3$: moment plastique de la section.

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

$\beta_w = 1$: facteur de corrélation (profilé de classe 1).

M_{cr} : moment critique élastique déterminé par la relation simplifiée suivante :

$$M_{cr} = \frac{C_1 \times \pi^2 \times E \times I_z}{kL^2} \times \left(\sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \times \left(\frac{I_w}{I_z}\right) + \frac{(k \times L)^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z}} + (C_2 \times z_g)^2 - C_2 \times z_g \right)$$

(sections doublement symétriques)

Tel que :

- Facteurs de longueur effective :

* $k = 0.5$ (blocage de la rotation latérale)

* $k_w = 0.5$ (encastrement vis-à-vis du gauchissement aux deux extrémités de la barre)

- Facteurs des conditions de charge et d'appuis :

* $C_1 = 0.712$

* $C_2 = 0.652$

- Excentrement entre le point d'application de la charge et le centre de cisaillement :

* $z_g = \frac{h}{2} = 0.2m$

* $I_t = 189.0 \text{ cm}^4$: module d'inertie de torsion.

* $I_w = 2942 \times 10^3 \text{ cm}^6$: module du gauchissement.

* $I_z = 8564 \text{ cm}^4$: moment d'inertie suivant z.

Donc :

$$M_{cr} = 40.24 \text{ MN.m}$$

Alors :

$$\bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{\frac{1 \times 2562 \times 235 \times 10^{-6}}{40.24}} = 0.122 \leq 0.4$$

Il n'y a donc pas de risque de déversement.

VI.2.1.2. Vérification au flambement par flexion :

Afin de vérifier la stabilité des poteaux au flambement, on doit d'abord vérifier la condition suivante sur l'élançement réduit :

$$\bar{\lambda}_{max} = \max(\bar{\lambda}_y ; \bar{\lambda}_z) < 0.2$$

Dimensionnement des éléments

Le calcul est effectué selon l'axe d'inertie la plus forte y et l'axe d'inertie la plus faible z , tel que :

- * $\beta_A = 1$ (profilé HEA 400 de classe 1).
- * $\varepsilon = 1$ (nuance d'acier S235).
- * $\lambda_l = 93$
- * $i_y = 16.84 \text{ cm}$
- * $i_z = 7.34 \text{ cm}$
- * $N_{sd} = 1.61 \text{ MN}$
- * $A = 159.0 \text{ cm}^2$

La longueur de flambement l_f est déterminée à partir du rapport l_f/l calculé par la formule suivante :

$$\frac{l_f}{l} = \frac{1 + 0.145(\eta_1 + \eta_2) - 0.265\eta_1\eta_2}{2 - 0.364(\eta_1 + \eta_2) - 0.247\eta_1\eta_2}$$

Dans notre cas, il s'agit de nœuds encastres, nous avons donc $\eta_1 = \eta_2 = 0$, alors :

$$\frac{l_f}{l} = 0.5$$

Nous avons donc :

Tableau VI.1 : Valeurs de l'élanement réduit pour les deux directions $y - y$ et $z - z$
[premier bloc (parking)]

	Suivant l'axe $y - y$	Suivant l'axe $z - z$
Longueur de flambement l_f	$l_f = 0.5l = 1.7 \text{ m}$	$l_f = 0.5l = 1.7 \text{ m}$
Elanement λ	$\lambda = 10.1$	$\lambda = 23.16$
Elanement réduit $\bar{\lambda}$	$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_l} \sqrt{\beta_A} = 0.11 < 0.2$	$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_l} \sqrt{\beta_A} = 0.25 > 0.2$

La condition n'est pas vérifiée pour l'axe $z - z$, le risque de flambement est donc présent pour cette direction.

La résistance au flambement est vérifiée par la formule suivante :

$$N_{sd} < N_{b,Rd} = \chi \times A \times \beta_A \times \frac{f_y}{\gamma_{m_0}}$$

Nous avons :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{390}{300} = 1.3 > 1.2 \\ t_f = 19 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Selon l'axe $z - z$, la courbe de flambement appropriée est la courbe b .

Donc : $\alpha = 0.34$

Dimensionnement des éléments

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

$$\phi_z = 0.5[1 + 0.34(0.25 - 0.2) + 0.25^2]$$

$$\phi_z = 0.54$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}}$$

$$\chi_z = \frac{1}{0.54 + \sqrt{0.54^2 - 0.25^2}}$$

$$\chi_z = \chi_{min} = 0.9817 \leq 1$$

Alors :

$$N_{b,Rd} = 0.9817 \times 1 \times 159 \times \frac{235 \times 10^{-1}}{1.1} = 3334.66 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 1610.74 \text{ kN} \leq N_{b,Rd} = 3334.66 \text{ kN}$$

La condition est vérifiée. Le profilé choisi HEA 400 résiste donc au flambement suivant les deux directions $y - y$ et $z - z$.

VI.2.1.3. Vérification de l'effort normal :

Cette étape consiste à vérifier la relation suivante :

$$\frac{N_{sd}}{N_{Rd}} < 1$$

Nous avons :

$N_{sd} = 1610.74 \text{ kN}$: effort normal sollicitant

$N_{Rd} = 3735.98 \text{ kN}$: effort résistant

$$\frac{N_{sd}}{N_{Rd}} = \frac{1610.74}{3735.98} = 0.43 < 1$$

La condition est vérifiée, le poteau résiste donc à l'effort normal.

VI.2.1.4. Vérification au cisaillement :

La résistance au cisaillement est vérifiée lorsque l'effort tranchant V_{sd} satisfait la condition suivante :

$$V_{sd} \leq V_{pl,Rd} = \frac{f_y}{\gamma_{m_0}} \times \frac{A_v}{\sqrt{3}}$$

Pour la direction y (aire des semelles cisailée) :

* $A_{vy} = 11400 \text{ mm}^2$, donc :

$$V_{y,sd_{max}} = 30.54 \text{ kN} \leq V_{y,pl,Rd} = \frac{235}{1} \times \frac{11400}{\sqrt{3}} = 1546.72 \text{ kN}$$

Pour la direction z (aire de l'âme cisailée) :

* $A_{vz} = 5733 \text{ mm}^2$, donc :

$$V_{z,sd_{max}} = 4.01 \text{ kN} \leq V_{z,pl,Rd} = \frac{235}{1} \times \frac{5737}{\sqrt{3}} = 729.54 \text{ kN}$$

La condition sur l'effort tranchant est donc vérifiée, le profilé HEA 400 résiste donc au cisaillement. De plus, $V_{y,z,sd} < 0.5V_{y,z,pl,Rd}$ donc il n'y a pas d'interaction de l'effort tranchant sur le moment résistant.

VI.2.2. Bloc administratif :

Les calculs effectués par le logiciel Robot sur le modèle de la structure ont abouti à un profilé HEA400 au niveau du rez-de-chaussée avec les efforts internes suivants :

$$N_{sd} = 2439.48 \text{ kN} ; \begin{cases} M_{y,sd} = 7.77 \text{ kN.m} \\ M_{z,sd} = 20.60 \text{ kN.m} \end{cases} ; \begin{cases} V_{y,sd} = 18.42 \text{ kN} \\ V_{z,sd} = 6.86 \text{ kN} \end{cases}$$

VI.2.2.1. Vérification au déversement combiné :

Comme pour le premier bloc (parking), il est nécessaire d'effectuer une vérification au déversement combiné.

$$\bar{\lambda}_{lt} = \frac{\lambda_{lt}}{\lambda_i} \sqrt{\beta_w} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}}} > 0.4$$

Avec :

$W_{pl,y} = 2562 \times 10^3 \text{ mm}^3$: moment plastique de la section.

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

$\beta_w = 1$: facteur de corrélation (profilé de classe 1).

M_{cr} : moment critique élastique déterminé par la relation simplifiée suivante :

$$M_{cr} = \frac{C_1 \times \pi^2 \times E \times I_z}{kL^2} \times \left(\sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \times \left(\frac{I_w}{I_z}\right) + \frac{(k \times L)^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z} + (C_2 \times z_g)^2} - C_2 \times z_g \right)$$

(sections doublement symétriques)

Tel que :

- Facteurs de longueur effective :

* $k = 0.5$

* $k_w = 0.5$

- Facteurs des conditions de charge et d'appuis :

* $C_1 = 0.712$

* $C_2 = 0.652$

- Excentrement entre le point d'application de la charge et le centre de cisaillement :

* $z_g = \frac{h}{2} = 0.2\text{m}$

* $I_t = 189.0 \text{ cm}^4$

* $I_w = 2942 \times 10^3 \text{ cm}^6$

* $I_z = 8564 \text{ cm}^4$

Donc :

$M_{cr} = 40.24 \text{ MN.m}$

Alors :

$$\bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{\frac{1 \times 2562 \times 235 \times 10^{-6}}{40.24}} = 0.122 \leq 0.4$$

Il n'y a donc pas de risque de déversement.

VI.2.2.2. Vérification au flambement par flexion :

Afin de vérifier la stabilité des poteaux au flambement, on doit d'abord vérifier la condition suivante sur l'élanement réduit :

$$\bar{\lambda}_{max} = \max(\bar{\lambda}_y ; \bar{\lambda}_z) < 0.2$$

Le calcul est effectué selon l'axe d'inertie la plus forte y et l'axe d'inertie la plus faible z , tel que :

- * $\beta_A = 1$ (profilé HEA 400 de classe 1).
- * $\varepsilon = 1$ (nuance d'acier S235).
- * $\lambda_l = 93$
- * $i_y = 16.84 \text{ cm}$
- * $i_z = 7.34 \text{ cm}$
- * $N_{sd} = 2.44 \text{ MN}$
- * $A = 159.0 \text{ cm}^2$

La longueur de flambement l_f est déterminée à partir du rapport l_f/l calculé par la formule suivante :

$$\frac{l_f}{l} = \frac{1 + 0.145(\eta_1 + \eta_2) - 0.265\eta_1\eta_2}{2 - 0.364(\eta_1 + \eta_2) - 0.247\eta_1\eta_2}$$

Dans notre cas, il s'agit de nœuds encastres, nous avons donc $\eta_1 = \eta_2 = 0$, alors :

$$\frac{l_f}{l} = 0.5$$

Nous avons donc :

Tableau VI.2 : Valeurs de l'élanement réduit pour les deux directions $y - y$ et $z - z$ [bloc administratif]

	Suivant l'axe $y - y$	Suivant l'axe $z - z$
Longueur de flambement l_f	$l_f = 0.5l = 1.7 \text{ m}$	$l_f = 0.5l = 1.7 \text{ m}$
Elanement λ	$\lambda = 10.1$	$\lambda = 23.16$
Elanement réduit $\bar{\lambda}$	$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_l} \sqrt{\beta_A} = 0.11 < 0.2$	$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_l} \sqrt{\beta_A} = 0.25 > 0.2$

La condition n'est pas vérifiée pour l'axe $z - z$, le risque de flambement est donc présent pour cette direction.

La résistance au flambement est vérifiée par la formule suivante :

$$N_{sd} < N_{b,Rd} = \chi \times A \times \beta_A \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

Nous avons :

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{390}{300} = 1.3 > 1.2 \\ t_f = 19 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{cases}$$

Dimensionnement des éléments

Selon l'axe $z - z$, la courbe de flambement appropriée est la courbe b .

Donc : $\alpha = 0.34$

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

$$\phi_z = 0.5[1 + 0.34(0.25 - 0.2) + 0.25^2]$$

$$\phi_z = 0.54$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}}$$

$$\chi_z = \frac{1}{0.54 + \sqrt{0.54^2 - 0.25^2}}$$

$$\chi_z = \chi_{min} = 0.9817 \leq 1$$

Alors :

$$N_{b,Rd} = 0.9817 \times 1 \times 159 \times \frac{235 \times 10^{-1}}{1.1} = 3334.66 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 2439.48 \text{ kN} \leq N_{b,Rd} = 3334.66 \text{ kN}$$

La condition est vérifiée. Le profilé choisi HEA 400 résiste donc au flambement suivant les deux directions $y - y$ et $z - z$.

VI.2.2.3. Vérification de l'effort normal :

Cette étape consiste à vérifier la relation suivante :

$$\frac{N_{sd}}{N_{Rd}} < 1$$

Nous avons :

$N_{sd} = 2439.48 \text{ kN}$: effort normal sollicitant

$N_{Rd} = 3735.98 \text{ kN}$: effort résistant

$$\frac{N_{sd}}{N_{Rd}} = \frac{2439.48}{3735.98} = 0.65 < 1$$

La condition est vérifiée, le poteau résiste donc à l'effort normal.

VI.2.2.4. Vérification au cisaillement :

La résistance au cisaillement est vérifiée lorsque l'effort tranchant V_{sd} satisfait la condition suivante :

$$V_{sd} \leq V_{pl,Rd} = \frac{f_y}{\gamma_{m_0}} \times \frac{A_v}{\sqrt{3}}$$

Pour la direction y (aire des semelles cisailée) :

* $A_{vy} = 11400 \text{ mm}^2$, donc :

$$V_{y,sd_{max}} = 18.42 \text{ kN} \leq V_{y,pl,Rd} = \frac{235}{1} \times \frac{11400}{\sqrt{3}} = 1546.72 \text{ kN}$$

Dimensionnement des éléments

Pour la direction z (aire de l'âme cisillée) :

* $A_{vz} = 5733 \text{ mm}^2$, donc :

$$V_{z,sd_{max}} = 6.86 \text{ kN} \leq V_{z,pl,Rd} = \frac{235}{1} \times \frac{5377}{\sqrt{3}} = 729.54 \text{ kN}$$

La condition sur l'effort tranchant est donc vérifiée, le profilé HEA 400 résiste donc au cisaillement. De plus, $V_{y,z_{sd}} < 0.5V_{y,z_{pl,Rd}}$ donc il n'y a pas d'interaction de l'effort tranchant sur le moment résistant.

VI.3. Dimensionnement des poutres :

Les poutres principales et secondaires (solives) doivent résister à l'effort tranchant, ainsi qu'au moment fléchissant induits par les différentes combinaisons de charges. La combinaison d'actions la plus défavorable qui donne les efforts maximaux pour les poutres est la combinaison à l'ELU : $1.35G + 1.5Q$.

La vérification de la stabilité des poutres au voilement et au déversement n'est pas nécessaire dans notre cas, car les poutres de l'ouvrage sont maintenues latéralement, empêchant l'instabilité par déversement. Elles sont également fixées à la dalle du plancher par des connecteurs, annulant le phénomène de déversement des semelles. De plus, les sections des profilés employés (IPE 140, IPE 220, IPE 600, HEA 450) sont de classe 1, ce qui implique qu'elles peuvent atteindre leur résistance plastique, et que les dimensions de leurs âmes sont telles qu'elles ne soient pas sensibles au phénomène de voilement par cisaillement.

Les résultats des calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.3 : Vérification de la résistance des poutres

Premier bloc (parking)							
Profilés	$V_{sd_{max}}$ (kN)	$V_{pl,Rd}$ (kN)	$\frac{V_{sd}}{V_{pl,Rd}}$	$\frac{V_{sd}}{0.5V_{pl,Rd}}$	$M_{sd_{max}}$ (kN)	$M_{pl,Rd}$ (kN.m)	$\frac{M_{sd}}{M_{pl,Rd}}$
Solives IPE 220	42.76	196.115	$0.22 < 1$	$0.44 < 1$	43.29	66.975	$0.65 < 1$
Poutres principales HEA 450	143.49	811.35	$0.18 < 1$	$0.35 < 1$	246.01	755.76	$0.33 < 1$
Bloc administratif							
Profilés	$V_{sd_{max}}$ (kN)	$V_{pl,Rd}$ (kN)	$\frac{V_{sd}}{V_{pl,Rd}}$	$\frac{V_{sd}}{0.5V_{pl,Rd}}$	$M_{sd_{max}}$ (kN)	$M_{pl,Rd}$ (kN.m)	$\frac{M_{sd}}{M_{pl,Rd}}$
Solives IPE 140	5.82	94.23	$0.06 < 1$	$0.12 < 1$	9.44	20.75	$0.45 < 1$
Poutres principales IPE 600	222.18	1033.61	$0.21 < 1$	$0.43 < 1$	528.30	755.76	$0.70 < 1$

Selon les précédents résultats de calcul, les profilés choisis pour les poutres principales et secondaires des deux blocs de l'ouvrage répondent aux exigences de résistance préconisées par le règlement C.C.M. 97 et l'Eurocode 3.

VI.4. Dimensionnement des barres de contreventement :

Les palées de contreventement représentent un système statique conçu afin d'assurer la stabilité globale de la structure face aux efforts horizontaux régis par les sollicitations accidentelles telles que le séisme, le vent, etc.

Dans le cas de notre ouvrage, le choix effectué pour les barres de contreventement consiste en des palées de contreventement en X sollicitées en traction uniquement. La section d'acier choisie pour ces éléments pour les deux blocs est un profilé de type double UPN 220. Il possède les caractéristiques suivantes :

- * Inertie selon l'axe fort : $I_y = 2690 \text{ cm}^4$.
- * Poids : $P = 29.4 \text{ kg/m}$.
- * Module de résistance plastique selon l'axe y-y : $W_{pl,y} = 292 \times 10^3 \text{ mm}^3$.
- * Profilé de classe 1.

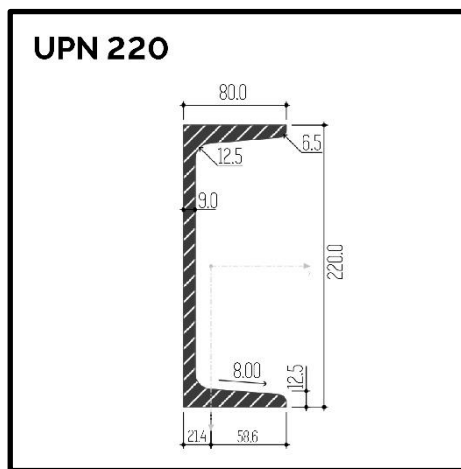


Figure VI.3 : Schéma d'un UPN 220

La combinaison d'actions la plus défavorable qui donne les efforts maximaux pour les palées de contreventement est la combinaison : $G + Q + E_x$.

VI.4.1. Vérification à la traction :

Afin de s'assurer que les barres de contreventement résistent bien à la traction, il faut vérifier la condition suivante :

$$N_{sd} \leq N_{t,Rd} = N_{pl,Rd}$$

Avec :

* N_{sd} : effort normal sollicitant

* $N_{t,Rd}$: résistance à la traction

$$N_{t,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

* A : aire de la section composée

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

Dimensionnement des éléments

Les résultats des calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.4 : Vérification de la résistance à la traction des palées de contreventement

Premier bloc (parking)			
Profilé	N_{sd} (kN)	$N_{t,Rd}$ (kN)	Condition
UPN 220	565.19	7990	Vérifiée
Bloc administratif			
Profilé	N_{sd} (kN)	$N_{t,Rd}$ (kN)	Condition
UPN 220	544.46	7990	Vérifiée

VI.4.2. Vérification au flambement :

Afin de vérifier la stabilité des barres au flambement, on doit d'abord vérifier la condition suivante sur l'élançement réduit :

$$\bar{\lambda}_{max} = \max(\bar{\lambda}_y ; \bar{\lambda}_z) < 0.2$$

Le calcul est effectué selon l'axe d'inertie la plus forte y et l'axe d'inertie la plus faible z , tel que :

- * $\beta_A = 1$ (profilé UPN 220 de classe 1).
- * $\varepsilon = 1$ (nuance d'acier S235).
- * $\lambda_l = 93$
- * $i_y = 8.48 \text{ cm}$
- * $i_z = 2.30 \text{ cm}$
- * $N_{sd_{parking}} = 565.19 \text{ kN}$; $N_{sd_{admin}} = 544.46 \text{ kN}$
- * $A = 37.4 \text{ cm}^2$

La longueur de flambement l_f est déterminée à partir du rapport l_f/l calculé par la formule suivante :

$$\frac{l_f}{l} = \frac{1 + 0.145(\eta_1 + \eta_2) - 0.265\eta_1\eta_2}{2 - 0.364(\eta_1 + \eta_2) - 0.247\eta_1\eta_2}$$

Dans notre cas, il s'agit de nœuds encastres, nous avons donc $\eta_1 = \eta_2 = 0$, alors :

$$\frac{l_f}{l} = 0.5$$

Nous avons donc :

Tableau VI.5 : Valeurs de l'élançement réduit pour les deux directions $y - y$ et $z - z$ [premier bloc (parking)]

	Suivant l'axe $y - y$	Suivant l'axe $z - z$
Longueur de flambement l_f	$l_f = 0.5l = 2.11 \text{ m}$	$l_f = 0.5l = 2.11 \text{ m}$
Elancement λ	$\lambda = 24.88$	$\lambda = 91.74$
Elancement réduit $\bar{\lambda}$	$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_l} \sqrt{\beta_A} = 0.27 > 0.2$	$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_l} \sqrt{\beta_A} = 0.99 > 0.2$

Dimensionnement des éléments

La condition n'est pas vérifiée pour les deux axes, le risque de flambement est donc présent.

La résistance au flambement est vérifiée par la formule suivante :

$$N_{sd} < N_{b,Rd} = \chi \times A \times \beta_A \times \frac{f_y}{\gamma_{m_0}}$$

Nous avons :

La courbe de flambement appropriée est la courbe c , donc : $\alpha = 0.49$.

$$\phi_y = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2] ; \quad \phi_z = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2]$$

$$\phi_y = 0.5[1 + 0.49(0.27 - 0.2) + 0.27^2] ; \quad \phi_z = 0.5[1 + 0.49(0.99 - 0.2) + 0.99^2]$$

$$\phi_y = 0.55 ; \quad \phi_z = 1.18$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} ; \quad \chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}}$$

$$\chi_y = \frac{1}{0.55 + \sqrt{0.55^2 - 0.27^2}} ; \quad \chi_z = \frac{1}{1.18 + \sqrt{1.18^2 - 0.99^2}}$$

$$\chi_y = \chi_{min} = 0.9717 \leq 1$$

Alors :

$$N_{b,Rd} = 0.9717 \times 1 \times 37.4 \times \frac{235 \times 10^{-1}}{1.1} = 776.39 \text{ kN}$$

$$N_{sd \text{ parking}} = 565.19 \text{ kN} \leq N_{b,Rd} = 776.39 \text{ kN}$$

$$N_{sd \text{ admin}} = 544.46 \text{ kN} \leq N_{b,Rd} = 776.39 \text{ kN}$$

La condition est vérifiée. Le profilé choisi UPN 220 résiste donc au flambement suivant les deux directions $y - y$ et $z - z$.

Selon les précédents résultats de calcul, le profilé choisi pour les barres de contreventement des deux blocs de l'ouvrage répond aux exigences de résistance préconisées par le règlement C.C.M. 97 et l'Eurocode 3.

VI.5. Dimensionnement des poutres de rampes :

Les poutres de rampes servent à supporter la dalle de la rampe reliant les deux demi-niveaux de chaque étage du parking.

Ces éléments doivent résister à l'effort tranchant, ainsi qu'au moment fléchissant induits par les différentes combinaisons de charges, mais aussi aux actions horizontales du séisme en raison de la pente.

La combinaison d'actions la plus défavorable qui donne les efforts maximaux pour ces poutres est la combinaison suivante : $G + Q + E_y$.

La vérification de la stabilité des poutres au voilement et au déversement n'est pas nécessaire dans notre cas, car les poutres de l'ouvrage sont maintenues latéralement, empêchant l'instabilité par déversement. Elles sont également fixées à la dalle du plancher par des connecteurs, annulant le phénomène de déversement

Dimensionnement des éléments

des semelles. De plus, la section du profilé employé IPE 220 est de classe 1, ce qui implique qu'elle peut atteindre sa résistance plastique, et que les dimensions de son âme est telle qu'elle ne soit pas sensible au phénomène de voilement par cisaillement.

Les résultats des calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.6 : Vérification de la résistance des poutres de rampes

Premier bloc (parking)							
Profilés	$V_{sd,max}$ (kN)	$V_{pl,Rd}$ (kN)	$\frac{V_{sd}}{V_{pl,Rd}}$	$\frac{V_{sd}}{0.5V_{pl,Rd}}$	$M_{sd,max}$ (kN.m)	$M_{pl,Rd}$ (kN.m)	$\frac{M_{sd}}{M_{pl,Rd}}$
Solives IPE 220 (L = 5m) (e = 1.44m)	17.56	196.115	0.09 < 1	0.18 < 1	2.42	66.975	0.04 < 1
Poutres principales HEA 450 (L = 10.14m) (e = 5m)	195.34	811.35	0.24 < 1	0.48 < 1	56.59	755.76	0.07 < 1

Selon les précédents résultats de calcul, les profilés choisis pour les poutres principales et secondaires des rampes répondent aux exigences de résistance préconisées par le règlement C.C.M. 97 et l'Eurocode 3.

VI.6. Dimensionnement des escaliers :

Les escaliers représentent un élément de l'ouvrage permettant de passer d'un niveau à l'autre pour les piétons.

Dans notre cas, les escaliers de l'ouvrage étudié sont à volée droite en béton armé comportant trois volées et deux paliers intermédiaires pour le bloc administratif et deux volées avec un palier intermédiaire pour le premier bloc (parking), comme illustré dans la figure ci-dessous :

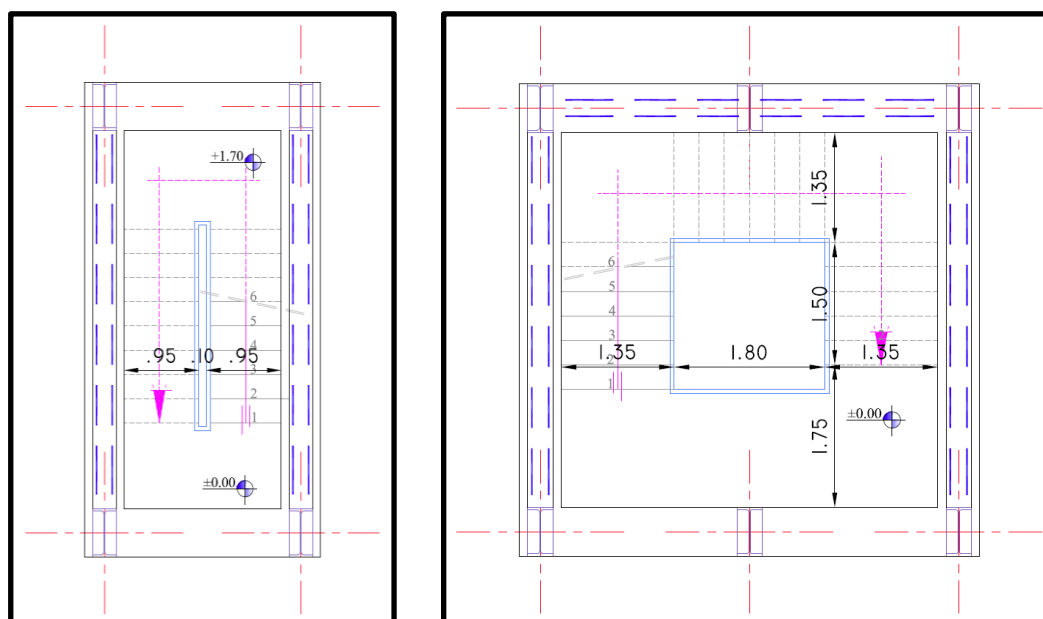


Figure VI.4 : Vue en plan des escaliers [Autodesk AutoCAD]

VI.6.1. Premier bloc (parking) :

VI.6.1.1. Dimensions :

La hauteur sous-plafond de l'étage et de $H = 3.1m$. La hauteur des volées est de :

$$H_1 = H_2 = 1.55m$$

Les dimensions des marches sont les suivantes :

Hauteur de marche : $16\text{ cm} \leq h \leq 21\text{ cm}$

Giron : $25\text{ cm} \leq g \leq 32\text{ cm}$

D'après la formule de Blondel, nous avons :

$$58\text{cm} \leq g + 2h \leq 64\text{cm}$$

On prend $h = 17\text{ cm}$ et $g = 30\text{ cm}$.

On détermine également le reste des dimensions de l'escalier :

Nombre de contre-marches :

$$n = \frac{H_1}{h} = \frac{155}{17} = 9.11$$

On prend donc $n = 9$ contre-marches.

Nombre de marches :

$$m = n - 1 = 8 \text{ marches.}$$

Longueur en plan des volées :

$$L_1 = L_2 = g \times m = 30 \times 8 = 240\text{ cm} = 2.4\text{ m}$$

Pente de l'escalier :

$$\alpha = \arctan\left(\frac{h}{g}\right) = \arctan\left(\frac{17}{30}\right) = 29.54^\circ$$

Epaisseur de la paillasse :

$$\frac{L'}{30} = \frac{240}{30 \cos(29.54^\circ)} = 9.195 \leq e \leq \frac{L'}{25} = \frac{240}{25 \cos(29.54^\circ)} = 11.034$$

On prend $e = 10\text{ cm}$.

VI.6.1.2. Calcul du ferrailage :

Le ferrailage des escaliers est calculé en flexion simple pour une largeur de $1m$ et une section de béton $b \times h = (100 \times 10)\text{ cm}^2$.

Charges permanentes :

$$G = P_{\text{paillasse}} + P_{\text{marches}} + P_{\text{carrelage}} + P_{\text{mortier}}$$

$$P_{\text{paillasse}} = 25 \times \frac{0.1}{\cos(29.54^\circ)} \times 1 = 2.87\text{ kN/m}^2$$

$$P_{\text{carrelage}} = 0.40\text{ kN/m}^2$$

$$P_{\text{marches}} = 25 \times \frac{0.17}{2} \times 1 = 2.125\text{ kN/m}^2$$

$$P_{\text{mortier}} = 0.27\text{ kN/m}^2$$

$$\text{Donc : } G = 5.67\text{ kN/m}^2$$

Charges d'exploitation :

$$Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$$

Charges sur la pailleasse :

$$\text{ELU: } P_{ELU} = 1.35G + 1.5Q = 11.40 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{ELS: } P_{ELS} = G + Q = 8.17 \text{ kN/m}^2$$

Les moments en travée et au niveau des appuis sont les suivants :

ELU :

$$M_{\text{travée}} = 9.89 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{appui}} = 4.65 \text{ kN.m}$$

$$T_{\text{max}} = 16.28 \text{ kN}$$

ELS :

$$M_{\text{travée}} = 7.09 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{appui}} = 3.33 \text{ kN.m}$$

$$T_{\text{max}} = 11.67 \text{ k}$$

Les étapes de calcul du ferrailage sont résumées dans l'organigramme de la flexion simple (Annexe 4)

VI.6.1.2.1. Calcul du ferrailage longitudinal :

En travée :

$$* \mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{9.89 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times \frac{0.85 \times 25}{1.5}} = 0.086 < 0.187 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\text{Pivot A: } \begin{cases} \varepsilon_s = 10\text{‰} \\ \varepsilon_b \leq 3.5\text{‰} \\ A_{sc} = 0 \end{cases}$$

$$* \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.086)}) = 0.1125$$

$$* \varepsilon_b = \frac{\alpha}{1 - \alpha} \varepsilon_s = 1.268\text{‰}$$

$$* \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$* Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.9(1 - 0.4 \times 0.1125) = 0.8595$$

$$* A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = 3.31 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

Condition de non fragilité :

$$A_{s_{\min}} = \frac{0.23 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.9 \times 2.1}{400} = 10.87 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

$$A_s < A_{s_{\min}} \text{ donc } A_s = A_{s_{\min}} = 10.87 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

Selon le tableau des sections de ferrailage (Annexe 3), la section choisie est : $A_s = 12.06 \text{ cm}^2$. Le ferrailage adopté est donc $6\phi 16/\text{m}_L$.

L'espacement est calculé comme suit :

$$S_t \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = \min(3 \times 10 ; 33\text{cm}) = 30\text{cm}$$

On prend $S_t = 20\text{cm} < 30\text{cm}$ vérifiée.

Les armatures de répartition sont calculées comme suit :

$$* A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{12.06}{4} = 3.02 \text{ cm}^2/m_L$$

On choisit donc $4\phi 10$ ($A_s = 3.14 \text{ cm}^2/m_L$).

$$* S_t \leq \min(4h ; 45\text{cm}) = \min(4 \times 10 ; 45\text{cm}) = 40\text{cm}$$

On prend $S_t = 33\text{cm} < 40\text{cm}$ vérifiée.

Sur appui :

$$* \mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{4.65 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times \frac{0.85 \times 25}{1.5}} = 0.041 < 0.187 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\text{Pivot A : } \begin{cases} \varepsilon_s = 10\text{‰} \\ \varepsilon_b \leq 3.5\text{‰} \\ A_{sc} = 0 \end{cases}$$

$$* \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.041)}) = 0.0523$$

$$* \varepsilon_b = \frac{\alpha}{1 - \alpha} \varepsilon_s = 0.552\text{‰}$$

$$* \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$* Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.9(1 - 0.4 \times 0.0523) = 0.8812$$

$$* A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = 1.52 \text{ cm}^2/m_L$$

Condition de non fragilité :

$$A_{smin} = \frac{0.23 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.9 \times 2.1}{400} = 10.87 \text{ cm}^2/m_L$$

$$A_s < A_{smin} \text{ donc } A_s = A_{smin} = 10.87 \text{ cm}^2/m_L$$

Selon le tableau des sections de ferrailage (Annexe 3), la section choisie est : $A_s = 12.06 \text{ cm}^2$. Le ferrailage adopté est donc $6\phi 16/m_L$.

L'espacement est calculé comme suit :

$$S_t \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = \min(3 \times 10 ; 33\text{cm}) = 30\text{cm}$$

On prend $S_t = 20\text{cm} < 30\text{cm}$ vérifiée.

VI.6.1.2.2. Calcul du ferrailage transversal :

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires s'il n'y a pas de reprise de bétonnage et que $\tau_u \leq \bar{\tau}$.

