People's Democratic Republic of Algeria

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministry of Higher Education and Scientific Research

جامعة عبد الحميد ابن باديس مستغانم

University Abdelhamid Ibn Badis – Mostaganem

كلية العلوم والتكنولوجيا

Faculty of Sciences and Technology

قسم الهندسة المدنية

Civil engineering department

Mémoire

Présenté pour obtenir le diplôme de

MASTER EN GENIE CIVIL

Filière : Génie civil
Spécialité : Structures

Thème

Etude technique et technico-commerciale d'un bâtiment à usage multiple en " RDC + 8 étages + sous-sol et un étage mezzanine " contreventé par voiles et implanté à Mostaganem par :

Le règlement parasismique algérien RPA 2024

Présenté le 23/06/2026 par :

BENYETTOU DOUNIA

Devant le jury composé de :

Président : Mr. REZIGUA Ahmed	Université de Mostaganem
Examinatrice : Mme. BELBACHIR Nesrine	Université de Mostaganem
Encadreur : Mr. Bahar Sadek	Université de Mostaganem

Année universitaire 2025/2026

Remerciement

Je tiens tout d'abord à remercier Allah le tout-puissant de m'avoir donné la force, le courage et la patience pour mener à bien ce travail.

Mes sincères remerciements s'adressent à mon encadreur, Monsieur Dr. Bahar Sadek, pour son accompagnement, ses précieux conseils, sa disponibilité ainsi que son soutien tout au long de la réalisation de ce projet de fin d'études.

Je tiens également à remercier le bureau d'étude de Monsieur Bouloufa Abdelhadi ainsi que tous ses membres pour leur accueil, leur aide, leurs conseils et leur disponibilité durant l'élaboration de ce projet.

J'adresse également mes remerciements aux membres du jury pour l'honneur qu'ils me font en acceptant d'évaluer ce travail.

Je remercie tous les enseignants du département de Génie Civil pour la qualité de la formation qu'ils nous ont assurée durant notre parcours universitaire.

Enfin, j'exprime ma profonde gratitude à ma famille, ainsi qu'à toute personne ayant contribué de près ou de loin à l'aboutissement de ce travail.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à mes très chers parents, pour leur amour, leurs sacrifices, leurs encouragements et leurs prières qui m'ont toujours accompagnée.

A ma famille, pour leur soutien moral et leur confiance.

A mon cher mari, pour son soutien indéfectible, sa patience, ses encouragements et sa présence.

A tous mes enseignants et à toutes les personnes qui ont contribué à ma réussite.

Et enfin, à tous ceux qui me souhaitent le bien et la réussite dans ma vie professionnelle et personnelle.

BENYETTOU Dounia

الملخص

تتناول هذه المذكرة الدراسة التقنية والتقنية-الاقتصادية لعمارة من الخرسانة المسلحة تتكون من طابق أرضي + طابق تحت أرضي + ثمانية (08) طوابق، تقع بولاية مستغانم، وذلك وفقًا لمتطلبات النظام الجزائري الجديد لمقاومة الزلازل.

يضم هذا المبنى متعدد الوظائف موقفًا للسيارات في الطابق تحت الأرضي، ومحلات تجارية في الطابق الأرضي، ومكاتب خدمات، بالإضافة إلى شقق سكنية. ويهدف هذا العمل أساسًا إلى ضمان استقرار المنشأة وسلامتها ومتانتها، مع احترام المتطلبات التقنية والاقتصادية والتنظيمية المعمول بها.

يشمل هذا العمل تقديم المشروع، والقيام بالتقدير الأولي لأبعاد العناصر الإنشائية، وتقييم الأحمال والأحمال الاستغلالية وفقًا للتشريعات السارية، وإجراء الدراسة الزلزالية، بالإضافة إلى تصميم وتسليح مختلف العناصر الحاملة مثل الكمرات (الجسور)، والجدران القصية، والبلاطات، والأساسات. وقد أُنجزت هذه الدراسة وفق قواعد تصميم وحساب المنشآت الخرسانية المسلحة وفق حالات الحدود بالإضافة إلى دفتر الشروط الخاص بالأحمال.

وللحصول على نتائج دقيقة وموثوقة، تم استخدام عدة برامج متخصصة، من بينها

AutoCAD 2025 و *Autodesk Robot Structural Analysis 2025* و*CYPE*.

وبالإضافة إلى الدراسة التقنية، أُنجزت دراسة تقنية-اقتصادية شملت حصر الكميات وتقدير التكاليف، بهدف ضمان تنظيم جيد للورشة وتحقيق تسيير أمثل للمشروع.

الكلمات المفتاحية: الدراسة الزلزالية، التسليح، *RPA 2024*، الخرسانة المسلحة.

Abstract

*This graduation thesis deals with the technical and techno-commercial study of a reinforced concrete building composed of a ground floor, a basement, and eight upper floors, located in Mostaganem, according to the requirements of the new seismic regulation **RPA 2024**. This multifunctional building includes a basement parking area, commercial spaces, service offices, and residential apartments. The main objective of this work is to ensure the stability, safety, and durability of the structure while satisfying technical, economic, and regulatory requirements.*

*The study includes the presentation of the structure, preliminary sizing of structural elements, load and overload evaluation according to current regulations, seismic analysis, and the design and reinforcement of structural components such as beams, shear walls, slabs, and foundations. The work was carried out in accordance with **BAEL 99** standards, specifications, and load regulations.*

*Several specialized software programs were used to obtain accurate and reliable results, including **Autodesk Robot Structural Analysis 2025, Autocad 2025**, and **CYPE**.*

In addition to the technical study, a techno-commercial analysis was carried out, including quantity estimation, cost evaluation, in order to ensure efficient site organization and optimal project management.

Keywords: *Seismic analysis, reinforcement, RPA 2024, reinforced concrete*

Résumé

Ce mémoire de fin d'études porte sur l'étude technique et technico-commerciale d'un immeuble en béton armé de type RDC+sous-sol+8 étages, implanté dans la wilaya de Mostaganem, conformément aux exigences du nouveau règlement parasismique ***RPA 2024****. Cet ouvrage multifonctionnel abrite un parking au sous-sol, des commerces au niveau de RDC, des bureaux de service ainsi que des logements. L'objectif principal de cette étude est d'assurer la stabilité, la sécurité et la durabilité de la structure tout en respectant les exigences techniques, économiques et réglementaires.*

Le travail réalisé comprend la présentation de l'ouvrage, le prédimensionnement des éléments

Structuraux, l'évaluation des charges et surcharges selon les règlements en vigueur, l'étude sismique ainsi que le dimensionnement et le ferraillage des différents éléments porteurs tels que les poutres, les voiles, les planchers et les fondations. L'étude a été menée conformément au règlement ***BAEL 99****, au cahier des charges et surcharges.*

Afin d'obtenir des résultats précis et fiables, plusieurs logiciels spécialisés ont été utilisés, notamment ***Autodesk Robot Structural Analysis 2025, Autocad 2025****, et* ***CYPE****.*

En complément de l'étude technique, une étude technico-commerciale a été réalisée comprenant l'estimation des quantités, l'évaluation des couts afin d'assurer une bonne organisation du chantier et une gestion optimale du projet.

Mots-clés : *étude sismique, ferraillage, RPA2024, béton armé.*

Table des matières

INTRODUCTION GENERALE 1
CHAPITRE 1 : PRESENTATION DE L'OUVRAGE 3
1.1 Introduction 3
1.2 Présentation De L'ouvrage 3
1.3 Caractéristiques du sol 3
1.4 Caractéristiques géométriques de la structure 4
1.5 Les éléments de l'ouvrage 6
1.5.1 Structure principale 6
1.5.2 Structure secondaire 6
1.5.3 Infrastructure (structure de fondation) 6
1.6 Caractéristiques des matériaux utilisés 6
1.6.1 Le béton 7
1.6.1.1 Caractéristiques physiques et mécaniques du béton 7
1.6.1.2 Contraintes limites 8
1.6.1.3 Les contraintes limite de cisaillement (BAEL 99 art A-5.2.21) 10
1.6.2 L'acier 10
1.6.2.1 Caractéristiques mécaniques 10
1.6.2.2 Contraintes limites 10
1.7 Règlements utilisés 11
1.8 Logiciels utilisés 12
1.9 Les combinaisons d'action accidentelle 12
1.9.1 Combinaison à l'ELU et à l'ELS 12
1.9.2 Composantes horizontales de l'action sismique 12
1.9.3 Composante verticale de l'action sismique 13
1.10 Les plans d'architecture 13
1.11 Conclusion 17
CHAPITRE 2 : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS 18
2.1 Introduction 18
2.2 Prédimensionnement des éléments 18
2.2.1 Pré dimensionnement des planchers 18
2.2.2 Prédimensionnement des escaliers 19
2.2.3 Prédimensionnement des voiles 21

2.2.4 Pré dimensionnement des poutres 23
2.3 Descente de charges 24
2.3.1 Introduction 24
2.3.2 Plancher terrasse (inaccessible) 24
2.3.3 Plancher terrasse (accessible) 25
2.3.4 Plancher étage courant 25
2.3.5 Cloison intérieure 25
2.3.6 Cloison extérieure 26
2.3.7 Balcons 26
2.3.8 Escaliers 26
2.4 Conclusion 27
CHAPITRE 3 : ETUDE DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX 28
3.1 Introduction 28
3.2 Etude des escaliers 28
3.2.1 Caractéristiques géométriques des escaliers 28
3.2.2 Combinaisons des charges 29
3.2.3 Calcul de ferraillage 31
3.3 Etude des balcons 36
3.3.1 Evaluation des charges 37
3.3.2 Combinaisons de charge 37
3.3.3 Calcul de ferraillage 38
3.4 Etude de l'acrotère 41
3.4.1 Evaluation des charges et surcharges 42
3.4.2 Calcul des sollicitations 43
3.4.3 Calcul de l'excentricité 43
3.4.4 Calcul de ferraillage 44
3.5 Conclusion 46
CHAPITRE 4 : L'ETUDE DYNAMIQUE 47
4.1 Introduction 47
4.2 Objectifs de l'étude dynamique 48
4.3 Méthodes de calcul 48
4.3.1 Méthode statique équivalente : (RPA2024 art 4.2) 48
4.3.1.1 Les conditions d'applications de la méthode statique équivalente 48
4.3.1.2 Principe de la méthode statique équivalente 49
4.3.1.3 Modélisation 49
4.3.2 Méthode d'analyse modale spectrale (RPA 2024 art 4.3) 50

4.3.2.1 Les conditions d'applications de la méthode d'analyse modale spectrale : 50
4.3.2.2 Principe de la méthode d'analyse modale spectrale 50
4.3.2.3 Modélisation 50
4.4 Choix de la méthode de calcul 50
4.5 Calcul de La force sismique à la base 50
4.5.1 La période fondamentale de la structure T0 52
4.5.2 Les paramètres de calcul sismique 53
4.5.3 Vérification vis-à-vis le règlement parasismique Algérien RPA 2024 60
4.5.3.1 Vérification du comportement dynamique 60
4.5.4 Calcul de l'effort sismique total V 61
4.5.5 Vérification de l'effort tranchant à la base 61
4.5.6 Justification vis-à-vis des déplacements inter-étages RPA 2024 Art 5.10 62
4.5.6.1 Justification de non-effondrement 62
4.5.6.2 Justification de limitation des dommages 63
4.5.7 Justification vis à vis de l'équilibre d'ensemble RPA 2024 Art 5.5 64
4.5.8 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ RPA 2024 Article 5.9 66
4.5.9 Justification de la rigidité des planchers 68
4.6 Conclusion 69
CHAPITRE 5 : ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX 70
5.1 Introduction 70
5.2 Calcul des voiles de contreventement 70
5.2.1 Combinaison des charges 70
5.2.2 Dimensionnement des voiles 71
5.2.2.1 Coffrages art 7.7.1 RPA2024 71
5.2.2.2 Ferraillage 71
5.2.2.3 Vérifications spécifiques art 7.7.2 du RPA2024 73
5.2.2.4 Exemple de calcul 73
5.2.2.5 Calcul des voiles de piscines 83
5.2.2.6 Calcul des voiles bâche a eau 87
5.3 Calcul des poutres 89
5.3.1 Coffrage des poutres art 7.5.1 du RPA 2024 89
5.3.2 Ferraillage des poutres art 7.5.2 du RPA 2024 89
5.3.3 Vérifications spécifiques aux poutres 91
5.3.4 Exemple de calcul 93
5.4 Calcul des planchers 99
5.5 Conclusion 117

CHAPITRE 6 : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE 118
6.1 Introduction 118
6.2 Choix de type des fondations 118
6.3 Etude de radier général 119
6.3.1 Prédimensionnement du radier 119
6.3.2 Vérifications nécessaires du radier 121
6.3.2.1 Condition de non-poinçonnement 121
6.3.3 Ferraillage du radier 122
6.3.4 Vérification spécifique pour le radier 124
6.3.4.1 Vérification des contraintes du sol 124
6.3.4.2 Vérification des contraintes de cisaillement 125
6.4 Calcul du voile périphérique 126
6.4.1 Calcul de la poussée des terres 127
6.4.2 Le dessin de ferraillage du voile périphérique 129
6.5 Conclusion 129
CHAPITRE 7 : ETUDE TECHNICO-COMMERCIALE DU PROJET 130
7.1 Introduction 130
7.2 Définition d'un projet 130
7.3 Présentation du logiciel CYPE 130
7.4 Les étapes à suivre pour le calcul du cout de radier général 131
7.5 Les étapes à suivre pour le calcul d'une dalle pleine 139
7.6 Les étapes à suivre pour le calcul d'escalier 141
7.7 Etude de cout 142
7.1.1 Le cout direct 145
7.1.2 Le cout indirect 146
CONCLUSION GENERALE 147

Liste des figures

CHAPITRE 1 : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Figure1. 1:l'emplacement du projet 3
Figure1. 2:plan de masse 4
Figure1. 3:la vue en élévation de la structure 4
Figure1. 4:La façade principale de la structure 5
Figure1. 5:La façade arrière de la structure 5
Figure1. 6:Les façades latérales droite et gauche de la structure 5
Figure1. 7:Le diagramme contrainte-déformation à l'ELU 9
Figure1. 8: Le diagramme contrainte-déformation à l'ELS 10
Figure1. 9:Diagramme contrainte-déformation de calcul de l'acier à l'ELU 11
Figure1. 10:plan du sous-sol 13
Figure1. 11:plan de RDC 14
Figure1. 12:plan de mezzanine 14
Figure1. 13:plan du 1,3,5,7 -ème étage 15
Figure1. 14:plan du 2,4,6 -ème étage 15
Figure1. 15:plan de 8ème étage 16
Figure1. 16:plan de toiture 16
Figure1. 17:plan de terrasse 16

CHAPITRE 2 : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

Figure 2. 1:schéma d'un escalier 20
Figure 2. 2:coupe transversale d'une volée 20
Figure 2. 3:coupe de voile en élévation 21
Figure 2. 4:zone critique à la base du voile (RPA2024) 22
Figure 2. 5:épaisseur minimum en fonction des différentes configurations (RPA2024) 22

CHAPITRE 3 : ETUDE DES ELEMENTS NON STRUCTUREAUX

Figure 3. 1:vue en plan des escaliers 28
Figure 3. 2: le schéma statique d'escalier 29
Figure 3. 3:Diagramme de moment de l'escalier en ELU 30
Figure 3. 4:Diagramme de l'effort tranchant de l'escalier en ELU 30
Figure 3. 5:Diagramme de moment de l'escalier en ELS 30
Figure 3. 6:Diagramme de l'effort tranchant de l'escalier en ELS 31
Figure 3. 7:la section de ferraillage 31
Figure 3. 8:Le ferraillage de l'escalier étudié 36
Figure 3. 9:schéma statique des charges appliquées sur le balcon 37
Figure 3. 10:diagramme du moment fléchissant à l'ELU 37
Figure 3. 11:diagramme de l'effort tranchant à l'ELU 38
Figure 3. 12:diagramme du moment fléchissant à l'ELS 38
Figure 3. 13:diagramme de l'effort tranchant à l'ELS 38
Figure 3. 14: dessin de ferraillage balcon 40

Figure 3. 15:les caractéristiques géométriques de l'acrotère ……41
Figure 3. 16:schéma statique de l'acrotère ……..42
Figure 3. 17:section de calcul d'acrotère ……44
Figure 3. 18:disposition constructive des armatures de l'acrotère……45

CHAPITRE 4 : L'ETUDE DYNAMIQUE

Figure 4. 1:vue en 3D de la structure modélisée 47
Figure 4. 2:la disposition des voiles 48
Figure 4. 3:Zonage sismique de l'Algérie 54
Figure 4. 4:spectre de réponse horizontal dans les deux sens x et y 59
Figure 4. 5:translation suivant X (mode2) 60
Figure 4. 6:translation suivant Y (mode1) 60
Figure 4. 7:torsion (mode 3)..... 61
Figure 4. 8:schéma explicatif de renversement 65
Figure 4. 9:effet P-delta (RPA 2024) 67

CHAPITRE 5 : ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Figure 5. 1:Eléments de rive pour les voiles (RPA 2024) ……71
Figure 5. 2:épaisseur minimale des éléments de rive confinés (RPA2024) ……72
Figure 5. 3:Le plan de repérage des voiles……74
Figure 5. 4:Zone critique à la base du voile (RPA2024) ……..76
Figure 5. 5:enveloppe de calcul pour les moments fléchissant ……78
Figure 5. 6:Dessin de ferraillage du voile (0.30x2) du sous-sol- mezzanine……80
Figure 5. 7:Dessin de ferraillage du voile (0.30x2) du 1er étage-8eme étage ……..80
Figure 5. 8:Distribution des moments fléchissant [Mxx-ELU]et [Myy-ELU] ……84
Figure 5. 9:Distribution des moments fléchissant [Mxx-ELS]et [Myy-ELS] ……..84
Figure 5. 10:Distribution des moments fléchissant [Mxx-ELA]et [Myy-ELA] ……...84
Figure 5. 11:Distribution des moments fléchissant [Mxx-ELU]et [Myy-ELU] ……...85
Figure 5. 12:Distribution des moments fléchissant [Mxx-ELS]et [Myy-ELS] ……86
Figure 5. 13:Distribution des moments fléchissant [Mxx-ELA]et [Myy-ELA] ……...86
Figure 5. 14:Distribution des moments fléchissant [Mxx-ELU]et [Myy-ELU] ……...87
Figure 5. 15:Distribution des moments fléchissant [Mxx-ELS]et [Myy-ELS] ……88
Figure 5. 16:Distribution des moments fléchissant [Mxx-ELA]et [Myy-ELA] ……...88
Figure 5. 17:Dimension à respecter pour les poutres (RPA2024) ……89
Figure 5. 18:Croquis explicatif des armatures transversales (RPA2024) ……91
Figure 5. 19:Moments fléchissant en appuis et en travée à l'ELU ……...93
Figure 5. 20:Moments fléchissant en appuis et en travée à l'ELS ……93
Figure 5. 21:Moments fléchissant en appuis et en travée à l'ELA ……...94
Figure 5. 22:Schéma de ferraillage de la poutre (30*55) en appuis et en travée ……..96
Figure 5. 23:La flèche maximum de la poutre (30*55) ……97
Figure 5. 24:Distribution des moments fléchissant [Mxx-ELU]et [Myy-ELU] ……...99
Figure 5. 25:Distribution des moments fléchissant [Mxx-ELS]et [Myy-ELS] ……99
Figure 5. 26:Distribution des moments fléchissant [Mxx-ELA]et [Myy-ELA] ……100
Figure 5. 27:la flèche maximale ……101
Figure 5. 28:Distribution des moments fléchissant [Mxx-ELU]et [Myy-ELU] ……101

Figure 5. 29:Distribution des moments fléchissant [Mxx-ELS]et [Myy-ELS] ……..102
Figure 5. 30:Distribution des moments fléchissant [Mxx-ELA]et [Myy-ELA] ……102
Figure 5. 31:la flèche maximale……..104
Figure 5. 32:les zones de renforcement dans la nappe supérieure plancher mezzanine …….104
Figure 5. 33:Distribution des moments fléchissant [Mxx-ELU]et [Myy-ELU] ……105
Figure 5. 34:Distribution des moments fléchissant [Mxx-ELS]et [Myy-ELS] ……..105
Figure 5. 35:Distribution des moments fléchissant [Mxx-ELA]et [Myy-ELA] ……105
Figure 5. 36:la flèche maximale……..106
Figure 5. 37:Distribution des moments fléchissant [Mxx-ELU]et [Myy-ELU] ……107
Figure 5. 38:Distribution des moments fléchissant [Mxx-ELS]et [Myy-ELS] ……..107
Figure 5. 39:Distribution des moments fléchissant [Mxx-ELA]et [Myy-ELA] ……108
Figure 5. 40:la flèche maximale ……109
Figure 5. 41:Distribution des moments fléchissant [Mxx-ELU]et [Myy-ELU] ……109
Figure 5. 42:Distribution des moments fléchissant [Mxx-ELS]et [Myy-ELS] ……..110
Figure 5. 43:Distribution des moments fléchissant [Mxx-ELA]et [Myy-ELA] ……110
Figure 5. 44:la flèche maximale……..111
Figure 5. 45:Distribution des moments fléchissant [Mxx-ELU]et [Myy-ELU] ……112
Figure 5. 46:Distribution des moments fléchissant [Mxx-ELS]et [Myy-ELS] ……..112
Figure 5. 47:Distribution des moments fléchissant [Mxx-ELA]et [Myy-ELA] ……113
Figure 5. 48:la flèche maximale ……114
Figure 5. 49:dessin de ferraillage pour le RDC ……..117

CHAPITRE 6 : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Figure 6. 1:Rapport géotechnique 118
Figure 6. 2:Condition de non poinçonnement 121
Figure 6. 3:Distribution des moments fléchissant [Mxx-ELU]et [Myy-ELU] 122
Figure 6. 4:Distribution des moments fléchissant [Mxx-ELS]et [Myy-ELS]..... 122
Figure 6. 5:Distribution des moments fléchissant [Mxx-ELA]et [Myy-ELA] 122
Figure 6. 6:Coupe du ferraillage du radier général 124
Figure 6. 7:Distribution des contraintes à l'ELS 124
Figure 6. 8: Distribution des contraintes à l'ELU 124
Figure 6. 9:Distribution des contraintes à l'ELU 125
Figure 6. 10:Vérification des contraintes de cisaillement sens XX 125
Figure 6. 11:Vérification des contraintes de cisaillement sens YY 126
Figure 6. 12:chargement de la poussée des terres sur le voile périphérique 127
Figure 6. 13:Distribution des moments fléchissant [Mxx-ELU]et [Myy-ELU] 127
Figure 6. 14:Distribution des moments fléchissant [Mxx-ELS]et [Myy-ELS]..... 128
Figure 6. 15:Distribution des moments fléchissant [Mxx-ELA]et [Myy-ELA] 128
Figure 6. 16:Détail de ferraillage de voile périphérique 129

CHAPITRE 7 : ETUDE TECHNICO-COMMERCIALE DU PROJET

Figure 7. 1:l'accueil de logiciel CYPE version 2026 131
Figure 7. 2:l'emplacement du projet 131
Figure 7. 3:générateur de prix de la construction 132
Figure 7. 4: paramètres supplémentaires 132
Figure 7. 5: la première base de données 133

Figure 7. 6: la deuxième base de données 133
Figure 7. 7:béton de propreté 134
Figure 7. 8:coffrage du radier 134
Figure 7. 9: ferraillage du radier 135
Figure 7. 10: coulage du béton pour le radier 135
Figure 7. 11: prix décomposé de radier 136
Figure 7. 12: cahier des charges 136
Figure 7. 13:déchets générés 137
Figure 7. 14: indicateur d'impact environnemental 137
Figure 7. 15:sécurité et chantier 138
Figure 7. 16:coffrage de la dalle pleine 139
Figure 7. 17:ferraillage de la dalle pleine 140
Figure 7. 18:coulage du béton pour la dalle pleine 140
Figure 7. 19:coffrage d'escalier 141
Figure 7. 20:ferraillage d'escalier 141
Figure 7. 21:coulage du béton pour l'escalier 142

