

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
Ecole Nationale Polytechnique

Département de Génie Civil

Mémoire de projet de fin d'études

Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Génie Civil

Etude d'une tour en R+24+2SS à structure mixte contreventée par
deux noyaux en béton armé

BENZADA Youcef & HABCHI Kousseila

Sous la direction de **Dr. BENAZZOUZ Khalil** ENP

Dr. BAUCHE Nadjia ENP

Présenté et soutenu publiquement le (06/07/2023)

Composition du jury :

Président : Dr. LEKHAL Saadi ENP

Examineur : Dr. BOURZAM Abdelkrim ENP

Promoteurs : Dr. BAUCHE Nadjia ENP

Dr. BENAZZOUZ Khalil ENP

ENP 2023

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
Ecole Nationale Polytechnique

Département de Génie Civil

Mémoire de projet de fin d'études

Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Génie Civil

Etude d'une tour en R+24+2SS à structure mixte contreventée par
deux noyaux en béton armé

BENZADA Youcef & HABCHI Kousseila

Sous la direction de **Dr. BENAZZOUZ Khalil** ENP

Dr. BAUCHE Nadja ENP

Présenté et soutenu publiquement le (06/07/2023)

Composition du jury :

Président : Dr. LEKHAL Saadi ENP

Examineur : Dr. BOURZAM Abdelkrim ENP

Promoteurs : Dr. BAUCHE Nadja ENP

Dr. BENAZZOUZ Khalil ENP

ENP 2023

ملخص

يشمل هذا المشروع دراسة مبنى ذو هيكل من إطار معدني مع نواتين من خرسانة مسلحة مع 27 مستوى (2SS + R + 24): الطابقان السفليان مخصصان لوقوف السيارات والمستويات الأخرى للسكن باستثناء مستوى السطح حيث يوجد مطعم. تم تصنيف هذه المنطقة من خلال القواعد الجزائية المضادة للزلازل (RPA99/v2003) في المنطقة II-a، ومن خلال تنظيم الثلوج والرياح RNV/2013 في المنطقة I للرياح، والمنطقة A للثلوج. أولاً، يتم تصميم العناصر الفولاذية الهيكلية وفقاً لـ Eurocode 3 و CCM 97. بعد ذلك، يتم حساب العناصر الخرسانية المسلحة (النواة المركزية والجدار الطرقي) وفقاً لـ CBA 93 أو B.A.E.L91 R 99. أخيراً، تتم دراسة العناصر الفولاذية الخرسانية المركبة (الأعمدة والأرضيات) وفقاً لتعليمات Eurocode 4. يتم ضمان استقرار الهيكل من خلال العوارض والأعمدة والأنوية. يستند المبنى على أسس عميقة (خوازيق) بالنظر إلى طبيعة التربة. تم إجراء جزء من دراسة وتحليل العمل على برنامج الحساب الهندسي ETABS.

الكلمات المفتاحية: هيكل مركب، إطار فولاذي، نواة مركزية، تحليل زلزالي، دراسة مناخية، وصلات، أساسات الخوازيق.

Abstract

This project consists of the study of a building with a metal frame structure and two reinforced concrete bracing cores with 27 levels (2SS+R+24) : the two basements are reserved for vehicle parking and the other levels in the dwelling with the exception of the level terrace where a restaurant is located. This region is classified by the Algerian earthquake regulation (RPA99/v2003) in Zone II-a, and by the RNV/2013 snow and wind regulation in Zone I for wind, and Zone A for snow. In the first place, the design of the structural steel elements are carried out in accordance with Eurocode 3 and CCM 97. Then, the calculation of the reinforced concrete elements (central cores and peripheral wall) is done according to CBA 93 or B.A.E.L91 R 99. Finally, the composite steel-concrete elements (columns and decks) are studied according to the instructions of Eurocode 4. The stability of the structure is ensured by the beams, the columns and central cores. The structure is built on deep pile foundations given the nature of the soil. A part of the study and analysis of the work was done on the ETABS calculation software.

Keywords : composite structure, steel frame, central core, seismic analysis, climate study, connections, pile foundations.

Résumé

Ce projet consiste en l'étude d'un bâtiment en structure à ossature métallique avec deux noyaux de contreventement en béton armé comportant 27 niveaux (2SS+R+24) : les deux sous-sols sont réservés au stationnement des véhicules et les autres niveaux à l'habitation à l'exception du niveau terrasse où se trouve un restaurant. Cette région est classée par le règlement parasismique algérien (RPA99/v2003) en Zone II-a, et par le règlement neige et vent RNV/2013 en zone I pour le vent, et zone A pour la neige. En premier lieu, le dimensionnement et l'étude des éléments en charpente métallique sont faits conformément aux règlements Eurocode 3 et CCM 97. Ensuite, le calcul des éléments en béton armé (noyaux centraux et voile périphérique) est fait selon le règlement CBA 93 ou B.A.E.L91 R 99. Et enfin les éléments mixtes acier-béton (poteaux et planchers collaborant) sont étudiés en suivant les consignes de l'Eurocode 4. La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, les poteaux et le système de contreventement. L'ouvrage repose sur des fondations profondes par pieux compte tenu de la nature du sol. Une partie de l'étude et l'analyse de l'ouvrage ont été faites sur le logiciel de calcul ETABS.

Mots clés : structure mixte, charpente métallique, noyau central, analyse sismique, étude climatique, assemblage, fondations sur pieux.

Remerciements

La réalisation de ce mémoire de fin d'études n'aurait pu avoir lieu sans la contribution de plusieurs personnes, auxquelles nous tenons à exprimer notre gratitude. Tout d'abord, nos vifs remerciements vont d'emblée à Dieu tout-puissant, qui nous a dotés d'une grande volonté, de patience et de persévérance pour mener à bien ce modeste travail.

Nous tenons également à adresser notre reconnaissance envers nos encadrants, Mme Baouche Nadja, enseignante chercheuse à l'École Nationale Polytechnique et à M. Benazzouz Brahim Khalil, enseignant chercheur à l'ENP, et M. Boukhit Ahcene, ingénieur en Génie Civil au sein de CTC Béjaia. Leur suivi continu, ainsi que leur précieuse aide et leur soutien, nous ont permis de concrétiser ce projet.

Nous remercions également les membres du jury, M. Lekhal Saadi, maître de conférences et chef de département Génie Civil et M. Bourzam Abdelkrim, enseignant chercheur à l'ENP, devant lesquels nous avons l'immense honneur d'exposer notre travail. Nous exprimons également notre gratitude envers l'ensemble des enseignants de l'ENP, qui nous ont accompagnés tout au long de notre parcours à l'École Nationale Polytechnique. Leurs enseignements de qualité et le partage d'expériences ont contribué à notre développement tant sur le plan académique que personnel.

Nos remerciements s'adressent également à nos chers parents pour tous les sacrifices consentis à notre égard et leur énorme soutien tout au long de notre parcours de plusieurs années d'études. Nous exprimons également notre gratitude à nos frères, sœurs et à toute notre famille, qui ont toujours été à nos côtés et nous ont encouragés à aller de l'avant.

Nous voudrions également remercier nos amis, ainsi que toutes les personnes que nous avons eu le plaisir de rencontrer au cours de nos études à l'École Nationale Polytechnique. Grâce à eux, cette expérience a été l'une des meilleures de notre vie.

Enfin, nous tenons à remercier infiniment tous ceux qui ont contribué à la réalisation de ce mémoire et ont apporté leur aide de près ou de loin au succès de notre projet. Votre soutien a été précieux et nous vous en sommes profondément reconnaissants.

Youcef et Kousseila.

Liste des tableaux

Table des figures

1	Généralités sur l'ouvrage	21
1.1	Introduction	21
1.2	Description de l'ouvrage	21
1.3	Présentation de l'ouvrage	22
1.4	Aperçu général du site	22
1.5	Aspect géophysique	22
1.6	Caractéristiques géométriques de la structure	23
1.7	Éléments constituant l'ouvrage	24
1.7.1	Ossature	24
1.7.2	Noyau central	24
1.7.3	Poteaux mixtes	25
1.7.4	Poteaux en profilés métalliques	25
1.7.5	Poutres en profilé	26
1.7.6	Ascenseurs	26
1.7.7	Escalier métallique	26
1.7.8	Voile périphérique au niveau du sous-sol	27
1.7.9	Planchers collaborants	27

1.7.10	Fondation	28
1.8	Régularité de la structure	28
1.8.1	Régularité en plan	28
1.8.2	Régularité en élévation	28
1.9	Caractéristiques des matériaux utilisés	29
1.9.1	Béton	29
1.9.2	Acier	29
1.10	Règlements utilisés	30
1.11	Conclusion	30
2	Evaluation des charges et surcharges	31
2.1	Introduction	31
2.2	Actions permanentes et variables	31
2.2.1	Actions permanentes G_i	31
2.2.2	Actions variables	31
2.3	Combinaisons d'actions	32
2.3.1	Combinaisons d'action à l'état limite ultime (ELU)	32
2.3.2	Combinaisons à l'état limite de service (ELS)	32
2.3.3	En situation accidentelle	32
2.4	Évaluation des charges et des surcharges	33
2.4.1	Charges permanentes	33
2.4.2	Charges d'exploitation	33
2.5	Charges climatiques	33
2.5.1	Action de la neige	33
2.5.2	Action du vent	34
2.5.2.1	Données relatives au site	35
2.5.2.2	Pression dynamique de référence	35
2.5.2.3	Pression dynamique de pointe	35
2.5.2.4	Catégories de terrain	35
2.5.2.5	Hauteur de référence	35
2.5.2.6	Coefficient topographique	36

2.5.2.7	Coefficient de rugosité	37
2.5.2.8	Intensité de turbulence	37
2.5.2.9	Coefficient d'exposition au vent	38
2.5.2.10	Coefficient de pression extérieure C_{pe}	39
2.5.2.11	Coefficient de pression intérieure	44
2.5.2.12	Pression aérodynamique	44
2.5.2.13	Coefficient de la pression dynamique (C_d)	44
2.5.2.14	Calcul de la force de vent agissant sur la construction à l'aide des pressions de surfaces	45
2.5.2.15	Calcul des forces de frottement	45
2.6	Conclusion	50
3	Pré-dimensionnement et vérification	51
3.1	Introduction	51
3.2	Règles de pré-dimensionnement	51
3.3	Pré-dimensionnement des solives	52
3.3.1	Etage courant	52
3.3.1.1	Evaluation des charges reprises par la solive	53
3.3.1.2	Vérification de la condition de flèche à l'ELS	53
3.3.1.3	Vérification de la condition de vibrations à l'ELS	55
3.3.1.4	Vérification de la condition de résistance à l'ELU	56
3.3.1.5	Vérification à l'effort tranchant	56
3.3.1.6	Vérification au déversement	57
3.3.2	Terrasse accessible (Restaurant)	59
3.3.2.1	Etage sous-sol (parking)	59
3.3.2.2	Evaluation des charges	59
3.3.2.3	Vérification de la condition de vibrations à l'ELS	60
3.3.2.4	Vérification de la condition de résistance à l'ELU	61
3.3.2.5	Vérification au déversement	62
3.4	Pré-dimensionnement des poutres principales	64
3.4.1	étage courant	64
3.4.1.1	Evaluation des charges reprises par la poutre	64

3.4.1.2	Condition de flèche à l'ELS	65
3.4.1.3	Vérification de la condition de vibrations à l'ELS	65
3.4.1.4	Vérification de la condition de résistance à l'ELU	66
3.4.1.5	Vérification à l'effort tranchant	66
3.4.2	Vérification au déversement	67
3.4.3	Terrasse accessible (Restaurant)	68
3.4.4	Plancher sous-sol (parking)	68
3.4.4.1	Evaluation des charges reprises par la poutre	68
3.4.4.2	Condition de flèche à l'ELS	69
3.4.4.3	Vérification de la condition de vibrations à l'ELS	69
3.4.4.4	Vérification de la condition de résistance à l'ELU	70
3.4.4.5	Vérification à l'effort tranchant	70
3.4.4.6	Vérification au déversement	71
3.5	Pré-dimensionnement des poutres secondaires (ayant une charge concentrée) . .	72
3.5.1	Étage courant	72
3.5.1.1	Évaluation des charges reprises par la poutre	72
3.5.1.2	Condition de flèche à l'ELS	73
3.5.2	Etage sous-sol (Parking)	74
3.5.2.1	Evaluation des charges reprises par la poutre	74
3.5.2.2	Condition de flèche à l'ELS	74
3.6	Pré-dimensionnement des poteaux	75
3.6.1	Vérification sous l'effort normal N_{sd}	75
3.6.2	Descente de charges et surface d'influence	76
3.6.2.1	Poteau supportant le porte-à-faux	76
3.6.2.2	Poteau central	79
3.7	Noyau central	83
3.8	Conclusion	84
4	Étude du plancher	85
4.1	Introduction	85
4.2	Procédures et hypothèses de calcul	85

4.3	Étude en phase de construction	86
4.3.1	Étage courant	87
4.3.1.1	Condition de flèche	87
4.3.1.2	Vérification à la flexion	88
4.3.1.3	Vérification au cisaillement	88
4.3.2	Etage sous-sol (parking)	89
4.3.2.1	Condition de flèche	89
4.3.2.2	Vérification à la flexion	89
4.3.2.3	Vérification au cisaillement	90
4.4	Etude en phase finale	90
4.4.1	Etage courant	90
4.4.1.1	Propriétés de la section mixte	91
4.4.1.1.1	Largeur participante de la dalle	91
4.4.1.1.2	Axes neutres	91
4.4.1.1.3	Inertie mixte homogénéisée	93
4.4.1.1.4	Vérification de la condition de flèche	94
4.4.1.1.5	Vérification du moment plastique	94
4.4.1.1.6	Vérification au cisaillement	94
4.4.1.1.7	Vérification des flèches :	95
4.4.1.1.8	Vérification du voilement de l'âme :	95
4.4.2	Étage Sous-sol (Parking)	95
4.4.2.1	Propriétés de la section mixte	95
4.4.2.1.1	Largeur participante de la dalle :	95
4.4.2.1.2	Axes neutres :	95
4.4.2.1.3	Inertie mixte homogénéisée :	96
4.4.2.1.4	Vérification de la condition de flèche :	97
4.4.2.1.5	Vérification du moment plastique :	97
4.4.2.1.6	Vérification au cisaillement :	97
4.4.2.1.7	Vérification des flèches	97
4.4.2.1.8	Vérification du voilement de l'âme :	98
4.5	Etude des connecteurs	98

4.5.1	Choix des connecteurs	98
4.5.2	Résistance de calcul des connecteurs	98
4.5.3	Nombre et espacement des connecteurs	100
4.5.4	Etude du ferrailage de la dalle	100
4.6	Conclusion	101
5	Étude Dynamique & sismique	102
5.1	Introduction	102
5.2	Critères de classification de l'ouvrage	102
5.3	Choix de la méthode de calcul	103
5.3.1	La méthode statique équivalente	104
5.3.2	Méthode modale spectrale	104
5.4	Analyse dynamique & modélisation	104
5.4.1	Logiciel de modélisation	104
5.4.2	Spectre de réponse	105
5.4.3	Nombre de modes de vibrations	106
5.4.4	Vérification de la force sismique à la base	109
5.4.5	Vérification des déplacements inter étages	111
5.4.6	Justification vis à vis de l'effet P- Δ	113
5.5	Conclusion	114
6	Vérification des éléments structuraux	115
6.1	Introduction	115
6.2	Dimensionnement des poutres	116
6.3	Dimensionnement des poteaux	116
6.3.1	Résistance du poteau à la compression axiale	117
6.3.2	Résistance du poteau à la flexion biaxiale combinée	117
6.3.3	Calcul des modules de résistance plastique	118
6.3.4	Calcul des coordonnées des points de la courbe d'interaction :	119
6.3.5	Calcul des coefficients μ_y et μ_z :	120
6.3.6	Vérifications :	121
6.4	Ferrailage du noyau central	122

6.4.1	Calcul des voiles par la méthode des contraintes :	122
6.4.2	calcul du voile G2 du niveau (-2) sous-sol :	123
6.4.2.1	Vérification de la résistance du voile (G+Q+E) :	124
6.4.2.2	Ferraillage sous combinaison $0.8G \pm E$	124
6.4.2.2.1	Détermination des armatures verticales :	125
6.4.2.2.2	Calcul des armatures horizontales :	126
6.4.2.2.3	Espacement des armatures horizontales	126
6.4.3	calcul du linteau (S2)	127
6.4.3.1	Vérification de la contrainte tangentielle :	128
6.4.3.2	Armatures longitudinales	128
6.4.3.3	Armatures transversales	128
6.4.3.4	Armatures de répartition (aciers de peau)	128
6.4.3.5	Armatures diagonales	129
6.5	Conclusion	129
7	Calcul des assemblages	130
7.1	Introduction	130
7.2	Modes d'assemblages	130
7.3	Les assemblages principaux des systèmes structuraux	131
7.4	Assemblage poteau-poutre [HEM600-HEA220]	131
7.4.1	Résistance du panneau d'âme de poteau en cisaillement	133
7.4.2	Résistance des semelles et de l'âme de la poutre à la compression	133
7.4.3	Résistance de l'assemblage à la flexion	133
7.4.4	Résistance de l'assemblage au cisaillement :	134
7.4.5	Résistance des soudures	135
7.5	Assemblage poutre HEA220-Solive IPE160 (Par cornières)	136
7.5.1	Résultats et vérification	138
7.5.1.1	Boulons assemblant la cornière à la poutre principale :	138
7.5.1.2	Forces agissant sur les boulons dans l'assemblage de la poutre principale-cornière	140
7.5.1.3	Resistance des soudures (Soudure d'angle entre la cornière et la poutre)	141

7.6	Assemblage poteau-poteau (raboutage) [HEM600–HEM600]	142
7.6.1	Boulons raccordant une éclisse d'aile a l'aile droite du poteau	144
7.6.2	Forces agissant sur les boulons dans l'assemblage poteau - poteau	145
7.6.3	Vérification des sections au cisaillement de bloc :	146
7.7	Calcul du pied de poteau articulé HEM600	146
7.7.1	Résultat et vérification	148
7.7.1.1	Compression du béton :	148
7.7.1.2	Cisaillement	149
7.7.1.3	Soudure entre le poteau et la plaque d'assise	150
7.8	Assemblage entre élément métallique et noyau en béton armé :	150
7.9	Choix de la méthode de calculs	152
7.10	Conclusion	153
8	Infrastructure	154
8.1	Introduction	154
8.2	Le choix du type de fondation	154
8.3	Pré-dimensionnement du radier	155
8.3.1	Épaisseur minimale	155
8.3.2	Condition de rigidité	155
8.3.3	Surface du radier	156
8.4	Vérification de la contrainte du sol :	156
8.4.1	Calcul de la capacité portante à partir de l'essai préssiométrique	156
8.4.2	Calcul de la contrainte de référence appliquée à la semelle au sol	157
8.5	Étude du radier général	158
8.5.1	Vérification au cisaillement	158
8.5.2	Vérification au poinçonnement	159
8.5.3	Calcul du ferrailage	160
8.6	Etude des Pieux	163
8.6.1	Dimensionnement des pieux	163
8.6.2	Capacité portante des pieux	163
8.6.3	Nombre de pieux	163

8.6.4	Disposition des pieux	164
8.6.5	Calcul de l'efficacité du groupe de pieux	164
8.6.6	Ferraillages des pieux	165
8.7	Conclusion	165
	Conclusion	166
	Bibliographie	168

LISTE DES TABLEAUX

2.1	Pression dynamique de pointe suivant V_1	39
2.2	Pression dynamique de pointe suivant V_2	39
2.3	Coefficient de pression extérieure pour les parois verticales (sens V_1)	40
2.4	Coefficient de pression extérieure pour la terrasse (sens V_1)	42
2.5	Coefficient de pression extérieure pour les parois verticales (sens V_2)	43
2.6	Coefficient de pression extérieure pour la terrasse (sens V_2)	43
2.7	Forces de frottement dans la surface laterale à V_1 subdivisée A_{fr}	46
2.8	Pression nette $W(z_j)$ du sens de vent V_1 pour chaque subdivision de hauteur Z_e	46
2.9	Forces de frottement dans la surface laterale à V_2 subdivisée A_{fr}	48
2.10	Pression nette $W(z_j)$ du sens de vent V_2 pour chaque subdivision de hauteur Z_e	48
3.1	Valeurs limites recommandées pour les flèches verticales CCM 97	52
3.2	Charge reprises par la solive de l'étage courant	54
3.3	Caractéristiques du profilé IPE 160	54
3.4	Fréquences et flèches des planchers	55
3.5	Caractéristiques du profilé IPE 160	60
3.6	Caractéristiques du profilé HEA220	65
3.7	Caractéristiques du profilé HEA220	69
3.8	Caractéristiques du profilé HEA240	74
3.9	Les éléments de l'ossature dans la surface d'influence du poteau	77
3.10	Les éléments de l'ossature du plancher Sous-sol & 24ème étage (sans porte à faux)	77
3.11	Poids propre des poteaux constituant l'ouvrage	78

3.12	Dégression des charges Q_i	78
3.13	Les éléments de l'ossature plancher courant dans la surface d'influence du poteau central	79
3.14	Les éléments de l'ossature du plancher du 24 ème étage (Supporte la terrasse)	80
3.15	Vérification de la résistance des poteaux au flambement $N_{b,Rd}$ et l'effort vertical transmis N_{sd}	83
5.1	Résultat de l'analyse modale avec 12 modes propres	107
5.2	Résultat finale de l'analyse modale(16 modes)	107
5.3	poinds de la structure & force sismique	111
5.4	Vérification de la condition $V_t > 0.8V$ de l'RPA99/v2003	111
5.5	Vérification de déplacement inter-étage suivant x-x	112
5.6	Vérification de déplacement inter-étage suivant y-y	113
5.7	Vérification ETABS des effets P- Δ	114
6.1	Vérifications de résistance des poutres	116
7.1	Caractéristiques des boulons	132
7.2	Résultats de calcul de l'effort tranchant sollicitant $V_{wp,Sd}$	133
7.3	Résultats des forces de traction dans chaque rangée de boulons	134
7.4	Résultats des efforts dans chaque rangée de boulons	134
7.5	Les caractéristiques de la cornière CAE 120x12	136
7.6	Boulons assemblant la cornière à la poutre porteuse	137
7.7	Les caractéristique de la poutre HEA220	137
7.8	Les caractéristique de la solive IPE160	138
7.9	Les caractéristiques du poteau Profilé HEM600	143
7.10	Boulons raccordant une éclisse d'aile à l'aile droite du poteau	144
7.11	Vérification au cisaillement de bloc pour un effort axial	146
7.12	Le plan de cisaillement passe par la partie fileté du boulon	147

TABLE DES FIGURES

1.1	Vue de la façade principale de l'ouvrage	21
1.2	Vue de la terrasse (restaurant)	21
1.3	Localisation du site [Google Maps]	22
1.4	Implantation de l'ouvrage [Google Earth]	22
1.5	Vue en plan d'un étage courant	23
1.6	Vue en élévation	24
1.7	Vue en 3D des noyaux centraux	25
1.8	Section transversale du poteau mixte HEM600	25
1.9	Vue en élévation du 17ème étage (poteau mixte-poteau acier)	26
1.10	Vue en plan de la disposition des escaliers et ascenseurs	26
1.11	Disposition des escaliers et ascenseurs au niveau terrasse	27
1.12	Vue en plan des voiles périphériques dans le niveau du 2ème sous sol	27
1.13	section transversale du plancher collaborant	27
2.1	Hauteur de référence z_e en fonction de h et b.	36
2.2	Hauteur de référence pour $h > 2b$ et profil correspondant de la pression dynamique.	36
2.3	Directions du vent	38
2.4	Division des parois verticales	40
2.5	Distribution des coefficients de pression extérieurs pour la direction du vent 1	41
2.6	Divisions applicables aux toitures et terrasses	41
2.7	Découpage de la terrasse (vue de dessus) sens V_1	42

2.8	Distribution des coefficients de pression extérieurs pour la direction du vent 2.	43
2.9	Découpage de la terrasse (vue de dessus) sens V_2	44
3.1	Disposition des solives et l'entraxe	52
3.2	Vue en plan de l'ossature de l'étage courant	53
3.3	Diagramme du moment fléchissant pour une poutre simplement appuyée et chargée uniformément	56
3.4	Diagramme de l'effort tranchant pour une poutre simplement appuyée et chargée uniformément	57
3.5	Courbes de flambement selon [CCM 97]	58
3.6	vue en plan du plancher terrasse	59
3.7	Diagramme de l'effort tranchant pour une poutre simplement appuyée et chargée uniformément	62
3.8	Courbes de flambement selon [CCM 97]	63
3.9	Schéma de la poutre principale bi-encastée	64
3.10	Diagramme du moment fléchissant pour une poutre bi-encastée et chargée uniformément	66
3.11	Schéma de l'ossature de la poutre secondaire bi-encastée	72
3.12	représentation de surcharge appliquées sur la poutre	73
3.13	Formule de flèche pour deux cas de chargement différent	73
3.14	la surface sollicitée du poteau supportant le porte-à-faux	76
3.15	la surface sollicitée du poteau central	79
3.16	Section transversale du poteau mixte HEM600	81
3.17	les valeurs de limite d'élasticité des nuance de bases en fonction de l'épaisseur des ailes	82
4.1	Éléments constituant le plancher collaborant	86
4.2	dimension de la dalle et tôle	87
4.3	Largeur participante de la dalle beff	91
4.4	Diagramme des contraintes et position de l'axe neutre	92
4.5	Schéma du goujon à tête	98
5.1	Vue en plan de la disposition des noyaux centraux	103
5.2	fonctionnement de la strucutre	103

5.3	Modèle 3D de la structure réalisé par ETABS Ultimate version 20.0.0	104
5.4	Représentation graphique du spectre de réponse	106
5.5	Déformée du 1 ^{er} mode : translation suivant l'axe $y-y'$	108
5.6	Déformée du 2 ^{ème} mode : translation suivant l'axe $x-x'$	109
5.7	Déformée du 3 ^{ème} mode : rotation autour de l'axe $z-z'$	109
6.1	Modèle 3D final de la structure	115
6.2	Courbe d'interaction pour la compression et la flexion uniaxiale	121
6.3	Disposition et dimensions des deux noyaux	122
6.4	Sollicitation du Voile plein	122
6.5	Allure du diagramme de contrainte du voile G2	124
6.6	Subdivision des section partiellement comprimé du voile G2	125
6.7	Disposition des armatures nécessaire dans le voile G2	127
6.8	Disposition des armatures nécessaire dans les deux noyaux	127
6.9	Schéma du linteau et la disposition du ferailage en diagonale	129
6.10	Disposition des armatures de la section transversale du linteau	129
7.1	Types d'assemblages en fonction des éléments assemblés	131
7.2	Assemblage poteau HEM600– poutre HEA220	132
7.3	Contraintes exercées sur la section de gorge d'une soudure	135
7.4	Schéma d'assemblage poutre HEA220-Solive IPE160	136
7.5	Cotes utilisées pour dimensionner les assemblages boulonnés à la pression dia- métrale selon l'Eurocode 3	139
7.6	Assemblage poteau-poteau (HEM600)	142
7.7	Schéma assemblage pied de poteau HEM 600 avec la coupe A-A sur la droite	147
7.8	Tronçon en T des semelles à gauche et de l'âme à droite	148
7.9	Air efficace des tronçons en T	149
7.10	Pièce d'appuis boulonnée	150
7.11	Pièce d'appuis chevillée	151
7.12	Pièce d'appuis cornière	151
7.13	Encrage d'un demi-poteau	152
7.14	Schéma de l'assemblage noyau-poutre	152

8.1	Dimension du panneau le plus sollicité	155
8.2	Périmètre utile des voiles et des poteaux après diffusion des charges	159
8.3	schéma du ferrailage de la dalle du radier	162
8.4	Vue en plan de la disposition des pieux	164
8.5	Schéma de ferrailage du pieux	165

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Avec l'évolution rapide du monde dans tous les secteurs, notamment celui du bâtiment qui nous pousse à innover et aller plus vite « chercher à aller plus haut, plus rapidement et plus léger ».

L'Algérie, consciente de cette nécessité, s'adapte à ce développement en introduisant la construction mixte dans le secteur du bâtiment, ces éléments mixtes acier-béton peuvent être réalisés en combinant ces deux matériaux sont souvent : les planchers, l'escalier, les poteaux, poutres ...etc.

La réalisation d'un tel ouvrage en Algérie contribuera non seulement à la transformation du paysage urbain, mais aussi à l'acquisition de connaissances et d'expertise locale dans la construction de structures complexes et de grande hauteur. Il servira de référence pour de futurs projets architecturaux et constitue une opportunité pour les professionnels algériens de se positionner en tant qu'acteurs clés dans l'industrie de la construction. Une structure de construction mixte en acier-béton permet d'édifier un ouvrage robuste et fonctionnelle, capable de résister aux charges verticales et horizontales imposées par des contraintes climatiques et sismiques, en raison de ses caractéristiques avantageuses et de ses nombreux bénéfices.

Parmi ces avantages notables, on peut mentionner :

- l'acier offre une résistance élevée à la traction, tandis que le béton est plus performant en compression. En combinant ces deux matériaux, on obtient une structure plus légère, mais tout aussi solide.
- Permet d'optimiser l'utilisation de l'espace, en réduisant la section des poteaux et en augmentant la hauteur sous plafond, tout en maintenant une résistance structurelle adéquate.
- Meilleure résistance au feu, grâce à la protection thermique offerte par le béton.

Cependant, il est important de mentionner les principaux inconvénients de l'acier, à savoir sa sensibilité à la corrosion et sa faible résistance au feu. La présence d'humidité et d'agents corrosifs peut entraîner la détérioration de l'acier, nécessitant des mesures de protection appropriées. De plus, l'acier perd rapidement sa résistance lorsqu'il est exposé à de hautes températures, ce qui peut compromettre la stabilité de la structure en cas d'incendie. Le système de contreventement en béton armé, tous greffés par une variété d'assemblages avec l'ossature métallique permet la reprise et transmission des effort et déplacement vers les planchers collaborant et l'ensemble des éléments structuraux. Dans le présent mémoire nous allons essayer d'appliquer toutes les connaissances acquises durant notre cursus à l'Ecole Polytechnique d'Alger sur un projet réel.

Pour cela, ce projet de fin d'étude est subdivisé en plusieurs parties présentant chacun un

objectif différenciel ;

- ☞ **Chapitre 1** : Ce chapitre présente une brève présentation de la structure, les différents matériaux utilisés ainsi que les règlements techniques, juste après avoir déduit les charges, les surcharges d'exploitation.
- ☞ **Chapitre 2** : Ce chapitre liste tous les types de charges statiques et expliquons en détail le calcul des charges climatiques.
- ☞ **Chapitre 3** : Ce chapitre est dédié au pré-dimensionnement des éléments de la structure principale soumis à des combinaisons des charges statiques.
- ☞ **Chapitre 4** : Ce chapitre se concentre sur le dimensionnement du plancher, en plus des sections définitives des poutres et solives le supportant.
- ☞ **Chapitre 5** : Ce chapitre aborde l'analyse sismique de la structure, ainsi que le calcul des charges accidentelles.
- ☞ **Chapitre 6** : Ce chapitre se concentre sur le dimensionnement définitif des sections des éléments constitutifs de la structure, ainsi que sur la vérification de la résistance de la structure porteuse et des éléments secondaires.
- ☞ **Chapitre 7** : Ce chapitre étudie les différents assemblages liant les éléments constitutifs de l'ouvrage.
- ☞ **Chapitre 8** : Ce chapitre se basera sur le dimensionnement de l'infrastructure.

Enfin, nous terminerons ce mémoire par les principales conclusions et quelques perspectives.

CHAPITRE 1

GÉNÉRALITÉS SUR L'OUVRAGE

1.1 Introduction

L'étude d'un bâtiment contreventé par deux noyaux centraux, et comportant 27 niveaux (2SS+R+24) est une tâche assez délicate qui nécessite une expertise technique et une planification rigoureuse.

La conception d'un tel ouvrage élancé en structure mixte acier-béton est un défi passionnant pour les professionnels de la construction qui cherchent à créer des structures innovantes et durables pour répondre aux besoins de la société.

1.2 Description de l'ouvrage

Projet : Réalisation de 176 logements promotionnels à Bejaia

Maitre d'ouvrage : EURL PROFAIN | **Maitre d'oeuvre** : ETB TCE BOURAI FAWZI

Les figures suivantes, à savoir (fig.1.1 et fig.1.2) (Siteweb : [profain-immo.com]), représentent l'ouvrage qui a été modélisé par l'architecte.



FIG. 1.1 – Vue de la façade principale de l'ouvrage

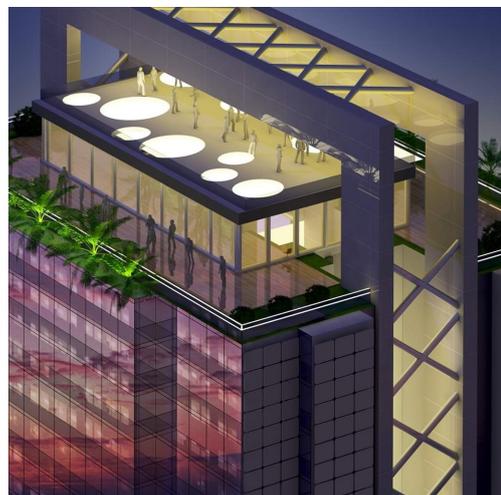


FIG. 1.2 – Vue de la terrasse (restaurant)

1.3 Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage étudié est un bâtiment avec une structure à ossature métallique avec deux noyaux en béton armé (2SS+R+24). Il comporte 27 niveaux dont 23 sont à usage d'habitation, conçus de sorte à offrir aux résidents un espace de vie confortable et fonctionnel. Le rez-de-chaussée est réservé à la réception, les deux sous-sols servent de parking. Un restaurant est prévu au niveau terrasse.

Pour cette raison, les premiers niveaux (jusqu'au 17^{ème} étage) sont soutenus par des poteaux mixtes, c'est-à-dire, des poteaux constitués par une combinaison d'acier et de béton afin d'optimiser leurs propriétés structurelles. Quant aux autres niveaux supérieurs, ils sont renforcés par des poteaux en acier profilé.

En général, ce type de conception présente une bonne résistance aux actions verticales et horizontales (vent, séisme) tout en offrant un maximum de confort aux occupants.

Le contreventement est assuré par deux noyaux centraux en béton armé dont le rôle est de résister aux charges horizontales et assurer la stabilité de l'ensemble de l'ouvrage. De plus, les noyaux centraux sont conçus de manière à être intégrés et connectés au plancher, ce qui permet une meilleure liaison et une meilleure répartition des charges horizontales.

En ce qui concerne les étages destinés à l'habitation, deux sont en Duplex. Cela signifie qu'ils sont repartis sur deux niveaux avec un escalier intérieur les reliant. Cette disposition offre plus d'options d'aménagement aux résidents pour répartir leurs espaces de vie sur deux niveaux.

1.4 Aperçu général du site

Situation géographique

Le site, objet de la présente étude, se trouve dans la plaine de la ville de Bejaia, au lieu-dit EDIMCO (figures 1.3 et 1.4)

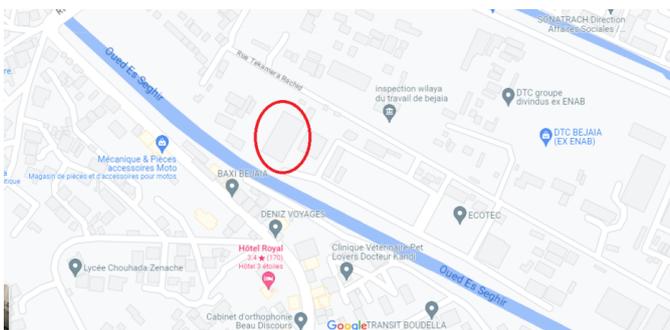


FIG. 1.3 – Localisation du site
[Google Maps]



FIG. 1.4 – Implantation de l'ouvrage
[Google Earth]

1.5 Aspect géophysique

Ce chapitre s'intéresse à la géologie locale, la sismicité et les études de sol, cette étape représente une base solide pour le reste de l'analyse et des recommandations.

- Géologie locale : La région de Béjaia appartient au domaine des Balbors occidentaux qui comprend les formations post-nappes du Mio-pliocène (Brèches, Argiles bleues), le domaine des flyschs allochtones, les unités telliennes d'âge Trias à crétacé supérieur.
- Sismicité : Le terrain où se trouve l'ouvrage étudié appartient à une zone classée selon le règlement parasismique algérien (RPA99/v2003) en zone de moyenne sismicité (Zone II-a).
- Étude de sol : Le site d'implantation de l'ouvrage à Béjaia présente un sol de type meuble (S_3) avec une capacité portante du sol de 0,21 MPa.

Ainsi que l'ouvrage est classé dans le groupe d'usage IB (ouvrages de grandes importance) selon le règlement parasismique algérien (RPA99/v2003) .

1.6 Caractéristiques géométriques de la structure

Les caractéristiques de la structure sont :

Largeur en plan :	30.2 m
Longueur en plan :	30.8m
Hauteur du RDC :	4.25m
Hauteur d'étage courant :	3.00 m
Hauteur du 1 sous-sol :	3.78m
Hauteur du 2 sous-sol :	3.06m
Hauteur jusqu'au niveau terrasse :	76.75m
Hauteur de l'élément décoratif :	4.5 m
Hauteur totale :	81.25m

Les figures suivantes représentent la vues en plan (fig.1.5) et la vue en élévation (fig.1.6)

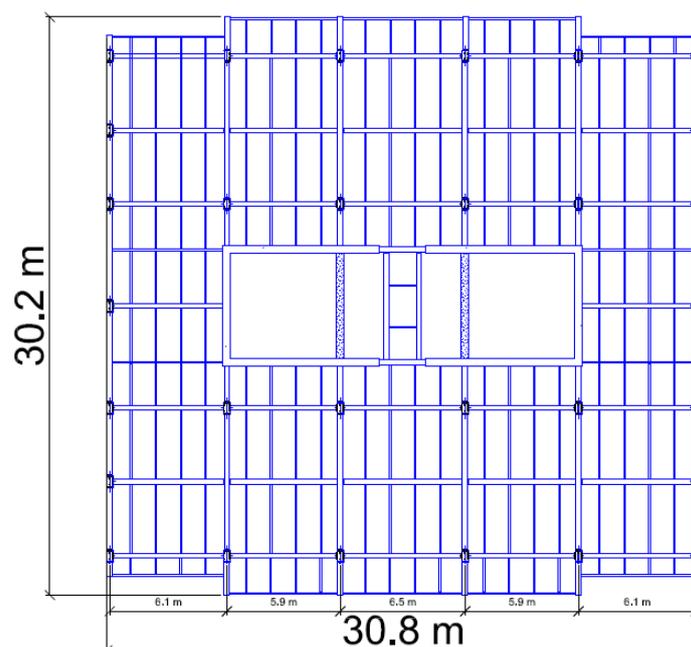


FIG. 1.5 – Vue en plan d'un étage courant

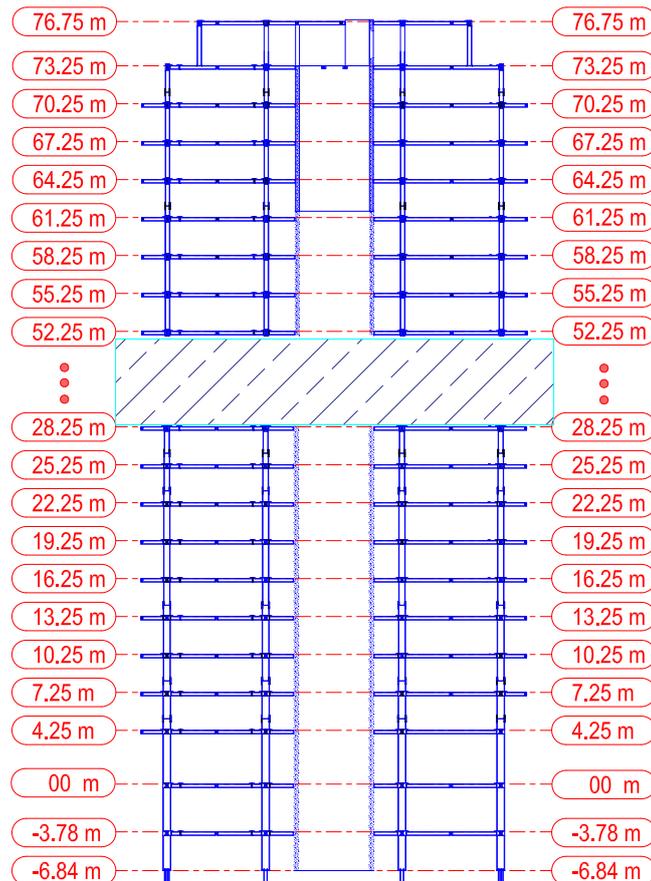


FIG. 1.6 – Vue en élévation

1.7 Éléments constituant l'ouvrage

Dans tout projet de bâtiment, les différents éléments constituant l'ouvrage jouent des rôles spécifiques pour assurer la résistance, la stabilité et la fonctionnalité de ce dernier. Dans le cas du bâtiment étudié, voici le rôle de certains de ces éléments :

1.7.1 Ossature

Ce sont les éléments de l'ouvrage qui assurent la stabilité vis-à-vis des efforts horizontaux et verticaux dus aux charges permanentes, charges d'exploitation, charges climatiques, et aux actions sismiques. La partie de l'ossature située au-dessus du sol est la superstructure, la partie enterrée dans le sol est l'infrastructure.

1.7.2 Noyau central

Le bâtiment est contreventé par deux noyaux centraux. Ils jouent un rôle déterminant dans la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales générées par le vent ou le séisme, ils sont dimensionnés afin de prendre la totalité des charges horizontales pour notre cas selon

l'RPA99/v2003. Ces noyaux sont « la colonne vertébrale » du bâtiment. La figure (fig.1.7) est une vue en 3D d'une coupe dans un étage courant des deux noyaux centraux.

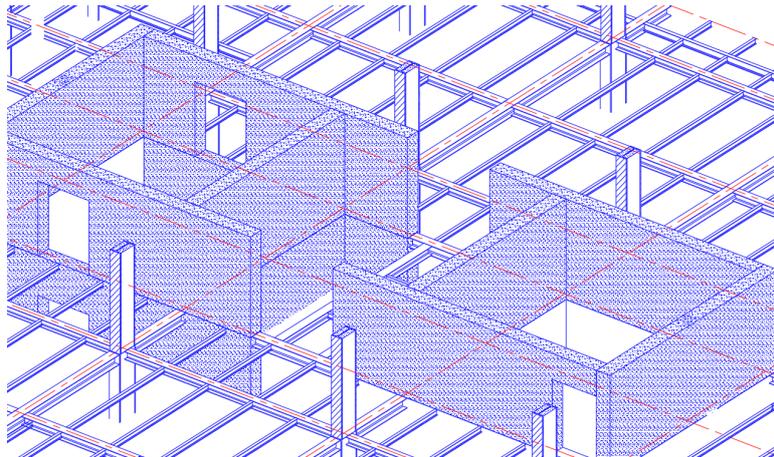


FIG. 1.7 – Vue en 3D des noyaux centraux

1.7.3 Poteaux mixtes

Ils servent à supporter sont les charges verticales des 17 premiers étages. Ces poteaux sont réalisés avec une combinaison appropriée de béton armé et d'acier. Grâce à cette combinaison, ils offrent une bonne résistance structurale, et contribuent à la stabilité générale du bâtiment. La figure suivante 1.8 représente les composantes du poteau mixte HEM600 qui ce trouve de la base jusqu'au RDC du bâtiment.

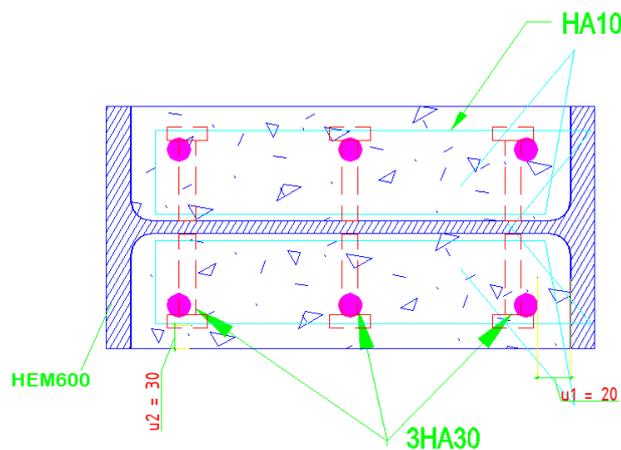


FIG. 1.8 – Section transversale du poteau mixte HEM600

1.7.4 Poteaux en profilés métalliques

Ces types de poteaux se trouvent aux niveaux supérieurs au 17ème étage comme indiqué dans la figure (fig.1.6) . Ils ne reprennent que les charges verticales. Leur conception vise à fournir une résistance élevée tout en optimisant l'utilisation de l'espace disponible.

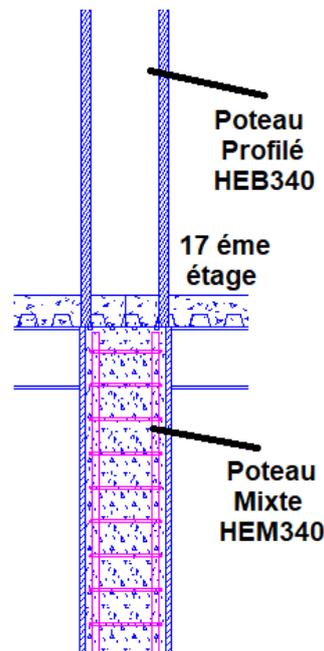


FIG. 1.9 – Vue en élévation du 17ème étage (poteau mixte-poteau acier)

1.7.5 Poutres en profilé

Elles sont utilisées pour acheminer les charges provenant des planchers vers les éléments porteurs verticaux. Ces poutres en acier profilé assurent une distribution uniforme des charges.

1.7.6 Ascenseurs

Les ascenseurs sont des dispositifs mécaniques qui permettent le déplacement vertical des personnes ou des objets à l'intérieur d'un bâtiment. Ils facilitent l'accès aux différents étages, notamment dans les bâtiments de grande hauteur, et ils sont généralement placés dans les noyaux comme dans notre cas du bâtiment étudié.

Six ascenseurs (fig.1.10) sont prévues pour cette ouvrage, dont quatre assurent le déplacement vertical jusqu'au 23ème étage, tandis que deux autres vont jusqu'à l'étage terrasse (fig.1.11).

1.7.7 Escalier métallique

Un escalier métallique avec des marches en béton qui complètent la structure métallique en fournissant des surfaces solides et durables pour la montée et la descente des utilisateurs. Cette combinaison de matériaux offre une solution durable, esthétique pour la construction de l'escalier.

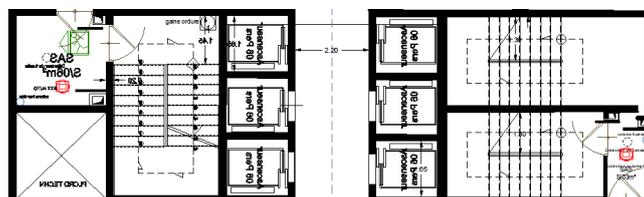


FIG. 1.10 – Vue en plan de la disposition des escaliers et ascenseurs



FIG. 1.11 – Disposition des escaliers et ascenseurs au niveau terrasse

1.7.8 Voile périphérique au niveau du sous-sol

Ces voiles, généralement en béton armé, renforcent la stabilité des murs et résistent aux forces exercées par le sol. Leur présence contribue à prévenir les mouvements du sol et à assurer la sécurité structurale du bâtiment.

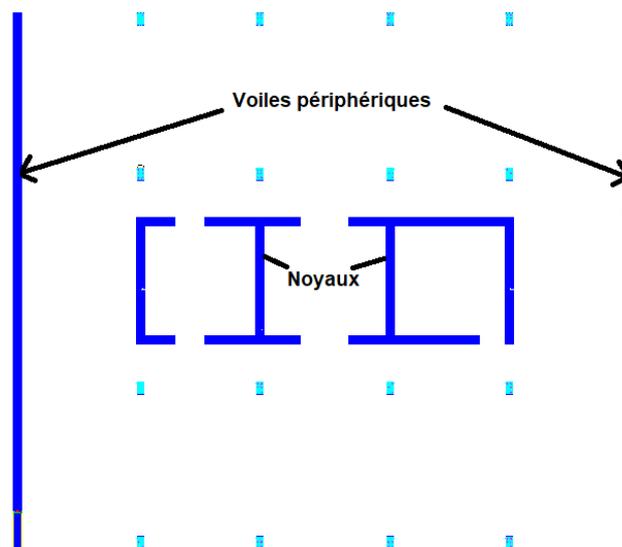


FIG. 1.12 – Vue en plan des voiles périphériques dans le niveau du 2ème sous sol

1.7.9 Planchers collaborants

Ils sont constitués de poutrelles en acier avec une dalle de béton armé. Ces planchers solides et durables acheminent les charges vers les poutres et les éléments porteurs verticaux. Ils offrent ainsi une rigidité structurale et une résistance aux vibrations.

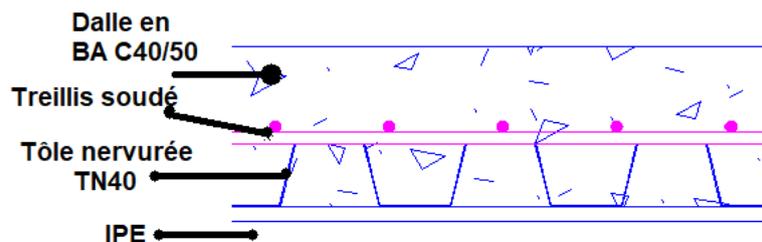


FIG. 1.13 – section transversale du plancher collaborant

1.7.10 Fondation

C'est l'élément situé à la base de l'ouvrage, définissant son infrastructure. La fondation est chargée de transmettre les charges apportées par la superstructure au sol avec lequel elle est en contact direct.

Le choix du type de fondation dépend de la nature du sol et de l'importance de l'ouvrage. Pour cet ouvrage, le choix s'est porté pour des fondations ancrées sous une profondeur de 7 mètres à cause de la présence des deux sous-sols.

1.8 Régularité de la structure

Selon les spécifications du RPA99/v2003, les critères de classification utilisés pour la régularité en plan et en élévation sont :

1.8.1 Régularité en plan

- La structure présente une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales (fig.1.5 et fig.1.6), aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.
- À chaque niveau et pour chaque direction d'évaluation, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités reste inférieure à 15 % de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'activité sismique considérée .
- La forme du bâtiment est compacte avec un rapport longueur / largeur du plancher inférieur à 4.
- Les planchers présentent une rigidité suffisante vis-à-vis de celle des contreventements verticaux. Ils sont donc considérés comme indéformables dans leur plan.

Les 4 critères stipulées dans l'article 3.5.1 du RPA99/v2003 sont vérifiées pour le cas de notre structure, ce qui confirme que la structure est régulière en plan.

1.8.2 Régularité en élévation

- Le système de contreventement vertical ne comprend aucun élément vertical discontinu qui ne transmettrait pas directement sa charge à la fondation.
- La raideur et la masse des différents niveaux restent constantes 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 d'évaluation, et cette variation ne se produit que dans le sens d'une diminution avec la hauteur. La dimension la plus grande dimension du bâtiment ne dépasse pas 1.5 fois sa plus petite dimension.

Les critères stipulées dans l'article 3.5.1 du RPA99/v2003 sont vérifiées pour le cas de notre structure, confirmant ainsi que la structure est régulière en élévation

1.9 Caractéristiques des matériaux utilisés

1.9.1 Béton

Le béton est un matériau de construction composite. Il est composé d'un mélange de granulats, de sable, d'eau et d'un liant hydraulique : le ciment. Dans certains cas, des ajouts cimentaires et des adjuvants peuvent être nécessaires pour modifier certaines de ses caractéristiques.

Le béton présente une résistance élevée à la compression, mais il est environ 10 à 15 fois moins résistant à la traction.

Pour le calcul du ferrailage des éléments de l'ouvrage étudié, nous supposons que le béton employé possède les caractéristiques physiques et mécaniques suivantes :

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

Résistance à la compression à 28 jours : $f_{c28} = 40 \text{ Mpa}$; Classe [C40/50]

Résistance à la traction à 28 jours : $f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 3 \text{ MPa}$

Module de déformation longitudinale instantanée : $E_{i28} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 37619 \text{ MPa}$

Module de déformation longitudinale différée : $E_{\rho28} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 12653.81 \text{ MPa}$

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

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

1.9.2 Acier

L'acier est un alliage métallique ferreux, principalement composé de fer avec une faible teneur en carbone. Elle est généralement comprise entre 0,005 % et 1,5 % en masse (en fonction du type d'acier). L'acier est utilisé en raison de ses qualités de résistance, de ductilité et de légèreté.