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 \times d} = \frac{16.28}{1 \times 0.9} = 0.018 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.167 \text{ MPa}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}$: les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Le schéma du ferrailage est le suivant :

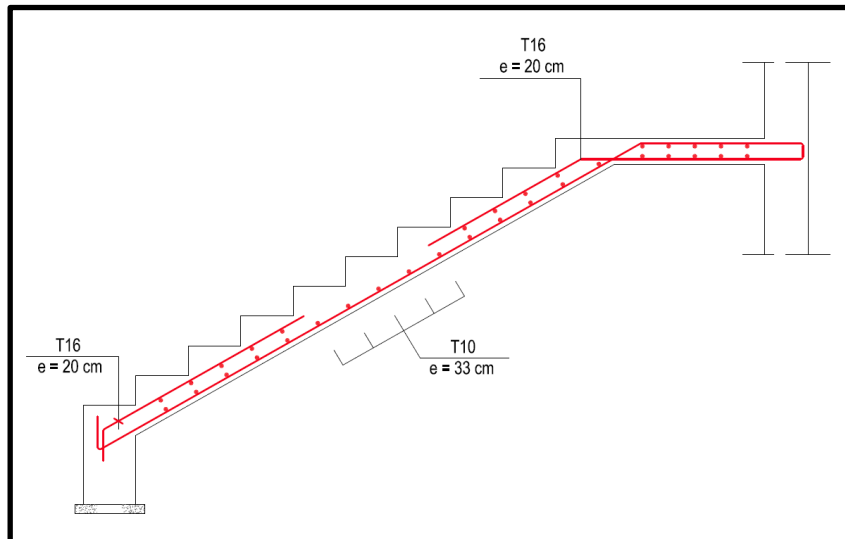


Figure VI.5 : Schéma de ferrailage des escaliers [premier bloc (parking)]
[Autodesk AutoCAD]

VI.6.2. Bloc administratif :

VI.6.2.1. Dimensions :

La hauteur sous-plafond de l'étage et de $H = 3.3m$. La hauteur des volées est de :

$$H_1 = H_2 = H_3 = 1.1m$$

Les dimensions des marches sont les suivantes :

Hauteur de marche : $16\text{ cm} \leq h \leq 21\text{ cm}$

Giron : $25\text{ cm} \leq g \leq 32\text{ cm}$

D'après la formule de Blondel, nous avons :

$$58\text{cm} \leq g + 2h \leq 64\text{cm}$$

On prend $h = 18\text{ cm}$ et $g = 30\text{ cm}$.

On détermine également le reste des dimensions de l'escalier :

Nombre de contre-marches :

$$n = \frac{H_1}{h} = \frac{110}{18} = 6.11$$

On prend donc $n = 6$ contre-marches.

Nombre de marches :

$$m = n - 1 = 5 \text{ marches.}$$

Longueur en plan des volées :

$$L_1 = L_2 = L_3 = g \times m = 30 \times 5 = 150\text{ cm} = 1.5\text{ m}$$

Pente de l'escalier :

$$\alpha = \arctan\left(\frac{h}{g}\right) = \arctan\left(\frac{18}{30}\right) = 30.96^\circ$$

Epaisseur de la paillasse :

$$\frac{L'}{30} = \frac{150}{30 \cos(30.96^\circ)} = 5.83 \leq e \leq \frac{L'}{25} = \frac{150}{25 \cos(30.96^\circ)} = 7.00$$

On prend $e = 6 \text{ cm}$.

VI.6.2.2. Calcul du ferrailage :

Le ferrailage des escaliers est calculé en flexion simple pour une largeur de 1 m et une section de béton $b \times h = (100 \times 6) \text{ cm}^2$.

Charges permanentes :

$$G = P_{\text{paillasse}} + P_{\text{marches}} + P_{\text{carrelage}} + P_{\text{mortier}}$$

$$P_{\text{paillasse}} = 25 \times \frac{0.06}{\cos(30.96^\circ)} \times 1 = 1.75 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{\text{carrelage}} = 0.40 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{\text{marches}} = 25 \times \frac{0.18}{2} \times 1 = 2.25 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{\text{mortier}} = 0.27 \text{ kN/m}^2$$

Donc : $G = 4.67 \text{ kN/m}^2$

Charges d'exploitation :

$$Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$$

Charges sur la paillasse :

$$\text{ELU: } P_{ELU} = 1.35G + 1.5Q = 10.05 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{ELS: } P_{ELS} = G + Q = 7.17 \text{ kN/m}^2$$

Les moments en travée et au niveau des appuis sont les suivants :

ELU :

$$M_{\text{travée}} = 3.69 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{appui}} = 1.74 \text{ kN.m}$$

$$T_{\text{max}} = 9.35 \text{ kN}$$

ELS :

$$M_{\text{travée}} = 2.64 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{appui}} = 1.24 \text{ kN.m}$$

$$T_{\text{max}} = 6.67 \text{ kN}$$

Les étapes de calcul du ferrailage sont résumées dans l'organigramme de la flexion simple (Annexe 4)

VI.6.2.2.1. Calcul du ferrailage longitudinal :

En travée :

$$* \mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{3.69 \times 10^3}{100 \times 5.4^2 \times \frac{0.85 \times 25}{1.5}} = 0.089 < 0.187 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\text{Pivot A: } \begin{cases} \varepsilon_s = 10\text{‰} \\ \varepsilon_b \leq 3.5\text{‰} \\ A_{sc} = 0 \end{cases}$$

$$* \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.089)}) = 0.1167$$

$$* \varepsilon_b = \frac{\alpha}{1 - \alpha} \varepsilon_s = 1.321\text{‰}$$

$$* \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

Dimensionnement des éléments

$$* Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.54(1 - 0.4 \times 0.1167) = 0.5148$$

$$* A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = 2.06 \text{ cm}^2/m_L$$

Condition de non fragilité :

$$A_{s_{min}} = \frac{0.23 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.54 \times 2.1}{400} = 6.52 \text{ cm}^2/m_L$$

$$A_s < A_{s_{min}} \text{ donc } A_s = A_{s_{min}} = 6.52 \text{ cm}^2/m_L$$

Selon le tableau des sections de ferrailage (Annexe 3), la section choisie est : $A_s = 6.79 \text{ cm}^2$. Le ferrailage adopté est donc $6\phi 12/m_L$.

L'espacement est calculé comme suit :

$$S_t \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = \min(3 \times 10 ; 33\text{cm}) = 30\text{cm}$$

On prend $S_t = 20\text{cm} < 30\text{cm}$ vérifiée.

Les armatures de répartition sont calculées comme suit :

$$* A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.6975 \text{ cm}^2/m_L$$

On choisit donc $4\phi 8$ ($A_s = 2.01 \text{ cm}^2/m_L$).

$$* S_t \leq \min(4h ; 45\text{cm}) = \min(4 \times 10 ; 45\text{cm}) = 40\text{cm}$$

On prend $S_t = 33\text{cm} < 40\text{cm}$ vérifiée.

Sur appui :

$$* \mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.74 \times 10^3}{100 \times 5.4^2 \times \frac{0.85 \times 25}{1.5}} = 0.042 < 0.187 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\text{Pivot A : } \begin{cases} \varepsilon_s = 10\text{‰} \\ \varepsilon_b \leq 3.5\text{‰} \\ A_{sc} = 0 \end{cases}$$

$$* \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.042)}) = 0.0537$$

$$* \varepsilon_b = \frac{\alpha}{1 - \alpha} \varepsilon_s = 0.567\text{‰}$$

$$* \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$* Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.54(1 - 0.4 \times 0.0537) = 0.5284$$

$$* A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = 0.95 \text{ cm}^2/m_L$$

Condition de non fragilité :

$$A_{s_{min}} = \frac{0.23 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.54 \times 2.1}{400} = 6.52 \text{ cm}^2/m_L$$

$$A_s < A_{s_{min}} \text{ donc } A_s = A_{s_{min}} = 6.52 \text{ cm}^2/m_L$$

Dimensionnement des éléments

Selon le tableau des sections de ferrailage (Annexe 3), la section choisie est : $A_s = 6.79 \text{ cm}^2$. Le ferrailage adopté est donc $6\phi 12/m_L$.

L'espacement est calculé comme suit :

$$S_t \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = \min(3 \times 10 ; 33\text{cm}) = 30\text{cm}$$

On prend $S_t = 20\text{cm} < 30\text{cm}$ vérifiée.

VI.6.2.2. Calcul du ferrailage transversal :

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires s'il n'y a pas de reprise de bétonnage et que $\tau_u \leq \bar{\tau}$.

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 \times d} = \frac{9.35}{1 \times 0.54} = 0.017 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.167 \text{ MPa}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}$: les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Le schéma du ferrailage est le suivant :

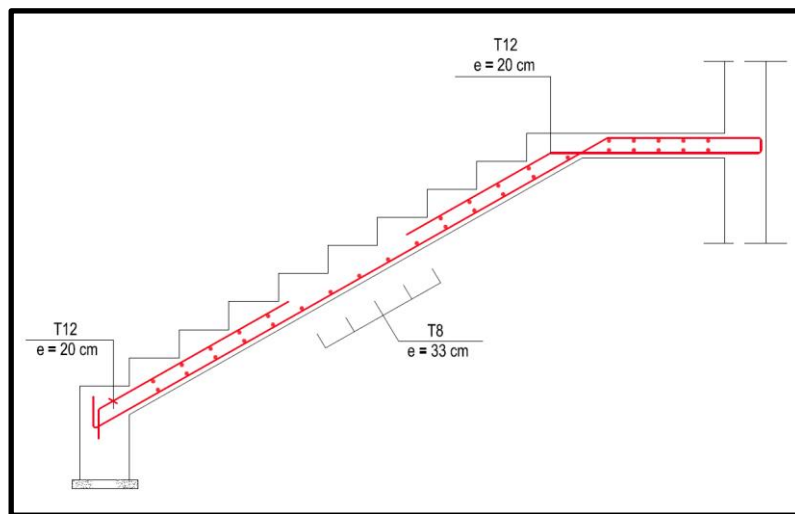


Figure VI.6 : Schéma de ferrailage des escaliers (Bloc administratif)
[Autodesk AutoCAD]

VI.7. Dimensionnement de l'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire encastré au plancher terrasse. Il subit une flexion composée due à un effort normal régi par son poids propre, et un moment fléchissant régi par la main courante.

Ce projet comporte un acrotère au niveau du plancher terrasse inaccessible du bloc administratif. Le calcul est effectué pour une bande de 1m de longueur.

Les charges appliquées sur l'acrotère sont les suivantes :

$$\begin{cases} G = 1.78 \text{ kN/m} \\ Q = 1 \text{ kN/m} \end{cases}$$

VI.7.1. Calcul des efforts :

Les efforts agissant sur l'acrotère sont les suivants :

Tableau VI.7 : Efforts agissant sur l'acrotère

Efforts	ELU	ELS
Effort normal N	$N_u = 1.35G = 2.4 \text{ kN}$	$N_s = G = 1.78 \text{ kN}$
Moment fléchissant M	$M_u = 1.5Q \times h = 0.9 \text{ kN.m}$	$M_s = Q \times h = 0.6 \text{ kN.m}$
Effort tranchant T	$T_u = 1.5Q = 1.5 \text{ kN}$	$T_s = Q = 1 \text{ kN}$

VI.7.2. Calcul du ferrailage longitudinal :

La section d'un élément soumis à la flexion composée peut être soit entièrement comprimée, soit entièrement tendue, ou bien partiellement tendue/comprimée. Afin de détecter le mode de travail, on calcule les paramètres suivants :

L'excentricité entre le centre de pression et le centre de gravité :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.4} = 0.375 \text{ m} = 37.5 \text{ cm} > d - c = 6 \text{ cm}$$

Facteur de remplissage du diagramme parabole-rectangle :

$$\psi = \frac{0.375 + \frac{N(d - c) - M}{bh^2 f_{bu}}}{0.857 - \frac{c}{h}} = \frac{0.375 + \frac{(2.4)(0.08 - 0.02) - 0.9}{0.1^2 \times 14.17 \times 10^3}}{0.857 - \frac{0.02}{0.1}} = 0.56 < 0.81$$

Le centre de poussée est situé en dehors des deux nappes d'armatures, et le facteur de remplissage est inférieur à 0.81, la section est donc partiellement comprimée et le calcul revient au calcul de ferrailage en flexion simple.

$$* M_{as} = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) = 0.9 + 2.4 \times \left(\frac{0.1}{2} - 0.02 \right) = 0.972 \text{ kN.m}$$

$$* \mu = \frac{M_{as}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0.972 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.17} = 0.0107 < 0.187 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\text{Pivot A : } \begin{cases} \varepsilon_s = 10\text{‰} \\ \varepsilon_b \leq 3.5\text{‰} \\ A_{sc} = 0 \end{cases}$$

$$* \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.0107)}) = 0.0134$$

$$* \varepsilon_b = \frac{\alpha}{1 - \alpha} \varepsilon_s = \frac{0.0134}{1 - 0.0134} \times 0.01 = 0.1358\text{‰}$$

$$* \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$* Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.08(1 - 0.4 \times 0.0134) = 0.0796 \text{ m}$$

$$* A_s = \frac{M_{as}}{Z \times \sigma_s} = \frac{0.972}{0.0796 \times 348} = 3.51 \text{ cm}^2/m_L$$

$$* A_{st} = A_s - \frac{N_u}{\sigma_s} = 3.51 - 0.69 = 2.82 \text{ cm}^2/m_L$$

Condition de non-fragilité :

$$A_{st} \geq A_{smin} = \frac{0.23 \times d \times f_{t28}}{f_e} = 0.966 \text{ cm}^2/m_L$$

$A_{st} > A_{smin}$ vérifiée.

Selon le tableau des sections de ferrailage (Annexe 3), la section choisie est : $A_s = 3.93 \text{ cm}^2$. Le ferrailage adopté est donc $5\phi 10/m_L$.

Dimensionnement des éléments

L'espacement est calculé comme suit :

$$S_t \leq \min(3h ; 33cm) = \min(3 \times 10 ; 33cm) = 30cm$$

On prend $S_t = 20cm < 30cm$ vérifiée.

Les armatures de répartition sont calculées comme suit :

$$* A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.9825 cm^2 / m_L$$

On choisit donc $4\phi 8$

$$* S_t \leq \min(4h ; 45cm) = \min(4 \times 10 ; 45cm) = 40cm$$

On prend $S_t = 20cm < 40cm$ vérifiée.

VI.7.3. Calcul du ferrailage transversal :

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires s'il n'y a pas de reprise de bétonnage et que $\tau_u \leq \bar{\tau}$.

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 \times d} = \frac{1.5}{1 \times 0.08} = 0.019 MPa \leq \bar{\tau} = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.167 MPa$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}$: les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Le schéma du ferrailage est le suivant :

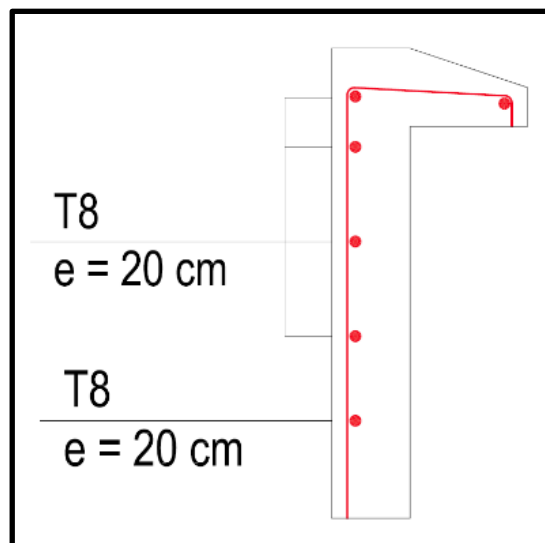


Figure VI.7 : Schéma de ferrailage de l'acrotère
[Autodesk AutoCAD]

VI.8. Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons effectué le dimensionnement final des éléments porteurs et secondaires de l'ouvrage conformément à la réglementation. Les sections finales sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau VI.8 : Sections finales des éléments de l'ouvrage

Bloc de l'ouvrage		Élément de la structure	Profilé choisi
Premier bloc (parking)	Etage courant	Solives	IPE 220
		Poutres principales	HEA 450
		Poteaux	HEA 400
	Terrasse accessible	Solives	IPE 220
		Poutres principales	HEA 450
	Contreventement	Palées en X	UPN 220
	Rampe	Solives	IPE 220
		Poutres principales	HEA 450
	Escalier	Deux volées	<i>T16/e20</i> <i>T10/e33</i> <i>T16/e20</i>
Bloc administratif	Etage courant	Solives	IPE 140
		Poutres principales	IPE 600
		Poteaux	HEA 400
	Terrasse inaccessible	Solives	IPE 140
		Poutres principales	IPE 600
		Acrotère	<i>T8/e20</i> <i>T8/e20</i>
	Contreventement	Palées en X	UPN 220
	Escalier	Trois volées	<i>T12/e20</i> <i>T8/e33</i> <i>T12/e20</i>

CHAPITRE VII

Calcul des assemblages

VII.1. Introduction :

En construction métallique, le calcul des assemblages est d'une importance aussi grande que celle du dimensionnement des éléments structurels du bâtiment. Il s'agit des procédés de liaison entre les différentes pièces métalliques, permettant de les solidariser en assurant la transmission et la répartition des sollicitations, sans générer des actions internes résiduelles, notamment celles de torsion.

On distingue deux principaux types d'assemblages :

- Assemblages articulés : ils permettent de transmettre les efforts directs tels que les efforts tranchants, mais ne transmettent pas les moments de flexion.

- Assemblages encastrés : ils sont assimilables à des encastremements parfaits, et permettent le transfert des efforts de façon à ce que les rotations au droit des deux pièces jointes soient les mêmes.

Dans ce projet, le calcul des assemblages est effectué selon les recommandations du règlement algérien C.C.M. 97, et de l'Eurocode 3.

VII.2. Modes d'assemblages :

Les principaux modes d'assemblages sont les suivants :

- Boulonnage : il s'agit du moyen d'assemblage mécanique le plus employé en construction métallique. Le boulon comporte une tête hexagonale, un corps cylindrique fileté et un écrou hexagonal. Ces éléments travaillent soit en traction ou en cisaillement, et leur serrage est effectué manuellement ou à l'aide d'un appareillage pneumatique.

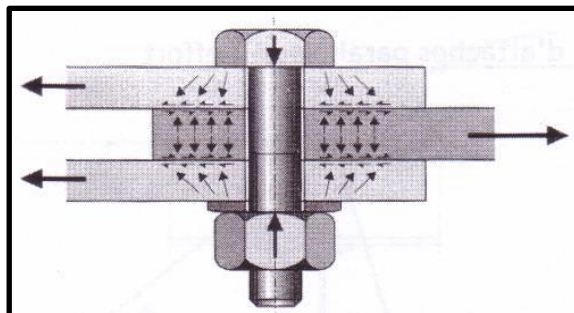


Figure VII.1 : Schéma du principe de boulonnage

- Rivetage : ce procédé est le plus ancien moyen de solidarisation de pièces métalliques. Les rivets sont moins utilisés aujourd'hui au profit des boulons, du fait de la nécessité d'être posés à chaud. Ces éléments sont mis en place après chauffage à une température de l'ordre de 1100 à 1200 °C, ils sont ensuite posés dans les trous assignés ; la deuxième tête du rivet est formée à la main ou à l'aide d'un appareil hydraulique.

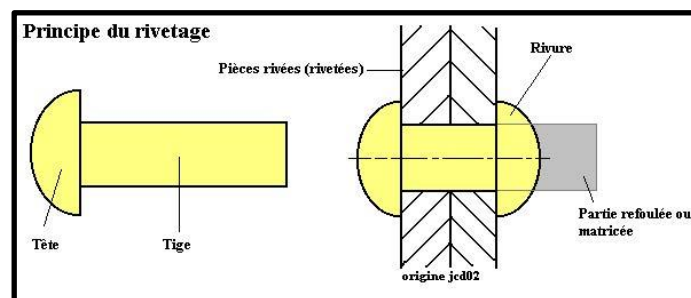


Figure VII.2 : Schéma du principe de rivetage

Calcul des assemblages

- Soudage : ce procédé consiste à fondre l'acier localement avec ou sans apport métallique de manière à ce que la continuité des deux pièces doit être reconstituée le plus homogènement possible. Le procédé le plus employé est la soudure à l'arc électrique.

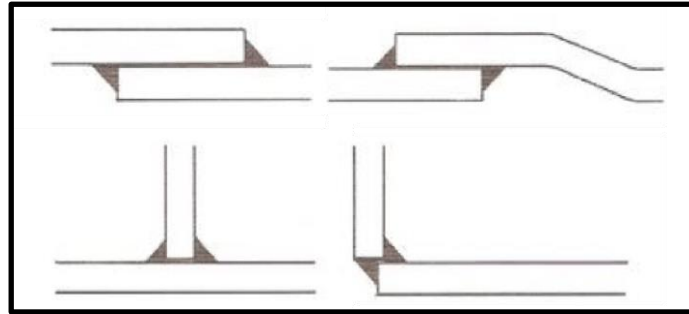


Figure VII.3 : Schéma du principe de soudage

- Collage : il s'agit d'un moyen d'assemblage expérimental utilisé en pratique pour les pièces d'enveloppe où les contraintes mécaniques sont faibles.



Figure VII.4 : Assemblage par collage

Les types d'assemblages en fonction des éléments assemblés sont les suivants :

- Assemblage unilatéral (poteau-poutre).
- Assemblage bilatéral (poteau-poutre).
- Assemblage de continuité (poutre-poutre).
- Assemblage de raboutage (poteau).
- Assemblage de pied de poteau.

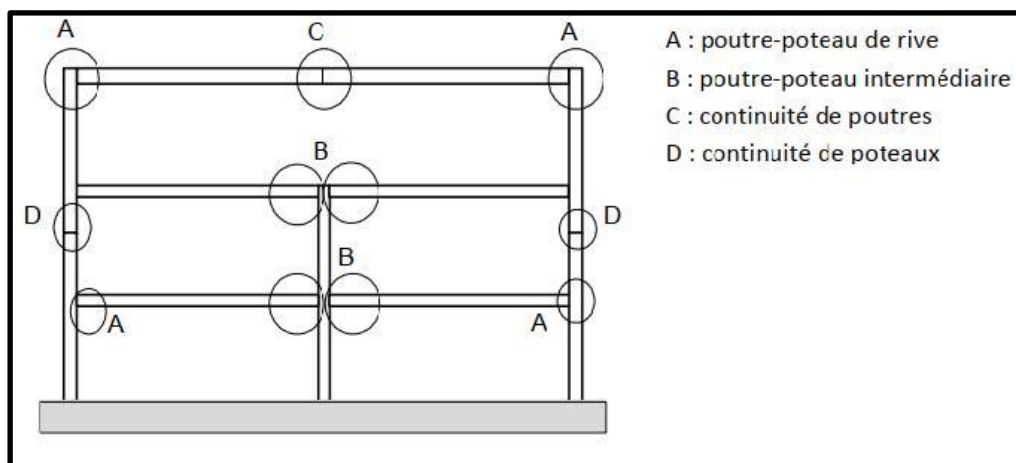


Figure VII.5 : Types d'assemblages en fonction des éléments assemblés

VII.3. Assemblage poteau-poutre :

Cet assemblage représente une liaison d'encastrement entre les poutres principales et les poteaux. Les sollicitations sont transmises de la poutre au poteau par le biais d'une platine soudée à l'extrémité de la poutre, tel que l'âme et les semelles soient reliées à la platine par soudage, puis boulonnées sur le poteau. Un jarret est également mis en place afin d'ajouter un complément local d'inertie au pied de la poutre. De plus, on emploie des raidisseurs soudés entre les semelles du poteau afin de limiter les déformations.

Ce type d'assemblage doit résister aux sollicitations induites par les moments fléchissants, ainsi que les efforts tranchants appliqués au niveau des liaisons entre les pièces assemblées.

VII.3.1. Premier bloc (parking) [HEA 400 – HEA 450] :

VII.3.1.1. Caractéristiques et dispositions constructives :

Les caractéristiques de cet assemblage sont les suivantes :

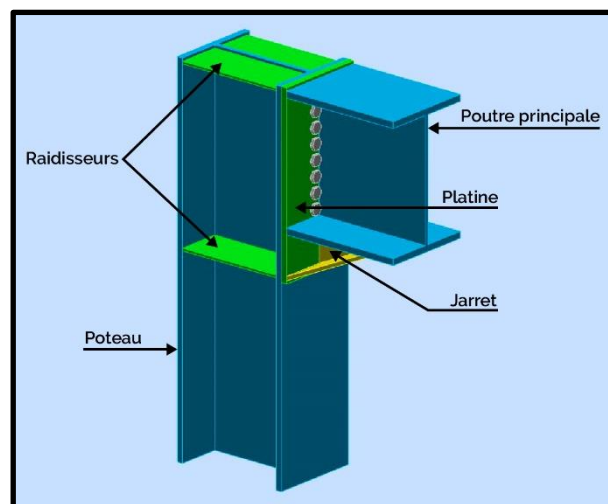


Figure VII.6 : Assemblage poteau HEA 400 – poutre HEA 450
[Autodesk Robot Structural Analysis Professional]

- Platine :

- * Hauteur $h_p = 600 \text{ mm}$.
- * Largeur $b_p = 300 \text{ mm}$.
- * Épaisseur $t_p = 20 \text{ mm}$.
- * Résistance de calcul $f_y = 235 \text{ MPa}$.
- * Niveau du premier boulon de l'extrémité supérieure $h_1 = 55 \text{ mm}$.
- * Entraxe $p_i = 50 \text{ mm}$.

- Jarret :

- * La nuance d'acier du jarret est identique à celle de la barre.
- * La dimension de semelle et l'épaisseur d'âme du jarret sont supérieures ou égales à celles de la poutre.
- * L'angle entre la semelle du jarret et la semelle de la barre ne doit pas dépasser 45° .
- * La longueur d'appui rigide est prise égale à l'épaisseur de la semelle du jarret parallèlement à la poutre.

- Boulons :

- * Classe du boulon : 10.9.
- * Diamètre $d = 20 \text{ mm}$.
- * Aire de la section du boulon $A_v = 314 \text{ mm}^2$.
- * Aire de la section efficace $A_s = 245 \text{ mm}^2$.
- * Résistance ultime à la traction $f_{ub} = 1000 \text{ MPa}$.
- * Nombre de colonnes de boulons $n_h = 2$.
- * Nombre de lignes de boulons $n_v = 8$.

Le schéma de l'assemblage est comme suit :

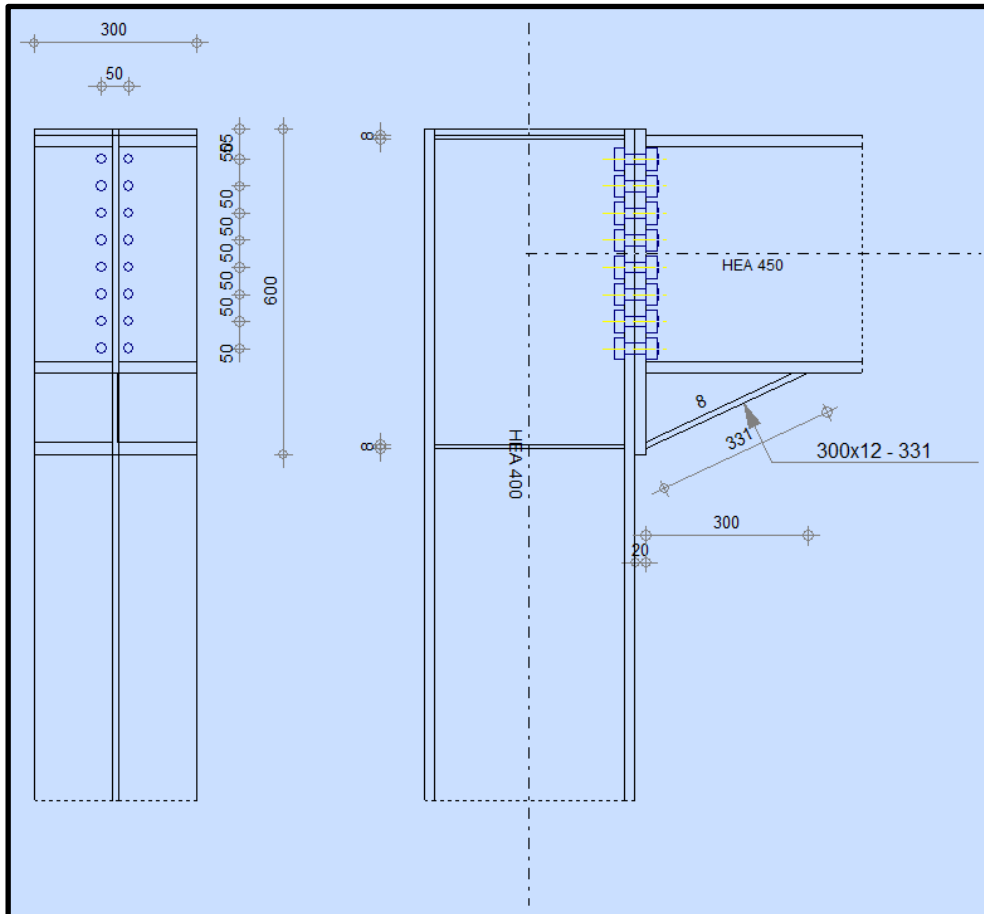


Figure VII.7 : Schéma d'assemblage poteau HEA 400 – poutre HEA 450
[Autodesk Robot Structural Analysis Professional]

VII.3.1.2. Résistance de l'âme du poteau au cisaillement :

Afin de s'assurer de la résistance de l'âme du poteau au cisaillement, il est nécessaire de vérifier la formule suivante :

$$V_{wp, sd} < V_{wp, Rd} = \frac{0.9 \times f_y \times A_{vc}}{\gamma_{m_0} \sqrt{3}}$$

Avec :

$V_{wp, sd}$: effort tranchant sollicitant

$V_{wp, Rd}$: effort résistant de cisaillement

A_{vc} : aire de cisaillement du poteau

Calcul des assemblages

L'effort tranchant sollicitant $V_{wp,Sd}$ est calculé par la formule suivante :

$$V_{wp,Sd} = \frac{M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}}{z} - \frac{V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}}{2}$$

Avec :

$M_{b1,Ed}, M_{b2,Ed}$: moments fléchissants au niveau des appuis gauche et droite du poteau.
 $V_{c1,Ed}, V_{c2,Ed}$: efforts tranchants à gauche et à droite du poteau.
 z : bras de levier entre le centre de compression et un point situé à mi-distance entre les rangées des boulons.

Les valeurs sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau VII.1 : Résultats de calcul de l'effort tranchant sollicitant $V_{wp,Sd}$

$M_{b1,Ed}$ (kN.m)	$M_{b2,Ed}$ (kN.m)	$V_{c1,Ed}$ (kN)	$V_{c2,Ed}$ (kN)	z (mm)	$V_{wp,Sd}$
342.71	236.95	18.39	-45.72	503	178.04

Le poteau est renforcé par des raidisseurs, sa résistance plastique au cisaillement est donc donnée par :

$$V_{wp,Rd} = V_{rd} + V_{add,Rd} = \frac{0.9 \times f_y \times A_{vc}}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} + \frac{4 \times M_{pl,fc,Rd}}{d_s}$$

Avec :

$M_{pl,fc,Rd} = 6.36 \text{ kN.m}$: moment résistant plastique de la semelle du poteau.
 $d_s = 572 \text{ mm}$: distance entre les centres de gravités des raidisseurs.

Nous avons donc :

$$V_{wp,Rd} = 726.22 \text{ kN}$$

$$V_{wp,Sd} = 178.04 \text{ kN} < V_{wp,Rd} = 726.22 \text{ kN}$$

La condition est vérifiée, l'âme du poteau ne présente pas de risque au cisaillement.

VII.3.1.3. Résistance des semelles et de l'âme de la poutre à la compression :

Afin de s'assurer de la résistance des semelles et de l'âme de la poutre à la compression, il est nécessaire de vérifier la formule suivante :

$$F_{c,Sd} < F_{c,fb,Rd} = \frac{M_{c,Rd}}{h_f}$$

Avec :

$F_{c,Sd}$: effort normal sollicitant.
 $F_{c,fb,Rd}$: effort normal résistant.
 $M_{c,Rd} = 854.05 \text{ kN.m}$: moment résistant de la section transversale de la poutre.
 $h_f = 563 \text{ mm}$: distance entre les centres de gravité des ailes.

Dans notre cas, l'effort de compression dans la poutre est très faible.

$F_{c,Sd} \ll F_{c,fb,Rd} = 1517.28 \text{ kN}$, les semelles et l'âme de la poutre ne présentent donc pas de risque à la compression.

VII.3.1.4. Résistance de l'assemblage à la flexion :

Afin de s'assurer de la résistance de l'assemblage à la flexion, on doit vérifier que le moment fléchissant sollicitant la poutre $M_{b,Ed}$ soit inférieur au moment résistant de l'assemblage $M_{j,Rd}$, vérifiant la formule suivante :

$$M_{b,Ed} < M_{j,Rd} = \sum h_j \times F_{tj,Rd}$$

Avec :

h_j : distance entre la rangée j de boulons et le centre de compression.

$F_{tj,Rd}$: résistance à la traction efficace de la rangée j de boulons.

Dans le domaine plastique, on envisage trois modes de ruine caractérisés par la résistance de la semelle en flexion, et des boulons d'assemblage en traction.