Liste des tableaux

CHAPITRE 2 : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

Tableau2. 1:caractéristiques des escaliers en sous-sol, RDC, mezzanine et étage courant 20
Tableau2. 2:prédimensionnement des voiles 23
Tableau2. 3:vérifications des poutres selon le RPA 24
Tableau2. 4:descente de charge du plancher terrasse inaccessible 24
Tableau2. 5:descente de charge du plancher terrasse accessible 25
Tableau2. 6:descente de charge du plancher des étages courant 25
Tableau2. 7:descente de charge des murs intérieurs 26
Tableau2. 8:descente de charge des murs extérieurs (double parois) 26
Tableau2. 9:descente de charge des balcons 26
Tableau2. 10:descente de charge des paliers 27
Tableau2. 11:descente de charge des paillasses 27

CHAPITRE 3 : ETUDE DES ELEMENTS NON STRUCTUREAUX

Tableau3. 1:caractéristiques des escaliers 28
Tableau3. 2:combinaisons des charges 29
Tableau3. 3:moments et efforts tranchants 29
Tableau3. 4:Caractéristiques géométrique et évaluation de charge de l'acrotère 42

CHAPITRE 4 : L'ETUDE DYNAMIQUE

Tableau4. 1:conditions d'application de la méthode statique équivalente 49
Tableau4. 2:Valeurs du coefficient d'accompagnement ψ pour la charge Qi 51
Tableau4. 3:Valeurs de coefficient CT 52
Tableau4. 4:Valeur de la période pour le calcul de l'effort tranchant à la base 53
Tableau4. 5:zones sismiques 53
Tableau4. 6:Définition des zones de sismicité et coefficient d'accélération 54
Tableau4. 7:Valeurs de coefficient d'importance 54
Tableau4. 8:Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse de type 1 55
Tableau4. 9:Les déplacements, les rotations et les rayons de giration 56
Tableau4. 10:Le rayon de giration de chaque niveau 57
Tableau4. 11 : résultats entre le rayon de torsion et le centre de giration pour les deux sens . 57
Tableau4. 12:Valeurs de pondérations 58
Tableau4. 13:Valeurs caractérisant le spectre de calcul 59
Tableau4. 14:Interprétation des résultats de l'analyse modale 60
Tableau4. 15:Vérification de l'effort tranchant à la base 62
Tableau4. 16:Vérification de l'effort tranchant à la base après majoration 62
Tableau4. 17:Vérification de la condition de non-effondrement 63
Tableau4. 18:Vérification de la condition de limitation des dommages 63
Tableau4. 19:Vérification de renversement sens X 65
Tableau4. 20:Vérification de renversement sens Y 66
Tableau4. 21:Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ sens X 67
Tableau4. 22:Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ sens Y 68

Tableau4. 23:Justification de la rigidité des planchers 68

CHAPITRE 5 : ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Tableau5. 1:l'effort normal réduit dans les voiles..... 74
Tableau5. 2:vérification de la Contrainte de compression 75
Tableau5. 3:Vérification des contraintes de cisaillement..... 75
Tableau5. 4:Ferraillage longitudinale des voiles..... 81
Tableau5. 5:Ferraillage transversale de l'âme des voiles..... 82
Tableau5. 6:Ferraillage transversale des éléments de rive des voiles 83
Tableau5. 7:Tableau récapitulatif des moments (le cas le plus défavorable)..... 84
Tableau5. 8:Tableau récapitulatif des moments (le cas le plus défavorable)..... 86
Tableau5. 9:Tableau récapitulatif des moments (le cas le plus défavorable)..... 88
Tableau5. 10:Moments fléchissant en appuis et en travée à l'ELU, l'ELS et l'ELA 94
Tableau5. 11:Section des armatures en appuis et en travée 94
Tableau5. 12:Choix des armatures longitudinales en appuis et en travée..... 94
Tableau5. 13:Ferraillage longitudinale et transversale des poutres 97
Tableau5. 14:Tableau récapitulatif des moments (le cas le plus défavorable)..... 100
Tableau5. 15:Tableau récapitulatif des moments (le cas le plus défavorable)..... 102
Tableau5. 16:Tableau récapitulatif des moments (le cas le plus défavorable)..... 106
Tableau5. 17:Tableau récapitulatif des moments (le cas le plus défavorable)..... 108
Tableau5. 18:Tableau récapitulatif des moments (le cas le plus défavorable)..... 110
Tableau5. 19:Tableau récapitulatif des moments (le cas le plus défavorable)..... 113

CHAPITRE 6 : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Tableau6. 1:vérification de non poinçonnement 121
Tableau6. 2:Tableau récapitulatif des moments dans la direction la plus défavorable..... 123
Tableau6. 3:Tableau récapitulatif des moments (le cas le plus défavorable)..... 128

Liste des notations

ELU : Etat limite ultime de résistance

ELS : Etat limite de service

ELA : Etat limite accidentelle

G : Charge permanente

Q, P : Charge d'exploitation

E : Charge sismique

q_u : Chargement ultime

q_s : Chargement de service

M_t : Moment de flexion en travée

M_a : Moment de flexion en appui

M_d : Moment en appui droite

M_g : Moment en appui gauche

N : Effort normal

V : effort tranchant

T_d : Effort tranchant à droite du point considéré

T_g : Effort tranchant à gauche du point considéré

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours d'âge

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

E_{ij} : Module de déformation longitudinale instantané

E_{vj} : Module de déformation longitudinale différé

γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton

h : Hauteur des éléments (poteaux, poutres)

b : Largeur des éléments

σ_b : Contrainte de calcul dans le béton

$\overline{\sigma}_b$: Contrainte admissible limite dans le béton

σ_s : Contrainte de calcul dans l'acier

$\overline{\sigma}_s$: Contrainte admissible limite dans l'acier

τ_u : Contrainte tangentielle de calcul

$\overline{\tau}_u$: Contrainte tangentielle limite

$\emptyset_t$: Diamètre des armatures transversales

S : Espacement entre armatures transversales

A_u : Armatures calculées à l'ELUR

A_s : Armatures calculées à ELS

A_a : Armatures en appuis

A_t : Armatures en travées

L_x : La plus petite dimension d'un panneau de dalle pleine

L_y : La plus grande dimension d'un panneau de dalle pleine

I_0 : Moment d'inertie de la section homogène

ρ : Rapport entre deux dimensions (L_x/L_y)

W : Poids total de la structure

β : Coefficient de pondération

INTRODUCTION GENERALE

L'Algérie est située dans une région à activité sismique notable, ce qui impose une prise en compte rigoureuse du risque sismique dans la conception et le dimensionnement des ouvrages. Les séismes survenus au cours des dernières décennies ont mis en évidence la vulnérabilité de nombreuses structures, soulignant ainsi l'importance du respect des règlements parasismiques afin d'assurer la sécurité des personnes, la protection des biens et la pérennité des constructions. Dans ce contexte, le Règlement Parasismique Algérien, dans sa version actualisée de 2024 (RPA 2024), constitue un outil fondamental pour l'ingénieur dans la conception de structures capables de résister efficacement aux sollicitations sismiques.

Le présent projet de fin d'études s'inscrit dans ce cadre et porte sur l'étude technique et technico-commerciale d'un immeuble de type RDC+8étages, un sous-sol et un étage mezzanine, implanté dans la wilaya de Mostaganem. La structure est contreventée par un système de murs voiles, assurant la reprise des efforts horizontaux et contribuant à la stabilité globale de l'ouvrage. Ce système est particulièrement adapté aux bâtiments élancés, en raison de sa rigidité et de sa capacité à limiter les déplacements latéraux.

L'étude est menée conformément aux exigences du Règlement Parasismique Algérien RPA 2024, qui introduit des mises à jour importantes en matière de zonage sismique, de méthodes d'analyse, de coefficients de comportement et de prescriptions de dimensionnement. Ces évolutions visent à améliorer le niveau de sécurité parasismique des constructions et à mieux adapter les règles aux réalités sismotectoniques du territoire national.

L'objectif principal de ce travail est de réaliser une étude complète de la structure, comprenant la modélisation, l'analyse sismique, le dimensionnement des éléments structuraux, ainsi qu'une évaluation technico-commerciale du projet. Cette approche permet non seulement de vérifier la conformité de l'ouvrage aux exigences réglementaires, mais aussi d'apprécier sa faisabilité économique et son optimisation en termes de coûts et de performance structurelle.

Le premier chapitre est consacré à une présentation complète du projet, incluant la description de l'ouvrage étudié, sa destination, ses caractéristiques géométriques et architecturales, ainsi que les données générales du site.

Le deuxième chapitre traite de l'estimation des charges et surcharges permanentes et variables appliquées à la structure. Il présente aussi le prédimensionnement des éléments structuraux,

notamment dalles et voiles. Ce prédimensionnement constitue une base de travail pour la modélisation numérique à venir.

Quant au troisième chapitre, il s'est intéressé à l'étude des éléments non structuraux.

Le quatrième chapitre porte sur la modélisation 3D du bâtiment à l'aide du logiciel ROBOT, ainsi que sur l'analyse dynamique de la structure conformément aux exigences du Règlement Parasismique Algérien (RPA 2024).

Le cinquième chapitre est consacré à l'étude des éléments structuraux.

Le sixième chapitre est dédié à l'étude de l'infrastructure, notamment le dimensionnement des fondations (radier) en fonction des caractéristiques géotechniques du site.

Le septième chapitre est consacré à une étude technico-commerciale, à l'aide de logiciel CYPE.

CHAPITRE 1 : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

1.1 Introduction

Ce chapitre est consacré à la présentation générale de l'ouvrage étudié ainsi qu'aux principales caractéristiques des matériaux utilisés dans la structure, il a pour objectif de donner une vue d'ensemble du projet, en précisant sa destination, sa configuration architecturale et structurale.

1.2 Présentation De L'ouvrage

Le projet consiste en la réalisation de 32 logements promotionnels en R+8 avec espace commercial au rez-de-chaussée, six services en mezzanine, parking en sous-sol et terrasse accessible aménagée en penthouse, est implanté dans la wilaya de Mostaganem commune de Mazagran classée en zone de forte sismicité selon le règlement parasismique algérien version 2024.

Ce travail consiste à concevoir et dimensionner une structure stable et sécurisée, capable de résister aux différentes sollicitations et de transmettre correctement les charges aux fondations, tout en élaborant les plans d'exécution et l'estimation des couts.

Figure1. 1:l'emplacement du projet

1.3 Caractéristiques du sol

Le sol du site présente les caractéristiques suivantes :

- Le sol approprié est S2 (sol ferme) selon le RPA2024.
- assurer une assise uniforme et horizontale.

- la région de Mazagran Mostaganem est considérée comme zone de forte activité sismique (zone V) selon les règles du RPA2024.

- le coefficient de raideur vertical du sol est de l'ordre : **3,717 Kg/cm^2**

- **l**a contrainte admissible du sol égale à ***:* 3,70 bars**

1.4 Caractéristiques géométriques de la structure

La surface couverte par le bâtiment est de : 552,00m^2

En plan :

– La largeur totale : 18,59m

– La longueur totale : 22,11m

En élévation :

– Hauteur du bâtiment sans sous-sol : 39,95m

– Hauteur du bâtiment avec sous-sol : 44,03m

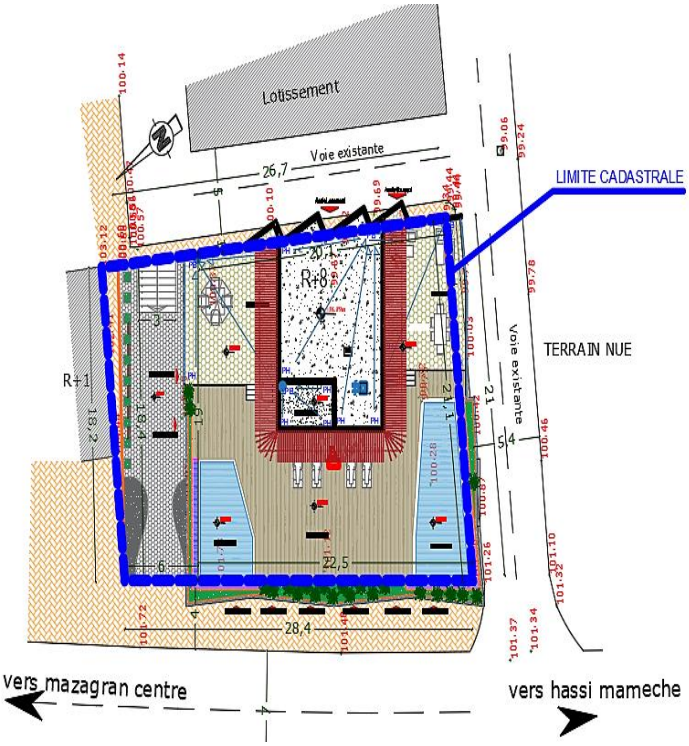


Figure1. 2:plan de masse

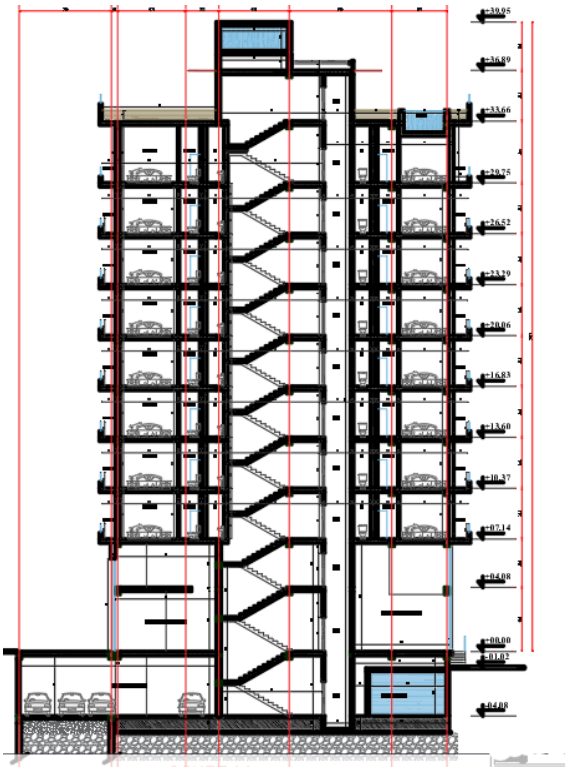


Figure1. 3:la vue en élévation de la structure

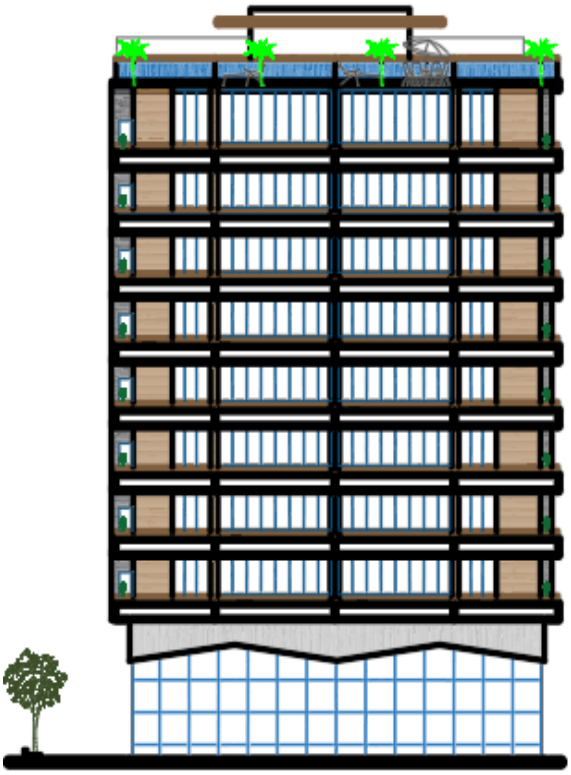


Figure1. 4:La façade principale de la structure

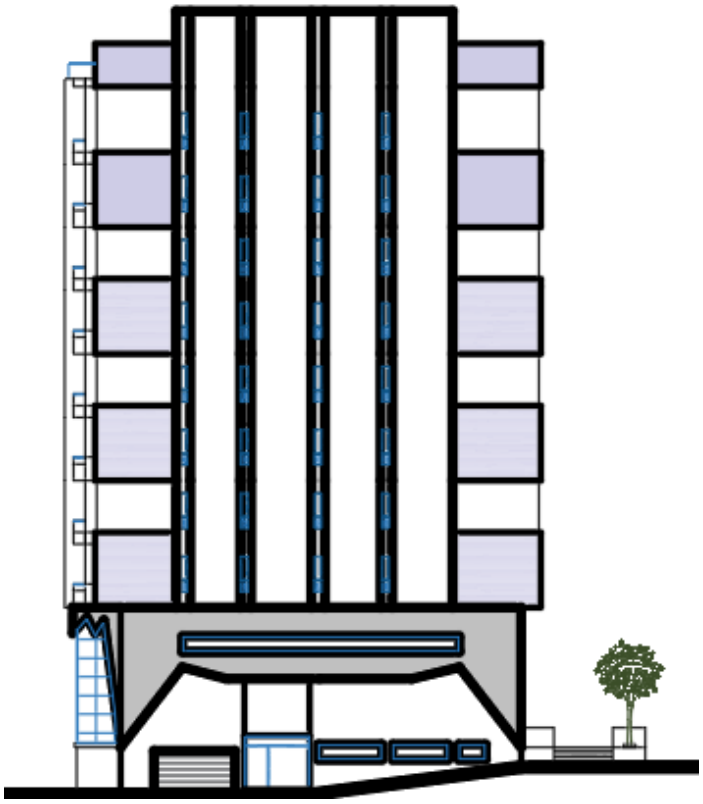


Figure1. 5: La façade arrière de la structure

Figure1. 6: Les façades latérales droite et gauche de la structure

1.5 Les éléments de l'ouvrage

1.5.1 Structure principale

Les éléments structuraux sont les composants fondamentaux d'un ouvrage qui assurent sa stabilité et sa capacité à résister aux différentes sollicitations. Ils permettent de transmettre les charges (poids propre, exploitation, vent, séisme, etc.) depuis les parties supérieures de la structure jusqu'au sol. Leur conception et leur agencement sont essentiels pour garantir la sécurité, la durabilité et la performance de l'ensemble du bâtiment.

A) Poutre : Élément horizontal ou incliné, destiné à porter les charges des planchers, balcons ou murs, et à les transférer vers les poteaux ou les voiles.

B) Voile : Paroi verticale en béton armé, utilisée pour porter des charges verticales et horizontales (notamment les efforts de vent ou de séisme). Souvent utilisée comme contreventement.

1.5.2 Structure secondaire

Les structures secondaires sont les éléments d'un bâtiment ou d'un ouvrage qui participent de manière indirecte à sa stabilité principale, tout en étant essentiels à son bon fonctionnement, à sa sécurité ou à son confort.

A) Plancher : Élément horizontal (dalle pleine, etc.) qui permet la circulation et porte les charges d'exploitation. Il répartit les charges vers les poutres ou les voiles.

B) Escalier : Élément incliné qui assure la circulation verticale entre les niveaux. Il peut être autoportant ou supporté par la structure principale.

C) Acrotère : Petit muret en périphérie des toitures-terrasses, pour protéger le bord, ou supporter des garde-corps.

1.5.3 Infrastructure (structure de fondation)

Ensemble des éléments en contact avec le sol, permettant de transmettre les charges de la structure au sol. On distingue dans notre cas des fondations superficielles type radier.

1.6 Caractéristiques des matériaux utilisés

Le béton armé est un matériau que l'on obtient en associant deux matériaux ayant presque le même coefficient de dilatation thermique, ses deux matériaux sont : le béton et l'acier.

1.6.1 Le béton

Le béton est un matériau de construction composé de ciment, des granulats (sable et gravier), d'eau et d'éventuelle adjuvants. Il est utilisé pour sa grande résistance à la compression, bien qu'il soit fragile en traction.

1.6.1.1 Caractéristiques physiques et mécaniques du béton

- **La résistance à la compression**

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression qui est déterminée d'après des essais de compression sur des éprouvettes normalisée (16cm de diamètre et 32cm d'hauteur), cette dernière est donnée à « j » jour en fonction de la résistance à 28 jours par les formules suivantes :

- Pour des résistances de $f_{c28} \leq 40Mpa$ **(CBA 93 art A.2.1.1.1)**

$$f_{cj} = \frac{j}{4{,}67+0{,}83\,j} \times f_{c28} \quad \text{Si} \qquad j \leq 28j$$

- Pour des résistances de $f_{c28} > 40Mpa$ (CBA 93 art A.2.1.1.1)

$$f_{cj} = \frac{j}{1{,}4+0{,}95\,j} \times f_{c28} \quad \text{Si} \qquad j \leq 28j$$

- Lorsque l'âge du béton « j » dépasse 28 jours soit 28< j <60 **(CBA 93 art A.2.1.1.1)**

$$f_{cj} = 1{,}1\, f_{c28}$$

Le béton mise en œuvre doit avoir une résistance à la compression au moins égale à 20 Mpa et au plus égale à 45 Mpa.

- **La résistance à la traction**

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours notée f_{tj} est conventionnellement définie par la relation : **(CBA 93 art A.2.1.1.2)**

$$f_{tj} = 0{,}6 + 0{,}06 f_{cj}$$

Dans la quelle f_{tj} et f_{cj} est exprimée en Mpa, cette formule est valable pour $f_{c28} < 60\ Mpa$.

- **Module de déformation longitudinale**

Ce module est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou courte durée d'application.

- **Module de déformation longitudinale instantané**

Pour des charges d'une durée d'application inférieur à 24 heures **(CBA 93 art A.2.1.2.1)**

$$E_{ij} = 11000\, f_{c28}{}^{1/3}$$

- **Module de déformation longitudinale différée**

Pour le calcul sous charges de longue durée pour lesquelles l'effet du retrait (diminution de volume d'une pièce due à l'évaporation de l'eau restée libre dans le béton) et du fluage (déformation croissante dans le temps sous une charge constante de longue durée). Sont très influant : **(CBA 93 art A.2.1.2.2)**

$$E_{vj} = 3700\, f_{c28}{}^{1/3}$$

- **Coefficient de poisson est donné par (CBA 93 art A.2.1.3)**

La déformation longitudinale est toujours accompagnée d'une déformation transversale, le coefficient de poisson υ par définition, est le rapport entre la déformation transversales et la déformation longitudinale.

υ = 0 pour un béton fissuré pour le calcul des sollicitations à l'ELU.

υ = 0,2 pour un béton considéré non fissuré pour le calcul des déformations à l'ELS.

- **Module d'élasticité transversale**

$$G = \frac{E}{2(1+\upsilon)}$$

Avec :

υ : coefficient de poisson.

E : module de déformation longitudinale.

1.6.1.2 Contraintes limites

a) Etat limite ultime (ELU) : (CBA93 art A.4.3.4.1)

Le diagramme contrainte- déformation du béton utilisé dans ce cas est le diagramme de calcul dit « parabole-rectangle », il comporte un arc de parabole qui s'étend de l'origine des

cordonnées jusqu'à son sommet de coordonnées ε = 2‰ et σ_{bc} suivi d'un segment de droite parallèle à l'axe des déformations et tangent à la parabole à son sommet.

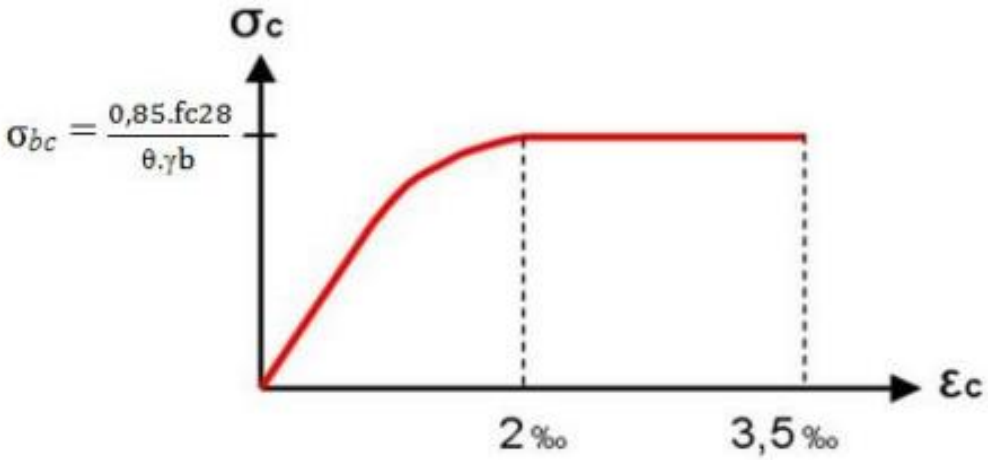


Figure1. 7: Le diagramme contrainte-déformation à l'ELU

Avec :

ε : déformation du béton en compression.