Pour cette étude, les nuances d'acier utilisées ainsi que leurs résistances limites (fixées par l'Eurocode 3 et le règlement de conception de calcul des structure en acier CCM 93 sont :

- S275 pour les profilés et les plats avec une limite d'élasticité égale à : $f_y = 275 \text{ MPa}$
- S355 pour les poteaux avec une limite d'élasticité égale à : $f_y = 355 \text{ MPa}$

Avec :

Module d'élasticité longitudinal $E = 2.1 \times 10^5 \text{ N/mm}^2 = 210 \text{ GPa}$

Module d'élasticité transversal de l'acier :

$$G = \frac{E}{2 * (1 + \nu)} = 80770 \text{ MPa}$$

Coefficient de poisson : $\nu = 0.3$

Contraintes de calcul à l'ELU : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

tel que :

$$\begin{cases} \text{En situation durable et transitoire} & : \gamma_s = 1.15 \\ \text{En situation accidentelle} & : \gamma_s = 1 \end{cases} \quad (1.1)$$

Acier de ferrailage FeE500 : $f_e = 500 \text{ MPa}$

Contraintes admissibles à l'ELS :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \textit{Fissuration peu nuisible} & : \textit{pas de vérification} \\ \textit{Fissuration préjudiciable} & : \sigma_t = \min\left(\frac{2}{3}f_e, 150\nu\right) \\ \textit{Fissuration très préjudiciable} & : \sigma_t = \min\left(\frac{1}{2}f_e, 110\nu\right) \end{array} \right. \quad (1.2)$$

ν : Coefficient de fissuration avec :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \nu = 1.6 & \textit{pour les HA} \\ \nu = 1 & \textit{pour les RL} \end{array} \right. \quad (1.3)$$

1.10 Règlements utilisés

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

- Le règlement parasismique algérien : RPA99/v2003 [DTR-BC-2.48]
- Les règles neige et vent : RNV/2013 [DTR-C 2-47]
- Les règles de conception de calcul des structure en acier : CCM 97 [DTR-BC-2.44]
- Les charges permanentes et surcharges d'exploitation : [DTR-BC-2.2]
- Les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions. : BAEL91 modifié 99.
- Les règles de conception de calcul des structure en béton : CBA 93 [DTR-BC-2.41]
Les règles : Méthodes de calcul des fondations profondes [DTR-BC-2.33.1]
- Eurocode 4 : construction mixte acier-béton.
- Eurocode 3 : Calcul des structures en acier.

1.11 Conclusion

La connaissance de la structure, du site d'implantation et des matériaux utilisés est essentielle avant d'entamer l'étude de l'ouvrage. Ces informations permettent de calculer les charges, concevoir et dimensionner les éléments structuraux. Une compréhension précise de ces paramètres est donc primordiale pour déterminer avec précision les charges agissant sur l'ouvrage.

CHAPITRE 2

EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

2.1 Introduction

Ce chapitre est consacré à l'évaluation des diverses charges qui influent sur la structure étudiée. En fonction de leur nature et de leur variation temporelle, on distingue :

- Les charges permanentes qui comprennent les charges stables.
- Les charges variables qui incluent les charges d'exploitation, les charges climatiques et les charges accidentelles.

2.2 Actions permanentes et variables

2.2.1 Actions permanentes G_i

Les charges permanentes sont caractérisées par leur constance ou leur variation minime au fil du temps durant toute la durée de vie de l'ouvrage. Elles comprennent notamment le poids propre des éléments porteurs de la structure (poteaux, poutres, voiles, etc.) ainsi que des éléments non porteurs (cloisons, revêtement fixes, ...).

2.2.2 Actions variables

Elles comprennent :

- Les charges d'exploitation :

Les charges d'exploitation (Q_i) sont directement liées à l'utilisation de la structure et peuvent varier au fil du temps. Elles comprennent le poids du matériel, des équipements, ainsi que le flux de personnes, et autres facteurs similaires.

- Les charges climatiques :

Ces charges représentent les sollicitations induites par les effets du vent (W) et de la neige (N).

- Les charges accidentelles :

Ces charges proviennent de phénomènes rares tels que les chocs, les séismes, les explosions, etc.

Il est important de noter que les charges accidentelles (E_i), à l'exception des séismes, ne doivent être prises en compte que si elles sont spécifiées dans des documents d'ordre public ou dans le contrat.

2.3 Combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions sont des arrangements variés qui regroupent les différents cas de charge qui agissent sur la structure. Dans le cadre de ce projet, les combinaisons d'actions sont conformes aux règlements cités plus haut.

2.3.1 Combinaisons d'action à l'état limite ultime (ELU)

La formule la plus défavorable des deux combinaisons suivantes est employée :

- En tenant compte uniquement de l'action variable la plus défavorable :

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

- En tenant compte de toutes les actions variables défavorables :

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

où :

G_{k_i} est la valeur caractéristique des actions permanentes

Q_{k_i} est la valeur caractéristique des actions variables

$$\gamma_{G_j} = \begin{cases} 1.35 & \text{si l'action agit défavorablement} \\ 1 & \text{si l'action agit favorablement} \end{cases}$$

2.3.2 Combinaisons à l'état 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 :

$$\sum G_j + Q_{k_{max}}$$

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

$$\sum G_j + 0.9 \sum Q_{k_i}$$

2.3.3 En situation accidentelle

Selon les spécifications du RPA99/v2003, les combinaisons d'actions à prendre en compte pour évaluer les sollicitations et les déformations sont les suivantes :

$$G + Q + E$$

$$G + Q + 1.2E$$

$$0.8G \pm E$$

E : Action sismique

2.4 Évaluation des charges et des surcharges

L'évaluation des charges et surcharges utilisées pour cette étude respecte les prescriptions des documents techniques réglementaires (DTR-BC 2.2). Ces valeurs sont :

2.4.1 Charges permanentes

Éléments :

- Poids propre du béton (dalle pleine de 11cm pour l'étage courant et 14cm pour l'étage sous-sol) :

$$G_b(\text{étage courant}) = 25 \times 0.11 = 2.75 \text{ kN/m}^2$$

$$G_b(\text{étage sous-sol parking}) = 25 \times 0.14 = 3.5 \text{ kN/m}^2$$

- Tôle nervurée TN40 : 0.10 kN/m².

- Poids propre des finitions :

$$\text{Dalle de sol} : 0.5 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Mortier de pose} : 0.4 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Plaque de plâtre (ép. = 15mm)} : 0.15 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Cloisons légères (Placo)} : 0.4 \text{ kN/m}^2$$

$$G_{\text{finition}} : 1.45 \text{ kN/m}^2$$

2.4.2 Charges d'exploitation

Dans le cas de cet ouvrage destiné à un usage habitation, la charge d'exploitation doit être considérée pour chaque étage, y compris l'étage restaurant, ainsi que pour le sous-sol qui est destiné au stationnement égale à 2.5 kN/m², même pour la terrasse accessible, elle reçoit une charge d'exploitation égale à 2.5 kN/m² d'après le DTR-BC 2.2.

2.5 Charges climatiques

L'action des charges climatiques due à la neige et au vent est calculée conformément au règlement neige et vent RNV/2013.

2.5.1 Action de la neige

L'accumulation de la neige sur la toiture produit une surcharge qu'il faut prendre en compte pour les vérifications des éléments de cette structure. Le règlement RNV/2013 s'applique aux constructions situées à une altitude inférieure à 2000 mètres.

Le bâtiment étudié se trouve à une altitude $H_{\text{alt}} = 24$ m selon Google Earth. On peut donc lui appliquer les prescriptions du RNV/2013 pour l'évaluation des charges.

D'après ce règlement, la charge caractéristique de neige N 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 :

$$N = \mu \times S_k \text{ kN/m}^2$$

Où :

S_k : charge de la neige sur le sol en fonction de l'altitude du lieu considéré et de la zone de la neige (kN/m^2).

μ : coefficient d'ajustement des charges fonction de la forme de la toiture.

Ce projet est implanté dans le plateau de wilaya de Bejaïa, classée en zone A selon le RNV/2013.

La valeur de S_k est déterminée par la loi de variation suivante en fonction de l'altitude H_{alt} par rapport au niveau de la mer :

$$\text{- Zone A : } S_k = \frac{0.07H_{\text{alt}} + 15}{100}$$

$$\text{- Zone B : } S_k = \frac{0.04H_{\text{alt}} + 10}{100}$$

$$\text{- Zone C : } S_k = \frac{0.0325H_{\text{alt}}}{100}$$

- Zone D : Pas de charge de neige. Dans cette région, une charge représentant l'ensablement des terrasses sera prise en compte.

La région d'implantation de l'ouvrage étudié est classée zone de neige A, donc on prend :

$$S_k = \frac{0.07H_{\text{alt}} + 15}{100}$$

Avec $H_{\text{alt}} = 24$ m, on trouve : $S_k = 0.1668 \text{ kN/m}^2$.

La toiture du bâtiment est de type plat. Pour le type de toiture du bâtiment, d'après le tableau 1 article 6.2.1.2 du règlement neige et vent (RNV/2013), le règlement préconise un coefficient de forme égal à 0.8.

Donc, la charge apportée par la neige est :

$$N = \mu \times S_k = 0.13344 \text{ kN/m}^2$$

2.5.2 Action du vent

Il est recommandé de prendre en compte les effets du vent pour les bâtiments élancés conçus en acier-béton comme le cas de l'ouvrage étudié qui compte 25 étages en plus d'un rez-de-chaussée et de deux sous-sols. La prise en compte du vent est importante pour la vérification de la sécurité, la durabilité et la performance à long terme.

En effet, le vent peut exercer une force importante sur une structure, en particulier sur les structures de grande hauteur, entraînant ainsi des contraintes et des déformations excessives. Le calcul au vent est mené conformément au règlement RVN 2013. Ce document fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble d'une construction et sur ses différentes parties. Il s'applique aux constructions dont la hauteur est inférieure à 200m.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

- La direction.

- L'intensité (vitesse du vent).
- La région.
- Le site d'implantation de la structure et son environnement (catégorie du terrain).
- La forme géométrique et les ouvertures de la structure.

Étant donné que le bâtiment faisant l'objet de cette étude présente une forme rectangulaire, deux directions du vent pour les deux parois perpendiculaires sont prises en considération.

2.5.2.1 Données relatives au site

Le site d'implantation de l'ouvrage présente les caractéristiques suivantes tirées du règlement neige et vent 2013 (RNV/2013) :

- Région d'implantation : Bejaïa
- Nature du site : plat
- Zone du site : I
- Catégorie du terrain : catégorie IV

2.5.2.2 Pression dynamique de référence

$Q_{\text{réf}}$ (N/m²) est la pression dynamique de référence. Elle est donnée en fonction de la zone de vent et selon l'article 2.3.1 Tab 2.2 du RNV/2013. La valeur de la pression dynamique de référence est égale à 375 N/m².

Donc : $q_{\text{réf}} = 375 \text{ N/m}^2$.

2.5.2.3 Pression dynamique de pointe

À la hauteur de référence z_e , la pression dynamique de pointe est donnée selon l'article 2.3.1 du règlement RNV/2013 par :

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

2.5.2.4 Catégories de terrain

Les catégories de terrain sont données dans le tableau 2.4 de l'article 2.4.3 du règlement neige et vent 2013, ainsi que les valeurs des coefficients liés au site. Pour notre ouvrage, les valeurs à prendre sont les suivantes :

- Facteur du terrain : $K_T = 0.234$
- Paramètre de rugosité : $z_0 = 1 \text{ m}$
- Hauteur minimale : $z_{\text{min}} = 10 \text{ m}$
- Facteur de calcul : $\epsilon = 0.67$

2.5.2.5 Hauteur de référence

La hauteur de référence (z_e) pour les pressions extérieures dépend de la hauteur totale du bâtiment (h) et de la dimension perpendiculaire à la direction du vent (b). La figure 2.1 du

chapitre 2.3.2 du règlement ENV 2013 représente différents cas de la hauteur de référence, comme illustré ci-dessous :

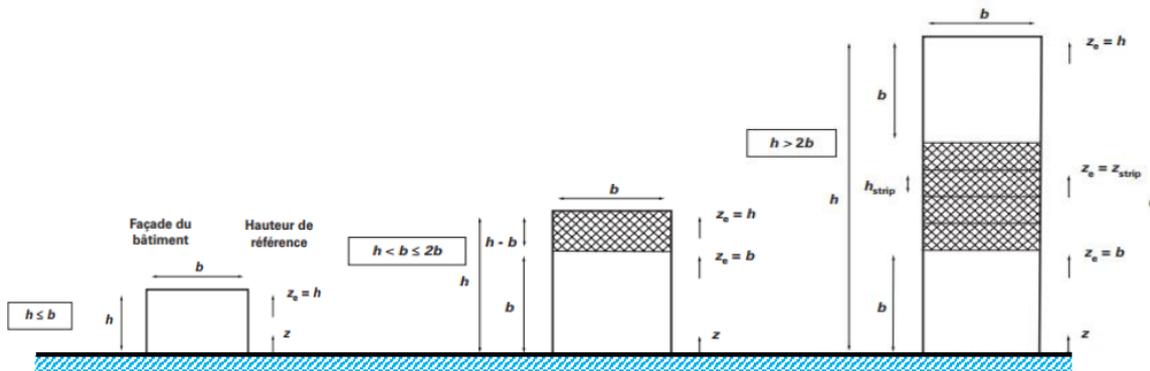


FIG. 2.1 – Hauteur de référence z_e en fonction de h et b .

Dans le cas de notre bâtiment, on se trouve dans la situation où $h > 2b$. Par conséquent, le profil correspond à la figure ci-dessous :

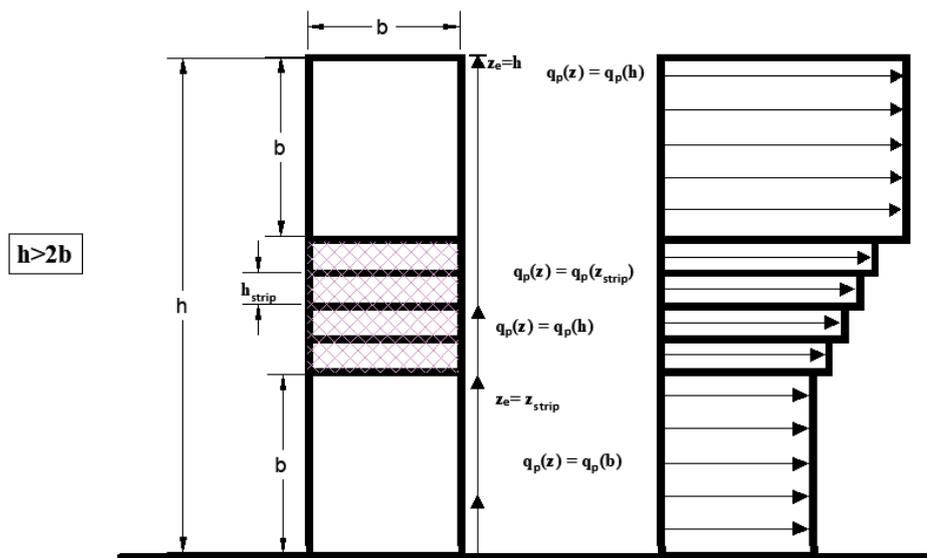


FIG. 2.2 – Hauteur de référence pour $h > 2b$ et profil correspondant de la pression dynamique.

2.5.2.6 Coefficient topographique

Le coefficient topographique $C_t(z)$ prend en compte l'augmentation de la vitesse du vent lorsqu'il souffle sur des obstacles régis par la topographie du site. Selon l'article 2.4.5.2 du règlement RNV/2013, le coefficient topographique est déterminé comme suit :

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

Le site de l'ouvrage en question se trouve sur un site plat, donc $\phi < 0.05$.

Nous prenons donc $C_t = 1$.

Où :

- ϕ est la pente du versant au vent, $\phi = \frac{H}{L}$;
- H (en m) est la hauteur du versant ;
- L (en m) est une longueur caractérisant le versant au vent et prenant la valeur maximale entre $0.5 \times L_u$ et $2H$;
- x (en m) est la distance horizontale entre le lieu considéré et la crête de l'obstacle ;
- z (en m) est la distance verticale mesurée à partir du niveau du sol au lieu considéré ;
- s_{\max} , α , et K_{red} sont des coefficients donnés en fonction de la forme de l'obstacle (collines ou falaise et escarpements) et du rapport $\frac{H}{L}$;
- L_u est la longueur du versant au vent.

2.5.2.7 Coefficient de rugosité

Le coefficient de rugosité $C_r(z)$ traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. Selon l'article 2.4.4 du règlement RNV/2013, il est défini par la loi logarithmique suivante :

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

Dans notre cas, la formule retenue est la suivante :

$$C_r(z) = K_t \ln \left(\frac{z}{z_0} \right)$$

où z_{\min} est la hauteur minimale, z_0 est le paramètre de rugosité et K_t est le facteur de calcul.

2.5.2.8 Intensité de turbulence

L'intensité de turbulence, notée $I_v(z)$, est définie comme l'écart type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du vent. Selon l'article 2.4.6 du règlement RNV/2013, elle est donnée par les formules suivantes :

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

2.5.2.9 Coefficient d'exposition au vent

Le coefficient d'exposition au vent, $C_e(z_e)$, prend en compte les 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. Selon l'article 2.4.2 du règlement RNV/2013, il est calculé selon la formule suivante :

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

Pour le cas d'une construction rectangulaire, les deux directions du vent sont prises en compte. Le calcul est effectué séparément pour les deux directions :

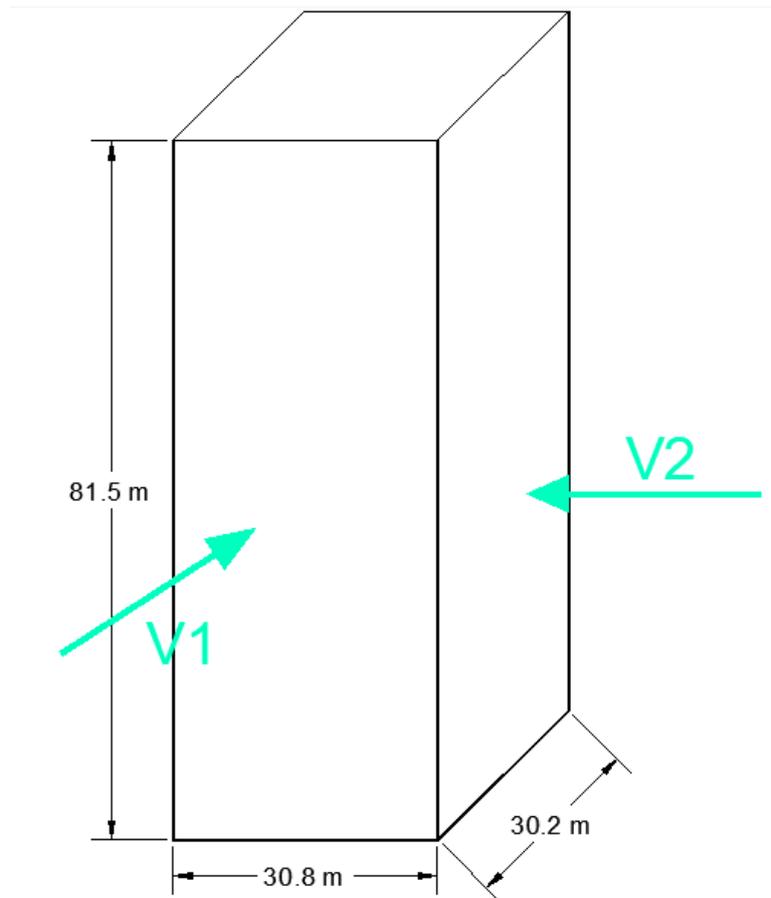


FIG. 2.3 – Directions du vent

Vent perpendiculaire à la façade principale (sens V_1) : $\{b = 30.8 \text{ m et } h = 81.25 \text{ m}\}$

Vent perpendiculaire à la façade principale (sens V_2) : $\{b = 30.2 \text{ m et } h = 81.25 \text{ m}\}$

Les résultats obtenus pour la pression dynamique de pointe figurent dans les tableaux suivants :

TAB. 2.1 – Pression dynamique de pointe suivant V_1

Z_e (formule)	Z_e (m)	$C_r(z)$	$I_v(z)$	$C_e(z)$	$q_p(z)[N/m^2]$
b	30.8	0.802	0.292	1.957	733.88
Z_{strip1}	35.7125	0.837	0.28	2.07	776.43
Z_{strip2}	40.625	0.867	0.27	2.171	814.22
Z_{strip3}	45.5375	0.894	0.262	2.262	848.26
Z_{strip4}	50.45	0.918	0.255	2.345	879.26
h	81.25	1.029	0.227	2.744	1029.16

 TAB. 2.2 – Pression dynamique de pointe suivant V_2

Z_e (formule)	Z_e (m)	$C_r(z)$	$I_v(z)$	$C_e(z)$	$q_p(z)[N/m^2]$
b	30.2	0.797	0.293	1.942	728.29
Z_{strip1}	35.4125	0.835	0.28	2.064	773.98
Z_{strip2}	40.625	0.867	0.27	2.171	814.22
Z_{strip3}	45.8375	0.895	0.261	2.267	850.23
Z_{strip4}	51.05	0.92	0.254	2.354	882.87
h	81.25	1.029	0.227	2.744	1029.16

2.5.2.10 Coefficient de pression extérieure C_{pe}

D'après le paragraphe n°1 du chapitre 5 du Règlement Neige et Vent RNV/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, il est déterminé à partir des conditions suivantes :

$$\begin{cases} C_{pe} = C_{pe1} & \text{si } S \leq 1 \text{ m}^2 \\ C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} + C_{pe1}) \log_{10}(S) & \text{si } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2 \\ C_{pe} = C_{pe10} & \text{si } S \geq 10 \text{ m}^2 \end{cases} \quad (2.1)$$

Où S désigne la surface chargée de la paroi considérée.

Les résultats obtenus suivant les deux sens sont :

Sens V_1 : On a :

$$\begin{cases} b = 30.8 \text{ m} \\ h = 81.25 \text{ m} \\ d = 30.2 \text{ m} \end{cases}$$

Il convient de diviser les parois verticales comme l'indiquent les figures ci-dessous.

• Parois verticales :

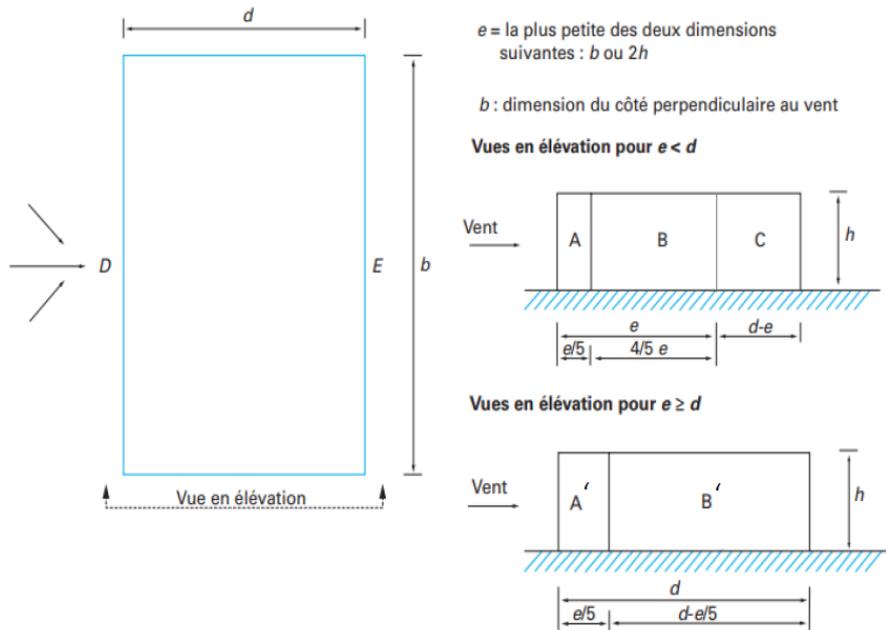


FIG. 2.4 – Division des parois verticales

On obtient :

$$e = \min[b, 2 \times h] = \min[30.8, 162.5] \Rightarrow e = 30.8 \text{ m}$$

$$d = 30.2 \text{ m} < e = 30.8 \text{ m}$$

Donc la face parallèle à la direction du vent (de longueur $d = 30.2 \text{ m}$) est divisée en deux zones A' et B' comme elle le montre la figure ci-dessus.

Les valeurs des coefficients des pressions extérieures pour les parois verticales sont tirées du tableau 5.1 du chapitre 5.1.2 du règlement RNV/2013, et elles sont représentées dans le tableau ci-dessous :

TAB. 2.3 – Coefficient de pression extérieure pour les parois verticales (sens V_1)

Zone	Air (m^2)	C_{pe}
A'	500.5	-1
B'	1953.25	-0.8
D	2502.5	0.8
E	2502.5	-0.3

La distribution des coefficients de pression extérieure des parois verticales pour la direction du vent 1 sera comme suit :

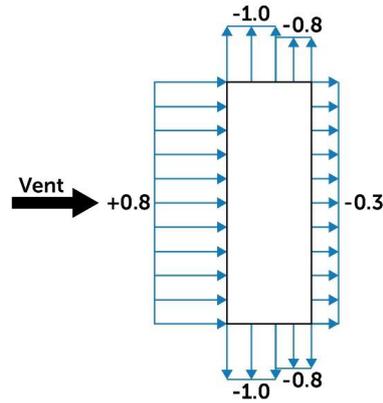


FIG. 2.5 – Distribution des coefficients de pression extérieurs pour la direction du vent 1

• Terrasse :

On a :

$$\begin{cases} d = 30.2 \text{ m} \\ e = 30.8 \text{ m} \end{cases}$$

Il convient de diviser les toitures comme l'indiquent les figures ci-dessous :

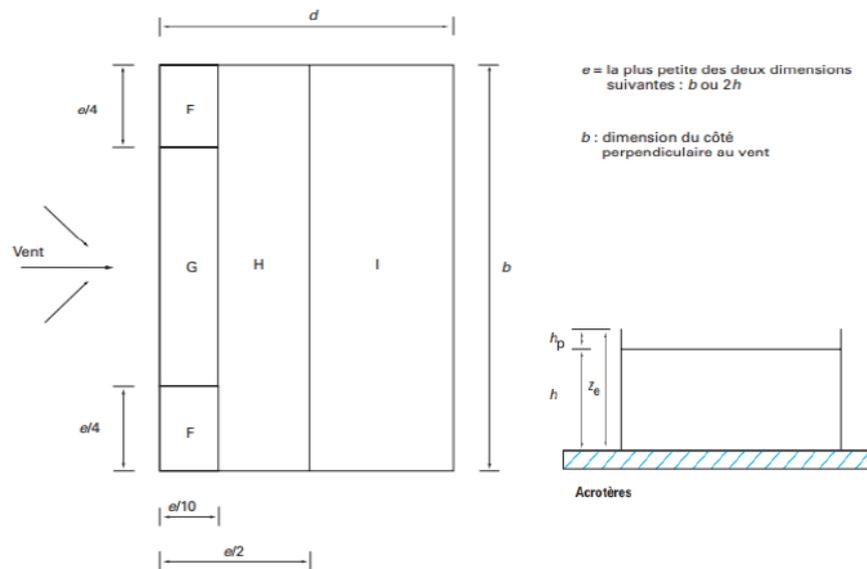


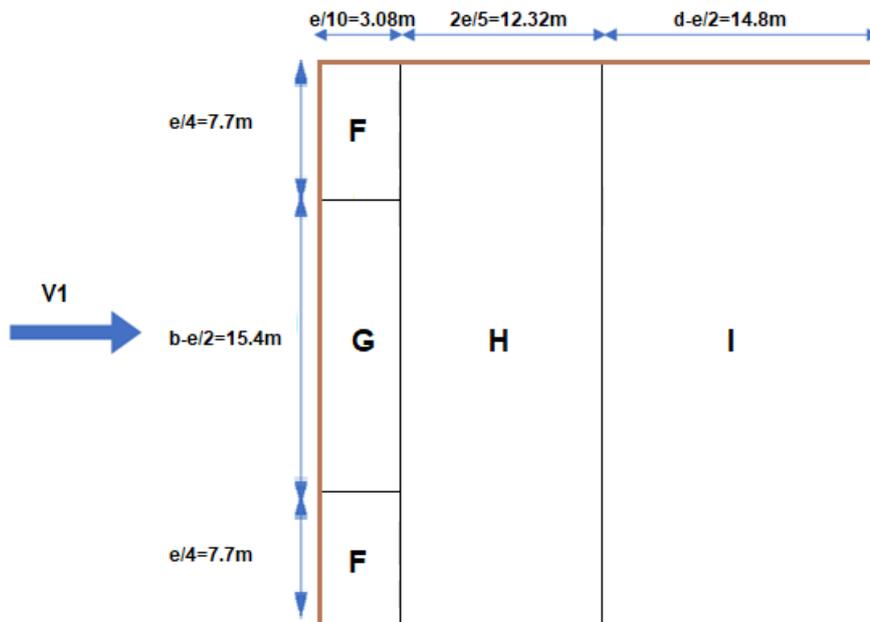
FIG. 2.6 – Divisions applicables aux toitures et terrasses

Les valeurs de C_{pe} sont déterminées par interpolation linéaire pour une valeur intermédiaire de h_p/h représentée dans le tableau 5.2 article 5.1.3 du règlement RNV/2013.

TAB. 2.4 – Coefficient de pression extérieure pour la terrasse (sens V_1)

Zone	Air ($b \times d$) (m^2)	C_{pe} (avec interpolation)
F	47.432	-1.75
G	47.432	-1.175
H	379.456	-0.7
I	455.84	± 0.2

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


 FIG. 2.7 – Découpage de la terrasse (vue de dessus) sens V_1

Sens V_2 : On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30.2 \text{ m} \\ h = 81.25 \text{ m} \\ d = 30.2 \text{ m} \end{array} \right.$$

• Parois verticales :

On obtient :

$$e = \min[b, 2 \times h] = \min[30.2, 162.5] \Rightarrow e = 30.2 \text{ m}$$

Donc :

$$d = 30.8 \text{ m} > e = 30.2 \text{ m}$$

Donc la face parallèle à la direction du vent (de longueur $d = 30.8\text{m}$) est divisée en trois zones A, B et C comme elle le montre la figure 2.5 illustré plus haut.

Les Valeurs des coefficients des pressions extérieures pour les parois verticales sont tirées du tableau 5.1 du chapitre 5.1.2 du règlement RNV/2013, et elles sont représentées dans le tableau ci dessous :

TAB. 2.5 – Coefficient de pression extérieure pour les parois verticales (sens V_2)

Zone	Air (m ²)	C_{pe}
A	981.5	-1
B	1967.875	-0.8
C	292.5	-0.5
D	2453.75	0.8
E	2453.75	-0.3

La distribution des coefficients de pression extérieure des parois verticales pour la direction du vent 2 sera comme suit :

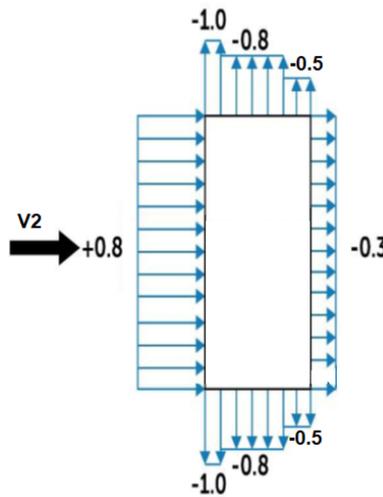


FIG. 2.8 – Distribution des coefficients de pression extérieurs pour la direction du vent 2.

• Terrasse :

On a :

$$\begin{cases} d = 30.8 \text{ m} \\ e = 30.2 \text{ m} \end{cases}$$

Les valeurs de C_{pe} sont déterminées par interpolation linéaire pour une valeur intermédiaire de h_p/h représenté dans le tableau 5.2 article 5.1.3 du règlement RNV/2013.

 TAB. 2.6 – Coefficient de pression extérieure pour la terrasse (sens V_2)

Zone	Air (m ²)	C_{pe} (avec interpolation)
F	45.602	-1.75
G	45.602	-1.175
H	364.816	-0.7
I	474.14	± 0.2

Après application de la division des zones de pressions et leurs délimitations on obtient la figure suivante :

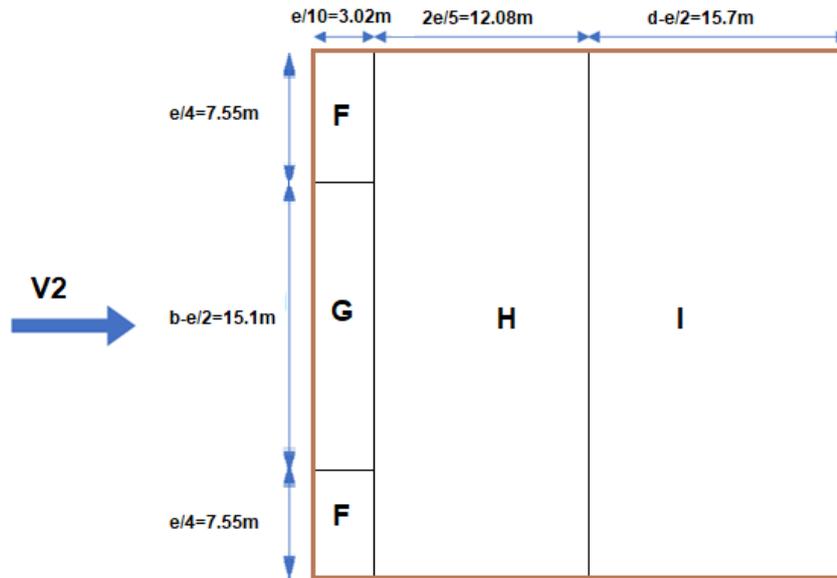


FIG. 2.9 – Découpage de la terrasse (vue de dessus) sens V_2

2.5.2.11 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 le cas de bâtiments avec cloisons intérieures (cas de ce bâtiment), on utilise les valeurs suivantes :

$$C_{pi} = +0.8$$

$$C_{pi} = -0.5$$

2.5.2.12 Pression aérodynamique

C'est la pression qui s'exerce sur les éléments de la surface engendrant des forces perpendiculaires à la surface de construction. Selon l'article 2.5.1 du règlement RNV/2013, elle est donnée par les formules suivantes :

$$W_e = q_p(z_e) \times C_{pe} \quad \longrightarrow \quad \text{Pression aérodynamique extérieure}$$

$$W_i = q_p(z_e) \times C_{pi} \quad \longrightarrow \quad \text{Pression aérodynamique intérieure}$$

$$W(z_j) = q_p(z_e) \times (C_{pe} - C_{pi}) \quad \longrightarrow \quad \text{Pression nette}$$

2.5.2.13 Coefficient de la pression dynamique (C_d)

Le coefficient dynamique C_d tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à la partie de turbulence ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure.

Du fait que le bâtiment que nous étudions est un bâtiment à ossature et comportant des murs, et dont la hauteur $h = 81.25m$ est inférieure à 100m et aussi inférieure à 4 fois la dimension du bâtiment mesurée dans les deux directions perpendiculaires aux directions du vent, la valeur simplifiée et conservatrice $Cd = 1$ peut être considérée (chapitre 3 §3.2 RNV/2013).

2.5.2.14 Calcul de la force de vent agissant sur la construction à l'aide des pressions de surfaces

La force exercée par le vent F_w agissant sur une construction ou un élément de construction peut être déterminée par la sommation vectorielle des forces F_{we} , F_{wi} , et F_{fr} (chapitre 2 §2.6.2 RNV/2013). Elles sont données par :

- Forces extérieures : $F_e = C_d \sum w_e \cdot A_{ref}$
- Forces intérieures : $F_i = \sum w_i \cdot A_{ref}$
- Forces de frottement : $F_{fr} = C_{fr} \times q_p(z_e) \times A_{fr}$

Avec :

A_{ref} : Aire de référence de la surface élémentaire ;

A_{fr} : Aire de la surface extérieure parallèle au vent ;

C_{fr} : Coefficient de frottement

2.5.2.15 Calcul des forces de frottement

Les effets de frottement du vent sur la surface peuvent être négligés lorsque l'aire totale de toutes les surfaces parallèles au vent (ou faiblement inclinées par rapport à la direction du vent) est inférieure ou égale à 4 fois l'aire totale de toutes les surfaces extérieures perpendiculaires au vent et sous le vent. La condition à vérifier est :

$$2 \times (b \times h) \leq 4 \times (2 \times d \times h)$$

Sens V_1 : On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30.8 \text{ m} \\ h = 81.25 \text{ m} \\ d = 30.2 \text{ m} \end{array} \right\}$$

La condition $2 \times (b \times h) \leq 4 \times (2 \times d \times h)$ n'est pas vérifiée, donc les forces de frottement ne sont pas négligées.

La structure du bâtiment est en acier-béton, le coefficient de frottement peut être pris égal à $C_{fr} = 0.01$.

$$A_{fr} = 2 \times 30.2 \times h_{ze}$$

A_{fr} : la surface de la parois laterale.

On remplaçant par la formule :

$$F_{fr} = C_{fr} \times q_p(z_e) \times A_{fr}$$

Les résultats pour chaque intervalle de hauteur obtenus figurent dans les tableaux suivants :

TAB. 2.7 – Forces de frottement dans la surface laterale à V_1 subdivisée A_{fr}

h_{ze} [m]	A_{fr} [m ²]	$q_p(z)$ [N/m ²]	F_{fr} [N]
30.8	1897.28	733.88	13923.7585
4.9125	302.61	776.43	2349.55482
4.9125	302.61	814.22	2463.91114
4.9125	302.61	848.26	2566.91959
4.9125	302.61	879.26	2660.72869
30.8	1897.28	1,029.16	19526.0468

En utilisant les formules de la pression nette sur les parois indiquées au part avant :

$$W(z_j) = q_p(z_e) \times (C_{pe} - C_{pi})$$

On calcule la pression nette $W(z_j)$ pour chaque intervalle de Z_e comme suit :

 TAB. 2.8 – Pression nette $W(z_j)$ du sens de vent V_1 pour chaque subdivision de hauteur Z_e

0m < Z_e < 30.8m							
$q_p(z) = 733.88$ N/m ²							
Zone	C _{pe}	C _{pi}		W(z_j) [N/m ²]		W(z_j)·A _{ref} [N]	
A'	-1	0.8	-0.5	-1320.984	-366.94	-661152.5	-183653.5
B'	-0.8	0.8	-0.5	-1174.208	-220.164	-2293522	-430035.3
D	0.8	0.8	-0.5	0	954.044	0	2387495.1
E	-0.3	0.8	-0.5	-807.268	146.776	-2020188	367306.94

30.8m < Z_e < 35.7125m							
$q_p(z) = 776.43$ N/m ²							
Zone	C _{pe}	C _{pi}		W(z_j) [N/m ²]		W(z_j)·A _{ref} [N]	
A'	-1	0.8	-0.5	-1397.574	-388.215	-699485.787	-194301.608
B'	-0.8	0.8	-0.5	-1242.288	-232.929	-2426499.04	-454968.569
D	0.8	0.8	-0.5	0	1009.359	0	2525920.9
E	-0.3	0.8	-0.5	-854.073	155.286	-2137317.68	388603.215

35.7125m < Z_e < 40.625m							
$q_p(z) = 814.22$ N/m ²							
Zone	C _{pe}	C _{pi}		W(z_j) [N/m ²]		W(z_j)·A _{ref} [N]	
A'	-1	0.8	-0.5	-1465.596	-407.11	-733530.798	-203758.555
B'	-0.8	0.8	-0.5	-1302.752	-244.266	-2544600.34	-477112.565
D	0.8	0.8	-0.5	0	1058.486	0	2648861.22
E	-0.3	0.8	-0.5	-895.642	162.844	-2241344.11	407517.11

40.625m < Z_e < 45.5375m							
$q_p(z) = 848.26 \text{ N/m}^2$							
Zone	Cpe	Cpi		W(z_j) [N/m ²]		W(z_j)·A _{ref} [N]	
A'	-1	0.8	-0.5	-1526.868	-424.13	-764197.434	-212277.065
B'	-0.8	0.8	-0.5	-1357.216	-254.478	-2650982.15	-497059.154
D	0.8	0.8	-0.5	0	1102.738	0	2759601.85
E	-0.3	0.8	-0.5	-933.086	169.652	-2335047.72	424554.13

45.5375m < Z_e < 50.45m							
$q_p(z) = 879.26 \text{ N/m}^2$							
Zone	Cpe	Cpi		W(z_j) [N/m ²]		W(z_j)·A _{ref} [N]	
A'	-1	0.8	-0.5	-1582.668	-439.63	-792125.334	-220034.815
B'	-0.8	0.8	-0.5	-1406.816	-263.778	-2747863.35	-515224.379
D	0.8	0.8	-0.5	0	1143.038	0	2860452.6
E	-0.3	0.8	-0.5	-967.186	175.852	-2420382.97	440069.63

50.45m < Z_e < 81.25 m							
$q_p(z) = 1029.16 \text{ N/m}^2$							
Zone	Cpe	Cpi		W(z_j) [N/m ²]		W(z_j)·A _{ref} [N]	
A'	-1	0.8	-0.5	-1852.488	-514.58	-927170.2	-257547.3
B'	-0.8	0.8	-0.5	-1646.656	-308.748	-3216331	-603062
D	0.8	0.8	-0.5	0	1337.908	0	3348114.80
E	-0.3	0.8	-0.5	-1132.076	205.832	-2833020	515094.58

Sens V_2 : On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30.2 \text{ m} \\ h = 81.25 \text{ m} \\ d = 30.8 \text{ m} \end{array} \right\}$$

La condition $2 \times (b \times h) \leq 4 \times (2 \times d \times h)$ n'est pas vérifiée, donc les forces de frottement ne sont pas négligées.

La structure du bâtiment est en acier-béton, le coefficient de frottement peut être pris égal à $C_{fr} = 0.01$.

$$A_{fr} = 2 \times 30.8 \times h_{ze}$$

On remplaçant par la formule :

$$F_{fr} = C_{fr} \times q_p(z_e) \times A_{fr}$$

Les résultats pour chaque intervalle de hauteur obtenus figurent dans les tableaux suivants :

TAB. 2.9 – Forces de frottement dans la surface laterale à V_2 subdivisée A_{fr}

h_{ze} [m]	A_{fr} [m ²]	$q_p(z)$ [N/m ²]	F_{fr} [N]
30.2	1860.32	728.29	13548.525
5.2125	321.09	773.98	2485.1724
5.2125	321.09	814.22	2614.379
5.2125	321.09	850.23	2730.0035
5.2125	321.09	882.87	2834.8073
30.2	1860.32	1029.16	19145.669

En utilisant les formules de la pression nette sur les parois indiquées au part avant :

$$W(z_j) = q_p(z_e) \times (C_{pe} - C_{pi})$$

on calcule pour chaque intervalle de Z_e comme suit :

 TAB. 2.10 – Pression nette $W(z_j)$ du sens de vent V_2 pour chaque subdivision de hauteur Z_e

0m < Z_e < 30.2m							
$q_p(z) = 728.29$ N/m ²							
Zone	C _{pe}	C _{pi}		W(z_j) [N/m ²]		W(z_j)·A _{ref} [N]	
A	-1	0.8	-0.5	-1310.922	-364.145	-1286670	-357408.3
B	-0.8	0.8	-0.5	-1165.264	-218.487	-2293094	-429955.1
C	-0.5	0.8	-0.5	-946.777	0	-276932.3	0
D	0.8	0.8	-0.5	0	946.777	0	2323154.1
E	-0.3	0.8	-0.5	-801.119	145.658	-1965746	357408.32

30.2m < Z_e < 35.4125m							
$q_p(z) = 773.98$ N/m ²							
Zone	C _{pe}	C _{pi}		W(z_j) [N/m ²]		W(z_j)·A _{ref} [N]	
A	-1	0.8	-0.5	-1393.164	-386.99	-1367390	-379830.7
B	-0.8	0.8	-0.5	-1238.368	-232.194	-2436953	-456928.8
C	-0.5	0.8	-0.5	-1006.174	0	-294305.9	0
D	0.8	0.8	-0.5	0	1006.174	0	2468899.5
E	-0.3	0.8	-0.5	-851.378	154.796	-2089069	379830.69

35.4125m < Z_e < 40.625m							
$q_p(z) = 814.22 \text{ N/m}^2$							
Zone	Cpe	Cpi		W(z_j) [N/m ²]		W(z_j)· A_{ref} [N]	
A	-1	0.8	-0.5	-1465.596	-407.11	-1438482	-399578.5
B	-0.8	0.8	-0.5	-1302.752	-244.266	-2563653	-480685
C	-0.5	0.8	-0.5	-1058.486	0	-309607.2	0
D	0.8	0.8	-0.5	0	1058.486	0	2597260
E	-0.3	0.8	-0.5	-895.642	162.844	-2197682	399578.47

40.625m < Z_e < 45.8375m							
$q_p(z) = 850.23 \text{ N/m}^2$							
Zone	Cpe	Cpi		W(z_j) [N/m ²]		W(z_j)· A_{ref} [N]	
A	-1	0.8	-0.5	-1530.414	-425.115	-1502101	-417250.4
B	-0.8	0.8	-0.5	-1360.368	-255.069	-2677034	-501943.9
C	-0.5	0.8	-0.5	-1105.299	0	-323300	0
D	0.8	0.8	-0.5	0	1105.299	0	2712127.4
E	-0.3	0.8	-0.5	-935.253	170.046	-2294877	417250.37

45.8375m < Z_e < 51.05 m							
$q_p(z) = 882.87 \text{ N/m}^2$							
Zone	Cpe	Cpi		W(z_j) [N/m ²]		W(z_j)· A_{ref} [N]	
A	-1	0.8	-0.5	-1589.166	-441.435	-1559766	-433268.5
B	-0.8	0.8	-0.5	-1412.592	-264.861	-2779804	-521213.3
C	-0.5	0.8	-0.5	-1147.731	0	-335711.3	0
D	0.8	0.8	-0.5	0	1147.731	0	2816244.9
E	-0.3	0.8	-0.5	-971.157	176.574	-2382976	433268.45

51.05 m < Z_e < 81.25 m							
$q_p(z) = 1029.16 \text{ N/m}^2$							
Zone	Cpe	Cpi		W(z_j) [N/m ²]		W(z_j)· A_{ref} [N]	
A	-1	0.8	-0.5	-1852.488	-514.58	-1818217	-505060.3
B	-0.8	0.8	-0.5	-1646.656	-308.748	-3240413	-607577.5
C	-0.5	0.8	-0.5	-1337.908	0	-391338.1	0
D	0.8	0.8	-0.5	0	1337.908	0	3282891.8
E	-0.3	0.8	-0.5	-1132.076	205.832	-2777831	505060.27

2.6 Conclusion

Nous avons déterminé dans ce chapitre, l'action des différents types de charges appliqués sur les éléments de l'ouvrage. Les forces climatiques ont été déterminées conformément au règlement RNV/2013. Ces forces peuvent engendrer des effets dynamiques qui dépendent des caractéristiques aérodynamiques de la structure. Cependant, nous allons comparer si les effets dynamiques dûe au vent ou ceux dûe au séisme sont plus dominants. Dans le prochain chapitre on s'intéresse sur le prédimensionnement des éléments structuraux.

CHAPITRE 3

PRÉ-DIMENSIONNEMENT ET VÉRIFICATION

3.1 Introduction

Les présentes règles ont pour but de codifier les méthodes de calcul applicables à l'étude des projets de constructions en acier.

L'application de ces règles conduit pour les différents éléments des constructions à un degré de sécurité sensiblement homogène pour les différents modes de sollicitations et les différents types de constructions. Nous commençons dans celui-ci par le pré-dimensionnement des éléments structuraux du bâtiment destinés à reprendre la sollicitation et à assurer la stabilité basée sur la RDM et les règles CM97 (plancher, poutres, poteaux, etc.)

3.2 Règles de pré-dimensionnement

Selon le règlement "CCM 97", il est impératif de dimensionner les structures en acier et leurs composants de manière à ce que les déformations restent dans des limites adéquates en fonction de l'utilisation et de l'occupation prévues du bâtiment, ainsi que de la nature des matériaux de remplissage à supporter.

Lors de la conception des éléments, il est important de prendre en compte les critères de résistance à l'état limite ultime, ainsi que les critères de déformation à l'état limite de service.

Il est recommandé de se référer au tableau ci-dessous qui fournit des valeurs limites empiriques pour les déformations.

TAB. 3.1 – Valeurs limites recommandées pour les flèches verticales CCM 97

Conditions	δ_{vmax}
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 autres matériaux fragiles ou rigides	$L/250$
Planchers supportant des poteaux (à moins que la flèche soit incluse dans l'analyse global de l'état limite ultime)	$L/400$
Cas où δ_{vmax} peut nuire à l'aspect du bâtiment	$L/250$

L désigne la portée de la poutre (pour les poutres en porte-à-faux, la longueur L est considérée égale à 2 fois la longueur du porte-à-faux). À l'état limite de service, on doit s'assurer que la flèche totale δ soit inférieure ou égale à la flèche admissible δ_{vmax} , soit : $\delta \leq \delta_{vmax}$, une fois le profilé déterminé, on doit vérifier les conditions de résistance à l'état limite ultime.

3.3 Prédimensionnement des solives

Les solives sont des poutrelles en IPE ou en IPN dont l'espacement est compris entre 1 et 1.5 mètres. Elles travaillent à la flexion simple, et leur écartement (la distance entre une solive et une autre) est généralement déterminé par une règle empirique de pré-dimensionnement.

Pour notre étude, nous avons choisi un espacement entre solives de $e = 1.3$ (Fig.3.1) mètres pour tous les étages, y compris les sous-sols. La longueur maximale des solives, notée L , est de 3.9 mètres, correspondant à la plus grande portée. Les poutres secondaires sont connectées aux poutres principales à l'aide d'un assemblage articulé en doubles cornières, ce qui permet de considérer ces poutres comme isostatiques. Les profilés métalliques sont sélectionnés en fonction de leurs inerties à partir du catalogue "ArcelorMittal Europe" (voir annexe 1).

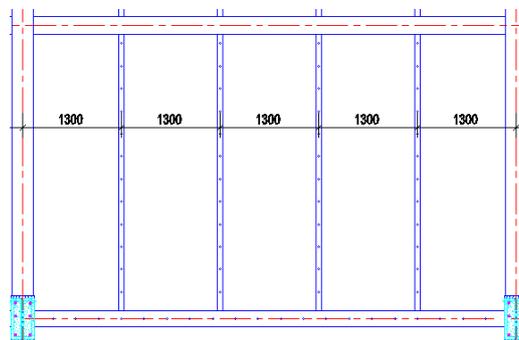


FIG. 3.1 – Disposition des solives et l'entraxe

3.3.1 Etage courant

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

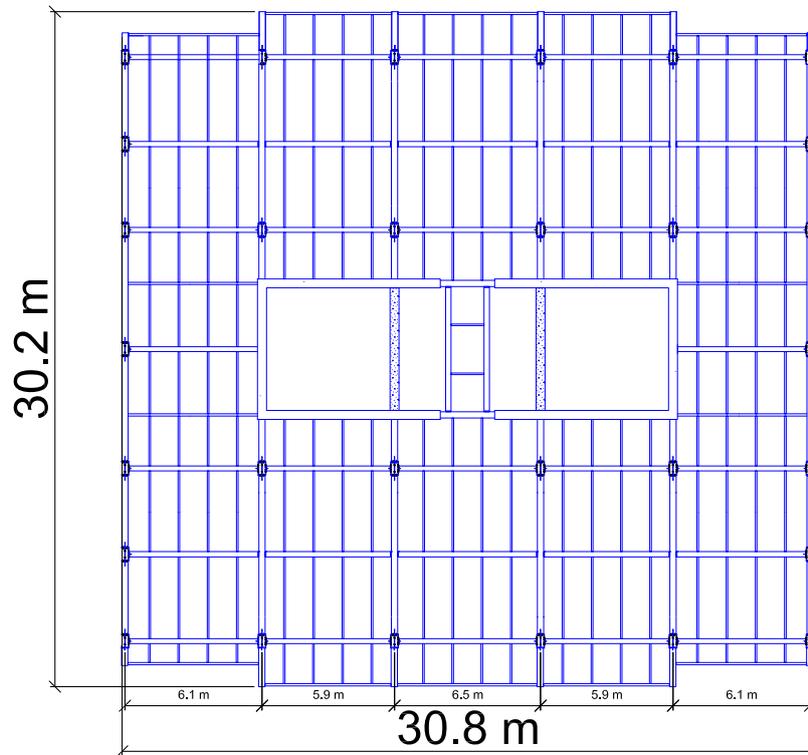


FIG. 3.2 – Vue en plan de l'ossature de l'étage courant

3.3.1.1 Evaluation des charges reprises par la solive

Le béton ayant durci, donc la section mixte (le profilé et la dalle collaborant) travaillant ensemble. On considère que les poutres reprennent une demi-longueur de la dalle, donc on multiplie la charge q_s par l'entraxe 'e', elles sont doublement appuyées et supportent une charge uniformément répartie donc pour les charges de la phase finale on trouve :

Les charges permanentes et d'exploitation ont été prises selon le DTR BC 2.2.