On représente ces modes de ruine de la manière suivante :

- Mode 1 : ruine plastique de la platine.

$$F_{tj,Rd,1} = \frac{4M_{pl} + 2M_{bp}}{m}$$

- Mode 2 : ruine mixte de la platine et des boulons.

$$F_{tj,Rd,2} = \frac{M_{pl} + n \sum B_{t,Rd}}{m + n}$$

- Mode 3 : ruine des boulons.

$$F_{tj,Rd,3} = \sum B_{t,Rd}$$

Avec :

M_{pl}, M_{bp} : moments plastiques de la semelle et de la platine.

$B_{t,Rd}$: résistance au poinçonnement d'un boulon.

$$F_{tj,Rd} = \min(F_{tj,Rd,1} ; F_{tj,Rd,2} ; F_{tj,Rd,3})$$

Les résultats sont exprimés dans le tableau suivant :

Tableau VII.2 : Résultats des forces de traction dans chaque rangée de boulons

Rangée de boulons	1	2	3	4	5	6	7	8
$F_{tj,Rd}$ (kN)	153.97	153.97	153.97	153.97	153.97	153.97	153.97	64.12
h_j (mm)	528	478	428	378	328	278	228	178

Nous avons donc $M_{j,Rd} = \sum h_j \times F_{tj,Rd} = 419.25 \text{ kN.m}$

$$M_{b,Ed} = 342.71 \text{ kN} < M_{j,Rd} = 419.25 \text{ kN}$$

La condition est vérifiée, l'assemblage ne présente pas de risque à la flexion.

VII.3.1.5. Résistance de l'assemblage au cisaillement :

Afin de s'assurer de la résistance de l'assemblage au cisaillement, on doit vérifier que l'effort tranchant sollicitant la poutre $V_{b,Ed}$ soit inférieur à l'effort résistant de l'assemblage au cisaillement $V_{j,Rd}$, vérifiant la formule suivante :

$$V_{b,Ed} < V_{j,Rd} = n_h \sum_1^n F_{vj,Rd}$$

Avec :

$n_h = 8$: nombre de rangées de boulons.

$F_{vj,Rd}$: résistance d'une rangée de boulons donnée par la formule :

$$F_{vj,Rd} = \min \left(\frac{n_h \times F_{v,Ed}}{1 - F_{tj,Ed}} ; n_h \times F_{v,Rd} ; n_h \times F_{b,Rd} \right)$$

$F_{v,Ed}$: effort tranchant dans le boulon.

$F_{tj,Ed}$: effort de traction maximal dans la rangée de boulons donné par la formule :

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$F_{tj,Ed,N}$: effort dû à l'effort axial en traction dans une rangée de boulons.

$F_{tj,Ed,M}$: effort dû au moment de flexion dans une rangée de boulons.

$F_{t,Rd,max}$: résistance d'un boulon à la traction.

$F_{v,Rd}$: résistance d'un boulon au cisaillement.

$F_{b,Rd}$: résistance d'un boulon en pression diamétrale.

Les résultats sont exprimés dans le tableau suivant :

Tableau VII.3 : Résultats des efforts dans chaque rangée de boulons

Rangée de boulons	1	2	3	4	5	6	7	8
$F_{tj,Ed,N}$ (kN)	2.80	2.80	2.80	2.80	2.80	2.80	2.80	2.80
$F_{tj,Ed,M}$ (kN)	125.86	125.86	125.86	125.86	125.86	125.86	125.86	52.41
$F_{tj,Ed}$ (kN)	128.66	128.66	128.66	128.66	128.66	128.66	128.66	55.21
$F_{vj,Rd}$ (kN)	166.91	166.91	166.91	166.91	166.91	166.91	166.91	166.91

Nous avons donc $V_{j,Rd} = n_h \sum_1^n F_{vj,Rd} = 1335.31 \text{ kN.m}$

$$V_{b,Ed} = 130.27 \text{ kN} < V_{j,Rd} = 1335.31 \text{ kN}$$

La condition est vérifiée, l'assemblage ne présente pas de risque au cisaillement.

VII.3.1.6. Résistance des soudures :

La résistance des soudures est déterminée par la méthode directionnelle. On décompose les forces transmises par longueur unitaire de soudure en composants parallèles et transversaux au plan de la gorge. Les contraintes sont distribuées uniformément dans la section de gorge de la soudure, la résistance de la soudure est donc donnée par les conditions suivantes :

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{m_2}} ; \quad \sigma_{\perp} \leq \frac{0.9 \times f_u}{\gamma_{m_2}}$$

Avec :

$\sigma_{\perp} = 88.04 \text{ MPa}$: contrainte normale perpendiculaire à la gorge.
 σ_{\parallel} : contrainte normale parallèle à l'axe de soudure.
 $\tau_{\perp} = 88.04 \text{ MPa}$: contrainte tangente perpendiculaire à l'axe de soudure.
 $\tau_{\parallel} = 15.37 \text{ MPa}$: contrainte tangente parallèle à l'axe de soudure.
 f_u : résistance nominale ultime à la traction de la pièce assemblée la plus faible.
 $\beta_w = 0.8$: facteur de corrélation associé à la nuance d'acier.

Nous avons donc :

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} = 178.08 \leq \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{m_2}} = 365 ; \quad \sigma_{\perp} = 88.04 \leq \frac{0.9 \times f_u}{\gamma_{m_2}} = 262.8$$

Les conditions sont vérifiées, les soudures de l'assemblage sont alors résistantes aux contraintes appliquées.

VII.3.2. Bloc administratif [HEA 400 – IPE 600] :

VII.3.2.1. Caractéristiques et dispositions constructives :

Les caractéristiques de cet assemblage sont les suivantes :

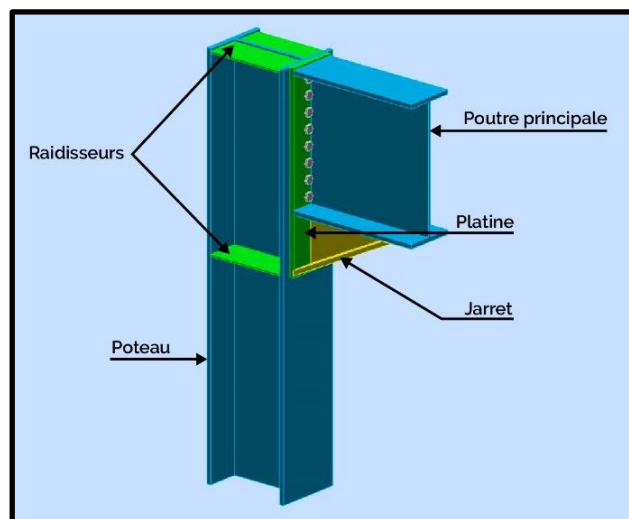


Figure VII.8 : Assemblage poteau HEA 400 – poutre IPE 600 [Autodesk Robot Structural Analysis Professional]

Calcul des assemblages

- Platine :

- * Hauteur $h_p = 870 \text{ mm}$.
- * Largeur $b_p = 220 \text{ mm}$.
- * Epaisseur $t_p = 20 \text{ mm}$.
- * Résistance de calcul $f_y = 235 \text{ MPa}$.
- * Niveau du premier boulon de l'extrémité supérieure $h_1 = 65 \text{ mm}$.
- * Entraxe $p_i = 70 \text{ mm}$.

- Jarret :

- * La nuance d'acier du jarret est identique à celle de la barre.
- * La dimension de semelle et l'épaisseur d'âme du jarret sont supérieures ou égales à celles de la poutre.
- * L'angle entre la semelle du jarret et la semelle de la barre ne doit pas dépasser 45° .
- * La longueur d'appui rigide est prise égale à l'épaisseur de la semelle du jarret parallèlement à la poutre.

- Boulons :

- * Classe du boulon : 10.9.
- * Diamètre $d = 20 \text{ mm}$.
- * Aire de la section du boulon $A_v = 314 \text{ mm}^2$.
- * Aire de la section efficace $A_s = 245 \text{ mm}^2$.
- * Résistance à la traction $f_{ub} = 1000 \text{ MPa}$.
- * Nombre de colonnes de boulons $n_h = 2$.
- * Nombre de lignes de boulons $n_v = 8$.

Le schéma de l'assemblage est comme suit :

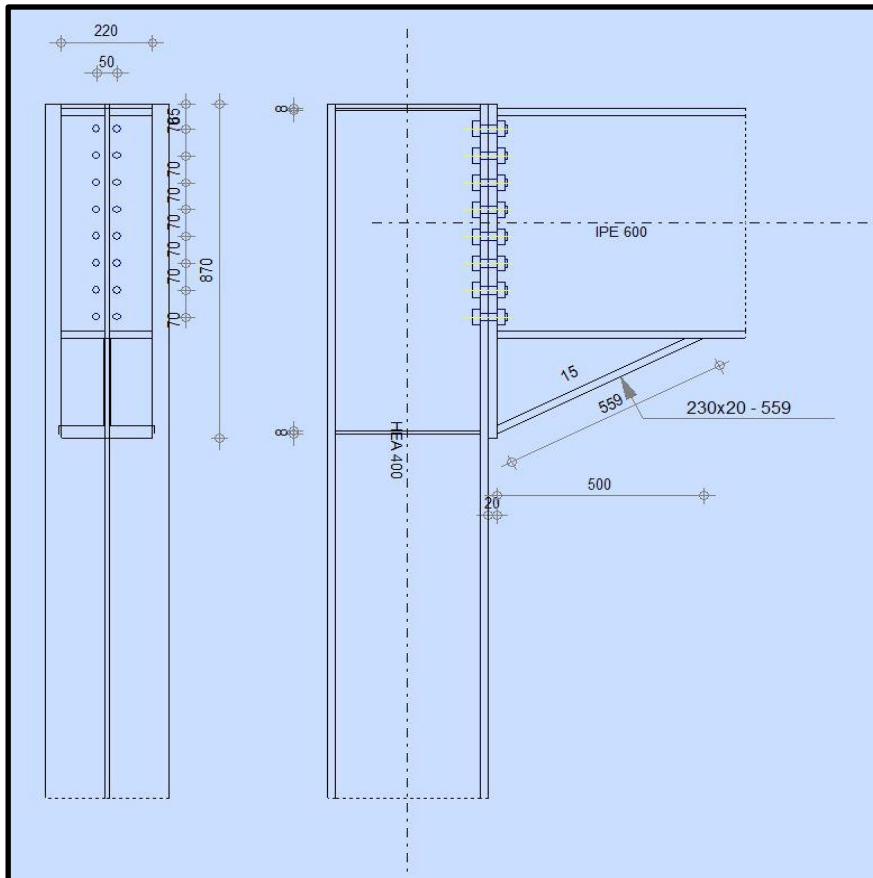


Figure VII.9 : Schéma d'assemblage poteau HEA 400 – poutre IPE 600
[Autodesk Robot Structural Analysis Professional]

VII.3.2.2. Résistance de l'âme du poteau au cisaillement :

Afin de s'assurer de la résistance de l'âme du poteau au cisaillement, il est nécessaire de vérifier la formule suivante :

$$V_{wp,Sd} < V_{wp,Rd} = \frac{0.9 \times f_y \times A_{vc}}{\gamma_{m_0} \sqrt{3}}$$

L'effort tranchant sollicitant $V_{wp,Sd}$ est calculé par la formule suivante :

$$V_{wp,Sd} = \frac{M_{b_1,Ed} - M_{b_2,Ed}}{z} - \frac{V_{c_1,Ed} - V_{c_2,Ed}}{2}$$

Les valeurs sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau VII.4 : Résultats de calcul de l'effort tranchant sollicitant $V_{wp,Sd}$

$M_{b_1,Ed}$ (kN.m)	$M_{b_2,Ed}$ (kN.m)	$V_{c_1,Ed}$ (kN)	$V_{c_2,Ed}$ (kN)	z (mm)	$V_{wp,Sd}$
467.53	536.40	-13.54	19.54	749	75.43

Le poteau est renforcé par des raidisseurs, sa résistance plastique au cisaillement est donc donnée par :

$$V_{wp,Rd} = V_{rd} + V_{add,Rd} = \frac{0.9 \times f_y \times A_{vc}}{\gamma_{m_0} \times \sqrt{3}} + \frac{4 \times M_{pl,fc,Rd}}{d_s}$$

Avec :

$M_{pl,fc,Rd} = 6.36 \text{ kN.m}$: moment résistant plastique de la semelle du poteau.

$d_s = 842 \text{ mm}$: distance entre les centres de gravités des raidisseurs.

Nous avons donc :

$$V_{wp,Rd} = 717.82 \text{ kN}$$

$$V_{wp,Sd} = 75.43 \text{ kN} < V_{wp,Rd} = 717.82 \text{ kN}$$

La condition est vérifiée, l'âme du poteau ne présente pas de risque au cisaillement.

VII.3.2.3. Résistance des semelles et de l'âme de la poutre à la compression :

Afin de s'assurer de la résistance des semelles et de l'âme de la poutre à la compression, il est nécessaire de vérifier la formule suivante :

$$F_{c,Sd} < F_{c,fb,Rd} = \frac{M_{c,Rd}}{h_f}$$

Dans notre cas, l'effort de compression dans la poutre est très faible.

$F_{c,Sd} \ll F_{c,fb,Rd} = 1440.49 \text{ kN}$, les semelles et l'âme de la poutre ne présentent donc pas de risque à la compression.

VII.3.2.4. Résistance de l'assemblage à la flexion :

Afin de s'assurer de la résistance de l'assemblage à la flexion, on doit vérifier que le moment fléchissant sollicitant la poutre $M_{b,Ed}$ soit inférieur au moment résistant de

Calcul des assemblages

l'assemblage $M_{j,Rd}$, vérifiant la formule suivante :

$$M_{b,Ed} < M_{j,Rd} = \sum h_j \times F_{t_j,Rd}$$

Les résultats sont exprimés dans le tableau suivant :

Tableau VII.5 : Résultats des forces de traction dans chaque rangée de boulons

Rangée de boulons	1	2	3	4	5	6	7	8
$F_{t_j,Rd}$ (kN)	156.24	139.25	125.59	111.94	46.74	84.63	70.97	57.32
h_j (mm)	784	714	644	574	504	434	364	294

Nous avons donc $M_{j,Rd} = \sum h_j \times F_{t_j,Rd} = 469.87 \text{ kN.m}$

$$M_{b,Ed} = 467.53 \text{ kN} < M_{j,Rd} = 469.87 \text{ kN}$$

La condition est vérifiée, l'assemblage ne présente pas de risque à la flexion.

VII.3.2.5. Résistance de l'assemblage au cisaillement :

Afin de s'assurer de la résistance de l'assemblage au cisaillement, on doit vérifier que l'effort tranchant sollicitant la poutre $V_{b,Ed}$ soit inférieur à l'effort résistant de l'assemblage au cisaillement $V_{j,Rd}$, vérifiant la formule suivante :

$$V_{b,Ed} < V_{j,Rd} = n_h \sum_1^n F_{v_j,Rd}$$

Les résultats sont exprimés dans le tableau suivant :

Tableau VII.6 : Résultats des efforts dans chaque rangée de boulons

Rangée de boulons	1	2	3	4	5	6	7	8
$F_{t_j,Ed,N}$ (kN)	0.68	0.68	0.68	0.68	0.68	0.68	0.68	0.68
$F_{t_j,Ed,M}$ (kN)	155.46	138.55	124.97	111.38	46.51	84.20	70.62	57.03
$F_{t_j,Ed}$ (kN)	156.14	139.23	125.64	112.06	47.19	84.88	71.29	57.71
$F_{v_j,Rd}$ (kN)	196.46	206.29	214.19	222.09	259.82	237.90	245.80	253.70

Nous avons donc $V_{j,Rd} = n_h \sum_1^n F_{v_j,Rd} = 1836.26 \text{ kN.m}$

$$V_{b,Ed} = 206.16 \text{ kN} < V_{j,Rd} = 1836.26 \text{ kN}$$

La condition est vérifiée, l'assemblage ne présente pas de risque au cisaillement.

VII.3.2.6. Résistance des soudures :

La résistance des soudures est déterminée par la méthode directionnelle.

On décompose les forces transmises par longueur unitaire de soudure en composants parallèles et transversaux au plan de la gorge. Les contraintes sont

Calcul des assemblages

distribuées uniformément dans la section de gorge de la soudure, la résistance de la soudure est donc donnée par les conditions suivantes :

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{m_2}} ; \quad \sigma_{\perp} \leq \frac{0.9 \times f_u}{\gamma_{m_2}}$$

Avec :

$\sigma_{\perp} = 88.88 \text{ MPa}$: contrainte normale perpendiculaire à la gorge.

$\tau_{\perp} = 88.88 \text{ MPa}$: contrainte tangente perpendiculaire à l'axe de soudure.

$\tau_{\parallel} = 15.44 \text{ MPa}$: contrainte tangente parallèle à l'axe de soudure.

$\beta_w = 0.8$: facteur de corrélation associé à la nuance d'acier.

Nous avons donc :

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} = 184.83 \leq \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{m_2}} = 365 ; \quad \sigma_{\perp} = 88.88 \leq \frac{0.9 \times f_u}{\gamma_{m_2}} = 262.8$$

Les conditions sont vérifiées, les soudures de l'assemblage sont alors résistantes aux contraintes appliquées.

VII.4. Assemblage poutre-solive :

Cet assemblage représente une liaison articulée entre les poutres principales et les poutres secondaires (solives). Les solives sont liées à la poutre principale par des cornières fixées par boulonnage.

VII.4.1. Premier bloc (parking) [HEA 450 – IPE 220] :

VII.4.1.1. Caractéristiques et dispositions constructives :

Les caractéristiques de cet assemblage sont les suivantes :

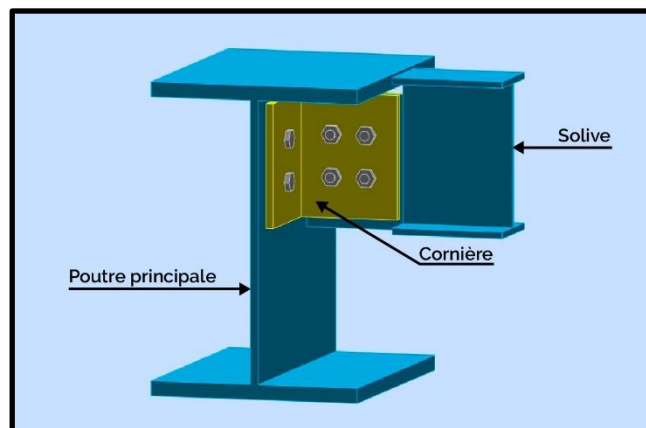


Figure VII.10 : Assemblage poutre HEA 450 – solive IPE 220
[Autodesk Robot Structural Analysis Professional]

- Cornière : (CAE 150 × 10)

- * Hauteur $h = 175 \text{ mm}$.
- * Epaisseur $t = 10 \text{ mm}$.
- * Résistance de calcul $f_y = 235 \text{ MPa}$.
- * Niveau du premier boulon $e_1 = 58 \text{ mm}$.
- * Entraxe $p_i = 60 \text{ mm}$.

Calcul des assemblages

- Boulons :

Tableau VII.7 : Caractéristiques des boulons

	Classe	Diamètre d (mm)	A_v (mm ²)	A_s (mm ²)	f_{ub} (MPa)	Nombre de colonnes	Nombre de rangées
Boulons assemblant la solive à la cornière	10.9	14	154	115	1000	2	2
Boulons assemblant la poutre à la cornière	10.9	14	154	115	1000	1	2

Le schéma de l'assemblage est comme suit :

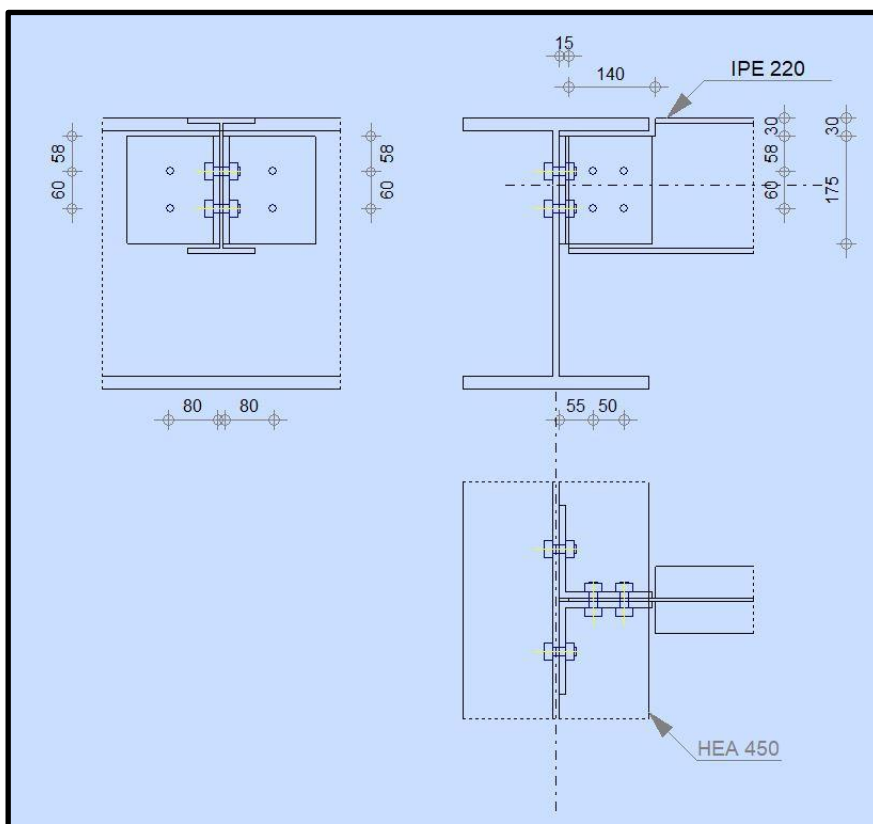


Figure VII.11 : Schéma d'assemblage poutre HEA 450 – solive IPE 220
[Autodesk Robot Structural Analysis Professional]

VII.4.1.2. Résistance des boulons :

Les résultats du calcul numérique des boulons assemblant la cornière à la solive par le logiciel Robot sont exprimés dans le tableau suivant :

Tableau VII.8 : Efforts sollicitant les boulons assemblant la solive à la cornière

$F_{v,Rd}$ (kN)	$F_{t,Rd}$ (kN)	$F_{b,Rd1}$ (kN)		$F_{b,Rd2}$ (kN)		$F_{v,Sd}$ (kN)	$F_{t,Sd}$ (kN)	$F_{x,Sd}$ (kN)	$F_{z,Sd}$ (kN)
		$F_{b,Rd1x}$	$F_{b,Rd1z}$	$F_{b,Rd2x}$	$F_{b,Rd2z}$				
147.78		54.80	60.30	176.01	204.40	73.77		51.92	49.39

Calcul des assemblages

Nous avons :

$$F_{b,Rd_x} = \min(F_{b,Rd_{1x}} ; F_{b,Rd_{2x}}) = 54.80 \text{ kN} ; F_{b,Rd_z} = \min(F_{b,Rd_{1z}} ; F_{b,Rd_{2z}}) = 60.30 \text{ kN}$$

On vérifie les conditions suivantes :

$$F_{x,Sd} = 51.92 \text{ kN} \leq F_{b,Rd_x} = 54.80 \text{ kN} \text{ (condition vérifiée)}$$

$$F_{z,Sd} = 49.39 \text{ kN} \leq F_{b,Rd_z} = 60.30 \text{ kN} \text{ (condition vérifiée)}$$

$$F_{v,Sd} = 73.77 \text{ kN} \leq F_{v,Rd} = 147.78 \text{ kN} \text{ (condition vérifiée)}$$

Les résultats du calcul numérique des boulons assemblant la cornière à la poutre principale par le logiciel Robot sont exprimés dans le tableau suivant :

Tableau VII.9 : Efforts sollicitant les boulons assemblant la poutre principale à la cornière

$F_{v,Rd}$ (kN)	$F_{t,Rd}$ (kN)	F_{b,Rd_1} (kN)		F_{b,Rd_2} (kN)		$F_{v,Sd}$ (kN)	$F_{t,Sd}$ (kN)	$F_{x,Sd}$ (kN)	$F_{z,Sd}$ (kN)
		$F_{b,Rd_{1x}}$	$F_{b,Rd_{1z}}$	$F_{b,Rd_{2x}}$	$F_{b,Rd_{2z}}$				
73.89	92.75	117.53	117.53	102.20	102.20	11.20	82.80	10.54	3.81

Nous avons :

$$F_{b,Rd_x} = \min(F_{b,Rd_{1x}} ; F_{b,Rd_{2x}}) = 102.2 \text{ kN} ; F_{b,Rd_z} = \min(F_{b,Rd_{1z}} ; F_{b,Rd_{2z}}) = 102.2 \text{ kN}$$

On vérifie les conditions suivantes :

$$F_{x,Sd} = 10.54 \text{ kN} \leq F_{b,Rd_x} = 102.2 \text{ kN} \text{ (condition vérifiée)}$$

$$F_{z,Sd} = 3.81 \text{ kN} \leq F_{b,Rd_z} = 102.2 \text{ kN} \text{ (condition vérifiée)}$$

$$F_{t,Sd} = 82.80 \text{ kN} \leq F_{t,Rd} = 92.75 \text{ kN} \text{ (condition vérifiée)}$$

$$F_{v,Sd} = 11.20 \text{ kN} \leq F_{v,Rd} = 73.89 \text{ kN} \text{ (condition vérifiée)}$$

$$\frac{F_{t,Sd}}{1.4 \times F_{t,Rd}} + \frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} = 0.79 < 1 \text{ (condition vérifiée)}$$

Les conditions sont vérifiées, les boulons répondent donc aux exigences de résistance.

VII.4.1.3. Vérification au cisaillement de bloc (effort axial) :

Nous avons :

Tableau VII.10 : Vérification au cisaillement de bloc (effort axial)

Elément	A_{nt} (cm ²)	A_{nv} (cm ²)	$V_{eff,Rd}$ (kN)	$N_{b,Sd}$ (kN)
Cornière	4.50	14.50	328.13	0.42
Poutre	2.65	7.96	185.59	0.42

On vérifie la condition suivante :

$$N_{b,Sd} < V_{eff,Rd}$$

Cornière : $N_{b,Sd} = 0.42 \text{ kN} < 328.13 \text{ kN}$

Poutre : $N_{b,Sd} = 0.42 \text{ kN} < 185.59 \text{ kN}$

Les conditions sont vérifiées, les sections de la poutre et de la cornière ne présentent pas de risque face au cisaillement de bloc pour un effort axial et ne sont pas affaiblies par la présence de trous.

VII.4.1.4. Vérification au cisaillement de bloc (effort transversal) :

Nous avons :

Tableau VII.11 : Vérification au cisaillement de bloc (effort transversal)

Elément	$A_{nt} (cm^2)$	$A_{nv} (cm^2)$	$V_{eff,Rd} (kN)$	$V_{b,Sd} (kN)$
Cornière	7.25	9.50	234.74	15.24
Poutre	3.98	5.60	134.19	15.24

On vérifie la condition suivante :

$$V_{b,Sd} < V_{eff,Rd}$$

Cornière : $V_{b,Sd} = 15.24 \text{ kN} < 234.74 \text{ kN}$

Poutre : $V_{b,Sd} = 15.24 \text{ kN} < 134.19 \text{ kN}$

Les conditions sont vérifiées, les sections de la poutre et de la cornière ne présentent pas de risque face au cisaillement de bloc pour un effort transversal.

VII.4.2. Bloc administratif [IPE 600 – IPE 140] :

VII.4.2.1. Caractéristiques et dispositions constructives :

Les caractéristiques de cet assemblage sont les suivantes :

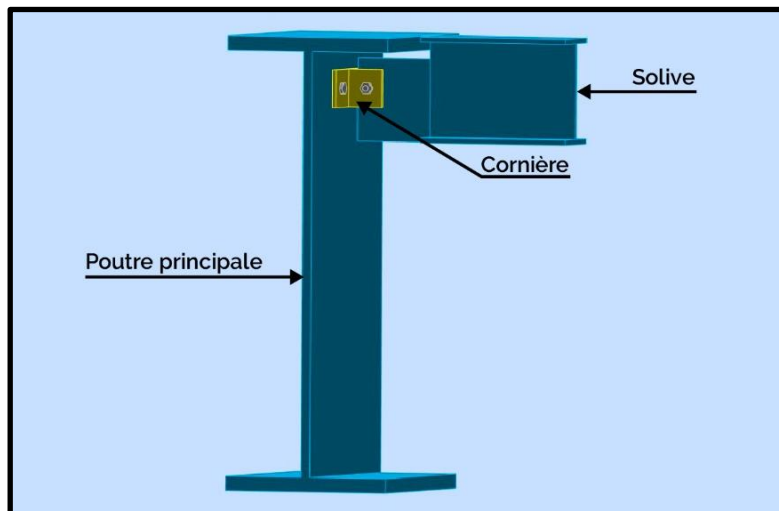


Figure VII.12 : Assemblage poutre IPE 600 – solive IPE 140
[Autodesk Robot Structural Analysis Professional]

- Cornière : (CAE 100 × 10)

- * Hauteur $h = 50 \text{ mm}$.
- * Epaisseur $t = 10 \text{ mm}$.
- * Résistance de calcul $f_y = 235 \text{ MPa}$.
- * Niveau du premier boulon $e_1 = 30 \text{ mm}$.

Calcul des assemblages

- Boulons :

Tableau VII.12 : Caractéristiques des boulons

	Classe	Diamètre d (mm)	A_v (mm ²)	A_s (mm ²)	f_{ub} (MPa)	Nombre de colonnes	Nombre de rangées
Boulons assemblant la solive à la cornière	10.9	8	50.3	36.6	1000	1	1
Boulons assemblant la poutre à la cornière	10.9	8	50.3	36.6	1000	1	1

Le schéma de l'assemblage est comme suit :

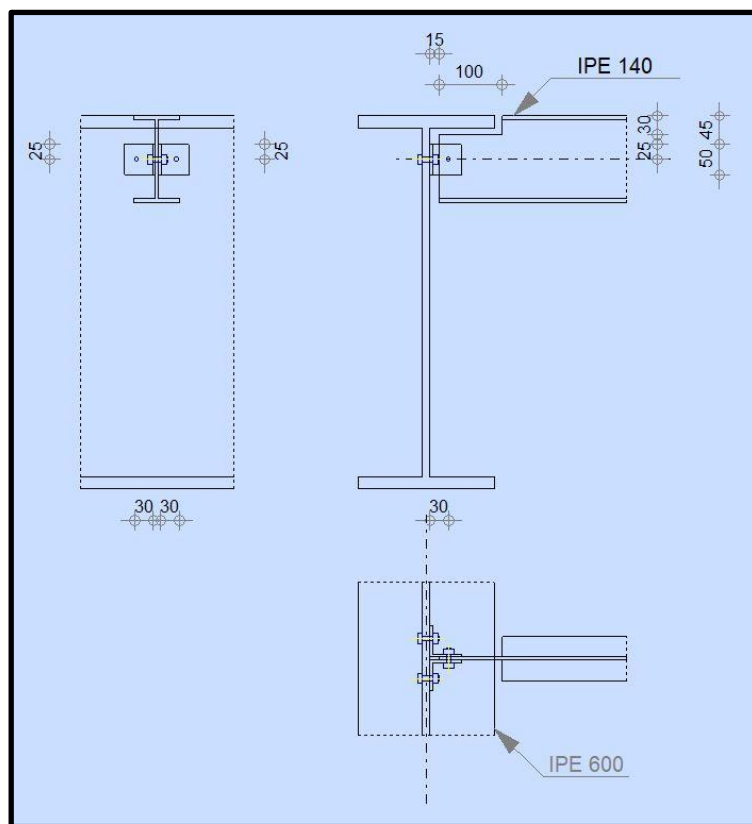


Figure VII.13 : Schéma d'assemblage poutre IPE 600 – solive IPE 140
[Autodesk Robot Structural Analysis Professional]

VII.4.2.2. Résistance des boulons :

Les résultats du calcul numérique des boulons assemblant la cornière à la solive par le logiciel Robot sont exprimés dans le tableau suivant :

Tableau VII.13 : Efforts sollicitant les boulons assemblant la solive à la cornière

$F_{v,Rd}$ (kN)	$F_{t,Rd}$ (kN)	$F_{b,Rd1}$ (kN)		$F_{b,Rd2}$ (kN)		$F_{v,Sd}$ (kN)	$F_{t,Sd}$ (kN)	$F_{x,Sd}$ (kN)	$F_{z,Sd}$ (kN)
		$F_{b,Rd1x}$	$F_{b,Rd1z}$	$F_{b,Rd2x}$	$F_{b,Rd2z}$				
48.25	/	15.25	27.45	43.26	54.07	0.57	/	0.54	0.18

Calcul des assemblages

Nous avons :

$$F_{b,Rd_x} = \min(F_{b,Rd_{1x}} ; F_{b,Rd_{2x}}) = 15.25 \text{ kN} ; F_{b,Rd_z} = \min(F_{b,Rd_{1z}} ; F_{b,Rd_{2z}}) = 27.45 \text{ kN}$$

On vérifie les conditions suivantes :

$$F_{x,Sd} = 0.54 \text{ kN} \leq F_{b,Rd_x} = 15.25 \text{ kN} \text{ (condition vérifiée)}$$

$$F_{z,Sd} = 0.18 \text{ kN} \leq F_{b,Rd_z} = 27.45 \text{ kN} \text{ (condition vérifiée)}$$

$$F_{v,Sd} = 0.57 \text{ kN} \leq F_{v,Rd} = 48.25 \text{ kN} \text{ (condition vérifiée)}$$

Les résultats du calcul numérique des boulons assemblant la cornière à la poutre principale par le logiciel Robot sont exprimés dans le tableau suivant :

Tableau VII.14 : Efforts sollicitant les boulons assemblant la poutre principale à la cornière

$F_{v,Rd}$ (kN)	$F_{t,Rd}$ (kN)	F_{b,Rd_1} (kN)		F_{b,Rd_2} (kN)		$F_{v,Sd}$ (kN)	$F_{t,Sd}$ (kN)	$F_{x,Sd}$ (kN)	$F_{z,Sd}$ (kN)
		$F_{b,Rd_{1x}}$	$F_{b,Rd_{1z}}$	$F_{b,Rd_{2x}}$	$F_{b,Rd_{2z}}$				
24.13	26.35	70.08	70.08	21.63	27.04	0.09	0.27	0.00	0.09

Nous avons :

$$F_{b,Rd_x} = \min(F_{b,Rd_{1x}} ; F_{b,Rd_{2x}}) = 21.63 \text{ kN} ; F_{b,Rd_z} = \min(F_{b,Rd_{1z}} ; F_{b,Rd_{2z}}) = 27.04 \text{ kN}$$

On vérifie les conditions suivantes :

$$F_{x,Sd} = 0.00 \text{ kN} \leq F_{b,Rd_x} = 21.63 \text{ kN} \text{ (condition vérifiée)}$$

$$F_{z,Sd} = 0.09 \text{ kN} \leq F_{b,Rd_z} = 27.04 \text{ kN} \text{ (condition vérifiée)}$$

$$F_{t,Sd} = 0.27 \text{ kN} \leq F_{t,Rd} = 26.35 \text{ kN} \text{ (condition vérifiée)}$$

$$F_{v,Sd} = 0.09 \text{ kN} \leq F_{v,Rd} = 24.13 \text{ kN} \text{ (condition vérifiée)}$$

$$\frac{F_{t,Sd}}{1.4 \times F_{t,Rd}} + \frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} = 0.01 < 1 \text{ (condition vérifiée)}$$

Les conditions sont vérifiées, les boulons répondent donc aux exigences de résistance.