σ_{bc} : contrainte de calcul pour $2‰ < \varepsilon < 3{,}5‰$

γ_b : coefficient de sécurité tel que :

$$\begin{cases} \gamma_b = 1{,}5 \text{ situation durable} \\ \gamma_b = 1{,}20 \text{ situation accidentelle} \end{cases}$$

θ : facteur de durée d'application des charges tel que :

$$\begin{cases} \theta = 1 \text{ pour une durée d'application } > 24\text{h} \\ \theta = 0{,}9 \text{ pour une durée d'application entre 1h et 24h} \\ \theta = 0{,}85 \text{ pour une durée d'application } < 1\text{h} \end{cases}$$

b) Etat limite de service (ELS)

Le diagramme des contraintes reste dans le domaine élastique linéaire, et est défini par son module d'élasticité.

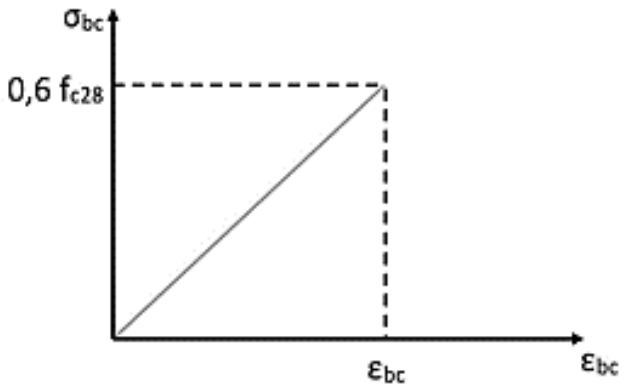


Figure1. 8: Le diagramme contrainte-déformation à l'ELS

La contrainte de compression du béton doit être au plus égale : $\sigma_{bc} = 0{,}6 f_{c28}$

1.6.1.3 Les contraintes limite de cisaillement (BAEL 99 art A-5.2.21)

$$\tau_u = \min\left(0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{ Mpa}\right) \text{ pour la fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_u = \min\left(0{,}15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{ Mpa}\right) \text{ pour la fissuration préjudiciable.}$$

1.6.2 L'acier

L'acier est un alliage reconnu, dans le domaine des structures en béton armé, pour sa haute résistance à la traction. Pour être conforme aux exigences des normes algériennes en vigueur, l'acier utilisé doit également présenter une adhérence suffisante afin de garantir une transmission efficace des efforts entre le béton et l'acier.

1.6.2.1 Caractéristiques mécaniques

Les aciers utilisés comme armatures pour le ferraillage des différents éléments de notre structure sont de type HA (haute adhérence) avec une limite d'élasticité égale à 500 MPa (FeE500).

1.6.2.2 Contraintes limites

a) Etat limite ultime (ELU) : (CBA93 art A2.2.2)

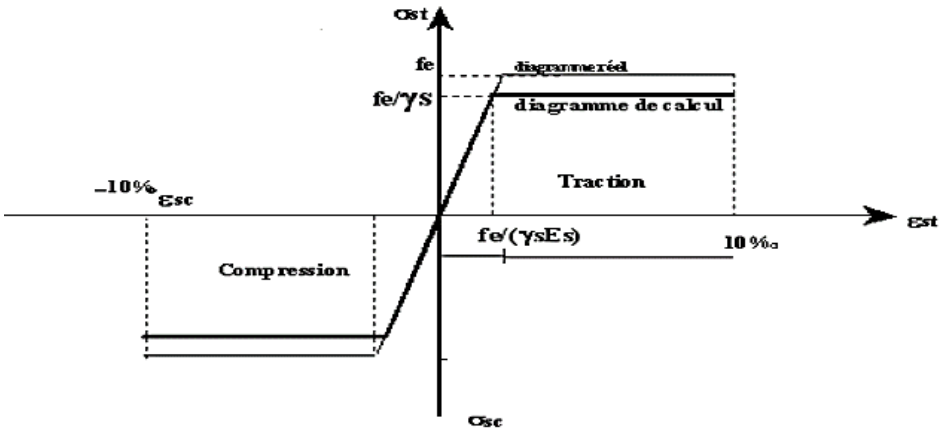


Figure1. 9: Diagramme contrainte-déformation de calcul de l'acier à l'ELU

La contrainte ultime à l'ELU est donnée par : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Avec :

f_e : Limite élastique des aciers utilisés

γ_s : Coefficient de sécurité, égal à : $\begin{cases} 1{,}15\ situation\ durable & \sigma_s = 434{,}78Mpa \\ 1\ situation\ accidentelle & \sigma_s = 500\text{Mpa} \end{cases}$

b) Etat limite de service (ELS)

La vérification de la contrainte dans les aciers est nécessaire pour la limitation des ouvertures ou des fissures et elle se fait pour :

- Fissuration peu préjudiciable (BAEL99 art 4-5-32)

Il n'y a pas de vérification à faire car ces éléments sont situés dans des locaux couverts.

- Fissuration préjudiciable (BAEL99 art 4-5-33)

$$\sigma_s < \sigma_{s\,adm} = min\left\{\frac{2}{3}f_e; max(\frac{f_e}{2}, 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right\}$$

-Fissuration très préjudiciable : $\boldsymbol{\sigma_s < \sigma_{s\,adm}} = min\left\{\frac{1}{2}f_e; 90\sqrt{\eta f_{tj}}\right\}$

η : coefficient de fissuration tels que $\begin{cases} \eta = 1\ pour\ les\ aciers\ ronds\ lisses \\ \eta = 1{,}6\ pour\ les\ aciers\ HA \end{cases}$

1.7 Règlements utilisés

Dans le cadre de l'étude de cet ouvrage, les règlements techniques appliqués sont les suivants :

- Le règlement parasismique algérien : [RPA2024]

- Le document technique règlementaire charges et surcharges : [DTR-BC2.2]

- Béton armé aux états limites. : [BAEL91/99]

- Règle de conception et de calcul des structures en béton armé : [CBA93]

- Règle de calcul des fondations superficielles : [DTR-BC2.331]

1.8 Logiciels utilisés

- AUTOCAD (version 2025) pour le dessin des plans.

- ROBOT (version 2025) pour la modélisation et la vérification de la structure.

- CYPE (version2026) pour l'étude technico-commerciale.

1.9 Les combinaisons d'action accidentelle

Au sens du principe de calcul aux Etats Limites, l'action sismique est considérée, du fait de sa brève durée d'application, comme une action accidentelle. L'action sismique est caractérisée par trois composantes qui agissent simultanément :

• Deux composantes horizontales $E_x et\ E_y$ agissant suivant deux directions orthogonales dans le plan de la structure.

• Une composante verticale E_z , qui agit suivant l'axe vertical de la structure.

1.9.1 Combinaison à l'ELU et à l'ELS

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de : La combinaison du BAEL91/99

$$\begin{cases} ELU: & 1{,}35G + 1{,}5Q \\ ELS: & G + Q \end{cases}$$

Où :

• G : charges permanentes.

• Q : charges d'exploitation, non pondérées.

1.9.2 Composantes horizontales de l'action sismique

Les composantes de l'action sismique, Ex et Ey, agissant suivant les deux directions horizontales, sont supposées indépendantes mais représentées par le même spectre de réponse.

Les actions sismiques de dimensionnement des structures, sont combinées aux actions permanentes et aux actions variables :

$$\begin{cases} E_1 = \pm E_X \pm 0{,}3E_y \\ E_2 = \pm 0{,}3E_X \pm E_y \end{cases}$$

$$\begin{cases} G + \varphi Q + E_1 \\ G + \varphi Q + E_2 \end{cases}$$

1.9.3 Composante verticale de l'action sismique

E_1,E_4 et E_5représentent la combinaison des composantes, horizontales (E_x, E_y) et la composante verticale E_z , définies par :

$$\begin{cases} E_1 = \pm E_X \pm 0{,}3E_y \pm 0{,}3E_z \\ E_4 = \pm 0{,}3E_X \pm E_y \pm 0{,}3E_z \\ E_5 = \pm 0{,}3E_X \pm 0{,}3E_y \pm E_z \end{cases} \qquad \begin{cases} G + \varphi Q + E_3 \\ G + \varphi Q + E_4 \\ G + \varphi Q + E_5 \end{cases}$$

1.10 Les plans d'architecture

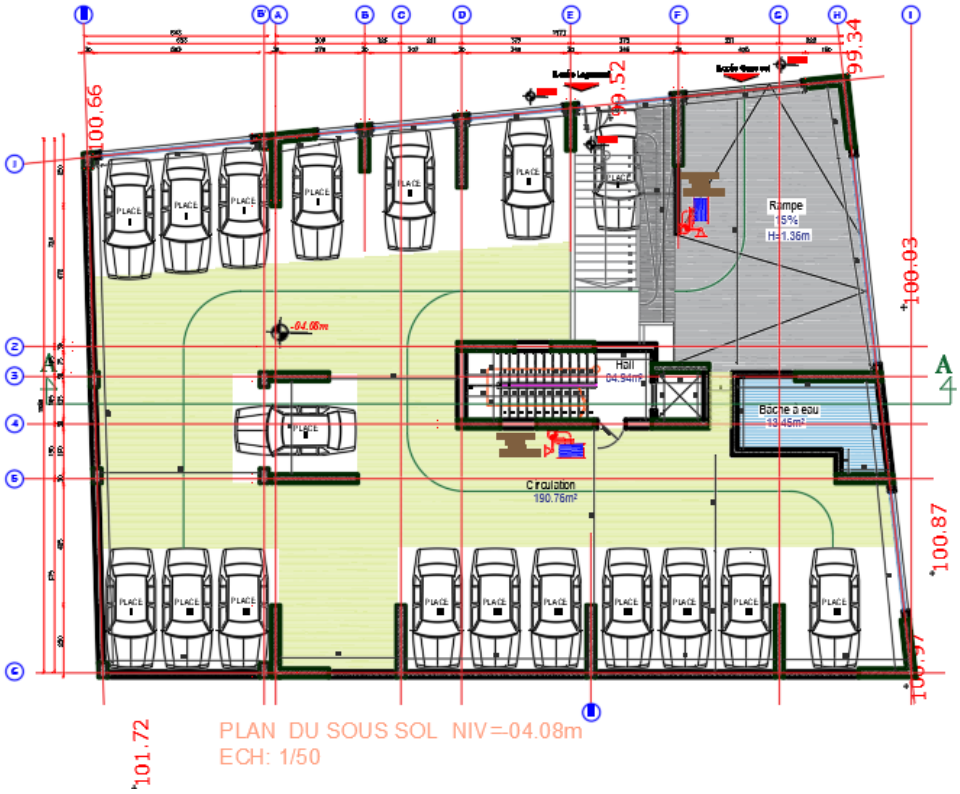


Figure1. 10:plan du sous-sol

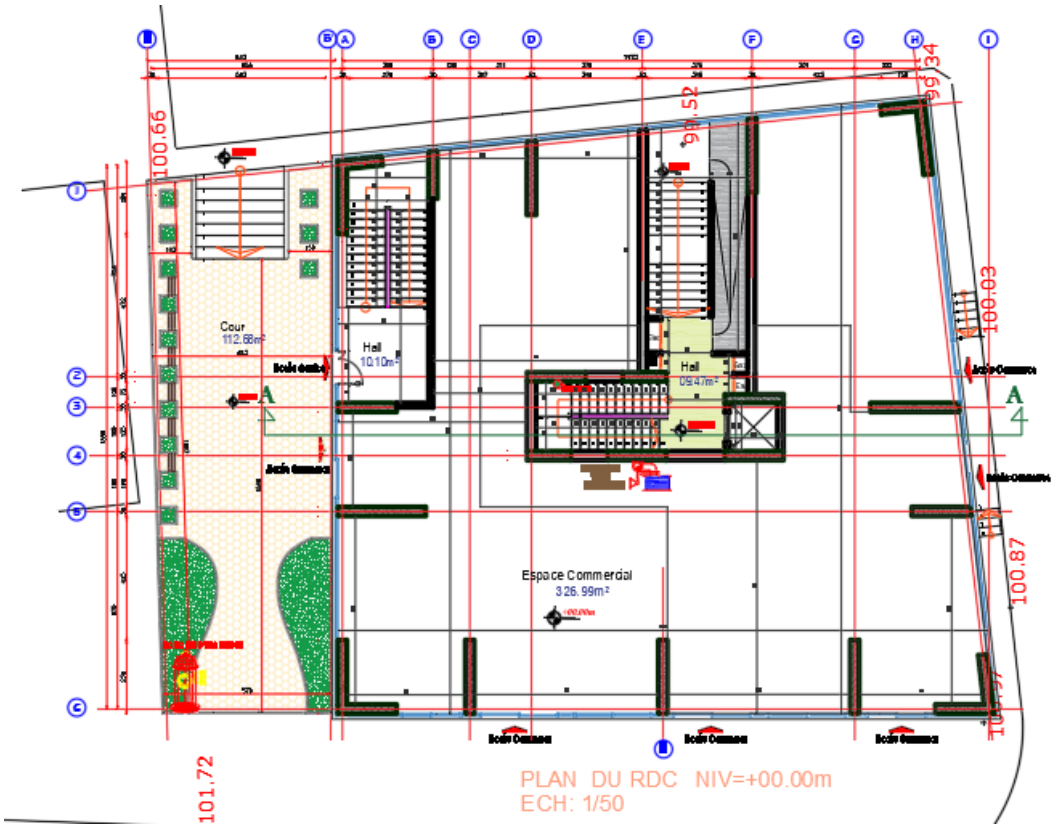


Figure1. 11:plan de RDC

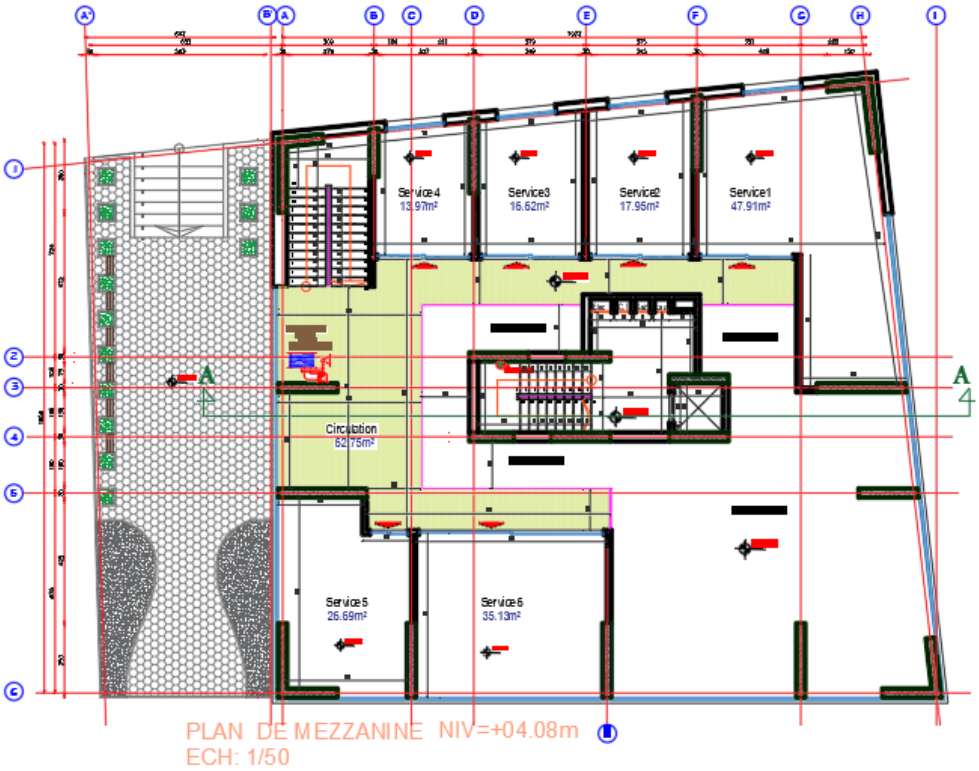


Figure1. 12:plan de mezzanine

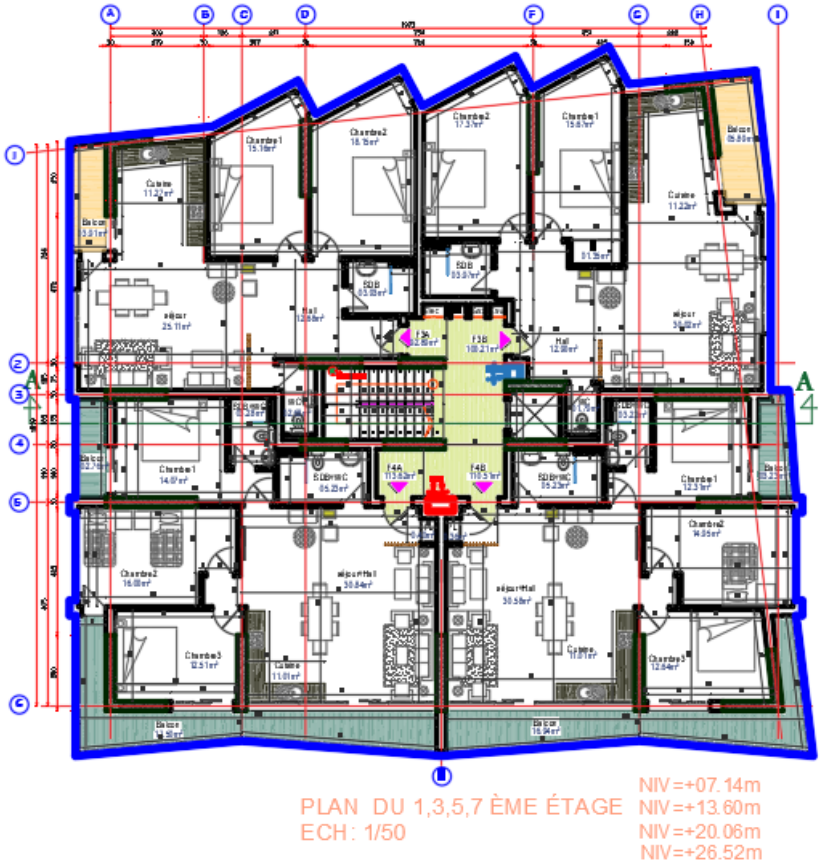


Figure1. 13:plan du 1,3,5,7 -ème étage

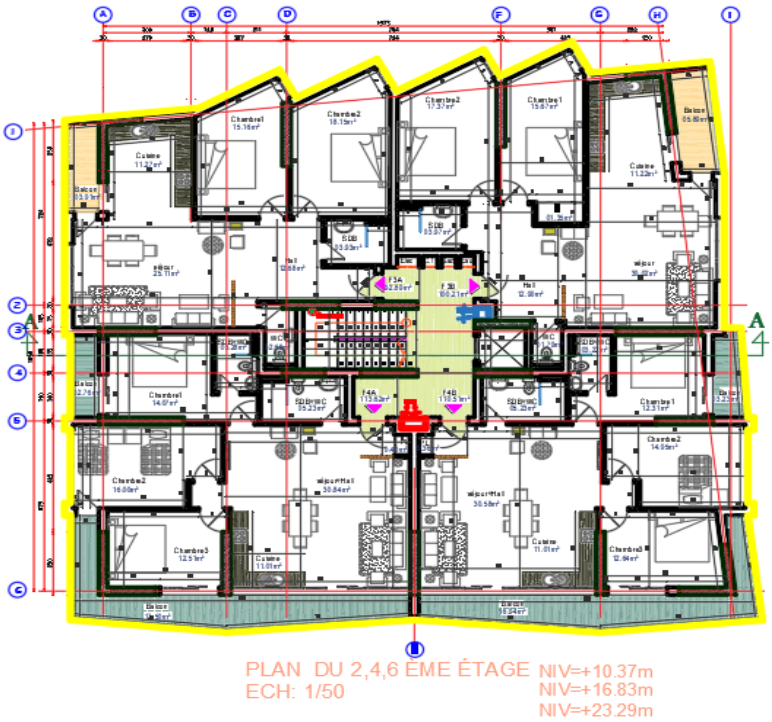


Figure1. 14:plan du 2,4,6 -ème étage

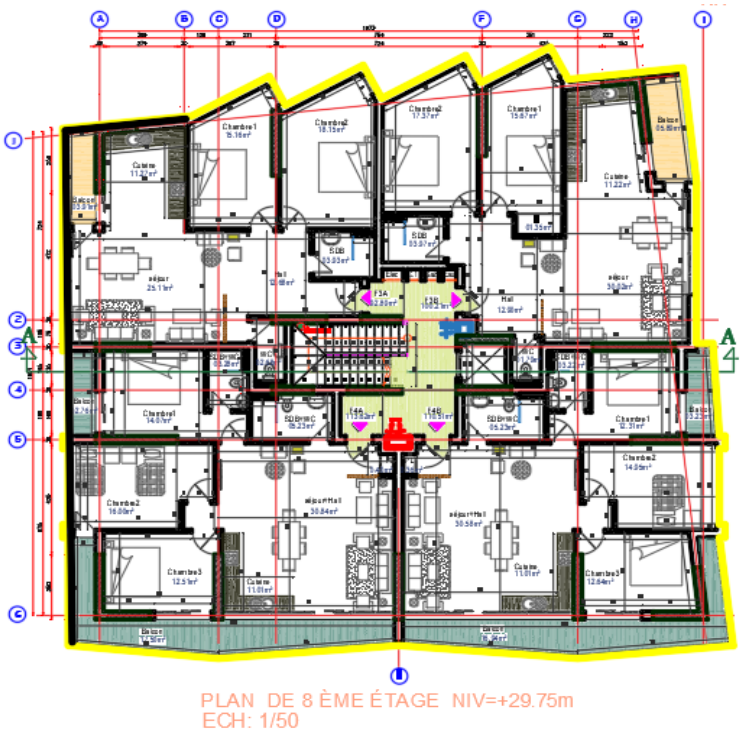


Figure1. 15:plan de 8ème étage

Figure1. 16:plan de toiture

Figure1. 17:plan de terrasse

1.11 Conclusion

Ce premier chapitre a permis de présenter de manière globale le projet étudié, en détaillant son implantation, ainsi que les caractéristiques du sol. La structure de l'ouvrage a été définie à travers ses dimensions, sa composition (structure principale, secondaire et infrastructure), ainsi que les matériaux utilisés, notamment le béton et l'acier, avec leurs propriétés mécaniques. Les contraintes de dimensionnement, les combinaisons d'actions accidentelles envisagées, ainsi que les règlements appliqués ont également été exposés. Cette introduction constitue ainsi une base essentielle pour aborder les chapitres suivants, consacrés aux analyses structurelles et au dimensionnement des éléments.

CHAPITRE 2 : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

2.1 Introduction

Le prédimensionnement a pour objectif d'estimer les sections des différents éléments porteurs de la structure. Il est réalisé conformément aux règlements **BAEL91/99** et **RPA 2024.** Une fois les épaisseurs et les surfaces des éléments porteurs déterminées, il devient possible d'évaluer les charges permanentes (poids propres) ainsi que les surcharges, les efforts internes dans les sections critiques seront ensuite calculés avec précision à partir de ces données.

Les dimensions obtenues restent provisoires (dimensionnement préliminaire), elles peuvent être modifiées lors de la phase de calcul.

2.2 Prédimensionnement des éléments

2.2.1 Pré dimensionnement des planchers

Le plancher est un élément horizontal qui sépare les différents niveaux d'un bâtiment.il supporte les charges permanentes et d'exploitation, en les transmettant aux éléments porteurs verticaux.

De plus, il joue un rôle dans l'isolation acoustique et thermique, ainsi que dans l'étanchéité.

L'épaisseur doit être choisie selon les conditions :

a. Condition de résistance au feu :

Une épaisseur minimale de la dalle doit être respectée afin d'assurer une protection suffisante vis-à-vis du feu pour une durée moyenne :

- e =7cm pour une heure de coupe-feu.
- e =11cm pour deux heures de coupe-feu.
- e =15cm pour trois heures de coupe-feu.
- e =17,5cm pour quatre heures de coupe-feu.

b. Isolation phonique :

Selon les règles de calcul du béton armé BAEL91/99, l'épaisseur du plancher, si nous voulons obtenir une bonne isolation acoustique, doit être au moins égale à 16cm.