On obtient :

$$P_{ELS} = G + Q = 8.515 \text{ kN/ml}$$

3.3.1.2 Vérification de la condition de flèche à l'ELS

Les solives sont considérées en tant que poutres isostatiques de longueur $L = 3.9 \text{ m}$. La condition sur la flèche est la suivante :

TAB. 3.2 – Charge reprises par la solive de l'étage courant

Chargement	Charge surfacique	Charge linéaire
<ul style="list-style-type: none"> Poids propre du béton (dalle pleine de 11cm) $G_b=25 \times 0,11$ 	\downarrow $= 2.75 \text{ kN/m}^2$	Charge surfacique [kN/m ²] \times entraxe [m]
<ul style="list-style-type: none"> TN40 (tôle nervurée) 	$= 0,10 \text{ kN/m}^2$	
<ul style="list-style-type: none"> Poids propre des finitions : Dalle de sol Mortier de pose(2cm) Plaque de plâtre (ep=15mm) Cloisons légères (Placo) G_{finition} 	\downarrow $+ 0,4 \text{ kN/m}^2$ $+ 0,4 \text{ kN/m}^2$ $+ 0,1 \text{ kN/m}^2$ $+ 0,4 \text{ kN/m}^2$ $= 1,3 \text{ kN/m}^2$	
Charges Permanentes	$G_{\text{totale}} = 4.05 \text{ kN/m}^2$	$G = 4.05 \times 1.3 = 5.265 \text{ kN/ml}$
Charges d'exploitation	$Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$	$Q = 2.5 \times 1.3 = 3.25 \text{ kN/ml}$

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

où :

$$f_{\text{calculée}} = \frac{5 \times P_{ELS} \times L^4}{384 \times E \times I_y} \text{ et } f_{\text{admissible}} = \frac{L}{250}$$

On obtient donc :

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

$$\Leftrightarrow I_y \geq \frac{250 \times (5 \times 8.515 \times 3.9^3)}{384 \times 2.1}$$

$$\Leftrightarrow \boxed{I_y \leq 782.95 \text{ cm}^4}$$

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

Le profilé choisi en fonction du moment d'inertie est un IPE 160. Il possède les caractéristiques suivantes :

TAB. 3.3 – Caractéristiques du profilé IPE 160

Poids Kg/m	Section cm ²	Dimensions					Caractéristiques						
		h mm	b mm	t_f mm	d mm	t_w mm	I_y cm ⁴	I_z cm ⁴	$W_{pl.y}$ cm ³	i_y cm	i_z cm	I_w 10 ⁹ mm ⁴	A_{vz} 10 ² mm ²
15,8	20,1	160	82	7,4	127,2	5,0	869	68,3	124	6,58	1,84	3,96	9,66

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

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

Avec : $P_{\text{ELS}} = G + Q + P_p = 8.515 + 0.158 = 8.673 \text{ kN/ml}$

P_p : Poids propre du profilé.

Enfin, la condition : $f_{\text{calculée}} = 0.0143 \text{ m} \leq f_{\text{admissible}} = 0.0156 \text{ m} \quad \checkmark$ Est vérifiée

3.3.1.3 Vérification de la condition de vibrations à l'ELS

La vérification de la fréquence propre de vibration est faite comme suit :

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

où

- f_0 [Hz] : fréquence propre
- f_i [Hz] : fréquence limite
- m : poids par unité de longueur
- α_i : coefficient de la fréquence du mode vibratoire

TAB. 3.4 – Fréquences et flèches des planchers

Type de plancher	Fréquence naturelle la plus basse	Flèche totale ($f_1 + f_2$)
Planchers sur lesquels les usagers marchent régulièrement	3 Hz	28 mm
Planchers sur lesquels les usagers sautent ou dansent de manière rythmée	5 Hz	10 mm

Les valeurs de α_i coefficient de la fréquence du mode vibratoire sont tirées dans le tableau 4.4 du règlement CCM 97.

$f_{Hz,i} = 3f_{Hz}$ d'après le tableau ci-dessus.

$\alpha_i = 9.869$ pour une poutre bi-appuyée dans le premier mode (flèche et sollicitation dynamique les plus défavorables).

$$m = G + P = 1.3 \times 4.05 + 0.158 = 5.423 \text{ kN/ml} = 542.3 \text{ kg/ml}$$

Donc on trouve :

$$f_0 = \frac{9.869}{2\pi \times 3.9^2} \times \sqrt{\frac{210 \times 10^9 \times 869 \times 10^{-8}}{542.3}} = 5.99 \text{ Hz} > f_i = 3 \text{ Hz} \quad \checkmark \quad \text{Vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas de risque de nuisance par vibration.

3.3.1.4 Vérification de la condition de résistance à l'ELU

Selon le règlement CCM 97, il faut vérifier que le moment fléchissant sollicitant M_{sd} soit inférieur au moment résistant plastique $M_{pl,Rd}$, on la vérifiant avec la condition suivante :

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

Tel que :

$$M_{sd} = \frac{q_{sd} \times L^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

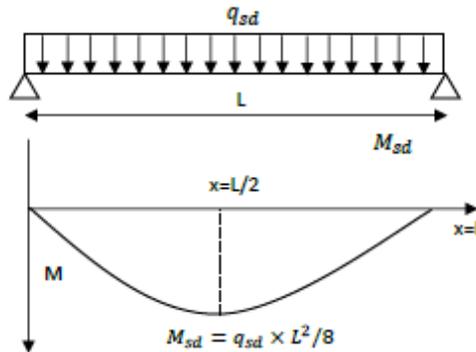


FIG. 3.3 – Diagramme du moment fléchissant pour une poutre simplement appuyée et chargée uniformément

On a :

$$q_{sd} = 1.35(G \times e + P) + 1.5 \times Q \times e$$

$$q_{sd} = 1.35(4.05 \times 1.3 + 0.158) + 1.5 \times 2.5 \times 1.3 = 12.19 \text{ kN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_{sd} \times L^2}{8} = \frac{10.55 \times 3.9^2}{8} = 23.18 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{124 \times 275 \times 10^{-3}}{1.1} = 31 \text{ kN.m}$$

Donc on a :

$$M_{sd} = 23.18 \text{ kN.m} \leq M_{pl,Rd} = 31 \text{ kN.m} \quad \checkmark \quad \text{Vérifiée}$$

La condition de résistance au moment fléchissant est donc vérifiée.

3.3.1.5 Vérification à l'effort tranchant

Selon le CCM 97, il faut aussi vérifier que l'effort tranchant sollicitant V_{sd} soit inférieur à l'effort tranchant résistant en plasticité $V_{pl,Rd}$. On la vérifiant avec la condition suivante :

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

Tel que :

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} \quad \& \quad V_{sd} = \frac{q_{sd} \times L}{2}$$

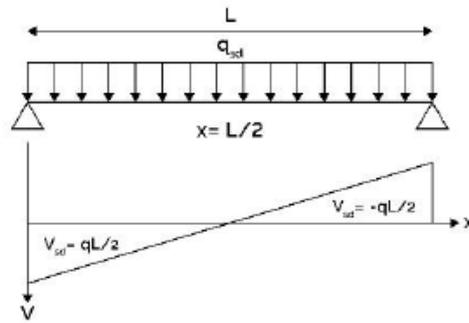


FIG. 3.4 – Diagramme de l'effort tranchant pour une poutre simplement appuyée et chargée uniformément

On a : $q_{sd} = 12.19 \text{ kN/m}$

$$V_{sd} = \frac{q_{sd} \times L}{2} = \frac{10.55 \times 3.9}{2} = 23.77 \text{ kN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} = \frac{275 \times 9.66 \times 10^{-1}}{1.1 \times \sqrt{3}} = 139.43 \text{ kN}$$

Donc on a : $V_{sd} = 20.57 \text{ kN} \leq V_{pl,Rd} = 139.43 \text{ kN} \checkmark$.

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

Selon le CCM 97, à condition que la valeur de calcul V_{sd} de l'effort tranchant ne dépasse pas 50% de la résistance plastique de calcul au cisaillement $V_{pl,Rd}$, il n'est pas nécessaire de réduire les résistances à la flexion.

$$0.5 \times V_{pl,Rd} = 69.715 \text{ kN} > V_{sd} = 20.57 \text{ kN}$$

Donc dans notre cas, la vérification de l'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant n'est donc pas nécessaire.

3.3.1.6 Vérification au déversement

D'après le C.C.M.97, la poutre est simplement appuyée et supporte une charge uniformément répartie sur la longueur L . On doit effectuer une vérification au phénomène de déversement pour les solives.

Il existe un risque de déversement si la condition suivante sur l'élanement réduit est valable :

$$\lambda_{lt} > 0.4$$

$$\text{Tel que : } \lambda_{lt} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \times f_y \times \beta_w}{M_{cr}}}$$

Avec :

$W_{pl,y} = 124 \times 10^3 \text{ mm}^3$: moment plastique de la section.

$f_y = 275 \text{ MPa}$: limite élastique.

$\beta_w = 1$: facteur de corrélation (profilé de classe 1).

M_{cr} : moment critique élastique déterminé par la relation simplifiée suivante :

$$M_{cr} = C_1 \left(\frac{\pi^2 EI_z}{L^2} \right) \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 GI_t}{\pi^2 EI_z}}$$

Avec : $C_1 = 1.132$: facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement, tiré de l'annexe A du règlement CCM 97.

$$\begin{aligned} \text{A.N : } M_{cr} &= 1.132 \left(\frac{\pi^2 2.1 \times 10^5 68.3 \times 10^4}{(3.9 \times 10^3)^2} \right) \sqrt{\frac{3.96 \times 10^9}{68.3 \times 10^4} + \frac{(3.9 \times 10^3)^2 8.1 \times 10^4 3.6 \times 10^4}{\pi^2 2.1 \times 10^5 68.3 \times 10^4}} \\ &= 20.301 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\lambda_{lt} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \times f_y \times \beta_w}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{124 \times 275 \times 1}{M_{cr}}} = 1.3 > 0.4$$

Donc il y a risque de déversement.

Selon le CCM 97, afin de vérifier la résistance de la poutre au déversement, il faut vérifier que le moment fléchissant sollicitant M_{sd} soit inférieur au moment résistant ultime $M_{b,Rd}$. Cette condition est vérifiée par la formule suivante :

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

tel que :

$$M_{b,Rd} = \chi_{lt} \times \beta_w \times W_{pl,y} \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

Le coefficient de réduction χ_{lt} peut être déterminée par sa formule ou bien à partir de la courbe de flambement ci-dessous :

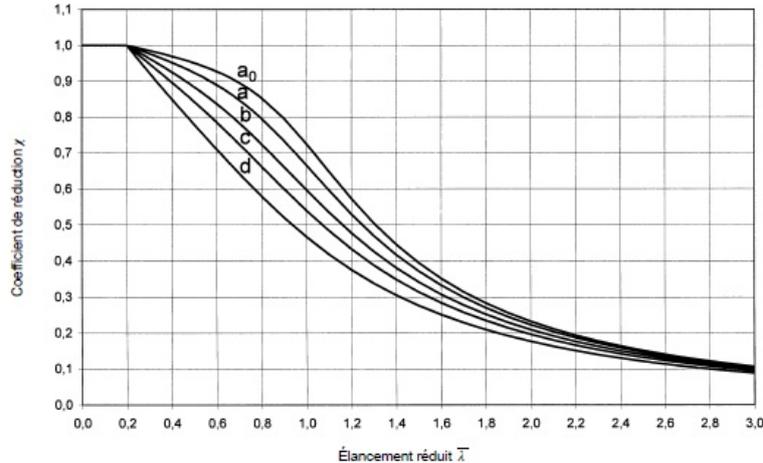


FIG. 3.5 – Courbes de flambement selon [CCM 97]

Dans notre cas, il s'agit d'un profilé laminé. Nous optons pour la courbe (a) pour déterminer le coefficient de réduction χ_{lt} en fonction de l'élancement réduit. Nous obtenons donc :

$$\chi_{lt} = 0.47$$

Le moment résistant ultime est donné par :

$$M_{b,Rd} = \chi_{lt} \times \beta_w \times W_{pl,y} \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

En substituant les valeurs, nous obtenons :

$$M_{b,Rd} = 0.47 \times 1 \times 124 \times 10^{-2} \times 275 / 1.1 = 145.7 \text{ kN.m}$$

En conclusion, nous avons :

$$M_{sd} = 23.18 \text{ kN.m} \leq M_{b,Rd} = 145.7 \text{ kN.m} \quad \checkmark \quad \text{Vérifiée}$$

La condition de résistance au déversement est donc vérifiée.

3.3.2 Terrasse accessible (Restaurant)

Le plancher du restaurant du 24^{ème} étage subit les mêmes charges permanentes $G = 4.05 \text{ kN/m}^2$ et surcharge d'exploitation $Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$ que celui du plancher courant alors les calculs seront identiques.

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

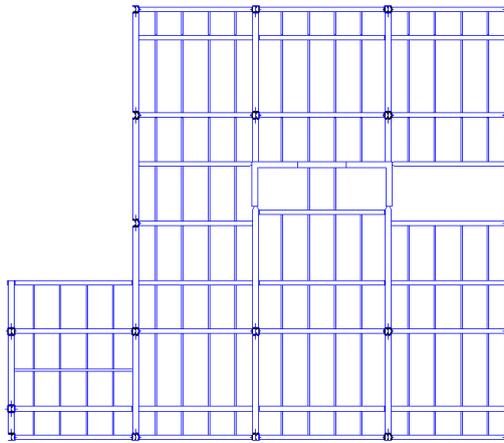


FIG. 3.6 – vue en plan du plancher terrasse

3.3.2.1 Etage sous-sol (parking)

3.3.2.2 Evaluation des charges

Les charges permanentes et d'exploitation ont été prises selon l'Eurocode 1 et le DTR BC 2.2.

Chargement	Charge surfacique (kN/m^2)	Charge linéaire (kN/ml)
• Poids propre du béton (dalle pleine de 14cm)	3.5 kN/m^2	$G = 3.6 \times 1.3 = 4.68 \text{ kN/ml}$
• TN40	0.10 kN/m^2	
Charge permanente	= 3.6 kN/m^2	
Charge d'exploitation	3.25 kN/m^2	$Q = 2.5 \times 1.3 = 3.25 \text{ kN/ml}$

$$P_{ELS} = (G + Q) \times e = 4.68 + 3.25$$

$$P_{ELS} = 7.93 \text{ kN/ml}$$

Vérification de la condition de flèche à l'ELS Les solives sont considérées en tant que poutres isostatiques de longueur $L = 3.9 \text{ m}$.

La condition sur la flèche est la suivante :

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

où :

$$f_{\text{calculée}} = \frac{5 \times P_{ELS} \times L^4}{384 \times E \times I_y} \quad \text{et} \quad f_{\text{admissible}} = \frac{L}{250}$$

On obtient donc :

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

$$\Leftrightarrow I_y \geq \frac{250 \times (5 \times 7.93 \times 3.9^3)}{384 \times 2.1}$$

$$\Leftrightarrow \boxed{I_y \leq 729.16 \text{ cm}^4}$$

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

Le profilé choisi en fonction du moment d'inertie est un IPE 160. Il possède les caractéristiques suivantes :

TAB. 3.5 – Caractéristiques du profilé IPE 160

Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques						
		h	b	t_f	d	t_w	I_y	I_z	$W_{pl,y}$	i_y	i_z	I_w	A_{vz}
Kg/m	cm ²	mm	mm	mm	mm	mm	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm	cm	10 ⁹ mm ⁴	10 ² mm ²
15,8	20,1	160	82	7,4	127,2	5,0	869	68,3	124	6,58	1,84	3,96	9,66

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

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

Avec : $P_{ELS} = G + Q + P_p = 7.93 + 0.158 = 8.088 \text{ kN/ml}$

P_p : Poids propre du profilé.

Enfin, la condition : $f_{\text{calculée}} = 0.013 \text{ m} \leq f_{\text{admissible}} = 0.0156 \text{ m} \quad \checkmark$ Est vérifiée

3.3.2.3 Vérification de la condition de vibrations à l'ELS

La vérification de la fréquence propre de vibration est faite comme suit :

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

$f_{Hz,i} = 3f_{Hz}$, d'après le tableau 3.4

$\alpha_i = 9.869$ pour une poutre bi-appuyée dans le premier mode (flèche et sollicitation dynamique les plus défavorables).

$$m = G + P = 1.3 \times 3.6 + 0.158 = 4.838 \text{ kN/ml} = 483.8 \text{ kg/ml}$$

Donc on trouve :

$$f_0 = \frac{9.869}{2\pi \times 3.9^2} \times \sqrt{\frac{210 \times 10^9 \times 869 \times 10^{-8}}{483.8}} = 6.34 \text{ Hz} > f_i = 3 \text{ Hz} \quad \checkmark \quad \text{Vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas de risque de nuisance par vibration.

3.3.2.4 Vérification de la condition de résistance à l'ELU

Selon le CCM 97, De la même manière que l'étage courant on vérifie que :

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

Tel que :

$$M_{sd} = \frac{q_{sd} \times L^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

On a :

$$\begin{aligned} q_{sd} &= 1.35(G \times e + P) + 1.5 \times Q \times e \\ q_{sd} &= 1.35(3.6 \times 1.3 + 0.158) + 1.5 \times 2.5 \times 1.3 = 11.4 \text{ kN/m} \\ M_{sd} &= \frac{q_{sd} \times L^2}{8} = \frac{11.4 \times 3.9^2}{8} = 21.67 \text{ kN.m} \\ M_{pl,Rd} &= \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{124 \times 275 \times 10^{-3}}{1.1} = 31 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Donc on a :

$$M_{sd} = 21.67 \text{ kN.m} \leq M_{pl,Rd} = 31 \text{ kN.m} \quad \checkmark \quad \text{Vérifiée}$$

La condition de résistance au moment fléchissant est donc vérifiée.

Vérification à l'effort tranchant Selon le CCM 97, De la même manière que l'étage courant on vérifie que :

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

Tel que :

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} \quad \& \quad V_{sd} = \frac{q_{sd} \times L}{2}$$

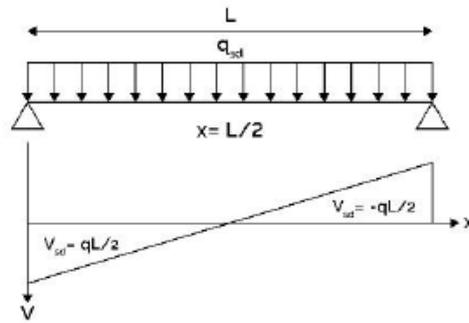


FIG. 3.7 – Diagramme de l'effort tranchant pour une poutre simplement appuyée et chargée uniformément

On a : $q_{sd} = 12.19 \text{ kN/m}$

$$V_{sd} = \frac{q_{sd} \times L}{2} = \frac{10.55 \times 3.9}{2} = 23.77 \text{ kN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} = \frac{275 \times 9.66 \times 10^{-1}}{1.1 \times \sqrt{3}} = 139.43 \text{ kN}$$

Donc on a : $V_{sd} = 20.57 \text{ kN} \leq V_{pl,Rd} = 139.43 \text{ kN} \checkmark$.

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

Selon le CCM 97, à condition que la valeur de calcul V_{sd} de l'effort tranchant ne dépasse pas 50% de la résistance plastique de calcul au cisaillement $V_{pl,Rd}$, il n'est pas nécessaire de réduire les résistances à la flexion.

$$0.5 \times V_{pl,Rd} = 69.715 \text{ kN} > V_{sd} = 20.57 \text{ kN}$$

Donc dans notre cas, la vérification de l'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant n'est donc pas nécessaire.

3.3.2.5 Vérification au déversement

D'après le CCM 97, de la même manière que l'étage courant, on vérifie si il existe un risque de déversement si la condition suivante sur l'élanement réduit est valable :

$$\lambda_{lt} > 0.4$$

$$\text{Tel que : } \lambda_{lt} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \times f_y \times \beta_w}{M_{cr}}}$$

Avec :

$W_{pl,y} = 124 \times 10^3 \text{ mm}^3$: moment plastique de la section.

$f_y = 275 \text{ MPa}$: limite élastique.

$\beta_w = 1$: facteur de corrélation (profilé de classe 1).

M_{cr} : moment critique élastique déterminé par la relation simplifiée suivante :

$$M_{cr} = C_1 \left(\frac{\pi^2 EI_z}{L^2} \right) \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 GI_t}{\pi^2 EI_z}}$$

Avec : $C_1 = 1.132$: facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement, tiré de l'annexe A du règlement CCM 97.

$$\begin{aligned} \text{A.N : } M_{cr} &= 1.132 \left(\frac{\pi^2 2.1 \times 10^5 68.3 \times 10^4}{(3.9 \times 10^3)^2} \right) \sqrt{\frac{3.96 \times 10^9}{68.3 \times 10^4} + \frac{(3.9 \times 10^3)^2 8.1 \times 10^4 3.6 \times 10^4}{\pi^2 2.1 \times 10^5 68.3 \times 10^4}} \\ &= 20.301 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\lambda_{lt} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \times f_y \times \beta_w}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{124 \times 275 \times 1}{20.301}} = 1.3 > 0.4$$

Donc il y a risque de déversement.

Selon le CCM 97, afin de vérifier la résistance de la poutre au déversement, il faut vérifier que le moment fléchissant sollicitant M_{sd} soit inférieur au moment résistant ultime $M_{b,Rd}$. Cette condition est vérifiée par la formule suivante :

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

tel que :

$$M_{b,Rd} = \chi_{lt} \times \beta_w \times W_{pl,y} \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

Le coefficient de réduction χ_{lt} peut être déterminée par sa formule ou bien à partir de la courbe de flambement ci-dessous :

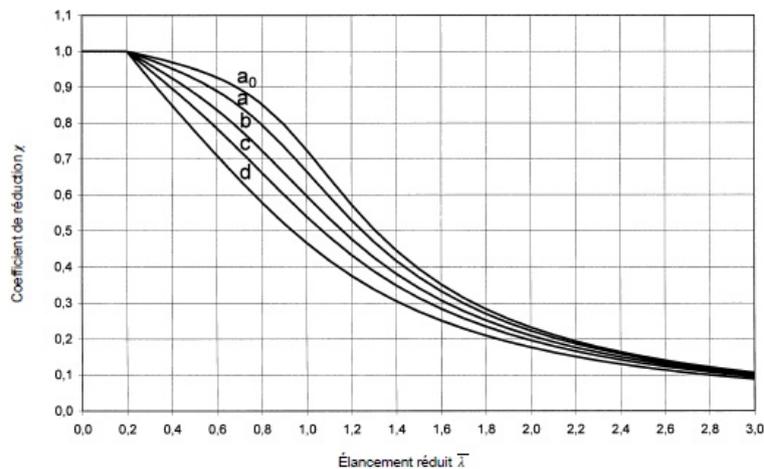


FIG. 3.8 – Courbes de flambement selon [CCM 97]

Dans notre cas, il s'agit d'un profilé laminé. Nous optons pour la courbe (a) pour déterminer le coefficient de réduction χ_{lt} en fonction de l'élancement réduit. Nous obtenons donc :

$$\chi_{lt} = 0.47$$

Le moment résistant ultime est donné par :

$$M_{b,Rd} = \chi_{lt} \times \beta_w \times W_{pl,y} \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

En substituant les valeurs, nous obtenons :

$$M_{b,Rd} = 0.47 \times 1 \times 124 \times 10^{-2} \times 275 / 1.1 = 145.7 \text{ kN.m}$$

En conclusion, nous avons :

$$M_{sd} = 23.18 \text{ kN.m} \leq M_{b,Rd} = 145.7 \text{ kN.m} \quad \checkmark \quad \text{Vérifiée}$$

La condition de résistance au déversement est donc vérifiée.

3.4 Pré-dimensionnement des poutres principales

3.4.1 étage courant

3.4.1.1 Evaluation des charges reprises par la poutre

Les poutres principales supportent le poids propre des solives, en plus de la charge uniformément répartie des planchers et elles les transmettent aux poteaux. On a :

- Charge permanente : $G = 4.05 \text{ kN/m}^2$.
- Surcharge d'exploitation : $Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$.
- Charge concentrée : $P_{\text{solive}} = 0.158 \text{ kN/m}$.

avec : $L = 6.5 \text{ m}$ (longueur de la poutre porteuse).

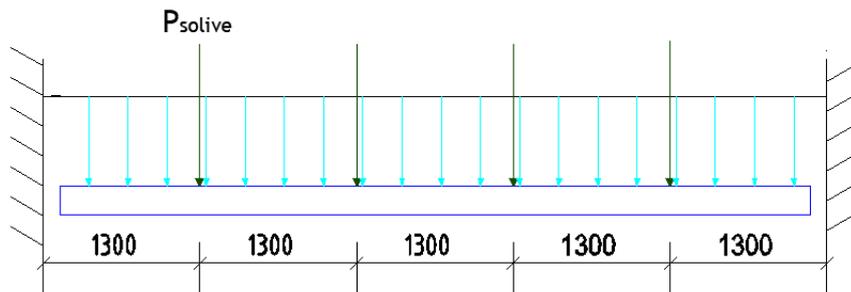


FIG. 3.9 – Schéma de la poutre principale bi-encastree

Le poids propre des solives doit être réparti sur la longueur de la poutre comme suit :

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

tel que :

- n : nombre de solives, $n = 4$;
- e : entraxe des solives, $e = 1.3 \text{ m}$;
- $(n - 1)$: nombre d'entraxes des solives.

$$\text{On obtient : } P_{\text{solive}} = \frac{4 \times 0.158}{(4 - 1) \times 1.3} = 0.162 \text{ kN/m}^2.$$

Donc, la charge q est donnée par :

$$G' = G + P_{\text{solive}} = 4.05 + 0.162 = 4.212 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Donc : } P_{ELS} = (G' + Q) \times e = (4.212 + 2.50) \times 3.9 = 26.18 \text{ kN/m}.$$

3.4.1.2 Condition de flèche à l'ELS

La flèche doit vérifier :

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

$$\frac{P'_{ELS} \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_y} \leq \frac{L}{250}$$

On obtient donc :

$$I_y \geq 250 \cdot \frac{P_{ELS} \cdot L^3}{384 \cdot E}$$

$$I_y \geq 250 \cdot \frac{26.18 \cdot 6.5^3}{384 \cdot 2.1} = 2228.9 \text{ cm}^4$$

Le choix des profilés métalliques est effectué d'après leurs inerties. Il convient de choisir le profilé HEA200, mais ce dernier ne satisfait pas les conditions de résistance à l'ELU. Le profilé choisi qui convient le plus est donc le **HEA220**.

Le profilé choisi est un **HEA220** et il possède les caractéristiques suivantes :

TAB. 3.6 – Caractéristiques du profilé HEA220

Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques						
G	A	h	b	t_f	d	t_w	I_y	I_z	$W_{pl,y}$	i_y	i_z	I_w	A_{vz}
Kg/m	cm ²	mm	mm	mm	mm	mm	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm	cm	10 ⁹ mm ⁴	10 ² mm ²
50.5	64.3	210	220	11	152.0	7	5410	1955	568.5	9.17	5.51	193.3	20.67

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

$$f_{\text{calculée}} = \frac{P'_{ELS} \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_y} \leq f_{\text{admissible}} = \frac{L}{250}$$

Tel que : $P'_{ELS} = G' + Q + P_{\text{HEA}} = 26.18 + 0.505 = 26.69 \text{ kN/ml}$.

Donc :

$$f_{\text{calculée}} = 0.016 \text{ m} \leq f_{\text{admissible}} = 0.026 \text{ m} \quad \checkmark \text{ Vérifié}$$

3.4.1.3 Vérification de la condition de vibrations à l'ELS

La vérification de la fréquence propre de vibration est faite comme suit :

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

On prend : $f_{\text{Hz},i} = 3 \text{ Hz}$ d'après le tableau 3-. $\alpha_i = 22.37$ pour une poutre bi-encastée. $m = G + P_{\text{solvive}} = 3.9 \times (4.05 + 0.162) + 0.505 = 16.93 \text{ kN/ml}$.

Donc on trouve : $f_0 = \frac{22.37}{2\pi \times 6.5^2} \times \sqrt{\frac{210 \times 10^9 \times 5410 \times 10^{-8}}{1693}} = 6.9 \text{ Hz} > f_i = 3 \text{ Hz} \quad \checkmark \text{ Vérifié.}$

Donc il n'y a pas de risque de nuisance par vibration.

3.4.1.4 Vérification de la condition de résistance à l'ELU

De la même manière que les solives, il faut vérifier que le moment fléchissant sollicitant M_{sd} soit inférieur au moment résistant plastique $M_{pl,Rd}$ en vérifiant la condition suivante :

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

Tel que :
$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \quad \text{et} \quad M_{sd} = \frac{q_{sd} \cdot L^2}{12}.$$

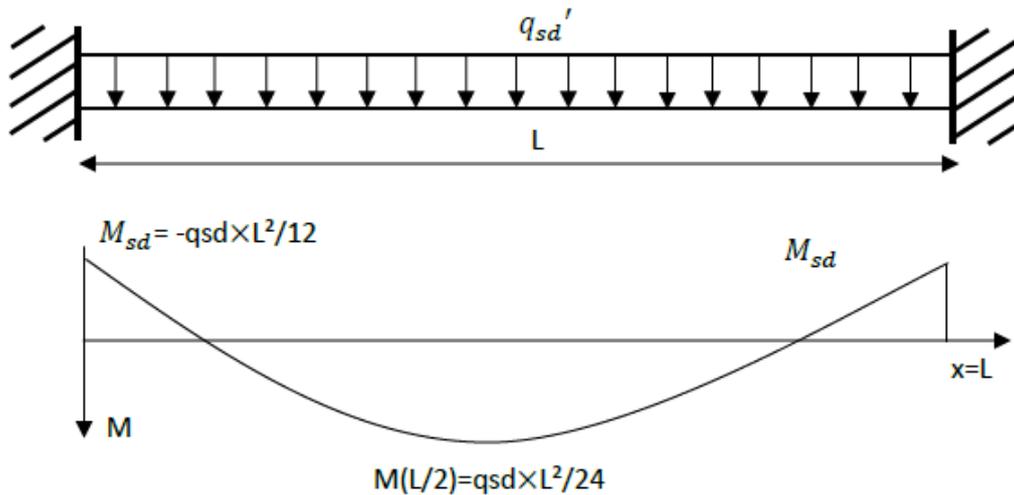


FIG. 3.10 – Diagramme du moment fléchissant pour une poutre bi-encastree et chargée uniformément

On a : $q_{sd} = 1.35 \times (G + P_{solive}) \times e_P + P_{HEA} + 1.5 \times Q \times e_P.$

Avec : P_{HEA} : Poids propre du profilé HEA, e_P : La longueur reprise par la poutre.

Donc : $q_{sd} = 1.35 \times (3.9 \times (4.05 + 0.162) + 0.505) + 1.5 \times 2.5 \times 3.9,$

$q_{sd} = 37.48 \text{ kN/ml},$

$$M_{sd} = \frac{q_{sd} \cdot L^2}{12} = \frac{37.48 \times 6.5^2}{12} = 131.58 \text{ kN.m},$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{568.5 \times 275 \times 10^{-3}}{1.1} = 142.125 \text{ kN.m}.$$

Donc on a : $M_{sd} = 131.58 \text{ kN.m} \leq M_{pl,rd} = 142.125 \text{ kN.m} \quad \checkmark \text{ Vérifié.}$

La condition de résistance au moment fléchissant est donc vérifiée.

3.4.1.5 Vérification à l'effort tranchant

De la même manière que pour les solives, il faut vérifier que l'effort tranchant sollicitant

$$V_{sd}$$

soit inférieur à l'effort tranchant résistant en plasticité $V_{pl,Rd}$. On la vérifiant avec la condition suivante : $V_{sd} \leq V_{pl,Rd}.$

L'effort tranchant pour la poutre simplement appuyée et uniformément chargée est issu du diagramme illustré dans la figure 3.4

On a :

$$q_{sd} = 37.48 \text{ kN/m}$$

$$V_{sd} = \frac{q_{sd} \cdot L}{2} = \frac{37.48 \times 6.5}{2} = 121.81 \text{ kN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\gamma_{m0} \cdot \sqrt{3}} = \frac{275 \times 20.67 \times 10^{-1}}{1.1 \cdot \sqrt{3}} = 298.35 \text{ kN}$$

Donc on a :

$$V_{sd} = 121.81 \text{ kN} \leq V_{pl,Rd} = 298.35 \text{ kN} \quad \checkmark \text{ Vérifié}$$

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

Selon le règlement CCM 97, on doit vérifier l'interaction moment fléchissant – effort tranchant lorsque :

$$V_{sd} > 0.5 \cdot V_{pl,Rd}$$

$$0.5 \times V_{pl,Rd} = 147.17 \text{ kN} > V_{sd} = 121.81 \text{ kN}$$

Donc dans notre cas, la vérification de l'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant n'est donc pas nécessaire.

3.4.2 Vérification au déversement

La poutre est bi-encastree et supporte une charge uniformément répartie sur la longueur L . On doit effectuer une vérification au phénomène de déversement.

Si la condition d'élancement réduit est respectée, il y a un risque de déversement :

$$\lambda_{lt} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \cdot f_y \cdot \beta_w}{M_{cr}}} > 0.4$$

Avec :

$$W_{pl,y} = 568.5 \text{ cm}^3 \text{ (moment plastique de la section),}$$

$$f_y = 275 \text{ MPa (limite élastique),}$$

$$\beta_w = 1 \text{ (facteur de corrélation pour un profilé de classe 1).}$$

Pour calculer M_{cr} , on utilise la relation simplifiée suivante :

$$M_{cr} = C_1 \left(\frac{\pi^2 EI_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 GI_t}{\pi^2 EI_z}} \right)$$

Avec : $C_1 = 1.132$ (facteur dépendant des conditions de charge et d'encastrement).

$$\begin{aligned} \text{Donc : } M_{cr} &= 1.132 \left(\frac{\pi^2 \cdot 2.1 \times 10^5 \cdot 1955 \times 10^4}{(6.5 \times 10^3)^2} \sqrt{\frac{193.3 \times 10^9}{1955 \times 10^4} + \frac{(6.5 \times 10^3)^2 \cdot 8.1 \times 10^4 \cdot 9.07 \times 10^4}{\pi^2 \cdot 2.1 \times 10^5 \cdot 1955 \times 10^4}} \right) \\ &= 143.812 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\text{Et : } \lambda_{lt} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \cdot f_y \cdot \beta_w}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{568.5 \times 275 \times 10^3}{143.812}} = 1.04 > 0.4 \quad \checkmark \text{ Vérifié.}$$

Donc il y a risque de déversement.

De la même façon que la vérification du déversement des solives, il faut vérifier que le moment fléchissant sollicitant M_{sd} soit inférieur au moment résistant ultime M_{brd} :

$$M_{sd} \leq M_{brd}$$

$$\text{Tel que : } M_{brd} = \chi_{lt} \times \beta_w \times W_{pl,y} \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

Dans notre cas, il s'agit d'un profilé laminé, on opte pour la courbe (a) illustrée dans la figure 3.8 Avec la valeur de l'élançement réduit, on peut tirer χ_{lt} à partir des courbes de flambement.

$$\text{Nous avons donc : } \chi_{lt} = 0.67$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{lt} \times \beta_w \times W_{pl,y} \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}} = 0.67 \times 10^{-2} \times 568.5 \times \frac{275}{1.1} = 95.22 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Nous avons : } M_{sd} = 131.58 \text{ kN} \cdot \text{m} \leq M_{b,Rd} = 95.22 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

La condition de résistance au déversement est donc vérifiée.

3.4.3 Terrasse accessible (Restaurant)

De même pour le pré-dimensionnement des poutres porteuses du plancher terrasse (Restaurant), ce dernier subit les mêmes charges permanentes $G = 4.05 \text{ kN/m}^2$ et surcharge d'exploitation $Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$ que celui du plancher courant, donc les calculs seront identiques.

3.4.4 Plancher sous-sol (parking)

3.4.4.1 Evaluation des charges reprises par la poutre

Les poutres principales supportent le poids propre des solives, en plus de la charge uniformément répartie des planchers, et elles les transmettent aux poteaux Figure 3.9.

On a :

- Charge permanente $G = 3.6 \text{ kN/m}^2$.
- Surcharge d'exploitation $Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$.
- Charge concentrée $P_{solive} = 0.158 \text{ kN/m}$.

Avec : $L = 6.5 \text{ m}$ (longueur de la poutre porteuse).

Le poids propre des solives doit être réparti sur la longueur de la poutre comme suit :

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

$$\text{On obtient : } P_{solive} = \frac{4 \times 0.158}{(4 - 1) \times 1.3} = 0.162 \text{ kN/m}^2.$$

Donc, la charge P_{ELS} est donnée par :

$$G' = G + P_{solive} = 3.6 + 0.162 = 3.762 \text{ kN/m}^2.$$

$$\text{Donc : } P_{ELS} = (G' + Q) \times e_P = (3.762 + 2.50) \times 3.9 = 24.42 \text{ kN/m}.$$

3.4.4.2 Condition de flèche à l'ELS

La flèche doit vérifier :

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

$$\frac{P'_{ELS} \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_y} \leq \frac{L}{250}$$

On obtient donc :

$$I_y \geq \frac{250 \cdot (P_{ELS} \cdot L^3)}{384 \cdot E}$$

$$I_y \geq \frac{250 \cdot (24.42 \cdot 6.5^3)}{384 \cdot 2.1} = 2079.09 \text{ cm}^4$$

Le choix des profilés métalliques est effectué d'après leurs inerties. Il convient de choisir le profilé HEA200, mais ce dernier ne satisfait pas les conditions de résistance à l'ELU. Le profilé choisi qui convient le plus est donc le **HEA220**.

Le profilé choisi est un HEA220, il possède les caractéristiques suivantes :

TAB. 3.7 – Caractéristiques du profilé HEA220

Poids Kg/m	Section cm ²	Dimensions					Caractéristiques						
		h mm	b mm	t _f mm	d mm	t _w mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl,y} cm ³	i _y cm	i _z cm	I _w 10 ⁹ mm ⁴	A _{vz} 10 ² mm ²
50,5	64,3	210	220	11	152.0	7	5410	1955	568,5	9.17	5.51	193,3	20,67

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

$$f_{\text{calculée}} = \frac{(P'_{ELS} \cdot L^4)}{384 \cdot E \cdot I_y} \leq f_{\text{admissible}} = \frac{L}{250}$$

$$\text{Tel que : } P'_{ELS} = G' + Q + P_{HEA} = 24.42 + 0.505 = 24.925 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Donc : } f_{\text{calculée}} = 0.01 \text{ m} \leq f_{\text{admissible}} = 0.026 \text{ m} \checkmark \text{ Vérifié}$$

3.4.4.3 Vérification de la condition de vibrations à l'ELS

La vérification de la fréquence propre de vibration est faite comme suit :

$$f_0 = \frac{\alpha_i}{2\pi L^2} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot I}{m}} > f_i$$

On prend : $f_{Hz,i} = 3 \text{ Hz}$ D'après le tableau 3.4

$\alpha_i = 22.37$ (Poutre bi-encastée)

$$m = G + P_{solive} = 3.9 \times (3.6 + 0.162) + 0.505 = 15.177 \text{ kN/ml} = 1517.7 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Donc on trouve : } f_0 = \frac{22.37}{2\pi \times 6.5^2} \cdot \sqrt{\frac{210 \times 10^9 \times 5410 \times 10^{-8}}{1517.7}} = 7.29 \text{ Hz} > f_i = 3 \text{ Hz} \checkmark \text{ Vérifiée}$$

Donc il n'y a pas de risque de nuisance par vibration.

3.4.4.4 Vérification de la condition de résistance à l'ELU

De la même manière que les solives, il faut vérifier que le moment fléchissant sollicitant M_{sd} soit inférieur au moment résistant plastique $M_{pl,rd}$ en vérifiant la condition suivante :

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

$$\text{Tel que : } M_{pl,rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \text{ et } M_{sd} = \frac{q_{sd} \cdot L^2}{12}$$

$$\text{On a : } q_{sd} = 1.35 \times (G + P_{solive}) \cdot e_P + P_{HEA} + 1.5 \times Q \cdot e_P$$

$$q_{sd} = 1.35 \times (3.9 \times (3.6 + 0.162) + 0.505) + 1.5 \times 2.5 \times 3.9$$

$$q_{sd} = 35.11 \text{ kN/ml}$$

$$M_{sd} = \frac{q_{sd} \cdot L^2}{12} = \frac{35.11 \times 6.5^2}{12} = 123.63 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{568.5 \times 275 \times 10^{-3}}{1.1} = 142.125 \text{ kN.m}$$

$$\text{Donc on a : } M_{sd} = 123.63 \text{ kN.m} \leq M_{pl,rd} = 142.125 \text{ kN.m} \checkmark \text{ Vérifié}$$

La condition de résistance au moment fléchissant est donc vérifiée.

3.4.4.5 Vérification à l'effort tranchant

De la même manière que pour les solives, il faut vérifier que l'effort tranchant sollicitant V_{sd} soit inférieur à l'effort tranchant résistant en plasticité $V_{pl,Rd}$. On la vérifiant avec la condition suivante :

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

$$\text{On a : } q_{sd} = 35.11 \text{ kN/m}$$

$$V_{sd} = \frac{q_{sd} \cdot L}{2} = \frac{35.11 \cdot 6.5}{2} = 114.1 \text{ kN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\gamma_{m0} \cdot \sqrt{3}} = \frac{275 \cdot 20.67 \times 10^{-1}}{1.1 \cdot \sqrt{3}} = 298.35 \text{ kN}$$

$$\text{Donc on a : } V_{sd} = 114.1 \text{ kN} \leq V_{pl,Rd} = 298.35 \text{ kN} \checkmark \text{ Vérifié}$$

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

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

Dans notre cas : $0.5 \cdot V_{pl,Rd} = 147.17 \text{ kN} > V_{sd} = 114.1 \text{ kN}$

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

3.4.4.6 Vérification au déversement

La poutre est bi-encastree et supporte une charge uniformément répartie sur la longueur L . On doit effectuer une vérification au phénomène de déversement.

Si la condition d'élanement réduit est respectée, il y a un risque de déversement :

$$\lambda_{lt} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \cdot f_y \cdot \beta_w}{M_{cr}}} > 0.4$$

Avec :

$W_{pl,y} = 568.5 \text{ cm}^3$ (moment plastique de la section),

$f_y = 275 \text{ MPa}$ (limite élastique),

$\beta_w = 1$ (facteur de corrélation pour profilé de classe 1).

M_{cr} (moment critique élastique) est déterminé par la relation simplifiée suivante :

$$M_{cr} = C_1 \left(\frac{\pi^2 EI_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 GI_t}{\pi^2 EI_z}} \right)$$

Avec : $C_1 = 1.132$ (facteur dépendant des conditions de charge et d'encastrement).

Donc :

$$\begin{aligned} M_{cr} &= 1.132 \left(\frac{\pi^2 \cdot 2.1 \times 10^5 \cdot 1955 \times 10^4}{6.5 \times 10^3)^2} \right) \sqrt{\frac{193.3 \times 10^9}{1955 \times 10^4} + \frac{(6.5 \times 10^3)^2 \cdot 8.1 \times 10^4 \cdot 9.07 \times 10^4}{\pi^2 \cdot 2.1 \times 10^5 \cdot 1955 \times 10^4}} \\ &= 143.812 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\lambda_{lt} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \cdot f_y \cdot \beta_w}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{568.5 \times 275 \times 10^3}{143.812}} = 1.04 > 0.4$$

Donc il y a risque de déversement.

De la même façon que la vérification du déversement des solives, il faut vérifier que le moment fléchissant sollicitant M_{sd} soit inférieur au moment résistant ultime $M_{b,Rd}$:

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

Tel que : $M_{b,Rd} = \chi_{lt} \cdot \beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$.

Dans notre cas, il s'agit d'un profilé laminé, on opte pour la courbe (a) illustrée dans la figure 3.8. La valeur de l'élanement réduit χ_{lt} peut être tirée des courbes de flambement.

On obtient donc : $\chi_{lt} = 0.67$.

$$M_{b,Rd} = \chi_{lt} \cdot \beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}} = 0.67 \times 10^{-2} \times 568.5 \times \frac{275}{1.1} = 95.22 \text{ kN.m}$$

Nous avons : $M_{sd} = 123.63 \text{ kN.m} \leq M_{b,Rd} = 95.22 \text{ kN.m}$.

La condition de résistance au déversement est donc vérifiée.

3.5 Pré-dimensionnement des poutres secondaires (ayant une charge concentrée)

3.5.1 Étage courant

3.5.1.1 Évaluation des charges reprises par la poutre

La poutre est considérée comme une poutre isostatique de longueur $L = 7.75$, m, avec une charge uniformément répartie due au plancher, ainsi que deux charges concentrées au milieu de la travée en raison des deux poutres principales connectées ici.

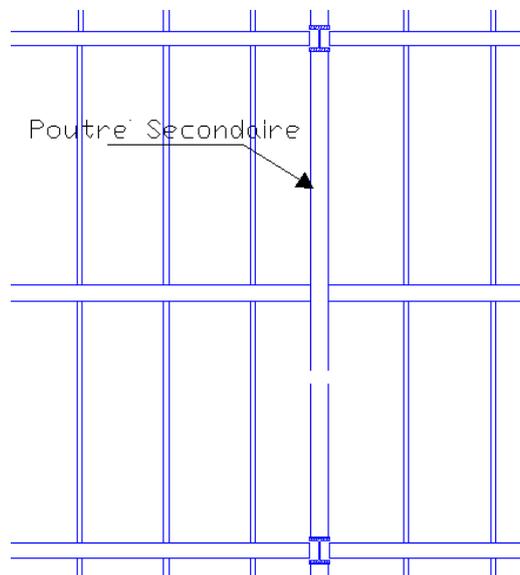


FIG. 3.11 – Schéma de l'ossature de la poutre secondaire bi-encastree

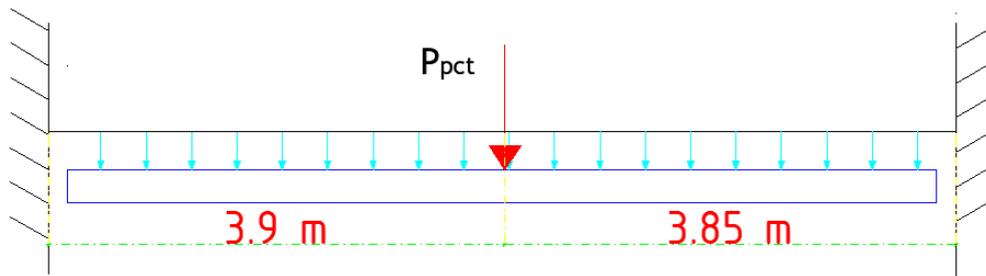


FIG. 3.12 – représentation de surcharge appliquées sur la poutre

Les poutres principales repose sur la poutre secondaire et créés une force ponctuelle a mis-travée, en plus de la charge uniformément répartie des planchers et elles les transmettent aux poteaux. On a :

- Charge permanente : $G = 4.05 \text{ kN/m}^2$
- Charge d'exploitation : $Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$
- Charge concentrée sur la poutre Principale HEA220 : $P_{\text{main beam}} = 50.5 \text{ kg/m}$

La charge, P_{ELS} , est donné par :

$$P_{ELS} = (G + Q) \times e = 6.55 \times 6.5$$

$$P_{ELS} = 42.575 \text{ kN/m}$$

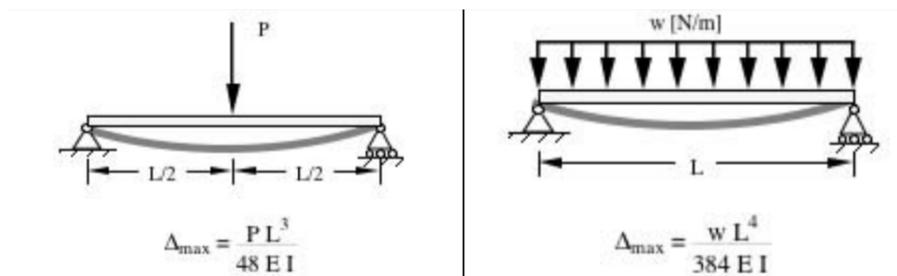


FIG. 3.13 – Formule de flèche pour deux cas de chargement différent

3.5.1.2 Condition de flèche à l'ELS

La flèche doit vérifier :

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

$$\frac{P'_{ELS} \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_y} + \frac{8 \cdot P_{pct} \cdot L^2}{48 \cdot E \cdot I_y} \leq \frac{L}{250}$$

On obtient donc :

$$I_y \geq \frac{250 \cdot (P_{ELS} \cdot L^3 + 8 \cdot P_{pct} \cdot L^2)}{384 \cdot E} = 6144.27 \text{ cm}^4$$

Le choix des profilés métalliques est effectué d'après leurs inerties à partir du catalogue « ArcelorMittal Europe » (voir Annexe). Le profilé choisi est un **HEA240**, il possède les caractéristiques suivantes :

TAB. 3.8 – Caractéristiques du profilé HEA240

Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques						
G	A	h	b	t_f	d	t_w	I_y	I_z	$W_{pl.y}$	i_y	i_z	I_w	A_{vz}
Kg/m	cm ²	mm	mm	mm	mm	mm	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm	cm	10 ⁹ mm ⁴	10 ² mm ²
60,3	76.8	230	240	12	164	7.5	7763	2769	744,6	10.05	10	328,5	25.18

De même pour le pré-dimensionnement des poutre secondaire du plancher terrasse (Restaurant)

3.5.2 Etage sous-sol (Parking)

3.5.2.1 Evaluation des charges reprises par la poutre

La poutre est considérée comme une poutre isostatique de longueur $L = 7.75$ m, avec une charge uniformément répartie due au plancher, plus deux charges concentrées au milieu de la travée dues aux deux poutres principales connectées ici.

- Charge permanente : $G = 3.6$ kN/m²
- Surcharge d'exploitation : $Q = 2.5$ kN/m²
- Charge concentrée : Poutre Principale HEA220 = 50.5 kg/m

La charge P_{ELS} est donnée par :

$$P_{ELS} = (G + Q) \times e = 6.1 \times 6.5 = 39.65 \text{ kN/m}$$

3.5.2.2 Condition de flèche à l'ELS

La flèche doit vérifier :

$$f_{calculée} \leq f_{admissible}$$

$$\frac{P'_{ELS} \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_y} + \frac{P_{pct} \cdot L^3}{48 \cdot E \cdot I_y} \leq \frac{L}{250}$$

On obtient donc :

$$I_y \geq \frac{250 \cdot (P_{ELS} \cdot L^3 + 8 \cdot P_{pct} \cdot L^2)}{384 \cdot E} = 5722.16 \text{ cm}^4$$

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

Le profilé choisi est un **HEA240** aussi.

3.6 Pré-dimensionnement des poteaux

Les poteaux, qui assurent le rôle de soutien vertical, subissent des forces normales transmises par les poutres et les solives. Ces forces sont ensuite réparties dans l'ensemble de la structure de l'ouvrage. Les poteaux doivent être suffisamment robustes pour supporter des charges de compression et de flexion, et pour résister au flambement. Les profilés HEA ou HEB sont couramment utilisés car ils possèdent une symétrie parfaite autour de leurs axes principaux, ce qui les rend particulièrement appropriés pour cette fonction.

Le processus de pré dimensionnement d'un **poteau mixte** peut être laborieux car il implique souvent une approche itérative pour obtenir les dimensions appropriées de la section. Cela nécessite généralement des calculs et des ajustements répétés pour déterminer la section optimale du poteau.

L'Eurocode 4 présente deux méthodes de dimensionnement pour les poteaux mixtes : la méthode générale et la **méthode simplifiée**. La méthode simplifiée utilise les courbes de flambement européennes des poteaux en acier qui tiennent implicitement compte des imperfections affectant ces poteaux. Cependant, cette méthode est limitée au calcul des poteaux mixtes présentant une section doublement symétrique et uniforme sur leur hauteur.

3.6.1 Vérification sous l'effort normal N_{sd}

L'élément structural présente une résistance suffisante si, pour les deux axes, la condition suivante est vérifiée :

$$N_{sd} \leq \chi N_{pl.Rd}$$

Où

$N_{pl.Rd}$: est la résistance plastique à la compression.

χ : est le coefficient de réduction pour le mode de flambement à considérer, indiqué dans le paragraphe 5.5.1 des CCM97 en fonction de l'élancement approprié λ et de la courbe de flambement adéquate.

Calcul de $N_{pl.Rd}$

La résistance de calcul de l'effort normal de la section $N_{pl.Rd}$ peut être calculée selon l'équation suivante :

$$N_{pl.Rd} = A_a \frac{f_y}{\gamma_{Ma}} + A_c \cdot 0.85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} + A_s \frac{f_{sk}}{\gamma_s}$$

où :

A_a est l'aire de la section transversale de l'acier de construction,

A_c est l'aire de la section transversale du béton,

A_s est l'aire de la section transversale de l'armature,

f_y est la résistance caractéristique de l'acier,

f_{ck} est la résistance caractéristique du béton,

f_{sk} est la résistance caractéristique de l'armature,

γ_{Ma} est le coefficient partiel de sécurité pour l'acier aux états limites ultimes,

γ_c est le coefficient partiel de sécurité pour le béton aux états limites ultimes,

γ_s est le coefficient partiel de sécurité pour l'armature aux états limites ultimes.

Dans notre cas, pour ce poteau, un profilé en HEM 600 partiellement enrobé de béton est envisagé. La nuance d'acier est S275, la qualité du béton est C40/50 et l'acier des armatures est de nuance S500.