VII.4.2.3. Vérification au cisaillement de bloc (effort transversal) :

Nous avons :

Tableau VII.15 : Vérification au cisaillement de bloc (effort transversal)

Elément	A_{nt} (cm ²)	A_{nv} (cm ²)	$V_{eff,Rd}$ (kN)	$V_{b,Sd}$ (kN)
Cornière	0.77	1.02	25.22	0.18
Poutre	0.49	1.67	29.84	0.18

On vérifie la condition suivante :

$$V_{b,Sd} < V_{eff,Rd}$$

Cornière : $V_{b,Sd} = 0.18 \text{ kN} < 25.22 \text{ kN}$

Poutre : $V_{b,Sd} = 0.18 \text{ kN} < 29.84 \text{ kN}$

Les conditions sont vérifiées, les sections de la poutre et de la cornière ne présentent pas de risque face au cisaillement de bloc pour un effort transversal.

VII.5. Assemblage poteau-poteau :

Les profilés métalliques sont livrés en longueurs limitées par les constructeurs. De ce fait, il est nécessaire de relier les sections de poteaux par des joints de raboutage.

VII.5.1. Premier bloc (parking) [HEA 400 – HEA 400] :

VII.5.1.1. Caractéristiques et dispositions constructives :

Les caractéristiques de cet assemblage sont les suivantes :

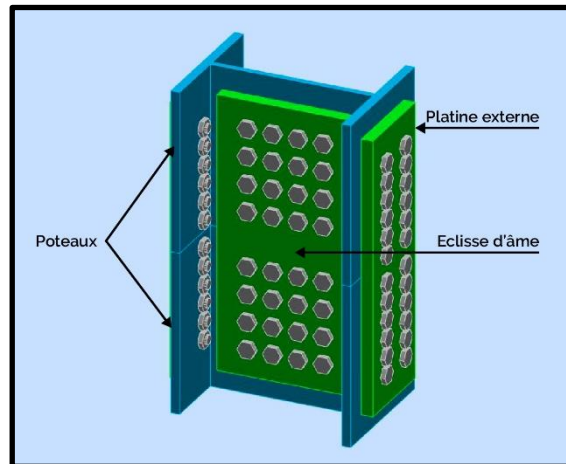


Figure VII.14 : Assemblage poteau HEA 400 – poteau HEA 400 [Autodesk Robot Structural Analysis Professional]

- Eclisses d'âme :

- * Longueur $L = 600 \text{ mm}$.
- * Largeur $l = 300 \text{ mm}$.
- * Epaisseur $t = 25 \text{ mm}$.
- * Résistance de calcul $f_y = 235 \text{ MPa}$.

- Platinex externes :

- * Longueur $L = 600 \text{ mm}$.
- * Largeur $l = 200 \text{ mm}$.
- * Epaisseur $t = 25 \text{ mm}$.
- * Résistance de calcul $f_y = 235 \text{ MPa}$.

- Boulons :

Tableau VII.16 : Caractéristiques des boulons

	Classe	Diamètre d (mm)	A_v (mm ²)	A_s (mm ²)	f_{ub} (MPa)	Nombre de colonnes	Nombre de rangées
Boulons assemblant une éclisse à l'âme du poteau	10.9	20	314	245	1000	4	4
Boulons assemblant une éclisse à la semelle du poteau	10.9	20	314	245	1000	1	6

Calcul des assemblages

Le schéma de l'assemblage est comme suit :

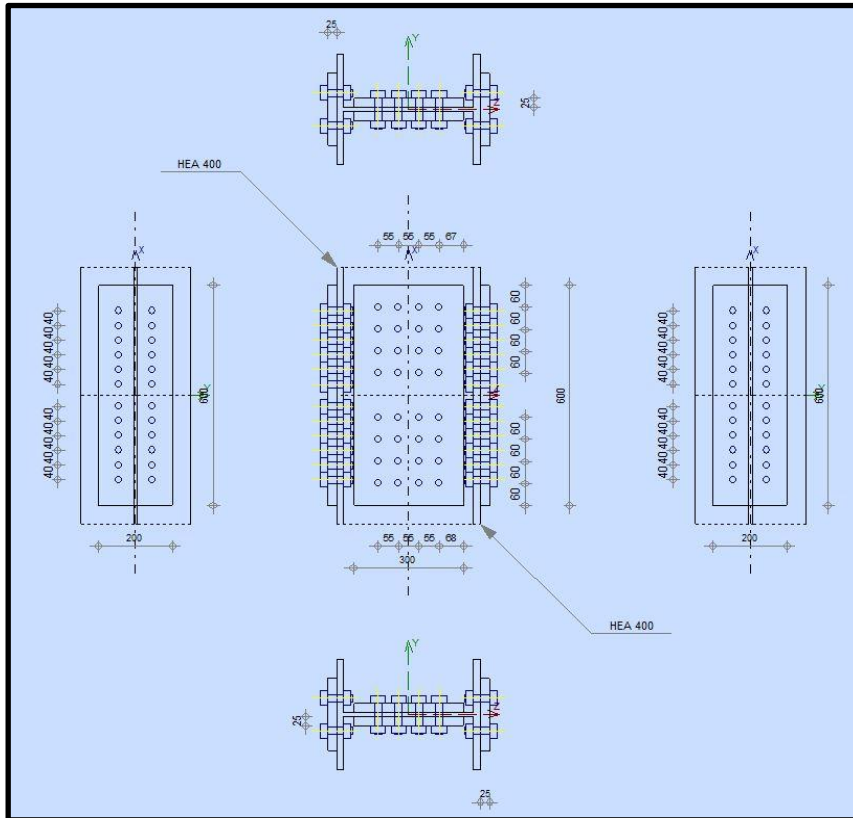


Figure VII.15 : Schéma d'assemblage poteau HEA 400 – poteau HEA 400
[Autodesk Robot Structural Analysis Professional]

VII.5.1.2. Résistance des boulons :

Les boulons sont soumis à des efforts de cisaillements. Les résultats du calcul numérique des boulons assemblant une éclisse à l'âme du poteau par le logiciel Robot sont exprimés dans le tableau suivant :

Tableau VII.17 : Efforts sollicitant les boulons assemblant une éclisse à l'âme du poteau

$F_{v,Rd}$ (kN)	$F_{t,Rd}$ (kN)	$F_{b,Rd1}$ (kN)		$F_{b,Rd2}$ (kN)		$F_{v,Sd}$ (kN)	$F_{t,Sd}$ (kN)	$F_{x,Sd}$ (kN)	$F_{z,Sd}$ (kN)
		$F_{b,Rd1x}$	$F_{b,Rd1z}$	$F_{b,Rd2x}$	$F_{b,Rd2z}$				
301.59		76.21	79.38	346.42	360.80	69.31		46.72	51.20

Nous avons :

$$F_{b,Rd_x} = \min(F_{b,Rd_{1x}} ; F_{b,Rd_{2x}}) = 76.21 \text{ kN} ; F_{b,Rd_z} = \min(F_{b,Rd_{1z}} ; F_{b,Rd_{2z}}) = 79.38 \text{ kN}$$

On vérifie les conditions suivantes :

$$F_{x,Sd} = 46.72 \text{ kN} \leq F_{b,Rd_x} = 76.21 \text{ kN} \text{ (condition vérifiée)}$$

$$F_{z,Sd} = 51.20 \text{ kN} \leq F_{b,Rd_z} = 79.38 \text{ kN} \text{ (condition vérifiée)}$$

$$F_{v,Sd} = 69.31 \text{ kN} \leq F_{v,Rd} = 301.59 \text{ kN} \text{ (condition vérifiée)}$$

Calcul des assemblages

Les résultats du calcul numérique des boulons assemblant une éclisse à la semelle du poteau par le logiciel Robot sont exprimés dans le tableau suivant :

Tableau VII.18 : Efforts sollicitant les boulons assemblant une éclisse à la semelle du poteau

$F_{v,Rd}$ (kN)	$F_{t,Rd}$ (kN)	$F_{b,Rd1}$ (kN)		$F_{b,Rd2}$ (kN)		$F_{v,Sd}$ (kN)	$F_{t,Sd}$ (kN)	$F_{x,Sd}$ (kN)	$F_{y,Sd}$ (kN)
		$F_{b,Rd1x}$	$F_{b,Rd1y}$	$F_{b,Rd2x}$	$F_{b,Rd2y}$				
150.80	/	98.77	93.81	129.96	102.86	84.80	/	74.36	40.78

Nous avons :

$$F_{b,Rd_x} = \min(F_{b,Rd_{1x}} ; F_{b,Rd_{2x}}) = 98.77 \text{ kN} ; F_{b,Rd_y} = \min(F_{b,Rd_{1y}} ; F_{b,Rd_{2y}}) = 93.81 \text{ kN}$$

On vérifie les conditions suivantes :

$$F_{x,Sd} = 74.36 \text{ kN} \leq F_{b,Rd_x} = 98.77 \text{ kN} \text{ (condition vérifiée)}$$

$$F_{y,Sd} = 40.78 \text{ kN} \leq F_{b,Rd_y} = 93.81 \text{ kN} \text{ (condition vérifiée)}$$

$$F_{v,Sd} = 84.80 \text{ kN} \leq F_{v,Rd} = 150.80 \text{ kN} \text{ (condition vérifiée)}$$

Les conditions sont vérifiées, les boulons répondent donc aux exigences de résistance.

VII.5.1.3. Vérification au cisaillement de bloc :

Nous avons :

Tableau VII.19 : Vérification au cisaillement de bloc

Élément	A_{nt} (cm ²)	A_{nv} (cm ²)	$V_{eff,Rd}$ (kN)	$V_{b,Sd}$ (kN)
Eclisse d'âme	40.75	38.87	1122.40	9.20
Platine	28.00	37.25	1323.00	659.38
Poteau	17.86	20.71	1605.00	701.36

On vérifie la condition suivante :

$$V_{b,Sd} < V_{eff,Rd}$$

Eclisse d'âme : $V_{b,Sd} = 9.20 \text{ kN} < 1122.40 \text{ kN}$

Platine : $V_{b,Sd} = 659.38 \text{ kN} < 1323.00 \text{ kN}$

Poteau : $V_{b,Sd} = 701.36 \text{ kN} < 1605.00 \text{ kN}$

Les conditions sont vérifiées, les sections de l'éclisse d'âme, de la platine et des poteaux ne présentent pas de risque face au cisaillement de bloc.

VII.5.2. Bloc administratif [HEA 400 – HEA 400] :

La même disposition est adoptée pour l'assemblage du premier bloc (parking). Les efforts sollicitants sont similaires et les sections des poteaux sont identiques.

VII.6. Assemblage des palées de contreventement :

Afin d'assurer la continuité des palées de contreventement en X, on effectue un assemblage réalisé par le biais d'une plaque de gousset central liant les barres diagonales de contreventement.

VII.6.1. Premier bloc (parking) [UPN 220 – UPN 220] :

VII.6.1.1. Caractéristiques et dispositions constructives :

Les caractéristiques de cet assemblage sont les suivantes :

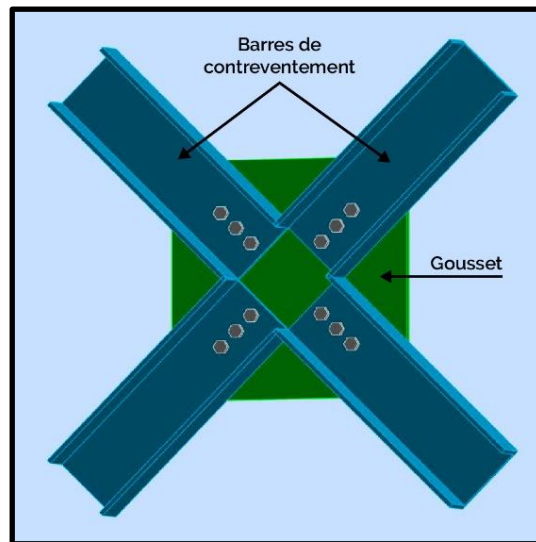


Figure VII.16 : Assemblage palées de contreventement UPN 220 – UPN 220 en X [Autodesk Robot Structural Analysis Professional]

- Gousset :

- * Longueur $L = 660 \text{ mm}$.
- * Hauteur $H = 660 \text{ mm}$.
- * Epaisseur $t = 15 \text{ mm}$.
- * Résistance de calcul $f_y = 235 \text{ MPa}$.

- Boulons :

Tableau VII.20 : Caractéristiques des boulons

	Classe	Diamètre $d \text{ (mm)}$	$A_v \text{ (mm}^2\text{)}$	$A_s \text{ (mm}^2\text{)}$	$f_{ub} \text{ (MPa)}$	Nombre de colonnes	Nombre de rangées
Boulons des barres 1 et 3	10.9	20	314	245	1000	3	1
Boulons des barres 2 et 4	10.9	20	314	245	1000	3	1

Le schéma de l'assemblage est comme suit :

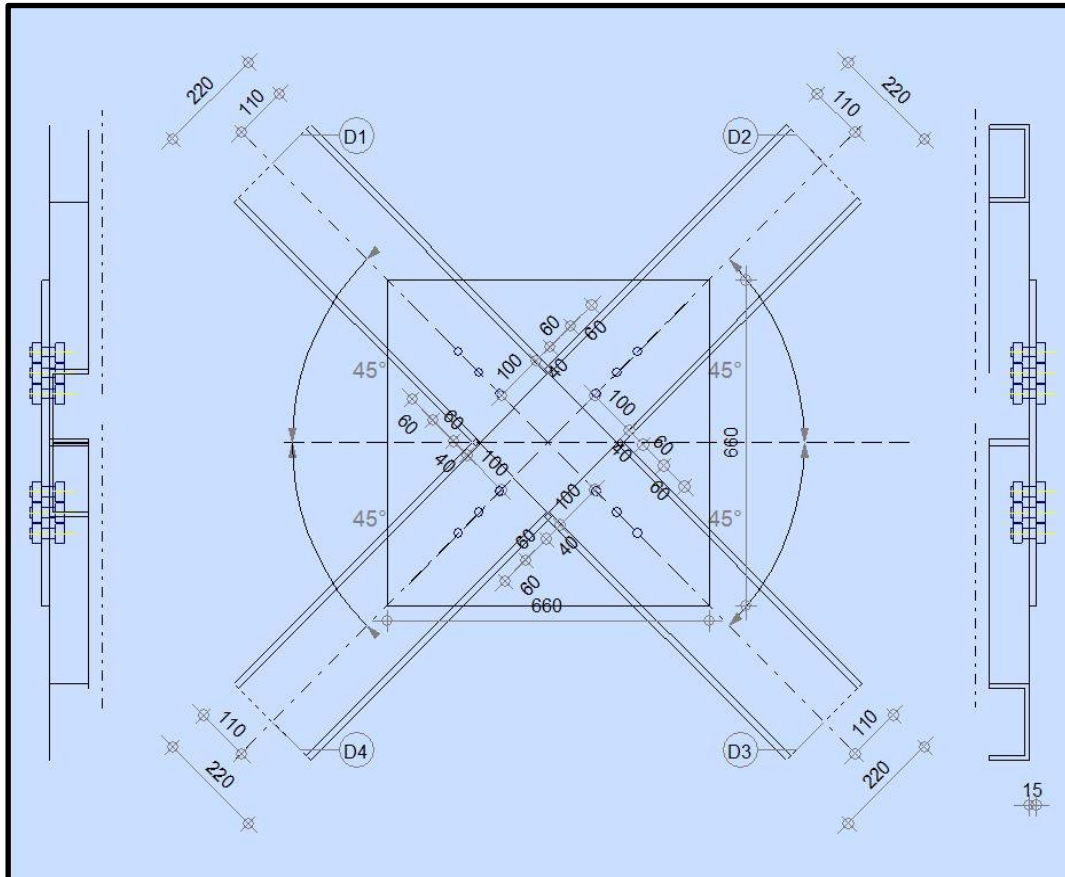


Figure VII.17 : Schéma d'assemblage palées de contreventement UPN 220 – UPN 220 en X [Autodesk Robot Structural Analysis Professional]

VII.6.1.2. Résistance des boulons :

Les boulons sont soumis à des efforts de cisaillements. Les résultats du calcul numérique des boulons assemblant la barre 1 au gousset par le logiciel Robot sont exprimés dans le tableau suivant :

Tableau VII.21 : Efforts sollicitant les boulons assemblant la barre 1 au gousset

$F_{v,Rd}$ (kN)	$F_{t,Rd}$ (kN)	$F_{b,Rd1}$ (kN)		$F_{b,Rd2}$ (kN)		$F_{v,Sd}$ (kN)	$F_{t,Sd}$ (kN)	$F_{x,Sd}$ (kN)	$F_{z,Sd}$ (kN)
		$F_{b,Rd1x}$	$F_{b,Rd1z}$	$F_{b,Rd2x}$	$F_{b,Rd2z}$				
150.80		79.64	111.33	144.34	185.55	22.35		22.35	

Nous avons :

$$F_{b,Rd_x} = \min(F_{b,Rd_{1x}}; F_{b,Rd_{2x}}) = 79.64 \text{ kN} ; F_{b,Rd_z} = \min(F_{b,Rd_{1z}}; F_{b,Rd_{2z}}) = 111.33 \text{ kN}$$

On vérifie les conditions suivantes :

$$F_{x,Sd} = 22.35 \text{ kN} \leq F_{b,Rd_x} = 79.64 \text{ kN} \text{ (condition vérifiée)}$$

$$F_{v,Sd} = 22.35 \text{ kN} \leq F_{v,Rd} = 150.80 \text{ kN} \text{ (condition vérifiée)}$$

Calcul des assemblages

Les résultats du calcul numérique des boulons assemblant la barre 2 au gousset par le logiciel Robot sont exprimés dans le tableau suivant :

Tableau VII.22 : Efforts sollicitant les boulons assemblant la barre 2 au gousset

$F_{v,Rd}$ (kN)	$F_{t,Rd}$ (kN)	$F_{b,Rd1}$ (kN)		$F_{b,Rd2}$ (kN)		$F_{v,Sd}$ (kN)	$F_{t,Sd}$ (kN)	$F_{x,Sd}$ (kN)	$F_{z,Sd}$ (kN)
		$F_{b,Rd1x}$	$F_{b,Rd1z}$	$F_{b,Rd2x}$	$F_{b,Rd2z}$				
150.80	/	79.64	111.33	144.34	185.55	22.35	/	22.35	/

Nous avons :

$$F_{b,Rd_x} = \min(F_{b,Rd_{1x}} ; F_{b,Rd_{2x}}) = 79.64 \text{ kN} ; F_{b,Rd_z} = \min(F_{b,Rd_{1z}} ; F_{b,Rd_{2z}}) = 111.33 \text{ kN}$$

On vérifie les conditions suivantes :

$$F_{x,Sd} = 22.35 \text{ kN} \leq F_{b,Rd_x} = 79.64 \text{ kN} \text{ (condition vérifiée)}$$

$$F_{v,Sd} = 22.35 \text{ kN} \leq F_{v,Rd} = 150.80 \text{ kN} \text{ (condition vérifiée)}$$

Les résultats du calcul numérique des boulons assemblant la barre 3 au gousset par le logiciel Robot sont exprimés dans le tableau suivant :

Tableau VII.23 : Efforts sollicitant les boulons assemblant la barre 3 au gousset

$F_{v,Rd}$ (kN)	$F_{t,Rd}$ (kN)	$F_{b,Rd1}$ (kN)		$F_{b,Rd2}$ (kN)		$F_{v,Sd}$ (kN)	$F_{t,Sd}$ (kN)	$F_{x,Sd}$ (kN)	$F_{z,Sd}$ (kN)
		$F_{b,Rd1x}$	$F_{b,Rd1z}$	$F_{b,Rd2x}$	$F_{b,Rd2z}$				
150.80	/	79.64	111.33	144.34	185.55	22.35	/	22.35	/

Nous avons :

$$F_{b,Rd_x} = \min(F_{b,Rd_{1x}} ; F_{b,Rd_{2x}}) = 79.64 \text{ kN} ; F_{b,Rd_z} = \min(F_{b,Rd_{1z}} ; F_{b,Rd_{2z}}) = 111.33 \text{ kN}$$

On vérifie les conditions suivantes :

$$F_{x,Sd} = 22.35 \text{ kN} \leq F_{b,Rd_x} = 79.64 \text{ kN} \text{ (condition vérifiée)}$$

$$F_{v,Sd} = 22.35 \text{ kN} \leq F_{v,Rd} = 150.80 \text{ kN} \text{ (condition vérifiée)}$$

Les conditions sont vérifiées, les boulons répondent donc aux exigences de résistance.

VII.6.1.3. Vérification au cisaillement de bloc :

Nous avons :

Tableau VII.24 : Vérification au cisaillement de bloc

Elément	A_{nt} (cm ²)	A_{nv} (cm ²)	$V_{eff,Rd}$ (kN)	$V_{b,Sd}$ (kN)
Barres 1, 2, 3, 4	8.91	9.45	388.39	67.04

On vérifie la condition suivante :

$$V_{b,Sd} < V_{eff,Rd}$$

$$V_{b,Sd} = 67.04 \text{ kN} < 388.39 \text{ kN}$$

Les conditions sont vérifiées, les sections des barres de contreventement ne présentent pas de risque face au cisaillement de bloc.

VII.6.2. Bloc administratif [UPN 220 – UPN 220] :

La même disposition est adoptée pour l'assemblage du premier bloc (parking). Les efforts sollicitants sont similaires et les sections des barres de contreventement sont identiques.

VII.7. Assemblage de pied de poteau :

Les pieds de poteaux servent de liaison entre la structure métallique et les fondations en béton. Ils transmettent les sollicitations des poteaux au massif de fondation. Afin que la pression de contact ne dépasse pas la résistance de liaison, les poteaux doivent être munis de plaques d'assises permettant de répartir les efforts de compression sur une surface d'appui.

VII.7.1. Premier bloc (parking) [HEA 400] :

VII.7.1.1. Caractéristiques et dispositions constructives :

Les caractéristiques de cet assemblage sont les suivantes :

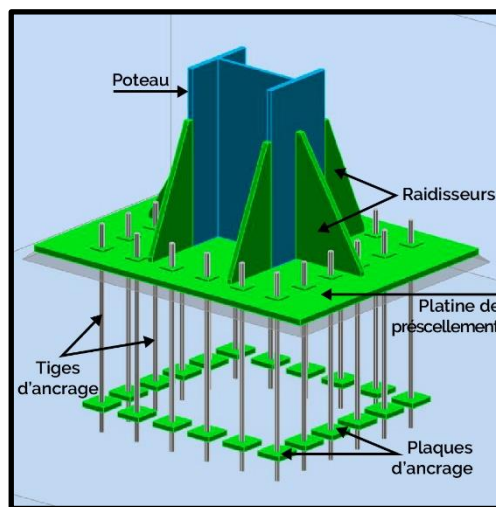


Figure VII.18 : Assemblage pied de poteau HEA 400 [Autodesk Robot Structural Analysis Professional]

- Platine de présellement :

- * Longueur $L = 800 \text{ mm}$.
- * Largeur $l = 800 \text{ mm}$.
- * Epaisseur $t = 25 \text{ mm}$.
- * Résistance de calcul $f_y = 235 \text{ MPa}$.

- Raidisseurs :

- * Largeur $l = 750 \text{ mm}$.
- * Hauteur $H = 500 \text{ mm}$.
- * Epaisseur $t = 20 \text{ mm}$.
- * Résistance de calcul $f_y = 235 \text{ MPa}$.

- Tiges d'ancrage :

Tableau VII.25 : Caractéristiques des tiges d'ancrage

Classe	Diamètre d (mm)	A_v (mm ²)	A_s (mm ²)	f_{ub} (MPa)	Nombre de colonnes	Nombre de rangées
10.9	20	314	245	1000	6	6

Le schéma de l'assemblage est comme suit :

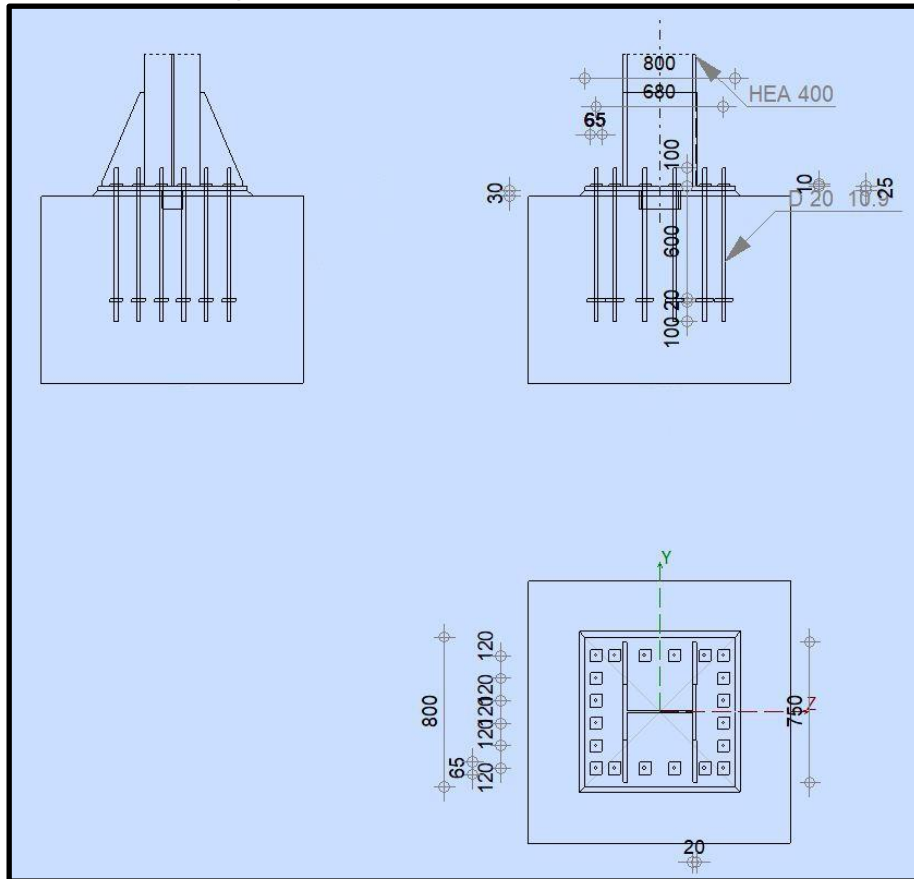


Figure VII.19 : Schéma d'assemblage pied de poteau HEA 400
[Autodesk Robot Structural Analysis Professional]

VII.7.1.2. Résistance de la zone comprimée :

Le calcul dans la partie comprimée de l'assemblage consiste à s'assurer que la résistance de scellement de la fondation soit supérieure ou égale aux contraintes exercées sous la plaque d'assise.

On vérifie que l'effort normal sollicitant $N_{j,Ed}$ soit inférieur à la résistance de la plaque d'assise à l'effort axial $N_{j,Rd}$ par la formule suivante :

$$N_{j,Ed} \leq N_{j,Rd}$$

Le calcul de la résistance de la plaque d'assise à l'effort axial se fait pour un tronçon en T de la semelle, illustré dans la figure suivante :

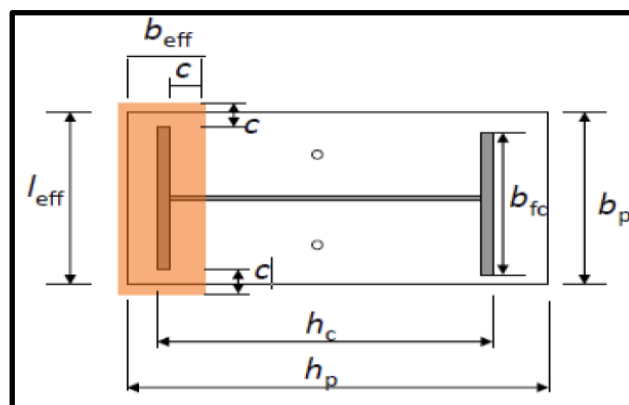


Figure VII.20 : Partie comprimée du pied de poteau

Calcul des assemblages

Nous avons :

$$N_{j,Rd} = f_{jd} \times b_{eff} \times l_{eff}$$

Avec :

f_{jd} : capacité portante du matériau de scellement.

$$b_{eff} = \min\left(c; \frac{h}{2} - t_{fc}\right) + t_{fc} + \min\left(c; \frac{h_p - h_c}{2}\right) = 115 \text{ mm}$$

$$l_{eff} = \min(b_p; b_{fc} + 2c) = 396 \text{ mm}$$

Nous avons :

$$N_{j,Rd} = 16.67 \times 10^{-3} \times 115 \times 396 = 759 \text{ kN}$$

$$N_{j,Ed} = 163.82 \text{ kN} \leq N_{j,Rd} = 759 \text{ kN}$$

La condition est vérifiée, les éléments de l'assemblage résistent donc à la compression.

VII.7.1.3. Résistance au cisaillement :

Afin de s'assurer de la résistance de l'assemblage au cisaillement, on doit vérifier que l'effort tranchant sollicitant V_{sd} soit inférieur à la résistance de l'assemblage au cisaillement $F_{v,Rd}$, vérifiant la formule suivante :

$$V_{sd} \leq F_{v,Rd} = F_{f,Rd} + n \times F_{vb,Rd}$$

Avec :

$F_{f,Rd} = 513.33 \text{ kN}$: résistance de calcul par frottement entre la plaque d'assise et le scellement.

$F_{vb,Rd} = 62.33 \text{ kN}$: résistance de calcul au cisaillement d'un boulon d'ancrage

n : nombre de boulons d'ancrage

$$V_{sd} = 154.53 \text{ kN} \leq F_{v,Rd} = 941.39 \text{ kN}$$

La condition est vérifiée, les éléments de l'assemblage résistent donc au cisaillement.

VII.7.1.4. Résistance des soudures :

La résistance des soudures est déterminée par la méthode directionnelle.

On décompose les forces transmises par longueur unitaire de soudure en composants parallèles et transversaux au plan de la gorge. Les contraintes sont distribuées uniformément dans la section de gorge de la soudure, la résistance de la soudure est donc donnée par les conditions suivantes :

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{m_2}} ; \quad \sigma_{\perp} \leq \frac{0.9 \times f_u}{\gamma_{m_2}}$$

Nous avons donc :

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} = 37.18 \leq \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{m_2}} = 365 ; \quad \sigma_{\perp} = 16.83 \leq \frac{0.9 \times f_u}{\gamma_{m_2}} = 262.8$$

Les conditions sont vérifiées, les soudures de l'assemblage sont alors résistantes aux contraintes appliquées.

VII.7.2. Bloc administratif [HEA 400] :

La même disposition est adoptée pour l'assemblage du premier bloc (parking). Les efforts sollicitants sont similaires et les sections des poteaux sont identiques.

VII.8. Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons effectué l'étude des assemblages de l'ensemble des éléments de la structure selon les recommandations du règlement algérien C.C.M. 97, et de l'Eurocode 3. Le dimensionnement des assemblages consiste à vérifier la résistance des différents éléments à leurs zones de liaison, ainsi que les boulons, les soudures, les platines, les raidisseurs et les tiges d'ancrages.

CHAPITRE VIII
Etude de l'infrastructure

VIII.1. Introduction :

L'infrastructure de l'ouvrage, représentée par les fondations, est une partie souterraine de la structure porteuse permettant de transmettre les charges de la superstructure au sol. Il s'agit d'un élément de très grande importance dans la structure, car elles permettent de s'opposer aux différents tassements, ainsi qu'à l'infiltration des eaux souterraines, mais également de répartir les charges reprises par l'ensemble des éléments structurels de l'ouvrage et de les transmettre au sol.

On distingue différents types de fondations, choisis selon les caractéristiques de l'ouvrage, ainsi que la nature du sol. Ils sont classés en deux catégories principales :

- Fondations superficielles : ce type de fondations de faible profondeur repose sur le sol, ou y est faiblement encasturé. Elles sont utilisées lorsque le sol porteur est accessible par des moyens courants de terrassement, la résistance des couches au cisaillement est suffisante, et la déformabilité du sol est faible. Les types de fondations superficielles les plus courants sont les suivants :

* Semelle isolée : ce type de semelles est isolé par rapport aux autres éléments de fondation. Elle reprend les charges ponctuelles transmises par les poteaux.