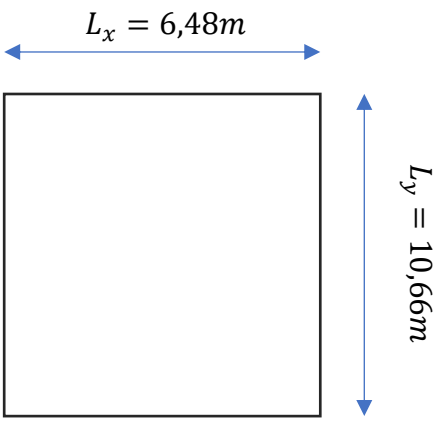
c. Condition de résistance à la flexion :

$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$ Pour une dalle continue sur 2 appuis.

$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$ Pour une dalle continue sur 3 ou 4 appuis.

d. Condition de la flèche : $f \leq \frac{L}{500}$.

Notre panneau le plus sollicité a les dimensions suivantes :



L_x :la longueur la plus petite entre nus d'appui.

L_y :la longueur la plus grande entre nus d'appui.

Si $\rho < 0{,}4$: la dalle travaille dans une seule direction.

Si $0{,}4 \leq \rho \leq 1$: la dalle travaille dans les deux directions.

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{648}{1066} = 0{,}61 \Rightarrow$ Dalle travaille dans les deux directions.

$$\text{Donc} \quad \frac{648}{50} \leq e \leq \frac{648}{40} \Rightarrow 12{,}96 \leq e \leq 16{,}2$$

Nous optons pour une épaisseur de **25cm** pour tous les étages.

2.2.2 Prédimensionnement des escaliers

L'escalier est un ouvrage construit d'une suite de niveaux horizontaux (marches ou paliers) permettant de passer à pied d'un niveau à un autre. Un escalier est déterminé par les paramètres suivants : sa montée, son emmarchement, son giron, sa hauteur de marche.

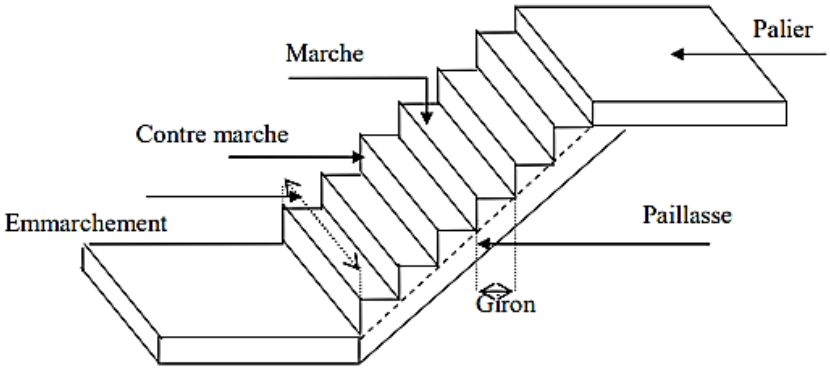


Figure 2. 1:schéma d'un escalier

Les escaliers dans ce projet sont constitués de deux volées séparées par un palier de repos.

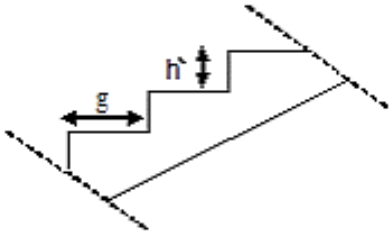


Figure 2. 2:coupe transversale d'une volée

h' : c'est la partie verticale qui limite la marche, elle est comprise entre (16÷18) cm. On prend **h=17 cm.**

g : c'est la partie horizontale entre deux contremarches.

Un escalier garantit un confort optimal à la montée lorsqu'il est conçu selon la relation de BLONDEL, une formule empirique pour déterminer la hauteur de marche et du giron.

$$58\text{cm} \leq g + 2h \leq 64\text{cm}$$

En remplaçant dans l'équation on trouve $24\text{cm} \leq g \leq 30\text{cm}$

Donc on prend le giron **g= 30 cm.**

Le tableau ci-dessous présente les caractéristiques des escaliers selon les niveaux.

Tableau2. 1:caractéristiques des escaliers en sous-sol, RDC, mezzanine et étage courant

		Sous-sol	RDC	Mezzanine	Etage courant
Caractéristiques	**Etage** / **Formule**	4,08m	4,08m	3,06m	3,23m
Hauteur de la volée h_v (m)	$h_v=\frac{h_e}{2}$	2,04m	2,04m	1,53m	1,615m
Nombre de contremarches n	$n=\frac{h_e}{h}$	24	24	18	19
Longueur de la ligne de foulée L (m)	L= (n -1). g	6,9	6,9	5,1	5,4
Inclinaison de la paillasse α (°)	$\text{Tan}\alpha=\frac{h}{g}$	29,54	29,54	29,54	29,54
Longueur de la paillasse L_p(cm)	$L_p=\frac{h_v}{sin\alpha}$	414	414	310	328
Epaisseur de la paillasse e_p (cm)	$\frac{L_p}{30} \leq e_p \leq \frac{L_p}{20}$	15cm	15cm	15cm	15cm

En pratique, une épaisseur minimale de **15 cm** est généralement adoptée pour la paillasse et le palier à tous les étages, afin de garantir la résistance des escaliers.

2.2.3 Prédimensionnement des voiles

Les voiles respectent les conditions de dimensions minimales RPA2024(article 7.7.1)

$$b_w \geq max(15cm; \frac{h_e}{20})$$

$$l_w \geq max(\frac{h_e}{3}; 4b_w; 1m)$$

Avec : h_e :la hauteur libre du niveau, b_w : l'épaisseur de voile, l_w : la longueur de voile

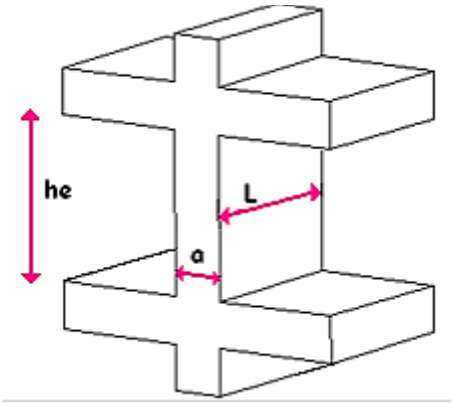


Figure 2. 3:coupe de voile en élévation

L'épaisseur minimum en fonction des différentes configurations (figure2-5)

En se référant à l'article 7.7.4 du RPA2024 les voiles et trumeaux sont dimensionnés en flexion composée avec effort tranchant dans leur plan moyen, selon les règles du béton armé, en tenant compte du rapport $^{h_w}/_{l_w}$ pour distinguer les voiles dont le moment fléchissant est modifié par une enveloppe décalée sur une hauteur critique h_{cr}donnée par :

$$h_{cr} = max(l_w; \frac{h_w}{6})$$

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2l_w \\ h_e \; pour \; n \leq 6 \; niveau \\ 2h_e \; pour \; n > \; 6 \; niveau \end{cases}$$

Où : h_e : la hauteur libre de chaque niveau ; h_w : la hauteur de voile

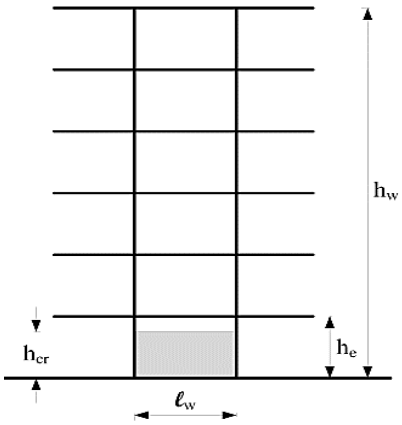


Figure 2. 4:zone critique à la base du voile (RPA2024)

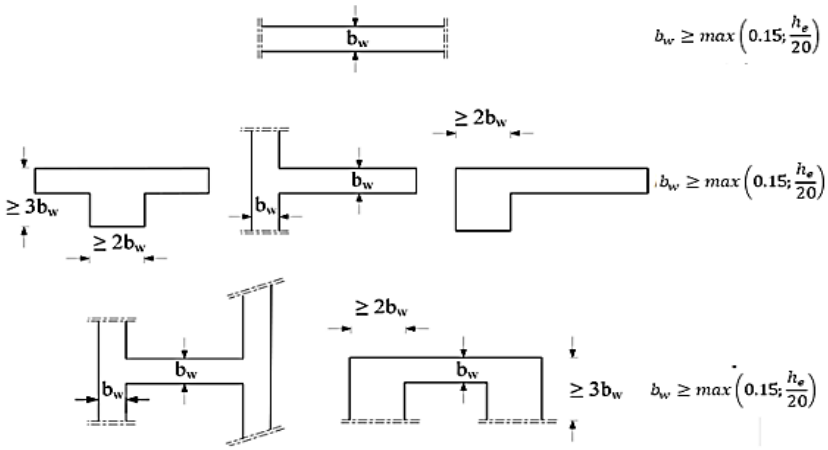


Figure 2. 5:épaisseur minimum en fonction des différentes configurations (RPA2024)

Tableau2. 2:prédimensionnement des voiles

Niveau	h_e*(m)*	$b_{w\ minimale}(cm)$	*Choisi(cm)*	$l_{w\ minimale}$*(cm)*
Etages courants	2,98	15	30	120
Mezzanine	2,81	15	30	120
RDC	3,83	19,15	30	128
Sous-sol	3,83	19,15	30	128

2.2.4 Pré dimensionnement des poutres

a. Poutre d'extrémité

Une poutre est un élément linéaire horizontal de la structure d'un bâtiment, conçu pour supporter les charges et les transmettre aux éléments porteurs verticaux, tels que les poteaux ou les voiles.

Le prédimensionnement est effectué pour la plus grande portée de poutre à l'aide des formules suivantes :

D'après le BAEL91/99 :

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0{,}3h \leq b \leq 0{,}7h \end{cases}$$

Avec :

L = plus grande portée entre axes.

h = hauteur de la poutre.

b =largeur de la poutre.

Une vérification vis-à-vis le RPA2024est effectué par la suite pour satisfaire aux valeurs minimales exigées pour les dimensions de la poutre :

$$\begin{cases} b \geq 25cm \\ h \geq 30cm \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

Dans notre cas, la plus grande portée des poutres est L= 823cm

En fonction des conditions précédentes on a :

$$\frac{823}{15} \leq h \leq \frac{823}{10} \quad \Rightarrow \quad 54{,}86cm \leq h \leq 82{,}3cm$$

On prend un h =65cm.

$$0{,}3h \leq b \leq 0{,}7h \quad \Rightarrow \quad 21\ cm \leq b \leq 49\ cm$$

On prend un b =30cm.

Vérification des conditions imposées par le RPA2024

Tableau2. 3:vérifications des poutres selon le RPA

Condition	*Expression*	*Valeur(cm)*	*Résultat*
Largeur minimale	$b \geq 25cm$	30	**Vérifiée**
Hauteur minimale	$h \geq 30cm$	65	**Vérifiée**
Elancement max	$\frac{h}{b} \leq 4$	2,17	**Vérifiée**

Donc la section de la poutre d'extrémité est de section (30× 65)cm².

b. Poutre noyée

Nous avons opté pour l'utilisation des poutres noyées, puisque la structure est contreventée par des voiles ce qui permet d'éviter toute retombée visible au niveau du plancher.

- La hauteur de la poutre sera la même que l'épaisseur du plancher.
- La largeur b ≥ la largeur du voile.

Donc la section de la poutre noyée est de section (25×30) cm².

2.3 Descente de charges

2.3.1 Introduction

La descente de charges a pour objectif d'étudier le transfert des charges dans la structure, l'objectif étant de connaitre la répartition et les cheminements des charges sur l'ensemble des éléments porteurs de la structure depuis la terrasse jusqu'aux fondations.

2.3.2 Plancher terrasse (inaccessible)

Tableau2. 4:descente de charge du plancher terrasse inaccessible

Désignation	ρ (Kg/m^3)	e (m)	G (kg/m²)
Protection gravillon	1800	0,05	90
Etanchéité multicouche	600	0,02	12
Forme de pente	2200	0,06	132
Isolation thermique en liège	400	0,04	16

Dalle pleine	2500	0,25	625
Enduit en plâtre	1000	0,02	20
G(kg/m²)		**895**	
Q(kg/m²)		**100**	

2.3.3 Plancher terrasse (accessible)

Tableau2. 5:descente de charge du plancher terrasse accessible

Désignation	ρ (Kg/m^3)	e (m)	G (kg/m²)
Carrelage	2200	0,02	44
Etanchéité multicouche	600	0,02	12
Forme de pente	2200	0,06	132
Isolation thermique en liège	400	0,04	16
Dalle pleine	2500	0,25	625
Enduit en plâtre	1000	0,02	20
G(kg/m²)		**849**	
Q(kg/m²)		**150**	

2.3.4 Plancher étage courant

Tableau2. 6:descente de charge du plancher des étages courant

Désignation	ρ (Kg/m^3)	e (m)	G (kg/m²)
Dalle de sol	2200	0,01	22
Mortier de pose	2000	0,02	40
Lit de sable	1800	0,02	36
Dalle pleine	2500	0,25	625
Enduit en plâtre	1000	0,02	20
Cloisons	1000	0,1	100
G(kg/m²)		**843**	
Q(kg/m²)		**150**	

Surcharges d'exploitation (Q)

- Plancher du RDC a usage de commercial : Q = 500 kg/m²
- Etage mezzanine à usage de service : Q = 250kg/m²
- Plancher du sous-sol destiné au parking : Q=250kg/m²

2.3.5 Cloison intérieure

Tableau2. 7:descente de charge des murs intérieurs

Désignation	ρ (Kg/m^3)	e (m)	G (kg/m²)
Enduit en ciment	1800	0,02	36
Brique creuse	/	0,10	90
Enduit en plâtre	1000	0,02	20
G(kg/ml)		**146**	

2.3.6 Cloison extérieure

Tableau2. 8:descente de charge des murs extérieurs (double parois)

Désignation	ρ (Kg/m^3)	e (m)	G (kg/m²)
Enduit en ciment	1800	0,02	36
Brique creuse	/	0,10	90
L'âme d'aire	/	0,05	/
Brique creuse	/	0,15	130
Enduit en plâtre	1000	0,02	20
G(kg/ml)		**276**	

2.3.7 Balcons

Tableau2. 9:descente de charge des balcons

Désignation	ρ (Kg/m^3)	e (m)	G (kg/m²)
Dalle de sol	2200	0,01	22
Mortier de pose	2000	0,02	40
Lit de sable	1800	0,02	36
Dalle pleine	2500	0,15	375
Enduit en plâtre	1000	0,02	20
Enduit en ciment	1800	0,02	36
G(kg/m²)		**529**	
Q(kg/m²)		**350**	

2.3.8 Escaliers

- **Pallier**

Tableau2. 10:descente de charge des paliers

Désignation	ρ (Kg/m^3)	e (m)	G (kg/m²)
Marbre	2800	0,025	70
Mortier de pose	2000	0,02	40
Lit de sable	1800	0,02	36
Poids propre de la palier	2500	0,15	375
Enduit en ciment	1800	0,02	36
G(kg/m²)		**557**	
Q(kg/m²)		**250**	

- **Paillasse**

Tableau2. 11:descente de charge des paillasses

Désignation	ρ (Kg/m^3)	e (m)	G (kg/m²)
Marbre	2800	0,025	70
Mortier de pose horizontal	2000	0,02	40
Lit de sable	1800	0,02	36
Revêtement vertical	$120\times\frac{h}{g}$		68
Poids propre du paillasse	$2500\times\frac{e_p}{cos\alpha}$		431
Poids propre des marches	$2200\times\frac{h}{2}$		187
Enduit en ciment	$1800\times\frac{e_c}{cos\alpha}$		41,38
Garde-corps	/		10
G(kg/m²)		**883,38**	
Q(kg/m²)		**250**	

2.4 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons abordé le prédimensionnement des éléments structuraux ainsi que la descente des charges, qui représentent une étape préliminaire essentielle dans l'étude de la structure.

CHAPITRE 3 : ETUDE DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

3.1 Introduction

Ce chapitre est consacré à l'étude des éléments non structuraux de l'ouvrage en béton armé, notamment les escaliers, les balcons et l'acrotère. L'étude porte sur le prédimensionnement ainsi que le calcul du ferraillage de ces éléments conformément aux règlements en vigueur et aux hypothèses de calcul adoptées.

3.2 Etude des escaliers

Un escalier est un ouvrage structural destiné à assurer la circulation verticale entre deux niveaux d'une construction, il doit satisfaire aux exigences de stabilité, de résistance, de sécurité et de confort d'usage.

Dans le cadre de ce travail, une seule volée d'escalier sera étudiée.

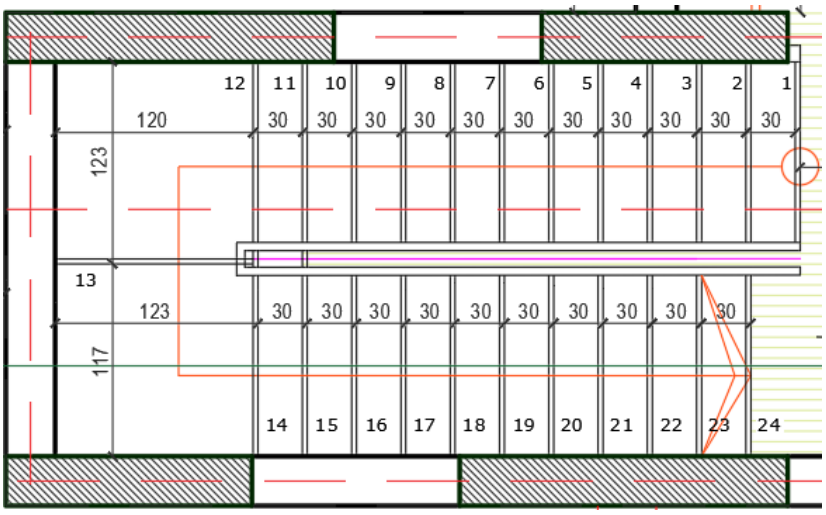


Figure 3. 1:vue en plan des escaliers

3.2.1 Caractéristiques géométriques des escaliers

Le tableau suivant regroupe les principales caractéristiques géométriques des escaliers.

Tableau3. 1:caractéristiques des escaliers

Nombre des contre marches	Nombre des marches	Ligne de foulée (m)	Hauteur d'escalier par volée(cm)	Angle d'inclinaison α (°)	Longueur de paillasse (cm)	Epaisseur paillasse et palier (cm)
24	23	6,9	204	29,54	414	15

3.2.2 Combinaisons des charges

Les combinaisons des charges à prendre en compte sont présentées dans le tableau ci- après.

Tableau3. 2:combinaisons des charges

Elément	*Paillasse*	*Palier*
G (kg/m²)	883,38	557
Q (kg/m²)	250	250
ELU (kg/ml)	1567,56	1126,95
ELS (kg/ml)	1133,38	807

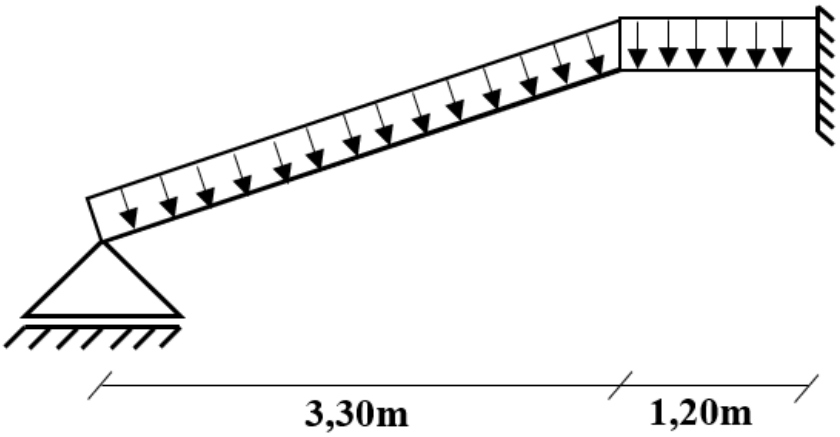


Figure 3. 2: le schéma statique d'escalier

On a utilisé le logiciel RDM6 pour déterminer les moments fléchissant et les efforts tranchants, les résultats obtenues sont consignés ci-dessous :

Tableau3. 3:moments et efforts tranchants

Cas	M_t *(kN.m)*	M_a *(kN.m)*	*T (kN)*
ELU	22,02	-37,30	38,98
ELS	15,91	-26,92	28,09

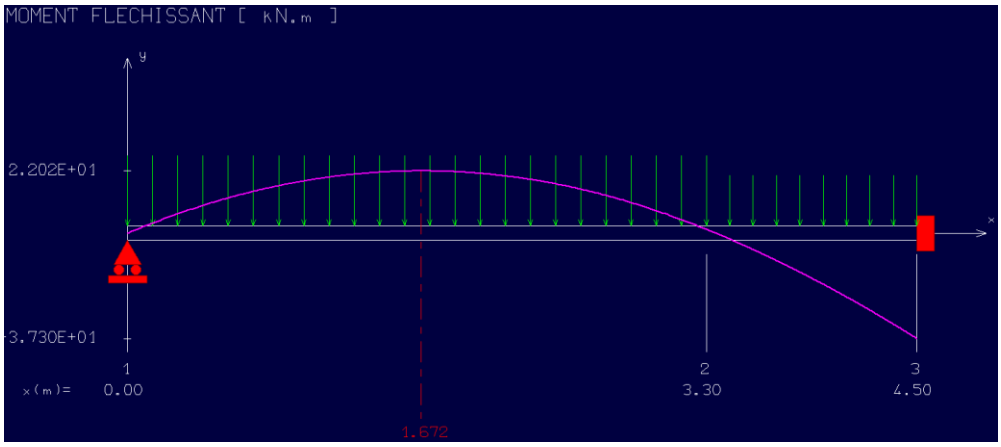


Figure 3. 3: Diagramme de moment de l'escalier en ELU

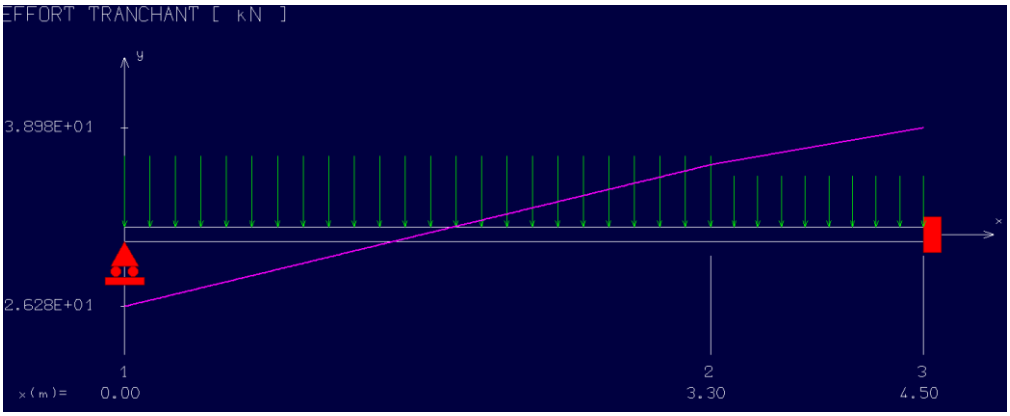


Figure 3. 4: Diagramme de l’effort tranchant de l'escalier en ELU

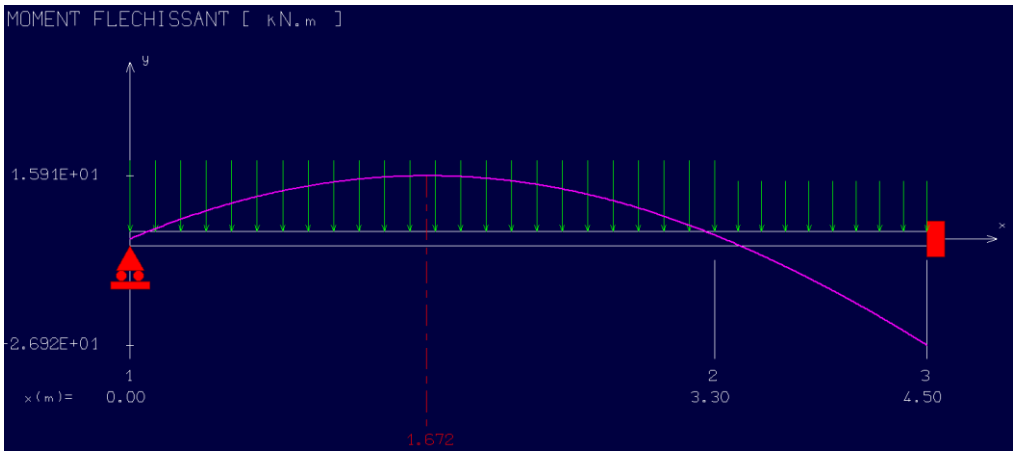


Figure 3. 5: Diagramme de moment de l'escalier en ELS

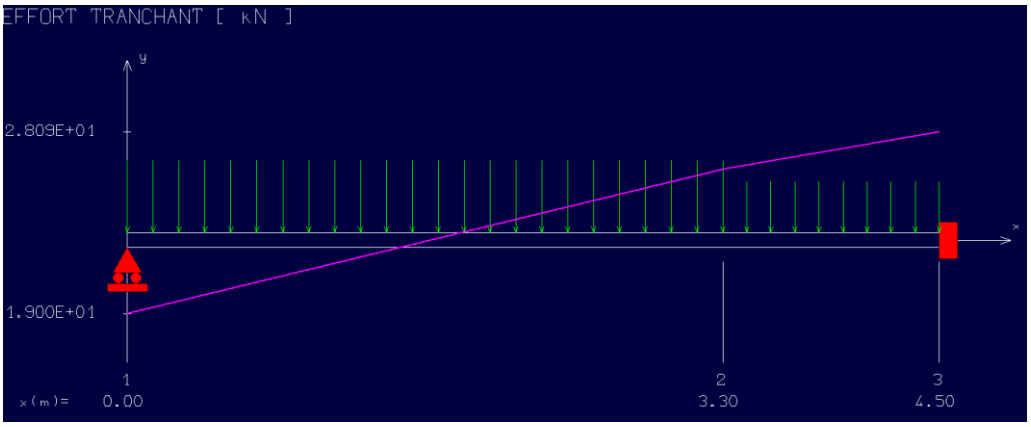


Figure 3. 6: Diagramme de l'effort tranchant de l'escalier en ELS

3.2.3 Calcul de ferraillage

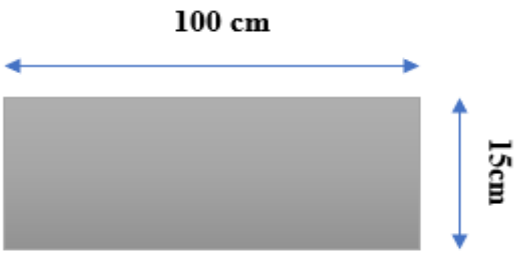


Figure 3. 7:la section de ferraillage

- **En travée :**

- **Etat limite ultime :** M_t^u =22020 N.m

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

- **Calcul du moment réduit :**

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b.b.d^2} = \frac{22020}{17.100.13,5^2} = 0,071$$