3.6.2 Descente de charges et surface d'influence

3.6.2.1 Poteau supportant le porte-à-faux

Le processus de pré-dimensionnement des poteaux implique une analyse de la charge exercée sur le poteau le plus sollicité, c'est-à-dire celui qui supporte la plus grande partie de la dalle, appelée « surface d'influence 'S' », comme les figures ci-dessous le montrent :

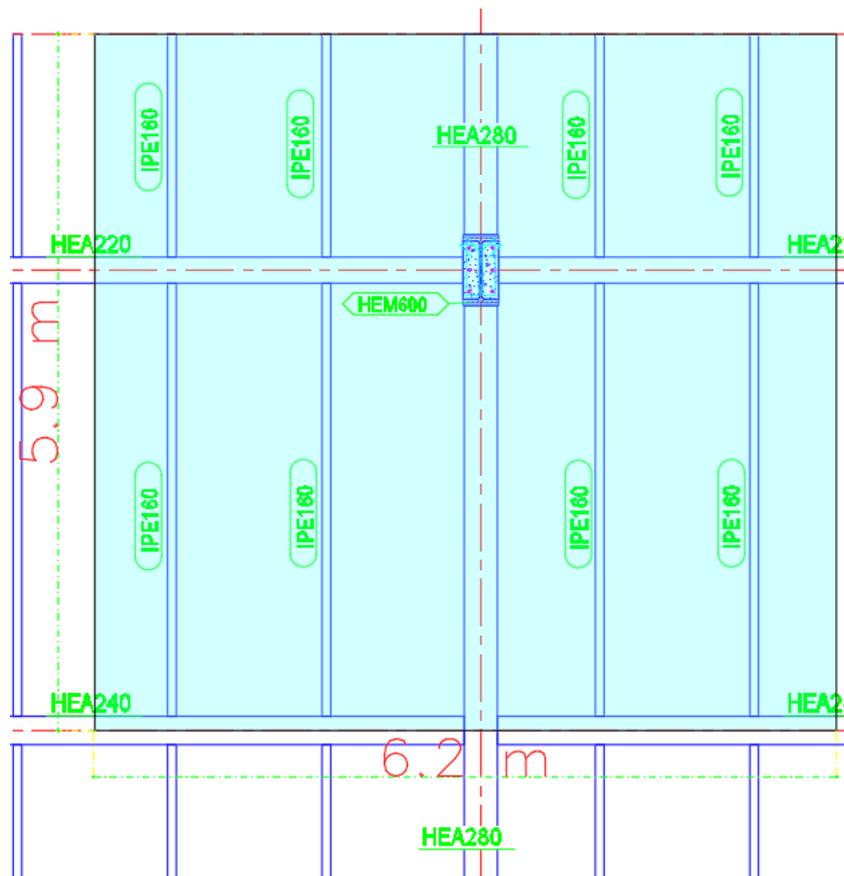


FIG. 3.14 – la surface sollicitée du poteau supportant le porte-à-faux

Ce Poteau porte le porte à faux et une demi travée.

Surface d'influence du poteau : $S = 36.58 \text{ m}^2$

Sous-sols : $S = 6.2 \times 3.85 = 23.87 \text{ m}^2$

Comme c'est un poteau intermédiaire supportant le porte-à-faux et voisin du mur de rive, on majore la surface reprise de 10% selon le BAEL91 modifié 99.

⇒ Surface d'influence du poteau : $S' = 40.24 \text{ m}^2$

Sous-sols : $S' = 26.26 \text{ m}^2$

TAB. 3.9 – Les éléments de l'ossature dans la surface d'influence du poteau

Eléments constructifs linéaires (poutres et solives)	Poids propres (Kg/m)	Longueur (m)	Poids (kN)
Poutres Principales HEA 220	51.5	6.2	3.193
Poutres Principales HEA 240	61.5	3.1	1.9065
Poutres Secondaires (Avec charge ponctuelle) HEA 280	77.9	5.9	4.5961
Solives IPE 160	13.2	$5.9 \times 4 = 23.6$	3.1152
		Σ	12.81 kN

TAB. 3.10 – Les éléments de l'ossature du plancher Sous-sol & 24ème étage (sans porte à faux)

Eléments constructifs linéaires (poutres et solives)	Poids propres (Kg/m)	Longueur (m)	Poids (kN)
Poutres Principales HEA 220	51.5	6.2	3.193
Poutres Principales HEA 240	61.5	3.1	1.9065
Poutres Secondaires (Avec charge ponctuelle) HEA 280	77.9	3.85	2.99
Solives IPE 160	13.2	$3.85 \times 4 = 15.4$	2.03
		Σ	10.12 kN

Poids du plancher courant

Le poids du plancher courant est donné par :

$$\begin{cases} G = G[kN/m^2] \cdot S + P_{ossature} & [kN] \\ Q = Q[kN/m^2] \cdot S & [kN] \end{cases}$$

$$\rightarrow \begin{cases} G = 4.05 \cdot S' + 12.81 = 175.78kN \\ Q = 2.5 \cdot S' = 100.6kN \end{cases}$$

$P_{ossature}$: poids propre des éléments de l'ossature dans la surface d'influence du poteau.

Poids du plancher sous-sol

Le poids du plancher sous-sol est donné par :

$$\begin{cases} G = 3.6 \cdot S' + 10.12 = 105kN \\ Q = 2.5 \cdot S' = 65.65kN \end{cases}$$

Poids du plancher terrasse

Le poids du plancher terrasse est nul :

$$\begin{cases} G = 0 & kN \\ Q = 0 & kN \end{cases}$$

N.B. Ce poteau ne continue pas jusqu'au sommet.

La charge permanente totale est donnée par : $G = \Sigma G + P \cdot P = 105 \cdot 3 + 175.78 \cdot 23 + 349.77$

TAB. 3.11 – Poids propre des poteaux constituant l'ouvrage

Type du profilée	P.P (Kg/m)	longueur (m)	P.P (Kg)	h (mm)	b (mm)	A (cm ²)	$A_c = h \cdot b - A$ (cm ²)	Poids du béton (kN)	Poids poteau P.Pmixte (kN)
HEB340	136.72	7	9.5704	340	300	170.9	849.1	0	9.5704
HEB340	136.72	12	16.4064	340	300	170.9	849.1	0	16.4064
HEM340 (2m mixte)	252.8	12	30.336	377	309	315.83	849.1	4.2455	34.5815
HEB400 (mixte)	158.22	12	18.9864	400	300	197.78	1002.22	30.0666	49.053
HEB400 (mixte)	158.22	12	18.9864	400	300	197.78	1002.22	30.0666	49.053
HEB450 (mixte)	174.38	3	5.2314	450	300	217.98	1132.02	8.49015	13.7216
HEB500 (mixte)	190.91	9	17.1819	500	300	238.64	1261.36	28.3806	45.5625
HEB550 (mixte)	203.25	6	12.195	550	300	254.06	1395.94	20.9391	33.1341
HEB600 (mixte)	216.1	3	6.483	600	300	269.96	1530.04	11.4753	17.9583
HEM600 (mixte)	290.93	12	34.9116	620	305	363.7	1527.3	45.819	80.7306
								Σ	349.77 kN

Donc : $G = 4707.71$ kN

TAB. 3.12 – Dégression des charges Q_i

Niveau	Coefficient	Charge Q_i en kN/m ²
Terrasse accessible	1	2.5
24 ^{ème}	1	2.5
23 ^{ème}	0.9	2.25
22 ^{ème}	0.8	2
21 ^{ème}	0.7	1.75
20 ^{ème}	0.6	1.5
19 ^{ème}	0.5	1.25
17 étage... × 17	0.5	$1.25 \times 17 = 21.25$
1er	0.5	1.25
RDC	1	2.5
1er S. S	1	2.5
2 ^{ème} S. S	1	2.5

La charge d'exploitation totale est donnée par :

$$Q = 26.26 \cdot (2.5 \cdot 3) + 40.24 \cdot (33.75) = 1413.6 \text{ kN}$$

La charge totale, N_u , est calculée comme suit :

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \cdot 4707.71 + 1.5 \cdot 1555 = 8688 \text{ kN}$$

3.6.2.2 Poteau central

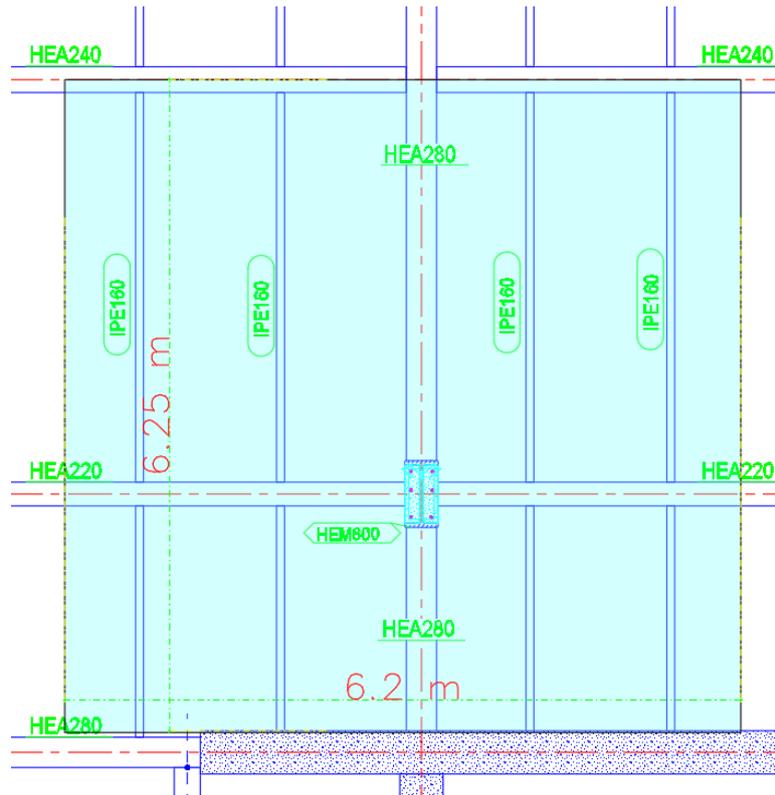


FIG. 3.15 – la surface sollicitée du poteau central

On majore ce poteau par l'offrant la partie du plancher qui normalement doit être repris par le noyau, car le type d'ancrage et assemblages (tiges d'ancrage) des éléments porteurs horizontaux avec les noyaux en plus l'objectif de transmettre la totalité des charges horizontales que les charges verticales. (les noyaux reprennent aussi les escaliers et les ascenseurs comme charge verticale)

Ce poteau porte les mêmes dimensions que les planchers de tous les étages.

Surface d'influence du poteau : $S = 6.2 \times 6.25 = 38.75 \text{ m}^2$

TAB. 3.13 – Les éléments de l'ossature plancher courant dans la surface d'influence du poteau central

Éléments constructifs linéaires (poutres et solives)	Poids propres (Kg/m)	Longueur (m)	Poids (kN)
Poutres Principales HEA 220	51.5	6.2	3.193
Poutres Principales HEA 240	61.5	3.1	1.9065
Poutres Secondaires (Avec charge ponctuelle) HEA 280	77.9	6.25	4.87
Solives IPE 160	13.2	$6.25 \times 4 = 25$	3.3
		Σ	13.27 kN

TAB. 3.14 – Les éléments de l'ossature du plancher
du 24^{ème} étage (Supporte la terrasse)

Eléments constructifs linéaires (poutres et solives)	Poids propres (Kg/m)	Longueur (m)	Poids (kN)
Poutres Principales HEA 220	51.5	6.2	3.193
Poutres Principales HEA 240	61.5	3.1	1.9065
Poutres Secondaires (Avec charge ponctuelle) HEA 360	114.2	6.25	7.14
Solives IPE 180	19.16	6.25 × 4 = 25	4.79
		Σ	17.03 kN

Poids du plancher courant

Le poids du plancher courant est donné par :

$$\begin{cases} G = G[kN/m^2] \cdot S + P_{ossature} & [kN] \\ Q = Q[kN/m^2] \cdot S & [kN] \end{cases}$$

$$\rightarrow \begin{cases} G = 4.05 \cdot S + 13.27 & = 170.2kN \\ Q = 2.5 \cdot S & = 96.875kN \end{cases}$$

$P_{ossature}$: poids propre de éléments de l'ossature dans la surface d'influence du poteau central.

Poids du plancher 24^{ème} étage

Le poids du plancher 24^{ème} étage est donné par :

$$\begin{cases} G = 4.05 \cdot S + 17.03 & = 173.97kN \\ Q = 2.5 \cdot S & = 96.875kN \end{cases}$$

Poids du plancher sous-sol

$$\begin{cases} G = 3.6 \cdot S + 13.27 & = 152.77kN \\ Q = 2.5 \cdot S & = 96.875kN \end{cases}$$

Exemple de calcul de l'effort axial N_u à l'ELU du poteau central à la base : Depuis les derniers tableaux, on trouve :

$$\text{La charge permanente totale : } G = \Sigma G + p.p = 170.2 \times 25 + 152.77 + 173.97 + 349.77$$

$$\text{Donc : } G = 4931.51 \text{ kN}$$

$$\text{La charge d'exploitation totale : } Q = 38.75 \times 43.75 = 1695.31 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Donc : } N_u &= 1.35G + 1.5Q \\ &= 6681.07 + 2542.97 \\ N_u &= 9200.51 \text{ kN} \end{aligned}$$

Section transversale à justifier

On vérifiera par application de la méthode de calcul simplifiée des calculs des sections transversales mixtes selon l'Eurocode 4.

La section transversale à justifier (figure 3.16) est en fait obtenue à la suite d'un processus itératif. Elle est constituée d'un profilé laminé HEM 600 en acier de nuance S355. Les chambres du profilé sont remplies d'un béton de qualité C40/50. Outre les étriers et barres constructives habituelles, ce béton comprend quatre barres principales de 30 mm de diamètre en acier S500.

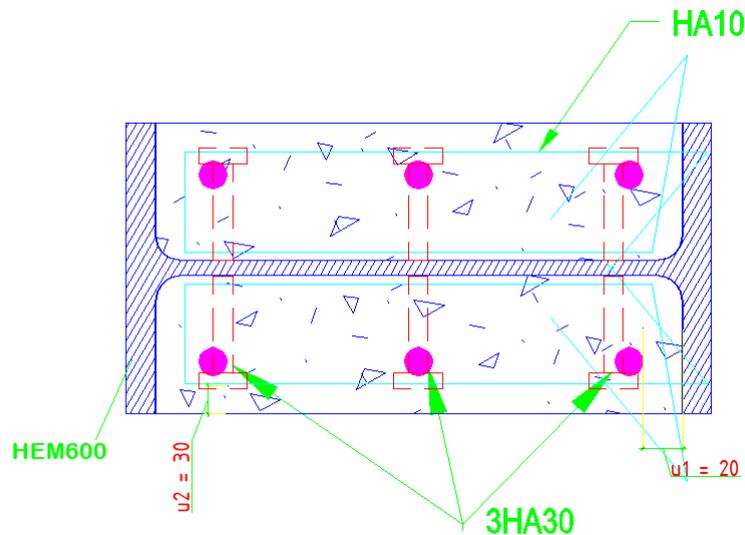


FIG. 3.16 – Section transversale du poteau mixte HEM600

Profilé laminé	Armatures	Béton C40/50
HEM 600, acier S275	6HA30, acier HA500	$f_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$
$A_a = 36370 \text{ mm}^2$	$u_1 = 20 \text{ mm} ; u_2 = 30 \text{ mm}$	$A_c = 152730 \text{ mm}^2$
$E_a = 210 \text{ kN/mm}^2$	$E_s = 210 \text{ kN/mm}^2$	$E_{cm} = 35 \text{ kN/mm}^2$
$I_{a,z} = 189.8 \times 10^6 \text{ mm}^4$	$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$	$E_{cd} = 25.9 \text{ kN/mm}^2$
	$A_s = 4241 \text{ mm}^2$	$I_{c,z} = 3700 \times 10^6 \text{ mm}^4$
	$I_{s,z} = 42.6 \times 10^6 \text{ mm}^4$	

La limite d'élasticité de calcul de l'acier du profilé sera réduite à $f_y = 335 \text{ N/mm}^2$ conformément à l'invalidation du DAN, car l'épaisseur des ailes (semelles) est égale à 40 mm (ENV EC4-1-1 § 3.3.2 figure 3.17).

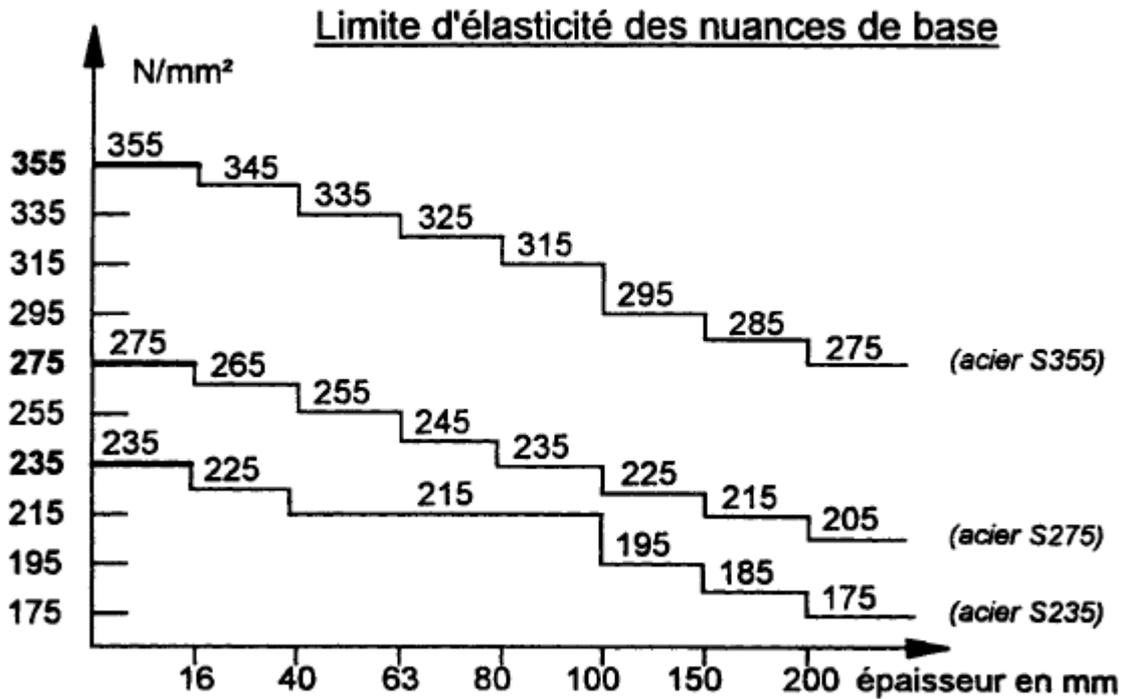


FIG. 3.17 – les valeurs de limite d'élasticité des nuances de bases en fonction de l'épaisseur des ailes

Application numérique :

$$\begin{aligned}
 N_{pl,Rd} &= A_a \cdot \frac{f_y}{\gamma_{Ma}} + 0.85 \cdot A_c \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} + A_s \cdot \frac{f_{sk}}{\gamma_s} \\
 &= 36370 \cdot \frac{335}{1.1} + 152730 \cdot 0.85 \cdot \frac{40}{1.5} + \frac{500}{1.15} \cdot 4241 \\
 N_{pl,Rd} &= 16382.11 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

La part de l'acier dans la résistance plastique atteint :

$$\left(\frac{36370 \times 275}{1.1} \right) / 1000 = 9092.5 \text{ kN}$$

Soit, rapportée à la résistance plastique totale :

$$\delta = \frac{9092.5}{16382.11} = 0.555$$

La condition $0.2 < \delta < 0.9$ (EC-4-§ 4.8.3. (3). (b)) est satisfaite.

Charge critique élastique de flambement :

$$\begin{aligned}
 N_{cr} &= \frac{\pi^2}{L^2} \cdot (E_a \cdot I_a + E_s \cdot I_s + 0.8 \cdot E_{cd} \cdot I_c) \\
 N_{cr} &= \frac{\pi^2}{3060^2} \cdot (210 \cdot 189.8 + 210 \cdot 42.6 + 0.8 \cdot 25.9 \cdot 3700) \times 10^6 \\
 &= 132248 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Élancement réduit (non dimensionnel) :

$$\lambda = \sqrt{\frac{N_{pl,Rd}}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{16382.11}{132248}} = 0.352$$

La condition $\lambda < 2.0$ est satisfaite (§ 4.8.3.1. (3).(c)).

Courbe de flambement «c» suivant EC3-1-1 [6] (figure3.8) $\rightarrow \chi = 0.92$.

Résistance du poteau au flambement :

$$\begin{aligned} N_{b,Rd} &= \chi \cdot N_{pl,Rd} \\ &= 0.92 \times 16382.11 \\ &= 15071.54 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$N_{sd} = 9200.51 \text{ kN} < N_{b,Rd} = 15071.54 \text{ kN} \checkmark \text{ Vérifiée}$$

De même pour les autres poteaux supérieurs du bâtiment, les résultats calculés sont résumés dans le tableau ci-dessous :

TAB. 3.15 – Vérification de la résistance des poteaux au flambement $N_{b,Rd}$ et l'effort vertical transmis N_{sd}

Type du profilé	$N_{pl,Rd}$	Part de l'acier	λ	χ	$N_{b,Rd}$	N_{sd}	$N_{b,Rd} \geq N_{sd}$
HEB340	5204.68	5204.68	0.40	0.81	5709.36	533.315	Vérifiée
HEB340	5204.68	5204.68	0.40	0.81	5709.36	1988.227	Vérifiée
HEM340 (2m mixte)	13387.00	9618.46	0.45	0.84	11245.08	3244.617	Vérifiée
HEB400 (mixte)	10138.91	6023.30	0.43	0.85	8640.61	4520.544	Vérifiée
HEB400 (mixte)	10138.91	6023.30	0.43	0.86	8764.53	5796.47	Vérifiée
HEB450 (mixte)	11048.31	6638.48	0.40	0.86	9501.54	6117.42	Vérifiée
HEB500 (mixte)	11970.67	7267.67	0.38	0.87	10441.08	6783.782	Vérifiée
HEB550 (mixte)	12745.33	7737.28	0.36	0.88	11272.53	7433.366	Vérifiée
HEB600 (mixte)	13533.51	8221.51	0.33	0.90	12135.05	7760.036	Vérifiée
HEM600 (mixte)	16382.11	11076.32	0.35	0.92	15071.54	9200.509	Vérifiée

Remarque sur le dimensionnement du poteau mixte

La méthode de calcul simplifiée donne des résultats très largement sécuritaires. L'optimisation d'une section impliquant plusieurs paramètres (profilé, nuance de l'acier, classe de résistance du béton, quantité d'armatures) nécessite plusieurs calculs successifs. L'utilisation d'un logiciel permettant une application rapide de cette méthode simplifiée s'avère indispensable.

3.7 Noyau central

A cause de la complexité de calcul, on va dimensionner les noyaux centraux comme étant un voile selon les règles citées dans l'RPA99 version 2003, afin d'avoir une idée sur l'épaisseur initiale du noyau central adopté dans l'étude qui suit.

D'après l'RPA99 version 2003, l'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

On a : $h_e = 4.25$ m et $a \geq \frac{h_e}{20}$ (pour voile plein)

$a = 21.25$ cm, On prend $a = 25$ cm

- a : épaisseur minimale des voiles.

- h_e : la hauteur libre d'étage.

On prend : $a = 40$ cm (vu que la hauteur du bâtiment est très importante plus les imperfections géométriques et l'excentricité, on va choisir initialement une épaisseur de noyau égale à 40 cm).

D'après l'RPA99 version 2003 : $a_{\min} = 25$ cm

$a = 40$ cm $\leq a_{\min} = 25$ cm ✓ Vérifié.

3.8 Conclusion

Au cours de ce chapitre consacré au pré-dimensionnement des profilés constituant l'ossature de l'ouvrage, notre objectif était de créer une représentation de la structure avec des ordres de grandeur appropriés, en se basant sur les normes C.C.M.97, Eurocode 3 et 4, ainsi que le RPA99/2003 pour le noyau. Cette étude a également permis de vérifier la résistance des éléments sous des charges statiques. Les chapitres suivants aborderont le calcul sismique ainsi que la sélection définitive des profilés.

4.1 Introduction

Dans le domaine de la construction métallique, l'objectif est d'obtenir une structure légère et résistante. L'utilisation d'un plancher collaborant, qui associe des profilés métalliques et du béton, est la solution idéale pour répondre à cette exigence. Cette combinaison permet de créer un plancher très résistant en flexion, tout en étant peu épais. Ce chapitre examinera les différents éléments constitutifs de ce type de plancher, conformément aux directives du *DTR - BC 2.4.10* et de l'Eurocode 4.

4.2 Procédures et hypothèses de calcul

Le plancher collaborant est constitué de bacs métalliques fabriqués à partir de tôles nervurées TN40. La tôle forme un coffrage sur lequel une dalle de béton est coulée. Les nervures latérales comportent un bossage pour augmenter l'adhérence entre la tôle et le béton, garantissant ainsi leur collaboration. Les poutrelles métalliques (solives), sur lesquelles repose l'ensemble, sont reliées à la dalle de béton au moyen de connecteurs, empêchant ainsi tout glissement entre les deux matériaux et permettant au béton de participer à la résistance des poutres. Pour éviter les fissurations du béton, des armatures longitudinales sous forme de treillis soudé sont généralement disposées.

D'où l'acier et le béton sont supposés élastiques, et obéissant à la loi de Hooke :

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

La figure suivante fig.4.1 représente les éléments constituant le plancher collaborant :

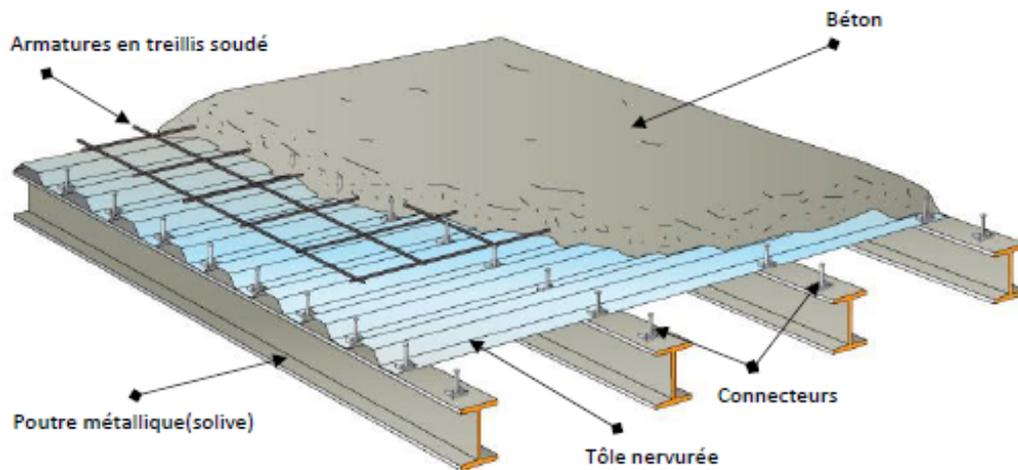


FIG. 4.1 – Éléments constituant le plancher collaborant

Pour le calcul, il faut tenir compte de deux étapes distinctes :

Phase de construction

La phase de construction correspond au moment où la dalle est coulée et que le béton n'a pas encore atteint sa résistance maximale. Durant cette étape, la résistance repose uniquement sur la poutre métallique qui doit supporter non seulement son propre poids mais également celui de la dalle ainsi qu'une charge temporaire liée au bétonnage et à la présence des ouvriers sur la dalle. 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

À ce stade, la résistance de la structure est assurée par la section mixte qui doit supporter les charges des finitions telles que l'isolation et la chape, ainsi que les charges utiles pour lesquelles elle a été conçue. 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.

4.3 Étude en phase de construction

Dans cette phase, les charges appliquées sont les suivantes :

- Poids propre du béton frais : $G_{\text{béton}} = 2.5 \text{ kN/m}^2$
- Poids propre de la tôle TN40 : $G_{\text{tôle}} = 0.1 \text{ kN/m}^2$
- Surcharge de chantier (ouvriers et matériel) : $Q_{\text{chantier}} = 1.5 \text{ kN/m}^2$

Selon les normes de l'Eurocode 4, l'épaisseur totale minimale de la dalle mixte doit être d'au moins 80 mm. L'épaisseur du béton h_c , mesurée à partir de la surface plane du sommet des nervures de la tôle, ne doit pas être inférieure à 40 mm.

Dans le cas présent, l'épaisseur totale de la dalle, incluant le béton et la tôle TN40, est de 11 cm pour l'étage courant et 14 cm pour l'étage sous-sol. Il est également nécessaire de prévoir un étayage à mi-travée pour supporter les solives pendant cette phase.

La figure suivante fig.4.2 représente dimension de la dalle et tôle :

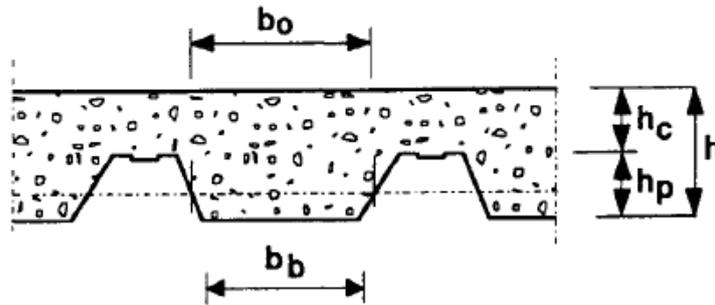


FIG. 4.2 – dimension de la dalle et tôle

4.3.1 Étage courant

Les calculs et vérifications pour l'étude d'un plancher en étage courant sont les mêmes que pour l'étage restaurant situé au 24ème étage.

4.3.1.1 Condition de flèche

Lors de la phase de prédimensionnement, le profilé choisi pour les solives est un IPE160. On vérifie la condition de flèche pour ce profilé en considérant l'inertie mixte (béton/acier).

Flèche différée : correspond à la déformation qui se produit progressivement dans une structure au fil du temps sous l'effet de charges permanentes et de charges variables. Elle est causée par des facteurs tels que la déformation du matériau, la relaxation des contraintes et les déformations dues à la température. La flèche différée se développe lentement et atteint son amplitude maximale à long terme.

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

Tel que :

$$f_{\text{différée}} = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y}$$

Et

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

Nous avons :

$$q_s = (G_{\text{béton}} + G_{\text{tôle}} + Q_{\text{chantier}}) \times e + P = (25 \times 0.11 + 0.1 + 1.5) \times 1.3 + 0.158 = 5.81 \text{ kN/m}$$

Donc :

$$f_{\text{différée}} = \frac{5 \times 5.81 \times 3.9^4}{384 \times 2.1 \times 869} \leq f_{\text{admissible}} = \frac{3.9}{250}$$

Vérification :

$$f_{\text{différée}} = 0.0095 \text{ m} \leq f_{\text{admissible}} = 0.0159 \text{ m} \quad \checkmark \quad \text{Vérifié}$$

4.3.1.2 Vérification à la flexion

Pendant cette étape, il est nécessaire de contrôler si la condition de résistance à la flexion est satisfaite. Pour cela, il faut vérifier si le moment fléchissant sollicitant M_{sd} satisfait à la formule suivante :

$$M_{sd} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} \leq M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}}$$

Nous avons :

$$q_u = 1.35 ((G_{\text{béton}} + G_{\text{tôle}}) \cdot e + P) + 1.5 \cdot (Q_{\text{chantier}} \cdot e)$$

$$q_u = 1.35 ((25 \cdot 0.11 + 0.1) \cdot 1.3 + 0.158) + 1.5 \cdot (1.5 \cdot 1.3)$$

$$q_u = 8.14 \text{ kN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{8.14 \cdot 3.9^2}{8} = 15.47 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{124 \cdot 275 \cdot 10^{-3}}{1.1} = 31 \text{ kN.m}$$

Vérification :

$$M_{sd} = 15.47 \text{ kN.m} \leq M_{pl,Rd} = 31 \text{ kN.m} \quad \checkmark \quad \text{Vérfié}$$

On vérifie la condition sur la contrainte également :

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

$$\sigma_f = \frac{15.47 \cdot 10^{-3} \cdot 0.08}{869 \cdot 10^{-8}} < 275 \text{ MPa}$$

$$\sigma_f = 142.41 \text{ MPa} < 275 \text{ MPa} \quad \checkmark \quad \text{Vérfié}$$

4.3.1.3 Vérification au cisaillement

On passe à la vérification de la condition de résistance au cisaillement. L'effort tranchant sollicitant V_{sd} doit vérifier la formule suivante :

$$V_{sd} = \frac{q_u \cdot L}{2} \leq V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\gamma_{M_0} \cdot \sqrt{3}}$$

$$V_{sd} = \frac{8.14 \cdot 3.9}{2} \leq V_{pl,Rd} = \frac{9.66 \cdot 275 \times 10^{-1}}{1.1 \cdot \sqrt{3}}$$

$$V_{sd} = 15.87 \text{ kN} \leq V_{pl,Rd} = 139.4 \text{ kN} \quad \checkmark \quad \text{Vérfié}$$

La condition de résistance au cisaillement est donc vérifiée.

Selon le C.C.M. 97, à condition que la valeur de calcul V_{sd} de l'effort tranchant ne dépasse pas 50% de la résistance plastique de calcul au cisaillement $V_{pl,Rd}$, il n'est pas nécessaire de réduire les résistances à la flexion.

Dans notre cas :

$$0.5 \cdot V_{pl,Rd} = 69.7 \text{ kN} > V_{sd} = 15.87 \text{ kN}$$

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

4.3.2 Etage sous-sol (parking)

4.3.2.1 Condition de flèche

Lors de la phase de pré dimensionnement, le profilé choisi pour les solives est un IPE160. On vérifie la condition de flèche pour ce profilé en considérant l'inertie mixte (béton / acier).

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

où

$$f_{\text{différée}} = \frac{5 \cdot q_s \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_y}$$

et

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

Nous avons :

$$q_s = (G_{\text{béton}} + G_{\text{tôle}} + Q_{\text{chantier}}) \cdot e + P = (25 \cdot 0.14 + 0.1 + 1.5) \cdot 1.3 + 0.158$$

Lors de la phase de pré dimensionnement, le profilé choisi pour les solives est un IPE160. On vérifie la condition de flèche pour ce profilé en considérant l'inertie mixte (béton / acier).

$$q_s = (G_{\text{béton}} + G_{\text{tôle}} + Q_{\text{chantier}}) \cdot e + P = (25 \times 0.14 + 0.1 + 1.5) \times 1.3 + 0.158$$

$$q_s = 6.9 \text{ kN/m}$$

Donc :

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

$$f_{\text{différée}} = \frac{5 \times 6.9 \times 3.9^4}{384 \times 2.1 \times 869} \leq \frac{3.9}{250}$$

$$f_{\text{différée}} = 0.011 \text{ m} \leq 0.0159 \text{ m} \quad \checkmark \text{ Vérifié}$$

4.3.2.2 Vérification à la flexion

Pendant cette étape, il est nécessaire de contrôler si la condition de résistance à la flexion est satisfaite. Pour cela, il faut vérifier si le moment fléchissant sollicitant M_{sd} satisfait à la formule suivante :

$$M_{sd} = \frac{qu \cdot L^2}{8} \leq M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}}$$

Nous avons :

$$q_u = 1.35 ((G_{\text{béton}} + G_{\text{tôle}}) \cdot e + P) + 1.5 (Q_{\text{chantier}} \cdot e)$$

$$q_u = 1.35 ((25 \times 0.14 + 0.1) \times 1.3 + 0.158) + 1.5 \times 1.5 \times 1.3$$

$$q_u = 9.46 \text{ kN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{qu \cdot L^2}{8} = \frac{9.46 \times 3.9^2}{8} = 17.98 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{124 \times 275 \times 10^{-3}}{1.1} = 31 \text{ kN.m}$$

Nous avons :

$$M_{sd} = 17.98 \text{ kN.m} \leq M_{pl,Rd} = 31 \text{ kN.m} \quad \checkmark \text{ Vérifié}$$

On vérifie la condition sur la contrainte également :

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

$$\sigma_f = \frac{17.98 \times 10^{-3} \cdot 0.08}{869 \times 10^{-8}} < 275 \text{ MPa}$$

$$\sigma_f = 163.5 \text{ MPa} < 275 \text{ MPa} \quad \checkmark \text{ Vérifié}$$

4.3.2.3 Vérification au cisaillement

On passe à la vérification de la condition de résistance au cisaillement. L'effort tranchant sollicitant V_{sd} doit vérifier la formule suivante :

$$V_{sd} = \frac{qu \cdot L}{2} \leq V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\gamma_{M_0} \cdot \sqrt{3}}$$

$$V_{sd} = \frac{9.46 \times 3.9}{2} \leq V_{pl,Rd} = \frac{9.66 \times 275 \times 10^{-1}}{1.1 \cdot \sqrt{3}}$$

$$V_{sd} = 18.45 \text{ kN} \leq V_{pl,Rd} = 139.4 \text{ kN} \quad \checkmark \text{ Vérifié}$$

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

$$0.5V_{pl,Rd} = 69.7 \text{ kN} > V_{sd} = 18.45 \text{ kN}$$

Donc la vérification de l'interaction n'est donc pas nécessaire.

4.4 Etude en phase finale

Au cours de cette étape, la section mixte reprend la charge, tandis que l'étaieement placé lors de la construction est retiré. Les charges à prendre en compte sont les suivantes :

- Poids propre du béton durci : $G_{\text{béton}} = 2.5 \text{ kN/m}^2$
- Poids propre de la tôle TN40 : $G_{\text{tôle}} = 0.1 \text{ kN/m}^2$
- Poids propre de la solive
- Charge d'exploitation : $Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$

4.4.1 Etage courant

De même, pour la phase finale, les calculs et les vérifications pour l'étude d'un plancher en étage courant sont les mêmes que pour l'étage restaurant situé au 24^{ème} étage. Il est impératif de déterminer les caractéristiques de la section mixte afin de poursuivre la vérification finale.

4.4.1.1 Propriétés de la section mixte

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

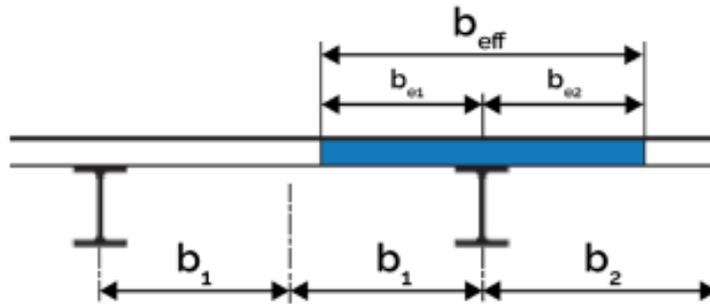


FIG. 4.3 – Largeur participante de la dalle b_{eff}

L'Eurocode 4 propose la formule suivante pour le calcul de la largeur b_{eff} :

$$b_{eff} = \text{votre formule}$$

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

Avec :

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

Où :

l_0 : longueur de la solive

b_i : espacement entre solives

On trouve donc :

$$b_{e1} = b_{e2} = \min\left(\frac{3.9}{8}, \frac{1.3}{2}\right) = 0.488 \text{ m}$$

$$b_{eff} = 2b_{e1} = 0.976 \text{ m}$$

4.4.1.1.2 Axes neutres Le calcul de la position de l'axe neutre élastique de la section mixte (acier-béton) se fait en égalisant les moments statiques de l'acier et du béton par rapport à la fibre supérieure de la dalle. La figure suivante illustre le diagramme des contraintes.

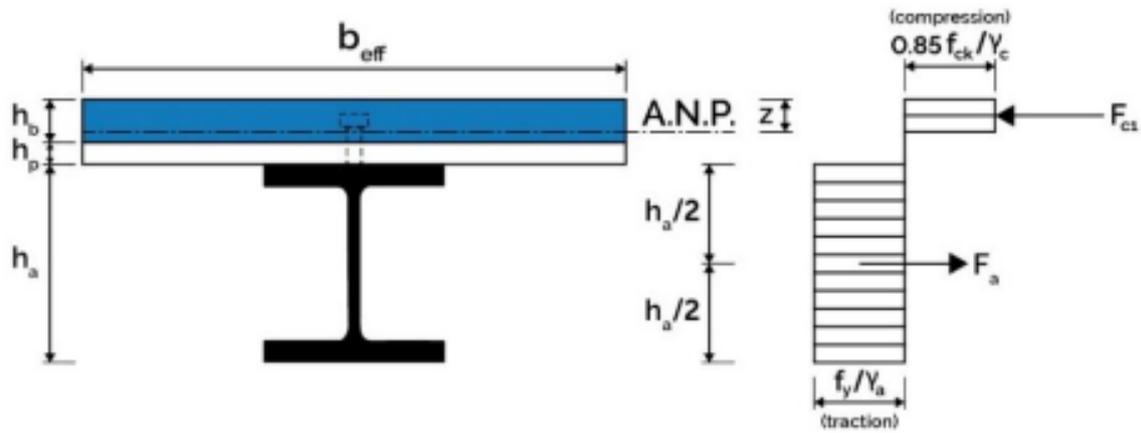


FIG. 4.4 – Diagramme des contraintes et position de l'axe neutre

$$m_{sa} = m_{sb}$$

Avec :

- Moment statique de la solive (m_{sa}) :

$$m_{sa} = \frac{A_a \times h_a}{2}$$

- Moment statique de la dalle en béton (m_{sb}) :

$$m_{sb} = \frac{A_b \times h_b}{2\eta}$$

- A_a, A_b : section de la solive et de la dalle respectivement ;
- h_a, h_b : hauteur de la solive et hauteur de la dalle respectivement ;
- η : coefficient d'équivalence acier/béton défini par : $\eta = \frac{E_a}{E'_c}$;
- E_a : module d'élasticité de l'acier de construction ;
- E'_c : module équivalent du béton, en général pris égal à $\frac{E_{cm}}{2}$;
- E_{cm} : module d'élasticité sécant du béton.

Pour un béton de classe C40/50, la valeur typique du module d'élasticité sécant du béton est d'environ 30.5 GPa. Cependant, cette valeur peut varier en fonction de plusieurs facteurs tels que la composition exacte du béton, les conditions de l'environnement, etc. Nous avons :

$$E'_c = \frac{E_{cm}}{2} = 15.25 \text{ GPa}$$

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

$$m_{sa} = \frac{A_a \times h_a}{2} = \frac{20.1 \times 10^{-4} \times 0.16}{2} = 1.6 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$m_{sb} = \frac{A_b \times h_b}{2\eta} = \frac{0.976 \times 0.11 \times 0.11}{2 \times 13.77} = 4.29 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$m_{sb} = 4.29 \times 10^{-4} \text{ m}^2 > m_{sa} = 1.6 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

La position de l'axe neutre élastique de la section mixte est localisée dans la dalle, ce qui peut être déterminé en résolvant l'équation du deuxième degré suivante :

$$A_a \times \left(\frac{h_a}{2} + h_c - Z_e \right) = \frac{(Z_e^2 \times beff)}{2\eta}$$

On obtient :

$$Z_e = 0.0681 \text{ m} = 6.81 \text{ cm}$$

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 :

$$F_{acier} = \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} \quad ; \quad F_{beton} = \frac{A_b \times 0.85 f_{ck}}{\gamma_b}$$

$$F_{acier} = \frac{20.1 \times 10^{-4} \times 275}{1.1} = 0.5 \text{ MN}$$

$$F_{beton} = \frac{0.976 \times 0.1 \times 0.85 \times 40}{1.5} = 2.43 \text{ MN}$$

Dans la section mixte, l'axe neutre plastique est positionné dans la dalle et on le détermine à partir de la formule suivante :

$$z_p = \frac{F_{acier}}{(beff \times 0.85 f_{ck}) / \gamma_b} = \frac{0.5}{(0.976 \times 0.85 \times 40) / 1.5}$$

On obtient :

$$Z_p = 0.0226 \text{ m} = 2.26 \text{ cm}$$

4.4.1.1.3 Inertie mixte homogénéisée La formule pour calculer l'inertie mixte homogénéisée utilise le centre de gravité de la section mixte comme référence.

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

On obtient :

$$I_b = \frac{beff \times h_b^3}{12} = \frac{0.976 \times 0.11^3}{12} = 1.08 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$A_b = beff \times h_b = 0.976 \times 0.11 = 0.107 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} \frac{I}{Z_e} &= 8.69 \times 10^{-8} + 20.1 \times 10^{-4} \left(\frac{0.16}{2} + 0.11 - 0.0681 \right)^2 \\ &+ \frac{1}{13.77} \left(1.08 \times 10^{-4} + 0.976 \times 0.11 \left(\frac{0.0681}{2} \right)^2 \right) \end{aligned}$$

$$\frac{I}{Z_e} = 5.462 \times 10^{-5} \text{ m}^4 = 5462 \text{ cm}^4$$

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

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

On a :

$$q_s = (G_{\text{béton}} + G_{\text{tôle}} + Q) \times e + P = (25 \times 0.11 + 0.1 + 2.5) \times 1.3 + 0.158$$

$$q_s = 7.11 \text{ kN/ml}$$

$$f_{\text{différée}} = \frac{5 \times 7.11 \times 3.9^4}{384 \times 2.1 \times 2724} = 0.0037 \text{ m} \leq f_{\text{admissible}} = 0.0156 \text{ m} \quad \checkmark \text{ Vérifié}$$

4.4.1.1.5 Vérification du moment plastique Au cours de cette étape, on effectue une vérification de la résistance à la flexion. La formule suivante doit être satisfaite par le moment fléchissant M_{sd} soumis à la contrainte :

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

Nous avons :

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

$$q_u = 1.35 ((25 \times 0.11 + 0.1) \times 1.3 + 0.158) + 1.5(2.5 \times 1.3)$$

$$q_u = 10.1 \text{ kN/m}$$

$$M_{\text{sd}} = \frac{10.1 \times 3.9^2}{8} \leq M_{\text{pl,Rd}} = 500 \left(\frac{0.16}{2} + 0.1 - \frac{0.0681}{2} \right)$$

$$M_{\text{sd}} = 19.18 \text{ kN.m} \leq M_{\text{pl,Rd}} = 72.97 \text{ kN.m} \quad \checkmark \text{ Vérifié}$$

4.4.1.1.6 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 :

$$V_{\text{sd}} = \frac{q_u L}{2} \leq V_{\text{pl,Rd}} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\gamma_{M_0} \sqrt{3}}$$

$$V_{\text{sd}} = \frac{10.1 \cdot 3.9}{2} \leq V_{\text{pl,Rd}} = \frac{275 \cdot 9.66 \times 10^{-1}}{1.1 \sqrt{3}}$$

Donc on a :

$$V_{\text{sd}} = 19.69 \text{ kN} \leq V_{\text{pl,Rd}} = 139.43 \text{ kN} \quad \checkmark \text{ Vérifié}$$

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

Selon le CCM 97, à condition que la valeur de calcul V_{sd} de l'effort tranchant ne dépasse pas 50

$$0.5 \cdot V_{\text{pl,Rd}} = 69.715 \text{ kN} > V_{\text{sd}} = 19.69 \text{ kN} \quad \checkmark \text{ Vérifié}$$

4.4.1.1.7 Vérification des flèches : On vérifie la condition de flèche pour la somme des deux phases (la phase de construction et la phase finale) :

$$f_{\text{différée finale}} = f_1 + f_2 = 0.0095 + 0.0037 = 0.0132 \text{ m} < f_{\text{adm}} = 0.0156 \text{ m} \quad \checkmark \text{ Vérifié}$$

Les deux conditions sont donc vérifiées.

4.4.1.1.8 Vérification du voilement de l'âme : Au cours de cette étape, on effectue une vérification pour s'assurer qu'il n'y a pas de déformation en non-voilement par cisaillement. Dans le cas d'une âme non raidie, nous avons :

$$\frac{d}{t_w} < 69\epsilon$$

$$\frac{127.2}{5} < 69 \times 1$$

$$\frac{d}{t_w} = 25.44 < 69\epsilon = 69 \quad \checkmark \text{ Vérifié}$$

4.4.2 Étage Sous-sol (Parking)

4.4.2.1 Propriétés de la section mixte

4.4.2.1.1 Largeur participante de la dalle : La largeur de la dalle collaborante participante à l'inertie globale de la section mixte est donnée d'après l'Eurocode, et il propose la formule suivante pour le calcul de la largeur b_{eff} :

$$b_{\text{eff}} = b_{\text{eff1}} + b_{\text{eff2}}$$

$$\text{Avec : - } b_{\text{effi}} = \min\left(\frac{l_0}{8}, \frac{b_i}{2}\right)$$

Où : - l_0 : longueur de la solive. - b_i : espacement entre solives.

On trouve donc :

$$b_{\text{eff1}} = b_{\text{eff2}} = \min\left(\frac{3.9}{8}, \frac{1.3}{2}\right) = 0.488 \text{ m}$$

$$b_{\text{eff}} = 2b_{\text{eff1}} = 0.976 \text{ m}$$

4.4.2.1.2 Axes neutres : Le calcul de la position de l'axe neutre élastique de la section mixte (acier-béton) se fait en égalisant les moments statiques de l'acier et du béton par rapport à la fibre supérieure de la dalle.

Nous avons donc :

$$m_{s,a} = \frac{A_a \cdot h_a}{2} = \frac{20.1 \times 10^{-4} \times 0.16}{2} = 1.6 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$m_{s,b} = \frac{A_b \cdot h_b}{2\eta} = \frac{0.976 \times 0.14 \times 0.14}{2 \times 13.77} = 6.95 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

On a donc : $m_{s,b} = 6.95 \times 10^{-4} \text{ m}^2 > m_{s,a} = 1.6 \times 10^{-4} \text{ m}^2$

La position de l'axe neutre élastique de la section mixte est localisée dans la dalle, ce qui peut être déterminé en résolvant l'équation du deuxième degré suivante :

$$A_a \cdot \left(\frac{h_a}{2} + h_c - Z_e \right) = \frac{Z_e^2 \cdot b_{\text{eff}}}{2\eta}$$

On obtient :

$$Z_e = 0.0252 \text{ m} = 2.52 \text{ cm}$$

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 :

$$F_{a,\text{acier}} = \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} = \frac{20.1 \times 10^{-4} \times 275}{1.1} = 0.5 \text{ MN}$$

$$F_{b,\text{béton}} = \frac{A_b \times 0.85 f_{ck}}{\gamma_b} = \frac{0.976 \times 0.1 \times 0.85 \times 40}{1.5} = 2.21 \text{ MN}$$

Dans la section mixte, l'axe neutre plastique est positionné dans la dalle et on le détermine à partir de la formule suivante :

$$Z_p = \frac{F_a}{\left(\frac{b_{\text{eff}} \times 0.85 f_{ck}}{\gamma_b} \right)} = \frac{0.5}{\left(\frac{0.976 \times 0.85 \times 40}{1.5} \right)}$$

On obtient :

$$Z_p = 0.0226 \text{ m} = 2.26 \text{ cm}$$

4.4.2.1.3 Inertie mixte homogénéisée : L'inertie mixte homogénéisée est calculée en utilisant le centre de gravité de la section mixte comme référence. La formule est la suivante :

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

On obtient :

$$I_b = \frac{b_{\text{eff}} \times h^3}{12} = \frac{0.976 \times 0.14^3}{12} = 2.23 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$A_b = b_{\text{eff}} \times h_b = 0.976 \times 0.14 = 0.136 \text{ m}^2$$

$$\frac{I}{Z_e} = 8.69 \times 10^{-8} + 20.1 \times 10^{-4} \left(\frac{0.16}{2} + 0.14 - 0.0252 \right)^2$$

$$+ \frac{1}{13.77} \left(2.23 \times 10^{-4} + 0.976 \times 0.14 \left(\frac{0.0252}{2} \right)^2 \right)$$

On obtient :

$$\frac{I}{Z_e} = 1.027 \times 10^{-5} \text{ m}^4 = 1027 \text{ cm}^4$$

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

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

On a :

$$q_s = (G_{\text{béton}} + G_{\text{tôle}} + Q) \cdot e + P = (25 \cdot 0.14 + 0.1 + 2.5) \cdot 1.3 + 0.158$$

$$q_s = 8.08 \text{ kN/ml}$$

$$f_{\text{différée}} = \frac{5 \cdot 8.08 \cdot 3.9^4}{384 \cdot 2.1 \cdot 2724} = 0.0042 \text{ m} \leq f_{\text{admissible}} = 0.0156 \text{ m} \quad \checkmark \quad \text{Vérifié}$$

4.4.2.1.5 Vérification du moment plastique : Au cours de cette étape, on effectue une vérification de la résistance à la flexion. La formule suivante doit être satisfaite par le moment fléchissant M_{sd} soumis à la contrainte :

$$M_{sd} = \frac{qu \cdot L^2}{8} \leq M_{pl,Rd} = F_a \left(\frac{ha/2 + h_b - ze/2}{2} \right)$$

Nous avons :

$$q_u = 1.35 ((G_{\text{béton}} + G_{\text{tôle}}) \cdot e + P) + 1.5(Q \cdot e)$$

$$q_u = 1.35 ((25 \cdot 0.14 + 0.1) \cdot 1.3 + 0.158) + 1.5 \cdot (2.5 \cdot 1.3)$$

$$q_u = 11.4 \text{ kN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{11.4 \cdot 3.9^2}{8} \leq M_{pl,Rd} = 500 \left(\frac{ha/2 + h_b - ze/2}{2} \right)$$

$$M_{sd} = 21.68 \text{ kN.m} \leq M_{pl,Rd} = 72.97 \text{ kN.m} \quad \checkmark \quad \text{Vérifié}$$

4.4.2.1.6 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 :

$$V_{sd} = \frac{qu \times L}{2} \leq V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\gamma_{M_0} \sqrt{3}}$$

En substituant les valeurs numériques, on obtient :

$$V_{sd} = \frac{11.4 \times 3.9}{2} \leq V_{pl,Rd} = \frac{275 \times 9.66 \times 10^{-1}}{1.1 \sqrt{3}}$$

Donc on a : $V_{sd} = 22.23 \text{ kN} \leq V_{pl,Rd} = 139.43 \text{ kN} \quad \checkmark \quad \text{Vérifié}$

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

$$0.5V_{pl,Rd} = 69.715 \text{ kN} > V_{sd} = 22.23 \text{ kN} \quad \checkmark \quad \text{Vérifié}$$

4.4.2.1.7 Vérification des flèches On vérifie la condition de flèche pour la somme des deux phases (la phase de construction et la phase finale) :

$$f_{\text{différée finale}} = f_1 + f_2 = 0.01 + 0.0042 = 0.0142 \text{ m} < f_{\text{adm}} = 0.0156 \text{ m} \quad \checkmark \quad \text{Vérifié}$$

Les deux conditions sont donc vérifiées.