* Semelle filante : ce type de semelles est destiné à reprendre les descentes de charges non concentrées. Elles sont mises en place en tranchées continues, et peuvent constituer l'appui des murs porteurs.

* Radier : ce type de fondations représente une dalle porteuse continue, servant d'assise à l'ensemble de l'ouvrage, et de plancher bas. Il est conçu pour assurer la répartition des charges. Il est assimilable à une dalle en béton armé travaillant de manière inversée. Le radier est généralement employé dans le cas d'une faible capacité portante du sol, des charges élevées du bâtiment, du rapprochement des poteaux, ou lorsque le sol porteur est difficilement accessible.

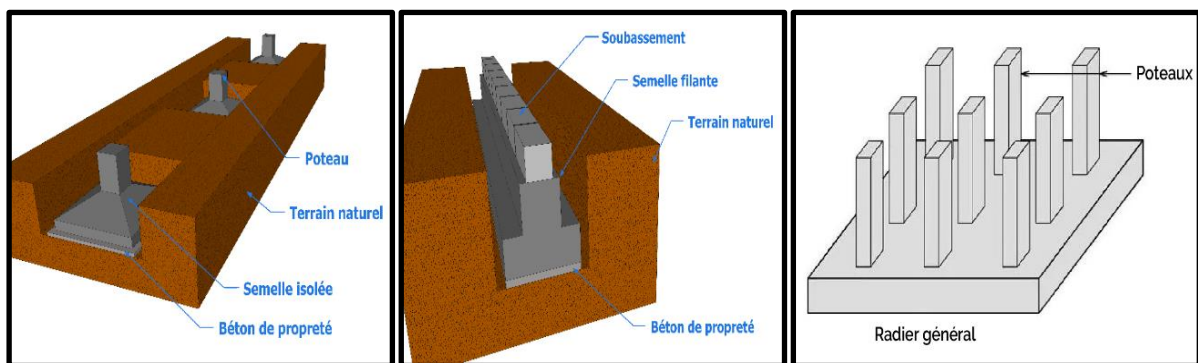


Figure VIII.1 : Fondations superficielles

- Fondations profondes ou semi-profondes : ce type de fondations permet de transmettre les charges de l'ouvrage qu'elles supportent sur les couches de surface jusqu'à une profondeur variant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres. Elles sont employées lorsque le sol près de la surface ne possède pas les propriétés mécaniques suffisantes afin de supporter les charges par l'intermédiaire de fondations superficielles, ou que sa résistance est trop faible, ou bien que les tassements prévus soient préjudiciables à la construction. Les types de fondations profondes les plus courants sont les suivants :

* Pieux : ce type de fondations élargées sert à reporter ponctuellement des charges sur le terrain. Ils sont utilisés lorsque le sol ne peut pas supporter superficiellement les contraintes dues à la masse de l'ouvrage. Il est également possible d'utiliser des pieux pour renforcer des fondations existantes.

* Puits : ce type de fondations semi-profondes est adapté à des descentes de charges ponctuelles. Ils sont le plus souvent reliés à des longrines en béton armé sur lesquelles reposent les murs. Ces longrines vont retransmettre les charges vers les puits. Coulés sur place, ils sont généralement dépourvus d'armatures et sont disposés à une profondeur relativement faible.

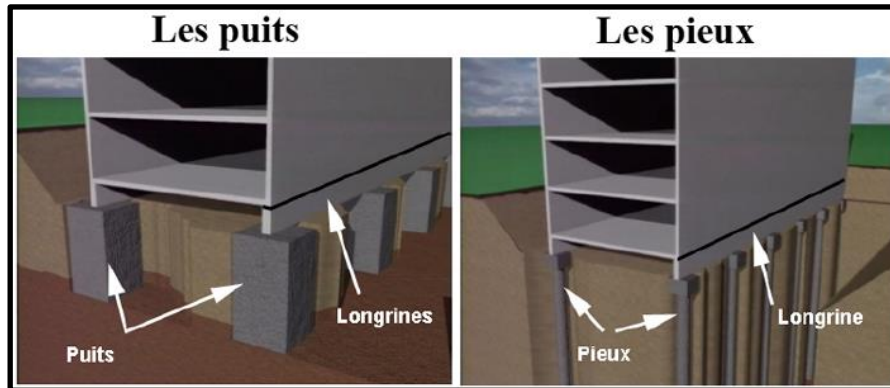


Figure VIII.2 : Fondations profondes / semi-profondes

VIII.2. Choix du type de fondations :

Le choix du type de fondations est fonction de plusieurs paramètres liés au terrain d'implantation, dont la nature du sol, la suite des couches de terrains superposées, le niveau de la nappe phréatique dans le sol, mais également à l'ouvrage lui-même, tel que la descente de charges et la distance entre les axes des poteaux.

Etant donné que le projet de construction appartient au Ministère de la Défense Nationale, le rapport géotechnique n'a pas été divulgué par l'entreprise pour des raisons de confidentialité. Cependant, les données suivantes ont été fournies :

- Contrainte admissible du sol : $\sigma_{sol} = 0.20 \text{ MPa}$
- Sol de nature meuble (Catégorie S_3)

VIII.2.1. Vérification des semelles isolées :

On doit s'assurer que l'effort repris par la semelle la plus sollicitée soit inférieur ou égal à la contrainte admissible du sol, en vérifiant la formule suivante :

$$\boxed{\frac{N_{sd}}{S} \leq \sigma_{sol}}$$

Avec :

$N_{sd} = 2683.32 \text{ kN}$: effort normal agissant sur la semelle la plus défavorable
 S : surface d'appui de la semelle

La section des poteaux est rectangulaire $a \times b = 300 \times 390$. On adoptera une section homothétique pour la semelle :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = B \times \frac{a}{b} = \frac{10}{13} B \approx 0.769B$$

Nous avons donc :

$$B \geq \sqrt{\frac{N_{sd} \times b}{\sigma_{sol} \times a}} = \sqrt{\frac{2683.32 \times 0.39}{0.2 \times 10^3 \times 0.3}} = 4.176m$$

L'entraxe des poteaux est de 2.5m. Il y a donc chevauchement entre les semelles. Il n'est donc pas possible d'opter pour des semelles isolées.

VIII.2.2. Vérification des semelles filantes :

On doit s'assurer que l'effort repris par la semelle la plus sollicitée, située sous un portique formé de 27 poteaux, soit inférieur ou égal à la contrainte admissible du sol, en vérifiant la formule suivante :

$$\boxed{\frac{\sum N_i}{S} \leq \sigma_{sol}}$$

Avec :

$\sum N_i = 44957.5 \text{ kN}$: somme des efforts normaux provenant des poteaux i
 S : surface d'appui de la semelle

Nous avons :

$$\frac{\sum N_i}{L \times B} \leq \sigma_{sol}$$

Donc :

$$B \geq \frac{44957.5}{65 \times 0.2 \times 10^3} = 3.458m$$

L'entraxe selon $y - y$ des poteaux de cette semelle est de 3m. Il y a donc chevauchement entre les semelles. Il n'est donc pas possible d'opter pour des semelles filantes. On optera donc pour un radier général nervuré.

VIII.3. Etude du radier général :

L'étude d'un radier général nécessite un dimensionnement de la section du béton armé, ainsi que des vérifications de résistance, de poinçonnement, et de tassement général de la structure.

VIII.3.1. Epaisseur minimale :

L'épaisseur du radier doit vérifier la condition suivante du B.A.E.L. 91 modifié 99 :

$$\boxed{h \geq h_{min} = \max\left(25 \text{ cm} ; \frac{L_{max}}{20}\right)}$$

Avec :

h : épaisseur du radier
 h_{min} : hauteur minimale du radier
 L_{max} : plus grande portée

Nous avons :

$$h \geq \max\left(25 ; \frac{1600}{20}\right) = 80 \text{ cm}$$

On prend donc : $\boxed{h = 85 \text{ cm} = 0.85 \text{ m}}$ comme épaisseur du radier général.

VIII.3.2. Surface du radier :

La surface du radier doit vérifier la condition suivante :

$$S \geq \max \left(\frac{\sum F_{zELU}}{\sigma_{sol}} ; S_{structure} \right)$$

Avec :

S : surface du radier
 F_{zELU} : réactions aux appuis à l'ELU

Nous avons :

$$S \geq \max \left(\frac{199573}{0.2 \times 10^3} = 997.865 \text{ m}^2 ; 3552.1125 \text{ m}^2 \right) = 3552.1125 \text{ m}^2$$

$$S_{radier} = S + S_{débord}$$

La largeur du débord est donnée par :

$$L_{débord} = \max \left(\frac{h}{2} ; 30 \text{ cm} \right) = 42.5 \text{ cm}$$

Nous avons donc :

$$S_{radier} = 3679.6125 \text{ m}^2$$

VIII.3.3. Vérification de la résistance :

VIII.3.3.1. Vérification au cisaillement :

Afin de s'assurer de la résistance du radier à la contrainte de cisaillement, il est nécessaire de vérifier la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} < 0.05 f_{c28}$$

Tel que :

$$T_u = \frac{N_u \times L_{max} \times b}{2 \times S_{radier}}$$

Avec :

N_u : réactions aux appuis et poids du radier à l'ELU

Donc :

$$T_u = \frac{323759.92 \times 16 \times 1}{2 \times 3679.6125} = 703.9 \text{ kN}$$

Alors :

$$\tau_u = \frac{703.9 \times 10^{-3}}{0.765 \times 1} = 0.92 \text{ MPa} \leq 0.05 \times 25 = 1.25 \text{ MPa}$$

La condition sur la contrainte de cisaillement est donc vérifiée.

VIII.3.3.2. Vérification au poinçonnement :

Afin de s'assurer de la résistance du radier au poinçonnement, il est nécessaire de vérifier la formule suivante :

$$N_u < \frac{0.045 \times h \times u_c \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : effort normal du poteau le plus sollicité à l'ELU
 u_c : périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier

Nous avons :

$$N_u = 2683.32 \text{ kN} < \frac{0.045 \times 0.85 \times 2 \times (0.3 + 0.39 + 2 \times 1) \times 25 \times 10^3}{1.5} = 3429.75 \text{ kN}$$

La condition de non-poinçonnement est donc vérifiée.

VIII.3.4. Calcul du ferrailage :

Le panneau du radier le plus sollicité est de dimensions :

$$\begin{cases} l_x = 5m \\ l_y = 11m \end{cases}$$

Le rapport α est donnée par :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{5}{11} = 0.45 < 0.4$$

Le radier travaille donc suivant les deux sens.

Les calculs en flexion simple se font avec une section de largeur $b = 1m$.

VIII.3.4.1. Sens x-x :

VIII.3.4.1.1. En travée :

Le calcul selon la combinaison à l'ELU : $1.35G + 1.5Q$.

Le moment ultime μ est donné par la formule suivante :

$$\mu = \frac{M_{tu}}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

Avec :

$M_{tu} = -618.34 \text{ kN.m/m}_L$: moment sollicitant
 $b = 1 \text{ m}$: largeur de calcul considérée
 $d = 0.9 \times h = 0.765 \text{ m}$: distance utile.
 $f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$: contrainte de calcul du béton

Nous avons donc :

$$\mu = \frac{0.61834}{1 \times 0.765^2 \times 14.17} = 0.075 \text{ MPa} < \mu_{ab} = 0.187 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pivot A}$$

Pivot A : $\begin{cases} \varepsilon_s = 10\text{‰} \\ \varepsilon_b \leq 3.5\text{‰} \\ A_{sc} = 0 \end{cases}$

$$* \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.075)}) = 0.0969$$

$$* \varepsilon_b = \frac{\alpha}{1 - \alpha} \varepsilon_s = \frac{0.0969}{1 - 0.0969} \times 0.01 = 1.07\text{‰}$$

$$* \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$* Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.765(1 - 0.4 \times 0.0969) = 0.735 \text{ m}$$

$$* A_{st} = \frac{M_{tu}}{Z \times \sigma_s} = 24.16 \text{ cm}^2 / m_L$$

On vérifie la section minimale des armatures par la formule suivante :

$$A_{s_{min}} = \frac{0.23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e}$$

$$A_{s_{min}} = \frac{0.23 \times (0.6 + 0.06 \times 25) \times 1 \times 0.765}{400} = 9.24 \text{ cm}^2$$

$A_{st} > A_{s_{min}}$, on choisit donc 8 barres HA20 avec une section $A_s = 25.13 \text{ cm}^2$.

* Vérification à l'ELS :

On doit vérifier que la contrainte de l'acier tendu σ_{st} soit inférieure à la contrainte limite de l'acier $\bar{\sigma}_{st}$, et que la contrainte du béton comprimé σ_{bc} soit inférieure à la contrainte limite du béton $\bar{\sigma}_{bc}$ par les formules suivantes :

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_s \times (d - X)}{I} < \bar{\sigma}_{st} = f_e$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times X}{I} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$$

Avec :

$M_s = -458.03 \text{ kN.m/m}_L$: moment sollicitant

$$X = n \times \frac{A_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times b \times d \times A_{st}}{n \times A_{st}^2}} - 1 \right) = 0.31 \text{ m}$$

I : moment d'inertie donné par :

$$I = \frac{bX^3}{3} + n \times A_{st}(d - X)^2 = 22.94 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

Nous avons :

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times 0.45803 \times (0.765 - 0.31)}{22.94 \times 10^{-3}} = 136.27 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.45803 \times 0.31}{22.94 \times 10^{-3}} = 6.19 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Les conditions de vérification à l'ELS sont donc vérifiées.

VIII.3.4.1.2. Aux appuis :

Le calcul selon la combinaison à l'ELU : $1.35G + 1.5Q$.

Le moment ultime μ est donné par la formule suivante :

$$\mu = \frac{M_{tu}}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

Avec :

$$M_{tu} = 415.50 \text{ kN.m/m}_L : \text{moment sollicitant}$$

Nous avons donc :

$$\mu = \frac{0.4155}{1 \times 0.765^2 \times 14.17} = 0.05 \text{ MPa} < \mu_{ab} = 0.187 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\text{Pivot A: } \begin{cases} \varepsilon_s = 10\text{‰} \\ \varepsilon_b \leq 3.5\text{‰} \\ A_{sc} = 0 \end{cases}$$

$$* \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.05)}) = 0.0643$$

$$* \varepsilon_b = \frac{\alpha}{1 - \alpha} \varepsilon_s = \frac{0.0643}{1 - 0.0643} \times 0.01 = 0.69\text{‰}$$

$$* \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$* Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.765(1 - 0.4 \times 0.0643) = 0.745 \text{ m}$$

$$* A_{st} = \frac{M_{tu}}{Z \times \sigma_s} = 16.02 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

On vérifie la section minimale des armatures par la formule suivante :

$$A_{smin} = \frac{0.23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e}$$

$$A_{smin} = \frac{0.23 \times (0.6 + 0.06 \times 25) \times 1 \times 0.765}{400} = 9.24 \text{ cm}^2$$

$A_{st} > A_{smin}$, on choisit donc 8 barres HA16 avec une section $A_s = 16.08 \text{ cm}^2$.

* Vérification à l'ELS :

On doit vérifier que la contrainte de l'acier tendu σ_{st} soit inférieure à la contrainte limite de l'acier $\bar{\sigma}_{st}$, et que la contrainte du béton comprimé σ_{bc} soit inférieure à la contrainte limite du béton $\bar{\sigma}_{bc}$ par les formules suivantes :

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_s \times (d - X)}{I} < \bar{\sigma}_{st} = f_e$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times X}{I} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$$

Avec :

$$M_s = 307.78 \text{ kN.m/m}_L : \text{moment sollicitant}$$

$$X = 0.248 \text{ m}$$

$$I = 15.83 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

Nous avons :

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times 0.30778 \times (0.765 - 0.248)}{15.83 \times 10^{-3}} = 150.78 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.30778 \times 0.248}{15.83 \times 10^{-3}} = 4.82 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Les conditions de vérification à l'ELS sont donc vérifiées.

VIII.3.4.1.3. Espacement des barres :

* Nappe supérieure :

L'espacement est donnée par :

$$S_t = \frac{L}{E} - D$$

Avec :

$L = 1 \text{ m}$: Largeur de calcul du radier
 $E = 7$: nombre d'espacements
 $D = 20 \text{ mm}$: diamètre des barres de ferrailage

Nous avons :

$$S_t = \frac{1}{7} - 0.02 = 12.29 \text{ cm}$$

On prend donc : $S_t = 13 \text{ cm}$

* Nappe inférieure :

L'espacement est donnée par :

$$S_t = \frac{L}{E} - D$$

Avec :

$L = 1 \text{ m}$: Largeur de calcul du radier
 $E = 7$: nombre d'espacements
 $D = 16 \text{ mm}$: diamètre des barres de ferrailage

Nous avons :

$$S_t = \frac{1}{7} - 0.016 = 12.69 \text{ cm}$$

On prend donc : $S_t = 13 \text{ cm}$

VIII.3.4.1.4. Armatures d'âme :

D'après le règlement en vigueur (B.A.E.L. 91 modifié 99), il faut vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} < \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Nous avons :

$$\tau_u = 0.808 \text{ MN} < \bar{\tau}_u = 1.167 \text{ MN}$$

La condition est vérifiée. Il n'y a donc pas besoin de rajouter des armatures d'âme.

VIII.3.4.2. Sens y-y :

VIII.3.4.2.1. En travée :

Le calcul selon la combinaison à l'ELU : $1.35G + 1.5Q$.

Le moment ultime μ est donné par la formule suivante :

$$\mu = \frac{M_{tu}}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

Avec :

$M_{tu} = -589.98 \text{ kN.m/m}_L$: moment sollicitant
 $b = 1 \text{ m}$: largeur de calcul considérée
 $d = 0.9 \times h = 0.765 \text{ m}$: distance utile.
 $f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$: contrainte de calcul du béton

Nous avons donc :

$$\mu = \frac{0.58998}{1 \times 0.765^2 \times 14.17} = 0.071 \text{ MPa} < \mu_{ab} = 0.187 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pivot A}$$

Pivot A : $\begin{cases} \varepsilon_s = 10\text{‰} \\ \varepsilon_b \leq 3.5\text{‰} \\ A_{sc} = 0 \end{cases}$

$$* \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.071)}) = 0.0924$$

$$* \varepsilon_b = \frac{\alpha}{1 - \alpha} \varepsilon_s = \frac{0.0924}{1 - 0.0924} \times 0.01 = 1.02\text{‰}$$

$$* \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$* Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.765(1 - 0.4 \times 0.0924) = 0.737 \text{ m}$$

$$* A_{st} = \frac{M_{tu}}{Z \times \sigma_s} = 23.01 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

On vérifie la section minimale des armatures par la formule suivante :

$$A_{smin} = \frac{0.23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e}$$

$$A_{smin} = \frac{0.23 \times (0.6 + 0.06 \times 25) \times 1 \times 0.765}{400} = 9.24 \text{ cm}^2$$

$A_{st} > A_{smin}$, on choisit donc 8 barres HA20 avec une section $A_s = 25.13 \text{ cm}^2$.

* Vérification à l'ELS :

On doit vérifier que la contrainte de l'acier tendu σ_{st} soit inférieure à la contrainte limite de l'acier $\bar{\sigma}_{st}$, et que la contrainte du béton comprimé σ_{bc} soit inférieure à la contrainte limite du béton $\bar{\sigma}_{bc}$ par les formules suivantes :

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_s \times (d - X)}{I} < \bar{\sigma}_{st} = f_e$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times X}{I} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$$

Avec :

$M_s = -437.02 \text{ kN.m/m}_L$: moment sollicitant
 $X = 0.31 \text{ m}$
 $I = 22.94 \times 10^{-3} \text{ m}^4$

Nous avons :

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times 0.43702 \times (0.765 - 0.31)}{22.94 \times 10^{-3}} = 130.02 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.43702 \times 0.31}{22.94 \times 10^{-3}} = 5.91 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Les conditions de vérification à l'ELS sont donc vérifiées.

VIII.3.4.2.2. Aux appuis :

Le calcul selon la combinaison à l'ELU : $1.35G + 1.5Q$.

Le moment ultime μ est donné par la formule suivante :

$$\mu = \frac{M_{tu}}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

Avec :

$$M_{tu} = 394.15 \text{ kN.m/m}_L : \text{moment sollicitant}$$

Nous avons donc :

$$\mu = \frac{0.39415}{1 \times 0.765^2 \times 14.17} = 0.0475 \text{ MPa} < \mu_{ab} = 0.187 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\text{Pivot A: } \begin{cases} \varepsilon_s = 10\text{‰} \\ \varepsilon_b \leq 3.5\text{‰} \\ A_{sc} = 0 \end{cases}$$

$$* \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.0475)}) = 0.0609$$

$$* \varepsilon_b = \frac{\alpha}{1 - \alpha} \varepsilon_s = \frac{0.0609}{1 - 0.0609} \times 0.01 = 0.65\text{‰}$$

$$* \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$* Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.765(1 - 0.4 \times 0.0609) = 0.746 \text{ m}$$

$$* A_{st} = \frac{M_{tu}}{Z \times \sigma_s} = 15.175 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

On vérifie la section minimale des armatures par la formule suivante :

$$A_{smin} = \frac{0.23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e}$$

$$A_{smin} = \frac{0.23 \times (0.6 + 0.06 \times 25) \times 1 \times 0.765}{400} = 9.24 \text{ cm}^2$$

$A_{st} > A_{smin}$, on choisit donc 8 barres HA16 avec une section $A_s = 16.08 \text{ cm}^2$.

* Vérification à l'ELS :

On doit vérifier que la contrainte de l'acier tendu σ_{st} soit inférieure à la contrainte limite de l'acier $\bar{\sigma}_{st}$, et que la contrainte du béton comprimé σ_{bc} soit inférieure à la contrainte limite du béton $\bar{\sigma}_{bc}$ par les formules suivantes :

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_s \times (d - X)}{I} < \bar{\sigma}_{st} = f_e$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times X}{I} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$$

Avec :

$$\begin{aligned} M_s &= 291.96 \text{ kN.m/m}_L : \text{moment sollicitant} \\ X &= 0.248 \text{ m} \\ I &= 15.83 \times 10^{-3} \text{ m}^4 \end{aligned}$$

Nous avons :

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times 0.29196 \times (0.765 - 0.248)}{15.83 \times 10^{-3}} = 143.03 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.29196 \times 0.248}{15.83 \times 10^{-3}} = 4.57 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Les conditions de vérification à l'ELS sont donc vérifiées.

VIII.3.4.2.3. Espacement des barres :

* Nappe supérieure :

L'espacement est donné par :

$$S_t = \frac{L}{E} - D$$

Avec :

$$\begin{aligned} L &= 1 \text{ m} : \text{Largeur de calcul du radier} \\ E &= 7 : \text{nombre d'espacements} \\ D &= 20 \text{ mm} : \text{diamètre des barres de ferrailage} \end{aligned}$$

Nous avons :

$$S_t = \frac{1}{7} - 0.02 = 12.29 \text{ cm}$$

On prend donc : $S_t = 13 \text{ cm}$

* Nappe inférieure :

L'espacement est donné par :

$$S_t = \frac{L}{E} - D$$

Avec :

$$\begin{aligned} L &= 1 \text{ m} : \text{Largeur de calcul du radier} \\ E &= 7 : \text{nombre d'espacements} \\ D &= 16 \text{ mm} : \text{diamètre des barres de ferrailage} \end{aligned}$$

Nous avons :

$$S_t = \frac{1}{7} - 0.016 = 12.69 \text{ cm}$$

On prend donc : $S_t = 13 \text{ cm}$

VIII.3.4.2.4. Armatures d'âme :

D'après le règlement en vigueur (B.A.E.L. 91 modifié 99), il faut vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} < \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Nous avons :

$$\tau_u = 0.808 \text{ MN} < \bar{\tau}_u = 1.167 \text{ MN}$$

La condition est vérifiée. Il n'y a donc pas besoin de rajouter des armatures d'âme.

VIII.3.5. Récapitulatif du ferrailage du radier :

Les résultats de calcul du ferrailage du radier sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VIII.1 : Récapitulatif de calcul du ferrailage du radier

Sens	Moment en travée (ELU)	Moment aux appuis (ELU)	Moment en travée (ELS)	Moment aux appuis (ELS)	Armature de la nappe supérieure	Armature de la nappe inférieure
$x - x$	-618.34 kN	415.5 kN	-458.03 kN	307.78 kN	8HA20 $S_t = 13 \text{ cm}$	8HA16 $S_t = 13 \text{ cm}$
$y - y$	-589.98 kN	394.15 kN	-437.02 kN	291.96 kN	8HA20 $S_t = 13 \text{ cm}$	8HA16 $S_t = 13 \text{ cm}$

Le schéma de ferrailage du radier est illustré dans la figure suivante :

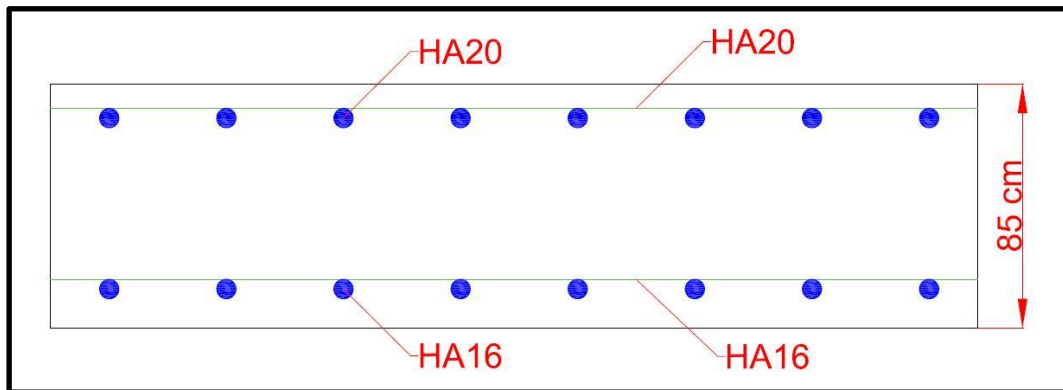


Figure VIII.3 : Schéma du ferrailage du radier dans les sens $x - x$ et $y - y$

VIII.4. Etude des nervures :

L'étude d'un radier général nécessite un dimensionnement de la section du béton armé, ainsi que des vérifications de résistance, de poinçonnement, et de tassement général de la structure.

VIII.4.1. Dimensionnement des nervures :

L'épaisseur du radier doit vérifier la condition suivante du B.A.E.L. 91 modifié 99 :

$$h \geq h_{min} = \frac{L_{max}}{10}$$

Avec :

h : hauteur de la nervure
 h_{min} : hauteur minimale de la nervure
 L_{max} : plus grande portée

Nous avons :

$$h \geq \frac{1600}{10} = 160 \text{ cm}$$

On prend donc : $h = 160 \text{ cm} = 1.6 \text{ m}$ comme hauteur des nervures.

La section des nervures est alors comme suit :

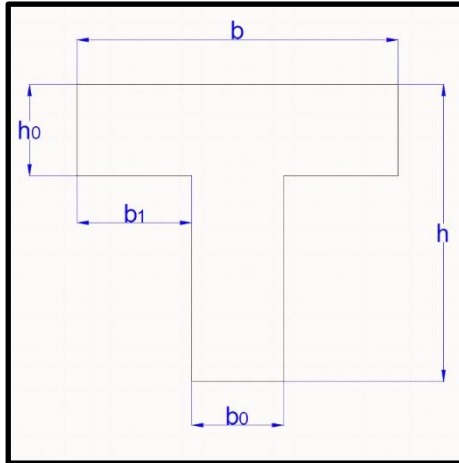


Figure VIII.4 : Dimensions de la nervure

Tel que :

- * $b = 3.3m$
- * $b_0 = 0.8m$
- * $b_1 = 1.25m$
- * $h = 1.6m$
- * $h_0 = 0.85m$

VIII.4.2. Vérification de la résistance :

VIII.4.2.1. Vérification au cisaillement :

Afin de s'assurer de la résistance des nervures à la contrainte de cisaillement, il est nécessaire de vérifier la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} < 0.05 f_{c28}$$

Alors :

$$\tau_u = \frac{1134 \times 10^{-3}}{1.44 \times 1} = 0.7875 MPa \leq 0.05 \times 25 = 1.25 MPa$$

La condition sur la contrainte de cisaillement est donc vérifiée.

VIII.4.3. Calcul du ferrailage :

VIII.4.3.1. En travée :

Le calcul selon la combinaison à l'ELU : $1.35G + 1.5Q$.

$M_u = 2.210972 MN < M_t$: l'axe neutre passe par la table, il s'agit donc de calculer une section rectangulaire $b \times h$.

Nous avons donc :

$$\mu = \frac{2.210972}{1 \times 1.44^2 \times 14.17} = 0.074 MPa < \mu_{ab} = 0.187 MPa \Rightarrow \text{Pivot A}$$

Pivot A : $\begin{cases} \epsilon_s = 10\text{‰} \\ \epsilon_b \leq 3.5\text{‰} \\ A_{sc} = 0 \end{cases}$

$$* \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.074)}) = 0.0961$$

$$* \varepsilon_b = \frac{\alpha}{1 - \alpha} \varepsilon_s = \frac{0.0961}{1 - 0.0961} \times 0.01 = 1.06\text{‰}$$

$$* \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$* Z = d(1 - 0.4\alpha) = 1.44(1 - 0.4 \times 0.0961) = 1.385 \text{ m}$$

$$* A_{st} = \frac{M_{tu}}{Z \times \sigma_s} = 45.05 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

On vérifie la section minimale des armatures par la formule suivante :

$$A_{s_{min}} = \frac{0.23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e}$$

$$A_{s_{min}} = \frac{0.23 \times (0.6 + 0.06 \times 25) \times 1 \times 1.44}{400} = 17.39 \text{ cm}^2$$

$A_{st} > A_{s_{min}}$, on choisit donc 15 barres HA20 avec une section $A_s = 47.1 \text{ cm}^2$.

* Vérification à l'ELS :

On doit vérifier que la contrainte de l'acier tendu σ_{st} soit inférieure à la contrainte limite de l'acier $\bar{\sigma}_{st}$, et que la contrainte du béton comprimé σ_{bc} soit inférieure à la contrainte limite du béton $\bar{\sigma}_{bc}$ par les formules suivantes :

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_s \times (d - X)}{I} < \bar{\sigma}_{st} = f_e$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times X}{I} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$$

Avec :

$M_s = -1.637756 \text{ MN.m/m}_L$: moment sollicitant

$$X = n \times \frac{A_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times b \times d \times A_{st}}{n \times A_{st}^2}} - 1 \right) = 0.58 \text{ m}$$

I : moment d'inertie donné par :

$$I = \frac{bX^3}{3} + n \times A_{st}(d - X)^2 = 152.44 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

Nous avons :

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times 1.637756 \times (1.44 - 0.58)}{152.44 \times 10^{-3}} = 183.21 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1.637756 \times 0.58}{152.44 \times 10^{-3}} = 8.29 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Les conditions de vérification à l'ELS sont donc vérifiées.

VIII.4.3.2. Aux appuis :

Le calcul selon la combinaison à l'ELU : $1.35G + 1.5Q$.

$M_u = 1.13246 \text{ MN} < M_t$: l'axe neutre passe par la table, il s'agit donc de calculer une section rectangulaire $b \times h$.

Nous avons donc :

$$\mu = \frac{1.13246}{1 \times 1.44^2 \times 14.17} = 0.0385 \text{ MPa} < \mu_{ab} = 0.187 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\text{Pivot A: } \begin{cases} \varepsilon_s = 10\text{‰} \\ \varepsilon_b \leq 3.5\text{‰} \\ A_{sc} = 0 \end{cases}$$

$$* \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.0385)}) = 0.0492$$

$$* \varepsilon_b = \frac{\alpha}{1 - \alpha} \varepsilon_s = \frac{0.0492}{1 - 0.0492} \times 0.01 = 1.06\text{‰}$$

$$* \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$* Z = d(1 - 0.4\alpha) = 1.44(1 - 0.4 \times 0.0492) = 1.412 \text{ m}$$

$$* A_{st} = \frac{M_{tu}}{Z \times \sigma_s} = 23.05 \text{ cm}^2 / m_L$$

On vérifie la section minimale des armatures par la formule suivante :

$$A_{smin} = \frac{0.23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e}$$

$$A_{smin} = \frac{0.23 \times (0.6 + 0.06 \times 25) \times 1 \times 1.44}{400} = 17.39 \text{ cm}^2$$

$A_{st} > A_{smin}$, on choisit donc 15 barres HA14 avec une section $A_s = 23.1 \text{ cm}^2$.

* Vérification à l'ELS :

On doit vérifier que la contrainte de l'acier tendu σ_{st} soit inférieure à la contrainte limite de l'acier $\bar{\sigma}_{st}$, et que la contrainte du béton comprimé σ_{bc} soit inférieure à la contrainte limite du béton $\bar{\sigma}_{bc}$ par les formules suivantes :

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_s \times (d - X)}{I} < \bar{\sigma}_{st} = f_e$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times X}{I} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$$

Avec :

$M_s = -0.83886 \text{ MN.m} / m_L$: moment sollicitant

$$X = n \times \frac{A_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times b \times d \times A_{st}}{n \times A_{st}^2}} - 1 \right) = 0.41 \text{ m}$$

I : moment d'inertie donné par :

$$I = \frac{bX^3}{3} + n \times A_{st}(d - X)^2 = 61.75 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

Nous avons :

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times 0.83886 \times (1.44 - 0.41)}{61.75 \times 10^{-3}} = 208.39 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.83886 \times 0.41}{61.75 \times 10^{-3}} = 5.49 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Les conditions de vérification à l'ELS sont donc vérifiées.

VIII.4.3.3. Ferrailage transversal :

Pour les armatures de cisaillement, on prend 2 cadres, un étrier, et 3 épingles de diamètre $\phi = 12mm$. La section est donc : $A_t = 9.05 \text{ cm}^2$.