- **Calcul du moment réduit limite :**

$$1000\varepsilon_l = \frac{f_e}{200\gamma_s} = \frac{500}{200\times1,15} = 2,174$$

$$\alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + 1000\varepsilon_l} = \frac{3,5}{3,5 + 2,174} = 0,617$$

$\mu_l = 0,8\alpha_l(1 - 0,4\alpha_l) = 0,8 \times 0,617(1 - 0,4 \times 0,617) = 0,372$ $\mu < \mu_l = 0,372$ (acier FeE500)

$\Rightarrow$ Les armatures comprimées n'existent pas et $\varepsilon_s > \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15}$ = 435 Mpa.

$\alpha = 1,25(1-\sqrt{1-2\mu})$ = 0,092 $\beta = 1-0,4\alpha$ = 0,963

- **Calcul des armatures à l'ELU :**

$$\boldsymbol{A_u} = \frac{M_t^u}{\sigma_s.\beta.d} = \frac{22020}{435.0,963.13,5} = 3,89 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Condition de non fragilité :**

A_{min} = 0, 0006.b.h = 0,0006.100.15 = 0,9 cm²/ml

A = max (A_u ; A_{min}) = 3,89 cm²/ml

- **Choix des armatures : 5HA10/ml → A=3,93 cm²/ml**

HA10 → e = 20 cm

- **Etat limite de service : M_t^s =** 15910 N.m

- **Vérification des contraintes :**

D = $\frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 3,93}{100}$ = 0,590 cm.

E = 2×D× d =2 ×0,590×13,5 = 15,93 cm².

$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E}$ = −0,590 + $\sqrt{0,590^2 + 15,93}$ = 3,44 cm.

$I = \frac{b.y_1^3}{3} + 15A\,(d - y_1)^2 = \frac{100\times3,44^3}{3} + 15 \times 3,93(13,5 - 3,44)^2$ = 7322,87 cm^4.

$K = \frac{M_t^S}{I} = \frac{15910.100}{7322,87}$ = 217,26 N/cm^3.

σ_b= K. y_1= 2,17×3,44 = 7,46 Mpa.

σ_s= 15 K (d−y_1) = 15×2,17 (13,5−3,44) = 327,45 Mpa.

- **Contraintes admissibles :**

$\overline{\sigma_b}$ = 0,6× f_{c28} = 0,6 × 30= 18 Mpa.

$\overline{\sigma_s}$= min ($\frac{2}{3}$ f_e ; $max(\frac{f_e}{500}$; $110\sqrt{\eta \times f_{t28}}$) = min (333,33 ; max (250 ;215,56) = 250Mpa.

η : coefficient de fissuration ; $\begin{cases} \eta = 1{,}6 \rightarrow HA \\ \eta = 1 \rightarrow \quad RL \end{cases}$

$f_{t28} = 0{,}6 + 0{,}06 f_{c28}$ = 0,6 + 0,06× 30 = 2,4 Mpa.

- **Conclusion :**

σ_b = 7,46 Mpa < $\overline{\sigma_b}$ = 18 Mpa

σ_s = 327,45 Mpa > $\overline{\sigma_s}$ = 250Mpa

⇒ Il faut recalculer les armatures à l'ELS.

- **Calcul des armatures :**

$\overline{\sigma_s}$ = min($\overline{\sigma_s}$; σ_{cal}) = 215,56 Mpa.

$\mu_1 = \frac{M_t^s}{\overline{\sigma_s}.\boldsymbol{b}.\boldsymbol{d}^2} = \frac{15910}{215{,}56 \times 100 \times 13{,}5^2}$ = 0,004049 ⇒ $\begin{cases} \beta_1 = 0{,}898 \\ K_1 = 34{,}02 \end{cases}$

$\sigma_b = \frac{\overline{\sigma_s}}{K_1} = \frac{215{,}56}{34{,}02}$ = 6,34 Mpa < $\overline{\sigma_b}$ = 18 Mpa ⇒ les armatures transversales ne sont pas nécessaire.

$A_{ser} = \frac{M_t^s}{\overline{\sigma_s}.\beta.\boldsymbol{d}} = \frac{15910}{215{,}56 \times 0{,}898 \times 13{,}5}$ = 6,09 cm²/ml

A= max (A_u; A_s; A_{min}) = 6,09 cm²/ml

- **Choix des armatures :** 6HA12/ml →A=6,79cm²/ml

HA12→ e=16 cm

- **Vérification de l'espacement :** $S_t \leq min(3h; 33cm) \quad \rightarrow \quad S_t \leq min(45; 33cm)$

- **Armatures de répartition :** $A_r = \frac{A_{ch}}{4} = \frac{6{,}79}{4}$ = 1,69 cm²/ml

- **Choix des armatures :** 4HA8 →A=2,01cm²

HA8→ e=20 cm

- **Vérification de l'espacement :** $S_t \leq min(4h; 45cm) \quad \rightarrow \quad S_t \leq min(60; 45cm)$

  - **En appuis :**

- **Etat limite ultime :** M_a^u =-37300 N.m

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées**

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b.b.d^2} = \frac{37300}{17.100.13,5^2} = 0,120 < \mu_l = 0,372 \text{ (acier FeE500)}$$

$\Rightarrow$ Les armatures comprimées n'existent pas et $\varepsilon_s > \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435$ Mpa.

$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,160$ $\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,936$

- **Calcul des armatures à l'ELU**

$$\boldsymbol{A_u} = \frac{M_t^u}{\sigma_s.\beta.d} = \frac{37300}{435.0,936.13,5} = 6,78 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Condition de non fragilité**

$A_{min} = 0,0012.b.h = 0,0012.100.15 = 1,8\text{cm}^2/\text{ml}$

A = max (A_u ; A_{min}) = 6,78 cm²/ml

- **Choix des armatures :** 6HA12/ml → A=6,79 cm²/ml

HA12 → e = 16 cm

- **Etat limite de service :** M_a^s = -26920 N.m

- **Vérification des contraintes**

$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 6,79}{100} = 1,02$cm.

$E = 2 \times D \times d = 2 \times 1,02 \times 13,5 = 27,54$ cm².

$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1,02 + \sqrt{1,02^2 + 27,54} = 4,33$ cm.

$I = \frac{b.y_1^3}{3} + 15A\,(d - y_1)^2 = \frac{100 \times 4,33^3}{3} + 15 \times 6,79(13,5 - 4,33)^2 = 11270,55\ cm^4$.

$K = \frac{M_t^S}{I} = \frac{26920.100}{11270,55} = 239\ \text{N}/cm^3$.

$\sigma_b = K.\ y_1 = 2,39 \times 4,33 = 10,35$ Mpa.

$\sigma_s = 15\ K\ (d - y_1) = 15 \times 2,39\ (13,5 - 4,33) = 328,74$ Mpa.

- **Contraintes admissibles :**

$\overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 30 = 18$ Mpa.

$\overline{\sigma_s}$= min ($\frac{2}{3}$ f_e ; $max(\frac{f_e}{500}$; $110\sqrt{\eta \times f_{t28}}$) = min (333,33 ; max (250 ;215,56) = 250Mpa.

η : coefficient de fissuration ; $\begin{cases} \eta = 1{,}6 \rightarrow HA \\ \eta = 1 \rightarrow \quad RL \end{cases}$

$f_{t28} = 0{,}6 + 0{,}06 f_{c28}$= 0,6 + 0,06× 30 = 2,4 Mpa.

- **Conclusion**

σ_b = 10,35 Mpa < $\overline{\sigma_b}$ = 18 Mpa

σ_s= 328,74 Mpa > $\overline{\sigma_s}$ = 250 Mpa

⇒ Il faut recalculer les armatures à l'ELS.

- **Calcul des armatures**

$\overline{\sigma_s}$ = min($\overline{\sigma_s}$; σ_{cal}) = 215,56 Mpa.

$\mu_1 = \frac{M_t^S}{\overline{\sigma_s}.\boldsymbol{b}.\boldsymbol{d}^2} = \frac{26920}{215{,}56 \times 100 \times 13{,}5^2}$ = 0,00685 ⇒ $\begin{cases} \beta_1 = 0{,}873 \\ K_1 = 24{,}37 \end{cases}$

$\sigma_b = \frac{\overline{\sigma_s}}{K_1} = \frac{215{,}56}{24{,}37}$ = 8,85 Mpa < $\overline{\sigma_b}$ = 18 Mpa ⇒ les armatures transversales ne sont pas nécessaire.

$A_{ser} = \frac{M_t^S}{\overline{\sigma_s}.\beta.\boldsymbol{d}} = \frac{26920}{215{,}56 \times 0{,}873 \times 13{,}5}$ = 10,60 cm²/ml

A= max (A_u; A_s; A_{min}) = 10,60 cm²/ml

- **Choix des armatures :** 7HA14/ml →A=10,78 cm²/ml

HA14→ e=14 cm

$S_t \leq min(45; 33cm)$

- **Armatures de répartition**

$A_r = \frac{A_{ch}}{4} = \frac{10{,}78}{4}$ = 2,70 cm²/ml

- **Choix des armatures :** 4HA10→ A=3,14 cm²

- HA10 → e = 20 cm

$S_t \leq min(60; 45cm)$

- **Vérification des contraintes de cisaillement**

La fissuration est préjudiciable, τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} = \min \begin{cases} 0{,}15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \\ 4\ Mpa \end{cases} \Rightarrow = 3 \text{ Mpa}$$

$\begin{cases} \tau_u = \frac{28090}{100\times135} = 2{,}08\ Mpa\ < 3\ Mpa \\ pas\ de\ reprise\ de\ bétonnage \end{cases}$ $\Rightarrow$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Dessin de ferraillage**

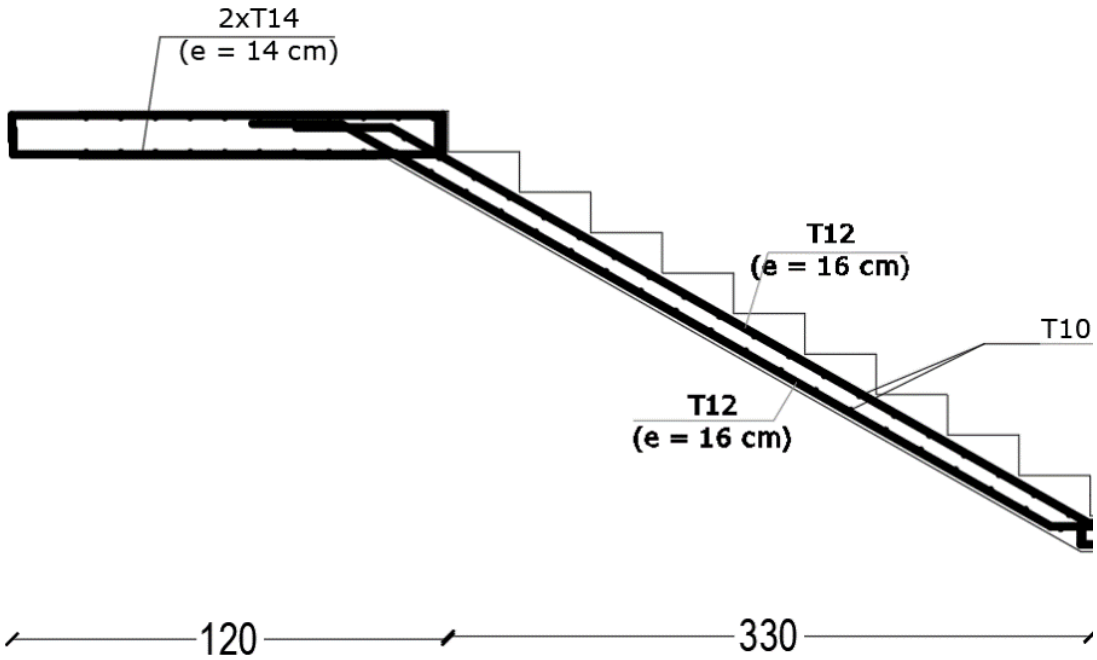


Figure 3. 8: Le ferraillage de l'escalier étudié

3.3 Etude des balcons

Les balcons sont des dalles pleines calculées comme des consoles encastrées dans les poutres, et sont sollicités par une charge permanente uniformément répartie G, une charge concentrée P et une charge d'exploitation Q.

On adopte une épaisseur de **h=15cm**. Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de **1,4 ml** et une section de 100×15cm.

3.3.1 Evaluation des charges

Charge permanente : G =5,29×1,4= 7,41 kN/ml.

Charge d'exploitation : Q =3,5×1,4= 4,9 kN/ml.

Charge P = 1 kN.

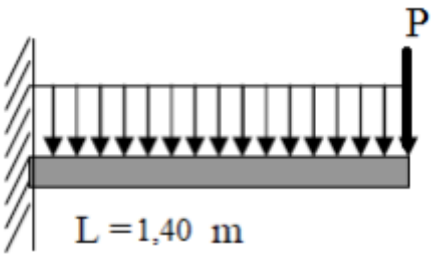


Figure 3. 9:schéma statique des charges appliquées sur le balcon

3.3.2 Combinaisons de charges

- à l'état limite ultime

G_u= 1,35G +1,5Q =1,35×7,41 + 1,5×4,9 = 17,35 kN/ml.

P_u= 1,35P = 1,35×1 = 1,35 kN.

- à l'état limite de service

G_s= G +Q =7,41 +4,9 = 12,31 kN/ml.

P_s= P =1 kN.

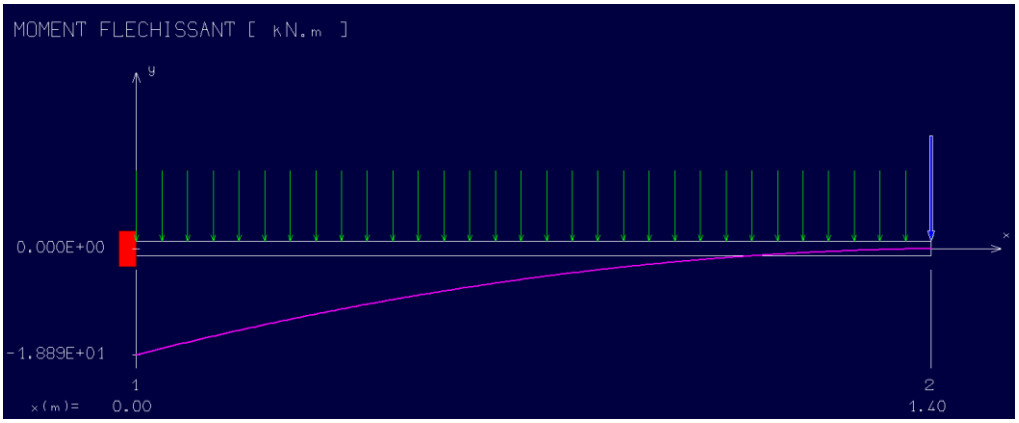


Figure 3. 10:diagramme du moment fléchissant à l'ELU

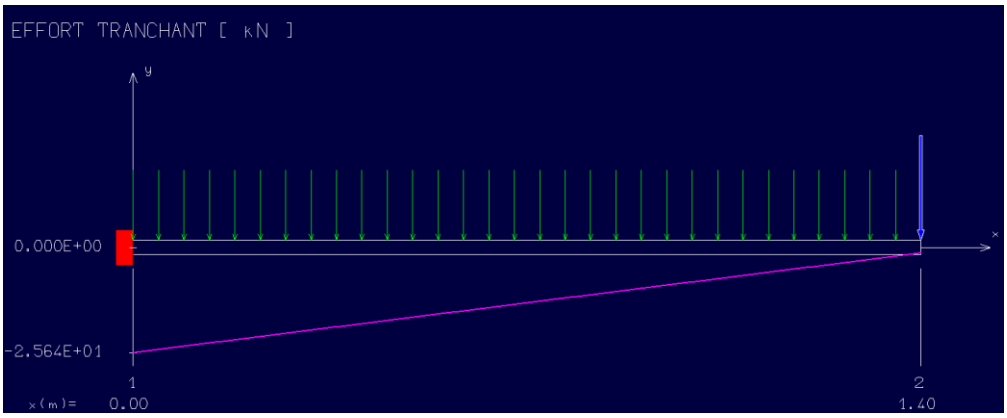


Figure 3. 11:diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

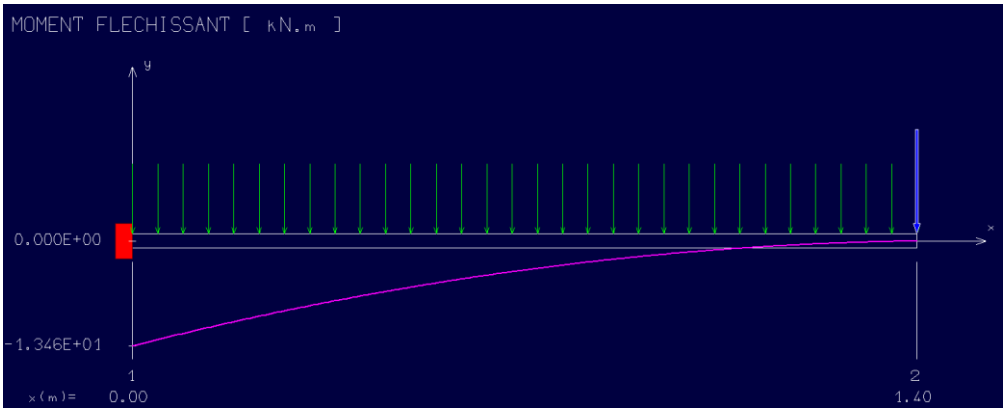


Figure 3. 12:diagramme du moment fléchissant à l'ELS

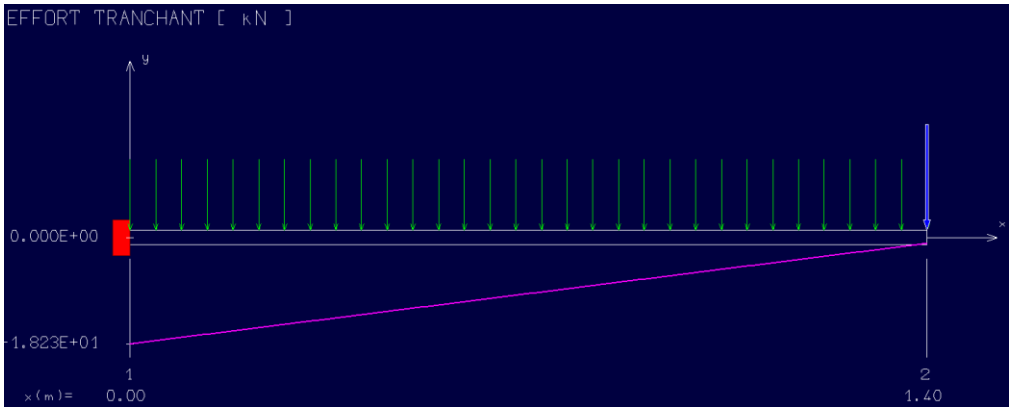


Figure 3. 13:diagramme de l'effort tranchant à l'ELS

3.3.3 Calcul de ferraillage

- **A l'ELU :** M_u= -18890 N.m

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b.b.d^2} = \frac{18890}{17.100.13,5^2} = 0,060 < \mu_l = 0,372 \text{ (acier FeE500)}$$

$\Rightarrow$ Les armatures comprimées n'existent pas et $\varepsilon_s > \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435$ Mpa.

$\alpha = 1,25(1-\sqrt{1-2\mu}) = 0,077$ $\beta = 1-0,4\alpha = 0,969$

$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s.\beta.d} = \frac{18890}{435.0,969.13,5} = 3,32$ cm²/ml

- **Condition de non fragilité** :

$A_{min} = 0,0006.b.h = 0,0006.100.15 = 0,9$ cm²/ml

A = max (A_u ; A_{min}) = 3,32 cm²/ml

- **Choix des armatures :** 5HA10/ml → A=3,93 cm²/ml

HA10 → e = 20 cm

- **Armatures de répartition :** $A_r = \frac{A_{ch}}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98$ cm²/ml

- **Choix des armatures :** 4HA8 →A=2,01cm²

HA8→ e=20 cm

- **A l'ELS :** M_s= -13460 N.m

- **Vérification des contraintes**

D = $\frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 3,93}{100} = 0,59$ cm.

E = 2×D× d =2 ×0,59×13,5 = 15,93 cm².

$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0,59 + \sqrt{0,59^2 + 15,93} = 3,44$ cm.

$I = \frac{b.y_1^3}{3} + 15A\,(d-y_1)^2 = \frac{100\times3,44^3}{3} + 15 \times 3,93(13,5-3,44)^2 = 7322,87\ cm^4$.

$K = \frac{M_s}{I} = \frac{13460.100}{7322,87} = 183,81$ N/cm^3.

σ_b= K. y_1= 1,84×3,44 = 6,33 Mpa.

σ_s= 15 K (d−y_1) = 15×1,84 (13,5−3,44) = 227,66Mpa.

- **Contraintes admissibles**

$\overline{\sigma_b}$ = 0,6× f_{c28} = 0,6 × 30= 18 Mpa.