4.4.2.1.8 Vérification du voilement de l'âme : On effectue une vérification pour la condition du non-voilement par cisaillement. Dans le cas d'une âme non raidie, nous avons :

$$\frac{d}{t_w} < 69\epsilon$$

$$\frac{127.2}{5} < 69 \times 1$$

$$\frac{d}{t_w} = 25.44 < 69\epsilon = 69 \quad \checkmark \text{ Vérifié}$$

4.5 Etude des connecteurs

Afin d'assurer le bon fonctionnement du plancher collaborant, il est essentiel que la connexion entre la solive métallique et la dalle en béton se fasse sans glissement. Des connecteurs, des éléments de liaison en métal soudés sur la semelle supérieure de la solive, sont utilisés pour ce faire. Ils ont pour rôle de résister aux déplacements relatifs entre l'acier et le béton, ainsi que de transmettre l'effort de cisaillement entre la dalle en béton et la solive, qui correspond à l'effort de glissement.

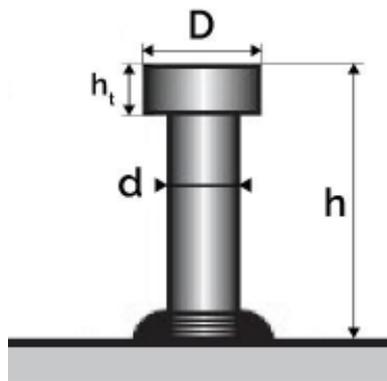


FIG. 4.5 – Schéma du goujon à tête

4.5.1 Choix des connecteurs

Pour tous les étages, on choisit le même type de goujons soudés tel que :

- Diamètre de la tige $d = 16$ mm
- Diamètre $D \geq 1.5d$
- Hauteur totale h
- Résistance ultime en traction $f_u = 430$ MPa.

4.5.2 Résistance de calcul des connecteurs

Pour les goujons à tête, la résistance de calcul est donnée par la formule suivante :

$$P_{rd1} = 0.29\alpha d^2 \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}} \times \frac{kt}{\gamma_v} \leq P_{rd2} = 0.8f_u \left(\frac{\pi d^2}{4} \right) \times \frac{kt}{\gamma_v}$$

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

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

- $k_t = \frac{0.7}{\sqrt{N_r} \times \frac{b_0}{h_p} \times \left(\frac{h}{h_p} - 1 \right)}$
- $N_r = 1$: nombre de goujons par nervure
- h : Hauteur hors-tout du goujon
- b_0 : largeur de la nervure de la tôle
- h_p : hauteur de la nervure de la tôle TN40
- $\gamma_v = 1.25$: coefficient partiel de sécurité à l'ELU

Après simplification, on obtient la formule suivante :

$$0.29\alpha\sqrt{f_{ck} \times E_{cm}} \leq 0.8f_u\frac{\pi}{4}$$

On a donc :

$$\alpha \leq 0.84$$

On choisit :

$$\alpha = 0.8$$

Donc :

$$h \geq 3d = 3 \times 16 = 48 \text{ mm}$$

On prend :

$$h = 50 \text{ mm}$$

On obtient :

$$k_t = \frac{0.7}{\sqrt{N_r} \times \frac{b_0}{h_p} \times \left(\frac{h}{h_p} - 1 \right)} = \frac{0.7}{\sqrt{1} \times \frac{35}{40} \times \left(\frac{50}{40} - 1 \right)} = 0.153$$

Enfin :

$$\begin{aligned} P_{rd} &= \min(P_{rd1}, P_{rd2}) \\ &= \min\left(0.29 \times \alpha \times d^2 \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}} \times \frac{k_t}{\gamma_v}, 0.8 \times f_u \times \frac{\pi d^2}{4} \times \frac{k_t}{\gamma_v}\right) \\ &= \min\left(0.29 \times 0.8 \times 162 \sqrt{40 \times 30500} \times \frac{0.153}{1.25}, 0.8 \times 430 \times \frac{\pi 16^2}{4} \times \frac{k_t}{1.25}\right) \\ P_{rd} &= \min(8.029 \text{ kN}, 8.465 \text{ kN}) = 8.029 \text{ kN} \end{aligned}$$

4.5.3 Nombre et espacement des connecteurs

Le nombre de goujons est déterminé par la formule suivante :

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

Avec :

- n : nombre de connecteurs.
- V_l : effort de cisaillement longitudinal et égal à $\min(F_a, F_c) = 0.5 \text{ MN}$.
- P_{rd} : La résistance de cisaillement d'un connecteur isolé.

On obtient :

$$n = \frac{500}{8.029} \approx 60.3 \quad (\text{arrondi à } 61)$$

Donc on fixe 61 goujons sur une travée de solive.

L'espacement des connecteurs est donné par la formule suivante :

$$S = \frac{L}{n - 1},$$

où

- L est la longueur de la solive,
- n est le nombre de connecteurs.

$$S = \frac{390}{61 - 1} = 6.5 \text{ cm}$$

La tôle TN40 est connue pour avoir une adhérence moins efficace entre les solives et le béton par rapport à la tôle Hi-Bond. En conséquence, il est recommandé de prévoir un espacement réduit entre les connecteurs pour assurer une liaison structurelle adéquate.

4.5.4 Etude du ferrailage de la dalle

D'après l'Eurocode 4 (Article 7.6.2.1), pour limiter la fissuration du plancher mixte, la section d'armature transversale doit être égale ou supérieure à 0,2% de l'aire de la section de béton au-dessus de la tôle nervurée pour les constructions non étayées, et à 0,4% pour les constructions étayées. On a donc l'inégalité suivante :

$$A_s > 0.4\% \times b \times h_b$$

Pour une bande de largeur de 1 mètre, on trouve :

$$A_s \geq 0.004 \times 100 \times 11 = 4.4 \text{ cm}^2/\text{m}$$

On choisit un treillis soudé de diamètre $\phi 8$ et un maillage de 100 mm [T8e10] (Annexe 4), ce qui donne une section d'armature de :

$$A_s = 5.03 \text{ cm}^2/\text{m}$$

4.6 Conclusion

L'étude du plancher mixte a confirmé le choix des profilés des solives réalisé lors de la phase pré-dimensionnement. Cette étude nous a également permis de déterminer les spécifications des connecteurs reliant la dalle en béton aux solives. Les connecteurs utilisés sont des goujons à têtes d'une hauteur de 50 mm, en raison de l'adhérence moins efficace entre la tôle TN40 (utilisée pour les solives) et le béton, un espacement de 6,5 cm entre ces connecteurs est prévu. Le treillis soudé sélectionné pour le renforcement présente un diamètre de 8 mm et un espacement de 100 mm entre les mailles.

5.1 Introduction

Comme l'activité sismique est une catastrophe soudaine, entraînant la destruction des communautés et, parfois même, des pays entiers, il est essentiel de concevoir et de construire les structures de manière appropriée afin de les rendre résistantes aux secousses sismiques principalement horizontales qui agissent sur les fondations, tout en respectant les recommandations des règlements parasismiques. Pour réaliser une analyse dynamique, il est toujours nécessaire de commencer par créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle est ensuite introduit dans un programme de calcul dynamique, ce qui permet de déterminer les modes propres de vibrations de la structure ainsi que les forces générées par l'action sismique.

5.2 Critères de classification de l'ouvrage

Cette ouvrage est classé dans ces catégories d'après les critères cités dans le Règlement Parasismique Algérien RPA99/v2003 :

- Zones sismiques : Béjaïa, zone II-A, sismicité moyenne.
- Importance de l'ouvrage : Ouvrage de grande importance, Groupe d'usage 1B.
- Sites : site meuble S_3 .
- Configuration : Bâtiment Régulier en plan et en élévation.
- Systèmes de contreventement :

Structure à ossature métallique avec contreventement par deux noyaux en béton armé (RRA99/v2003 3.4.D.14)

Le bâtiment est dans ce cas-là contreventé entièrement par deux noyaux rigides en béton armé qui reprennent la totalité de l'effort horizontal comme représenté dans la figure suivante 5.1

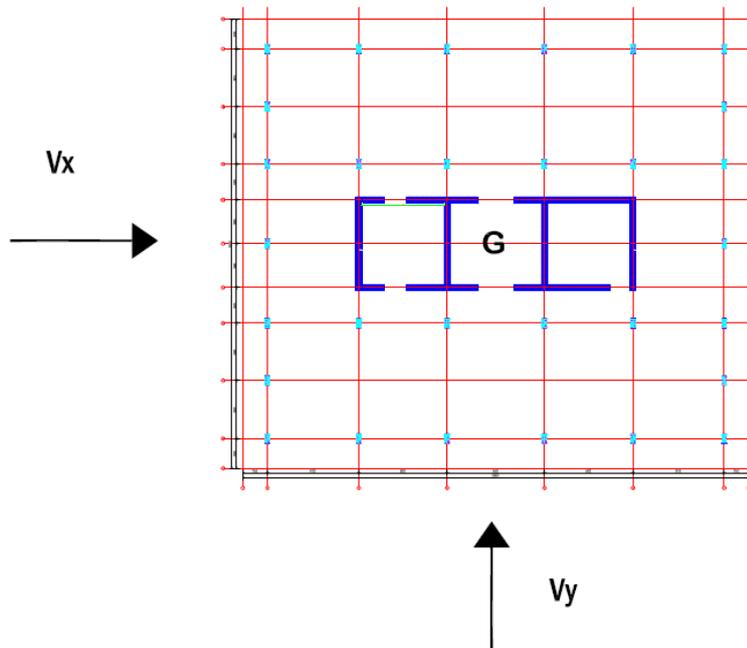


FIG. 5.1 – Vue en plan de la disposition des noyaux centraux

Principe de fonctionnement du système de contreventement :

Cette figure 5.2 représente un immeuble en ossature mixte contreventé par 2 noyaux centraux. Comment ça marche ? les force horizontales poussent sur les façades et ont tendance à "enfoncer" celles-ci. Mais les façades sont bien accrochées aux planchers collaborants (en haut et en bas et fonctionnent telle des poutres ou des planchers légères sur 2 appuis). Et les planchers mixtes fonctionnent comme des diaphragmes et sont comme d'immenses poutres mise à plat (sur 2 appuis) et dont les appuis sont les noyaux centraux. Ceux -ci sont sont comme 2 poutres verticales encastrées dans le sol et libres en tête.

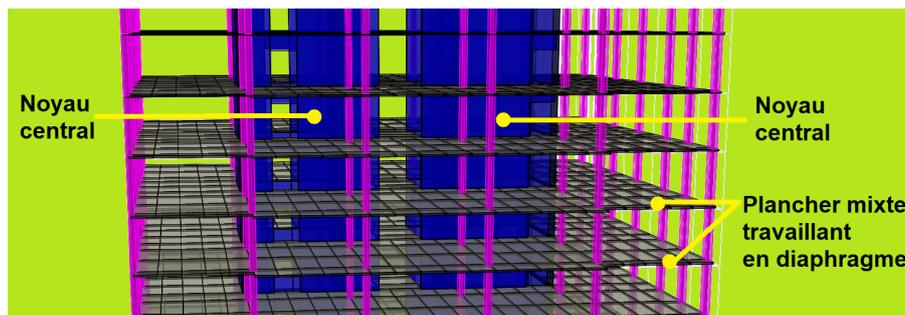


FIG. 5.2 – fonctionnement de la structure

5.3 Choix de la méthode de calcul

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir au mieux le comportement réel de l'ouvrage. Les règles parasismiques Algériennes propose trois méthodes de calcul des sollicitations.

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode temporelle (linéaire ou non-linéaire).

5.3.1 La méthode statique équivalente

La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas de notre bâtiment car la structure est en zone II-A de groupe d'usage 1B et sa hauteur dépasse les 65 m.

Donc on opte pour la **méthode modale spectrale**.

5.3.2 Méthode modale spectrale

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. Le bâtiment étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation.

5.4 Analyse dynamique & modélisation

5.4.1 Logiciel de modélisation

La réalisation d'une étude dynamique pour une structure complexe comme celle de ce projet est une tâche ardue nécessitant d'énormes calculs. Afin de simplifier le système et faciliter les calculs, on fait appel à des outils informatiques de modélisation, permettant ainsi de gagner du temps.

Pour ce projet, le logiciel "ETABS" a été choisi pour la modélisation de la structure. ETABS offre la possibilité d'effectuer une simulation détaillée de la structure et de réaliser des calculs pour des modèles très complexes. Il utilise une technique de maillage par éléments finis automatique, assurant précision, rapidité et conformité aux normes de conception en vigueur.

La figure suivante présente le modèle 3D de la structure :

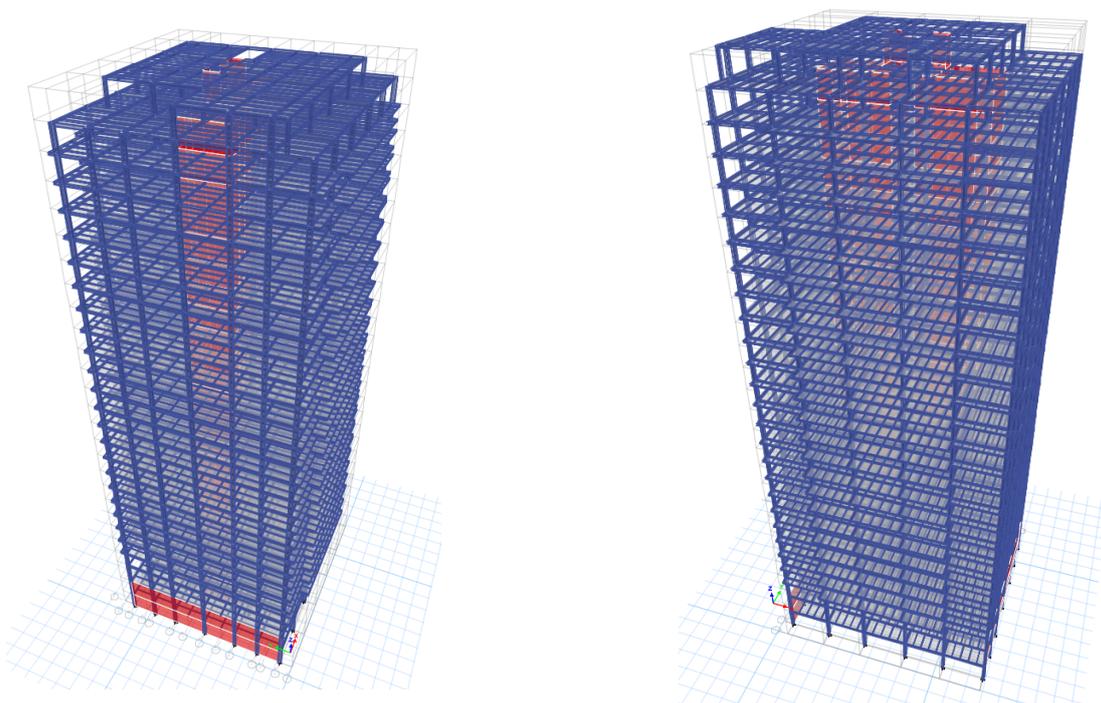


FIG. 5.3 – Modèle 3D de la structure réalisé par ETABS Ultimate version 20.0.0

5.4.2 Spectre de réponse

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse, toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement (ξ) et de la pulsation naturelle (ω).

Donc pour des accélélogrammes données si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure. 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 RPA99/v2003, le spectre de calcul est défini comme suit :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \left(\frac{Q}{R} \right) - 1 \right) \right) & ; 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta \left(1.25A \left(\frac{Q}{R} \right) \right) & ; T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(1.25A \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \right) & ; T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(1.25A \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \left(\frac{Q}{R} \right) \right) & ; T > 3s \end{cases} \quad (5.1)$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone (Tableau 4.1 RPA99/v2003)

η : facteur de correction d'amortissement (Formule 4.3 RPA99/v2003)

R : coefficient de comportement de la structure (Tableau 4.3 RPA99/v2003)

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées au site (Tableau 4.7 RPA99/v2003)

T : période fondamentale de la structure (Article 4.2.4 RPA99/v2003)

Q : facteur de qualité (Tableau RPA99/v2003)

ξ : pourcentage d'amortissement critique

Le spectre de réponse est généré par le logiciel « RPA » en introduisant les données suivantes :

- Zone sismique : II-A
- Groupe d'usage 1B : A=0.20 .
- R=3;(Ossature métallique contreventée par noyau en béton armé)
- $\xi = 10\%$ (Noyaux en Béton armé).
- $\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} = \sqrt{\frac{7}{2 + 10}} = 0.76 > 0.7$
- $T_1=0.15s, T_2=0.5s$ (site meuble S_3)
- Q=1.15

Le spectre de réponse en accélération est illustré dans la figure suivante :

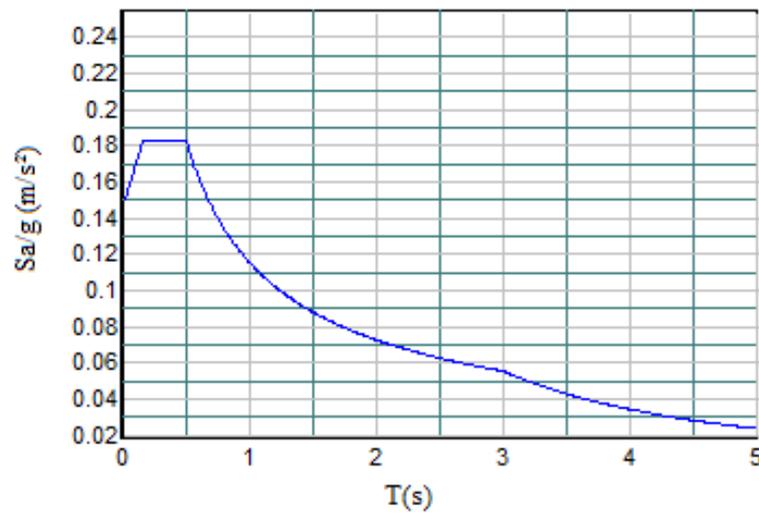


FIG. 5.4 – Représentation graphique du spectre de réponse

5.4.3 Nombre de modes de vibrations

D'après le RPA99/v2003 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 ETABS| BUILDING ANALYSIS AND DESIGN, on choisit tout d'abord pour l'analyse modale un nombre de départ de 12 modes afin de déterminer le nombre de modes nécessaires, comme l'indique le tableau suivant :

TAB. 5.1 – Résultat de l'analyse modale avec 12 modes propres

Mode	Periode (s)	Masse modale $U_x(\%)$	masse modale $U_y(\%)$	masse modale cumulée $U_x(\%)$	masse modale cumulée $U_y(\%)$	masse modale $R_z(\%)$
1	2.300	0.006	0.629	0.006	0.629	0.004
2	2.032	0.609	0.004	0.615	0.633	0.053
3	1.538	0.050	0.005	0.665	0.637	0.628
4	0.507	0.079	0.009	0.744	0.646	0.050
5	0.492	0.016	0.153	0.760	0.799	0.001
6	0.391	0.081	0.007	0.840	0.806	0.066
7	0.248	0.016	0.000	0.856	0.806	0.027
8	0.202	0.004	0.054	0.861	0.860	0.000
9	0.173	0.036	0.004	0.897	0.865	0.014
10	0.157	0.009	0.000	0.905	0.865	0.014
11	0.127	0.001	0.001	0.906	0.865	0.009
12	0.115	0.006	0.022	0.912	0.888	0.000

Remarque : la somme des 12 premiers modes n'est pas suffisante pour atteindre les 90% de la participation massique totale, donc il faut rajouter les modes supérieurs, et on retient que les 16 premiers modes comme suit :

TAB. 5.2 – Résultat final de l'analyse modale(16 modes)

Mode	Periode (s)	Masse modale $U_x(\%)$	masse modale $U_y(\%)$	masse modale cumulée $U_x(\%)$	masse modale cumulée $U_y(\%)$	masse modale $R_z(\%)$
1	2.300	0.006	0.629	0.006	0.629	0.004
2	2.032	0.609	0.004	0.615	0.633	0.053
3	1.538	0.050	0.005	0.665	0.637	0.628
4	0.507	0.079	0.009	0.744	0.646	0.050
5	0.492	0.016	0.153	0.760	0.799	0.001
6	0.391	0.081	0.007	0.840	0.806	0.066
7	0.248	0.016	0.000	0.856	0.806	0.027
8	0.202	0.004	0.054	0.861	0.860	0.000
9	0.173	0.036	0.004	0.897	0.865	0.014
10	0.157	0.009	0.000	0.905	0.865	0.014
11	0.127	0.001	0.001	0.906	0.865	0.009
12	0.115	0.006	0.022	0.912	0.888	0.000
13	0.106	0.020	0.005	0.932	0.893	0.000
14	0.100	0.000	0.000	0.932	0.893	0.013
15	0.081	0.010	0.002	0.942	0.895	0.000
16	0.077	0.000	0.006	0.942	0.900	0.005

A partir du tableau de la participation massique, nous avons :

- Le mode n°01 correspond à une translation selon l'axe y-y : le taux de participation massique est de 62.3% selon l'axe y-y.

- Le mode $n^{\circ}02$ correspond à une translation selon l'axe x-x : le taux de participation massique est de 60.9% selon l'axe x-x.
- Le mode $n^{\circ}03$ correspond à un mode de torsion de taux de participation égale à : 62.8%

Les déformées de ces trois premiers modes sont observées dans les figures suivantes :

Avec : (Affichage : Section propriétés - Objets) :

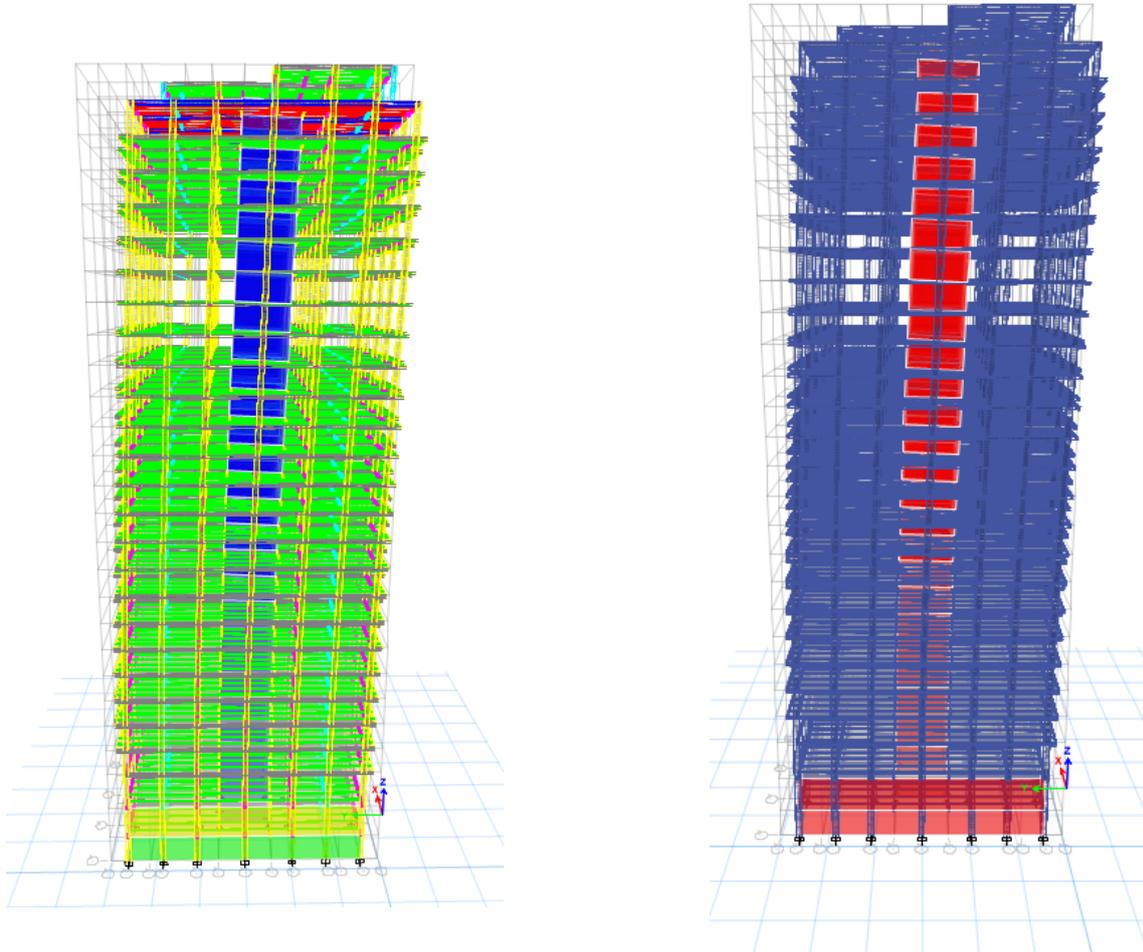
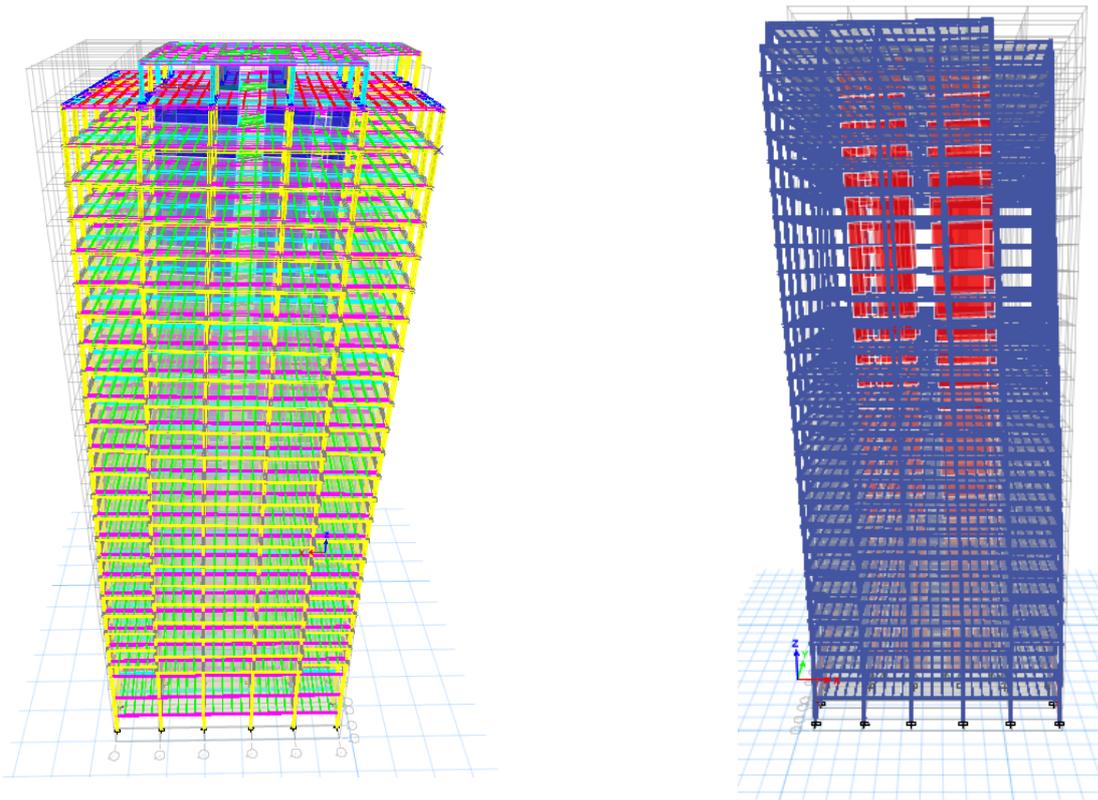
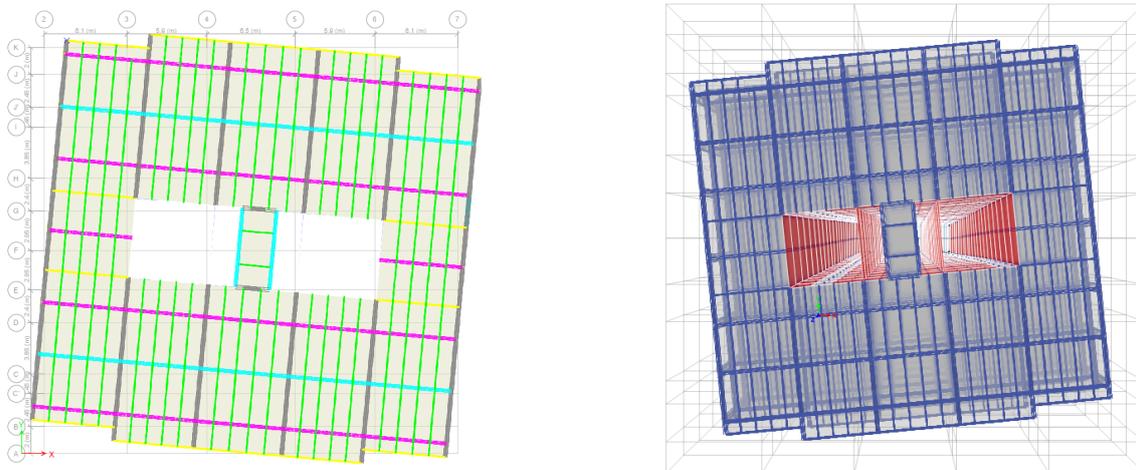


FIG. 5.5 – Déformée du 1^{er} mode : translation suivant l'axe y-y'


 FIG. 5.6 – Déformée du 2^{ème} mode : translation suivant l'axe x-x'

 FIG. 5.7 – Déformée du 3^{ème} mode : rotation autour de l'axe z-z'

5.4.4 Vérification de la force sismique à la base

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

$$V = \frac{ADQ}{R} \cdot W$$

Avec :

- A = 0.20
- R = 3
- Q = 1.15
- D : facteur d'amplification dynamique moyen

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & ; 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & ; T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & ; T \geq 3s \end{cases} \quad (5.2)$$

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

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{\frac{3}{4}} ; 0.09 \cdot \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

Tel que :

- $C_T = 0.05$ (Contreventement assuré totalement par des noyaux en béton armé)
- h_N : hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).
- $h_N = 76.75\text{m}$
- $D_x = 30.8\text{m}$
- $D_y = 30.2\text{m}$

$$\text{Donc : } \begin{cases} T_x = \min \left\{ 0.05 \times 76.75^{\frac{3}{4}} ; 0.09 \times \frac{76.75}{\sqrt{30.8}} \right\} = \min\{1.30 ; 1.24\} = 1.24\text{ s} \\ T_y = \min \left\{ 0.05 \times 76.75^{\frac{3}{4}} ; 0.09 \times \frac{76.75}{\sqrt{30.2}} \right\} = \min\{1.30 ; 1.26\} = 1.26\text{ s} \end{cases}$$

Alors : $T_2 \leq T_x \leq 3s$ et $T_2 \leq T_y \leq 3s$. ✓

$$D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.03$$

$$D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.03$$

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
- $\beta=0.2$: coefficient de pondération (Bâtiment d'habitation)

Le poids total de la structure W trouvé par le logiciel ETABS est de :

$$F_Z = 162073.3075 \text{ kN}$$

$$\text{Donc : } \boxed{W = 162073.3075 \text{ kN}}$$

La force sismique est donc :

$$V_x = V_y = \frac{ADQ}{R} \cdot W = \frac{0.2 \times 1.03 \times 1.15}{3} \times 162073.3075 = 12792.4 \text{ kN}$$

Les réactions obtenues par le logiciel ETABS selon les directions x et y pour les combinaisons d'action V_x et V_y sont les suivantes :

TAB. 5.3 – poids de la structure & force sismique

Combinaison de charge	F_X (kN)	F_Y (kN)	F_Z (kN)
Vx	12432.49	2152.91	0.00
Vy	2152.91	12754.52	0.00
W	0.00	-0.27	162073.31

Résultante des forces sismiques : Selon l'RPA99/V2003, la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. Si $V_t < 0,8V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...).

V_t : force sismique totale(combinaison des valeurs modales)

Tel que : $V_t = \sqrt{F_x^2 + F_y^2}$

TAB. 5.4 – Vérification de la condition $V_t > 0.8V$ de l'RPA99/v2003

Effort tranchant à la base	V_t	V	$\frac{0.8V}{V_t}$
Vx	12617.52	12792.4	0.81
Vy	12934.94	12792.4	0.79

✓ La condition $\frac{0.8V}{V_t} < 1$ est bien vérifiée.

5.4.5 Vérification des déplacements inter étages

Justification et exigences l'RPA99/v2003 :

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

où :

- δ_{ek} représente le déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)
- R est le coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau $k - 1$ est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Dans ces équations, δ_k représente le déplacement au niveau k , δ_{ek} représente le déplacement dû aux forces sismiques au niveau k , et R est le coefficient de comportement qui prend en compte la réponse structurelle aux forces sismiques.

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10 de l'RPA99/v2003, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

Résultat obtenue du modèle ETABS :

TAB. 5.5 – Vérification de déplacement inter-étage suivant x-x

Niveau	δ_{ek}	$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$	$\Delta_k(\text{mm})$	$0.01 \cdot h_e (\text{mm})$	$\Delta_k < 1\% \cdot h_e$
Terrasse	157.0	470.9	23.8	30.0	Vérifiée
Etage24	149.1	447.2	19.3	30.0	Vérifiée
Etage23	142.6	427.9	18.5	30.0	Vérifiée
Etage22	136.5	409.4	19.4	30.0	Vérifiée
Etage21	130.0	390.0	19.8	30.0	Vérifiée
Etage20	123.4	370.2	20.2	30.0	Vérifiée
Etage19	116.6	349.9	20.6	30.0	Vérifiée
Etage18	109.8	329.4	20.8	30.0	Vérifiée
Etage17	102.8	308.5	21.1	30.0	Vérifiée
Etage16	95.8	287.5	21.2	30.0	Vérifiée
Etage15	88.8	266.3	21.3	30.0	Vérifiée
Etage14	81.7	245.0	21.2	30.0	Vérifiée
Etage13	74.6	223.8	21.1	30.0	Vérifiée
Etage12	67.5	202.6	20.9	30.0	Vérifiée
Etage11	60.6	181.8	20.5	30.0	Vérifiée
Etage10	53.8	161.3	19.9	30.0	Vérifiée
Etage9	47.1	141.4	19.0	30.0	Vérifiée
Etage8	40.8	122.4	17.3	30.0	Vérifiée
Etage7	35.0	105.1	17.5	30.0	Vérifiée
Etage6	29.2	87.6	16.8	30.0	Vérifiée
Etage5	23.6	70.8	15.7	30.0	Vérifiée
Etage4	18.3	55.0	14.3	30.0	Vérifiée
Etage3	13.6	40.7	12.4	30.0	Vérifiée
Etage2	9.4	28.3	8.4	30.0	Vérifiée
Etage1	6.6	19.9	12.0	42.5	Vérifiée
RDC	2.6	7.9	6.1	37.8	Vérifiée
S.S1	0.6	1.8	1.8	30.6	Vérifiée

TAB. 5.6 – Vérification de déplacement inter-étage suivant y-y

Niveau	δ_{ek}	$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$	Δ_k (mm)	$0.01 \cdot h_e$ (mm)	$\Delta_k < 1\% \cdot h_e$
Terrasse	201.6	604.8	19.9	30.0	Vérifiée
Etage24	195.0	584.9	26.1	30.0	Vérifiée
Etage23	186.3	558.8	27.4	30.0	Vérifiée
Etage22	177.1	531.4	27.7	30.0	Vérifiée
Etage21	167.9	503.7	28.0	30.0	Vérifiée
Etage20	158.6	475.7	28.3	30.0	Vérifiée
Etage19	149.1	447.4	28.5	30.0	Vérifiée
Etage18	139.6	418.9	28.6	30.0	Vérifiée
Etage17	130.1	390.2	28.7	30.0	Vérifiée
Etage16	120.5	361.5	28.7	30.0	Vérifiée
Etage15	111.0	332.9	28.5	30.0	Vérifiée
Etage14	101.4	304.3	28.3	30.0	Vérifiée
Etage13	92.0	276.0	27.9	30.0	Vérifiée
Etage12	82.7	248.1	27.4	30.0	Vérifiée
Etage11	73.6	220.7	26.8	30.0	Vérifiée
Etage10	64.6	193.9	26.0	30.0	Vérifiée
Etage9	56.0	167.9	25.0	30.0	Vérifiée
Etage8	47.6	142.9	23.8	30.0	Vérifiée
Etage7	39.7	119.1	22.5	30.0	Vérifiée
Etage6	32.2	96.6	20.9	30.0	Vérifiée
Etage5	25.2	75.7	19.0	30.0	Vérifiée
Etage4	18.9	56.7	16.8	30.0	Vérifiée
Etage3	13.3	39.9	14.2	30.0	Vérifiée
Etage2	8.6	25.7	11.4	30.0	Vérifiée
Etage1	4.8	14.3	11.1	42.5	Vérifiée
RDC	1.1	3.2	2.5	37.8	Vérifiée
S.S1	0.2	0.7	0.7	30.6	Vérifiée

Ccl : Les déplacements latéraux inter étage sont bien inférieurs à la limite imposée par RPA99/v2003 (< à 10% h_e) vérifiée.

5.4.6 Justification vis à vis de l'effet P- Δ

Justification et exigences l'RPA99/v2003 :

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.10$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation au dessus du niveau « k »

$$P_k = \sum_{i=k}^n W_{G_i} + 0.2 \cdot W_{q_i}$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k »

$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$$

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

h_k : hauteur de l'étage « k »

Si $0.10 < \theta_k \leq 0.20$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $\frac{1}{1 - \theta_k}$.

Si $\theta_k > 0.20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Résultat obtenue du modèle ETABS :

TAB. 5.7 – Vérification ETABS des effets P- Δ

Niveau	θ_x	θ_y		Niveau	θ_x	θ_y	
Terrasse	0.03	0.02	$\theta_k < 0.1$ Vérifiées	Etage11	0.07	0.09	$\theta_k < 0.1$ Vérifiées
Etage24	0.03	0.04		Etage10	0.07	0.09	
Etage23	0.03	0.04		Etage9	0.07	0.09	
Etage22	0.04	0.04		Etage8	0.06	0.08	
Etage21	0.04	0.05		Etage7	0.06	0.08	
Etage20	0.04	0.05		Etage6	0.06	0.08	
Etage19	0.05	0.06		Etage5	0.06	0.07	
Etage18	0.05	0.07		Etage4	0.06	0.06	
Etage17	0.05	0.07		Etage3	0.05	0.05	
Etage16	0.06	0.08		Etage2	0.03	0.04	
Etage15	0.06	0.08		Etage1	0.03	0.03	
Etage14	0.06	0.09		RDC	0.02	0.01	
Etage13	0.06	0.09		S.S1	0.01	0.00	
Etage12	0.07	0.09		S.S2	0.00	0.00	

5.5 Conclusion

L'analyse dynamique réalisée dans ce chapitre a permis de vérifier la capacité de la structure à résister aux sollicitations induites par les séismes, conformément aux dispositions du règlement parasismique algérien (RPA99/2003). Il est important de souligner que ces sollicitations sismiques se révèlent nettement plus prédominantes que les sollicitations dues au vent, tant dans la direction horizontale (axe x) que dans la direction verticale (axe y). Par conséquent, ces sollicitations sismiques ont été prises en considération lors du dimensionnement final des éléments constitutifs de l'ossature, garantissant ainsi sa résistance optimale aux séismes.

6.1 Introduction

Dans cette phase de dimensionnement, nous procédons à l'établissement des dimensions finales et définitives des éléments structurels de l'ouvrage, qui ont été préalablement prédimensionnés.

Dans notre cas, l'ossature de l'ouvrage est composée d'un système contreventé comprenant des poteaux mixtes, des poutres et des solives. Ces éléments seront dimensionnés pour résister aux diverses charges et efforts appliqués, ainsi qu'à leurs combinaisons, en tenant compte des aspects techniques et économiques, conformément aux règlements en vigueur.

La modélisation en 3D des éléments structurels de l'ouvrage a été réalisée à l'aide du logiciel "ETABS", comme illustré dans la figure suivante.

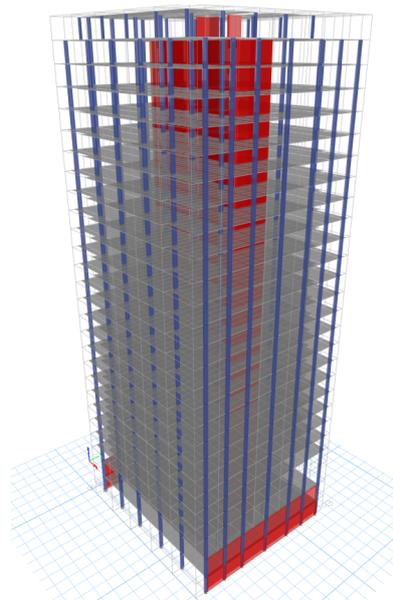


FIG. 6.1 – Modèle 3D final de la structure

6.2 Dimensionnement des poutres

Les poutres doivent être conçues pour résister aux moments fléchissant et aux efforts tranchants engendrés par la combinaison de charges la plus critique, à savoir la combinaison de charges à l'état limite ultime (1.35 G + 1.5 Q). Par conséquent, il est nécessaire de vérifier ces deux critères de résistance. Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau ci-dessous.

TAB. 6.1 – Vérifications de résistance des poutres

Etage sous sol							
Profils	$V_{sd\ max}$ (KN)	$V_{pl,rd}$ (KN)	$V_{sd} < V_{pl,rd}$	$V_{sd} < 0.5V_{pl,rd}$	$M_{sd\ max}$ (KN.m)	$M_{pl,rd}$ (KN.m)	$M_{sd} < M_{pl,rd}$
Solive IPE160	48.71	192.38	Vérifiée	Vérifiée	-0.0561	42.75	Vérifiée
Poutre Principale HEA220	31.08	264.67	Vérifiée	Vérifiée	-38.03	154.56	Vérifiée
Poutre secondaire 240	45.35	319.13	Vérifiée	Vérifiée	-54.20	201.27	Vérifiée
Etage courant							
Solive IPE160	39.95	192.38	Vérifiée	Vérifiée	-0.0492	42.75	Vérifiée
Poutre secondaire HEA220	25.14	264.67	Vérifiée	Vérifiée	-35.32	154.56	Vérifiée
Poutre principale 220	37.75	319.13	Vérifiée	Vérifiée	-46.61	201.27	Vérifiée

D'après les calculs effectués précédemment, les profils sélectionnés pour les poutres principales et secondaires des deux blocs de la structure satisfont aux exigences de résistance spécifiées par le règlement C.C.M.93 et l'Eurocode 3.

6.3 Dimensionnement des poteaux

Lors de l'introduction des composantes sismiques, les poteaux de l'ouvrage sont soumis à des efforts combinés de flexion et de compression. Il est donc nécessaire de vérifier la stabilité de ces poteaux face à ces efforts. La combinaison sismique G+Q+E_y est la plus défavorable et conduit aux efforts maximaux pour les poteaux.

Selon l'Eurocode 4, on vérifie avec la seconde méthode qui est la méthode simplifiée, qui utilise les courbes de flambement européennes des poteaux en acier et tient implicitement compte des

imperfections. Cette méthode est adaptée aux poteaux mixtes présentant une section doublement symétrique et uniforme sur leur hauteur.

Les résultats obtenus à partir du modèle de la structure analysé par le logiciel ETABS indiquent que le profilé HEM600 est recommandé pour le 2ème sous-sol, compte tenu des efforts internes suivants :

$$\begin{aligned} N_{sd} &= 8859.36 \text{ N} \\ M_{y,sd} &= 84.72 \text{ kNm} \\ M_{z,sd} &= 7.6 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Le poteau est de longueur 3.06 m à profilé en H partiellement enrobé de béton présenté par les caractéristiques suivantes :

- Acier : Profilé HEM600; $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$; $E_a = 210000 \text{ N/mm}^2$; $I_a = 189.8 \times 10^6 \text{ mm}^4$
- Béton : Section $305 \times 620 \text{ mm}^2$; Classe C40/50; $f_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$; $I_c = 3700 \times 10^6 \text{ mm}^4$
- Armatures : 6HA30 S500; $f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$; $E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$; $I_s = 42.6 \times 10^6 \text{ mm}^4$

6.3.1 Résistance du poteau à la compression axiale

Cette étape consiste à vérifier la relation suivante :

$$N_{Sd} \leq \chi_z \cdot N_{pl,Rd}$$

Avec :

$$N_{pl,Rd} = A_a \cdot \frac{f_y}{\gamma_M} + A_c \cdot 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} + A_s \cdot \frac{f_{sk}}{\gamma_s}$$

Où $N_{pl,Rd}$ et χ_z ont déjà été calculés dans le chapitre 3.

Nous avons :

$$\begin{aligned} N_{Sd} &= 8859.36 \text{ kN} \\ N_{pl,Rd} &= 16382.11 \text{ kN} \end{aligned}$$

Ainsi,

$$N_{Sd} = 8859.36 \leq \chi_z \cdot N_{pl,Rd} = 0.92 \times 16382.11 = 15071.54 \text{ kN}$$

La condition est vérifiée, le poteau résiste donc à l'effort de compression axiale.

6.3.2 Résistance du poteau à la flexion biaxiale combinée

En raison des différentes valeurs d'élanement, de moment sollicitant et de résistance à la flexion pour les deux axes, il est nécessaire, dans la plupart des cas, de procéder à une vérification du comportement biaxial. Le poteau doit être vérifié pour chaque plan de flexion. Cependant, il n'y a lieu de prendre en compte les imperfections que pour le plan où la ruine est susceptible de se produire.

Le poteau présente une résistance suffisante si :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{y,Sd} \leq 0.9 \cdot \mu_y \cdot M_{pl,y,Rd} \\ M_{z,Sd} \leq 0.9 \cdot \mu_z \cdot M_{pl,z,Rd} \quad (\text{EC-4-}\S 4.8.3.3.14) \\ \frac{M_{y,Sd}}{\mu_y \cdot M_{pl,y,Rd}} + \frac{M_{z,Sd}}{\mu_z \cdot M_{pl,z,Rd}} \leq 1 \end{array} \right.$$

Avec :

$M_{pl,y,Rd}$: Moment de flexion plastique limite dans le plan y de la section transversale du poteau.

$M_{pl,z,Rd}$: Moment de flexion plastique limite dans le plan z de la section transversale du poteau.

6.3.3 Calcul des modules de résistance plastique

On se réfère au catalogue des caractéristiques géométriques des profilés, on tire les dimensions du profilé HEM600 et on fait les calculs comme suit :

Axe fort Y-Y :

$$\begin{aligned} W_{pa} &= (h - 2 \cdot t_f)^2 \cdot \frac{t_w}{4} + b \cdot t_f \cdot (h - t_f) \\ &= (620 - 2 \cdot 40)^2 \cdot \frac{21}{4} + 305 \cdot 40 \cdot (620 - 40) \\ &= 8606.3 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

Armatures :

$$\begin{aligned} W_{ps} &= \sum_{i=1}^n A_{si} \cdot e_i \\ &= 6 \cdot 706.8 \cdot (152.5 - 50) \\ &= 434.68 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

Béton :

$$\begin{aligned} W_{pc} &= \frac{b \cdot h^2}{4} - W_{pa} - W_{ps} \\ &= \frac{30.5 \cdot 62.0^2}{4} - 8606.3 - 434.68 \\ &= 20269.4 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

Axe faible Z-Z :

$$\begin{aligned} W_{pa} &= (h - 2 \cdot t_f) \cdot \frac{t_w^2}{4} + b \cdot t_f \cdot (b - t_w) \\ &= (620 - 2 \cdot 40) \cdot \frac{21^2}{4} + 305 \cdot 40 \cdot (305 - 21) \\ &= 3524.34 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

Armatures :

$$\begin{aligned} W_{ps} &= 6 \cdot 706.8 \cdot (152.5 - 50) \\ &= 434.68 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

Béton :

$$\begin{aligned} W_{pc} &= \frac{30.5^2 \cdot 62}{4} - 3524.34 - 434.68 \\ &= 10546 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

6.3.4 Calcul des coordonnées des points de la courbe d'interaction :

Axe fort Y-Y :

Point A : Résistance en compression seule

$$N_A = N_{pl,Rd} = 16382.11 \text{ kN} \quad ; \quad M_A = 0$$

Point D : Moment résistant maximum

$$N_D = \frac{1}{2} N_{pm,Rd} = \frac{1}{2} \times 0.85 \times A_c \times f_{ck} = 1730.94 \text{ kN}$$

$$M_D = M_{\max,Rd} = W_{pa} \cdot \frac{f_y}{\gamma_a} + W_{ps} \cdot \frac{f_s}{\gamma_s} + \frac{W_{pc} \cdot 0.85 \cdot f_{ck}}{2 \cdot \gamma_c} = 3039.72 \text{ kN.m} \quad ; \quad N_D = 1730.94 \text{ kN}$$

Point B : Résistance en flexion seule

$$N_{pm,Rd} = 3461.88 \text{ kN}$$

Position de l'axe neutre :

$$h_n = \frac{N_{pm,Rd} - A_{sn} \cdot (2f_{sd} - f_{cd})}{2b \cdot f_{cd} + 2t_w \cdot (2f_{yd} - f_{cd})} = 58.9 \text{ mm} \leq \frac{h}{2} - t_f = 620/2 - 40 = 270 \text{ mm}$$

Donc, l'axe neutre se situe bien dans l'âme du profilé.

$$W_{pa_n} = t_w \cdot h_n^2 = 21 \cdot 58.9^2 = 72853.41 \text{ mm}^3$$

$$W_{ps_n} = 2 \cdot A_s \cdot (h - 2t_f) = 2 \cdot 706.8 \cdot (310 - 70) = 339264 \text{ mm}^3$$

$$W_{pc_n} = b \cdot h_n^2 - W_{ps_n} - W_{pa_n} = 305 \cdot 58.9 - 72853.41 - 339264 = 645991.64 \text{ mm}^3$$

$$M_{n,Rd} = W_{pa_n} \cdot f_{yd} + W_{ps_n} \cdot f_{cd} + \frac{W_{pc_n} \cdot f_{ck}}{2} = 177.01 \text{ kN.m}$$

$$M_B = M_{pl,Rd} = M_{\max,Rd} - M_{n,Rd} = 2862.71 \text{ kN.m} \quad ; \quad N_B = 0 \text{ kN}$$

Point C : Résistance en flexion identique à celle associée à la situation du point B mais avec une résultante non nulle en compression

$$N_C = 2N_D = 3461.88 \text{ kN}$$

$$M_C = M_B = 2862.71 \text{ kN.m}$$

Axe faible Z-Z :

Point A : Résistance en compression seule :

$$N_A = N_{pl,Rd} = 16382.11 \text{ kN}$$

$$M_A = 0$$

Point D : Moment résistant maximum :

$$\begin{aligned} ND &= \frac{1}{2} N_{pm,Rd} = \frac{1}{2} \cdot 0.85 \cdot A_c \cdot f_{ck} \\ &= \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{0.85 \cdot 233207 \cdot 40}{1.5} \right) \\ &= 1730.94 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} MD = M_{\max,Rd} &= \frac{3524.34 \cdot 10^3 \cdot 335}{1.1} + \frac{348.54 \cdot 10^3 \cdot 500}{1.15} + \frac{10546 \cdot 10^3 \cdot 0.85 \cdot 40}{2 \cdot 1.5} \\ &= 1344.38 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$ND = 1730.94 \text{ kN}$$

Point B : Résistance en flexion seule :

$$N_{pm,Rd} = 3461.88 \text{ kN}$$

Position de l'axe neutre :

$$h_n = \frac{N_{pm,Rd} - A_{sn}(2F_{sd} - f_{ck}) + t_w(2t_f - h)(2f_{yd} - f_{ck})}{2h_c f_{ck} + 4t_f(2f_{yd} - f_{ck})}$$

$$h_n = 37.06 \text{ mm}$$

$$W_{pan} = 2t_f h_n^2 - \frac{(h-2t_f)t_w^2}{4} = 2 \cdot 40 \cdot 37.062 - \frac{(620-2 \cdot 40)21^2}{4} = 50340.48 \text{ mm}^3$$

$$W_{psn} = 0 \text{ mm}^3$$

$$W_{pcn} = h h_n^2 - W_{psn} - W_{pan} = 620 \cdot 37.062 - 50340.48 - 0 = 801194.544 \text{ mm}^3$$

$$M_{n,Rd} = \frac{W_{pan} f_y}{\gamma_a} + \frac{W_{psn} f_{ck}}{2} + \frac{W_{pcn} f_{ck}}{2}$$

$$M_{n,Rd} = \frac{50340.48 \cdot 335}{1.1} + \frac{801194.544 \cdot 0.85 \cdot 40}{2 \cdot 1.5} = 24.41 \text{ kN.m}$$

$$M_B = M_{pl,Rd} = M_{\max,Rd} - M_{n,Rd} = 1344.38 - 24.41 = 1320 \text{ kN.m}$$

$$N_B = 0 \text{ kN}$$

Point C : Résistance en flexion identique à celle associée à la situation du point B mais avec une résultante non nulle en compression :

$$N_C = 2ND = 3461.88 \text{ kN} \quad ; \quad M_C = M_B = 1320 \text{ kN.m}$$

6.3.5 Calcul des coefficients μ_y et μ_z :

Formules :

$$\chi = \frac{NSd}{N_{pl} \cdot Rd} \quad ; \quad \mu = \frac{MRd}{M_{pl,Rd}}$$

$$\chi_d = \frac{NSd}{N_{pl} \cdot Rd} = \frac{8859.36}{16382.11} = 0.54$$

$$\chi_n = \frac{(1-r)}{4} \cdot \chi \quad ; \quad r = 0 \quad \text{mais} \quad \chi_n \leq \chi_d$$

$$\chi_n = 0.25\chi$$

Axe faible Z-Z :

Graphiquement (selon la courbe de la figure 6.2) Pour

$$\chi_z = 0.92 \Rightarrow \mu_k = 0.14$$

$$\chi_n = 0.25\chi = 0.25 \times 0.92 = 0.23 > 0.15 \Rightarrow \chi_n = 0.15$$

Donc

$$\mu_z = 1.015$$

Axe fort Y-Y :

Graphiquement :

Pour

$$\chi_d = 0.54 \Rightarrow \mu_d = 0.89$$

Donc

$$\mu_y = \mu_d = 0.89$$

Mais la valeur de μ_z ne doit pas dépasser 1 $\Rightarrow \mu_z = \min(\mu_y, 1) = \min(0.89, 1) = 0.89$

6.3.6 Vérifications :

Axe fort :

$$M_y.S_d = 84.72 \text{ kN.m} \leq 0.9 \cdot \mu_y \cdot M_{pl.y.Rd} = 0.9 \cdot 0.89 \cdot 2862.71 = 2297.83 \text{ kN.m} \quad \checkmark \text{ Vérifié}$$

Axe faible :

$$M_z.S_d = 7.6 \text{ kN.m} \leq 0.9 \cdot \mu_z \cdot M_{pl.z.Rd} = 0.9 \cdot 1 \cdot 1320 = 1188 \text{ kN.m} \quad \checkmark \text{ Vérifié}$$

Combinaison :

$$\frac{M_y.S_d}{\mu_y \cdot M_{pl.y.Rd}} + \frac{M_z.S_d}{\mu_z \cdot M_{pl.z.Rd}} \leq 1.0$$

$$\frac{84.72}{\mu_y \cdot 2862.71} + \frac{7.6}{\mu_z \cdot 1320} = 0.34 \leq 1.0 \quad \checkmark \text{ Vérifié}$$

Alors, le poteau résiste.