Le calcul des espacement entre les cadres est donné par :

$$S_t \leq \frac{0.9 \times f_e \times A_t}{b_0 \times \gamma_s \times (\tau_{u_{max}} - 0.3f_{t28})}$$

$$S_t \leq 101.18 \text{ cm}$$

L'espacement maximum est donné par :

En zone nodale : $S_{t_{max}} = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi, 30cm\right) = 30cm$

En zone courante : $S_{t_{max}} = \frac{h}{2} = 80cm$

On opte pour un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$ dans toute la section de la nervure.

VIII.4.4. Récapitulatif du ferrailage des nervures :

Les résultats de calcul du ferrailage des nervures sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VIII.2 : Récapitulatif de calcul du ferrailage des nervures

Moment en travée (ELU)	Moment aux appuis (ELU)	Moment en travée (ELS)	Moment aux appuis (ELS)	Armatures longitudinales en travée	Armatures longitudinales aux appuis	Armatures transversales
-2.211 MN	1.133 MN	-1.638 MN	0.839 MN	15HA20 $S_t = 23 \text{ cm}$	15HA14 $S_t = 23 \text{ cm}$	2 cadres 1 étrier 3 épingles HA12 $S_t = 20 \text{ cm}$

Le schéma de ferrailage des nervures est illustré dans la figure suivante :

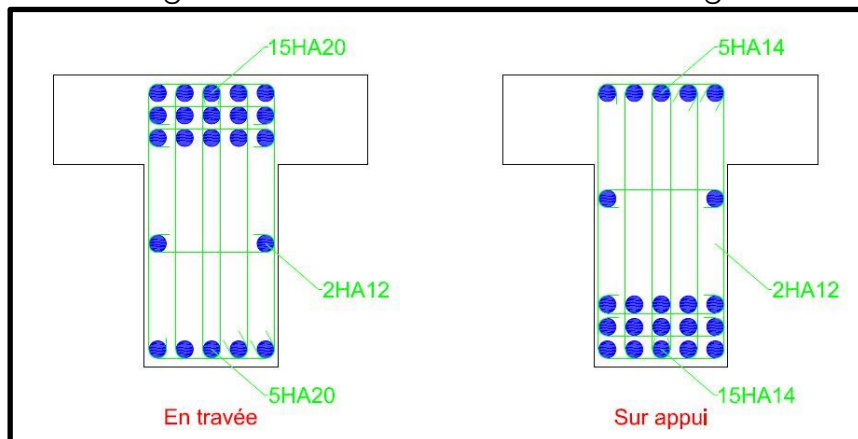


Figure VIII.5 : Schéma du ferrailage des nervures

VIII.5. Conclusion :

L'étude de l'infrastructure de l'ouvrage est une étape très importante dans le calcul structurel. Les fondations assurent la stabilité du bâtiment, ainsi que le transfert et la répartition des charges de la superstructure vers le sol. Dans ce projet, les fondations choisies sont superficielles, de type radier général nervuré. Ce dernier est le choix le plus adéquat et le plus économique dans notre cas.

CONCLUSION GÉNÉRALE

CONCLUSION GÉNÉRALE

À travers ce mémoire de fin d'études, j'ai eu l'occasion d'exploiter l'ensemble des connaissances acquises à travers mon parcours universitaire. Le projet étant principalement issu du domaine de la structure métallique, cela n'a toutefois pas empêché l'emploi de notions découlant des autres branches du Génie Civil traités dans le cursus, tel que le cours de bâtiment, le béton armé, la géotechnique, la dynamique des structures, le génie parasismique, et bien d'autres.

Ce projet m'a également permis d'améliorer ma maîtrise des différentes normes et réglementations en vigueur, à savoir le R.P.A.99/v2003 [D.T.R.-B.C.-2.48], le R.N.V. 2013 [D.T.R.-C 2-47], le C.C.M. 97 [D.T.R.-B.C.-2.44], le D.T.R.-B.C.-2.2, le B.A.E.L. 91 modifié 99, le C.B.A. 93 [D.T.R.-B.C.-2.41], l'Eurocode 1, l'Eurocode 3, et l'Eurocode 4. En addition, cette expérience m'a aussi permis d'évoluer mes compétences dans l'utilisation des différents logiciels tels que « Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2023 », « Autodesk AutoCAD 2023 », RDM 6, et bien d'autres encore.

Dans ce projet, plusieurs matériaux de construction ont été employés. Leur dénomination, ainsi que leurs différentes caractéristiques sont citées dans ce qui suit :

* Béton : Le béton employé pour le plancher mixte, les escaliers, l'acrotère et les fondations a une résistance à la compression $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

* Acier : Les aciers employés pour les différents profilés métalliques sont de nuance S235. Les barres d'armatures employées pour le ferrailage des éléments en béton armé sont de nuance FeE400.

L'évaluation des charges et des surcharges agissant sur l'ouvrage a permis d'avoir les résultats suivants :

* Premier bloc (parking) :

- Charge permanente $G = 2.628 \text{ kN/m}^2$ pour les étages courants.
- Charge permanente $G = 2.628 \text{ kN/m}^2$ pour la terrasse accessible.
- Charge d'exploitation $Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$.
- Charge du vent comprise entre -1.472 kN/m^2 et 1.063 kN/m^2 .
- Charge de la neige $S = 0.128 \text{ kN/m}^2$.

* Bloc administratif :

- Charge permanente $G = 4.198 \text{ kN/m}^2$ pour les étages courants.
- Charge permanente $G = 4.218 \text{ kN/m}^2$ pour la terrasse accessible.
- Charge d'exploitation $Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$.
- Charge du vent comprise entre -1.521 kN/m^2 et 1.099 kN/m^2 .
- Charge de la neige $S = 0.128 \text{ kN/m}^2$.

Le Règlement Parasismique Algérien R.P.A.99/v2003, ainsi que les règles de conception et de calcul des structures en acier C.C.M. 97 ont permis de procéder au prédimensionnement des éléments structurels de l'ouvrage. Les dimensions issues des calculs effectués sont les suivantes :

* Premier bloc (parking) :

- Solives : IPE 220.
- Poutres principales : HEA 450.
- Poteaux : HEA 400.

* Bloc administratif :

- Solives : IPE 140.
- Poutres principales : IPE 600.
- Poteaux : HEA 400

Suite au prédimensionnement, l'étude du plancher mixte a permis de déterminer ses caractéristiques pour les deux blocs de l'ouvrage :

* Premier bloc (parking) :

- Solives : IPE 220.
- Tôle profilée : Hi-Bond 55.
- Connecteurs : 15 goujons à tête soudée par travée de solive espacés de $S = 36 \text{ cm}$.

* Bloc administratif :

- Solives : IPE 140.
- Tôle profilée : Hi-Bond 55.
- Connecteurs : 7 goujons à tête soudée par travée de solive espacés de $S = 42\text{ cm}$.

L'étude sismique de la structure a permis d'analyser son comportement face aux sollicitations sismiques, et de déterminer les déplacements maximaux des deux blocs de la structure. Pour le premier bloc (parking), le déplacement maximal est de 7.9 cm suivant x , et de 10.5 cm suivant y . Pour le bloc administratif, il est de 11.4 cm suivant x , et de 10.8 cm suivant y . La largeur du joint sismique adoptée entre les deux blocs est de 100 cm .

Par la suite, le dimensionnement final de l'ensemble des éléments de l'ouvrage a donné les résultats suivants :

* Premier bloc (parking) :

- Solives : IPE 220.
- Poutres principales : HEA 450.
- Poteaux : HEA 400.
- Palées de contreventement en X : UPN 220.
- Solives de rampe : IPE 220.
- Poutres de rampe : HEA 450.
- Escalier à deux volées : $T16/e20 - T10/e33 - T16/e20$.

* Bloc administratif :

- Solives : IPE 140.
- Poutres principales : IPE 600.
- Poteaux : HEA 400.
- Palées de contreventement en X : UPN 220.
- Escalier à trois volées : $T12/e20 - T8/e33 - T12/e20$.

L'étude et la vérification des assemblages a été effectuée pour chaque liaison entre les différentes pièces de la structure. Ces éléments de liaison sont soit boulonnés, ou bien boulonnés-soudés, et comportent les platines, les boulons, les cornières, les goujons, les tiges d'ancrage, les jarrets et les raidisseurs.

Après avoir étudié les assemblages, la dernière étape dans l'étude de l'ouvrage consiste à calculer le ferrailage de l'infrastructure. Les fondations choisies dans le cas de ce projet sont de type radier général nervuré, et leur ferrailage est résumé ci-dessous :

Radier :

- Nappe supérieure : $8HA20$ avec un espacement $S_t = 13\text{ cm}$ pour les deux sens.
- Nappe supérieure : $8HA16$ avec un espacement $S_t = 13\text{ cm}$ pour les deux sens.

Nervures :

- En travée : $15HA20$ avec un espacement $S_t = 23\text{ cm}$.
- Aux appuis : $15HA14$ avec un espacement $S_t = 23\text{ cm}$.
- Armatures transversales : 2 cadres, 1 étrier, 3 épingles $HA12$ avec un espacement $S_t = 20\text{ cm}$.

La modélisation à l'aide de l'outil informatique « Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2023 » a permis un gain de temps très important, et a beaucoup facilité les calculs de la structure, notamment l'analyse dynamique, le dimensionnement des éléments structurels, et l'étude des assemblages.

Pour conclure, l'étude de ce projet de structure métallique m'a permis de franchir ma dernière épreuve de passage du monde académique au domaine professionnel. Durant mon parcours, j'ai appris les principales étapes d'élaboration d'un projet de charpente métallique, ainsi que l'importance de la dualité entre l'aspect technique et économique de la construction. Enfin, je souhaite que ce mémoire de fin d'études soit bénéfique pour les étudiants des prochaines promotions, et que ce modeste travail apportera de la valeur ajoutée au département de Génie Civil de l'Ecole Nationale Polytechnique.

Références bibliographiques

Normes et réglementations :

1. AFNOR, *Eurocode 1 : Bases de calcul et action sur les structures, Partie 1-4, actions du vent sur les bâtiments, NF EN 1993-1-4*, AFNOR, Novembre 2005.
2. AFNOR, *Eurocode 3 : Calcul des structures en acier, Partie 1-1, règles générales et règles pour les bâtiments, NF EN 1993-1-1*, AFNOR, Octobre 2005.
3. AFNOR, *Eurocode 3 : Calcul des structures en acier, Partie 1-8, calcul des assemblages, NF EN 1993-1-1*, AFNOR, 2006.
4. AFNOR, *Eurocode 4 : Calcul des structures mixtes acier-béton, Partie 1-1, règles générales et règles pour les bâtiments, NF EN 1994-1-1*, AFNOR, Juin 2005.
5. ArcelorMittal Europe Long Products, *New Standard Same Sections EN 10365 : 2017*.
6. Centre National d'Etudes et de Recherche Intégrées du Bâtiment, *Règlement Neige et Vent (version 2013), Document Technique Réglementaire D.T.R-B-C-2.4.7*, Ministère de l'Habitat et de l'Urbanisme et de la Ville.
7. Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, *Charges permanentes et charges d'exploitation, Document Technique Réglementaire D.T.R-B-C-2.2*, Ministère de l'Habitat et de l'Urbanisme et de la Ville.
8. Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, *Conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton, Document Technique Réglementaire D.T.R-B-C-2.4.10*, Ministère de l'Habitat et de l'Urbanisme et de la Ville, 1997.
9. Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, *Règles de conception et de calcul des structures en acier C.C.M. 97, Document Technique Réglementaire D.T.R-B-C-2.44*, Ministère de l'Habitat et de l'Urbanisme et de la Ville, 1997.
10. Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, *Règles Parasismiques Algériennes R.P.A. 99 Version 2003, Document Technique Réglementaire D.T.R-B-C-2.48*, Ministère de l'Habitat et de l'Urbanisme et de la Ville, 2003.
11. Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, *Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A. 93, Document Technique Réglementaire D.T.R-B-C-2.41*, Ministère de l'Habitat et de l'Urbanisme et de la Ville, 1997.
12. Centre Scientifique et Technique du Bâtiment, *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites, Règles B.A.E.L. 91 révisées 99, Document Technique Réglementaire D.T.U-P-18-702*, Février 2000.

Mémoires de Projets de Fin d'Etudes :

13. BENAICHE Ahmed Salim, MELLAKHI Hamza, *Etude d'un bâtiment en structure métallique à usage de bureaux (en R+4 et un sous-sol)*, Mémoire de Projet de Fin d'Etudes, Département Génie Civil, Ecole Nationale Polytechnique, 2021.

- 14.** CHERIFA Nawfel Wail, IHADDADENE Tarek, *Etude d'un parking (2 sous-sols + RDC + 4 étages) en structure métallique*, Mémoire de Projet de Fin d'Etudes, Département Génie Civil, Ecole Nationale Polytechnique, 2020.
- 15.** LALOU Kamila, MOUSSAOUI Mohammed, *Etude d'un parking à étage en construction métallique*, Mémoire de Projet de Fin d'Etudes, Département Génie Civil, Faculté de la Technologie, Université Abderrahmane Mira de Bejaia, 2011-2012.
- 16.** NAMANE Aissa, TOUATI Mohamed, *Etude d'un parking à étages (R+6 + 2 sous-sols) en béton armé avec toiture en charpente métallique*, Mémoire de Projet de Fin d'Etudes, Département Génie Civil, Faculté des sciences et des sciences appliquées, Université Akli Mohand Oulhadj - Bouira, 2015-2016.

Livres et ouvrages divers :

- 17.** BAUCHE Nadja, *Cours de Constructions Parasismiques*, Ecole Nationale Polytechnique, 2021-2022.
- 18.** BAUCHE Nadja, *Cours de Structures en Béton*, Ecole Nationale Polytechnique, 2021-2022.
- 19.** BENAZZOUZ Brahim Khalil, *Cours de Structures Métalliques*, Ecole Nationale Polytechnique, 2020-2021.
- 20.** BOURAHLA Nouredine, *Cours de Dynamique des Structures*, Ecole Nationale Polytechnique, 2021-2022.
- 21.** BOURRIER Pierre, BROZZETTI Jacques, *Construction métallique et mixte acier-béton [Tome 1], Calcul et dimensionnement selon les Eurocodes 3 et 4*, Septembre 1996.
- 22.** BOURRIER Pierre, BROZZETTI Jacques, *Construction métallique et mixte acier-béton [Tome 2], Conception et mise en œuvre*, Septembre 1996.
- 23.** CHERRAK Messaouda, *Cours de Béton Armé*, Ecole Nationale Polytechnique, 2020-2021.
- 24.** SALMON Charles G., JOHNSON John E., *Steel Structures – Design and Behaviour*, 4^{ème} édition, Harper Collins College Publishers, USA, 1996.
- 25.** STIHI Sana, *Cours de Bâtiment*, Ecole Nationale Polytechnique, 2019-2020.

ANNEXES

Annexe 1 : Catalogue des profilés métalliques « ArcelorMittal Europe V2018 »

Tableau A.1.1 : Tableau des profilés métalliques (Catalogue ArcelorMittal Europe V2018 page 72)

Poutrelles en I à ailes parallèles

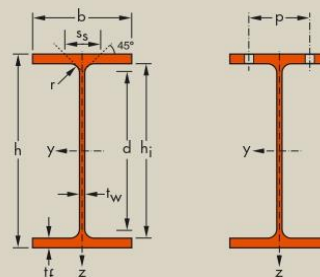
Dimensions: EN 10365: 2017
Tolérances: EN 10034: 1993
Etat de surface: conforme à EN 10163-3: 2004, classe C, sous-classe 1

Parallel flange I sections

Dimensions: EN 10365: 2017
Tolérances: EN 10034: 1993
Surface condition: according to EN 10163-3: 2004, class C, subclass 1

I-Träger mit parallelen Flanschflächen

Abmessungen: EN 10365: 2017
Toleranzen: EN 10034: 1993
Oberflächenbeschaffenheit: Gemäß EN 10163-3: 2004, Klasse C, Untergruppe 1



Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen						A mm ² x10 ²	Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße					Surface Oberfläche	
	G kg/m	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r mm		h _i mm	d mm	∅	p _{min} mm	p _{max} mm	A _L m ² /m	A _C m ² /t
IPE AA 80*	4,9	78	46	3,2	4,2	5	6,3	69,6	59,6	-	-	-	0,325	65,62
IPE A 80·/*	5,0	78	46	3,3	4,2	5	6,4	69,6	59,6	-	-	-	0,325	64,90
IPE 80*	6,0	80	46	3,8	5,2	5	7,6	69,6	59,6	-	-	-	0,328	54,64
IPE AA 100*	6,7	97,6	55	3,6	4,5	7	8,6	88,6	74,6	-	-	-	0,396	58,93
IPE A 100·/*	6,9	98	55	3,6	4,7	7	8,8	88,6	74,6	-	-	-	0,397	57,57
IPE 100*	8,1	100	55	4,1	5,7	7	10,3	88,6	74,6	-	-	-	0,400	49,33
IPE AA 120*	8,4	117	64	3,8	4,8	7	10,7	107,4	93,4	-	-	-	0,470	56,26
IPE A 120·	8,7	117,6	64	3,8	5,1	7	11,0	107,4	93,4	-	-	-	0,472	54,47
IPE 120	10,4	120	64	4,4	6,3	7	13,2	107,4	93,4	-	-	-	0,475	45,82
IPE AA 140*	10,1	136,6	73	3,8	5,2	7	12,8	126,2	112,2	-	-	-	0,546	54,26
IPE A 140·	10,5	137,4	73	3,8	5,6	7	13,4	126,2	112,2	-	-	-	0,547	52,05
IPE 140	12,9	140	73	4,7	6,9	7	16,4	126,2	112,2	-	-	-	0,551	42,70
IPE AA 160*	12,3	156,4	82	4,0	5,6	9	15,7	145,2	127,2	-	-	-	0,617	50,13
IPE A 160·	12,7	157	82	4,0	5,9	9	16,2	145,2	127,2	-	-	-	0,619	48,70
IPE 160	15,8	160	82	5,0	7,4	9	20,1	145,2	127,2	-	-	-	0,623	39,47
IPE AA 180*	14,9	176,4	91	4,3	6,2	9	19,0	164,0	146,0	M 10	48	48	0,693	46,37
IPE A 180·	15,4	177	91	4,3	6,5	9	19,6	164,0	146,0	M 10	48	48	0,694	45,15
IPE 180	18,8	180	91	5,3	8,0	9	23,9	164,0	146,0	M 10	48	48	0,698	37,13
IPE O 180*	21,3	182	92	6,0	9,0	9	27,1	164,0	146,0	M 10	50	50	0,705	33,12
IPE AA 200*	18,0	196,4	100	4,5	6,7	12	22,9	183,0	159,0	M 10	54	58	0,763	42,51
IPE A 200·	18,4	197	100	4,5	7,0	12	23,5	183,0	159,0	M 10	54	58	0,764	41,49
IPE 200	22,4	200	100	5,6	8,5	12	28,5	183,0	159,0	M 10	54	58	0,768	34,36
IPE O 200*	25,1	202	102	6,2	9,5	12	32,0	183,0	159,0	M 10	56	60	0,779	31,05
IPE AA 220*	21,2	216,4	110	4,7	7,4	12	27,0	201,6	177,6	M 12	60	62	0,843	39,78
IPE A 220·	22,2	217	110	5,0	7,7	12	28,3	201,6	177,6	M 12	60	62	0,843	38,02
IPE 220	26,2	220	110	5,9	9,2	12	33,4	201,6	177,6	M 12	60	62	0,848	32,36
IPE O 220*	29,4	222	112	6,6	10,2	12	37,4	201,6	177,6	M 10	58	66	0,858	29,24

- * Commande minimale: pour S235 JR, cf. conditions de livraison page 8; pour toute autre qualité 40t ou suivant accord.
- + Commande minimale: 40t par profilé et qualité ou suivant accord.
- * Tonnage minimum et conditions de livraison nécessitent un accord préalable.
- * Minimum order: for the S235 JR grade cf. delivery conditions page 8; for any other grade 40t or upon agreement.
- + Minimum order: 40t per section and grade or upon agreement.
- * Minimum tonnage and delivery conditions upon agreement.
- * Mindestbestellmenge: für S235 JR gemäß Lieferbedingungen Seite 8; für jede andere Güte 40t oder nach Vereinbarung.
- + Mindestbestellmenge: 40t pro Profil und Güte oder nach Vereinbarung.
- * Mindestbestellmenge und Lieferbedingungen nach Vereinbarung.

Tableau A.1.2 : Tableau des profilés métalliques (Catalogue ArcelorMittal Europe V2018 page 73)

IPE

Notations pages 193-196 / Bezeichnungen Seiten 193-196

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte													Classification EN 1993-1-1: 2005								
	axe fort y-y strong axis y-y starke Achse y-y						axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z						Pure bending y-y			Pure compression						
	G kg/m	I_y mm ⁴ x10 ⁴	$W_{el,y}$ mm ³ x10 ³	$W_{pl,y} \blacklozenge$ mm ³ x10 ³	i_y mm x10	A_v mm ² x10 ²	I_z mm ⁴ x10 ⁴	$W_{el,z}$ mm ³ x10 ³	$W_{pl,z} \blacklozenge$ mm ³ x10 ³	i_z mm x10	s_x mm	I_t mm ⁴ x10 ⁴	I_w mm ⁶ x10 ⁹	S235	S355	S460	S235	S355	S460	EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10225:2009
IPE AA 80	4,9	64,1	16,4	18,9	3,19	3,00	6,85	2,98	4,7	1,04	17,5	0,40	0,09	1	1	-	1	1	-	✓	✓	✓
IPE A 80	5,0	64,4	16,5	19,0	3,18	3,07	6,85	2,98	4,7	1,04	17,6	0,42	0,09	1	1	-	1	1	-	✓	✓	✓
IPE 80	6,0	80,1	20,0	23,2	3,24	3,58	8,49	3,69	5,8	1,05	20,1	0,70	0,12	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
IPE AA 100	6,7	136	27,9	31,9	3,98	4,40	12,6	4,57	7,2	1,21	20,8	0,73	0,27	1	1	-	1	1	-	✓	✓	✓
IPE A 100	6,9	141	28,8	33,0	4,01	4,44	13,1	4,77	7,5	1,22	21,2	0,77	0,28	1	1	-	1	1	-	✓	✓	✓
IPE 100	8,1	171	34,2	39,4	4,07	5,08	15,9	5,79	9,2	1,24	23,7	1,20	0,35	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
IPE AA 120	8,4	244	41,7	47,6	4,79	5,36	21,1	6,59	10,4	1,41	21,6	0,95	0,66	1	1	-	1	1	-	✓	✓	✓
IPE A 120	8,7	257	43,8	49,9	4,83	5,41	22,4	7,00	11,0	1,42	22,2	1,04	0,71	1	1	-	1	1	-	✓	✓	✓
IPE 120	10,4	318	53,0	60,7	4,90	6,31	27,7	8,65	13,6	1,45	25,2	1,74	0,89	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
IPE AA 140	10,1	407	59,7	67,6	5,64	6,14	33,8	9,27	14,5	1,63	22,4	1,19	1,46	1	1	-	1	2	-	✓	✓	✓
IPE A 140	10,5	435	63,3	71,6	5,70	6,21	36,4	10,0	15,5	1,65	23,2	1,36	1,58	1	1	1	1	2	3	✓	✓	✓
IPE 140	12,9	541	77,3	88,3	5,74	7,64	44,9	12,3	19,3	1,65	26,7	2,45	1,98	1	1	1	1	1	2	✓	✓	✓
IPE AA 160	12,3	659	84,3	95,2	6,48	7,74	51,7	12,6	19,7	1,81	25,7	1,81	2,93	1	1	-	1	3	-	✓	✓	✓
IPE A 160	12,7	689	87,8	99,1	6,53	7,80	54,4	13,3	20,7	1,83	26,3	1,96	3,09	1	1	1	1	3	4	✓	✓	✓
IPE 160	15,8	869	109	124	6,58	9,66	68,3	16,7	26,1	1,84	30,3	3,60	3,96	1	1	1	1	1	2	✓	✓	✓
IPE AA 180	14,9	1020	116	131	7,32	9,13	78,1	17,2	26,7	2,03	27,2	2,48	5,64	1	1	-	2	3	-	✓	✓	✓
IPE A 180	15,4	1063	120	135	7,37	9,20	81,9	18,0	28,0	2,05	27,8	2,70	5,93	1	1	1	2	3	4	✓	✓	✓
IPE 180	18,8	1317	146	166	7,42	11,3	101	22,2	34,6	2,05	31,8	4,79	7,43	1	1	1	1	2	3	✓	✓	✓
IPE O 180	21,3	1505	165	189	7,45	12,7	117	25,5	39,9	2,08	34,5	6,76	8,74	1	1	1	1	1	2	✓	✓	✓
IPE AA 200	18,0	1533	156	176	8,19	11,4	112	22,4	35,0	2,21	32,0	3,84	10,1	1	1	-	2	4	-	✓	✓	✓
IPE A 200	18,4	1591	162	182	8,23	11,5	117	23,4	36,5	2,23	32,6	4,11	10,5	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
IPE 200	22,4	1943	194	221	8,26	14,0	142	28,5	44,6	2,24	36,7	6,98	13,0	1	1	1	1	2	3	✓	✓	✓
IPE O 200	25,1	2211	219	249	8,32	15,5	169	33,1	51,9	2,30	39,3	9,45	15,6	1	1	1	1	1	2	✓	✓	✓
IPE AA 220	21,2	2219	205	230	9,07	12,8	165	29,9	46,5	2,47	33,6	5,02	17,9	1	1	-	2	4	-	✓	✓	✓
IPE A 220	22,2	2317	214	240	9,05	13,6	171	31,2	48,5	2,46	34,5	5,69	18,7	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
IPE 220	26,2	2772	252	285	9,11	15,9	205	37,3	58,1	2,48	38,4	9,07	22,7	1	1	1	1	2	4	✓	✓	✓
IPE O 220	29,4	3134	282	321	9,16	17,7	240	42,8	66,9	2,53	41,1	12,3	26,8	1	1	1	1	2	2	✓	✓	✓

\blacklozenge W_{pl} : pour un dimensionnement plastique, la section doit appartenir à la classe 1 ou 2 suivant la capacité de rotation requise. Voir page 223.
 \blacklozenge W_{pl} : for plastic design, the shape must belong to class 1 or 2 according to the required rotation capacity. See page 223.
 \blacklozenge W_{pl} : bei einer plastischen Berechnung muss das Profilje nach erforderlicher Rotationskapazität der Klasse 1 oder 2 angehören. Siehe Seite 223.

Tableau A.1.3 : Tableau des profilés métalliques (Catalogue ArcelorMittal Europe V2018 page 76)

Poutrelles en I à ailes parallèles (suite)

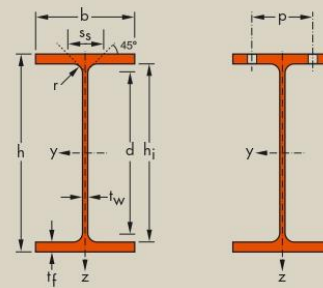
Dimensions: EN 10365: 2017
Tolérances: EN 10034: 1993
Etat de surface: conforme à EN 10163-3: 2004, classe C, sous-classe 1

Parallel flange I sections (continued)

Dimensions: EN 10365: 2017
Tolérances: EN 10034: 1993
Surface condition: according to EN 10163-3: 2004, class C, subclass 1

I-Träger mit parallelen Flanschflächen (Fortsetzung)

Abmessungen: EN 10365: 2017
Toleranzen: EN 10034: 1993
Oberflächenbeschaffenheit: Gemäß EN 10163-3: 2004, Klasse C, Untergruppe 1



Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen						Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße						Surface Oberfläche	
	G kg/m	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r mm	A mm ² x10 ²	h ₁ mm	d mm	Ø	p _{min} mm	p _{max} mm	A _L m ² /m	A _G m ² /t
IPE A 550·	92,1	547	210	9,0	15,7	24	117,3	515,6	467,6	M 24	106	122	1,875	20,36
IPE 550	106	550	210	11,1	17,2	24	134,4	515,6	467,6	M 24	110	122	1,877	17,78
IPE O 550*	123	556	212	12,7	20,2	24	156,1	515,6	467,6	M 24	110	122	1,893	15,45
IPE V 550*	159	566	216	17,1	25,2	24	202,0	515,6	467,6	M 27	110	126	1,921	12,11
IPE A 600·	108	597	220	9,8	17,5	24	137,0	562,0	514,0	M 27	114	118	2,013	18,72
IPE 600	122	600	220	12,0	19,0	24	156,0	562,0	514,0	M 27	116	118	2,015	16,45
IPE O 600*	154	610	224	15,0	24,0	24	196,8	562,0	514,0	M 27	118	122	2,045	13,24
IPE V 600*	184	618	228	18,0	28,0	24	233,8	562,0	514,0	M 27	118	126	2,071	11,28
IPE 750 x 134	134	750	264	12,0	15,5	17	170,6	719,0	685,0	M 27	102	158	2,505	18,71
IPE 750 x 147	147	753	265	13,2	17,0	17	187,5	719,0	685,0	M 27	104	164	2,510	17,06
IPE 750 x 173*	173	762	267	14,4	21,6	17	221,3	719,0	685,0	M 27	104	166	2,534	14,58
IPE 750 x 196*	196	770	268	15,6	25,4	17	250,8	719,0	685,0	M 27	106	166	2,552	12,96
IPE 750 x 220 ^{1/4}	220	779	266	16,5	30,0	17	280,7	719,1	685,1	M 27	106	164	2,560	11,62

· Commande minimale: pour S235 JR, cf. conditions de livraison page 8; pour toute autre qualité 40t ou suivant accord.
+ Commande minimale: 40t par profilé et qualité ou suivant accord.
* Tonnage minimum et conditions de livraison nécessitent un accord préalable.
Δ Dimensions: AM Standard

· Minimum order: for the S235 JR grade cf. delivery conditions page 8; for any other grade 40t or upon agreement.
+ Minimum order: 40t per section and grade or upon agreement.
* Minimum tonnage and delivery conditions upon agreement.
Δ Dimensions: AM Standard

· Mindestbestellmenge: für S235 JR gemäß Lieferbedingungen Seite 8; für jede andere Güte 40t oder nach Vereinbarung.
+ Mindestbestellmenge: 40t pro Profil und Güte oder nach Vereinbarung.
* Mindestbestellmenge und Lieferbedingungen nach Vereinbarung.
Δ Abmessungen: AM Standard

Tableau A.1.4 : Tableau des profilés métalliques (Catalogue ArcelorMittal Europe V2018 page 77)

IPE

Notations pages 193-196 / Bezeichnungen Seiten 193-196

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte													Classification EN 1993-1-1: 2005						EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10225:2009
	axe fort y-y strong axis y-y starke Achse y-y						axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z						Pure bending y-y			Pure compression						
	G	I_y	$W_{e,y}$	$W_{pl,y} \blacklozenge$	i_y	A_z	I_z	$W_{e,z}$	$W_{pl,z} \blacklozenge$	i_z	s_s	I_t	I_w	S235	S355	S460	S235	S355	S460			
kg/m	mm ⁴ x10 ⁴	mm ³ x10 ³	mm ³ x10 ³	mm x10	mm ² x10 ²	mm ⁴ x10 ⁴	mm ³ x10 ³	mm ³ x10 ³	mm x10	mm	mm ⁴ x10 ⁴	mm ⁶ x10 ⁹										
IPE A 550	92,1	59980	2193	2475	22,6	60,3	2432	232	362	4,55	68,5	86,5	1710	1	1	2	4	4	4	✓	✓	✓
IPE 550	106	67120	2440	2787	22,4	72,3	2668	254	401	4,45	73,6	123	1884	1	1	1	4	4	4	✓	✓	✓
IPE O 550	123	79160	2847	3263	22,5	82,7	3224	304	481	4,55	81,2	188	2302	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
IPE V 550	159	102340	3616	4204	22,5	109	4264	395	632	4,59	95,0	372	3118	1	1	1	1	2	3	✓	✓	✓
IPE A 600	108	82920	2778	3141	24,6	70,1	3116	283	442	4,77	72,9	119	2607	1	1	2	4	4	4	✓	✓	✓
IPE 600	122	92080	3070	3512	24,3	83,8	3387	308	486	4,66	78,1	165	2846	1	1	1	4	4	4	✓	HI	HI
IPE O 600	154	118300	3879	4471	24,5	104	4521	404	640	4,79	91,1	318	3860	1	1	1	2	4	4	✓	HI	HI
IPE V 600	184	141580	4581	5324	24,6	124	5569	488	780	4,88	102	506	4846	1	1	1	1	2	3	✓	HI	HI
IPE 750 x 134	134	150700	4018	4644	29,7	95,6	4788	362	570	5,30	62,3	122	6440	1	1	2	4	4	4	✓	✓	✓
IPE 750 x 147	147	166100	4411	5110	29,8	105	5289	399	631	5,31	67,1	162	7141	1	1	2	4	4	4	✓	✓	✓
IPE 750 x 173	173	205800	5402	6218	30,5	116	6873	515	810	5,57	77,5	274	9391	1	1	1	4	4	4	✓	HI	HI
IPE 750 x 196	196	240300	6241	7174	31,0	127	8175	610	959	5,71	86,3	409	11290	1	1	1	4	4	4	✓	HI	HI
IPE 750 x 220	220	278200	7143	8198	31,48	136,3	9440	709,9	1113	5,80	96,42	609,0	13200	1	1	1	3	4	4	✓	HI	HI

HI = HISTAR®

\blacklozenge W_{pl} : pour un dimensionnement plastique, la section doit appartenir à la classe 1 ou 2 suivant la capacité de rotation requise. Voir page 223.
 \blacklozenge W_{pl} : for plastic design, the shape must belong to class 1 or 2 according to the required rotation capacity. See page 223.
 \blacklozenge W_{pl} : bei einer plastischen Berechnung muss das Profilje nach erforderlicher Rotationskapazität der Klasse 1 oder 2 angehören. Siehe Seite 223.