$\overline{\sigma_s}$= min ($\frac{2}{3}$ f_e ; $max(\frac{f_e}{500}$; $110\sqrt{\eta \times f_{t28}}$) = min (333,33 ; max (250 ;215,56) = 250Mpa.

η : coefficient de fissuration ; $\begin{cases} \eta = 1{,}6 \rightarrow HA \\ \eta = 1 \rightarrow \quad RL \end{cases}$

$f_{t28} = 0{,}6 + 0{,}06 f_{c28}$= 0,6 + 0,06× 30 = 2,4 Mpa.

- **Conclusion :**

σ_b = 6,33 Mpa < $\overline{\sigma_b}$ = 18 Mpa

σ_s= 227,66 Mpa < $\overline{\sigma_s}$ = 250 Mpa

⇒ Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues.

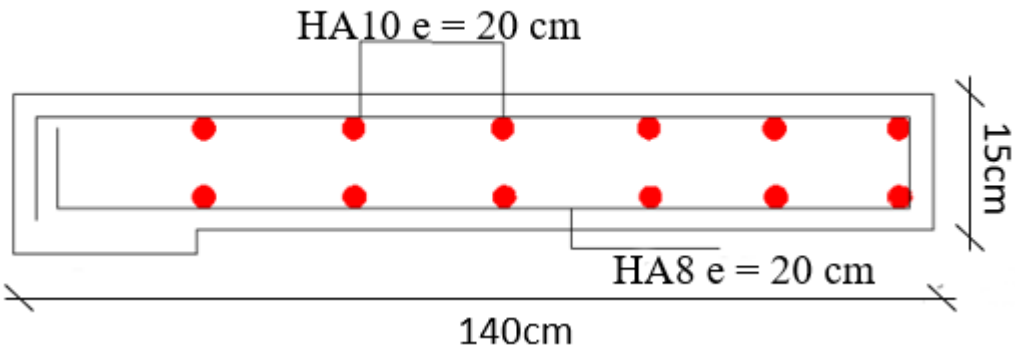


Figure 3. 14: dessin de ferraillage balcon

- **Vérification des contraintes de cisaillement**

La fissuration est préjudiciable, τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} = \min \begin{cases} 0{,}15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \\ 4\ Mpa \end{cases} \Rightarrow = 3 \text{ Mpa}$$

$\begin{cases} \tau_u = \frac{25640}{100 \times 135} = 1{,}90\ Mpa < 3\ Mpa \\ pas\ de\ reprise\ de\ bétonnage \end{cases}$ ⇒ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Vérification de la flèche : (BAEL art B.6.5.1)**

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \frac{h}{L} = \frac{0,15}{1,40} = 0,132 \\ \frac{1}{16} = 0,0625 \end{cases} \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \qquad \begin{cases} \frac{h}{L} = \frac{0,15}{1,40} = 0,132 \\ \frac{M_t}{10M_0} = \frac{13,46}{10 \times 13,46} = 0,1 \end{cases} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\begin{cases} \frac{A}{b \times d} = \frac{5,65}{100 \times 13,5} = 0,00418 \\ \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{500} = 0,0084 \end{cases} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

3.4 Etude de l'acrotère

L'acrotère est un élément de sécurité qui se situe au niveau de la terrasse, il forme en quelque sorte un petit garde-corps. Il est considéré comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse, le calcul de l'acrotère se fera en flexion composée, car il est soumis à son poids propre W_p , et à une force horizontale F_{pk} due au séisme.

Le calcul se fait dans la section d'encastrement, sur une bande de 1ml, où se concentre l'effort le plus critique.

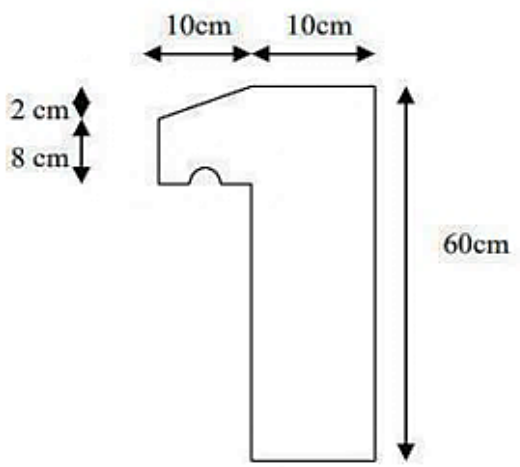


Figure 3. 15:les caractéristiques géométriques de l'acrotère

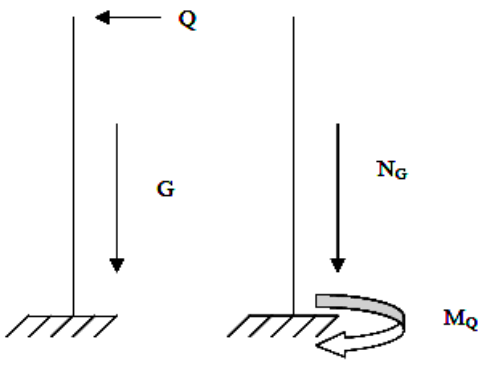


Figure 3. 16:schéma statique de l'acrotère

Le tableau suivant récapitule les dimensions et de la charge de l'acrotère. Situé au niveau de la terrasse accessible.

Tableau3. 4: Caractéristiques géométrique et évaluation de charge de l'acrotère

Hauteur (m)	*Epaisseur(m)*	*Surface(m²)*	*G(kN/ml)*	$W_p\ (kN/ml)$	*Q (kN/ml)*
0,6	0,1	0,0685	1,712	1,712	1

Avec G : poids en mètre linéaire de l'acrotère ; W_p : poids de l'élément considéré.

Q : surcharge d'exploitation de la main courante.

3.4.1 Evaluation des charges et surcharges

D'après l'article (6.2.3) du RPA2024, l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme.

$$F_{pk} = (A.I.S).C_p.(1 + \frac{3h_z}{H}).W_p$$

Avec : C_p :facteur de force horizontale.

H : hauteur totale du bâtiment à partir de la base.

h_z : hauteur du niveau « k » à partir de la base.

A : coefficient d'accélération de zone. (Tableau 3.2)

I : coefficient d'importance. (Tableau 3.10)

S : coefficient de site. (Tableau 3.3)

Pour notre cas : zone

C_p=0,8 pour un élément en console (tableau 6.1 du RPA2024)

$$F_{pk}=0{,}25 \times 1 \times 1{,}20 \times 0{,}8 \times 1{,}712 \times (1 + 3 \times \frac{4{,}08}{44{,}03}) = 0{,}519kN$$

3.4.2 Calcul des sollicitations

- **ELU**

$\boldsymbol{N_u}$= 1,35G =1,35.1,712 = 2,311 kN/ml.

$\boldsymbol{M_u}$= 1,5.Q.h = 1,5.1.0,6 = 0,9 kN.m

$\boldsymbol{T_u}$=1,5 F_{pk}= 0.779 kN.

- **ELS**

$\boldsymbol{N_s}$= G =1,712 kN/ml.

$\boldsymbol{M_s}$= Q.h = 1.0,6 = 0,6 kN.m

$\boldsymbol{T_s}$=F_{pk}= 0,519 kN.

Il faut : $F_{pk} < 1{,}5Q$ $\Rightarrow$ 0 ,519<1,5 kN/ml condition vérifiée.

On va ferrailler l'acrotère avec la force F_{pk}.

3.4.3 Calcul de l'excentricité

Selon l'article A.4-4 du BAEL 91, en adoptant une excentricité totale de calcul :

e = $e_1 + e_2$ tel que $e_1 = e_0 + e_a$

- **Excentricité de la résultante des contraintes normales (e_0)**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0{,}9\times10^2}{2{,}311} = 39 \text{ cm} \qquad e_0 > \frac{h}{2} - c' = 5\text{-}2 = 3 \text{ cm}$$

L'effort normal N se trouve à l'extérieur de la section, la section est alors partiellement comprimée.

Vérification de la méthode forfaitaire : On doit vérifier : $\frac{l_f}{h} \leq$ max (15 ; 20$\frac{e_1}{h}$)

$e_1 = e_0 + e_a$

- **Excentricité additionnelle (e_a)**

$$e_a = max(2cm; \frac{l}{250}) = max(2cm; \frac{60}{250}) \rightarrow e_a = 2cm$$

$e_1 = 39 + 2cm = 41cm$

$\frac{l_f}{h} = \frac{2 \times l}{h} = \frac{120}{10} = 12cm$

Max (15 ; 20× $\frac{41}{10}$) =82 cm

$\frac{l_f}{h} = 12cm < 82\ cm$

Le calcul se fait en flexion composé avec les nouvelles sollicitations :

$$\begin{cases} N' = N = 2{,}311kN \\ M = N'(\frac{M_{max}}{N'} + e_a + e_2) = N'e_0 \end{cases}$$

- **Excentricité dus aux effets de second ordre (e_2)**

$e_2 = \frac{3{l_f}^2}{10^4 h}(2 + \alpha\emptyset) \qquad \alpha = 0 \qquad \emptyset = 2$

$e_2 = \frac{3 \times 120^2}{10^4 \times 10} \times 2 = 0{,}86cm$

$e_0 = e_1 + e_2 = 41 + 0{,}86cm = 41{,}86cm$

$$\begin{cases} N' = N = 2{,}311kN \\ M = N'e_0 = 2{,}311 \times 41{,}86 \times 10^{-2} = 0{,}97kN.m \end{cases}$$

$e_0 = 41{,}86cm > \frac{h}{2} - c'$ =5-2 =3 cm

L'effort normal N se trouve à l'extérieur de la section, la section est alors partiellement comprimée, elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_1 par rapport aux armatures tendues.

- **Moment fictif (M_1)**

$M_1 = M + N(d - \frac{h}{2})$ = 0,97 + 2,311(0,08 − $\frac{0{,}1}{2}$) = 1,0393 kN.m

3.4.4 Calcul de ferraillage

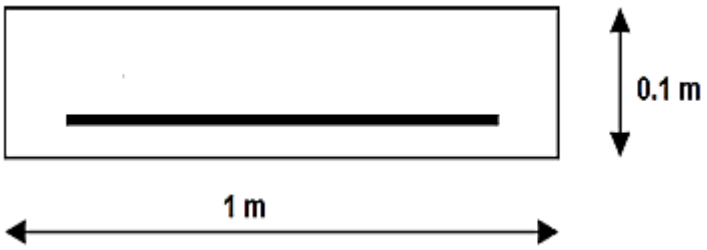


Figure 3. 17:section de calcul d'acrotère

- **ELU**

$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b.b.d^2} = \frac{1,0393\times10^3}{17.100.8^2} = 0,0095 < \mu_l = 0$, (acier FeE500)

$\Rightarrow$ Les armatures comprimées n'existent pas et $\varepsilon_s > \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435$ Mpa.

$\alpha = 1,25(1-\sqrt{1-2\mu}) = 0,011$ $\beta = 1-0,4\alpha = 0,996$

$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s.\beta.d} = \frac{1039,3}{435.0,996.8} = 0,29$ cm²

Revenons a la flexion composée :

$A = A_1 - \frac{N'}{100\sigma_s} = 0,29 - \frac{2,311\times10^3}{100\times435} = 0,24$ cm²

- **Condition de non fragilité**

$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23\times 100 \times 8 \times \frac{2,4}{500} = 0,88cm^2$

$A = \max(A; A_{min}) = 0,88cm^2$

- **Choix des armatures :** 4HA8 →A=2,01cm²

HA8→ e=20 cm

- **Armatures de répartitions**

$A_r = \frac{A_{ch}}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,78cm^2$

- **Choix des armatures :** 4HA8 →A=2,01cm²

HA8→ e=20 cm

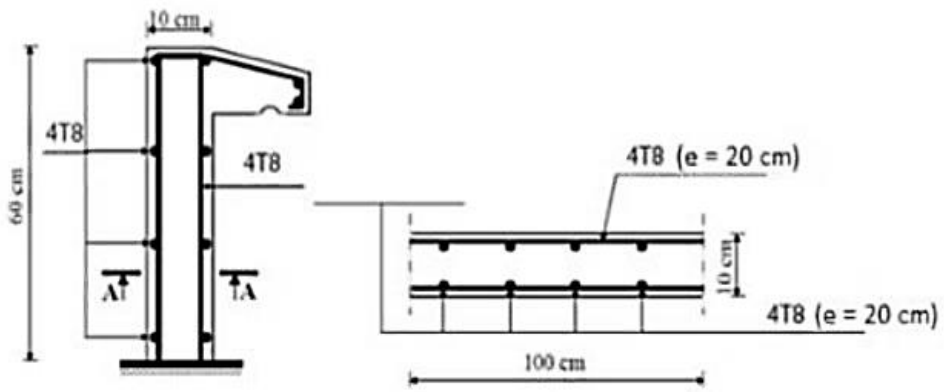


Figure 3. 18:disposition constructive des armatures de l'acrotère

3.5 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté l'étude et le calcul du ferraillage des éléments secondaires de notre structure, les résultats obtenus sont conformes aux prescriptions des règlements en vigueur, notamment le RPA2024, le BAEL et le CBA.

CHAPITRE 4 : L'ETUDE DYNAMIQUE

4.1 Introduction

Les séismes constituent l'un des phénomènes naturels les plus redoutables en raison des dommages importants qu'ils peuvent provoquer sur les structures, en particulier dans les zones fortement urbanisées. Leur caractère imprévisible impose la prise en compte de leurs effets dès la phase de conception des ouvrages, afin de garantir la sécurité des occupants et d'assurer la stabilité des constructions.

L'Algérie étant située dans une région à forte activité sismique, la prise en compte des effets des séismes dans la conception des bâtiments constitue une exigence essentielle. La conception parasismique vise ainsi à limiter les dommages structurels et à maintenir un niveau de sécurité acceptable face aux sollicitations dynamiques engendrées par le mouvement du sol.

Dans ce cadre, ce chapitre est consacré à l'étude dynamique du comportement sismique de la structure conformément aux prescriptions du règlement parasismique algérien RPA2024.

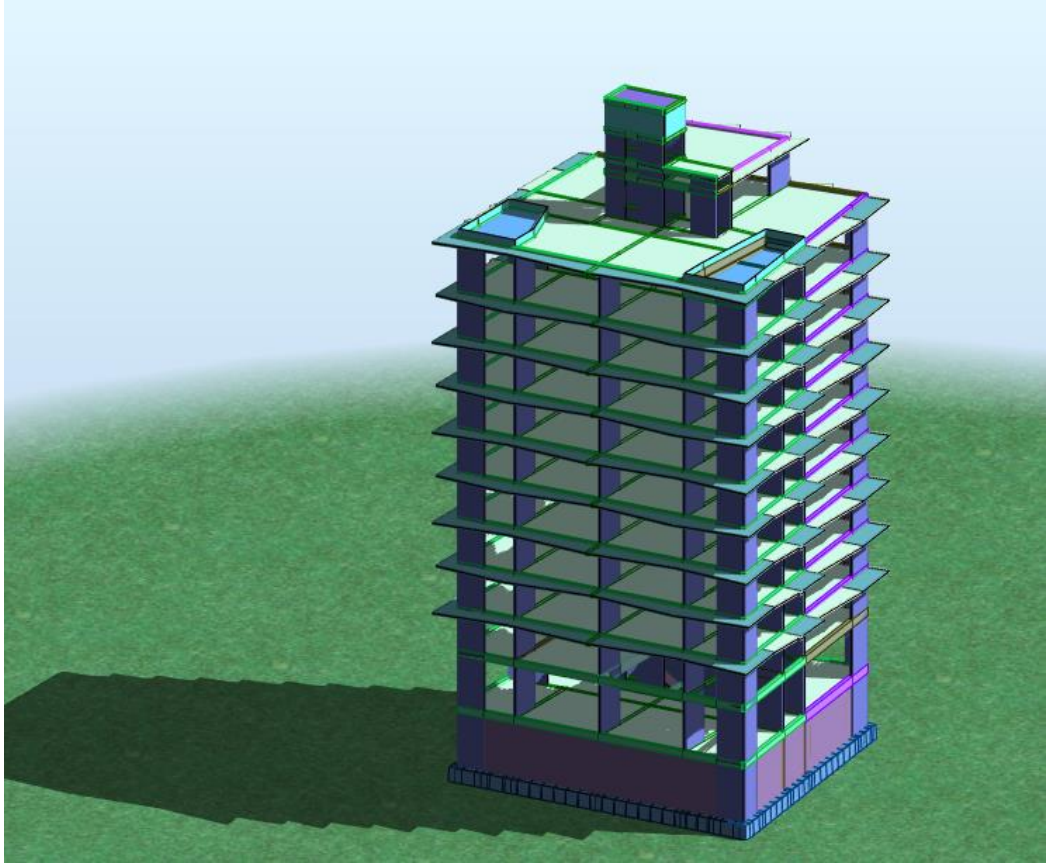


Figure 4. 1:vue en 3D de la structure modélisée

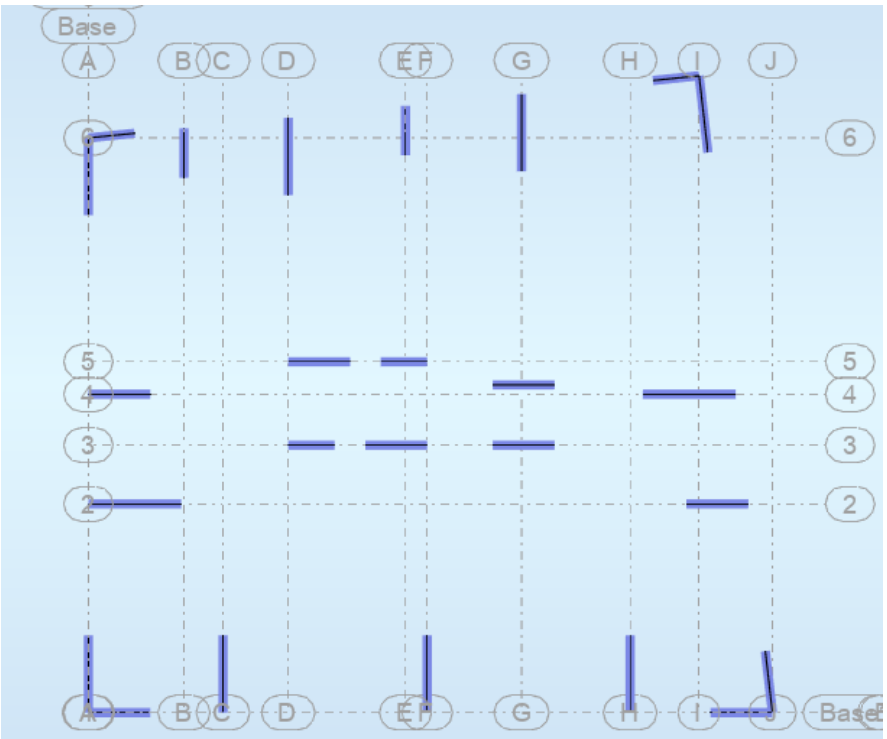


Figure 4. 2:la disposition des voiles

4.2 Objectifs de l'étude dynamique

L'objectif initial d'étude dynamique d'une structure est de s'assurer qu'il n'y aura pas de risque de résonance en cas de séisme, et la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de vibrations libres amorties.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe à cause du nombre de fonctions et d'éléments qui existent. C'est pour cela qu'on fait appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

4.3 Méthodes de calcul

Selon le RPA 2024 le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

4.3.1 Méthode statique équivalente : **(RPA2024 art 4.2)**

4.3.1.1 Les conditions d'applications de la méthode statique équivalente

La méthode statique équivalente peut être utilisée lorsque certaines conditions relatives à la régularité et à la hauteur du bâtiment sont satisfaites.

Elle est applicable aux bâtiments réguliers en plan et en élévation, dont la hauteur ne dépasse pas **65m** dans les zones sismiques **I**, **II** et **III,** et **32m** dans les zones **IV**, **V** et **VI.**

Tableau4. 1:conditions d'application de la méthode statique équivalente

Zone sismique	Groupe d'importance			
	1A	1B	2	3
I et II	(*)	(*)	(*)	(*)
III et IV	≤ 3 niveaux et ≤ 11 m	≤ 5 niveaux et ≤ 17 m	≤ 7 niveaux et ≤ 23 m	(*)
V et VI	≤ 2 niveaux et ≤ 8 m	≤ 3 niveaux et ≤ 11 m	≤ 5 niveaux et ≤ 17 m	≤ 5 niveaux et ≤ 17 m
Nota: (*) signifie qu'il n'y a aucune limitation de nombre de niveaux ou de hauteur				

4.3.1.2 Principe de la méthode statique équivalente

La méthode statique équivalente consiste à représenter l'effet dynamique réel du séisme sur une structure par un système de forces statiques horizontales équivalentes. Ces forces sont appliquées de manière à reproduire, de façon simplifiée, les effets globaux engendrés par l'action sismique sur l'ouvrage.

L'analyse est effectuée séparément suivant deux directions horizontales orthogonales correspondant généralement aux axes principaux du bâtiment. Cette approche permet d'estimer la réponse globale de la structure sous l'effet des sollicitations sismiques tout en simplifiant les procédures de calcul.

4.3.1.3 Modélisation

Dans le cadre de cette méthode, la structure est modélisée en considérant les masses concentrées au niveau des planchers, chaque niveau du bâtiment est supposé posséder un degré de liberté en translation horizontale, représentant le déplacement du plancher sous l'effet du séisme.

Les forces sismiques équivalentes sont appliquées au niveau de ces masses concentrées et distribuées le long de la hauteur du bâtiment. Le poids total de la structure comprenant les charges permanentes ainsi qu'une fraction des charges d'exploitation, est pris en compte dans l'évaluation de la force sismique globale.

4.3.2 Méthode d'analyse modale spectrale (RPA 2024 art 4.3)

4.3.2.1 Les conditions d'applications de la méthode d'analyse modale spectrale :

Selon l'article 4.1.3 du RPA 2024 la méthode modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, en particulier dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

4.3.2.2 Principe de la méthode d'analyse modale spectrale

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendant de la masse de la structure, l'amortissement et des forces d'inertie.

4.3.2.3 Modélisation

Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques.

4.4 Choix de la méthode de calcul

Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable, puisque le bâtiment concerné est irrégulier en plan et en élévation.

Toutefois, on utilisera la méthode statique équivalente et l'analyse modale spectrale pour vérifier la condition du RPA 2024 concernant l'effort tranchant à la base.

$$V_{dynamique} > 80\%\, V_{statique}$$

Avec :

$V_{dynamique}$: La résultante des forces sismique à la base.

$V_{statique}$: La résultante des forces sismique à la base calculée par la méthode statique équivalente.

4.5 Calcul 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 **(RPA 2024 art 4.2.3) :**

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

Avec :

$\frac{S_{ad}}{g}(T_0)$: Ordonnée du spectre de calcul pour la période $\boldsymbol{T_0}$.

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

$\boldsymbol{\lambda}$: coefficient de correction

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

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

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

Avec :

n : le nombre de niveaux.

$W_i = W_{Gi} + \psi . W_{Qi}$ Pour tout niveau i de la structure.

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

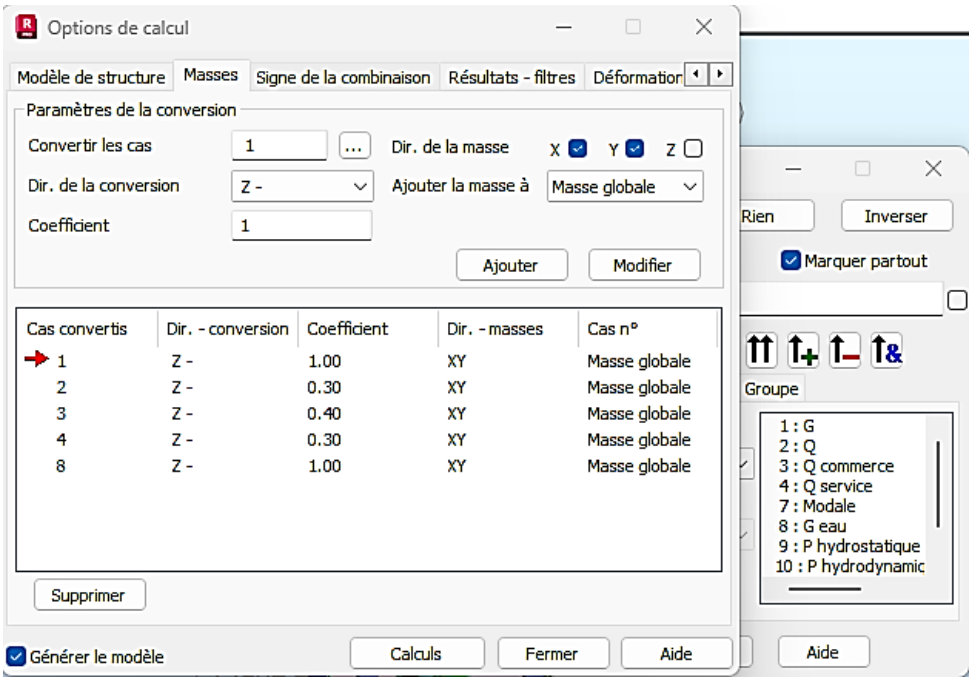
W_{Qi} : charges d'exploitation.