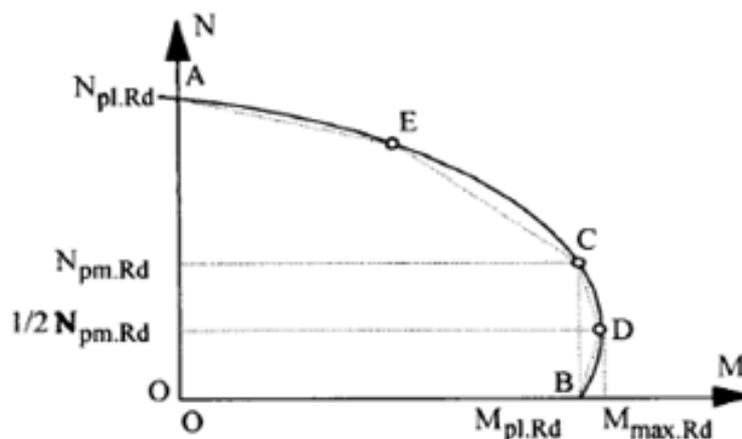


FIG. 6.2 – Courbe d'interaction pour la compression et la flexion uniaxiale

6.4 Ferrailage du noyau central

Suivant la méthode des contraintes, le calcul se fait par l'effort normal et le moment fléchissant de la combinaison la plus défavorable (qui donne A_{smax}).

Les deux photos ci-dessous sont accompagnées de dimensions et disposition des deux noyaux :

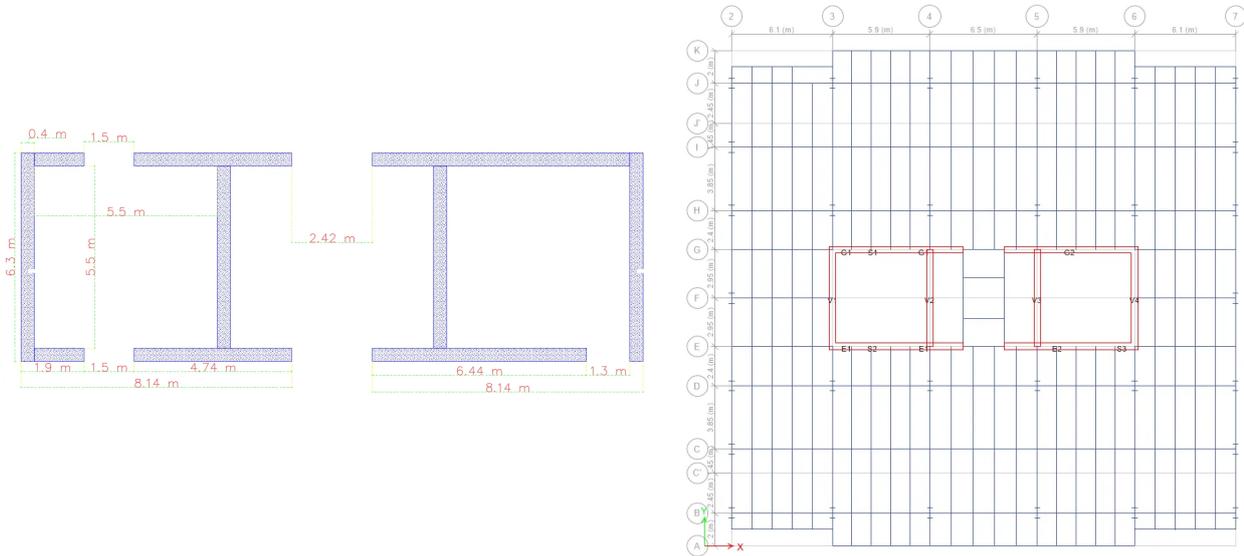


FIG. 6.3 – Disposition et dimensions des deux noyaux

6.4.1 Calcul des voiles par la méthode des contraintes :

C'est une méthode simplifiée basée sur les contraintes. Elle permet de faire les calculs des contraintes en supposant un diagramme linéaire. Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastree à sa base (figure 6.3).

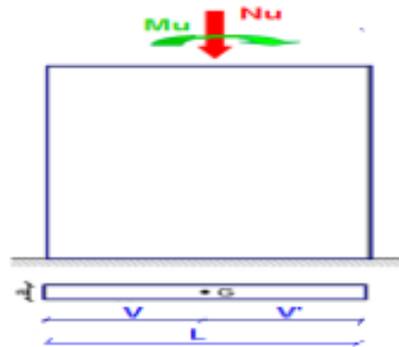


FIG. 6.4 – Sollicitation du Voile plein

On définit un voile par les coordonnées v et v' du centre de gravité G , sa section (aire) (A), son moment d'inertie (I) par rapport à son centre de gravité G (Figure 6.3). Le voile est soumis à un effort normal ultime N_u et un moment fléchissant M_u .

On définit le noyau central par les distances : $c = \frac{I}{A \cdot v'}$ et $c' = \frac{I}{A \cdot v}$.

Dans le cas d'un voile rectangulaire de longueur L et d'épaisseur a , on a :

$$A = a \cdot L, \quad I = \frac{a \cdot L^3}{12}, \quad v = v' = \frac{L}{2}, \quad c = c' = \frac{L}{6}$$

Contraintes aux extrémités

Le calcul des armatures des voiles sera fait par la méthode des contraintes et vérifié selon RPA 99/version 2003 sous les effets N_u et M_u .

- Pour la vérification : $G + Q \pm E$
- Pour le ferrailage : $0.8G \pm E$

Les contraintes aux extrémités du voile sont déterminées selon les hypothèses de la résistance des matériaux comme suit :

Pour l'extrémité gauche : $\sigma_g = \frac{N}{A} - \frac{Mv}{I}$

Pour l'extrémité droite : $\sigma_d = \frac{N}{A} + \frac{Mv'}{I}$

Avec :

- N : effort normal appliqué
- M : moment fléchissant appliqué
- A : section transversale du voile
- v : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée
- I : moment d'inertie

La section est sollicitée en flexion composée suivant l'excentricité $e = \frac{M}{N}$. On trouve que la section soit :

- Entièrement comprimée lorsque $\sigma_g > 0$ et $\sigma_d > 0$
- Partiellement tendue lorsque $\sigma_g < 0$ et $\sigma_d > 0$
- Entièrement tendue lorsque $\sigma_g < 0$ et $\sigma_d < 0$

6.4.2 calcul du voile G2 du niveau (-2) sous-sol :

Résultat d'analyse :

$$G + Q \pm Ex \quad : \quad \begin{cases} Mu = 59217.69 \text{ kN.m} \\ Nu = 9926.48 \text{ kN} \end{cases}$$

$$0.8G \pm Ex \quad : \quad \begin{cases} Mu = 58649.83 \text{ kN.m} \\ Nu = 4972.68 \text{ kN} \\ Vu = 7764.69 \text{ kN} \end{cases}$$

Caractéristiques géométriques du voile :

$$A = a \cdot L = 0.4 \cdot 8.14 = 3.26 \text{ m}^2,$$

$$v = v' = \frac{L}{2} = \frac{8.14}{2} = 4.07 \text{ m},$$

$$I = \frac{a \cdot L^3}{12} = \frac{0.4 \cdot 8.14^3}{12} = 17.98 \text{ m}^4.$$

6.4.2.1 Vérification de la résistance du voile (G+Q+E) :

Calcul des contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} - \frac{Mv}{I} = \frac{9926.48 \times 10^3}{3.26 \times 10^6} - \frac{59217.69 \times 10^6 \times 4.07 \times 10^3}{17.98 \times 10^{12}} = -10.35 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} + \frac{Mv'}{I} = \frac{9926.48 \times 10^3}{3.26 \times 10^6} + \frac{59217.69 \times 10^6 \times 3.15 \times 10^3}{17.98 \times 10^{12}} = 16.45 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_1 < \sigma_{bc} = f_{c28} = 40 \text{ MPa} \\ \sigma_2 < \sigma_{bc} = f_{c28} = 40 \text{ MPa} \end{cases}$$

Le béton seul suffit à reprendre tous les effort de compressions .

6.4.2.2 Ferrailage sous combinaison 0.8G ± E

Calcul des contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{Mv}{I} = \frac{4972.68 \times 10^3}{3.26 \times 10^6} - \frac{58649.83 \times 10^6 \times 4.07 \times 10^3}{17.98 \times 10^{12}} = -11.75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{Mv}{I} = \frac{4972.68 \times 10^3}{3.26 \times 10^6} - \frac{58649.83 \times 10^6 \times 4.07 \times 10^3}{17.98 \times 10^{12}} = 14.8 \text{ MPa}$$

$\sigma_1 < 0$ et $\sigma_2 > 0$, donc la section est partiellement comprimée.

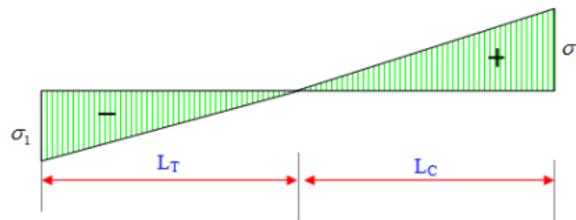


FIG. 6.5 – Allure du diagramme de contrainte du voile G2

Le DTR-B.C. 2.42 "Règles de conception des parois et murs en béton" permet de découper la zone tendue en bande de longueur d_i , telle que :

$$d_i \leq \min \left(\frac{h_e}{2}, \frac{2 \cdot L_c}{3} \right)$$

où : h_e est la hauteur entre nus de planchers du trumeau considéré, L_c est la longueur de la zone comprimée, L_t est la longueur de la zone tendue.

On calcule la longueur de la zone tendue "Lt" et la longueur de la zone comprimée "Lc" :

$$L_t = \frac{\sigma_1}{\sigma_1 + \sigma_2} \cdot L = \frac{11.75}{11.75 + 14.8} \cdot 8.14 = 3.6 \text{ m}$$

$$L_c = L - L_t = 8.14 - 3.6 = 4.53 \text{ m}$$

Donc :

$$d_i \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2 \cdot L_c}{3}\right) \Rightarrow 1.8 \text{ m} \leq \min(1.53, 3.02) = 1.53 \text{ m}$$

la zone tendue sera divisé en deux partie (deux bonde d5 et d4) comme dans la figure ci-dessous :

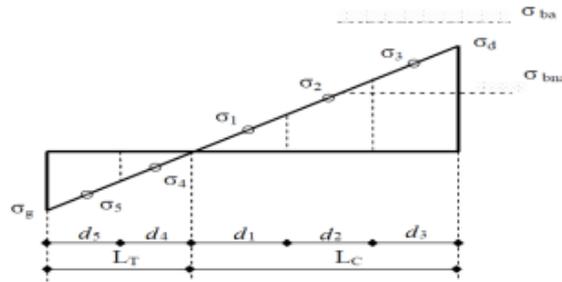


FIG. 6.6 – Subdivision des section partiellement comprimé du voile G2

6.4.2.2.1 Détermination des armatures verticales : La partie la plus tendue (extrémité) :

On choisit : $d_5 = 1.8 \text{ m}$, donc $d_4 = L_t - d_1 = 1.8 \text{ m}$

$$\sigma_5 = \frac{\sigma_g}{L_t} \cdot d_4 = \frac{11.75}{3.6} \cdot 1.8 = 5.87 \text{ MPa}$$

$$F_1 = \frac{(\sigma_g + \sigma_5) \cdot d_5 \cdot a}{2} = \frac{(11.75 + 5.87) \cdot 0.4 \cdot 1.8 \cdot 10^6}{2} = 6343.2 \text{ kN}$$

$$A_{S,t1} = \frac{F_1}{\sigma_s} = \frac{6343.2 \cdot 10^3}{500} = 126.86 \text{ cm}^2$$

$$A_{S,t1} > 0.002 \cdot d_5 \cdot a = 14.4 \text{ cm}$$

$$A_{S,t1} = 126.86 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{S,t1}/\text{face/ml} = 35.23 \text{ cm}^2$$

On a adopté : 8HA25/face/ml

La partie la moins tendue :

$$F_2 = \frac{\sigma_5 \cdot d_4 \cdot a}{2} = \frac{5.87 \cdot 1.8 \cdot 0.4 \cdot 10^6}{2} = 2113.2 \text{ kN}$$

$$A_{S,t2} = \frac{F_2}{\sigma_s} = \frac{2113.2 \cdot 10^3}{500} = 42.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{S,t2} > 0.002 \cdot d_5 \cdot a = 14.4 \text{ cm}^2$$

$$A_{S,t2} = 42.26 \text{ cm}^2 \longrightarrow A_{S,t2}/\text{face}/\text{ml} = 11.73 \text{ cm}^2$$

On a adopté : 8HA14/face/ml

6.4.2.2.2 Calcul des armatures horizontales :

$$A_{h_{\min}} = 0.15\% \times a \times h = 0.0015 \times 40 \times 814 = 48.84 \text{ cm}^2$$

$$A_{h_{\text{calc}}} = \frac{A_{v_{\text{adp}}}}{4} = \frac{126.86+42.26}{4} = 42.28 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{h, \min}/\text{face}/\text{ml} = 48.84/2 \times 3.6 = 6.78 \text{ cm}^2$

On choisit : 5HA14

6.4.2.2.3 Espacement des armatures horizontales

$$St \leq \min(1.5e, 20) \text{ cm} = (60 \text{ cm}, 20 \text{ cm})$$

- En zone d'about :
 - o $Sta = \frac{St}{2} = 10 \text{ cm}$
- Espacement d'extrémité :
 - o Zone courant : $St = 10 \text{ cm}$
 - o Zone d'about : $St = 20 \text{ cm}$

A chaque extrémité des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile ; cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm. La longueur de la zone d'about : $L/10 = 81.4 \text{ cm}$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle au mètre carré, soit : $n = 4 \cdot 0.4 \cdot 8.14 = 13$

Donc on opte pour 13 épingle pour le refonds G2.

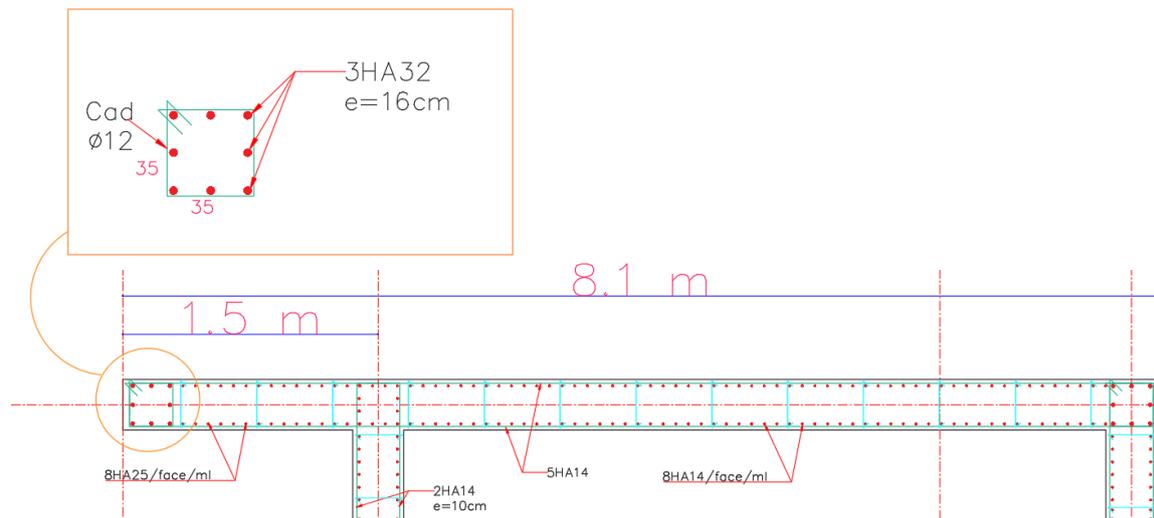


FIG. 6.7 – Disposition des armatures nécessaire dans le voile G2

La figure suivante résume le ferrailage calculé pour deux noyaux :

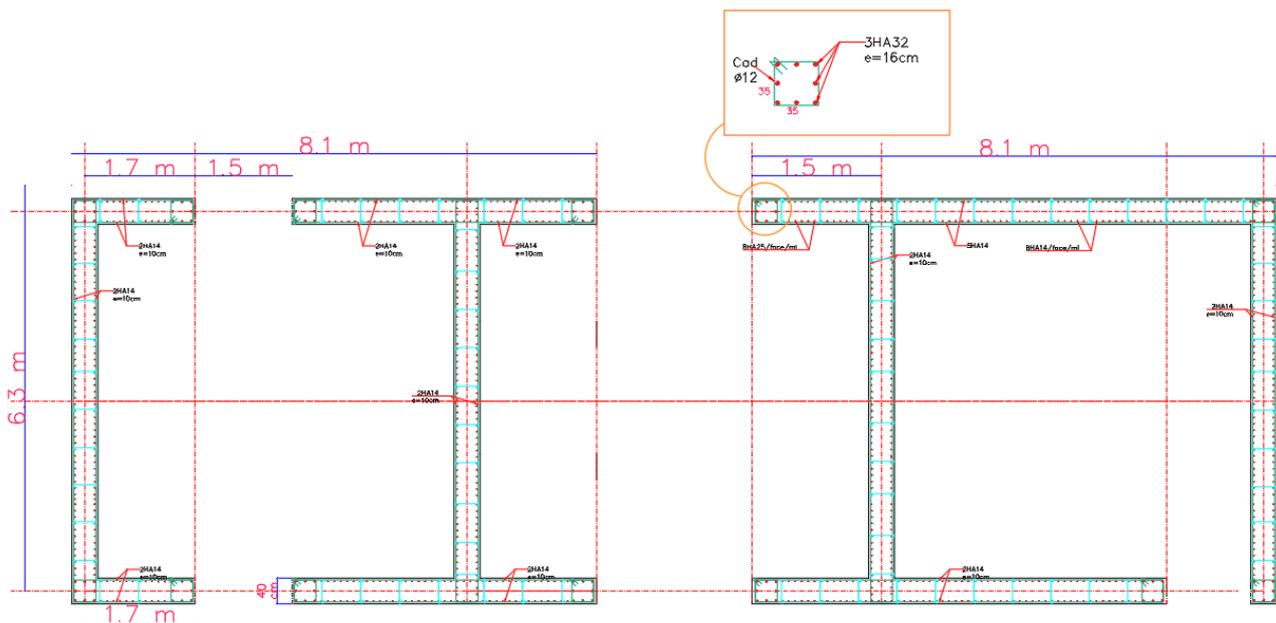


FIG. 6.8 – Disposition des armatures nécessaire dans les deux noyaux

6.4.3 calcul du linteau (S2)

Le ferrailage du linteau se fait conformément aux recommandations du règlement parasismique algérien RPA99/2003. Ils sont calculés en flexion simple, (avec les efforts M , V) On devra disposer (figure) :

- des aciers longitudinaux de flexion (A_l) ;
- des aciers transversaux (A_t) ;
- des aciers en partie courante (aciers de peau) (A_c) ;
- des aciers diagonaux (A_d) si nécessaires.

6.4.3.1 Vérification de la contrainte tangentielle :

On est donné l'expression suivante pour la contrainte tangentielle :

$$\tau_b = V \cdot \frac{1}{b \cdot d}$$

où :

- $V = 1.4 \cdot T_E = 1.4 \cdot 582.32 = 815.25$ kN (efforts dans le linteau S2 au niveau (-2) du sous-sol sous l'action horizontale du séisme E)
- b : épaisseur du linteau = 40 cm
- d : hauteur utile = $0.9 h_l$
- h_l : hauteur totale de la section brute du linteau = 90 cm

On obtient :

$$\tau_b = V \cdot \frac{1}{b \cdot d} = 2.51 \text{ MPa} > \tau_b = 0.2 \cdot f_{c28} = 8 \text{ MPa}$$

Ainsi, $\tau_b = 2.51 \text{ MPa} > 0.06 \cdot f_{c28} = 0.06 \cdot 40 = 2.4 \text{ MPa}$, ce qui signifie que des armatures diagonales sont indispensables.

N.B : Dans ce cas, il y a lieu de disposer le ferrailage longitudinal (supérieur et inférieur), transversaux et en zone courante (armature de peau) suivant minimum réglementaires, les armatures en diagonale sont obligatoires.

6.4.3.2 Armatures longitudinales

La quantité d'armatures longitudinales est telle que :

$$(A_l, A'_l) \geq 0.0015 \cdot b \cdot h = 0.0015 \cdot 40 \cdot 90 = 5.4 \text{ cm}^2$$

On choisit $A_l = A'_l = 5.4 \text{ cm}^2$, ce qui correspond au choix de 3HA16.

6.4.3.3 Armatures transversales

Elles sont déterminées comme suit :

$$0.025 \cdot f_{c28} = 0.025 \cdot 40 = 1 \text{ MPa} < \tau_b \Rightarrow A_t > 0.0025 \cdot b \cdot s$$

Espacement : $s \leq h/4 = 100/4 = 25$ cm. Donc, $A_t > 0.0025 \cdot 40 \cdot 25 = 2.5 \text{ cm}^2$.

On choisit 2 cadre HA10, ce qui correspond à $A_t = 3.14 \text{ cm}^2$.

6.4.3.4 Armatures de répartition (aciers de peau)

Elles sont données par la formule suivante :

$$A_c \geq 0.002 \cdot b \cdot h = 0.002 \cdot 40 \cdot 90 = 7.2 \text{ cm}^2$$

On choisit $A_c \geq 7.2 \text{ cm}^2$, ce qui correspond au choix de 4HA16.

6.4.3.5 Armatures diagonales

Les efforts (M, T) seront repris par des bielles diagonales suivant l'axe moyen des armatures A_D . Pour le calcul de ces armatures, on utilise les formules suivantes : Avec : $d = d' = 3$ cm et $l = 150$ cm,

$$\tan(\alpha) = \frac{h - 2d}{l} \Rightarrow \alpha = 32^\circ \Rightarrow \sin(\alpha) = 0.53$$

$$A_D = \frac{\bar{V}}{2 \cdot f_e \cdot \sin(\alpha)} = \frac{815.25 \cdot 10^3}{2 \cdot 500 \cdot 0.53} = 15.38 \text{ cm}^2$$

On choisit $A_D = 15.38 \text{ cm}^2$, ce qui correspond au choix de 5HA20.

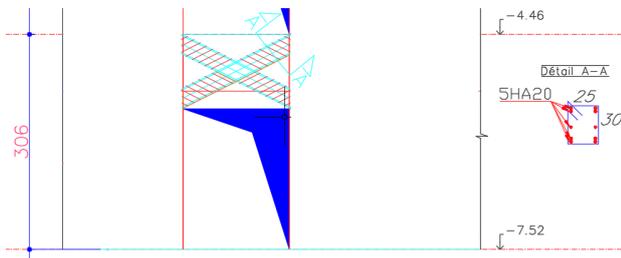


FIG. 6.9 – Schéma du linteau et la disposition du ferrailage en diagonale

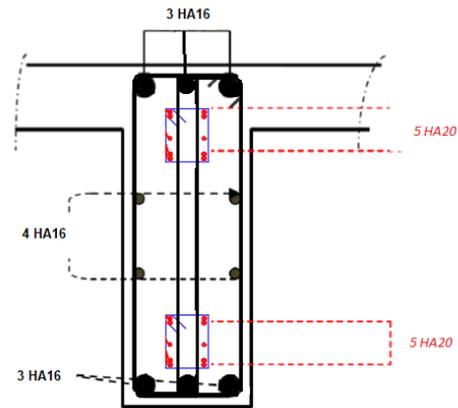


FIG. 6.10 – Disposition des armatures de la section transversale du linteau

6.5 Conclusion

Dans ce chapitre dédié au dimensionnement et à la vérification, nous avons accompli le dimensionnement définitif des éléments porteurs et secondaires de l'ouvrage, tels que les solives, les poutres et les poteaux, en stricte conformité avec les réglementations spécifiques pour chaque étage. De plus, nous avons présenté en détail la méthode de ferrailage pour un voile plein et un linteau. Ces analyses approfondies et les procédures de vérification mises en œuvre assurent la robustesse et la sécurité optimale de la structure dans son ensemble.

7.1 Introduction

- En construction métallique, l'évaluation des assemblages revêt une importance tout aussi cruciale que la dimension des éléments structurels du bâtiment. Les assemblages sont les méthodes de liaison entre les différentes pièces métalliques, garantissant la solidarité, la transmission et la répartition des charges, tout en évitant la génération d'effets internes résiduels, notamment les contraintes de torsion.
- On distingue principalement deux types d'assemblages :
 - o Les assemblages articulés : ils assurent le transfert des forces directes telles que les efforts tranchants, mais ne transmettent pas les moments de flexion.
 - o Les assemblages encastrés : assimilables à des encastremements parfaits, ils permettent le transfert des forces de manière à ce que les rotations aux points d'attache des deux pièces soient identiques.
- Dans ce projet, le calcul des assemblages est réalisé en conformité avec les recommandations du règlement algérien C.C.M.97, l'Eurocode 3 (Partie 1-8) ainsi que le CBE. Ces normes fournissent des directives précises pour concevoir des assemblages métalliques robustes et fiables, en tenant compte des spécificités du projet et des charges appliquées.

7.2 Modes d'assemblages

- Les méthodes d'assemblage couramment utilisées en construction métallique comprennent notamment :
 - o Le boulonnage : cette technique d'assemblage mécanique est largement utilisée. Les boulons sont constitués d'une tête hexagonale, d'un corps cylindrique fileté et d'un écrou hexagonal. Ils travaillent généralement en traction ou en cisaillement, et leur serrage peut être réalisé manuellement ou à l'aide d'outils pneumatiques.
 - o Le rivetage : est une méthode traditionnelle de liaison de pièces métalliques. Les rivets doivent être chauffés à une température d'environ 1100 à 1200 degrés Celsius avant d'être installés dans les trous prévus à cet effet. La deuxième tête du rivet est ensuite formée manuellement ou à l'aide d'un outil hydraulique.

7.3 Les assemblages principaux des systèmes structuraux

Les assemblages principaux des systèmes structuraux, assurant la stabilité, sont :

- Poutre-solive (HEM220-IPE160)
- Poteau-poutre (HEA500-HEA240)
- Poteau-poteau (HEM600-HEM600)
- Les pieds de poteaux (HEA600)
- Les poutres avec le système de contreventement (noyau)

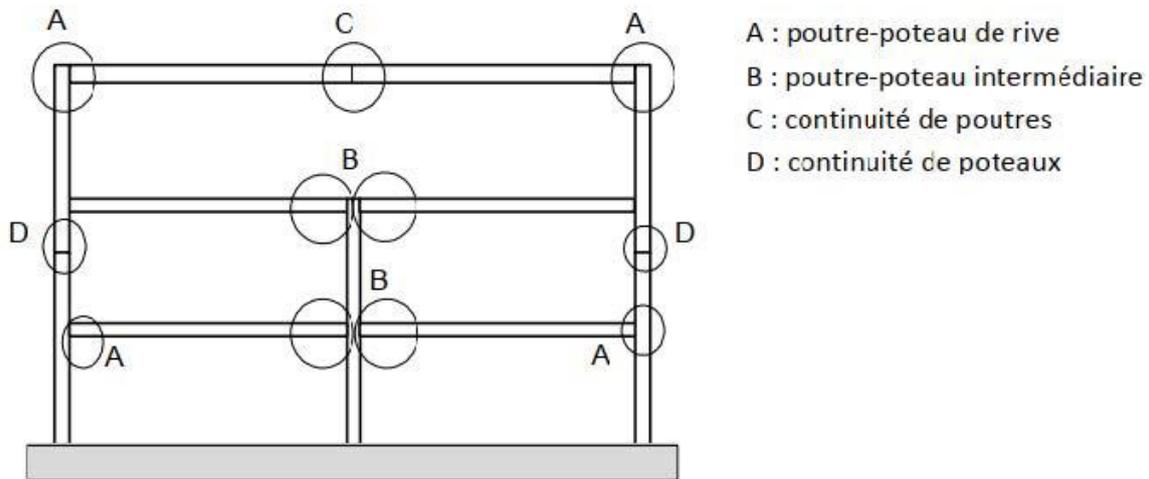


FIG. 7.1 – Types d'assemblages en fonction des éléments assemblés

7.4 Assemblage poteau-poutre [HEM600-HEA220]

Cet assemblage est une liaison rigide entre les poutres et les poteaux. Les charges sont transmises de la poutre au poteau à travers une platine soudée à l'extrémité de la poutre. L'âme et les semelles de la poutre sont soudées à la platine, puis boulonnées sur le poteau. Un jarret est utilisé pour renforcer localement l'inertie à la base de la poutre. Des raidisseurs soudés sont également ajoutés entre les semelles du poteau pour limiter les déformations.

Les configurations des assemblages poteau-poutre doivent être calculées pour résister aux sollicitations suivantes : moments fléchissants $M_{b1,Sd}$ et $M_{b2,Sd}$, efforts normaux $N_{b1,Sd}$ et $N_{b2,Sd}$, et efforts tranchants $V_{b1,Sd}$ et $V_{b2,Sd}$ appliqués aux attaches par les éléments assemblés.

La figure suivante 7.2 représente cet assemblage :

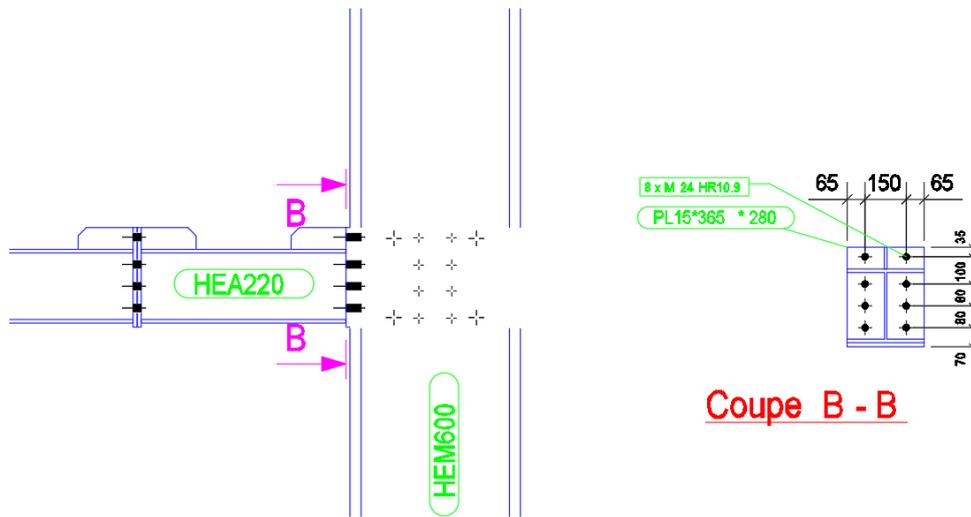


FIG. 7.2 – Assemblage poteau HEM600– poutre HEA220

Les caractéristiques de cet assemblage sont les suivantes :

Platine

- Hauteur $h_p = 365$ mm
- Largeur $b_p = 280$ mm
- Épaisseur $t_p = 15$ mm
- Résistance de calcul $f_y = 235$ MPa

Boulons

TAB. 7.1 – Caractéristiques des boulons

Classe du boulon	Diamètre d (mm)	Aire de la section du boulon $A_v(\text{cm}^2)$	Aire de la section efficace $A_s(\text{cm}^2)$	Résistance à la traction $f_{ub}(\text{Mpa})$	Nombre de colonnes des boulons	Nombre de rangées de boulons
10.9	24	4.52	3.53	1000	2	4

Coefficients de sécurités partiels

- $\gamma_{M_0} = 1.0$
- $\gamma_{M_2} = 1.25$
- $\gamma_c = 1.5$
- $\gamma_{mc} = 2.16$

7.4.1 Résistance du panneau d'âme de poteau en cisaillement

Pour garantir la résistance de l'âme du poteau au cisaillement, il est essentiel de vérifier l'expression suivante :

$$V_{wp,Sd} < V_{wp,Rd} = \frac{0.9 \times f_y \times A_{vc}}{\gamma_{M_0} \times \sqrt{3}}$$

Avec :

- $V_{wp,Sd}$: effort tranchant sollicitant.
- $V_{wp,Rd}$: effort résistant de cisaillement.
- A_{vc} : aire du panneau d'âme soumis au cisaillement (en m²).

L'effort tranchant sollicitant $V_{wp,Sd}$ est calculé par la formule suivante :

$$V_{wp,Sd} = \frac{M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}}{z} - \frac{V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}}{2} \quad (7.1)$$

- $M_{b1,Ed}$ et $M_{b2,Ed}$ représentent les moments fléchissants au niveau des appuis gauche et droit du poteau.
- $V_{c1,Ed}$ et $V_{c2,Ed}$ représentent les efforts tranchants à gauche et à droite du poteau.
- z correspond au 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 :

TAB. 7.2 – 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)	$V_{wp,Sd}$ (kN)
221.45	541.21	214.32	-198.32	160	2452.32

On conclut que la condition $V_{wp,Sd} < V_{wp,Rd}$ est vérifiée, donc l'âme du poteau ne court pas de risque au cisaillement.

7.4.2 Résistance des semelles et de l'âme de la poutre à la compression

Étant donné que l'effort de compression dans les poutres est négligeable, il n'est pas nécessaire de vérifier la résistance de compression de l'âme et de la semelle de la poutre.

7.4.3 Résistance de l'assemblage à la flexion

Pour garantir la résistance de l'assemblage à la flexion, il est nécessaire de vérifier que le moment fléchissant appliqué à la poutre, noté $M_{b,Ed}$, est inférieur au moment résistant de l'assemblage, noté $M_{j,Rd}$. Cela se fait en utilisant 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.

Les résultats sont exprimés dans le tableau suivant :

TAB. 7.3 – Résultats des forces de traction dans chaque rangée de boulons

Rangée de boulons	1	2	3	4
$F_{tj,Rd}$ (kN)	342.23	342.23	342.23	342.23
h_j (mm)	330	230	150	70

La résistance de l'assemblage au moment de flexion est : $M_{j,Rd} = \sum h_r F_{tr,Rd} = 266.93$ kN.m.

Le moment de flexion sollicitant est : $M_{b,Ed} = M_{Sd} = -213.13$ kN.m.

Donc : $M_{b,Ed} < M_{j,Rd}$. La condition est vérifiée, l'assemblage ne présente pas de risque à la flexion.

7.4.4 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 de la poutre $V_{b,Ed}$ soit inférieur à l'effort résistant de l'assemblage au cisaillement $V_{j,Rd}$, vérifiant la formule suivante :

$$V_{b,Ed} < V_{j,Rd} = n_h \sum F_{vj,Rd}$$

avec

- $n_h = 4$ (nombre de rangées de boulons) et $F_{vj,Rd}$ est la résistance d'une rangée de boulons donnée par la formule :

$$F_{vj,Rd} = \min \left(\frac{n_h F_{v,Ed}}{(1 - F_{tj,Ed}) / (1.4 n_h F_{Rd,max})}, n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd} \right)$$

où

- $F_{v,Ed}$ est l'effort tranchant dans le boulon et $F_{tj,Ed}$ est l'effort de traction maximal dans la rangée de boulons donné par la formule :

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

- $F_{tj,Ed,N}$ est l'effort dû à l'effort axial en traction dans une rangée de boulons et $F_{tj,Ed,M}$ est l'effort dû au moment de flexion dans une rangée de boulons.
- $F_{t,Rd,max}$ est la résistance d'un boulon à la traction, $F_{v,Rd}$ est la résistance d'un boulon au cisaillement, et $F_{b,Rd}$ est la résistance d'un boulon en pression diamétrale.

Les résultats sont exprimés dans le tableau suivant :

TAB. 7.4 – Résultats des efforts dans chaque rangée de boulons

Rangée de boulons	1	2	3	4
$F_{tj,Ed,N}$ (kN)	3.14	3.14	3.14	3.14
$F_{tj,Ed,M}$ (kN)	184.76	184.76	184.76	184.76
$F_{tj,Ed}$ (kN)	187.81	187.81	187.81	187.81
$F_{vj,Rd}$ (kN)	203.21	203.21	203.21	203.21

La résistance de l'assemblage au cisaillement est : $V_{j,Rd} = n_h \sum_{i=1}^n F_{vj,Rd} = 812.84 kN \cdot m$. L'effort sollicitant est $V_{b,Ed} = 213.27 kN < V_{j,Rd} = 812.841 kN$. Donc : $V_{b,Ed} < V_{j,Rd}$, condition est vérifiée, l'assemblage ne présente pas de risque au cisaillement.

7.4.5 Résistance des soudures

Pour déterminer la résistance de calcul d'une soudure d'angle en utilisant la méthode directionnelle, nous suivons les principes énoncés dans l'article 4.5.3 de l'Eurocode 3 partie 1-8. Cette méthode consiste à décomposer les forces transmises par une longueur unitaire de soudure en composants parallèles et transversaux à l'axe longitudinal de la soudure, ainsi qu'en composants perpendiculaires et transversaux au plan de la gorge de la soudure. Dans cette approche, nous supposons une distribution uniforme des contraintes dans la section de gorge de la soudure. Cela nous permet de calculer les contraintes normales et les contraintes de cisaillement (voir Figure ??) En appliquant cette méthode, nous serons en mesure de déterminer la résistance de calcul de la soudure d'angle, en tenant compte des différentes contraintes qui agissent sur la section de gorge de la soudure.

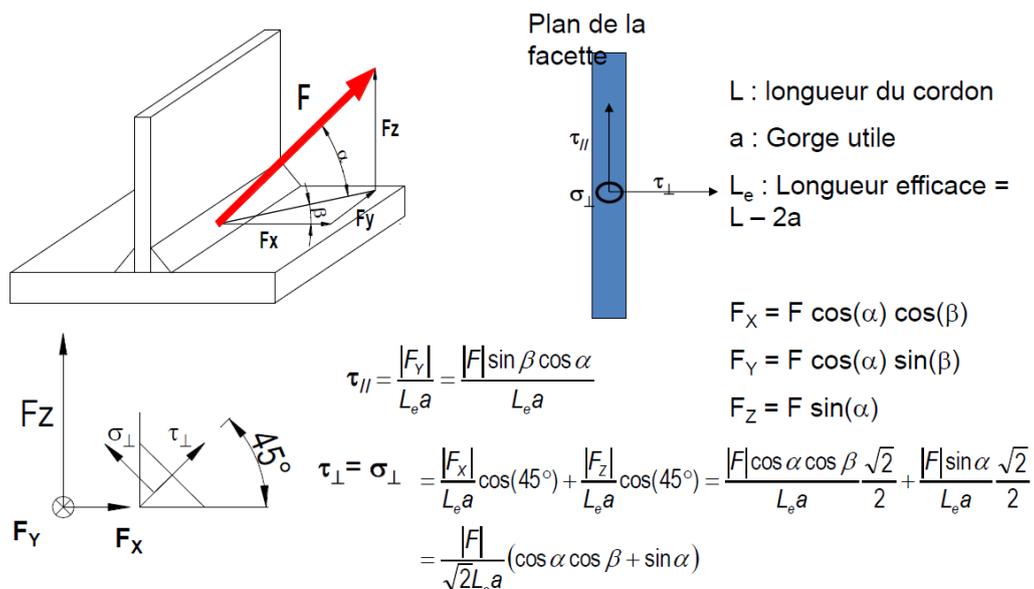


FIG. 7.3 – Contraintes exercées sur la section de gorge d'une soudure

La résistance des soudures est déterminée par la méthode directionnelle. On trouve :

- $\sigma_{\perp} = 124.3 \text{ MPa}$ Contrainte normale dans la soudure.
- $\tau_{\perp} = 124.3 \text{ MPa}$ Contrainte tangentielle perpendiculaire à l'axe de soudure.
- $\tau_{||} = -13.21 \text{ MPa}$ Contrainte tangentielle parallèle à l'axe de soudure.
- $\beta_w = 0.85$ Coefficient dépendant de la résistance.
- $\frac{f_u}{\beta_w \gamma_{M_2}} = 365 \text{ MPa}$
- $\frac{0.9 f_u}{\gamma_{M_2}} = 262.8 \text{ MPa}$

Vérification :

- $\sigma_{\perp} \leq \frac{0.9 f_u}{\gamma_{M_2}} \quad \checkmark \quad \text{Vérifié}$

$$- \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{II}^2 + \tau_{\perp}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_W \gamma_{M_2}} \quad \checkmark \quad \text{Vérfié}$$

$$- \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{II}^2 + \tau^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_W \gamma_{M_2}} \quad \checkmark \quad \text{Vérfié}$$

7.5 Assemblage poutre HEA220-Solive IPE160 (Par cornières)

Cet assemblage représente une liaison articulée entre les poutres principales et les poutres secondaires (solives) fig.???. Les solives sont liées à la poutre principale par des cornières fixées par boulonnage.

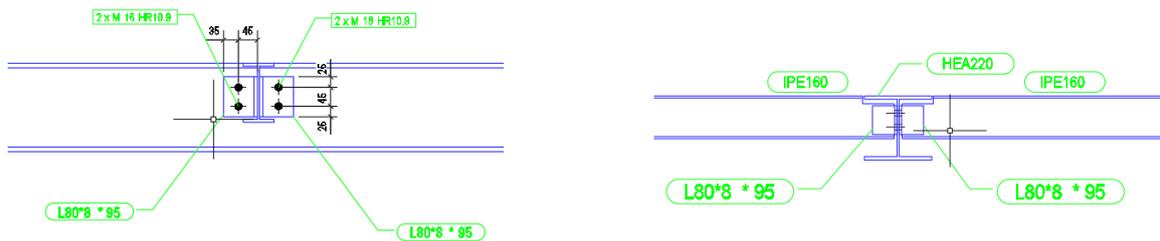


FIG. 7.4 – Schéma d'assemblage poutre HEA220-Solive IPE160

•caractéristiques des pièces :

TAB. 7.5 – Les caractéristiques de la cornière CAE 120x12

Angle d'inclinaison	Hauteur de la section de la cornière	Largeur de la section de la cornière	Épaisseur de l'aile de la section de la cornière	Rayon de congé de l'âme de la section	Longueur de la cornière
α [Deg]	h_c [mm]	b_c [mm]	t_c [mm]	r_c [mm]	L_c [mm]
0	120	120	12	13	110

Matériau : ACIER

$\sigma_c = 235.00$ MPa Résistance de calcul.

TAB. 7.6 – Boulons assemblant la cornière à la poutre porteuse

Classe du boulon HR 10.9	Unité	Abréviation	Valeur
Diamètre du boulon	[mm]	d	18
Diamètre du trou de boulon	[mm]	d0	20
Aire de la section efficace du boulon	[cm ²]	As	1.92
Aire de la section du boulon	[cm ²]	A _v	2.54
Résistance du boulon à la traction	[MPa]	f _{ub}	1000
Nombre de colonnes des boulons	Pas d'unité	k	1
Nombre de rangés des boulons	Pas d'unité	n	2
Niveau du premier boulon	[mm]	e ₁	25
Entraxe	[mm]	p ₁	60

TAB. 7.7 – Les caractéristique de la poutre HEA220

Profilé HEA 220	Unité	Abréviation	Valeur
Angle d'inclinaison	[Deg]	α	-90
Hauteur de la section poutre	[mm]	h	210
Largeur de l'aile de la section de la poutre	[mm]	b	220
Epaisseur de l'âme de la section de la poutre	[mm]	t _w	7
Epaisseur de l'aile de la section de la poutre	[mm]	t _f	11
Rayon de congé de l'âme de la section	[mm]	r	18
Aire de la section de la poutre	[cm ²]	A	64.34
Moment d'inertie de la section de la poutre	[cm ⁴]	I _y	5409.7

Matériau : ACIER

$\sigma_c = 275.00$ MPa Résistance de calcul.

TAB. 7.8 – Les caractéristique de la solive IPE160

Profilé IPE 160	Unité	Abréviation	Valeur
Angle d'inclinaison	[Deg]	α	0
Hauteur de la section poutre	[mm]	h_b	160
Largeur de l'aile de la section de la poutre	[mm]	b_{fb}	82
Epaisseur de l'âme de la section de la poutre	[mm]	t_{wb}	5
Epaisseur de l'aile de la section de la poutre	[mm]	tfb	7.4
Rayon de congé de l'âme de la section	[mm]	r_b	9
Aire de la section de la poutre	[cm ²]	A_b	20.1
Moment d'inertie de la section de la poutre	[cm ⁴]	I_{yb}	869

Matériau : ACIER

$f_u = 430.00$ MPa Résistance à la traction.

$f_{yc} = 275.00$ MPa Résistance de calcul.

Efforts :

$N_{b,Sd} = 0.00$ kN Effort axial.

$V_{b,Sd} = 91.98$ kN Effort tranchant.

$M_{b,Sd} = 0.00$ kN.m Moment fléchissant.

7.5.1 Résultats et vérification

7.5.1.1 Boulons assemblant la cornière à la poutre principale :

- Résistances des boulons au cisaillement dans la partie fileté d'un boulon :

$$F_{v,Rd} = \frac{0.5 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}} = 76.8 \text{ kN}$$

Avec les coefficients partiels $\gamma_{M2} = 1.25$.

- Résistance d'un boulon à la traction :

$$F_{t,Rd} = \frac{0.9 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}} = 138.24 \text{ kN}$$

- Pression du boulon sur la cornière :

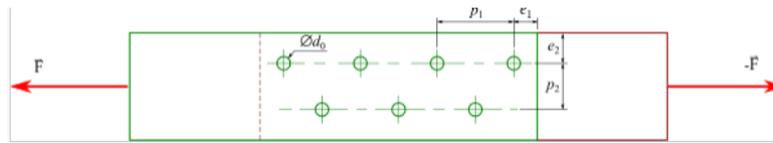


FIG. 7.5 – Cotes utilisées pour dimensionner les assemblages boulonnés à la pression diamétrale selon l'Eurocode 3

Direction x

- Résistances des boulons au cisaillement dans la partie fileté d'un boulon :

$$F_{v,Rd} = \frac{0.5 \times f_{ub} \times As}{\gamma_{M2}} = 76.8 \text{ kN}$$

Avec le coefficient partiel $\gamma_{M2} = 1.25$.

- Résistance d'un boulon à la traction :

$$F_{t,Rd} = \frac{0.9 \times f_{ub} \times As}{\gamma_{M2}} = 138.24 \text{ kN}$$

- Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$:

$$k_{1x} = \min \left[2.8 \left(\frac{e_1}{d_0} \right) - 1.7, 1.4 \left(\frac{p_1}{d_0} \right) - 1.7, 2.5 \right] = 1.8 > 0 \quad \checkmark$$

- Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$:

$$\alpha_{bx} = \min \left[\frac{e_2}{3 \times d_0}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right] = 0.83 > 0 \quad \checkmark$$

- Résistance d'un boulon en pression diamétrale :

$$F_{b,Rd_x} = \frac{k_{1x} \times \alpha_{bx} \times f_u \times d \times t_i}{\gamma_{M2}} = 94.61 \text{ kN}$$

Direction z

- Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$:

$$k_{1z} = \min \left[2.8 \left(\frac{e_1}{d_0} \right) - 1.7, 2.5 \right] = 2.5 > 0 \quad \checkmark$$

- Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$:

$$\alpha_{bz} = \min \left[\frac{e_2}{3 \times d_0}, \frac{p_1}{3 \times d_0} - 0.25, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right] = 0.42 > 0 \quad \checkmark$$

- Résistance d'un boulon en pression diamétrale :

$$F_{b,Rd_z} = \frac{k_{1z} \times \alpha_{bz} \times f_u \times d \times t_i}{\gamma_{M2}} = 65.7 \text{ kN}$$

Tel que t_i est l'épaisseur de la pièce.

7.5.1.2 Forces agissant sur les boulons dans l'assemblage de la poutre principale-cornière

Cisaillement des boulons

- Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la cornière du centre de l'âme de la poutre :

$$e = 52 \text{ mm}$$

- Moment fléchissant réel :

$$M_0 = 0.5 \times V_{b,Sd} \times e = 2.4 \text{ kN.m}$$

- Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant :

$$F_{Vz} = 0.5 \times |V_{b,Sd}|/n = 23.00 \text{ kN}$$

- Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment :

$$F_{Mx} = |M_0| \times \frac{z_i}{\sum z_i^2} = 40.13 \text{ kN}$$

avec :

- o z_i : C'est la distance du boulon par rapport à l'axe de rotation du moment. Cette distance est prise en compte pour chaque boulon de l'assemblage.
- o $\sum z_i^2$: C'est la somme des carrés des distances z_i pour tous les boulons de l'assemblage.

- Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x :

$$F_{x,Sd} = F_{Mx} = 40.13 \text{ kN}$$

- Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z :

$$F_{z,Sd} = F_{Vz} + F_{Mz} = 23.00 \text{ kN}$$

- Effort tranchant résultant dans le boulon :

$$F_{Sd} = \sqrt{F_{x,Sd}^2 + F_{z,Sd}^2} = 46.25 \text{ kN}$$

- Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x :

$$F_{R,dx} = F_{b,Rdx} = 94.61 \text{ kN}$$

- Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z :

$$F_{R,dz} = F_{b,Rdz} = 65.70 \text{ kN}$$

Conclusion :

$ F_{x,Sd} \leq F_{R,dx}$	$40.13 < 94.61$	✓ Vérifié
$ F_{z,Sd} \leq F_{R,dz}$	$23.00 < 65.70$	✓ Vérifié
$F_{Sd} \leq F_{v,Rd}$	$46.25 < 76.80$	✓ Vérifié

Traction des boulons

- Distance du centre de gravité des groupes de soudure du centre de l'âme de la poutre principale :

$$e = 90 \text{ mm}$$

- Moment fléchissant réel :

$$M_{0t} = 0.5 \times V_{b,Sd} \times e = 4.3 \text{ kN.m}$$

- Effort de traction dans le boulon extrême :

$$F_{t,Sd} = \frac{M_{0t} \times z_{\max}}{\sum z_i^2} + \frac{0.5 \times N_{b,Sd}}{n} = 72.54 \text{ kN}$$

Conclusion :

$$F_{t,Sd} \leq F_{t,Rd} \quad 72.54 < 138.24 \quad \checkmark \quad \text{Vérifié}$$

Donc on peut conclure que traction des boulons de cet assemblage résistent aux différentes contraintes appliquées.

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

- Effort tranchant résultant dans le boulon :

$$F_{v,Sd} = 6 \times \left(F_{x,Sd}^2 + F_{z,Sd}^2 \right) = 46.25 \text{ kN}$$

Conclusion :

$$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 \times F_{t,Rd}} \leq 1.00 \quad \Rightarrow \quad 0.98 \leq 1.00 \quad \checkmark \quad \text{Vérifié}$$

Donc on peut conclure que l'action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement de cet assemblage résistent aux différentes contraintes appliquées.

7.5.1.3 Résistance des soudures (Soudure d'angle entre la cornière et la poutre)

- Distance du centre de gravité des groupes de soudure du centre de l'âme de la poutre principale :

$$e = 90 \text{ mm}$$

- Moment fléchissant réel :

$$M_0 = 0.5 \times (M_{b,Sd} + V_{b,Sd} \times e) = 4.16 \text{ kN.m}$$

- Aire de la section des soudures :

$$A_w = 25.6 \text{ cm}^2$$

- Moment d'inertie polaire des soudures :

$$I_0 = 1013.61 \text{ cm}^2$$

- Contrainte composante due à l'influence de l'effort axial :

$$\tau_{F_x} = \frac{0.5 \times N_{b,Sd}}{A_w} = 0 \text{ MPa}$$

- Contrainte composante due à l'influence de l'effort tranchant :

$$\tau_{F_z} = \frac{0.5 \times V_{b,Sd}}{A_w} = 17.9 \text{ MPa}$$

- Contrainte composante due à l'influence du moment sur la direction x :

$$\tau_{M_x} = \frac{M_0 \times z_i}{I_0} = 29.5 \text{ MPa}$$

- Contrainte composante due à l'influence du moment sur la direction z :

$$\tau_{M_z} = \frac{M_0 \times x_i}{I_0} = 22.56 \text{ MPa}$$

- Contrainte résultante :

$$\tau = \sqrt{(\tau_{F_x} + \tau_{M_x})^2 + (\tau_{F_z} + \tau_{M_z})^2} = 52.56 \text{ MPa}$$

- Résistance de calcul au cisaillement :

$$f_{vw,d} = \frac{f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{M_2}} = 198.34 \text{ MPa}$$

avec $\beta_w = 0.85$

Conclusion :

$$\tau \leq f_{vw,d} \quad 52.56 < 198.34 \quad \checkmark \text{Vérfié}$$

Donc on peut conclure que les soudures de cet assemblage résistent aux différentes contraintes appliquées.