Tableau A.1.5 : Tableau des profilés métalliques (Catalogue ArcelorMittal Europe V2018 page 82)

Poutrelles à larges ailes (suite)

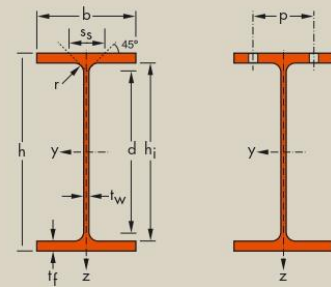
Dimensions: EN 10365: 2017
Tolérances: EN 10034: 1993
Etat de surface: conforme à EN 10163-3: 2004, classe C, sous-classe 1

Wide flange beams (continued)

Dimensions: EN 10365: 2017
Tolérances: EN 10034: 1993
Surface condition: according to EN 10163-3: 2004, class C, subclass 1

Träger mit parallelen Flansflächen (Fortsetzung)

Abmessungen: EN 10365: 2017
Toleranzen: EN 10034: 1993
Oberflächenbeschaffenheit: Gemäß EN 10163-3: 2004, Klasse C, Untergruppe 1



Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen						Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße						Surface Oberfläche	
	G kg/m	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r mm	A mm ² x10 ²	h _i mm	d mm	∅	p _{min} mm	p _{max} mm	A _L m ² /m	A _C m ² /t
HE 340 AA'	78,9	320	300	8,5	11,5	27	100,5	297	243	M 27	118	198	1,777	22,52
HE 340 A	105	330	300	9,5	16,5	27	133,5	297	243	M 27	118	198	1,795	17,13
HE 340 B	134	340	300	12	21,5	27	170,9	297	243	M 27	122	198	1,810	13,49
HE 340 M	248	377	309	21	40	27	315,8	297	243	M 27	132	204	1,902	7,670
HE 360 AA'	83,7	339	300	9	12	27	106,6	315	261	M 27	118	198	1,814	21,67
HE 360 A	112	350	300	10	17,5	27	142,8	315	261	M 27	120	198	1,834	16,36
HE 360 B	142	360	300	12,5	22,5	27	180,6	315	261	M 27	122	198	1,849	13,04
HE 360 M	250	395	308	21	40	27	318,8	315	261	M 27	132	204	1,934	7,730
HE 400 AA'	92,4	378	300	9,5	13	27	117,7	352	298	M 27	118	198	1,891	20,46
HE 400 A	125	390	300	11	19	27	159,0	352	298	M 27	120	198	1,912	15,32
HE 400 B	155	400	300	13,5	24	27	197,8	352	298	M 27	124	198	1,927	12,41
HE 400 M	256	432	307	21	40	27	325,8	352	298	M 27	132	202	2,004	7,835
HE 450 AA'	99,7	425	300	10	13,5	27	127,1	398	344	M 27	120	198	1,984	19,89
HE 450 A	140	440	300	11,5	21	27	178,0	398	344	M 27	122	198	2,011	14,39
HE 450 B	171	450	300	14	26	27	218,0	398	344	M 27	124	198	2,026	11,84
HE 450 M	263	478	307	21	40	27	335,4	398	344	M 27	132	202	2,096	7,959
HE 500 AA'	107	472	300	10,5	14	27	136,9	444	390	M 27	120	198	2,077	19,33
HE 500 A	155	490	300	12	23	27	197,5	444	390	M 27	122	198	2,110	13,60
HE 500 B	187	500	300	14,5	28	27	238,6	444	390	M 27	124	198	2,125	11,34
HE 500 M	270	524	306	21	40	27	344,3	444	390	M 27	132	202	2,184	8,079
HE 550 AA'	120	522	300	11,5	15	27	152,8	492	438	M 27	122	198	2,175	18,13
HE 550 A	166	540	300	12,5	24	27	211,8	492	438	M 27	122	198	2,209	13,29
HE 550 B	199	550	300	15	29	27	254,1	492	438	M 27	124	198	2,224	11,15
HE 550 M	278	572	306	21	40	27	354,4	492	438	M 27	132	202	2,280	8,195
HE 600 AA'	129	571	300	12	15,5	27	164,1	540	486	M 27	122	198	2,272	17,64
HE 600 A	178	590	300	13	25	27	226,5	540	486	M 27	122	198	2,308	12,98
HE 600 B	212	600	300	15,5	30	27	270,0	540	486	M 27	126	198	2,323	10,96
HE 600 M	285	620	305	21	40	27	363,7	540	486	M 27	132	200	2,372	8,308
HE 600 x 337'	337	632	310	25,5	46	27	429,2	540	486	M 27	138	202	2,407	7,144
HE 600 x 399'	399	648	315	30	54	27	508,5	540	486	M 27	142	208	2,450	6,137
HE 650 AA'	138	620	300	12,5	16	27	175,8	588	534	M 27	122	198	2,369	17,17
HE 650 A	190	640	300	13,5	26	27	241,6	588	534	M 27	124	198	2,407	12,69

• Commande minimale: pour S235 JR, cf. conditions de livraison page 8; pour toute autre qualité 40t ou suivant accord.
• Minimum order: for the S235 JR grade cf. delivery conditions page 8; for any other grade 40t or upon agreement.
• Mindestbestellmenge: für S235 JR gemäß Lieferbedingungen Seite 8; für jede andere Güte 40t oder nach Vereinbarung.

Tableau A.1.6 : Tableau des profilés métalliques (Catalogue ArcelorMittal Europe V2018 page 83)

HE

Notations pages 193-196 / Bezeichnungen Seiten 193-196

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte												Classification EN 1993-1-1: 2005						EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10225:2009	
	G kg/m	axe fort y-y strong axis y-y starke Achse y-y					axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z					Pure bending y-y			Pure compression							
		I_y mm ⁴ x10 ⁴	W_{ey} mm ³ x10 ³	W_{py} ◆ mm ³ x10 ³	i_y mm	A_{yz} mm ² x10 ²	I_z mm ⁴ x10 ⁴	W_{ez} mm ³ x10 ³	W_{pz} ◆ mm ³ x10 ³	i_z mm	S_y mm	I_t mm ⁴ x10 ⁴	I_w mm ⁶ x10 ⁶	S235	S355	S460	S235	S355				S460
HE 340 AA	78,9	19550	1222	1341	13,95	38,69	5185	345,6	529,3	7,18	63,13	63,07	1231	3	3	4	3	3	4	✓	✓	✓
HE 340 A	105	27690	1678	1850	14,40	44,95	7436	495,7	755,9	7,46	74,13	127,2	1824	1	1	3	1	1	3	✓	HI	HI
HE 340 B	134	36660	2156	2408	14,65	56,09	9690	646,0	985,7	7,53	86,63	257,2	2454	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 340 M	248	76370	4052	4718	15,55	98,63	19710	1276	1953	7,90	132,6	1506	5584	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 360 AA	83,7	23040	1359	1495	14,70	42,17	5410	360,7	553,0	7,12	64,63	70,99	1444	2	3	3	2	3	3	✓	✓	✓
HE 360 A	112	33090	1891	2088	15,22	48,96	7887	525,8	802,3	7,43	76,63	148,8	2177	1	1	2	1	1	2	✓	HI	HI
HE 360 B	142	43190	2400	2683	15,46	60,60	10140	676,1	1032	7,49	89,13	292,5	2883	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 360 M	250	84870	4297	4989	16,32	102,4	19520	1268	1942	7,83	132,6	1507	6137	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 400 AA	92,4	31250	1654	1824	16,30	47,95	5861	390,8	599,7	7,06	67,13	84,69	1948	2	3	3	2	3	4	✓	✓	✓
HE 400 A	125	45070	2311	2562	16,84	57,33	8564	570,9	872,9	7,34	80,63	189,0	2942	1	1	1	1	2	2	✓	HI	HI
HE 400 B	155	57680	2884	3232	17,08	69,98	10820	721,3	1104	7,40	93,13	355,7	3817	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 400 M	256	104100	4820	5571	17,88	110,2	19340	1260	1934	7,70	132,6	1515	7410	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 450 AA	99,7	41890	1971	2183	18,16	54,70	6088	405,8	624,4	6,92	68,63	95,61	2572	1	3	3	2	4	4	✓	✓	✓
HE 450 A	140	63720	2896	3216	18,92	65,78	9465	631,0	965,5	7,29	85,13	243,8	4148	1	1	1	1	2	3	✓	HI	HI
HE 450 B	171	79890	3551	3982	19,14	79,66	11720	781,4	1198	7,33	97,63	440,5	5258	1	1	1	1	1	2	✓	HI	HI
HE 450 M	263	131500	5501	6331	19,80	119,8	19340	1260	1939	7,59	132,6	1529	9251	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 500 AA	107	54640	2315	2576	19,98	61,91	6314	420,9	649,3	6,79	70,13	107,7	3304	1	3	3	2	4	4	✓	✓	✓
HE 500 A	155	86970	3550	3949	20,98	74,72	10370	691,1	1059	7,24	89,63	309,3	5643	1	1	1	1	3	4	✓	HI	HI
HE 500 B	187	107200	4287	4815	21,19	89,82	12620	841,6	1292	7,27	102,1	538,4	7018	1	1	1	1	2	2	✓	HI	HI
HE 500 M	270	161900	6180	7094	21,69	129,5	19150	1252	1932	7,46	132,6	1539	11190	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 550 AA	120	72870	2792	3128	21,84	72,66	6767	451,1	698,6	6,65	73,13	133,7	4338	1	2	3	3	4	4	✓	✓	✓
HE 550 A	166	111900	4146	4622	22,99	83,72	10820	721,3	1107	7,15	92,13	351,5	7189	1	1	1	2	4	4	✓	HI	HI
HE 550 B	199	136700	4971	5591	23,20	100,1	13080	871,8	1341	7,17	104,6	600,3	8856	1	1	1	1	2	3	✓	HI	HI
HE 550 M	278	198000	6923	7933	23,64	139,6	19160	1252	1937	7,35	132,6	1554	13520	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 600 AA	129	91900	3218	3623	23,66	81,29	6993	466,2	724,5	6,53	74,63	149,8	5381	1	2	3	3	4	4	✓	✓	✓
HE 600 A	178	141200	4787	5350	24,97	93,21	11270	751,4	1156	7,05	94,63	397,8	8978	1	1	1	2	4	4	✓	HI	HI
HE 600 B	212	171000	5701	6425	25,17	110,8	13530	902,0	1391	7,08	107,1	667,2	10970	1	1	1	1	3	4	✓	HI	HI
HE 600 M	285	237400	7660	8772	25,55	149,7	18980	1244	1930	7,22	132,6	1564	15910	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 600 x 337	337	283200	8961	10380	25,69	180,5	22940	1480	2310	7,31	149,1	2451	19610	1	1	1	1	1	1	✓	HI	
HE 600 x 399	399	344600	10640	12460	26,03	213,6	28280	1796	2814	7,46	169,6	3966	24810	1	1	1	1	1	1	✓	HI	
HE 650 AA	138	113900	3676	4160	25,46	90,40	7221	481,4	750,7	6,41	76,13	167,5	6567	1	1	3	4	4	4	✓	✓	✓
HE 650 A	190	175200	5474	6136	26,93	103,2	11720	781,6	1205	6,97	97,13	448,3	11030	1	1	1	3	4	4	✓	HI	HI

HI = HISTAR®

◆ W_{pi} : pour un dimensionnement plastique, la section doit appartenir à la classe 1 ou 2 suivant la capacité de rotation requise. Voir page 223.
 ◆ W_{pi} : for plastic design, the shape must belong to class 1 or 2 according to the required rotation capacity. See page 223.
 ◆ W_{pi} : bei einer plastischen Berechnung muss das Profilje nach erforderlicher Rotationskapazität der Klasse 1 oder 2 angehören. Siehe Seite 223.

Tableau A.1.7 : Tableau des profilés métalliques (Catalogue ArcelorMittal Europe V2018 page 120)

Profilés en U à ailes inclinées

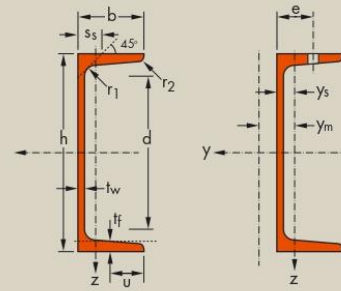
Dimensions: EN 10365: 2017
Tolérances: EN 10279: 2000
Etat de surface: conforme à EN 10163-3: 2004, classe C, sous-classe 1

Taper flange channels

Dimensions: EN 10365: 2017
Tolérances: EN 10279: 2000
Surface condition: according to EN 10163-3: 2004, class C, subclass 1

Profile mit geneigten inneren Flanschflächen

Abmessungen: EN 10365: 2017
Toleranzen: EN 10279: 2000
Oberflächenbeschaffenheit: Gemäß EN 10163-3: 2004, Klasse C, Untergruppe 1



Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen							Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße					Surface Oberfläche	
	G kg/m	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r ₁ mm	r ₂ mm	A mm ² x10 ²	d mm	∅	e _{min} mm	e _{max} mm	A _L m ² /m	A _G m ² /t
UPN 50*	5,6	50	38	5,0	7,0	7,0	3,5	7,1	21	-	-	-	0,232	42,22
UPN 65*	7,1	65	42	5,5	7,5	7,5	4,0	9,0	34	-	-	-	0,273	39,57
UPN 80*	8,6	80	45	6,0	8,0	8,0	4,0	11,0	47	-	-	-	0,312	37,10
UPN 100*	10,6	100	50	6,0	8,5	8,5	4,5	13,5	64	-	-	-	0,372	35,10
UPN 120	13,4	120	55	7,0	9,0	9,0	4,5	17,0	82	-	-	-	0,434	32,52
UPN 140	16,0	140	60	7,0	10,0	10,0	5,0	20,4	98	M 12	33	37	0,489	30,54
UPN 160	18,8	160	65	7,5	10,5	10,5	5,5	24,0	115	M 12	34	42	0,546	28,98
UPN 180	22,0	180	70	8,0	11,0	11,0	5,5	28,0	133	M 16	38	41	0,611	27,80
UPN 200	25,3	200	75	8,5	11,5	11,5	6,0	32,2	151	M 16	39	46	0,661	26,15
UPN 220	29,4	220	80	9,0	12,5	12,5	6,5	37,4	167	M 16	40	51	0,718	24,46
UPN 240	33,2	240	85	9,5	13,0	13,0	6,5	42,3	184	M 20	46	50	0,775	23,34
UPN 260	37,9	260	90	10,0	14,0	14,0	7,0	48,3	200	M 22	50	52	0,834	22,00
UPN 280	41,8	280	95	10,0	15,0	15,0	7,5	53,3	216	M 22	52	57	0,890	21,27
UPN 300	46,2	300	100	10,0	16,0	16,0	8,0	58,8	232	M 24	55	59	0,950	20,58
UPN 320*	59,5	320	100	14,0	17,5	17,5	8,8	75,8	246	M 22	58	62	0,982	16,50
UPN 350	60,6	350	100	14,0	16,0	16,0	8,0	77,3	282	M 22	56	62	1,05	17,25
UPN 380*	63,1	380	102	13,5	16,0	16,0	8,0	80,4	313	M 24	59	60	1,11	17,59
UPN 400*	71,8	400	110	14,0	18,0	18,0	9,0	91,5	324	M 27	61	62	1,18	16,46

	h ≤ 300	h > 300
u	$\frac{b}{2}$	$\frac{b - t_w}{2}$
Inclinaison des ailes Flange slope Flanschneigung	8%	5%

* Tonnage minimum et conditions de livraison nécessitent un accord préalable.
* Minimum tonnage and delivery conditions upon agreement.
* Mindestbestellmenge und Lieferbedingungen nach Vereinbarung.

Tableau A.1.8 : Tableau des profilés métalliques (Catalogue ArcelorMittal Europe V2018 page 121)

UPN

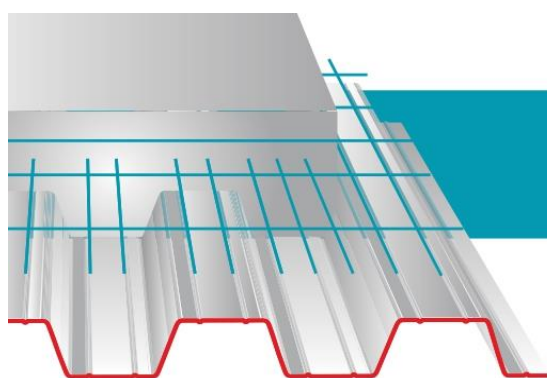
Notations pages 193-196 / Bezeichnungen Seiten 193-196

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte														Classification EN 1993-1-1: 2005									
	axe fort y-y strong axis y-y starke Achse y-y						axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z				Pure bending y-y		Pure compression		EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10225:2009							
	G	I_y	W_{eiy}	W_{pliy}	i_y	A_{nz}	I_z	W_{eiz}	W_{pliz}	i_z	s_x	I_t	I_w	y_s				y_m	S235	S355	S460	S235	S355	S460
kg/m	mm ⁴ x10 ⁴	mm ³ x10 ³	mm ³ x10 ³	mm x10	mm ² x10 ²	mm ⁴ x10 ⁴	mm ³ x10 ³	mm ³ x10 ³	mm x10	mm	mm ⁴ x10 ⁴	mm ⁶ x10 ⁹	mm x10	mm										
UPN 50	5,6	26,4	10,6	13,1	1,92	2,77	9,12	3,75	6,78	1,13	16,7	1,12	0,03	1,37	2,47	1	1	-	1	1	-	✓	✓	✓
UPN 65	7,1	57,5	17,7	21,7	2,52	3,68	14,1	5,07	9,38	1,25	18,0	1,61	0,08	1,42	2,60	1	1	-	1	1	-	✓	✓	✓
UPN 80	8,6	106	26,5	32,3	3,10	4,90	19,4	6,36	11,9	1,33	19,4	2,20	0,18	1,45	2,67	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
UPN 100	10,6	206	41,2	49,0	3,91	6,46	29,3	8,49	16,2	1,47	20,3	2,81	0,41	1,55	2,93	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
UPN 120	13,4	364	60,7	72,6	4,62	8,80	43,2	11,1	21,2	1,59	22,2	4,15	0,90	1,60	3,03	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
UPN 140	16,0	605	86,4	103	5,45	10,4	62,7	14,8	28,3	1,75	23,9	5,68	1,80	1,75	3,37	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
UPN 160	18,8	925	116	138	6,21	12,6	85,3	18,3	35,2	1,89	25,3	7,39	3,26	1,84	3,56	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
UPN 180	22,0	1350	150	179	6,95	15,1	114	22,4	42,9	2,02	26,7	9,55	5,57	1,92	3,75	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
UPN 200	25,3	1910	191	228	7,70	17,7	148	27,0	51,8	2,14	28,1	11,9	9,07	2,01	3,94	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
UPN 220	29,4	2690	245	292	8,48	20,6	197	33,6	64,1	2,30	30,3	16,0	14,6	2,14	4,20	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
UPN 240	33,2	3600	300	358	9,22	23,7	248	39,6	75,7	2,42	31,7	19,7	22,1	2,23	4,39	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
UPN 260	37,9	4820	371	442	9,99	27,1	317	47,7	91,6	2,56	33,9	25,5	33,3	2,36	4,66	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
UPN 280	41,8	6280	448	532	10,9	29,3	399	57,2	109	2,74	35,6	31,0	48,5	2,53	5,02	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
UPN 300	46,2	8030	535	632	11,7	31,8	495	67,8	130	2,90	37,3	37,4	69,1	2,70	5,41	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
UPN 320	59,5	10870	679	826	12,1	47,1	597	80,6	152	2,81	43,0	66,7	96,1	2,60	4,82	1	1	-	1	1	-	✓	✓	✓
UPN 350	60,6	12840	734	918	12,9	50,8	570	75,0	143	2,72	40,7	61,2	114	2,40	4,45	1	1	-	1	1	-	✓	✓	✓
UPN 380	63,1	15760	829	1010	14,0	53,2	615	78,7	148	2,77	40,3	59,1	146	2,38	4,58	1	1	-	1	1	-	✓	✓	✓
UPN 400	71,8	20350	1020	1240	14,9	58,6	846	102	190	3,04	44,0	81,6	221	2,65	5,11	1	1	-	1	1	-	✓	✓	✓

- $W_{pl,y}$ est calculé selon l'hypothèse d'un diagramme de contraintes bi-rectangulaire et n'est applicable que si deux ou plusieurs fers U sont associés de façon à constituer une section doublement symétrique pour laquelle un moment de flexion agissant dans le plan du centre de gravité n'engendre pas de torsion.
- $W_{pl,y}$ is determined assuming a bi-rectangular stress block distribution. Thus, the given value applies only if two or more channels are combined in such a way to form a double symmetric cross-section so that the bending moment acting in the plane of the centre of gravity will not lead to torsion.
- Für die Berechnung von $W_{pl,y}$ wurde eine doppelrechteckige Spannungsverteilung angenommen. Der angegebene Wert ist daher nur anwendbar, wenn zwei oder mehr U-Profile so miteinander kombiniert sind, dass sie einen doppelsymmetrischen Querschnitt bilden, womit ein Biegemoment, das in der Schwerpunktbene angreift, keine Torsion hervorruft.

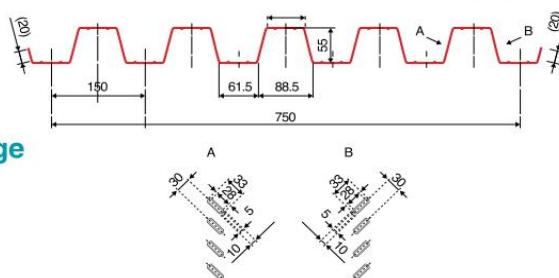
Annexe 2 : Fiche technique Hi-Bond 55

Tableau A.2.1 : Fiche Technique Hi-Bond 55



Tôles pour plancher collaborant

Hi-Bond 55



Identification

Ép. t en cm	Masse en kg/m ²
0,75	9,56
0,88	11,23
1,00	12,83
1,20	15,30

Manutention - Emballage

Ép. t en cm	Masse en kg/m ²
0,75	6,97
0,88	8,18
1,00	9,30
1,20	11,16

Valeurs de calcul

Épaisseur t en cm	Ép. Acier en mm	Aire d'Acier en cm ² /m	Position fibre neutre v ₁ en cm	Position fibre neutre v ₂ en cm	Mt d'inertie i en cm ⁴	Module de résistance I.V ₁	Module de résistance I.V ₂
0,75	0,71	11,18	2,75	2,75	57,54	20,92	20,92
0,88	0,84	13,23	2,75	2,75	68,08	24,76	24,76
1,00	0,96	15,12	2,75	2,75	77,80	28,29	28,29
1,20	1,16	18,27	2,75	2,75	94,01	34,19	34,19

Portées admissibles au coulage en mètres

Distances maximales franchissable par tôle HI-BOND, telles que mesurées selon la figure de la colonne de gauche, admissibles sans étaie, pour chaque épaisseur de plancher, en fonction de l'épaisseur nominale *t* de la tôle et du nombre de travées couvertes par la tôle, pour une déformation du coffrage de 240/1^{ème} de la portée. Les colonnes de droite indiquent la distance maximale de part et d'autre d'une file détails éventuelle.

Acier



Portée = Clair + 5 cm

Béton



Portée = Clair + 5 cm

Bois



Portée = Entraxe

Épaisseur Plancher h cm	t = 0,75 mm				t = 0,88 mm				t = 1,00 mm				t = 1,20 mm			
	Sans Etai		Etai		Sans Etai		Etai		Sans Etai		Etai		Sans Etai		Etai	
10	2,70	3,60	3,33	3,35	2,85	3,80	3,52	3,63	2,96	3,95	3,66	3,97	3,14	4,18	3,88	4,23
11	2,60	3,48	3,22	3,15	2,74	3,66	3,39	3,48	2,85	3,81	3,53	3,71	3,02	4,03	3,73	4,06
12	2,51	3,36	3,11	2,95	2,65	3,54	3,28	3,35	2,76	3,69	3,41	3,57	2,93	3,91	3,62	3,91
13	2,43	3,26	3,02	2,78	2,57	3,44	3,19	3,18	2,68	3,59	3,32	3,44	2,85	3,81	3,52	3,77
14	2,37	3,17	2,94	2,64	2,50	3,34	3,09	3,01	2,61	3,49	3,23	3,33	2,76	3,70	3,42	3,64
15	2,31	3,10	2,87	2,51	2,44	3,26	3,02	2,86	2,54	3,41	3,15	3,17	2,69	3,61	3,34	3,53
16	2,25	3,02	2,80	2,39	2,38	3,19	2,95	2,72	2,48	2,33	3,08	3,02	2,63	3,53	3,26	3,43
17	2,20	2,95	2,73	2,29	2,33	3,12	2,88	2,60	2,43	3,26	3,01	2,89	2,57	3,45	3,19	2,33
18	2,15	2,89	2,67	2,19	2,28	3,05	2,82	2,49	2,37	3,19	2,95	2,77	2,52	3,38	3,13	3,21
19	2,12	2,84	2,63	2,11	2,23	3,00	2,77	2,40	2,34	3,13	2,90	2,66	2,48	3,33	3,08	3,08
20	2,08	2,79	2,58	2,03	2,19	2,94	2,82	2,31	2,29	3,07	2,84	2,56	2,44	3,27	3,02	2,96
22	2,00	2,69	2,49	1,93	2,11	2,84	2,62	2,15	2,21	2,96	2,74	2,38	2,35	3,15	2,91	2,75
24	1,94	2,60	2,41	1,85	2,05	2,76	2,55	2,01	2,14	2,88	2,66	2,23	2,27	3,05	2,82	2,58

Pour les valeurs en italique, l'élançement du plancher est supérieur à 36.

Ces valeurs maximales conviennent lorsque les arrêts de coulage éventuels sont au droit des supports, aux extrémités des tôles et si toutes les précautions utiles sont prises au moment du coulage pour éviter une surépaisseur de béton même localisée, même temporaire, sur la tôle. En cas contraires, choisir des portées moindres. Fixer les tôles par deux fixations au moins par bac à chaque extrémité.



Sarl **SES** (Steel Export Service)
Route de Blida • Chemin Berbessa • BP233 Koléa • Tipaza • Algérie
Tél. : 024 59 34 17/ 20/ 21
Mob. : 05 54 50 30 63/ 64 /65 • 05 60 01 79 19/ 23 • 05 61 93 80 34
Email : commercial@ses-algerie.com • Site Web : www.ses-algerie.com



Annexe 3 : Tableaux des sections d'acier

Tableau A.3.1 : Tableau des sections d'armatures en fonction du diamètre et du nombre de barres

ϕ (mm)	Nombre de barres (section en cm^2)								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
5	0.20	0.39	0.59	0.79	0.98	1.18	1.37	1.57	1.77
6	0.28	0.57	0.85	1.13	1.41	1.70	1.98	2.26	2.54
8	0.50	1.01	1.51	2.01	2.51	3.02	3.52	4.02	4.52
10	0.79	1.57	2.36	3.14	3.93	4.71	5.50	6.28	7.07
12	1.13	2.26	3.39	4.52	5.65	6.79	7.92	9.05	10.18
14	1.54	3.08	4.62	6.16	7.70	9.24	10.78	12.32	13.85
16	2.01	4.02	6.03	8.04	10.05	12.06	14.07	16.08	18.10
20	3.14	6.28	9.42	12.57	15.71	18.85	21.99	25.13	28.27
25	4.91	9.82	14.73	19.63	24.54	29.45	34.36	39.27	44.18
32	8.04	16.08	24.13	32.17	40.21	48.25	56.30	64.34	72.38
40	12.54	25.13	37.70	50.27	62.83	75.40	87.96	100.53	113.10

Tableau A.3.2 : Tableau des sections de treillis soudé en fonction du diamètre et l'espacement des barres

D (mm)	Espacement en mm (section en cm^2)												
	50	75	100	125	150	175	200	225	250	275	300	325	350
	(cm^2/m_L)												
4.5	3.18	2.12	1.59	1.27	1.06	0.91	0.80	0.71	0.64	0.58	0.53	0.49	0.45
5.0	3.93	2.62	1.96	1.57	1.31	1.12	0.98	0.87	0.78	0.71	0.65	0.60	0.56
5.5	4.75	3.17	2.38	1.90	1.58	1.36	1.19	1.06	0.95	0.86	0.79	0.73	0.68
6.0	5.65	3.77	2.82	2.26	1.88	1.62	1.41	1.26	1.13	1.03	0.94	0.87	0.81
6.5	6.64	4.43	3.31	2.65	2.21	1.90	1.65	1.47	1.33	1.21	1.10	1.02	0.95
7.0	7.70	5.13	3.85	3.08	2.57	2.20	1.92	1.71	1.54	1.40	1.28	1.18	1.10
7.5	8.84	5.89	4.42	3.53	2.95	2.52	2.20	1.96	1.77	1.61	1.47	1.36	1.26
8.0	10.05	6.70	5.03	4.02	3.35	2.87	2.51	2.23	2.01	1.88	1.67	1.55	1.44
8.5	11.35	7.57	5.67	4.54	3.78	3.24	2.84	2.52	2.27	2.06	1.89	1.74	1.62
9.0	12.72	8.48	6.36	5.09	4.24	3.63	3.18	2.83	2.54	2.31	2.12	1.96	1.82
9.5	14.18	9.45	7.09	5.67	4.73	4.05	3.54	3.15	2.83	2.58	2.36	2.18	2.03
10.0	15.71	10.47	7.85	6.28	5.24	4.49	3.92	3.49	3.14	2.85	2.61	2.42	2.24
10.5	17.32	11.55	8.66	6.93	5.77	4.95	4.33	3.85	3.46	3.15	2.89	2.66	2.47
11.0	19.01	12.67	9.50	7.60	6.34	5.43	4.74	4.22	3.80	3.45	3.16	2.92	2.71
11.5	20.77	13.85	10.39	8.31	6.92	5.93	5.19	4.61	4.15	3.78	3.45	3.19	2.97
12.0	22.62	15.08	11.31	9.04	7.54	6.46	5.66	5.02	4.52	4.11	3.76	3.48	3.23
14.0	30.78	20.52	15.39	12.31	10.26	8.79	7.70	6.84	6.16	5.60	5.13	4.74	4.40
16.0	42.20	26.81	20.11	16.09	13.41	11.49	10.06	8.94	8.04	7.31	6.70	6.19	5.75

Annexe 4 : Organigrammes de flexion simple

Section rectangulaire ($b \times h$)

$$E = 2 \times 10^5 ; \gamma_b = 1.5 ; \gamma_e = 1.15 ; f_e = FeE400 ; d = 0.9h ; z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b = 1.5} ; f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_e = 1.15} ; \alpha_1 = \frac{7}{7 + 2\varepsilon_{es}} ; \varepsilon_{es} = \frac{f_{su}}{E} ; \mu_1 = \mu_r = 0.8\alpha_1(1 - 0.4\alpha_1)$$

$$\sigma_{st} = \sigma_{sc} = \sigma_s = f_{su} ; \sigma_{bc} = f_{bu} ; A_s \geq A_{smin} = \max \left\{ \frac{bh}{1000} ; 0.23 \frac{bdf_{t28}}{f_e} \right\}$$

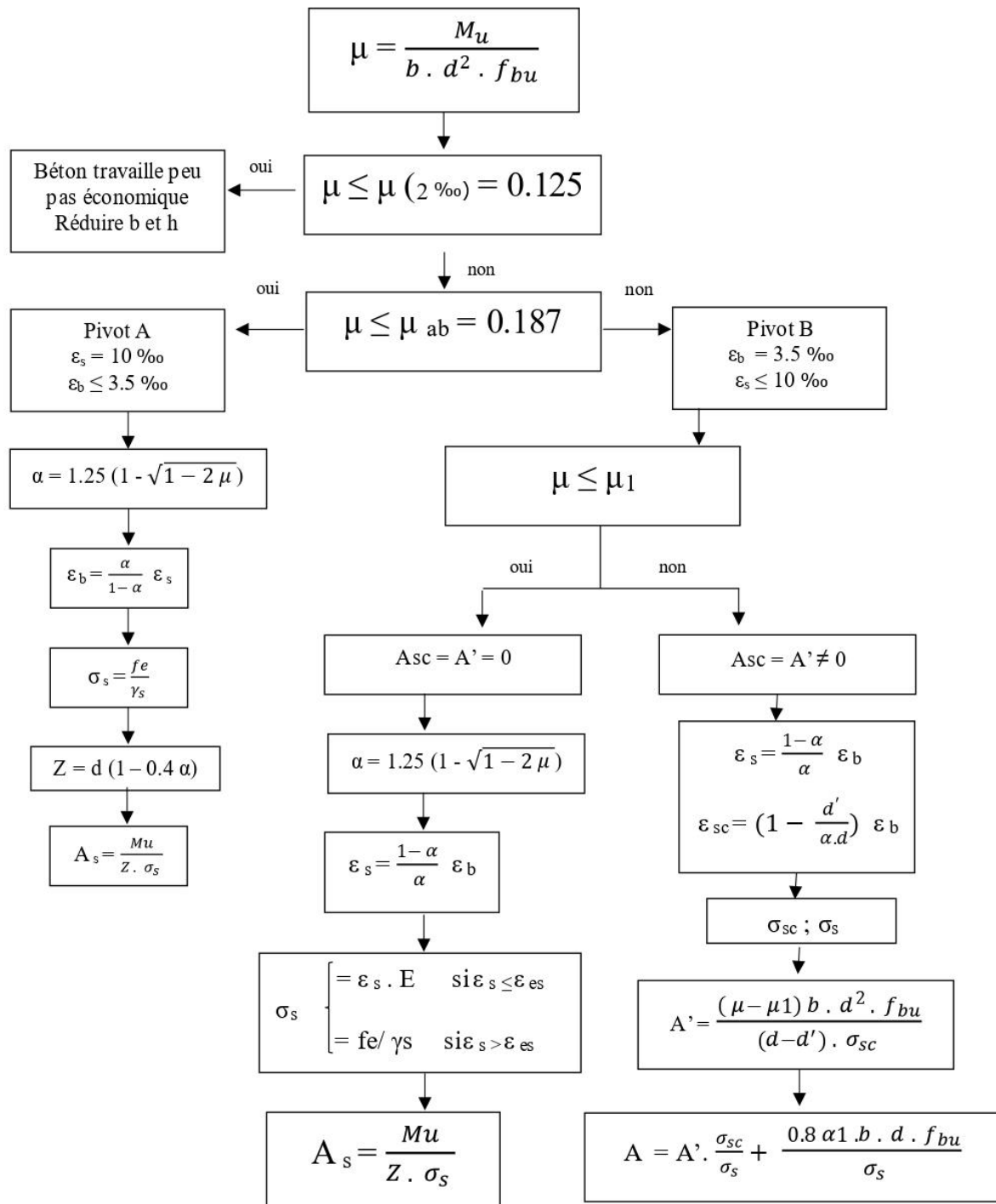


Figure A.4.1 : Organigramme de flexion simple (section rectangulaire)