Pour notre cas **W = 73742,227 kN**

ψ : coefficient d'accompagnement, fonction de la durée de la charge d'exploitation.

Tableau4. 2: Valeurs du coefficient d'accompagnement ψ pour la charge Qi

Cas	Type d'ouvrage	ψ
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0.30
2	Bâtiments recevant du public temporairement : Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions, salles de classes, restaurants, dortoirs	0.40
3	Entrepôts, hangars	0.50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs, ouvrages assimilés, bâtiment recevant des équipements médicaux critiques	1.00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0.60



4.5.1 La période fondamentale de la structure T_0

Selon l'article 4.2.4 du RPA2024 :

$$T_{emp} = C_T.(h_N)^{3/4}$$

Avec :

T_{emp} : Période fondamentale.

h_N : Hauteur du bâtiment mesurée depuis les fondations ou le sommet d'un soubassement rigide de la structure jusqu'au dernier niveau.

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage.

Tableau4. 3: Valeurs de coefficient C_T

Cas	Système de contreventement	C_T
1	Ossatures spatiales en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0.075
2	Ossatures en portique en acier, sans remplissage en maçonnerie	0.085
3	Ossature en portiques en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0.050
4	Autres types de structures	0.050

D'après le tableau 4.3 RPA2024, cas 4 : On a C_T = **0,050**

$T_{emp} = 0{,}050.(44{,}03)^{3/4} = 0{,}85\ s$

1,3 T_{emp}= 1,11 s

- La période fondamentale analytique donnée par le logiciel ROBOT :

$$\mathbf{T_{analytique} = 1,19\ s}$$

Dans le cadre de l'application de la méthode statique équivalente développée, les valeurs de $\boldsymbol{T_0}$ calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques, ne doivent pas dépasser de plus de 30% celle estimée à partir de la formule empirique.

La valeur maximale de la période fondamentale, à utiliser dans la méthode statique équivalente, est alors égale à (1,3 T_{emp}).

Tableau4. 4: Valeur de la période pour le calcul de l'effort tranchant à la base

Cas	Période à utiliser
$T_{calcul} < 1{,}3\ T_{empirique}$	$T_0 = T_{calcul}$
$T_{calcul} \geq 1{,}3\ T_{empirique}$	$T_0 = 1{,}3\ T_{empirique}$

Puisque : $T_{analytique} = 1{,}19\ s > 1{,}3\ T_{emp}$= 1,11 s nous prenons alors $\mathbf{T_0}$ **=1,11 s**

4.5.2 Les paramètres de calcul sismique

D'après le RPA 2024 le territoire national est divisé en sept (07) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité, l'annexe A qui précise cette répartition par wilaya et par commune.

Tableau4. 5:zones sismiques

Sismicité	Zone
Très faible	0
Faible	I
Faible à moyenne	II
Moyenne	III
Moyenne à élevée	IV
Elevée	V & VI

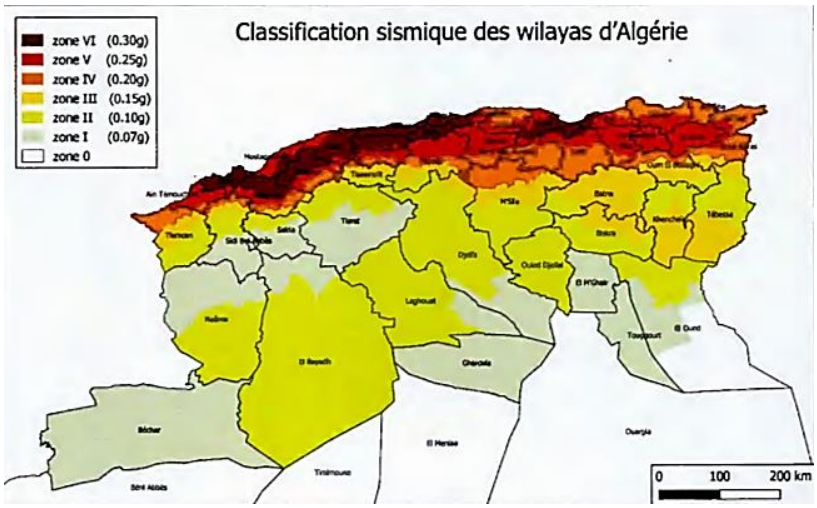


Figure 4. 3: Zonage sismique de l'Algérie

❖ **Coefficient d'accélération A**

Le coefficient d'accélération de zone pour la wilaya de Mostaganem est de **A= 0,25 (zone V)** d'après le tableau 3.3 du RPA 2024.

Tableau4. 6:Définition des zones de sismicité et coefficient d'accélération

Zone de sismicité	Niveau de sismicité	A
0	Très faible	-
I	Faible	0.07
II	Faible à moyenne	0.10
III	Moyenne	0.15
IV	Moyenne à élevée	0.20
V	Elevée	0.25
VI	Elevée	0.30

❖ **Coefficient d'importance I**

Notre bâtiment étudié à usage d'habitation collective (groupe 2) selon le **RPA 2024 chapitre 3 art 3.4 :**

- Bâtiments d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas les 48 m.

D'après le tableau 3.11 du RPA 2024 la valeur du coefficient d'importance **I= 1**.

Tableau4. 7: Valeurs de coefficient d'importance

Coefficient d'importance, I	Groupe d'importance			
	1A	1B	2	3
I	1.40	1.20	1	0.80

- **Coefficient de site S et périodes caractéristiques ($T_1; T_2; T_3$)**

D'après le rapport géotechnique du sol et art 3.2 du RPA 2024 le site est de catégorie 2 (site ferme S2) donc **S=1,20.**

On a un spectre de type 1 alors $\begin{cases} T_1 = 0,10s \\ T_2 = 0,50s \\ T_3 = 2,0s \end{cases}$

Avec :

T_1; T_2 ; T_3: limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante du site.

Tableau4. 8: Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse de type 1

Spectre Type 1 *(Zones IV, V et VI)*	S	T_1 (s)	T_2 (s)	T_3 (s)
site S_1	1.00	0.10	0.40	2.0
site S_2	1.20	0.10	0.50	2.0
site S_3	1.30	0.15	0.60	2.0
site S_4	1.35	0.15	0.70	2.0

- **Coefficient de correction λ**

Donné par le RPA 2024 art 4.2.3, dans notre cas **λ = 1** car ($T_0 = 1,11\ s > 2T_2 = 1\ s$).

- **Coefficient de comportement R**

Il est fonction du système de contreventement (tableau 3.18 du RPA 2024). Dans le cas de notre projet, on suppose que le système de contreventement est constitué par des voiles (type 5) et $\mathbf{R = 4,5^{(b)}}$.

'Système de structure dans lequel la résistance aux charges verticales ainsi qu'aux charges latérales est assurée principalement par des voiles structuraux verticaux et dont la résistance à l'effort tranchant à la base du bâtiment dépasse 65% de la résistance à l'effort tranchant du système structural dans son ensemble'.

'Pour ce système de contreventement, il n'y a pas de limitation en hauteur des bâtiments'.

- **Justification du Coefficient de comportement R** METHODE DE PETER.FAJFAR (Livre Application de l'Eurocod-8 Introduction to the RC building example. Modeling and analysis of the design example. P. Fajfar and M. Kreslin Tab: 2.3.2)

➢ **Méthode d'Application**

On applique deux charges nodales au centre de rigidité de chaque niveau, l'une selon la direction x-x et l'autre selon la direction y-y. De plus, un moment est appliqué autour de l'axe z-z au même centre de rigidité de chaque niveau. Suite à ces actions, on procède au calcul des déplacements de ces nœuds dans les directions x-x et y-y, ainsi qu'à l'évaluation de la rotation autour de l'axe z-z.

Voici les résultats des déplacements et de la rotation dans le tableau suivant ainsi que les rayons de giration r_x et r_y :

Tableau4. 9: Les déplacements, les rotations et les rayons de giration

Niveaux	UX [m]	UY [m]	RZ [Rad]	K_{fx}	K_{fy}	K_{ft}	r_x	r_y
1	1.015	1.041	0.0043	985221.7	960615	232558139	15.56	15.36
2	7.909	8.912	0.066	126438.2	112208	15151515	11.62	10.95
3	15.536	18.677	0.1414	64366.63	53541.8	7072136	11.49	10.48
4	24.548	30.937	0.2365	40736.52	32323.8	4228330	11.44	10.19
5	33.979	44.246	0.3407	29429.94	22600.9	2935134	11.40	9.99
6	43.451	57.909	0.4485	23014.43	17268.5	2229654	11.36	9.84
7	52.731	71.449	0.5562	18964.18	13996	1797914	11.33	9.74
8	61.683	84.547	0.6611	16211.92	11827.7	1512630	11.31	9.66
9	70.246	97.01	0.7616	14235.69	10308.2	1313025	11.29	9.60
10	78.421	108.753	0.8567	12751.69	9195.15	1167270	11.27	9.57
11	88.025	123.444	0.9637	11360.41	8100.84	1037667	11.32	9.56
12	96.005	135.357	1.2146	10416.12	7387.87	823316	10.56	8.89
13	98.666	140.656	1.3259	10135.2	7109.54	754205	10.30	8.63
14	104.145	154.35	1.562	9601.997	6478.78	640205	9.94	8.17
15	109.388	160.326	1.5711	9141.771	6237.29	636497	10.10	8.34

➢ **Détermination de rayon de giration I_s massique du plancher en plan**

Pour vérifier les critères de régularité en plan, il est également nécessaire de connaître le rayon de giration de la masse du plancher. Il est défini comme la racine carrée du rapport entre le moment d'inertie polaire de la masse du plancher en plan et la masse totale du plancher. Dans

le cas d'un plancher de forme rectangulaire, et dont la masse est uniformément répartie, I_s est donné par : $I_s = \sqrt{\frac{(I^2+b^2}{12}}$

Voici les résultats du rayon de la giration de chaque Niveau dans le tableau suivant :

Tableau4. 10: Le rayon de giration de chaque niveau

Niveaux	Masse [kg]	Iz [kg.m²]	Is
1	446203.86	33494332.1	8.66
2	301903.41	21817073.1	8.50
3	509525.32	46458775.5	9.55
4	508485.34	46282697.3	9.54
5	509525.32	46459652	9.55
6	508485.34	46282700.7	9.54
7	509525.32	46459654.2	9.55
8	508485.34	46282697.3	9.54
9	509525.32	46459654.2	9.55
10	508485.34	46282699.5	9.54
11	498838.31	44875949.4	9.48
12	96224.92	1701658.15	4.21
13	13422.7	95213.98	2.66
14	38558.59	108261.13	1.68
15	13550.22	42386.84	1.77

Le tableau suivant récapitule les résultats entre le rayon de torsion et le centre de giration dans deux directions x-x et y-y :

Tableau4. 11: Les résultats entre le rayon de torsion et le centre de giration pour les deux **s**ens

Niveaux	r_x	r_y	I_S	Sens xx	Sens yy
1	15.56	15.36	8.66	Condition non vérifiée	Condition non vérifiée
2	11.62	10.95	8.50	Condition non vérifiée	Condition non vérifiée
3	11.49	10.48	9.55	Condition non vérifiée	Condition non vérifiée
4	11.44	10.19	9.54	Condition non vérifiée	Condition non vérifiée
5	11.40	9.99	9.55	Condition non vérifiée	Condition non vérifiée
6	11.36	9.84	9.54	Condition non vérifiée	Condition non vérifiée
7	11.33	9.74	9.55	Condition non vérifiée	Condition non vérifiée
8	11.31	9.66	9.54	Condition non vérifiée	Condition non vérifiée
9	11.29	9.60	9.55	Condition non vérifiée	Condition non vérifiée
10	11.27	9.57	9.54	Condition non vérifiée	Condition non vérifiée
11	11.32	9.56	9.48	Condition non vérifiée	Condition non vérifiée
12	10.56	8.89	4.21	Condition non vérifiée	Condition non vérifiée

13	10.29	8.63	2.66	Condition non vérifiée	Condition non vérifiée
14	9.94	8.17	1.68	Condition non vérifiée	Condition non vérifiée
15	10.10	8.34	1.77	Condition non vérifiée	Condition non vérifiée

On remarque que :

r_x Et $r_y > I_s$ donc le système n'est pas un noyau ou à effet noyau.

- **Facteur de qualité Q_F**

Le facteur de qualité Q_F tient compte de : **(RPA2024 art 3.8)**

- La redondance et de la géométrie des éléments qui constituent la structure.
- La régularité en plan et en élévation.

La valeur de Q_F est déterminée par : $Q_F = 1 + \sum_{q=1}^{q=i} P_q$

Où :

P_q : la pondération à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Tableau4. 12: Valeurs de pondérations

Catégorie	Critère, q	P_q Observé	P_q N/observé
(a)	1. Régularité en plan	0	0.05
	2. Régularité en élévation	0	0.20
	3. Conditions minimales sur le nombre étage	0	0.20
	4. Conditions minimales sur les travées	0	0.10
(b)	1. Régularité en plan	0	0.05
	2. Régularité en élévation	0	0.20
	3. Redondance en plan	0	0.05

Sens X : $Q_{Fx} = 1 + 0,05 + 0,20 = 1,25$

Critère	Pénalité	P_q
Régularité en plan	0,05	Non observé
Régularité en élévation	0,20	Non observé
Redondance en plan	0,05	Observé

Sens Y : $Q_{Fy} = 1 + 0,05 + 0,20 = 1,25$

Critère	Pénalité	P_q
Régularité en plan	0,05	Non observé
Régularité en élévation	0,20	Non observé
Redondance en plan	0,05	Observé

❖ **Spectre de calcul**

L'action sismique horizontale est représentée par le spectre de calcul suivant **(RPA2024 art 3.3.3) :**

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = \begin{cases} A.I.S\left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1}\left(2{,}5\frac{Q_F}{R} - \frac{2}{3}\right)\right] & \text{Si : } 0 \leq T_1 < T_2 \\ A.I.S\left[2{,}5\frac{Q_F}{R}\right] & \text{Si : } T_1 \leq T < T_2 \\ A.I.S\left[2{,}5\frac{Q_F}{R}\right].\left[\frac{T_2}{T}\right] & \text{Si : } T_2 \leq T < T_3 \\ A.I.S\left[2{,}5\frac{Q_F}{R}\right].\left[\frac{T_2.T_3}{T^2}\right] & \text{Si : } T_3 \leq T < 4s \end{cases}$$

Où :

$\frac{S_{ad}}{g}$ **(T)** : Spectre de calcul normalisé par rapport à la valeur de l'accélération de la pesanteur g.

R : Coefficient de comportement de la structure.

$\mathbf{Q_F}$: Facteur de qualité.

Tableau4. 13: Valeurs caractérisant le spectre de calcul

Coefficient d'accélération de la zone A	**0,25**
Coefficient d'importance I	**1**
Coefficient de site S	**1,20**
Limite inférieure de périodes $T_1(s)$	**0,10**
Limite supérieure de périodes $T_2(s)$	**0,50**
Début de la branche à déplacement spectral constant $T_3(s)$	**2**

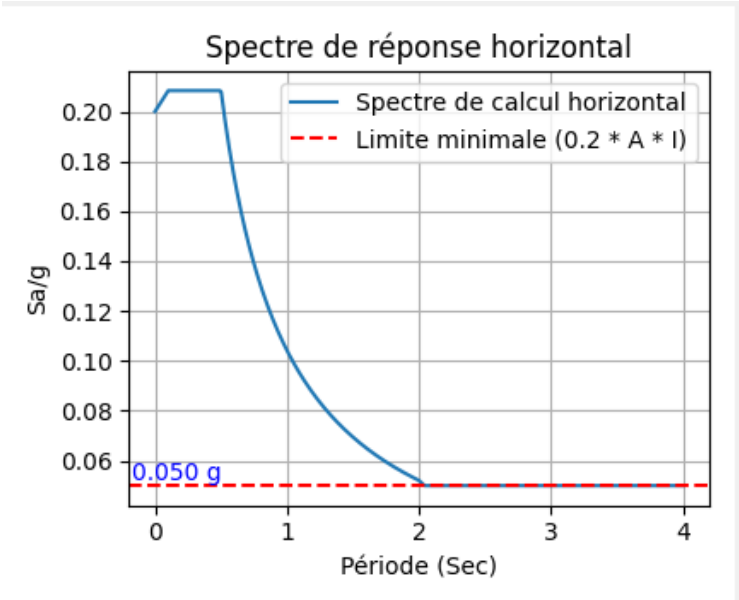


Figure 4. 4:spectre de réponse horizontal dans les deux sens x et y

Dans notre cas :

$\frac{S_{ad}}{g}(T) = A.I.S\,[2{,}5\frac{Q_F}{R}].[\frac{T_2}{T}]$ $\qquad T_2 \leq T = 1{,}11s < T_3$

$\frac{S_{ad}}{g}(T) = 0{,}25 \times 1 \times 1{,}20[2{,}5\ \frac{1{,}25}{4{,}5}][\frac{0{,}50}{1{,}11}] = 0{,}094$

4.5.3 Vérification vis-à-vis le règlement parasismique Algérien RPA 2024

4.5.3.1 Vérification du comportement dynamique

- **Résultat de l'analyse modale**

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
7/ 1	1.19	0.09	66.29	0.09	66.29	7374222.70	7374222.70
7/ 2	1.01	62.32	66.40	62.23	0.11	7374222.70	7374222.70
7/ 3	0.95	71.28	69.24	8.96	2.84	7374222.70	7374222.70
7/ 4	0.32	71.38	81.35	0.09	12.10	7374222.70	7374222.70
7/ 5	0.29	82.29	81.38	10.91	0.03	7374222.70	7374222.70
7/ 6	0.25	83.40	81.54	1.11	0.16	7374222.70	7374222.70
7/ 7	0.17	83.42	84.50	0.02	2.96	7374222.70	7374222.70
7/ 8	0.14	86.90	84.57	3.48	0.07	7374222.70	7374222.70
7/ 9	0.13	87.14	86.72	0.24	2.14	7374222.70	7374222.70
7/ 10	0.11	87.50	87.33	0.35	0.61	7374222.70	7374222.70
7/ 11	0.10	88.43	87.35	0.93	0.02	7374222.70	7374222.70
7/ 12	0.08	89.14	87.92	0.71	0.57	7374222.70	7374222.70
7/ 13	0.08	89.26	89.49	0.12	1.57	7374222.70	7374222.70
7/ 14	0.07	90.45	89.50	1.19	0.01	7374222.70	7374222.70
7/ 15	0.06	90.59	89.54	0.14	0.04	7374222.70	7374222.70
7/ 16	0.06	90.60	90.54	0.01	1.00	7374222.70	7374222.70

Tableau4. 14: Interprétation des résultats de l'analyse modale

Mode	Comportement	Période (s)
1	Translation suivant Y	1,19
2	Translation suivant X	1,01
3	torsion	0,95

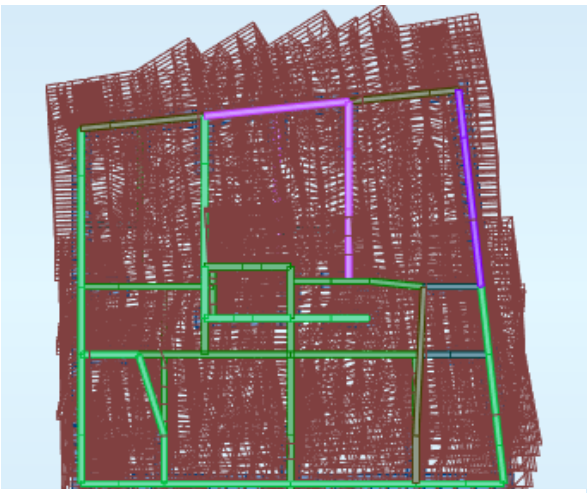


Figure 4. 6:translation suivant Y (mode1)

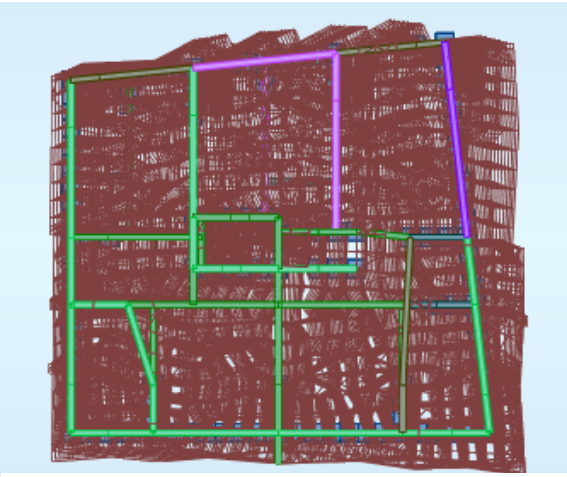


Figure 4. 5:translation suivant X (mode2)

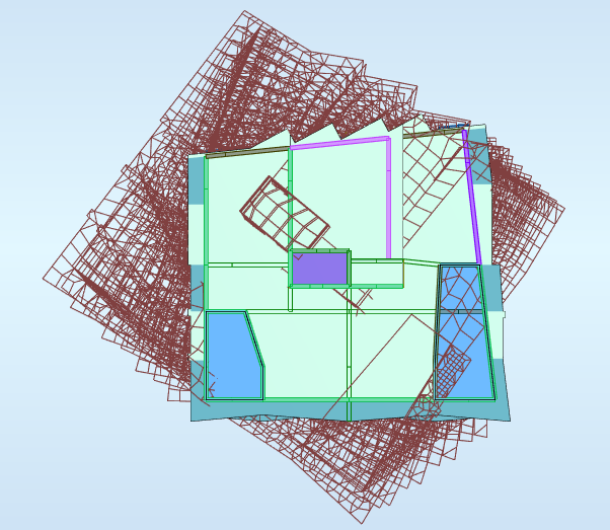


Figure 4. 7:torsion (mode 3)

- **Vérification art 4.3.3 RPA 2024**

Le nombre de mode à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à au moins à 90% de la masse totale de la structure :

Directions X : Masse cumulée = **92,06 %**

Direction Y : Masse cumulée = **90,60 %**

La masse cumulée au dernier mode a dépassé les 90% suivant les deux directions X et Y.

4.5.4 Calcul de l'effort sismique total V

$$\mathbf{V = V_x = V_y} = \lambda . \frac{S_{ad}}{g}(T_0).W = 1 \times 0{,}094 \times 73742{,}227 = \mathbf{6931{,}769\ kN}$$

4.5.5 Vérification de l'effort tranchant à la base

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 sismique déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. $V_{dynamique} > 80\%\, V_{statique}$.

Si $V_{dynamique} < 80\%\, V_{statique}$, il faudra augmenter tous les paramètres de réponse avec le rapport $0{,}8\, V_{statique} / V_{dynamique}$.

Tableau4. 15:Vérification de l'effort tranchant à la base

Sens	V(KN)	80% V(KN)	E_x; E_y (KN)	Vérification
X	6931,769	5545,415	5720,921	Condition vérifiée
Y	6931,769	5545,415	4826,771	Condition non vérifiée

On a une majoration dans le sens y-y avec un coefficient: **Coef y-y = 1,15**

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

Tableau4. 16:Vérification de l'effort tranchant à la base après majoration

Sens	V(KN)	80% V(KN)	E_x; E_y (KN)	Vérification
X	6931,769	5545,415	5720,926	Condition vérifiée
Y	6931,769	5545,415	5387,672	Condition vérifiée

4.5.6 Justification vis-à-vis des déplacements inter-étages RPA 2024 Art 5.10

4.5.6.1 Justification de non-effondrement

Les déplacements relatifs latéraux, d'un étage par rapport à l'étage du dessous ne doivent pas dépasser les limites, données dans le Tableau suivant :

$$\Delta_k \leq \overline{\Delta_k}$$

Avec $\overline{\Delta_k}$ = 0,015h_k (pour des bâtiments en béton armé) voir le tableau 5.2 du RPA 2024.