7.6 Assemblage poteau-poteau (raboutage) [HEM600–HEM600]

L'assemblage est réalisé par des éclisses d'âme (plat métallique reliant deux éléments pour les assembler bout à bout ou renforcer leur assemblage) et des platines boulonnées dans chaque extrémité de poteau. le schéma de l'assemblage est montré sur la figure ci-dessous.

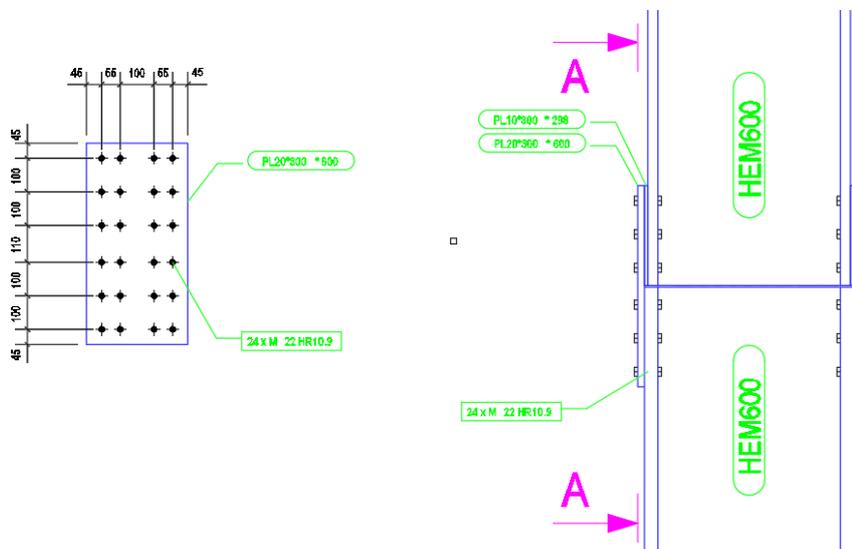


FIG. 7.6 – Assemblage poteau-poteau (HEM600)

Les caractéristiques de cet assemblage sont les suivantes :

TAB. 7.9 – Les caractéristiques du poteau Profilé HEM600

Profilé HEA600	Unité	Abréviation	Valeur
Hauteur de la section du poteau	[mm]	h_c	620
Largeur de la section du poteau	[mm]	b_c	305
Largeur de l'aile de la section du poteau	[mm]	b_{fc}	280
Épaisseur de l'âme de la section du poteau	[mm]	t_{wc}	21
Épaisseur de l'aile de la section du poteau	[mm]	t_{fc}	40
Rayon de congé de la section de l'âme du poteau	[mm]	r_c	27
Aire de la section de la section du poteau	[cm ²]	A_c	363.66
Moment d'inertie du poteau	[cm ⁴]	I_{yc}	237448

Matériau :

- Acier S355
- Résistance de calcul : $f_{yc} = 355.00$ MPa
- Résistance ultime du matériau : $f_{uc} = 495.00$ MPa

Éclisses d'âme :

- Longueur : $l_{pw} = 300$ mm
- Hauteur : $h_{pw} = 600$ mm
- Épaisseur : $t_{pw} = 20$ mm
- Résistance de calcul : $f_{ypw} = 235$ MPa

Platines externes (gauche et droite) :

- Longueur : $l_p = 750$ mm
- Hauteur : $h_p = 300$ mm
- Épaisseur : $t_p = 30$ mm
- Résistance de calcul : $f_{yp} = 235$ MPa

TAB. 7.10 – Boulons raccordant une éclisse d'aile à l'aile droite du poteau

Classe du boulon 10.9	Unité	Abréviation	Valeur
Diamètre du boulon	[mm]	d	22
Diamètre du trou de boulon	[mm]	d0	24
Aire de la section efficace du boulon	[cm ²]	A _s	3.03
Aire de la section du boulon	[cm ²]	A _v	3.8
Résistance du boulon à la traction	[MPa]	f _{ub}	1200
Nombre de colonnes des boulons	Pas d'unité	k	2
Nombre de rangées des boulons	Pas d'unité	n	3
Niveau du premier boulon	[mm]	e ₁	50
Entraxe	[mm]	p ₁	110
Écartement	[mm]	p ₂	75

Efforts :

$$N_{b,Sd} = 7930.44 \text{ kN} \quad \text{Effort axial.}$$

$$V_{b,Sd} = -58.29 \text{ kN} \quad \text{Effort tranchant.}$$

$$M_{b,Sd} = -125.98 \text{ kN.m} \quad \text{Moment fléchissant.}$$

7.6.1 Boulons raccordant une éclisse d'aile a l'aile droite du poteau

- Résistances de la tige d'un boulon au cisaillement

$$Fv_{Rd} = \frac{0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_s \cdot m}{\gamma_{m2}} = 349.06 \text{ kN}$$

Direction x

- Coefficient pour le calcul de F_{b,Rd} :

$$k_{1x} = \min \left[2.8 \left(\frac{e_2}{d_0} \right) - 1.7, 1.4 \left(\frac{p}{d_0} \right) - 1.7, 2.5 \right] = 82.38 > 0 \quad \checkmark \quad \text{Vérfié}$$

- -Coefficient pour le calcul de F_{b,Rd} :

$$\alpha_{bx} = \min \left[\frac{e_1}{3 \cdot d_0}, \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - 0.25, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right] = 0.69 > 0 \quad \checkmark \quad \text{Vérfié}$$

- Résistance d'un boulon en pression diamétrale :

$$F_{b,Rd_x} = (k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum ti) / \gamma_{M_2} = 576.77 \text{ kN}$$

- **Direction y**- Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$:

$$k_{1y} = \min \left[2.8 \left(\frac{e_1}{d_0} \right) - 1.7, 1.4 \left(\frac{p}{d_0} \right) - 1.7, 2.5 \right] = 2.5 > 0 \quad \checkmark \quad \text{Vérfié}$$

- - Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$:

$$\alpha_{bz} = \min \left[\frac{e_2}{3 \cdot d_0}, \frac{p_2}{3 \cdot d_0} - 0.25, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right] = 0.49 > 0 \quad \checkmark \quad \text{Vérfié}$$

- Résistance d'un boulon en pression diamétrale :

$$F_{b,Rdy} = (k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i) / \gamma_{M_2} = 423.5 \text{ kN}$$

7.6.2 Forces agissant sur les boulons dans l'assemblage poteau - poteau

- Excentrement de l'effort tranchant par rapport au centre de gravité d'un groupe de boulon :

$$e_0 = e_{1b} + 0.5 \cdot p_1 \cdot (r - 1) = 160 \text{ mm}$$

- Moment fléchissant réel :

$$M_0 = M_{z,Ed} + V_{y,Ed} \cdot e_0 = 67.65 \text{ kN.m}$$

- Force résultante dans le boulon due à l'influence de la force longitudinale sur la direction x :

$$F_{x,N} = \frac{N_{Ed}}{n_b} = 222.18 \text{ kN}$$

- Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant V_y sur la direction y :

$$F_{y,Vy} = \frac{V_{y,Ed}}{n_b} = 2.43 \text{ kN}$$

- Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment M_z sur la direction x :

$$F_{x,Mz} = \frac{|M_z| \cdot y_i}{\sum (x_i^2 + y_i^2)} = 41.7 \text{ kN}$$

- Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment M_z sur la direction y :

$$F_{y,Mz} = \frac{|M_z| \cdot x_i}{\sum (x_i^2 + y_i^2)} = 39 \text{ kN}$$

- Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x :

$$F_{x,Sd} = F_{x,N} + F_{x,Mz} = 263.07 \text{ kN}$$

- Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z :

$$F_{y,Sd} = F_{y,Vy} + F_{y,Mz} = 41.5 \text{ kN}$$

- Effort tranchant résultant dans le boulon :

$$F_{Sd} = \sqrt{F_{x,Sd}^2 + F_{y,Sd}^2} = 267.16 \text{ kN}$$

- Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x :

$$F_{Rdx} = F_{b,Rdx} = 576.16 \text{ kN}$$

Conclusion

$ F_{x,Sd} \leq FRdx$	$263.07 < 576.16$	✓ Vérifié
$ F_{y,Sd} \leq FRdz$	$41.5 < 423.5$	✓ Vérifié
$F_{Sd} \leq FVRd$	$267.16 < 349.06$	✓ Vérifié

7.6.3 Vérification des sections au cisaillement de bloc :

TAB. 7.11 – Vérification au cisaillement de bloc pour un effort axial

Élément	A_{nt} (cm ²)	A_{nv} (cm ²)	$V_{eff,Rd}$ (kN)	$V_{b,Sd}$ (kN)	$V_{b,Sd} < V_{eff,Rd}$
Platine externe	55.05	79.5	2588.04	1642.62	Vérifié
Platine interne	13.8	53	1056.68	1023.26	Vérifié
Poteau	29.6	84	5474.61	2666.19	Vérifié

Avec :

$$V_{eff,Rd}(\text{platine externe}) = \frac{f_u \cdot A_{nt}}{\gamma_{M_2}} + \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot \frac{f_y \cdot A_{nv}}{\gamma_{M_0}}$$

$$V_{eff,Rd}(\text{platine interne}) = \frac{f_u \cdot A_{nt}}{\gamma_{M_2}} + \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot \frac{f_y \cdot A_{nv}}{\gamma_{M_0}}$$

$$V_{eff,Rd}(\text{poteau}) = 2 \left[\frac{f_u \cdot A_{nt}}{\gamma_{M_2}} + \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot \frac{f_y \cdot A_{nv}}{\gamma_{M_0}} \right]$$

On conclut que les sections des poteaux et des platines n'ont aucun risque à l'effet de cisaillement par bloc pour un effort axial.

7.7 Calcul du pied de poteau articulé HEM600

Le calcul du pied de poteau en acier profilé articulé est une étape cruciale dans la conception des structures en acier. Il vise à déterminer les dimensions et les renforcements nécessaires pour assurer la stabilité et la résistance du poteau au niveau de sa base et empêcher le soulèvement de l'assemblage. Dans le calcul du pied de poteau en acier profilé articulé, plusieurs paramètres doivent être pris en compte.

Le schéma de l'assemblage avec les tige d'ancrage est comme suit :

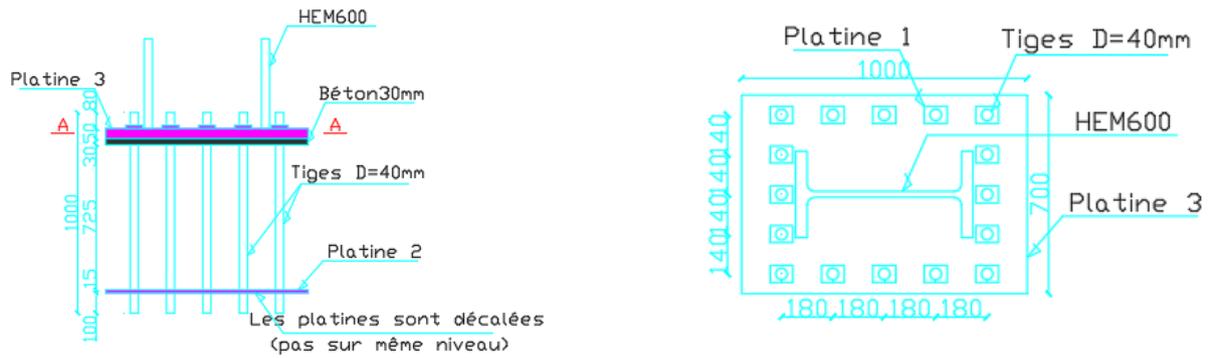


FIG. 7.7 – Schéma assemblage pied de poteau HEM 600 avec la coupe A-A sur la droite

Platine de parcellement :

- Longueur : $h_p = 725$ mm
- Largeur : $b_p = 1000$ mm
- Epaisseur : $t_p = 50$ mm
- Ecartement vertical entre les tiges d'ancrage : $e_{vi} = 140$ mm
- Ecartement horizontal entre les tiges d'ancrage : $e_{hi} = 180$ mm
- Résistance de calcul : $f_y = 235$ MPa

TAB. 7.12 – Le plan de cisaillement passe par la partie filetée du boulon

Classe du boulon 10.9	Unité	Abréviation	Valeur
Diamètre du boulon	[mm]	d	33
Aire de la section efficace du boulon	[cm ²]	A_s	6.94
Aire de la section du boulon	[cm ²]	A_v	8.55
Nombre de rangés des boulons	[mm]	N	3
Nombre de colonnes des boulons	[mm]	N_c	3
Limite de plasticité du matériau du boulon	[MPa]	f_{yb}	670
Résistance du matériau du boulon à la traction	[MPa]	f_{yb}	1000

Radier

- Béton de Classe 40 de résistance caractéristique à la compression : $f_{ck} = 40$ MPa

La résistance de l'assemblage au cisaillement est : $V_{j,Rd} = n_h \sum_{i=1}^n F_{vj,Rd} = kN \cdot m$.

L'effort sollicitant est $V_{b,Ed} = 130.27kN < V_{j,Rd} = 1335.31kN$.

Donc : $V_{b,Ed} < V_{j,Rd}$, condition est vérifiée, l'assemblage ne présente pas de risque au cisaillement.

Efforts :

$V_{b,Sd} = 468.75$ kN Effort tranchant.

7.7.1 Résultat et vérification

7.7.1.1 Compression du béton :

Lors de l'analyse de la partie comprimée d'un assemblage, il est crucial de s'assurer que les contraintes exercées sous la plaque d'assise restent inférieures à la résistance de calcul du matériau de scellement de la fondation. Il est également important de prévenir une flexion excessive de la plaque d'assise. Cette condition est exprimée par l'inégalité suivante :

$$N_{j,Ed} \leq N_{j,Rd}$$

- $N_{j,Ed}$: représente l'effort normal appliqué sur l'assemblage, et sa valeur est de 9.5 MN
- Résistance de calcul : $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 26.6 \text{ MPa}$
- Capacité portante du matériau de scellement, calculée comme suit :

$$f_{jd} = \alpha \cdot \beta_j \cdot f_{cd} = 26.6 \text{ MPa}$$

Avec : Coefficient relatif au matériau de fondation : $\beta_j = \frac{2}{3}$ Facteur de concentration de contrainte : $\alpha = 1.5$

- Largeur d'appui additionnelle :

$$c = t_p \sqrt{\frac{f_y}{3 \cdot f_{jd} \cdot \gamma_{M0}}} = 100 \text{ mm}$$

Avec : t_p : Épaisseur de la plaque d'appui, f_y : Limite d'élasticité caractéristique de l'acier utilisé pour la plaque d'appui

- Largeur efficace de la semelle de tronçon T :

$$b_{\text{eff}} = \min(c, (h_p - h_c)/2) + t_{fc} + \min(c, h_c/2 - t_{fc}) = 48 \text{ mm}$$

- Longueur efficace de la semelle de tronçon T :

$$l_{\text{eff}} = \min(b_p, b_{fc} + 2c) = 300 \text{ mm}$$

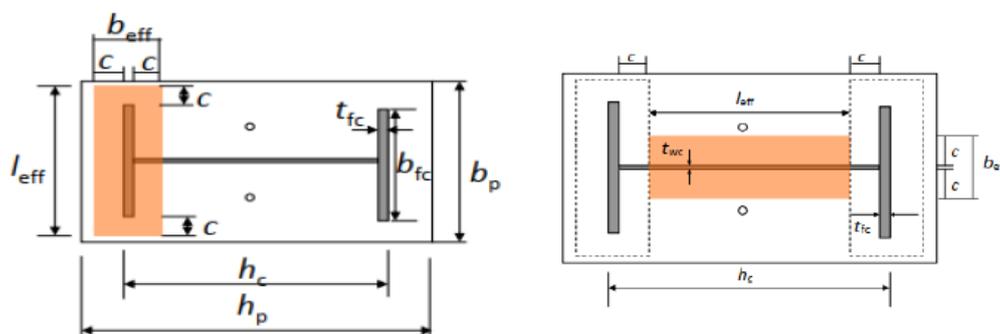


FIG. 7.8 – Tronçon en T des semelles à gauche et de l'âme à droite

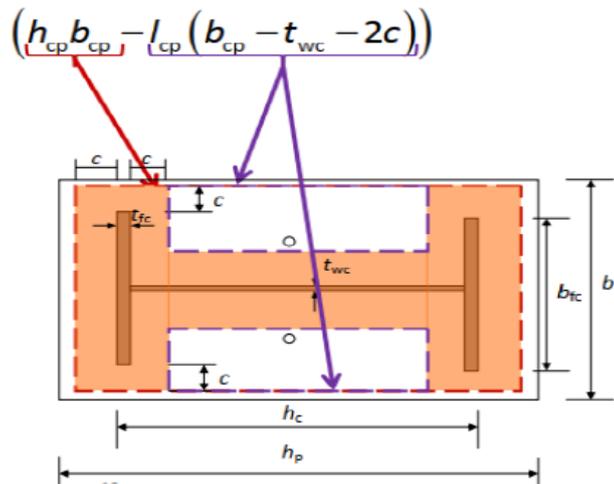


FIG. 7.9 – Air efficace des tronçons en T

- Résistance du béton à la compression :

$$N_{j,Rd} = f_{jd}(h_{cp}b_{cp} - I_{cp}(b_{cp} - t_{wc} - 2c)) = 9810.5 \text{ kN}$$

où : h_{cp} et b_{cp} sont les paramètres géométriques déterminés comme suit :

$$h_{cp} = \min(h_p, h_c + 2c) = \min(1, 0.62 + 2 \cdot 0.1) = 0.82 \text{ m}$$

$$b_{cp} = \min(b_p, b_c + 2c) = \min(0.7, 0.305 + 2 \cdot 0.1) = 0.505 \text{ m}$$

h_c et b_c sont la hauteur et la largeur du poteau HEM600 en mètre.

En conclusion, la résistance de la semelle dans la semelle comprimée est de $N_{j,Rd} = 9810.5 \text{ kN}$.

$$\frac{N_{j,Ed}}{N_{j,Rd}} \leq 1 \quad 0.74 \leq 1 \quad \checkmark \text{Vérifié}$$

7.7.1.2 Cisaillement

Lorsque l'on considère un pied de poteau équipé d'une plaque d'assise plane, il est nécessaire de déterminer la résistance de calcul au cisaillement $F_{v,Rd}$ en suivant la méthode suivante :

$$F_{v,Rd} = F_{f,Rd} + n \cdot F_{vb,Rd}$$

- $F_{vb,Rd}$ est la résistance de calcul au cisaillement d'un boulon d'ancrage :

$$F_{vb,Rd} = \frac{0.5 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M_2}}$$

- $F_{f,Rd}$ est la résistance de calcul par frottement entre la plaque d'assise et le scellement, calculée de la façon suivante :

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Ed}$$

avec :

- $C_{f,d}$: Coefficient de frottement entre plaque d'assise et couche de scellement, pour un scellement en mortier de sable-ciment, $C_{f,d} = 0.2$

- $N_{c,Ed}$: Effort normal de compression dans le poteau.

On trouve donc : $F_{vb,Rd} = 390 \text{ kN}$; $F_{f,Rd} = 1900 \text{ kN}$; $F_{v,Rd} = 5200 \text{ kN}$

L'effort tranchant sollicitant ne doit pas dépasser la résistance de l'assemblage au cisaillement : $V_{sd} \leq F_{v,Rd}$. Et selon le calcul numérique sur le logiciel ETABS, $V_{sd} = 468.75 \text{ kN}$.

7.7.1.3 Soudure entre le poteau et la plaque d'assise

$\sigma_{\perp} = 225.2 \text{ MPa}$ Contrainte normale dans la soudure.

$\tau_{\perp} = 195.3 \text{ MPa}$ Contrainte tangentielle perpendiculaire à l'axe de soudure.

$\tau_{\parallel} = 10.32 \text{ MPa}$ Contrainte tangentielle parallèle à l'axe de soudure.

$$\frac{0.9 \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = 279.2 \text{ MPa}$$

$$\frac{f_u}{\beta_W \cdot \gamma_{M2}} = 365 \text{ MPa}$$

Vérification :

$$\sigma_{\perp} \leq \left(\frac{0.9 \cdot f_u}{\gamma_{M2}} \right) \quad \checkmark \quad \text{Vérifié}$$

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3.0 \cdot (\tau_{II}^2 + \tau_{\perp}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_W \cdot \gamma_{M2}} \quad \checkmark \quad \text{Vérifié}$$

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3.0 \cdot (\tau_{II}^2 + \tau^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_W \cdot \gamma_{M2}} \quad \checkmark \quad \text{Vérifié}$$

Donc on peut conclure que les soudures de cet assemblage résistent aux différentes contraintes appliquées.

7.8 Assemblage entre élément métallique et noyau en béton armé :

Lorsque la structure porteuse comporte des éléments en béton armé (noyau central) ; il arrive fréquemment que les poutres métallique (solives) doivent s'y appuyer. Il existe plusieurs types d'assemblages peuvent être utilisés en fonction des exigences structurales et des contraintes spécifiques du projet. Voici quelques-uns des types d'assemblages couramment utilisés :

a - Pièce D'appui boulonnée : Pour assurer la liaison de la poutre, une pièce d'appui est fixée en utilisant des boulons ou des tiges filetées qui traversent le mur de part en part. Les trous nécessaires pour permettre le passage des boulons sont créés soit par forage direct, soit en utilisant des gaines insérées dans le coffrage

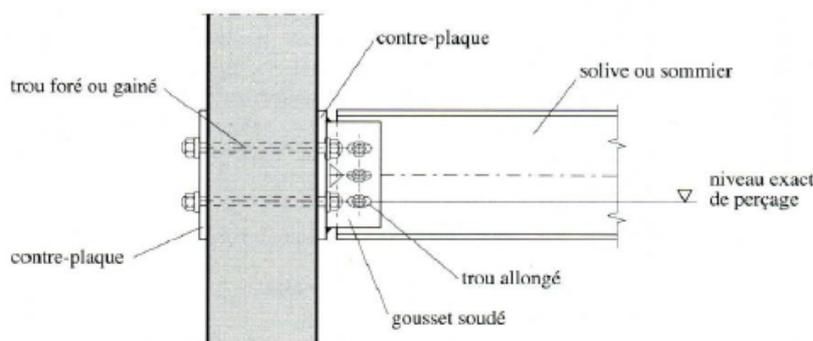


FIG. 7.10 – Pièce d'appuis boulonnée

b - Pièce d'appui scellée :

La fixation de l'assemblage se compose d'une plaque robuste sur laquelle sont présents des ancrages tels que des goujons ou des tiges filetées. Cette plaque est fixée à l'intérieur du coffrage et est scellée lors du coulage du béton du mur. Le soudage du gousset d'attache de la poutre est réalisé précisément à l'emplacement approprié une fois que le coffrage du mur a été retiré

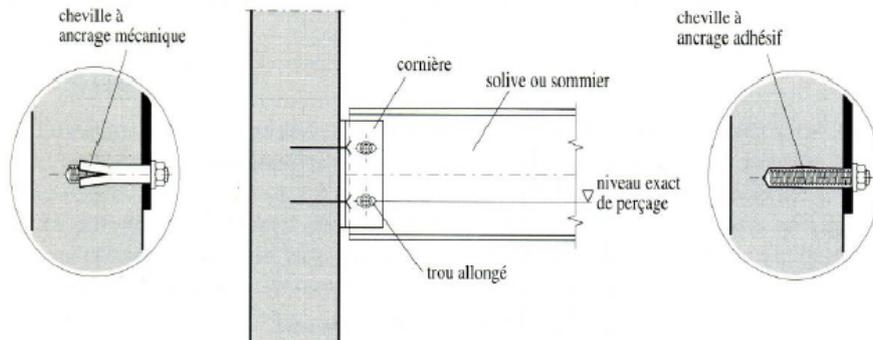


FIG. 7.11 – Pièce d'appuis chevillée

c - Cornière d'appui :

Pour réaliser un support, une pièce de cornière est fixée au mur en béton en utilisant des chevilles à ancrage mécanique. Le boulonnage de la poutre sur ce support requiert des trous allongés soit dans la cornière, soit dans la poutre

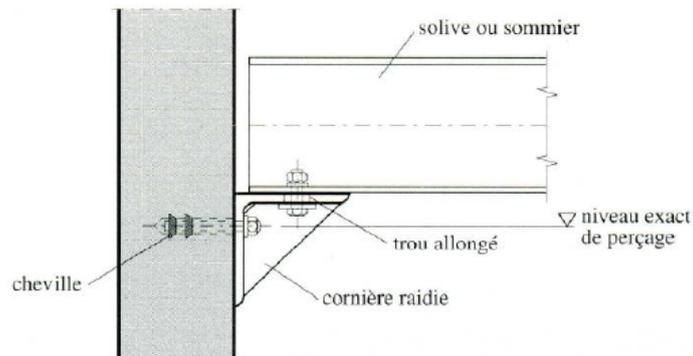


FIG. 7.12 – Pièce d'appuis cornière

d - Encrage d'un profilé Cette méthode de fixation implique l'ancrage d'un profilé en acier dans le voile de béton armé. Ensuite, la poutre doit être fixée en utilisant des boulons qui relient une plaque en platine et le poteau. De plus, la poutre doit être soudée sur la plaque.

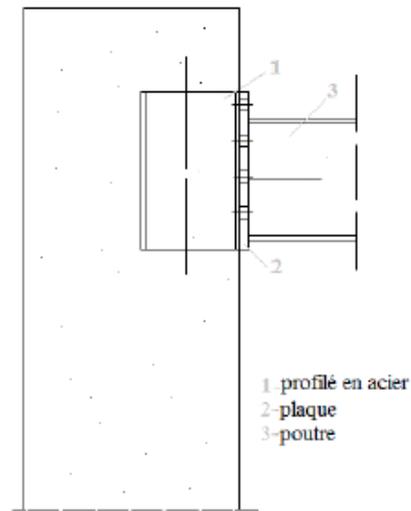


FIG. 7.13 – Encrage d'un demi-poteau

7.9 Choix de la méthode de calculs

L'interaction entre le béton et les profilé en acier c'est un problème pratique ; Dans notre cas on a choisi la méthode d'encrage par pièce d'appui scellée, comme montre dans la figure ci-dessous :

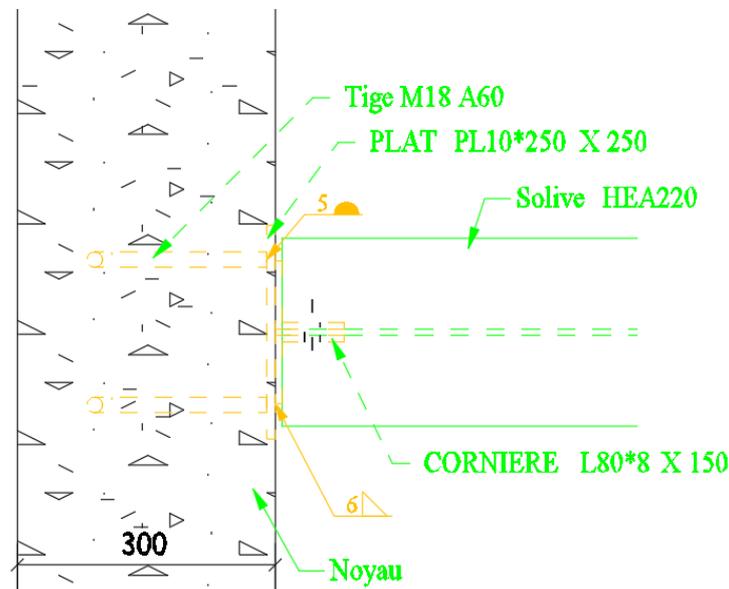


FIG. 7.14 – Schéma de l'assemblage noyau-poutre

Cet assemblage revêt une importance particulière car il assure la stabilité globale de la structure et sa résistance aux charges latérales telles que le vent et les séismes. Donc la liaison entre le noyau et les poutres en acier doit garantir une transmission efficace des charges horizontales. Elle doit également assurer une rigidité suffisante pour minimiser les déformations excessives de la structure et maintenir l'intégrité structurelle de l'ensemble.

7.10 Conclusion

Au cours de ce chapitre, nous avons examiné les assemblages des divers éléments de la structure en conformité avec les directives du règlement algérien C.C.M. 97 et de l'Eurocode 3. Le dimensionnement des assemblages implique la vérification de la résistance des éléments individuels dans leurs zones de liaison, notamment les boulons, les soudures, les platines, les raidisseurs et les tiges d'ancrage. Il est important de souligner que les calculs détaillés pour l'assemblage du noyau avec les poutres ne sont pas abordés dans cette section du rapport. Cependant, ces calculs seront effectués par la suite par des ingénieurs spécialisés afin de s'assurer que l'assemblage est dimensionné correctement pour résister aux charges et aux contraintes spécifiques du projet.

8.1 Introduction

Lors de la conception d'un bâtiment ou d'une structure, le choix de la fondation est d'une importance capitale. Les fondations sont les éléments qui supportent le poids de la construction et le transmettent au sol. Il existe différents types de fondations, chacun adapté à des conditions spécifiques du sol et aux charges appliquées.

Il existe différents types de fondations adaptés aux conditions du sol et aux exigences de la structure. Parmi eux, on trouve les fondations superficielles telles que les semelles isolées, les semelles filantes et les radier. En cas de sol de mauvaise qualité, un radier peut être préféré comme solution de fondation. Cependant, si c'est nécessaire, il peut être renforcé par des pieux pour garantir la stabilité de l'ouvrage. Le choix du type de fondation dépend de nombreux facteurs, tels que la capacité portante du sol et les charges appliquées.

Le règlement de référence que nous utilisons est le [DTR-BC-2.33.1] pour les fondations superficielles et le [DTR-BC-2.33.2] pour les fondations profondes ainsi que le BAEL91. Ces règlements fournissent des directives et des critères de conception précis pour le calcul des fondations, en tenant compte des charges appliquées, des propriétés du sol et des contraintes spécifiques à chaque projet.

8.2 Le choix du type de fondation

Dans notre projet, étant donné les caractéristiques du sol et l'importance de l'ouvrage, nous avons opté pour un radier comme fondation principale. Cependant, nous devons effectuer une analyse approfondie pour évaluer la capacité portante du radier et garantir sa stabilité. Si les résultats de cette analyse indiquent que le radier seul ne suffit pas, des mesures supplémentaires, telles que le renforcement avec des pieux, peuvent être envisagées pour améliorer sa capacité portante.

Le choix du type de fondation dépend essentiellement des facteurs suivants :

- Capacité portante du sol d'assise.
- Les charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.

8.3 Pré-dimensionnement du radier

8.3.1 Épaisseur minimale

En première approximation, l'épaisseur des éléments constitutifs du radier dalle est déterminée par les relations suivantes du BAEL 91 modifié 99 :

$$h \geq h_{\min} = 25 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{8} \leq h \leq \frac{L}{5} \text{ (Condition forfaitaire)}$$

$$\frac{\pi}{2} \cdot L_e \geq L_{\max} \text{ (Condition de rigidité)}$$

Le panneau le plus sollicité est de dimensions : $L_x = 6.5 \text{ m}$; $L_y = 7.75$.

Avec :

- h : hauteur du radier
- h_{\min} : hauteur minimale du radier
- L_{\max} : plus grande portée

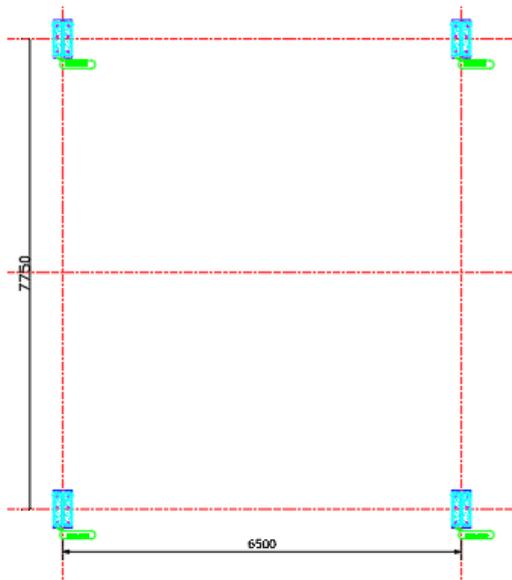


FIG. 8.1 – Dimension du panneau le plus sollicité

8.3.2 Condition de rigidité

Pour un radier rigide, il faut que :

$$\frac{\pi}{2} \cdot L_e \geq L_{\max}$$

Avec :

$$L_e = \sqrt{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}}$$

Où :

- L_e est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).
- L_{\max} est la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs ($L_{\max} = 7.75$ m).
- E est le module d'élasticité du béton ($E = 37619$ MPa).
- I est l'inertie de la section du radier ($I = \frac{b \cdot h^3}{12}$ avec h la hauteur du radier).
- K est le coefficient de réaction du sol (pour notre cas, $K = 0.5$ Kg/cm³).
- b est la largeur de l'élément considéré de 1m (radier).

On a $I = \frac{b \cdot h^3}{12}$. Par conséquent, on a :

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{4 \cdot L_{\max}^4 \cdot K}{\pi^4 \cdot E}} \geq \sqrt[3]{\frac{48 \cdot 7750^4 \cdot 5 \cdot 10^{-3}}{\pi^4 \cdot 37619}} \approx 0.62 \text{ m}$$

D'après les relations du BAEL91, on prend $h = 0.8$ m comme épaisseur du radier générale.

8.3.3 Surface du radier

La surface du radier doit vérifier la condition suivante : $S_r \geq \max\left(\frac{N_u}{\sigma_{\text{sol}}}, S_{\text{structure}}\right)$.

Avec :

- S_{str} : Surface de la structure.
- S_r : Surface du radier.
- N_u : Réactions aux appuis à l'ELU.

On a : $S_r \geq \max\left(\frac{282785.9}{0.21 \times 10^3}, 930.16\right) = 1364.6 \text{ m}^2 \leq S_{\text{str}}$

Donc le débord est obligatoire.

$$S_r = S_{\text{str}} + S_{\text{déb}} = S_{\text{str}} + L_{\text{déb}} \times P.$$

Avec :

- P : Périmètre du bâtiment.
- $S_{\text{déb}}$: Surface du débord.
- $L_{\text{déb}} = \max\left(\frac{0.8}{2}, 30 \text{ cm}\right) = 40 \text{ cm}$.

Donc la surface du radier est : $S_r = 978.96 \text{ m}^2$.

8.4 Vérification de la contrainte du sol :

8.4.1 Calcul de la capacité portante à partir de l'essai préssiométrique

L'essai préssiométrique est une méthode utilisée en géotechnique pour évaluer les caractéristiques mécaniques du sol. Les données obtenues permettent d'estimer la capacité portante du sol et de vérifier si les fondations prévues sont adéquates.

Hypothèse de calcul :

Cette méthode a été développée à l'origine par L. Ménard. La contrainte de capacité portante unitaire sous charge verticale centrée est donnée par la formule suivante :

$$q_{adm} = q_0 + \frac{K_p \cdot P_{le}^*}{F_s}$$

Pour une profondeur d'encastrement $D = 7$ m de la fondation, nous avons :

- q_0 : Contrainte verticale due au poids des terres au niveau de la fondation

$$q_0 = \gamma \cdot D$$

où :

- γ est la masse volumique des terres.
- $P_{le}^* = P_l - P_0$: Pression limite nette équivalente calculée comme la valeur moyenne des pressions limites nettes existantes sur une profondeur égale à $1.5 \cdot B$ (38.55m) sous la semelle selon le DTR-BC 2331.
- p_l : Pression limite mesurée au niveau de la fondation .
- p_0 : Contrainte totale horizontale due au poids des terres au même niveau dans le sol avant essai

$$p_0 = k_0(q_{v0} - u) + u_0$$

avec k_0 coefficient de pression latérale des terres, q_{v0} contrainte totale verticale, et u_0 pression interstitielle au niveau du point de mesure.

- F_s : Facteur de sécurité.
- K_p : Coefficient de portance

$$K_p = 0.8 \cdot \left[1 + 0.35 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$$

selon le tableau 1 de l'ANNEXE B.1.-FASCICULE N° 62 - Titre V.

Avec :Hauteur d'encastrement équivalente (D_e) définie par la formule suivante :

$$D_e = \frac{1}{P_{le}^*} \int_0^D p_l(z) dz$$

selon le paragraphe 2.2 de l'annexe E2 du Fascicule 62 Titre V.

Donc :

$$q_{adm} = q_0 + \frac{K_p \cdot P_{le}^*}{F_s} = 7 \cdot 2.09 + \frac{0.81 \cdot 2.74}{3} = 2.1 \text{ bar} = 0.21 \text{ MPa}$$

d'après les résultats du rapport géotechnique.

8.4.2 Calcul de la contrainte de référence appliquée à la semelle au sol

La contrainte de référence est généralement utilisée pour déterminer si la pression appliquée par la semelle sur le sol est acceptable et ne conduit pas à un tassement excessif ou à une instabilité du sol. Les contraintes $\sigma_{\max,\min}$ sous le radier sont :

$$\sigma_{\max,\min} = \frac{N_{ELS}}{S_r} \pm \frac{M_{rx}}{I_{xx}} \cdot x_g$$

$$\sigma_{\max,\min} = \frac{N_{\text{ELS}}}{S_r} \pm \frac{M_{\text{ry}}}{I_{yy}} \cdot y_g$$

On obtient : $\sigma_{\max} = 2.63$ bars et $\sigma_{\min} = 1.65$ bars.

Calcul de la contrainte de référence sous le radier :

$$q_{\text{réf}} = \frac{3 \cdot \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \cdot 2.63 + 1.65}{4} = 2.38 \text{ bar} \leq q_{\text{adm}} = 2.19 \text{ bar}$$

La valeur de q_{adm} a été obtenue à partir d'un rapport sur le sol présenté dans l'annexe 7.

Conclusion :

$q_{\text{réf}} > q_{\text{adm}}$, On remarque que les contraintes ne sont pas vérifiées, donc les fondations superficielles ne conviennent pas, on doit faire appel aux fondations profondes (pieux). L'essai préssiométrique nous a permis d'évaluer la capacité du sol à supporter les charges de la structure. En analysant les données de l'essai, nous avons pu déterminer si le radier est suffisamment solide pour assurer la stabilité de l'ouvrage.

8.5 Étude du radier général

Le radier sera calculé comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. On calculera le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier. Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins, et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, nous adapterons la même section d'armatures. Cette section est déterminée en prenant en considération dans les calculs le panneau le plus sollicité.

8.5.1 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 :

$$\tau_u = \frac{Tu}{b \cdot d} < 0.05 \cdot f_{c28}$$

Où :

$$Tu = \frac{N_u \cdot L_{\max} \cdot b}{2 \cdot S_r}$$

N_u = Réactions aux appuis et poids du radier à l'ELU

$$N_u = 282785.9 + 25 \cdot 0.8 \cdot 1021.6 = 301389.1 \text{ kN}$$

$d = 0.9 \cdot h$ (hauteur utile)

Donc :

$$Tu = \frac{301389.1 \cdot 7.75 \cdot 1}{2 \cdot 978.96} = 1192.98 \text{ kN}$$

Alors :

$$\tau_u = \frac{Tu}{b \cdot 1} = \frac{1192.98}{0.9 \cdot 0.8} = 1.65 \text{ MPa} < 2 \text{ MPa}$$

La condition sur la contrainte de cisaillement est donc vérifiée.

8.5.2 Vérification au poinçonnement

Selon le BAEL 99 (article A.5.2, 41), afin de s'assurer de la résistance du radier au poinçonnement, il est nécessaire et très important pour le cas d'un radier non-nervuré de vérifier la formule suivante :

$$N_u < \frac{0.045 \cdot h \cdot u_c \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

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.

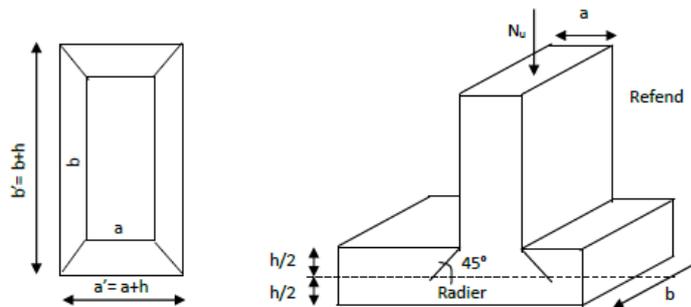


FIG. 8.2 – Périmètre utile des voiles et des poteaux après diffusion des charges

- Poteaux (type HEM600)

$$\mu_c = 2(a' + b') = 2(a + b + 2h) = 2(0.62 + 0.305 + 2 \times 0.8) = 5.05 \text{ m}$$

$$\text{et : } N_u = 9555.83 \text{ kN}$$

$$N_u = 9555.83 \text{ kN} < \frac{0.045 \times 0.8^{5.05} \times 40 \times 10^3}{1.5} = 14130 \text{ kN}$$

La condition de non-poinçonnement n'est pas satisfaite. Il est donc nécessaire de placer des armatures d'effort tranchant sur un périmètre u_m défini à partir du périmètre u_c par une homothétie, de sorte que la condition soit respectée dans u_m .

Avec :

$$u_m = u_c \frac{\tau_u}{0.05 f_{c28}} = 5.05 \times \frac{1.65}{0.05 \times 40} = 4.16 \text{ m}$$

- le voile du noyau de contreventement :

$$\text{On a : } \mu_c = 2(a + b + 2h) = 2(0.4 + 5.9 + 2 \times 0.8) = 15.8 \text{ m}$$

$$\text{et : } N_u = 9305.36 \text{ kN}$$

$$N_u < \frac{0.045 \times 0.8 \times 15.6 \times 40 \times 10^3}{1.5} = 14976 \text{ kN}$$

La condition de non-poinçonnement n'est pas satisfaite aussi . Il est donc nécessaire de placer des armatures d'effort tranchant sur un périmètre u_m défini à partir du périmètre u_c par une homothétie, de sorte que la condition soit respectée dans u_m . D'où :

$$u_m = u_c \frac{\tau_u}{0.05 f_{c28}} = 15.8 \times \frac{1.65}{0.05 \times 40} = 12.21 \text{ m}$$

8.5.3 Calcul du ferrailage

Le calcul selon la combinaison à l'ELU : 1.35G+1.5Q.

Le panneau du radier le plus sollicité a une dimension de $l_x = 6.5 \text{ m}$ et $l_y = 7.75 \text{ m}$.

Le rapport α est donné par :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0.84 < 0.4.$$

La dalle travaille donc suivant les deux sens, donc le ferrailage se fait à la flexion simple (Organigramme 1) pour une bande de 1m, pour le calcul, on suppose que les panneaux soient encastres aux niveaux des appuis.

$$q_u = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} = \frac{282785.9}{1021.6} = 276.8 \text{ kN/m}^2$$

N_u est l'effort normal ultime ramené par la superstructure.

Les moments fléchissants au centre du panneau sont :

$$\begin{aligned} \text{Sens } l_x &\rightarrow M_{0x} = \mu_x q l_x^2 \\ \text{Sens } l_y &\rightarrow M_{0y} = \mu_y M_{0x} \end{aligned}$$

Les coefficients μ_x et μ_y (Annexe 6) sont donnés en fonction de α pour 2 cas :

- $\nu = 0$ (état fissuré) hypothèse à retenir pour l'état limite ultime
- $\nu = 0.2$ (état non fissuré) hypothèse à retenir pour l'état limite de service

À l'ELU $\nu = 0$ (état fissuré), pour notre cas on trouve :

$$\mu_x = 0.051, \mu_y = 0.685.$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0.051 \times 276.8 \times 6.5^2 = 596.45 \text{ kN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.685 \times 596.45 = 408 \text{ kN.m}$$

Les moments ultimes maximaux pour un panneau central continu sont :

Sens de la grande portée :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En travée : } M_t(y) = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 408 = 306 \text{ kNm/m} \\ \text{Sur appui : } M_a(y) = M_a(x) = 0.5 M_{0x} = 0.5 \times 596.45 = 298.2 \text{ kNm/m} \end{array} \right.$$

Sens de la petite portée :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En travée : } M_t(x) = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 596.45 = 447.3 \text{ kNm/m} \\ \text{Sur appui : } M_a(x) = 298.2 \text{ kNm/m} \end{array} \right.$$

En travée :

a) Suivant x :

Béton : $f_{c28} = 40 \text{ MPa} \rightarrow f_{bu} = 22.67 \text{ MPa}$

Acier : $f_e = 500 \text{ MPa} \rightarrow f_{su} = 434.8 \text{ MPa} \approx 435 \text{ MPa}$

Nous avons donc : $\mu = \frac{M_{tx}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{447.3 \times 10^{-3}}{1 \times (0.9 \times 0.8)^2 \times 22.67} = 0.038 < \mu_{ab} = 0.187 \text{ MPa} \implies$

Pivot A Pivot A :

$$\begin{cases} \epsilon_{st} = 10\text{‰} \\ \epsilon_b \leq 3.5\text{‰} \\ A_{sc} = 0 \end{cases}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.0108)}) = 0.048$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435 \text{ MPa}$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.72(1 - 0.4 \times 0.048) = 0.706 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{tx}}{Z \times \sigma_s} = \frac{14.56 \text{ cm}^2}{\text{mL}}$$

On vérifie la section minimale des armatures par la formule suivante :

$$A_{s,min} = \frac{0.23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e}$$

$$A_{s,min} = \frac{0.23 \times 3 \times 1 \times 0.72}{500} = 9.93 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

$A_{st} > A_{s,min}$, On choisit donc 8 barres HA16 avec une section $A_s = 16.08 \text{ cm}^2$

b) Suivant y :

$\mu = \frac{M_{ty}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{306 \times 10^{-3}}{1 \times (0.9 \times 0.8)^2 \times 22.67} = 0.026 < \mu_{ab} = 0.187 \text{ MPa} \implies$ Pivot A

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.026)}) = 0.033$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.72(1 - 0.4 \times 0.033) = 0.71 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{uxx}}{Z \times \sigma_s} = \frac{9.9 \text{ cm}^2}{\text{mL}}$$

On vérifie la section minimale des armatures :

$$A_{s,min} = \frac{0.23 \times 3 \times 1 \times d}{500} = 9.93 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

$A_{st} = A_{s,min}$, On choisit donc 7 barres HA14 avec une section $A_s = 10.78 \text{ cm}^2$

Aux appuis :

$M_{a(y)} = M_{a(x)} = 298.2 \text{ kNm/m}$

Nous avons :

$\mu = \frac{M_{a(x)}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{298.2 \times 10^{-3}}{1 \times (0.9 \times 0.8)^2 \times 22.67} = 0.025 < \mu_{ab} = 0.187 \text{ MPa} \implies$ Pivot A

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.025)}) = 0.031$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.72(1 - 0.4 \times 0.031) = 0.71 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{uxx}}{Z \times \sigma_s} = \frac{9.65 \text{ cm}^2}{\text{mL}}$$

On vérifie la section minimale des armatures par la formule suivante :

$$A_{s,min} = \frac{0.23 \times 3 \times 1 \times d}{400} = 9.93 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

$A_{st} < A_{s,min}$, on adopte $A_{s,min}$ et on choisit donc 7 barres HA14 avec une section $A_s = 10.78 \text{ cm}^2$

Espacement des barres

L'espacement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

-La plus sollicitée sens $x-x$: $\min(3h - 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

-La moins sollicitée sens $y-y$: $\min(4h - 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

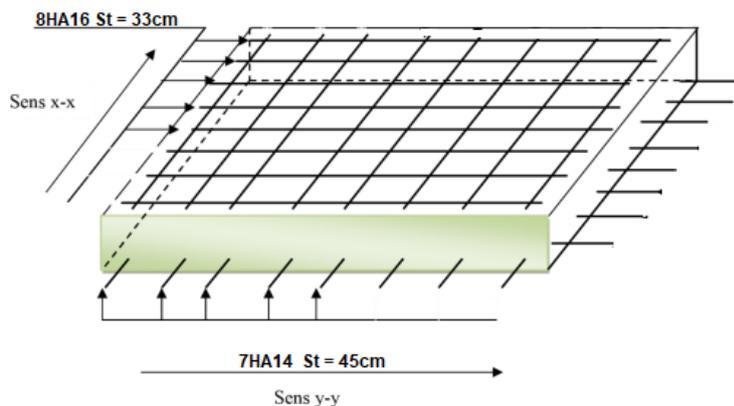


FIG. 8.3 – schéma du ferrailage de la dalle du radier

Arrêt des barres

- Armatures inférieures : quadrillage uniforme sur toute la surface, une barre sur deux arrêtée à une distance $b = \frac{l_x}{10} = 65 \text{ cm}$ avant le nu d'appui.

- Armatures supérieures : section d'acier réalisée avec des barres décalées dépassant respectivement des longueurs l_1 et l_2 du nu d'appui tel que :

$$l_1 \geq \max(\lambda l_x, l_a) = 130 \text{ cm}$$

$$l_2 \geq \max(0.5l_1, l_a) = 65 \text{ cm}$$

Où :

$$\lambda = 0.05 + 0.30 \frac{M_a}{M_x} = 0.2$$

- - $l_a = 40\varnothing = 64 \text{ cm}$: Longueur d'ancrage pour les barres droites
- - $M_a = 298.2 \text{ kN.m}$: Moment sur appui

8.6 Etude des Pieux

8.6.1 Dimensionnement des pieux

D'après le DTR BC.2.33.2, le dimensionnement des pieux est donné comme suit :

- Diamètre D : le diamètre des pieux qui sont réservés pour des grands ouvrages est donné par $D \geq 0.8 \text{ m}$. Le choix du diamètre est le nombre de pieux résultant d'une optimisation globale de la fondation.
- Longueur L : celle-ci varie en fonction de :
 - o L'épaisseur des couches du sol à traverser pour mobiliser un frottement latéral suffisant dans le cas des pieux flottants en particulier.
 - o La profondeur du substratum résistant et de l'encastrement prévu, dans le cas des pieux travaillant essentiellement en pointe.

Dans notre cas, la couche résistante (couche d'assise) est à partir de -21.00 m de profondeur, le pieu doit être ancré dans cette couche ($h > 4B$). C'est pour cette raison qu'on a opté pour un pieu de 25 m de longueur (haut du radier) et un diamètre de l'ordre de $L/20$, soit le diamètre du pieu $B = 1.2 \text{ m}$.

8.6.2 Capacité portante des pieux

La capacité portante des pieux peut être définie comme la charge maximale qu'ils peuvent supporter sans se rompre. Cette capacité est souvent déterminée en décomposant la charge limite supportée par la fondation profonde en deux composantes :

- La charge limite de pointe (Q_{pu})
- La charge limite latérale (Q_{su})

D'où : $Q_l = Q_{pu} + Q_{su} = 5440.13 \text{ kN}$ d'après le rapport du sol du projet.

8.6.3 Nombre de pieux

On peut estimer le nombre de pieux nécessaires qu'il faut mettre sous la structure par la formule suivante :

$$N_{\text{pieux}} = \frac{N_{\text{ser}}}{Q_l}$$

Q_l : Capacité portante d'un seul pieu.

$$N_{\text{pieux}} = \frac{187052}{5440.13} \approx 34.37$$

Donc on opte pour un groupe de 35 pieux.

8.6.4 Disposition des pieux

Pour que les pieux travaillent séparément, il faut que la distance entre deux pieux voisins dépasse 2.5 fois le diamètre du pieu. Donc, la distance entre deux pieux doit dépasser 3m. On prend l'entraxe entre deux pieux égal à 5.00m.

Selon les essais de chargement statique et dynamique effectués par le Laboratoire géotechnique, nous avons pris le diamètre des pieux égal à $B = 1.2\text{ m}$ pour une profondeur de 36m.