Section en T

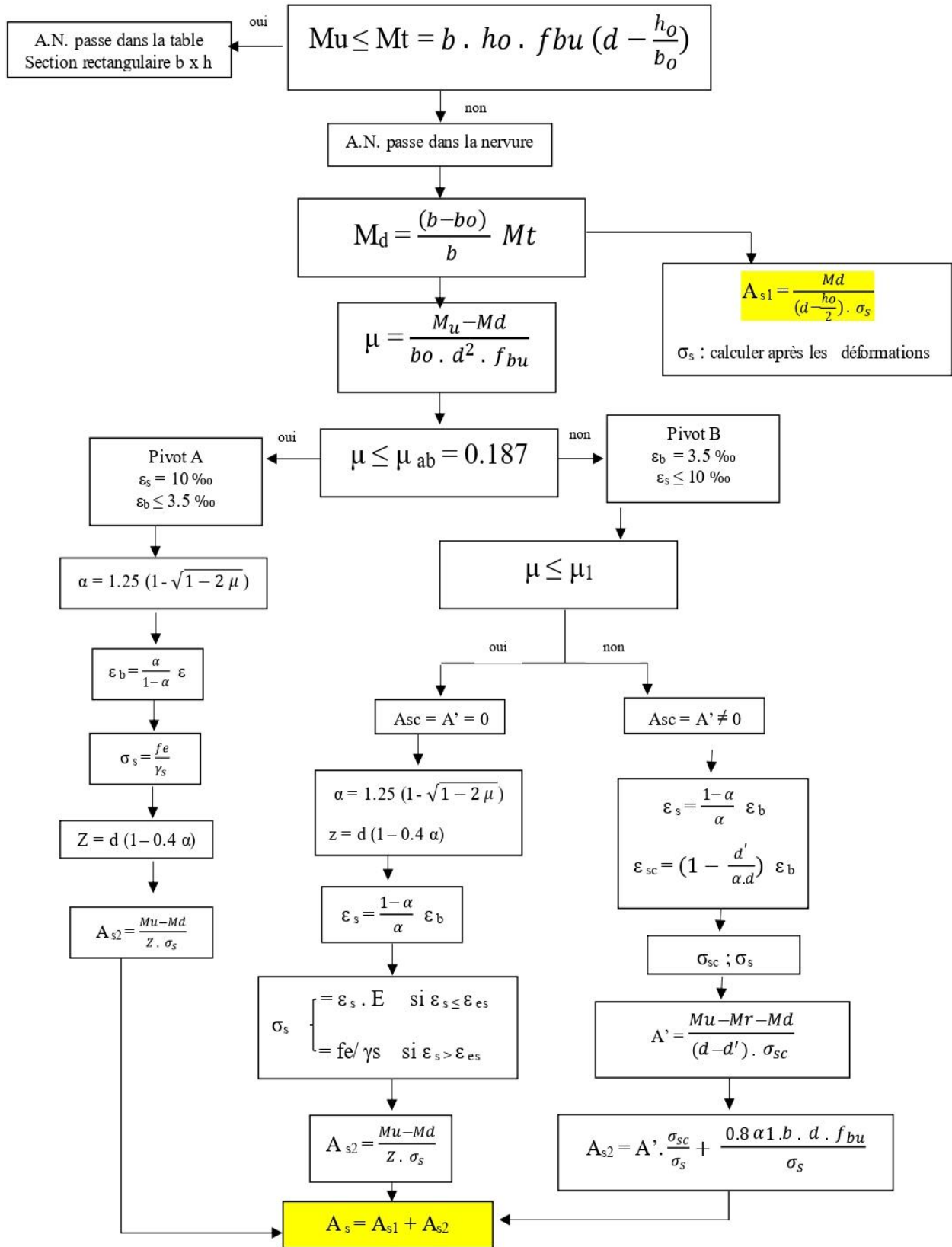


Figure A.4.2 : Organigramme de flexion simple (section en T)

Annexe 5 : Modélisation de l'ouvrage [Autodesk Robot Structural Analysis 2023]

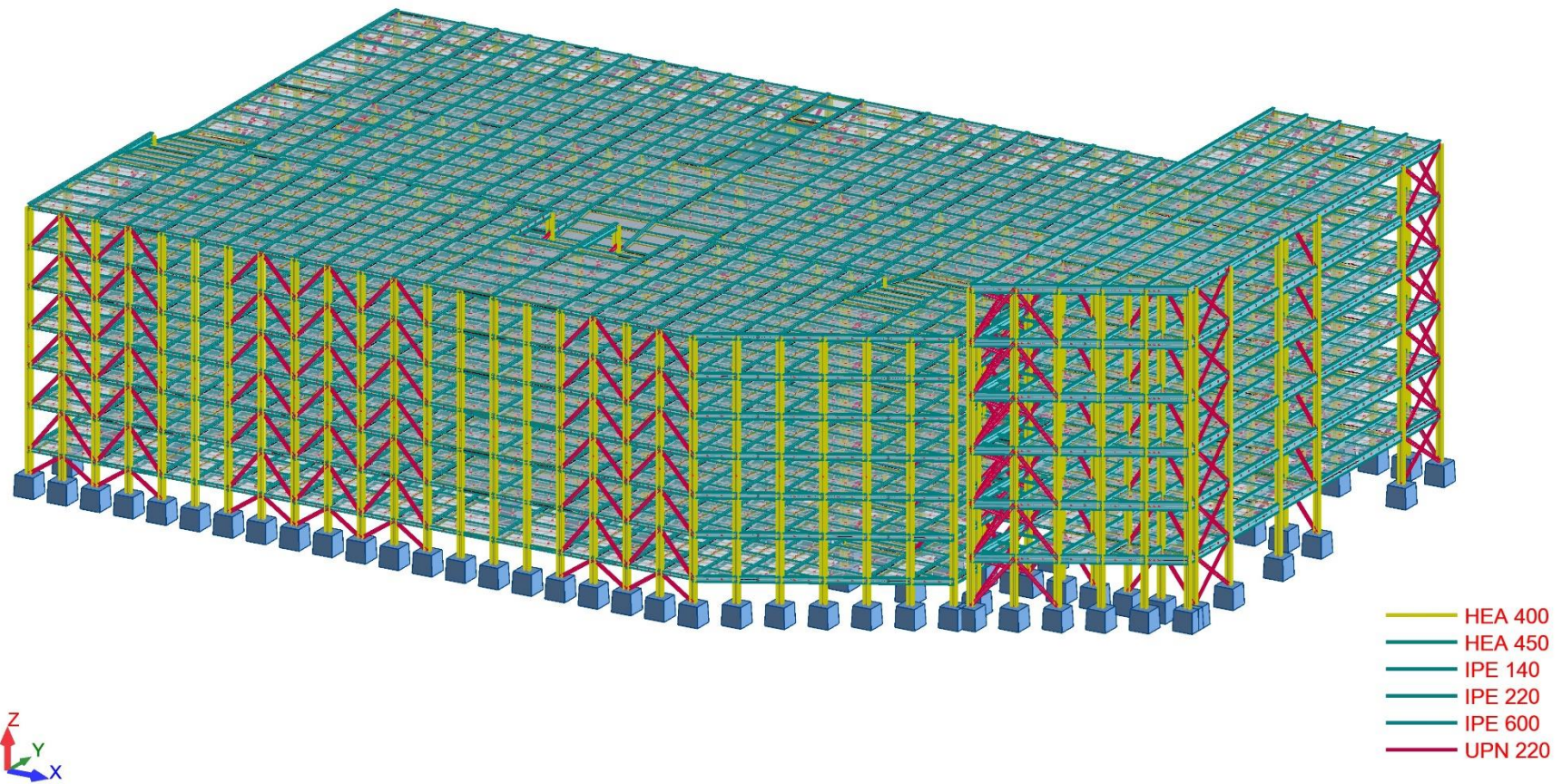


Figure A.5.1 : Modélisation de l'ouvrage [Autodesk Robot Structural Analysis 2023]

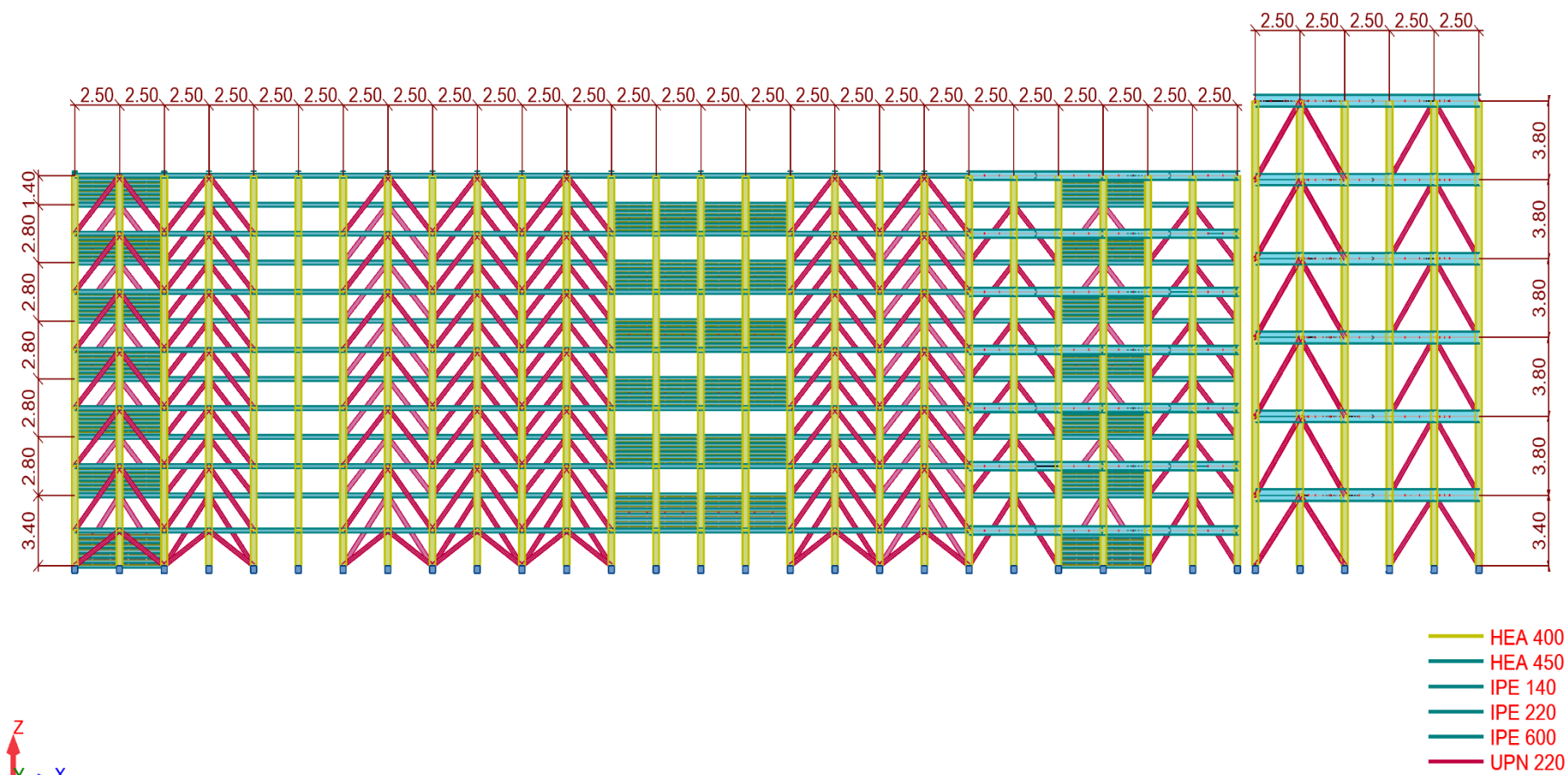


Figure A.5.2 : Vue en coupe de l'ouvrage [Autodesk Robot Structural Analysis 2023]

Annexe 6 : Plans d'architecture de l'ouvrage [Autodesk AutoCAD 2023]

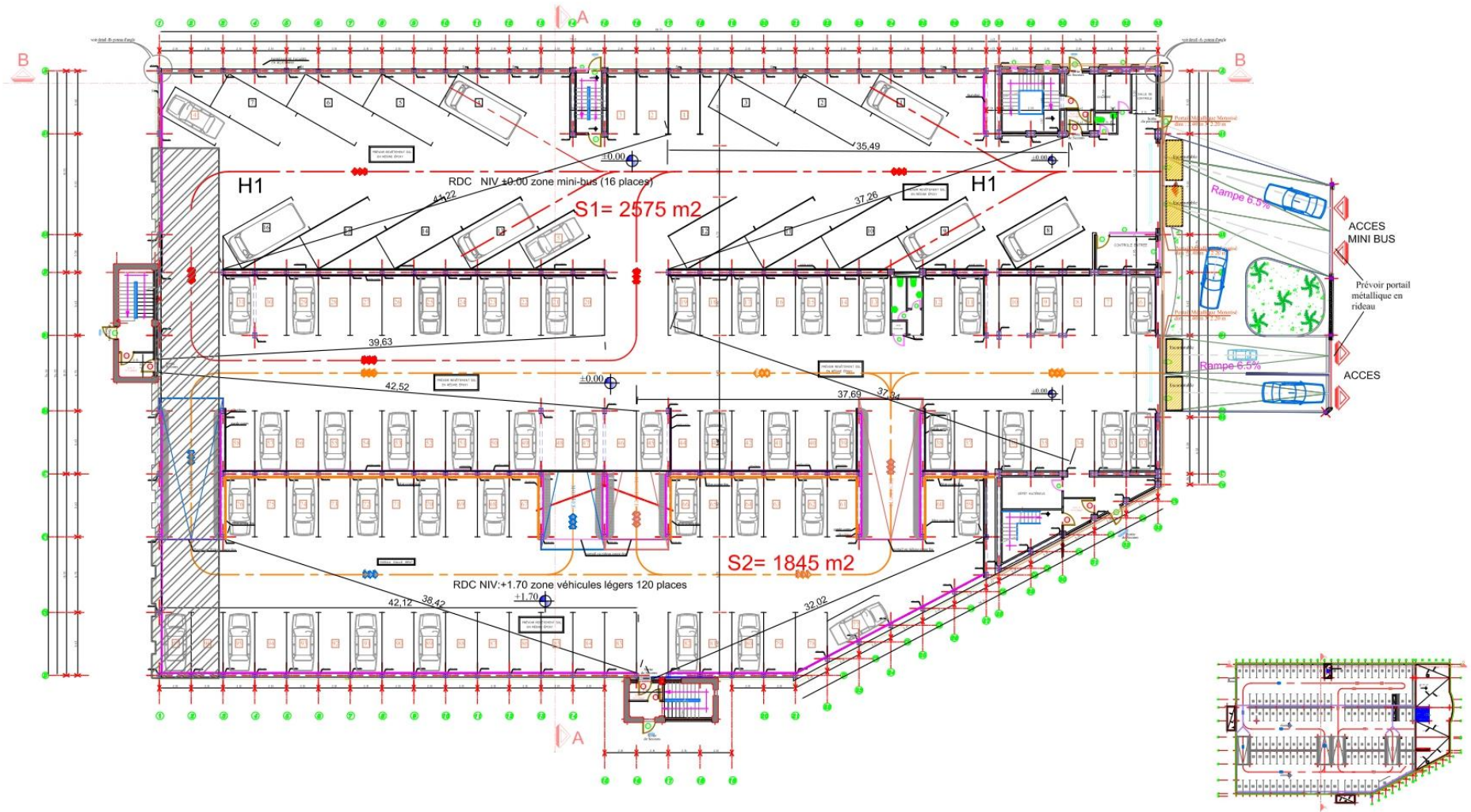


Figure A.6.1 : Plan d'architecture du Rez-de-chaussée [Autodesk AutoCAD 2023]

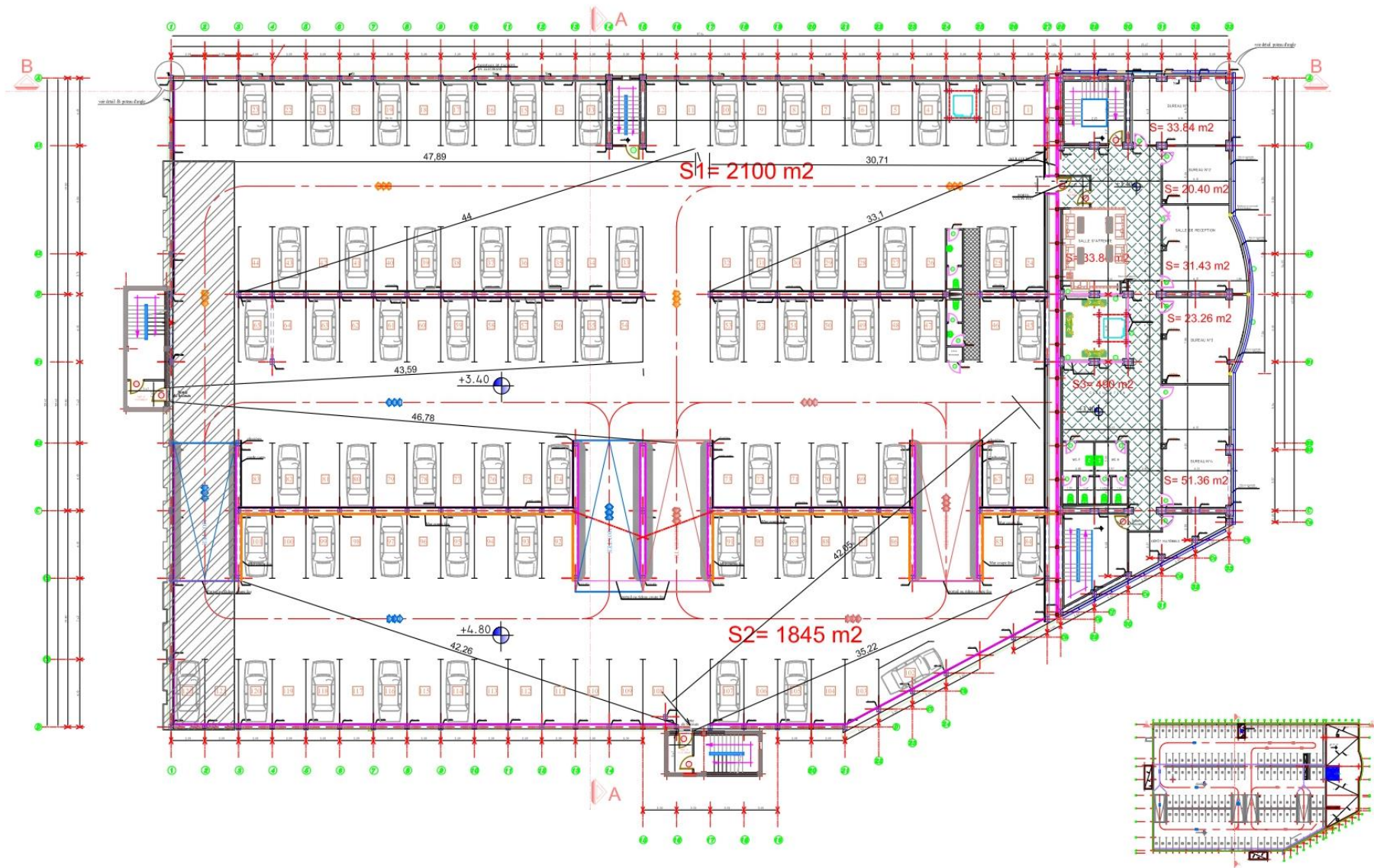


Figure A.6.2 : Plan d'architecture du 1^{er}, 2^{ème}, 3^{ème}, 4^{ème}, et 5^{ème} étage [Autodesk AutoCAD 2023]

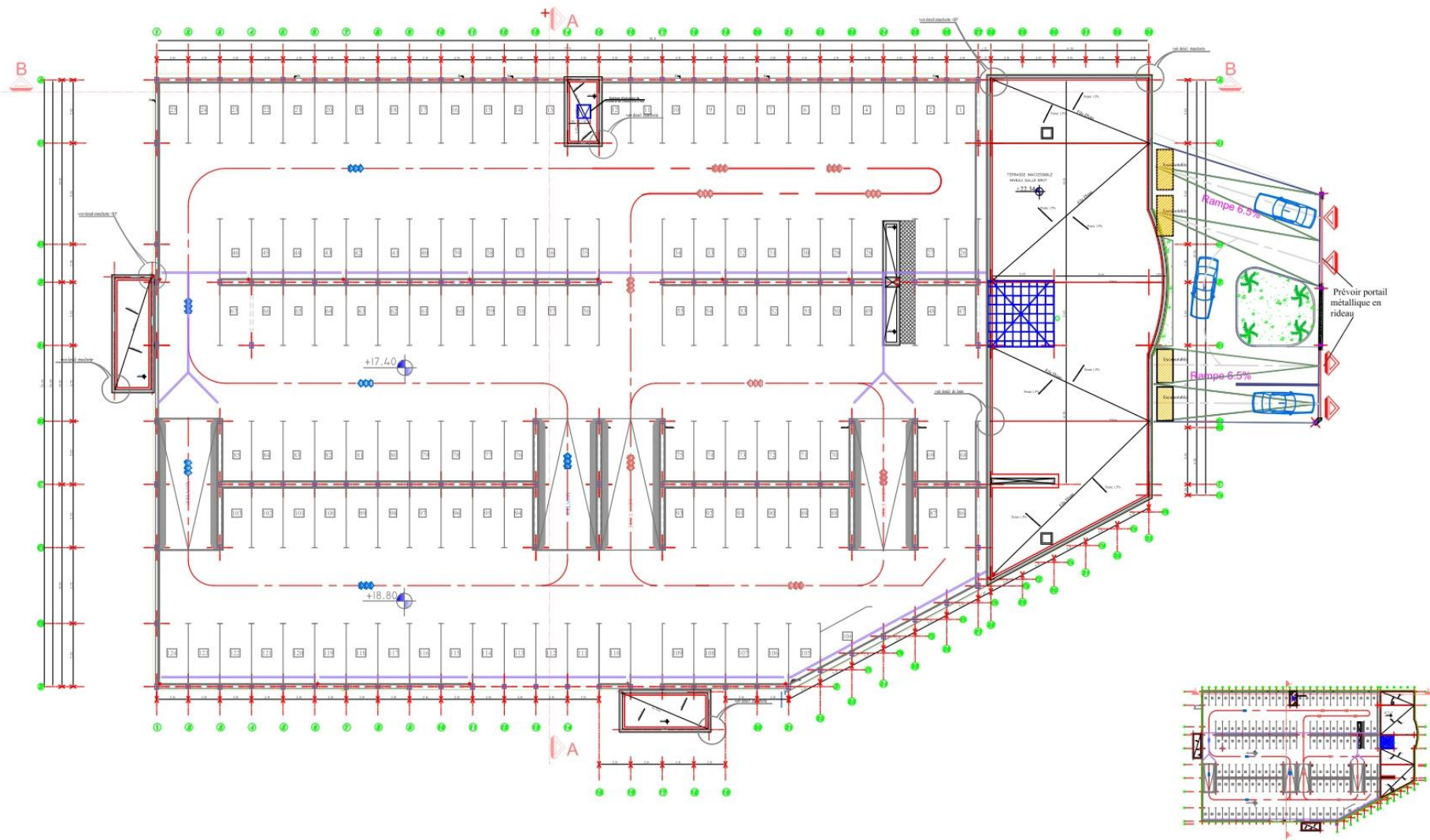


Figure A.6.3 : Plan d'architecture de la terrasse [Autodesk AutoCAD 2023]

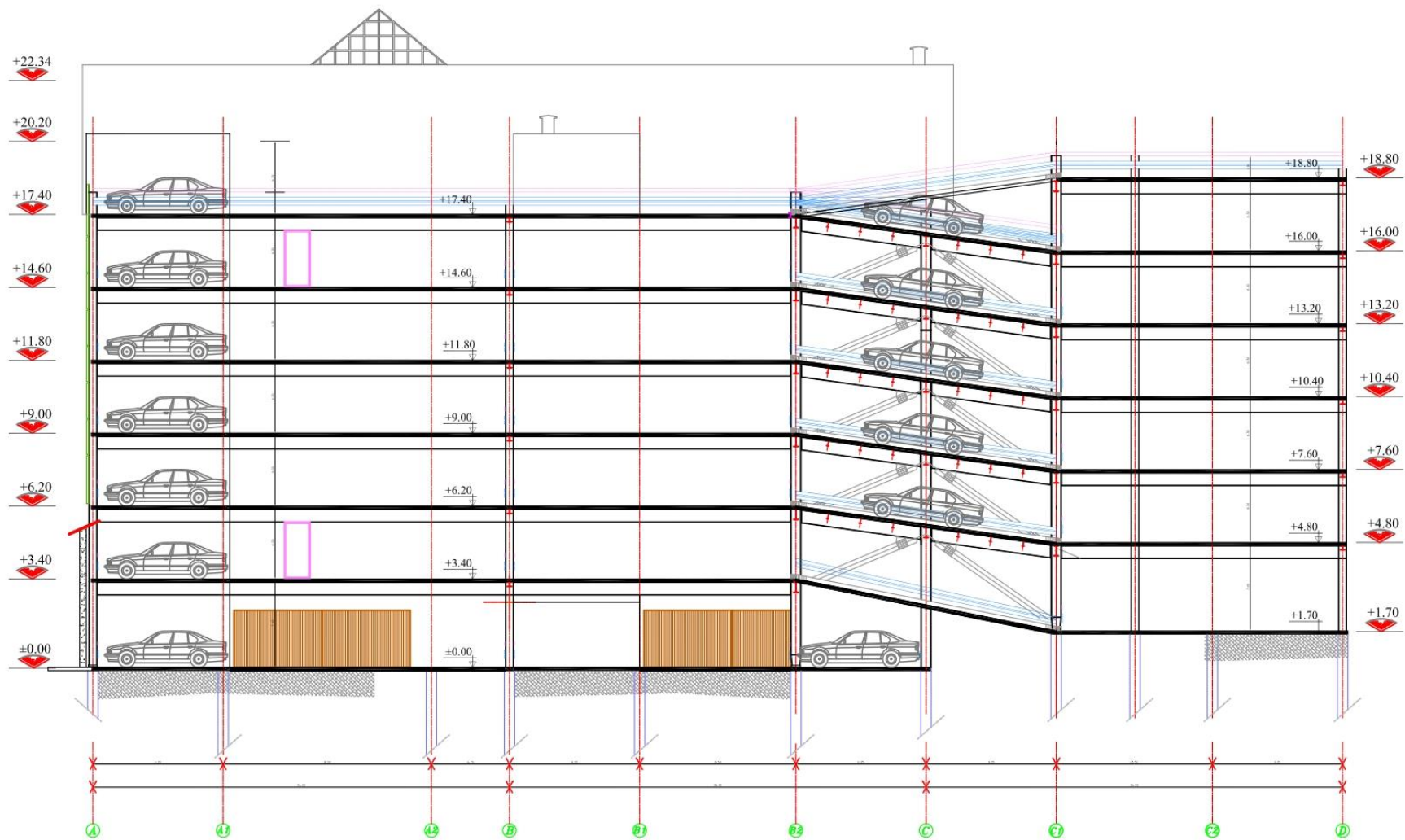


Figure A.6.4 : Plan d'architecture (Coupe A-A) [Autodesk AutoCAD 2023]

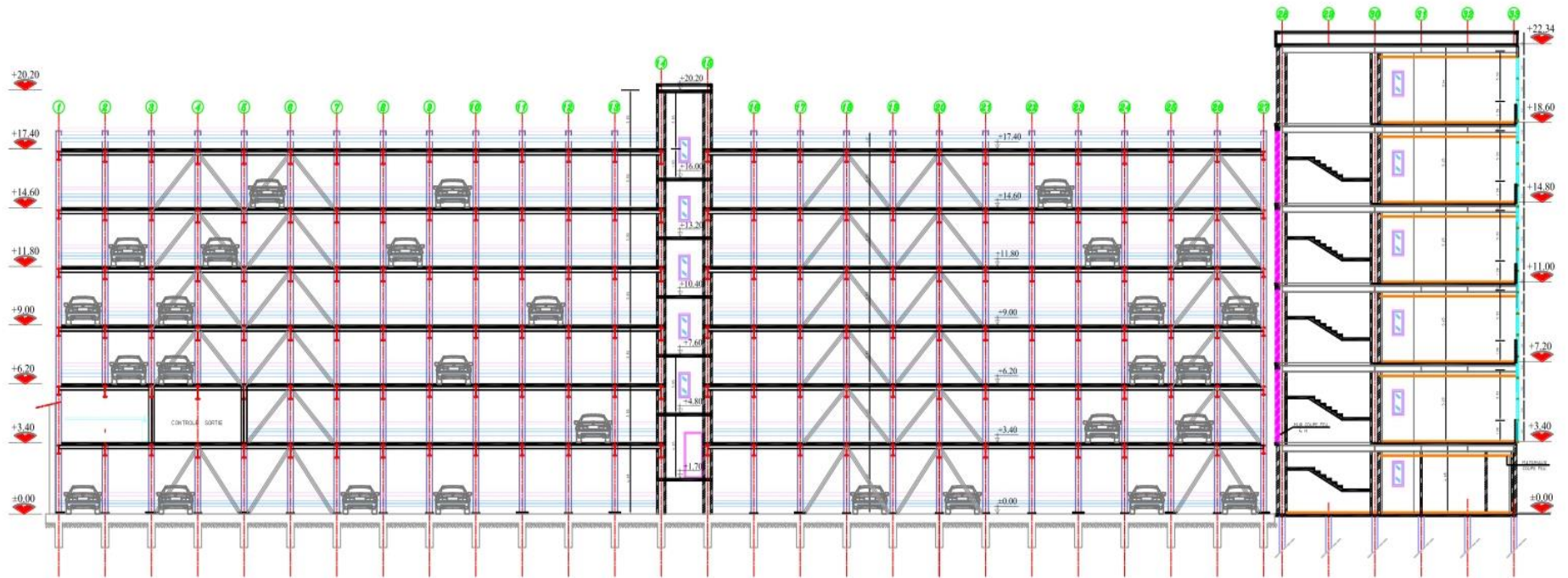


Figure A.6.5 : Plan d'architecture (Coupe B-B) [Autodesk AutoCAD 2023]

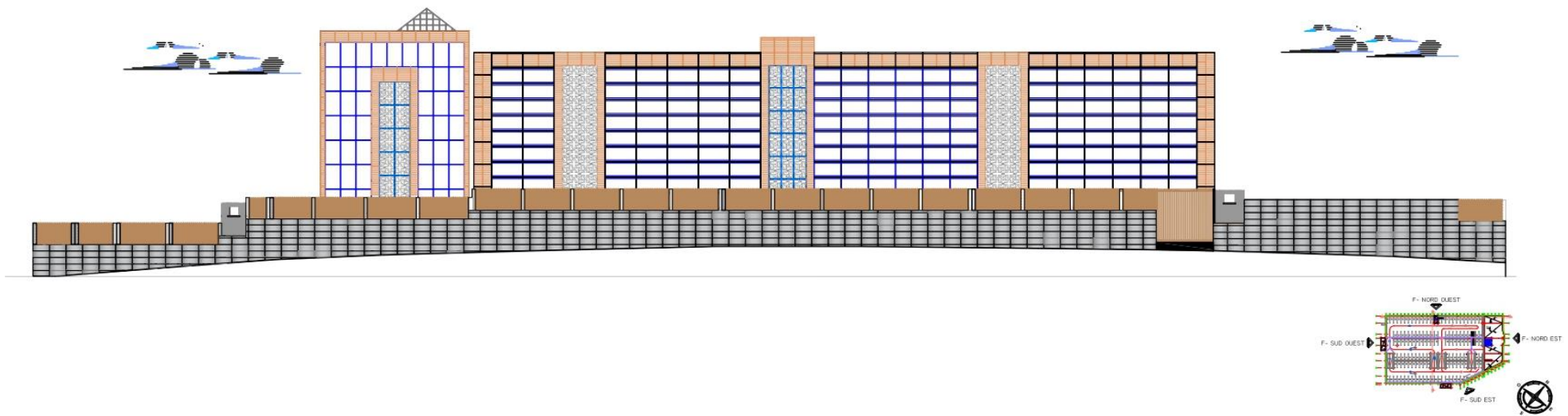


Figure A.6.6 : Plan d'architecture de la façade Nord-Ouest [Autodesk AutoCAD 2023]