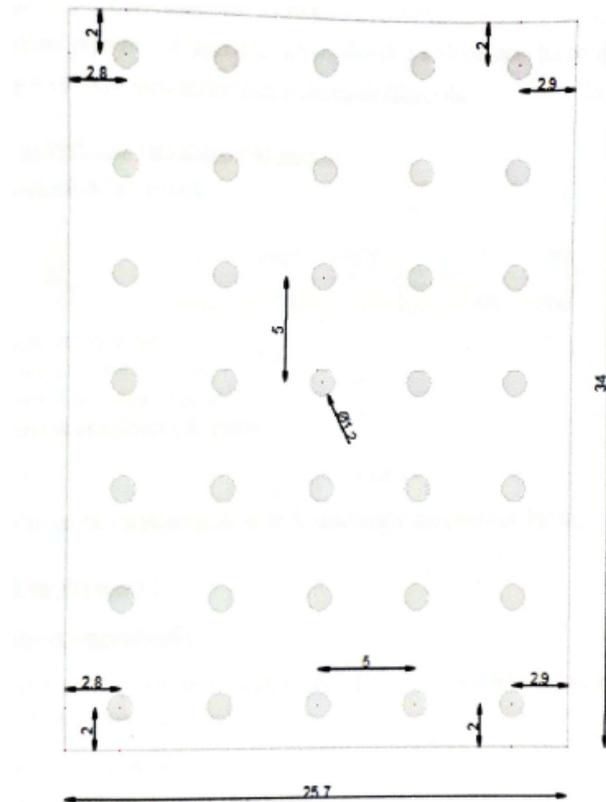


FIG. 8.4 – Vue en plan de la disposition des pieux

8.6.5 Calcul de l'efficacité du groupe de pieux

Le calcul de l'efficacité du groupe de pieux peut être utilisé pour vérifier la disposition des pieux et déterminer si elle est appropriée. Ce calcul permet aussi d'évaluer l'interaction entre les pieux et le sol environnant, ce qui peut avoir un impact sur la capacité portante globale du groupe. Selon le paragraphe 2.2 de l'annexe G.1 du fascicule N° 62-titre V :

$$C_e = 1 - \frac{2 \arctan(B/S)}{\pi \cdot \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right)}$$

Avec :

- B : diamètre des pieux
- S : entraxe entre deux pieux
- n : Nombre de lignes de pieux
- m : Nombre de colonnes de pieux

On trouve $C_e = 75.14\%$, on constate que l'efficacité est importante, donc la disposition des pieux est bonne.

8.6.6 Ferrailages des pieux

Nous allons étudier le ferrailage des éléments structuraux (pieux). Il devra être conforme aux règlements en vigueur (BAEL 91, R.P.OA).

Armature longitudinale

La section minimale à mettre en œuvre est égale à 0.6% de la section du béton du pieu, donc :

$$A_{Smin} = 0.6\% \times A_B = 67.824 \text{ cm}^2$$

On prend : 14 HA25

NB : Un espacement de 23cm et un enrobage de 7 cm.

Armature transversale

Les armatures transversales sont formées de cercles avec un diamètre minimal de 10 mm et un espacement maximal de 30 cm. Dans notre cas, nous utiliserons des barres HA10 avec un espacement de 25 cm.

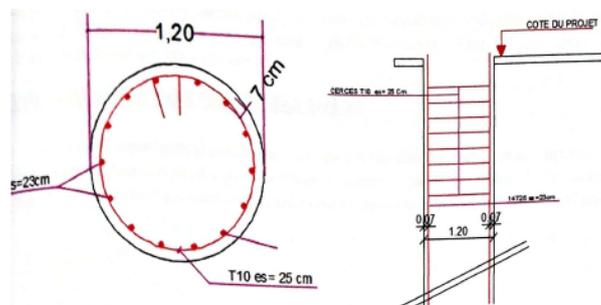


FIG. 8.5 – Schéma de ferrailage du pieux

8.7 Conclusion

Pour assurer une transmission efficace des charges du sous-sol du bâtiment vers les pieux, nous avons conçu un radier général qui englobe tous les pieux. En utilisant cette combinaison de pieux en béton armé ancrés dans le sol et d'un radier général, nous visons à assurer une base solide et stable pour le bâtiment, en garantissant une répartition adéquate des charges sur les pieux et une capacité portante suffisante pour supporter la structure.

CONCLUSION GÉNÉRALE

Au cours de la rédaction de ce mémoire de fin d'études, j'ai eu l'opportunité d'exploiter l'ensemble des connaissances que j'ai acquises tout au long de mon parcours universitaire. Bien que le projet porte principalement sur le domaine de la structure métallique, cela ne m'a pas empêché d'utiliser des notions provenant d'autres branches du génie civil abordées dans mon cursus, telles que le bâtiment, le béton armé, la géotechnique, la dynamique des structures, le génie parasismique, et bien d'autres encore. Cette intégration de connaissances multidisciplinaires a enrichi mon approche et m'a permis d'appréhender le projet dans sa globalité, en prenant en compte les interactions complexes entre différents aspects du génie civil.

Ce projet m'a permis d'améliorer ma maîtrise des normes et réglementations en vigueur, notamment le R.P.A.99/2003v[D.T.R.-B.C.2-48], le R.N.V. [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. De plus, cette expérience m'a permis de renforcer mes compétences dans l'utilisation de logiciels tels que "ETABS", "Autodesk AutoCAD", RDM, et bien d'autres. Cette familiarité avec les normes et les outils logiciels a été essentielle pour mener à bien le projet et assurer une approche rigoureuse dans la modélisation, l'analyse et le dimensionnement des structures étudiées.

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 et les fondations a une résistance à la compression $f_{c28} = 40$ MPa

Acier : Les aciers employés pour les différents profilés métalliques sont de nuance :

- S275 pour les profilés et les plats avec une limite d'élasticité égale à : $f_y = 275$ MPa
- S355 pour les poteaux avec une limite d'élasticité égale à : $f_y = 355$ MPa

L'évaluation des charges et des surcharges agissant sur l'ouvrage a été effectuée afin de déterminer les charges verticales qui influenceront la conception et le dimensionnement de la structure. Les résultats obtenus sont tirés à partir du D.T.R B.C 2.2 (Charge permanentes et charges d'exploitation)

Le Règlement Parasismique Algérien R.P.A.99v2003, 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 pour l'étage courant et les sous-sol :

- Solive : IPE 160
- Poutre principale : HEA 220

- Poutre secondaire : HEA 240
- Poteau : HEM 600

Après avoir effectué le prédimensionnement, l'étude du plancher mixte a permis de déterminer les caractéristiques spécifiques pour les deux blocs de l'ouvrage.

- Solives : IPE 160 .
- Tôle profilée : TN40 .
- Connecteurs : Les connecteurs utilisés sont des goujons à têtes d'une hauteur de 50 mm, espacés de 6.5 cm.

L'étude sismique de la structure a permis d'analyser son comportement face aux sollicitations sismiques et de déterminer les déplacements maximaux de la structure. Les déplacements maximaux ont été évalués en fonction des caractéristiques de la structure et des forces sismiques auxquelles elle est soumise. Ils ont ensuite été comparés aux limites imposées par le RPA99/2003 pour assurer la sécurité de l'ouvrage.

Par la suite, le dimensionnement final de l'ensemble des éléments de l'ouvrage a accompli le dimensionnement définitif des éléments porteurs et secondaires de l'ouvrage, tels que les solives, les poutres et les poteaux ainsi la vérification du ferrailage pour un voile plein et un linteau en stricte conformité avec les réglementations spécifiques .

Une analyse et une vérification des assemblages ont été réalisées pour chaque liaison entre les différentes pièces de la structure. Ces éléments de liaison peuvent être soit boulonnés, soit boulonnés-soudés, et comprennent des composants tels que les platines, les boulons, les cornières, les goujons et les tiges d'ancrage.

Après avoir étudié les assemblages, la dernière étape de l'analyse de l'ouvrage consiste à calculer le ferrailage de l'infrastructure. Dans le cas de ce projet, les fondations choisies sont de type radier général à dalle pleine encastré sur un groupe de pieux. Cette approche de fondation permet de répartir efficacement les charges de la structure sur le sol, assurant ainsi une base solide et stable pour l'ensemble de l'ouvrage.

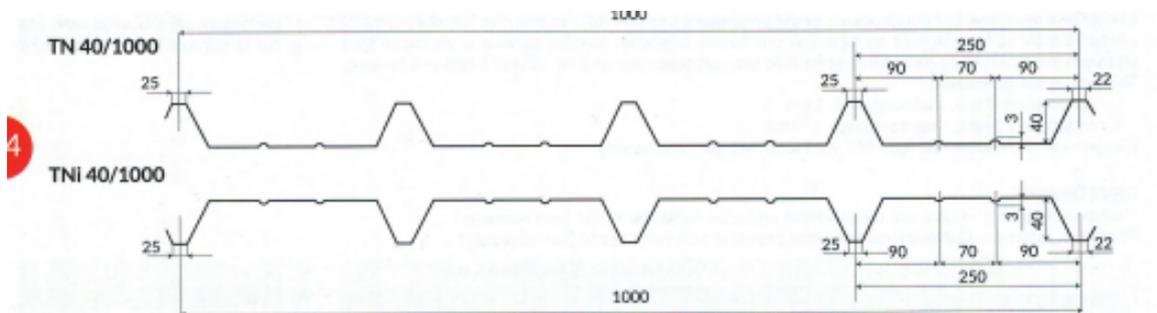
L'étude de ce projet de structure mixte est une étape clé de ma transition académique vers le domaine professionnel. J'ai acquis une compréhension approfondie du développement d'un projet de charpente métallique en considérant les aspects techniques et économiques. Ce mémoire sera bénéfique aux futurs étudiants et apportera une valeur ajoutée au département de Génie Civil de l'École Nationale Polytechnique.

BIBLIOGRAPHIE

1. AFNOR, Eurocode 1 : Bases de calcul et action sur les structures, Partie 1-4 : actions du vent sur les bâtiments
2. AFNOR, Eurocode 3 «Calcul des structures en acier» Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments
3. AFNOR, Eurocode 3 «Calcul des structures en acier» Partie 1-8 (2005) : calcul des assemblages
4. AFNOR, Eurocode 4 : Calcul des structures mixtes acier-béton, Partie 1-1 : règles générales et règles pour les bâtiments
5. Ahmed Salim BENAICHE, Hamza MELLAKHI, 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.
6. ArcelorMittal Europe Long Products, New Standard Same Sections EN 10365 : 2017
7. BENMOUSSA Abdeldjalil, Étude d'un parking (RDC 6 étages) avec bloc administratif en structure métallique, Mémoire de Projet de Fin d'Etudes, Département Génie Civil, Ecole Nationale Polytechnique, 2022.
8. Brahim Khalil BENAZZOUZ, Cours de Structures Métalliques, Ecole Nationale Polytechnique, 2021-2022.
9. Conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton [BC.2.4.10]
10. Cours : Ossatures Bâtiment (2015/2016) – MASTER Génie Civil – Option : Structures Civiles et industrielles - Prof. A. KASSOUL-UHBChef
11. Danielle CLAVAUD, Construction et travaux publics | Les superstructures du bâtiment : Actions du vent sur les bâtiments selon l'Eurocode 1 – Partie 1-4
12. ETABS Shear Wall Design Manual Eurocode 2-2004 with 8-2004
13. APPLICATION DE L'EUROCODE 4 POTEAU MIXTE PARTIELLEMENT ENROBÉ SOUS CHARGE AXIALE CENTRÉE
14. M. WELLS, Skyscrapers, Structure and Design, Laurence King publishing, Londres, 2005
15. Messaouda CHERRAK, Cours de Béton Armé, Ecole Nationale Polytechnique, 2021-2022.
16. Murs en béton - Fascicule 65A du CCTG : Exécution des ouvrages de génie civil en béton armé ou précontraint. 06 mars 2008
17. Nadja BAOUCHE, Cours de Constructions Parasismiques, Ecole Nationale Polytechnique, 2022-2023.

18. Nouredine BOURAHLA, Cours de Dynamique des Structures, Ecole Nationale Polytechnique, 2021-2023.
19. REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES RPA 99 / VERSION 2003
20. Règles de conception et de calcul des structures en béton armé CBA93 [BC241]
21. Règles de calcul des fondations superficielles [BC2331]
22. Méthodes de calcul des fondations profondes [BC2332]
23. Règle de conception et de calcul des structures en acier CCM 97 [BC244]
24. Règlement neige et vent RNV 2013 [C2-47]
25. Sana STIHI, Cours de Bâtiment, Ecole Nationale Polytechnique, 2020-2021.

Annexe 1 : Fiche technique de la tole TN40



Charge admissible uniformement distribuee Kg/m²

EPAISSEUR mm	TN 40/1000													TNI 40/1000														
	PORTEE m													PORTEE m														
	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	2,75	3,00	3,25	3,5	3,75	4	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	2,75	3,00	3,25	3,5	3,75	4		
↔	0,5	439	281	185	143	109	86	63	47	36				360	230	152	104	84	59	37	27							
								70	58	48							117	109	74	57	47							
								115	84	63	48	38					145	97	68	49	37							
								121	98	81	68	58					164	126	99	80	66							
	0,6	614	393	273	200	153			135	98	73	57	67	35	504	322	224											
↔	0,7	716	458	318	234	179								603	386	268	178	119	84	61	46	35						
								141	114	94	79	64	58				196	150	119	96	79	66						
								154	112	84	65	51	41	33				214	143	100	73	55	42	33	27			
								162	131	108	91	77	67	58				229	175	138	112	92	78	65	56			
	0,8	820	524	364	267	205			193	140	105	81	64	51	41	34	701	449	311	289	194	136	99	74	57	45	36	29
↔	1,0	1024	655	455	334	256								903	578	401												
								202	163	135	113	97	83	72	64				295	225	178	144	119	100	85	73	64	56
								67	51	40								83	61	41	30							
								73	62	53								91	73	60	51							
	0,5	570	365	252	180	141	111	90							467	300	207	147	115									
↔	0,6	768	491	341	251	192	152	123	101					630	403	280	205	157										
								81	64	51							113	83	62	48								
								85	72	62							124	100	83	70								
								95	74	59	48						140	102	76	59	46	37						
	0,7	896	573	398	292	224	177	143	118					754	482	335	246	188										
↔								99	84	73	63						148	120	99	83	71	61						
								108	85	68	55	45					168	122	92	71	55	44	36					
								113	97	83	72	64					173	140	116	97	83	71	63					
								135	106	85	69	57					165	124	95	75	60	49	40					
	1,0	1280	819	569	418	320	253	204	169					1129	722	502	368	282	223									
								142	121	104	91	80					180	149	125	106	92	80	70					

N.B: Les valeurs en rouge ne prévoient pas de limitation de flèche

Annexe 2 : Rapport du sol

I- INTRODUCTION :

A la demande de notre client *EURL PROFAIN* relative à l'étude du sol de terrain devant servir d'assise pour : *Réalisation de 176 logements promotionnels + parking au sous sol en R+24 duplex + 2 Sous-Sol* au lieu dit *EDIMCO WILAYA DE BEJAIA*.

Afin d'avoir une meilleure reconnaissance géotechnique et détecter le mode de fondation, à utiliser nous avons effectué une campagne géotechnique basée sur le programme suivant :

- ❖ Reconnaissances préliminaires
- ❖ Essais sur site
- ❖ Essais au laboratoire
- ❖ Conclusion

II- RECONNAISSANCES PRELIMINAIRES :

- Situation géographique :

Le site est destiné pour la : *Réalisation de 176 logements promotionnels + parkings en R+24 duplex + 2 Sous-Sol*, projetés à *EDIMCO WILAYA DE BEJAIA*.

Reconnaissances géologique de la région:

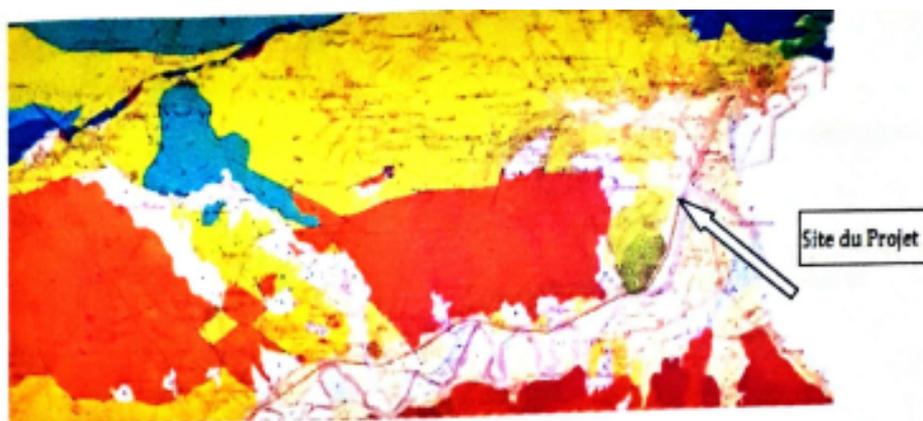
La région de Béjaïa appartient au domaine des Babors occidentaux qui comprend :

- Les formations post-nappes du Mio-pliocène
- Le domaine des flyschs allochtones
- Les unités telliennes d'âge Trias à crétacé supérieur

LA GEOLOGIE DU SITE D'ETUDE

> **Mio-pliocène :**

- 1 -Brèches
- 2 -Argiles bleues
 - **a²** : alluvions anciennes (niveau inférieur)



Extrait de la carte géologique de Bejaia au 1/50 ,000

Afin de vérifier cette lithologie et d'examiner la capacité portante du sol nous avons réalisé des essais in situ et laboratoire.

III- CATEGORIE GEOTECHNIQUE :

Selon La norme NFP 94-250-1 le Projet : la : *Réalisation de 176 logements promotionnels + parkings en R+24 duplex + 2 Sous-Sol.* à EDIMCO WILAYA DE BEJAIA, est en classe GEOTECHNIQUE 2.

- Dans le cas d'ouvrage courant une grande surface, les points de reconnaissance peuvent être placés selon un maillage. La distance normales, les points de reconnaissance est de 20 à 40 m. Lorsque les conditions de terrain sont uniformes, les forages ou les puits de reconnaissance peuvent être remplacé par des essais de pénétration ou des sondages géophysique ;

-Pour les semelles isolées et les fondations filantes, la profondeur des sondages ou des forages, au-dessous du niveau de fondation prévu est comprise normalement entre 1 fois et 3 fois la largeur des éléments de la fondation. Il convient normalement de reconnaitre des profondeurs plus grande pour certains points de reconnaissance afin d'estimer les conditions de tassements et les problèmes éventuels liés aux souterrains ;

IV- PROGRAMME DE RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE :

IV-1- PROGRAMME:

Sur site nous avons réalisé :

Deux (02) sondages carottés 50.00 mètre de profondeur ;

Deux (02) Sondages préssiométriques de 50.00 mètre de profondeur

Six (06) essais au pénétromètre dynamique lourd « PDL».

IV-2 - ESSAIS SUR SITE :

IV-2-1-les Sondages carottés :

Une description visuelle des carottes prélevées nous ont permis d'établir les coupes stratigraphiques qui sont annexées à ce rapport.

✦ Sondage carotté 01 :

La description des carottes prélevées montre que le sous sol du site est constitué de :

00,00 – 03,00 m : Limon sableux marron;

03,00 – 07,00 m : Argile et sable fin marron;

07,00 – 13,00 m : Sable vaseux grisâtre ;

13,00 – 21 ,00 m : Argile sableuse marron ;

21,00 – 50 ,00 m : Marnes grisâtre.

✦ Sondage carotté 02 :

La description des carottes prélevées montre que le sous sol du site est constitué de :

00,00 – 03,20 m : Limon sableux marron;

03,20 – 07,50 m : Argile sableuse fin marron;

07,50 – 12,90 m : Sable peu limoneux vaseux grisâtre ;

12,90 – 21 ,00 m : Argile sableuse marron ;

21,00 – 50,00 m : Marnes grisâtre.

IV-2-2-ESSAI – PRESSIOMETRE MENARD

Description :

L'essai consiste à mesurer la déformation radiale moyenne d'un forage en fonction de la pression d'eau.

Dans un sol fin (de perméabilité faible) sous nappe, cet essai peut être considéré comme un essai non drainé (le phénomène de consolidation n'entre pas en compte).

Principe d'essai :

L'essai préssiométrique consiste à descendre, à une profondeur donnée une sonde cylindrique gonflable dans un forage soigneusement calibré les variations de volume du sol au contact de la sonde sont mesurée en fonction de la pression radiale appliquée.

L'essai se réalise à une profondeur déterminée avec des paliers de charge de durées constantes égales 60 (ou 120) secondes.

-Une mesure intermédiaire est faite à 30 (ou 60) sec. Le volume total d'eau injectée dans la sonde est donc mesuré après 30 et 60 sec; il est noté V30 et V60 ou (V60 et V120).

Interprétation :

On peut en déduire :

- E_p : Module pressiométrique moyen,

$$\overline{E_p} = \frac{\sum_i^n h_i}{\sum_i^n \left(\frac{h_i}{E_{p_i}} \right)}$$

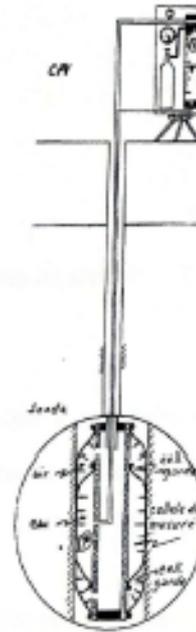


Figure : Schéma d'un pressiomètre

Tel que :

E_p : Module pressiométrique moyen à travers la couche $n(i)$, d'épaisseur h_i

h_i : d'épaisseur de la couche (i)

p_f : pression de fluage qui définit la limite entre l'état pseudo élastique et l'état plastique

- P_f : Pression limite moyenne

$$\overline{P_f} = \frac{\sum_i^n h_i}{\sum_i^n \left(\frac{h_i}{P_{f_i}} \right)}$$

Tel que :

P_f : Pression limite moyenne à travers la couche (i) d'épaisseur h_i

h_i : d'épaisseur de la couche (i)

-CLASSIFICATION DU SITE

La classification du site est donnée selon la pression limite moyenne calculée selon la formule suivante : (RPA 99/ version 2003 Art 3.3.1 page 25)

$$\bar{P}_l = \frac{\sum_i h_i}{\sum_i \left(\frac{h_i}{P_{li}} \right)} = 1.98 \text{ MPA : S3 (Meule)}$$

L'interprétation des résultats obtenus sont reportés sur des graphiques en annexe

IV-2-3- Essais au pénétromètre dynamique (PDL).

L'essai au pénétromètre dynamique lourd consiste à déterminer la résistance dynamique en un point d'un sol in situ, de vérifier l'homogénéité verticale et horizontale d'un sol et de niveau d'un substratum. Comme il peut nous renseigner aussi du niveau d'eau approché dans le cas superficiel.

Ces essais ont été réalisés sur l'ensemble de la surface du projet.

La résistance de pointe à la pénétration est donnée à partir de la formule de battage (Des Hollandais) suivant :

$$q_d = \frac{M}{e(M+M')} \times \frac{m g \times H}{A}$$

Avec :

A : section droite de la pointe.

H : hauteur de chute

e : pénétration moyenne par coup.

G : accélération de la pesanteur.

M : Masse du mouton.

M' : somme des masses du train des tiges, de l'enclume et de la tige guide masse frappée.

Les résultats sous forme de graphes donnent la résistance de pointe en fonction de la profondeur sont jointes en annexe.

Ces essais ont été réalisés à l'aide d'un pénétromètre dynamique lourd (PDL) de type BORROS.

- Capacité portante de sol :

La contrainte limite de calcul q_l à prendre en compte est évaluée à partir de la résistance à la pénétration la plus faible, en appliquant la formule suivante :

(D.T.U.13.12 règle pour le calcul des fondations superficielles)

$$q_l = \frac{R_p}{(5 \text{ à } 7)}$$

De cette formule, nous pouvons estimer la contrainte admissible du sol qui est donnée

Par :

$$Q_{adm} = \frac{q_l}{F_s}$$

Avec $F_s = 3$ (coefficient de sécurité)

$$Q_{adm} = \frac{R_p}{21}$$

Avec R_p : la résistance a la pointe

- Interprétation des résultats :

Le essai pénétrométrique P_1 est été poussés jusqu'aux refus qui présente a 13.60m.

Les essais pénétrométriques P_2 , P_3 , P_4 , P_5 et P_6 ont été poussés sans refus. L'analyse des pénétrographes des essais réalisés montre le sol en place à une résistance homogène sur toute la surface. La contrainte admissible est estimée à 1.40 bars à partir de 7.00 m de profondeur par rapport à la côte de terrain actuel (côte fondations).

IV-3 - ESSAIS AU LABORATOIRE :

Pour vérifier la lithologie du sol remarqué visuellement au niveau des caisses de sol récupérées lors des sondages carottés, nous avons prélevé des échantillons à des différents niveaux qui sont soumis à des essais physico-mécaniques et aux analyses chimiques au niveau de notre laboratoire.

Les résultats obtenus sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Caractéristique		Profondeur	
		Sondage N°01 3.50 -3.70 (m)	Sondage N°02 9.90 -10.10m)
Teneur en eau naturel % W		29.70	19.50
Teneur en eau de saturation W_{sat} %		51.10	39
Degré de saturation Dr_{sat} %		98.3	87.2
Granulométrie par tamisât %	2mm	97	98
	80 μ	74	55
Limite d'ATTERBERG	WL %	36.60	35.34
	WP %	22.44	21.44
	IP	14.16	13.90
	IC	0.31	0.73
Densité (t/m ³)	Humide γ_h	2.07	1.97
	Sèche γ_d	1.84	1.76
Analyses chimiques	CaCo3%	Trace	Trace
	So4-	Trace	Trace
	Cl-%	trace	trace
	CO ₂ %	trace	trace

✚ Interprétation des résultats :

Les analyses d'échantillons prélevés au niveau des sondages carottés montrent que :

- Ce sol présente des densités moyennes.
- Ce sol présente des teneurs en eau naturelles élevées.

- Indice de plasticité mesuré entre 13.90 et 14.16 avec de limite de liquidité correspondante entre 35,34 et 36.60 %.
- Les limites d'ATTERBERG permettent de classer ces tranches de sol parmi les argiles peu plastiques.

V- ETUDE DES FONDATIONS SUPERFICIELLES :

V.1-Présentation de la structure :

D'après le plan de masse et les données qui nous ont été transmises par le client, le projet consiste en la réalisation d'un Bâtiment en R+24. Le présent travail que nous allons traiter consiste à dimensionner, calculer et choisir le type de fondation à adopter.

Notre Bâtiment est composé d'un RDC et 24 étages avec deux sous sols. D'après le B.E.T les résultats de la descente de charge sont donnés comme suit :

- La surface du radier : L = 34 m, B = 25.7 m

$$S_d = 873.8 \text{ m}^2$$

- L'effort total est de l'ordre de :

$$N^{ELS} = 187052.40 \text{ KN.}$$

V.2-Calcul de la capacité portante a partir de l'essai pressiométrique :

(Fondation superficielle)

Hypothèse de calcul :

*radier général:

- L = 34 m;
- B = 25.7 m ;
- D = 7 m ;

Cette méthode a été développée à l'origine par L. Ménard. La contrainte de rupture (capacité portante unitaire) sous charge verticale centrée est donnée par la formule :

$$q_{ad} = q_0 + \frac{K_{pple} \cdot P_1}{F_s}$$

Pour une profondeur d'encastrement D de la fondation on a:

- q_0 : Contrainte verticale due au poids des terres au niveau de la fondation;
- P_1 : est la valeur de la pression limite mesurée au niveau de la fondation ;
- P_1^* : Pression limite nette équivalente calculée comme la valeur moyenne des pressions limites nettes existant sur une profondeur égale à $1,5 \cdot B$ (38,55m) située sous la semelle. Les pressions

limites nettes etant toute plafonnées à 1,5 fois leur valeur minimale sur une profondeur envisagée (DTR- BC 2.33.1).

La pression limite équivalente ; $P_{le}^* = \sqrt[n]{p_{l1} \cdot p_{l2} \dots \dots \dots p_{ln}}$

$P_{l}^* = p_l - p_0$: Pression limite nette

P_L : pression limite mesurée

P_0 = contrainte totale horizontale due au poids des terres au même niveau dans le sol avant essai :

$$P_0 = k_0 (q_{v0} - u) + u$$

K_0 : coefficient de pression latérale des terres au repos

q_{v0} : contrainte totale verticale au niveau du point de mesure

U_0 : pression interstitielle au niveau du point de mesure

q_0 : Contrainte verticale totale due au poids Naturel du sol au niveau de la fondation (kpa)

$$q_0 = \gamma_s \cdot D ;$$

F_S : facteur de sécurité = 3

K_p : Coefficient de portance.

❖ Coefficient de portance (k_p) :

$$K_p = 0.8 [1 + 0.35(0.6 + 0.4B/L)D_r/B] \longrightarrow \text{Selon Fascicule 61.V, 1993.}$$

$$K_p = 0.81$$

❖ Hauteur d'encastrement équivalente (D_e) :

Elle est définie par la formule suivante : $D_e = \frac{1}{P_{le}^*} \int_0^D p_l(x) dz$

$$\text{Donc ELS } q_{ad} = \frac{14.497}{m^2} + \frac{0.81 \cdot 2.74}{3} = 2,19 \text{ bar}$$

V-3-Calcul de la contrainte de référence appliquée à la semelle au sol :

❖ Calcul de l'excentricité :

$$N_{SER} = 187052.40 \text{ KN}, M_{Gxx} = 239890,8 \text{ KN.M}, M_{Gyy} = 6626,6283 \text{ KN.M}$$

$$\Rightarrow \text{Excentricité : } e_x = \frac{M_{Gyy}}{N_{ser}} = 0.035 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \text{Excentricité : } e_y = \frac{M_{Gxx}}{N_{ser}} = 1.28 \text{ m}$$

NB : Dans le calcul on prend le cas le plus défavorable.

➔ Etat de contraintes au sol suivant les deux directions principales GX et GY (ELS) :

$$\text{Suivant XX: } \sigma_{\max/\min} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \pm \frac{M_{GY}}{I_{YY}} \quad Y_{max} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \left(1 \pm \frac{6e_x}{L}\right)$$

$$\text{Suivant YY: } \sigma_{\max/\min} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \pm \frac{M_{GX}}{I_{XX}} \quad X_{max} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \left(1 \pm \frac{6e_y}{B}\right)$$

Etats de contrainte tridimensionnelle (3D), état octaédrique des contraintes qui tient en compte de l'excentrement des charges simultanément dans les deux directions GX et GY d'après (Fuentes, 1978) :

$$\sigma_j = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \left(1 \pm \frac{6e_x}{L} \pm \frac{6e_y}{B}\right), \text{ avec } j = (1, 2, 3 \text{ et } 4) \text{ qui sont les coins du radier.}$$

Suivant XX :

$$\sigma_{\max} = 2.14 * (1 + 0.22 + 0.0082) = 2.62 \text{ bars.}$$

$$\sigma_{\min} = 2.14 * (1 - 0.22 + 0.0082) = 1.68 \text{ bars.}$$

Suivant YY :

$$\sigma_{\max} = 2.14 * (1 + 0.22 - 0.0082) = 2.59 \text{ bars.}$$

$$\sigma_{\min} = 2.14 * (1 - 0.22 - 0.0082) = 1.65 \text{ bars.}$$

V-4. Calcul de la contrainte de référence :

$$q_{ref} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \quad (\text{Diagramme trapézoïdal})$$

$$q_{ref} = \frac{3 * 2.63 + 1.65}{4} = 2.38 \text{ bars}$$

$q_{ref} = 2,38 \text{ bars} > q_{adm} \text{ ELU} = 2,19 \text{ bars}$, donc ce n'est pas vérifié.

Conclusion : On remarque que les contraintes ne sont pas vérifiées, donc les fondations superficielles ne conviennent pas. On doit faire appel aux fondations profondes (Pieux).

V-5-Détermination de la contrainte admissible sous une fondation superficielle à partir des essais au laboratoire :

Cas d'un radier :

Dans le cas d'un radier, la contrainte de rupture sous une charge verticale centrée est obtenue par la relation générale suivante (méthode de superposition de TERZAGHI) :

$$q_{lim} = [1/2 S_{\gamma} \gamma_2 B N_{\gamma}(\phi)] + [s_q \gamma_1 D N_q(\phi)] + [S_c C N_c(\phi)]$$

Avec :

q : contrainte de rupture (capacité portante par unité de surface)

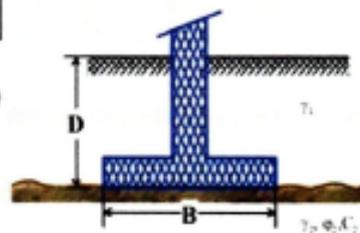
γ_1 : poids volumique du sol sous la base de la fondation ;

γ_2 : poids volumique du sol latéralement à la fondation ;

c : cohésion du sol sous la base de la fondation ;

B : largeur de la fondation ;

D : profondeur d'encastrement de la fondation (profondeur à laquelle se trouve la base de la fondation).



$N_r(\emptyset)$, $N_c(\emptyset)$ et $N_q(\emptyset)$ sont des facteurs de portance qui ne dépendent que de l'angle de frottement interne \emptyset du sol sous la base de la fondation

$$S_c = 1 + 0.2B/L$$

$$S_\gamma = 1 - 0.2B/L$$

$$S_q = 1$$

Le tableau ci-dessous (tableau 1) indique les valeurs à retenir pour les facteurs de portance selon les recommandations de l'eurocode 7 :

\emptyset	N_c	N_q	N_r	N_r (EC7)	\emptyset	N_c	N_q	N_r	N_r (EC7)
0	5.14	1.00	0.00	0.00	25	20.72	10.66	10.88	9.01
1	5.38	1.09	0.07	0.00	26	22.25	11.85	12.54	10.59
2	5.63	1.20	0.15	0.01	27	23.94	13.20	14.47	12.43
3	5.90	1.31	0.24	0.03	28	25.80	14.72	16.72	14.59
4	6.19	1.43	0.34	0.06	29	27.86	16.44	19.34	17.12
5	6.49	1.57	0.45	0.10	30	30.14	18.40	22.40	20.09
6	6.81	1.72	0.57	0.15	31	32.67	20.63	25.99	23.59
7	7.16	1.88	0.71	0.22	32	35.49	23.18	30.21	27.72
8	7.53	2.06	0.86	0.30	33	38.64	26.09	35.19	32.59
9	7.92	2.25	1.03	0.40	34	42.16	29.44	41.06	36.37
10	8.34	2.47	1.22	0.52	35	46.12	33.30	48.03	45.23
11	8.80	2.71	1.44	0.66	36	50.59	37.75	56.31	53.40
12	9.28	2.97	1.69	0.84	37	55.63	42.92	66.19	63.18
13	9.81	3.26	1.97	1.05	38	61.35	48.93	78.02	74.90
14	10.37	3.59	2.29	1.29	39	67.87	55.96	92.25	89.01
15	10.98	3.94	2.65	1.58	40	75.31	64.20	109.41	106.06
16	11.63	4.34	3.06	1.91	41	83.86	73.90	130.21	126.74
17	12.34	4.77	3.53	2.31	42	93.71	85.37	155.54	151.94
18	13.10	5.28	4.07	2.77	43	105.11	99.01	186.53	182.80
19	13.93	5.80	4.68	3.30	44	118.37	115.31	224.63	220.77
20	14.83	6.40	5.39	3.93	45	133.87	134.87	271.75	267.75
21	15.81	7.07	6.20	4.66	46	152.10	158.50	330.34	326.20
22	16.88	7.82	7.13	5.51	47	173.64	187.21	403.65	399.36
23	18.05	8.66	8.20	6.50	48	199.26	222.30	496.00	491.56
24	19.32	9.60	9.44	7.66	49	229.92	265.50	613.14	608.54
					50	266.88	319.06	762.86	758.09

La contrainte admissible donne par la formule suivante : $\sigma = \frac{q_{lim}}{3}$

LES HYPOTHESES DE CALCULE :

*radier :

- B = 25.700 m ;
- D = 7.00 m ;
- C = 0.14 bar ;
- $\Phi = 10.00^\circ$
- $\gamma_1 = \gamma_2 = 1.07 \text{ t/m}^3$ (même couche)
- $N_\gamma = 1.22$, $N_c = 08.34$, $N_q = 2.47$ (N_γ , N_c , N_q sont des facteurs de portance qui sont calculés à partir du tableau ci-dessus)

$$q_{lim} = [1/2 S_\gamma \gamma_2 B N_\gamma(\emptyset)] + [S_q \gamma_1 D N_q(\emptyset)] + [S_c C N_c]$$

$$S_c = 1 + 0.2 \cdot 0.75 = 1.15$$

$$S_\gamma = 1 - 0.2 \cdot 0.75 = 0.85$$

$$S_q = 1$$

$$q_{lim} = (1/2 \cdot 0.85 \cdot 25.7 \cdot 1.07 \cdot 1.22) + (1 \cdot 7 \cdot 2.47) + (1.15 \cdot 1.4 \cdot 08.34)$$

Donc: $q_{lim} = 44.03 \text{ t/m}^2 = 4.4 \text{ bars}$

La contrainte admissible: $G_{adm} = \frac{q_{lim}}{3}$

Donc: $G_{adm} = \frac{4.4}{3} = 1.46 \text{ bar}$

V-6-Calcul des tassements:

✦ Calcul du tassement total à partir de l'essai pressiométrique:

La technique de calcul du tassement d'une fondation à l'aide des résultats d'un essai au pressiomètre Ménard que l'on expose dans ce paragraphe est basée sur les recommandations du *fascicule 62 titre V*. Cette méthode est bien utile surtout pour les fondations étroites telles que les semelles de bâtiments et d'ouvrages d'art. Le tassement après dix ans de cette fondation est donné par: $s(10 \text{ ans}) = s_c + s_d$

- S_c : Tassement dit de consolidation. $S_c = [(a/9E_c) \times (q - \sigma_{v0}) \lambda_c B]$;
- S_d : Tassement dit déviatorique. $S_d = [(2/9E_d) \times (q - \sigma_{v0}) B_0 (\lambda_d (B/B_0)^a)]$;

Avec:

- a : Coefficient rhéologie.
- q : Contrainte effective appliquée à la semelle.
- σ_{v0} : Contrainte effective verticale au niveau de la semelle.
- B : Largeur de la semelle avec $B > 0.60 \text{ m}$.
- B_0 : Largeur de référence = 0.60 m .
- E_c et E_d : Module pressiométrique moyens pondérés dans les domaines sphérique et déviatorique.
- λ_c et λ_d : Coefficient de forme en fonction du rapport L/B de la semelle.

✦ Application numérique:

- Coefficient rhéologie a :

Type	Tourbe		Argile		Limon		Sable		Sable et gravier	
	a	E/P	a	E/P	a	E/P	a	E/P	a	
Surconsolidé ou très serré		>16	1	>14	2/3	>12	1/2	>10	1/3	
normalement consolidé ou normalement serré	1	9 à 16	2/3	8 à 14	1/2	7 à 12	1/3	6 à 10	1/4	
Sous-consolidé altéré et remanié ou lâche		7 à 9	1/2	5 à 8	1/2	5 à 7	1/3			

Suivant XX :

$\sigma_{max} = 2.62\text{bars}$. $\Rightarrow S=1,39\text{ cm} < S_{adm}=6,80\text{ cm}$ (tassement admissible) \Rightarrow vérifiée.

$\sigma_{min} = 1.68\text{bars}$. $\Rightarrow S=0,27\text{ cm} < S_{adm}=6,80\text{ cm}$ (tassement admissible) \Rightarrow vérifiée.

Suivant YY :

$\sigma_{max} = 2.59\text{bars}$. $\Rightarrow S=1,35\text{ cm} < S_{adm}=5,14\text{ cm}$ (tassement admissible) \Rightarrow vérifiée.

$\sigma_{min} = 1.65\text{bars}$. $\Rightarrow S=0,23\text{ cm} < S_{adm}=5,14\text{ cm}$ (tassement admissible) \Rightarrow vérifiée.

Discussion du résultat : D'après les résultats le tassement est négligeable, ces tassements seront absorbés au cours de construction de l'ouvrage.

VI-ETUDE DES FONDATIONS PROFONDES :**VI-1-Dimensionnement des pieux :**

D'après le *DTR BC.2.33.2*, le dimensionnement des pieux est donné comme suit :

➤ Diamètre D : le diamètre des pieux qui sont réservés pour des grands ouvrages est : $D \geq 0.8\text{m}$.

Le choix du diamètre est le nombre de pieux résultent d'une optimisation globale de la fondation.

➤ La longueur L : celle-là varie en fonction de :

- L'épaisseur des couches du sol à traverser pour mobiliser un frottement latéral suffisant dans le cas des pieux flottants en particulier.
- La profondeur du substratum résistant et de l'encastrement prévu, dans le cas des pieux travaillant essentiellement en pointe.

Tableau1. Le choix du diamètre ainsi que la longueur du pieu.

Profondeur de la couche d'assise	Technique possible
Entre 5 et 8m	Petits pieux battus préfabriqués
Entre 10 et 15m	-pieux battus ($L/30 < D < L/35$) -pieux forés (D de l'ordre L/20)
Au delà de 15m	-Pieux forés (D voisin de L/20 et supérieur ou égal à 80cm)

Dans notre cas, la couche résistante (couche d'assise) est à partir de -21,00 mètre de profondeur, le pieu doit être ancré dans cette couche ($h > 4B$). C'est pour cette raison qu'on a opté pour un pieu de 25 mètre de longueur (haut du radier) et un diamètre de l'ordre de L/20, soit le diamètre du pieu 1.2 mètre.

VI-2- Détermination de la charge limite du pieu :

Le calcul de la charge limite peut se faire par plusieurs méthodes.

↓ EVALUATION A PARTIR DE L'ESSAI PRESSIOMETRIQUE :

D'après le **fascicule 62**, la charge limite Q_u d'un élément de fondation (pieu) est obtenu en additionnant la charge limite de pointe Q_{pu} correspondant au poinçonnement du sol à la base du pieu et la charge limite Q_{su} mobilisant les frottements entre le fut de pieu et le sol :

$$Q_u = Q_{pu} + Q_{su}$$

Avec :

- Q_{pu} : la charge limite mobilisable sous la pointe du pieu ;
- Q_{su} : la charge limite mobilisable par frottement de fut du pieu et le sol.

A) Détermination de la charge limite de pointe Q_{pu} :

$$Q_{pu} = \rho_p \cdot A_p \cdot q_{pu}$$

Tel que :

$$q_{pu} = K_p \cdot P_{le}^*$$

Avec :

ρ_p : coefficient réducteur de l'effort de pointe ($\rho_p = 1$ pieu plein).

A_p : aire de la section droite du pieu tel que : $A_p = \pi \cdot R^2$.

q_{pu} : contrainte limite de pointe.

K_p : coefficient de portance, qui dépend de la nature du sol et du mode de mise en œuvre du pieu. Il est donné par le tableau 2 ci-après :

Tableau. 2: Les valeurs du coefficient de portance [K_p].

Nature des terrains		Éléments mis en œuvre sans refoulement du sol	Éléments mis en œuvre avec refoulement du sol
ARGILES - LIMONS	A	1,1	1,4
	B	1,2	1,5
	C	1,3	1,6
SABLES - GRAVES	A	1,0	4,2
	B	1,1	3,7
	C	1,2 (***)	3,2
CRAIES	A	1,1	1,6
	B	1,4	2,2
	C	1,8	2,6
MARNES, MARNO-CALCAIRES		1,8	2,6
ROCHES ALTÉRÉES (1) (***)		1,1 à 1,8	1,8 à 3,2

(1) La valeur de K_p pour ces formations est prise égale à celle de la formation meuble du tableau à laquelle le matériau concerné s'apparente le plus.

B)-Détermination de La charge limite en frottement latéral Q_{su} :

La valeur du frottement latéral $Q_s = P^* \int_0^h q_s(z) \cdot dz$ unitaire, est donnée par les courbes de frottement latéral Q1 à Q7 et le choix de la courbe est lié à la nature lithologique de chaque couche traversée par le pieu ainsi que le type de pieu.

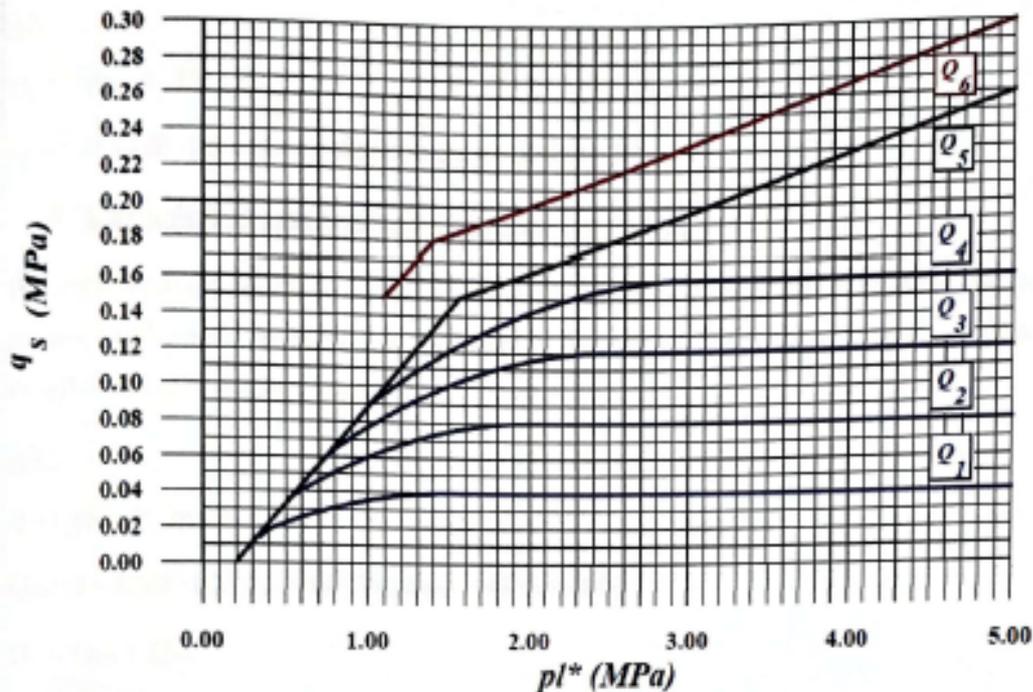


Figure.1: les valeurs du frottement latéral unitaire.

C)-Application numérique :

Hypothèse de calcul :

- Diamètre du pieu: $B=1,20m$.
- Cote d'ancrage de la pointe du pieu: $(-32m/TN)$.

↓ Calcul de la charge de pointe Q_{pu} :

$$Q_{pu} = \rho_p \cdot A_p \cdot Q_{pu}$$

Calcul de PI^*_e :

$$PI^*_e = 1/3a + b^* \int_{D-b}^{D+3a} P_1^*(z) \cdot dz$$

- $a = \max [1,2/2, 0,5] = 0,6$
- $b = \min (a, h) = \min (0,6, 11m) = 0,6m \rightarrow PI^*_e = 1/2,4^* \int_{31,4}^{33,8} P_1^*(z) \cdot dz$
- $D+3a=33,8m$
- $D-b= 31,4m$

$$b+3a=2.4\text{m}$$

$$P_{lc}^* = 40,64 \text{ bars}$$

- Une lithologie marneuse (voir tableau.2)
- Élément mis en œuvre sans refoulement de sol

$$K_p=1,80$$

AN:

$$Q_{pu} = \rho_p \cdot A \cdot K_p \cdot P_{lc}^*$$

$$Q_{pu} = 1 \times 1.130 \times 1.8 \times 40.64 = 82,6910 \text{ bars} = 8269.10 \text{ KN.}$$

➔ Calcul de la charge limite de frottement latéral Q_s :

Par simplicité de calculs, on considère un frottement unitaire q_{su} constant sur les 14 mètres. q_{su} est donné en fonction de p_{lc}^* à partir des courbes de frottement du fascicule 62. Sol de classe A, courbe de frottement type Q_s , $p_{lc}^*=4.064 \text{ MPa}$ et $q_{su}=0,120 \text{ MPa}$.

AN:

$$Q_{su} = \rho_{sl} \cdot P \cdot q_s \cdot e$$

$$Q_{su} = 1 \times 3,768 \times 1.2 \times 11 = 49,7376 \text{ bars} = 4973.76 \text{ KN.}$$

$$Q_u = Q_{pu} + Q_{su}$$

$$Q_u = 13242,86 \text{ KN}$$

D)-Calcul de la charge admissible :

La charge limite en compression: $Q_u = Q_{pu} + Q_{su}$	Q_u (KN)	13 242,86
La charge de fluage en compression: $Q_c = 0,5Q_{pu} + 0,7Q_{su}$ pour un pieu foré	Q_c (KN)	7 616, 81
La charge de fluage en traction: $Q_{tc} = 0,7Q_{su}$ pour tout les types	Q_{ct} (KN)	3 481,63
Etat Limite Ultime ELU		
Combinaisons fondamentales $Q_{max} < Q_u/1,4$	Q_{max} (KN)	9 459,18
Combinaisons accidentelles $Q_{max} < Q_u/1,2$	Q_{max} (KN)	11 035,71
Etat Limite de Service ELS		
Combinaisons rares $Q_{max} < Q_c/1,1$	Q_{max} (KN)	6 923,80
Combinaisons quasi-permanentes $Q_{max} < Q_c/1,4$	Q_{max} (KN)	5 440,13

Annexe 3 : 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

Annexe 4 : Tableau des sections d'armatures de haute adhérence en fonction du diamètre et du nombre de barres

	1	2	3	4	5	6	7	8	9
HA 6	0,28	0,57	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54
HA 8	0,50	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,52
HA 10	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07
HA 12	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18
HA 14	1,54	3,08	4,62	6,16	7,70	9,24	10,78	12,32	13,85
HA 16	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10
HA 20	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,85	21,99	25,13	28,27
HA 25	4,91	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18
HA 32	8,04	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38
HA 40	12,57	25,13	37,70	50,27	62,83	75,40	87,96	100,53	113,10

Annexe 5 : Tableau des sections de treillis soudé en fonction du diamètre et l'espacement des ba

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

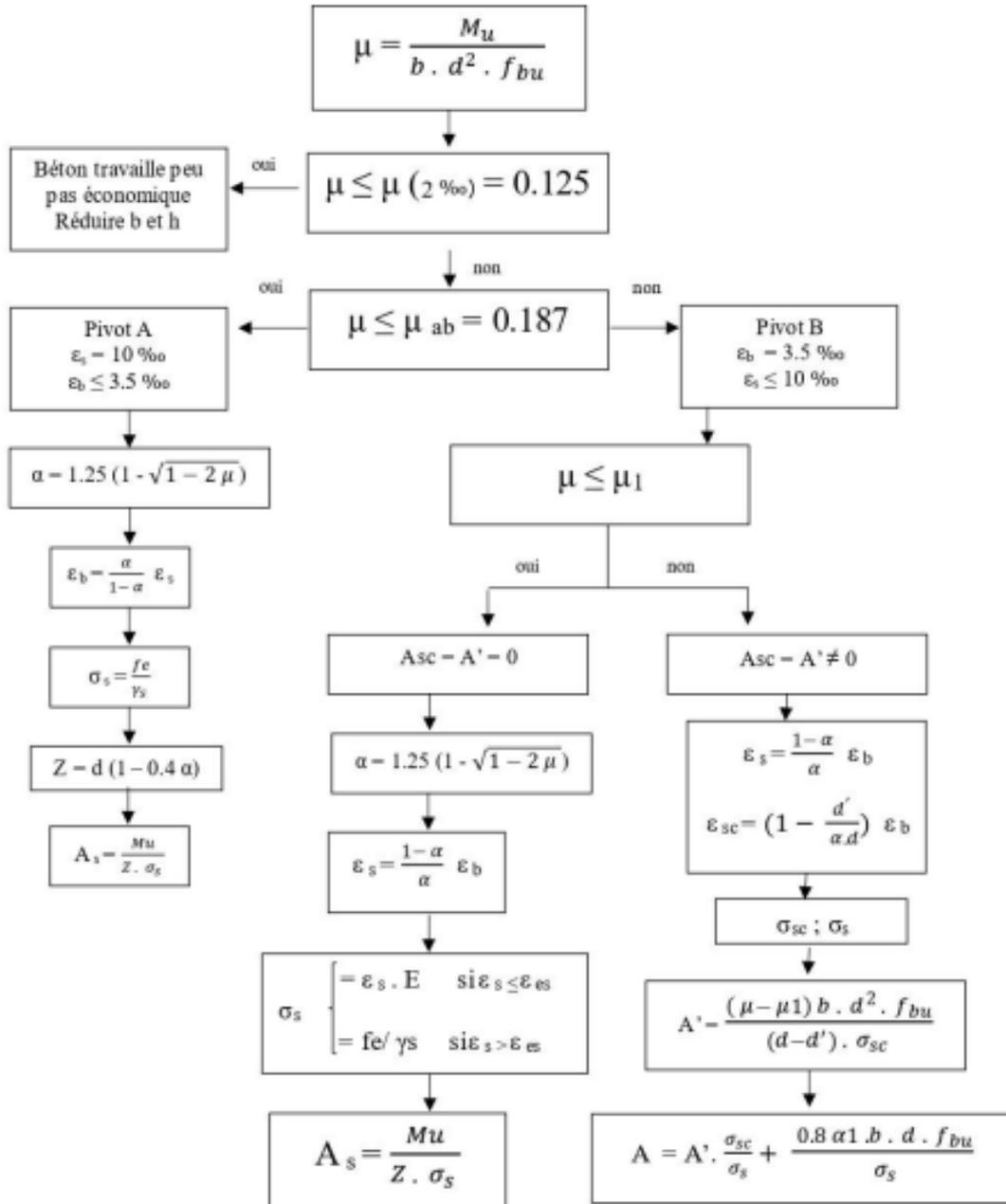
Annexe 6 : Organigrammes de flexion simple

Section rectangulaire ($b \times h$)

$$E = 2 \times 10^5 ; \gamma_b = 1.5 ; \gamma_e = 1.15 ; f_e = FeE500 ; d = 0.9h ; z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b = 1.5} ; f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_e = 1.15} ; \alpha_1 = \frac{7}{7 + 2\varepsilon_{es}} ; \varepsilon_{es} = \frac{f_{su}}{E} ; \mu_1 = \mu_r = 0.8\alpha_1(1 - 0.4\alpha_1)$$

$$\sigma_{st} = \sigma_{sc} = \sigma_s = f_{su} ; \sigma_{bc} = f_{bu} ; A_s \geq A_{smin} = \max \left\{ \frac{bh}{1000} ; 0.23 \frac{bd f_{t28}}{f_e} \right\}$$



Annexe 7

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000