Et d'après l'article 4.5.2 du RPA2024 le déplacement horizontal à chaque niveau 'k' de la structure est calculé selon :

$$\delta_k = \frac{R}{Q_F}\delta_{ek}$$

δ_{ek} : Déplacement élastique dû aux forces sismiques Fi (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement.

Q_F : coefficient de qualité.

Le déplacement relatif au niveau 'k' par rapport au niveau 'k-1', est égal à : $\Delta_k = \delta_k - (\delta_{k-1})$

Type de Structure	Déplacement limite: $\overline{\Delta_k}$
Bâtiments en Acier	0.0200 h_k
Bâtiments en Béton Armé	0.0150 h_k
Bâtiment en PAF	0.0100 h_k
Bâtiments en Bois	0.0150 h_k
Bâtiments en Maçonnerie Chainée	0.0100 h_k

Légende: h_k est la hauteur du niveau « k »

Tableau4. 17:Vérification de la condition de non-effondrement

h_k [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]	R_x/Q_F	R_y/Q_F	R_x/Q_F. dr UX [cm]	R_y/Q_F. dr UX [cm]	$\overline{\Delta_k}$	Vérification $\Delta_k \leq \overline{\Delta_k}$
408	0,052	0,046	3.6	3.6	0,187	0,166	6,120	**OK**
408	0,305	0,360	3.6	3.6	1,098	1,102	6,120	**OK**
306	0,313	0,401	3.6	3.6	1,127	1,444	4,590	**OK**
323	0,377	0,486	3.6	3.6	1,357	1,750	4,845	**OK**
323	0,392	0,522	3.6	3.6	1,411	1,879	4,845	**OK**
323	0,390	0,527	3.6	3.6	1,404	1,897	4,845	**OK**
323	0,372	0,512	3.6	3.6	1,339	1,843	4,845	**OK**
323	0,349	0,480	3.6	3.6	1,256	1,728	4,845	**OK**
323	0,316	0,439	3.6	3.6	1,138	1,580	4,845	**OK**
323	0,287	0,392	3.6	3.6	1,033	1,411	4,845	**OK**
391	0,314	0,359	3.6	3.6	1,130	1,292	5,865	**OK**
323	0,530	0,355	3.6	3.6	1,908	1,278	4,845	**OK**
100	0,268	0,144	3.6	3.6	0,965	0,518	1,500	**OK**
206	0,156	0,112	3.6	3.6	0,562	0,403	3,090	**OK**
206	0,140	0,144	3.6	3.6	0,504	0,518	3,090	**OK**

4.5.6.2 Justification de limitation des dommages

Conformément à l'article 5.10.2 : les déplacements relatifs latéraux, d'un étage par rapport à l'étage du dessous, tels que calcules selon l'article 4.5.2, ne doivent pas dépasser les limites suivantes :

Pour les bâtiments ayant des éléments non structuraux composés de matériaux fragiles fixes à la structure :

$$\nu_A \times \Delta_k \leq 0{,}005 h_k$$

Le coefficient réducteur ν_A, il est pris égal à sa valeur moyenne selon l'art 1.2 du RPA2024 donc $\nu_A = 0{,}5$.

Tableau4. 18:Vérification de la condition de limitation des dommages

hk[cm]	Δ_{kx} [cm]	Δ_{ky} [cm]	$\nu_A \times \Delta_{kx}$ [cm]	$\nu_A \times \Delta_{ky}$ [cm]	$0{,}005h_k$	Vérification
408	0,187	0,166	0,094	0,083	2,04	**OK**
408	1,098	1,102	0,549	0,551	2,04	**OK**
306	1,127	1,444	0,563	0,722	1,53	**OK**

323	1,357	1,750	0,679	0,875	1,62	**OK**
323	1,411	1,879	0,706	0,940	1,62	**OK**
323	1,404	1,897	0,702	0,949	1,62	**OK**
323	1,339	1,843	0,670	0,922	1,62	**OK**
323	1,256	1,728	0,628	0,864	1,62	**OK**
323	1,138	1,580	0,569	0,790	1,62	**OK**
323	1,033	1,411	0,517	0,706	1,62	**OK**
391	1,130	1,292	0,565	0,646	1,96	**OK**
323	1,908	1,278	0,954	0,639	1,62	**OK**
100	0,965	0,518	0,483	0,259	0,50	**OK**
206	0,562	0,403	0,281	0,202	1,03	**OK**
206	0,504	0,518	0,252	0,259	1,03	**OK**

4.5.7 Justification vis à vis de l'équilibre d'ensemble RPA 2024 Art 5.5

La vérification du renversement de la structure s'effectue à travers l'application de la formule suivante : $M_{stabilisant} \geq 1{,}3\ M_{renversant}$

- Calcul du moment stabilisant :

Poids de la structure	***Poids additionnel de l`infrastructure***	***Coordonnées du centre de gravité***		***Moment stabilisant***	
W (kN)	**W_i(Kg)**	**X_g (m)**	**Y_g (m)**	**M_{stab-X} (kN)**	**M_{stab-Y} (kN)**
73742,2	0,00	10,49	9,29	773555,678	685065,038

- Calcul du moment de renversement :

$$M_{renversant} = \sum F_k \times H_k$$

F_k : La force sismique associée au niveau « k ».

H_k: La hauteur de l'étage « k » à partir de la base de la structure.

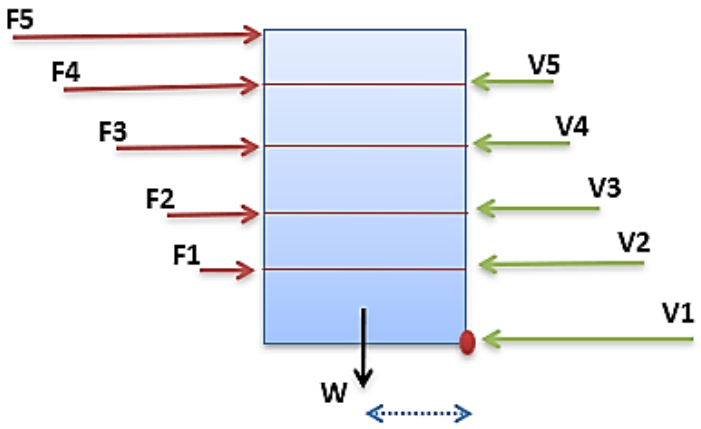


Figure 4. 8:schéma explicatif de renversement

- **Direction X**

Tableau4. 19:Vérification de renversement sens X

ETAGE	*Vx (kN)*	*h (m)*	*W (kN)*	$X_g(m)$	$M_r\ (kN.m)$	$M_s\ (kN.m)$
1	5720.931	4.08			163.78344	
2	5680.788	4.08			550.37568	
3	5545.892	3.06			844.6977	
4	5269.847	3.23			1116.8823	
5	4924.063	3.23			1252.9493	
6	4536.153	3.23			1357.5464	
7	4115.86	3.23			1496.0262	
8	3652.694	3.23	73742.2	10.49	1692.1163	773555.678
9	3128.819	3.23			2021.3534	
10	2503.013	3.23			2462.4583	
11	1740.642	3.91			4606.0973	
12	562.612	3.23			939.31953	
13	271.801	1			44.861	
14	226.94	2.06			282.6526	
15	89.73	2.06			184.8438	
				SOMME	19015.96	**OK**

- **Direction Y**

Tableau4. 20:Vérification de renversement sens Y

ETAGE	Vy (kN)	h (m)	W (kN)	$X_g(m)$	$M_r\ (kN.m)$	$M_s\ (kN.m)$
1	5387.693	4.08	73742.2	9.29	151.20888	685065.038
2	5350.632	4.08			561.10608	
3	5213.106	3.06			898.86582	
4	4919.359	3.23			1129.7571	
5	4569.589	3.23			1228.6436	
6	4189.204	3.23			1216.5084	
7	3812.576	3.23			1232.9427	
8	3430.86	3.23			1382.2365	
9	3002.923	3.23			1698.6635	
10	2477.021	3.23			2254.0781	
11	1779.164	3.91			4557.3044	
12	613.613	3.23			884.80359	
13	339.68	1			43.09	
14	296.59	2.06			372.16578	
15	115.927	2.06			238.80962	
				SOMME	17850.18	**OK**

4.5.8 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ RPA 2024 Article 5.9

A partir de l'article 5.9 du RPA 2024 : les effets du 2°ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négliges dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$(\theta_k = \frac{P_k\,\Delta_k}{V_k\,h_k}) \leq 0{,}10$$

Avec : P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation, au- dessus du niveau k.

V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k ». $V_k = \sum_{i=k}^{n} F_i$

Δ_k : déplacement relatif du niveau 'k' par rapport au niveau « k-1 ».

h_k: Hauteur du niveau « k ».

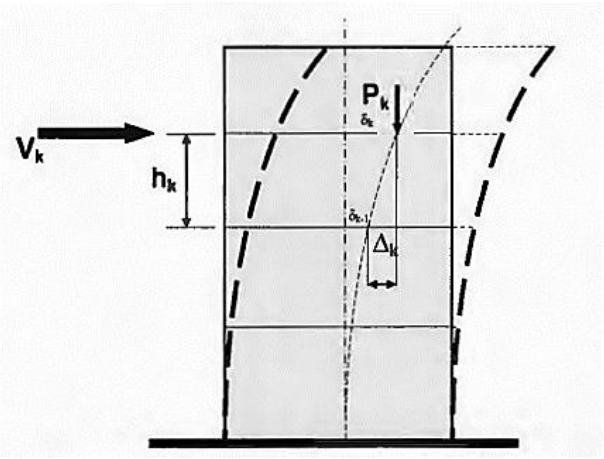


Figure 4. 9:effet P-delta (RPA 2024)

Selon la valeur de θ_k, il convient de considérer que :

- Si $0{,}10 \leq \theta_k \leq 0{,}20$, les effets P-Δ peuvent être prise en compte, de manière approchée, en amplifiant les effets de l'action sismique calculs au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur
- Si $\theta_k \geq 0{,}20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les tableaux suivants résument la justification vis-à-vis de l'effet P-Δ dans les deux sens xx et yy.

- **Direction X**

Tableau4. 21: Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ sens X

Etage	*P(kN)*	*Δ(cm)*	*V(kN)*	*h (m)*	*θ*	*Vérification*
1	-71326	0.187	5720.93	4.08	0.005714303	**OK**
2	-63822	1.098	5680.79	4.08	0.03023481	**OK**
3	-59026	1.127	5545.89	3.06	0.039198907	**OK**
4	-52807	1.357	5269.85	3.23	0.042098982	**OK**
5	-46524	1.411	4924.06	3.23	0.041273778	**OK**
6	-40239	1.404	4536.15	3.23	0.038558893	**OK**
7	-33965	1.339	4115.86	3.23	0.034209369	**OK**
8	-27680	1.256	3652.69	3.23	0.029467408	**OK**
9	-21406	1.138	3128.82	3.23	0.024104057	**OK**
10	-15121	1.033	2503.01	3.23	0.019320632	**OK**

11	-8861.2	1.13	1740.64	3.91	0.014712467	**OK**
12	-2152.4	1.908	562.612	3.23	0.02259919	**OK**
13	-761.62	0.965	271.801	1	0.027040635	**OK**
14	-558.86	0.562	226.94	2.06	0.006718338	**OK**
15	-296.38	0.504	89.73	2.06	0.008081121	**OK**

- **Direction Y**

Tableau4. 22: Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ sens Y

Etage	*P(kN)*	*Δ(cm)*	*V(kN)*	*h(m)*	*θ*	*Vérification*
1	-71326	0.166	5387.69	4.08	0.005386338	**OK**
2	-63822	1.102	5350.63	4.08	0.032217364	**OK**
3	-59026	1.444	5213.11	3.06	0.05343085	**OK**
4	-52807	1.75	4919.36	3.23	0.058159315	**OK**
5	-46524	1.879	4569.59	3.23	0.059227097	**OK**
6	-40239	1.897	4189.2	3.23	0.05641323	**OK**
7	-33965	1.843	3812.58	3.23	0.050831381	**OK**
8	-27680	1.728	3430.86	3.23	0.043162474	**OK**
9	-21406	1.58	3002.92	3.23	0.034869139	**OK**
10	-15121	1.411	2477.02	3.23	0.026667447	**OK**
11	-8861.2	1.292	1779.16	3.91	0.016457469	**OK**
12	-2152.4	1.278	613.613	3.23	0.013879052	**OK**
13	-761.62	0.518	339.68	1	0.011614497	**OK**
14	-558.86	0.403	296.59	2.06	0.003686253	**OK**
15	-296.38	0.518	115.927	2.06	0.006428711	**OK**

4.5.9 Justification de la rigidité des planchers

Tableau4. 23: Justification de la rigidité des planchers

Etage	*SOUPLE*		*RIGIDE*		*Pourcentage sens x*	*Pourcentage sens y*	*Vérification sens x*	*Vérification sens y*
	UX [cm]	**UY [cm]**	**UX [cm]**	**UY [cm]**				
1	0.053	0.047	0.04	0.038	0.013	0.009	SOUPLE	SOUPLE
2	0.36	0.357	0.33	0.338	0.03	0.019	RIGIDE	RIGIDE
3	0.675	0.756	0.641	0.737	0.034	0.019	RIGIDE	RIGIDE
4	1.052	1.243	1.016	1.221	0.036	0.022	RIGIDE	RIGIDE
5	1.445	1.765	1.408	1.742	0.037	0.023	RIGIDE	RIGIDE
6	1.836	2.294	1.799	2.269	0.037	0.025	RIGIDE	RIGIDE

7	2.208	2.807	2.172	2.781	0.036	0.026	RIGIDE	RIGIDE
8	2.557	3.289	2.522	3.262	0.035	0.027	RIGIDE	RIGIDE
9	2.874	3.732	2.839	3.702	0.035	0.03	RIGIDE	RIGIDE
10	3.161	4.128	3.127	4.094	0.034	0.034	RIGIDE	RIGIDE
11	3.477	4.492	3.442	4.455	0.035	0.037	RIGIDE	RIGIDE
12	4.01	4.855	3.966	4.809	0.044	0.046	RIGIDE	RIGIDE
13	3.733	4.996	3.705	4.953	0.028	0.043	RIGIDE	RIGIDE
14	3.895	4.895	3.861	4.843	0.034	0.052	RIGIDE	RIGIDE
15	4.036	5.038	4.002	4.987	0.034	0.051	RIGIDE	RIGIDE

4.6 Conclusion

L'étude sismique réalisée a permis d'analyser et d'évaluer le comportement dynamique du bâtiment conformément au règlement parasismique algérien version 2024. Les valeurs propres de la structure ont été déterminées à l'aide de la méthode statique équivalente ainsi que de l'analyse modale spectrale.

L'ensemble des vérifications de sécurité exigées par le RPA2024 a été satisfait, ce qui confirme la stabilité de la structure vis-à-vis de l'action sismique.

La méthode basée sur l'accélérogrammes n'a pas été retenue en raison de sa complexité et des moyens techniques qu'elle requiert.

CHAPITRE 5 : ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

5.1 Introduction

Les voiles, les poutres et les planchers constituent les principaux éléments assurant la stabilité de la structure, en particulier face aux actions sismiques. Il est donc indispensable de veiller à un dimensionnement et à un ferraillage adapté, afin de garantir un comportement sûr et efficace de l'ensemble.

Pour mener à bien cette étude, la structure a été modélisée à l'aide de logiciel ROBOT, cette modélisation permet d'évaluer les efforts internes agissant sur chaque élément, en tenant compte des différentes combinaisons de charge. Celles-ci sont établies conformément aux prescriptions du RPA 2024 ainsi que du BAEL 99.

5.2 Calcul des voiles de contreventement

Le voile soumis à des forces verticales et des forces horizontales dues à l'action sismique le voile est donc sollicite par un moment fléchissant et un effort tranchant provoqués par l'action du séisme, un effort normal résultant de la combinaison des charges permanentes, des charges d'exploitation et de la charge sismique.

Donc les voiles de contreventement seront calculés en flexion composée avec l'effort tranchant.

L'effort normal de compression de calcul dans les deux directions tout en respectant les prescriptions fixées par l'art 7.7.4 et 7.7.1 du RPA2024.

5.2.1 Combinaison des charges

$G+\psi Q+EX+0.3EY$

$G+\psi Q+EX-0.3EY$

$G+\psi Q-EX+0.3EY$

$G+\psi Q-EX-0.3EY$

$G+\psi Q+0.3EX+EY$

$G+\psi Q+0.3EX-EY$

$G+\psi Q-0.3EX+EY$

$G+\psi Q-0.3EX-EY$

5.2.2 Dimensionnement des voiles

5.2.2.1 Coffrages art 7.7.1 RPA2024

Les éléments de contreventement satisfaisant la condition suivante :

$$\boldsymbol{l_w \geq max(\frac{h_e}{3}; 4b_w; 1m)}$$

Où :

$\boldsymbol{l_w}$:la longueur du voile.

L'épaisseur minimale $\boldsymbol{b_w}$ doit respecter la condition suivante : $\boldsymbol{b_w \geq max(15cm; \frac{h_e}{20})}$

5.2.2.2 Ferraillage

- Ferraillage des éléments de rive art 7.7.4 RPA2024

- Le béton situe aux extrémités des voiles (éléments de rive) est confine sur une longueur le mesurée à partir du bord du voile jusqu'au point correspondant à une déformation critique du béton prise égale à $\varepsilon_{cu} = \boldsymbol{0,35}\%$.

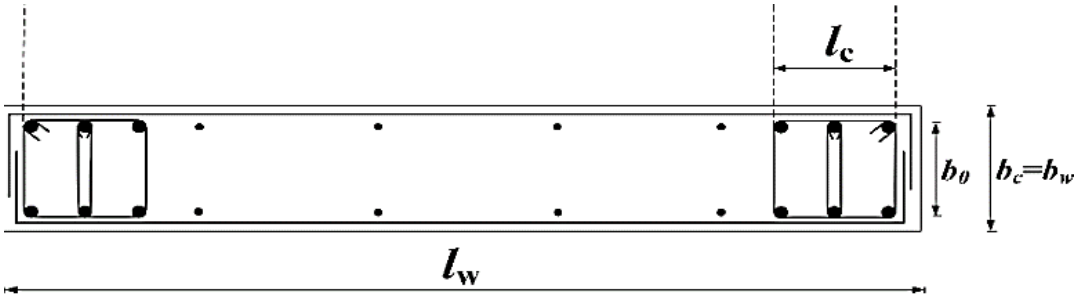


Figure 5. 1: Eléments de rive pour les voiles (RPA 2024)

La longueur $\boldsymbol{l_c}$ de l'élément de rive doit respecter la condition : $\boldsymbol{l_c \geq max(0,15l_w; 1,5b_w)}$

Avec : $\boldsymbol{l_w}$: la longueur du voile ; $\boldsymbol{b_w}$:largeur de l'âme du voile.

L'épaisseur $\boldsymbol{b_c}$ des parties confinées de la section du voile (éléments de rive) ne doit pas être inférieur à 200mm. De plus, si la longueur de la partie confinée ne dépasse pas la valeur maximale max $\boldsymbol{(2b_w; 0,2l_w)}$, il convient que $\boldsymbol{b_c}$ ne soit pas inférieure à $\boldsymbol{h_e/15}$,$\boldsymbol{h_e}$ étant la hauteur d'étage.

Si la longueur de la partie confinée excède la valeur maximale max $(2\boldsymbol{b_w}; \boldsymbol{0,2l_w})$, il convient alors que $\boldsymbol{b_c}$ ne soit pas inférieure à $\boldsymbol{h_e/10}$.

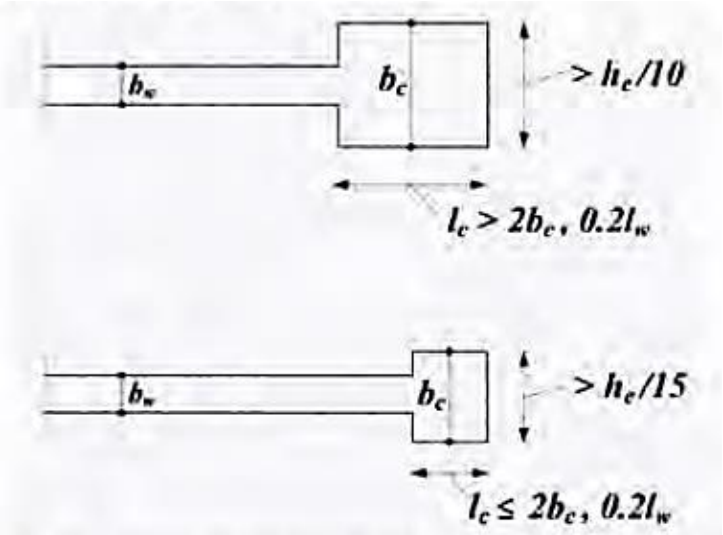


Figure 5. 2:épaisseur minimale des éléments de rive confinés (RPA2024)

- Le pourcentage des armatures longitudinales dans les éléments de rive doit rester au moins égale à 0,5% de la surface de la zone confinée.

- Les armatures verticales des éléments de rive devraient être confinées avec les cadres et/ ou les étriers horizontaux dont l'espacement vertical doit satisfaire la condition suivante : $\boldsymbol{S_t \leq min(\frac{b_0}{3}; 12, 5cm; 6\emptyset_l)}$ avec $\emptyset_l \geq \boldsymbol{12mm}$

- La section des armatures de confinement dans les éléments de rive $\boldsymbol{A_t}$ mesurée dans le sens parallèle à l'épaisseur du voile doit être présente sur la hauteur $\boldsymbol{h_{cr}}$ et doit satisfaire les conditions :

$$\boldsymbol{A_t \geq 0,09.S_t.b_0.\frac{f_{c28}}{f_e}} \qquad \text{Et} \qquad \boldsymbol{A_t} \geq 0,3.\boldsymbol{S_t.b_0.(\frac{A_g}{A_c} - 1)\frac{f_{c28}}{f_e}}$$

Où : $\boldsymbol{b_0}$: la largeur du noyau confinée de l'élément de rive (figure5.1)

$\frac{A_g}{A_c}$: le rapport de la surface total de l'élément de rive sur sa surface confinée.

- Ferraillage de l'âme : art 7.7.4 RPA2024

- Le diamètre des aciers verticaux $\emptyset_{max}$ doit respecter la condition suivante :

$$\boldsymbol{8mm \leq \emptyset_{max} \leq \frac{b_w}{8}}$$

- L'espacement des armatures de l'âme ne doit pas être supérieur à 250mm ou 25 fois $\emptyset$.

- Le ferraillage horizontal nécessaire pour la résistance à l'effort tranchant, doit satisfaire l'équations suivante : $\frac{A_h}{s} \geq \frac{\bar{V}}{Z.f_e}$

Avec : $\bar{V}$: effort tranchant de calcul, $\bar{V}$=1,4 V_u

Z : distance entre les centres de gravité des armatures des deux extrémités confinées.

5.2.2.3 Vérifications spécifiques art 7.7.2 du RPA2024

- **Sollicitations normales**

Outre les vérifications prescrites par le CBA et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile en flexion composée, sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul des voiles est limité par la condition suivante :

$$v_d = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,40$$

Avec : N_d : l'effort normal réduit ; B_c : la section réduite du voile en mm² ;

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton en Mpa.

Ces limites sont à respecter dans les vérifications sous combinaisons sismiques réglementaires.

- **Contraintes limites de cisaillement**

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon l'équations suivantes :

$$\tau_b \leq 0,2\, f_{c28} \quad \text{Ou} \quad \tau_b = \frac{\bar{V}}{b_w \times d}$$

Avec : $\bar{V}$ =1,4V ; b_w: épaisseur de voile ; **d** : hauteur utile avec d = 0,9h ; **h** : hauteur totale de la section brute.

5.2.2.4 Exemple de calcul

On prendra un exemple de ferraillage du voile V_{24}.

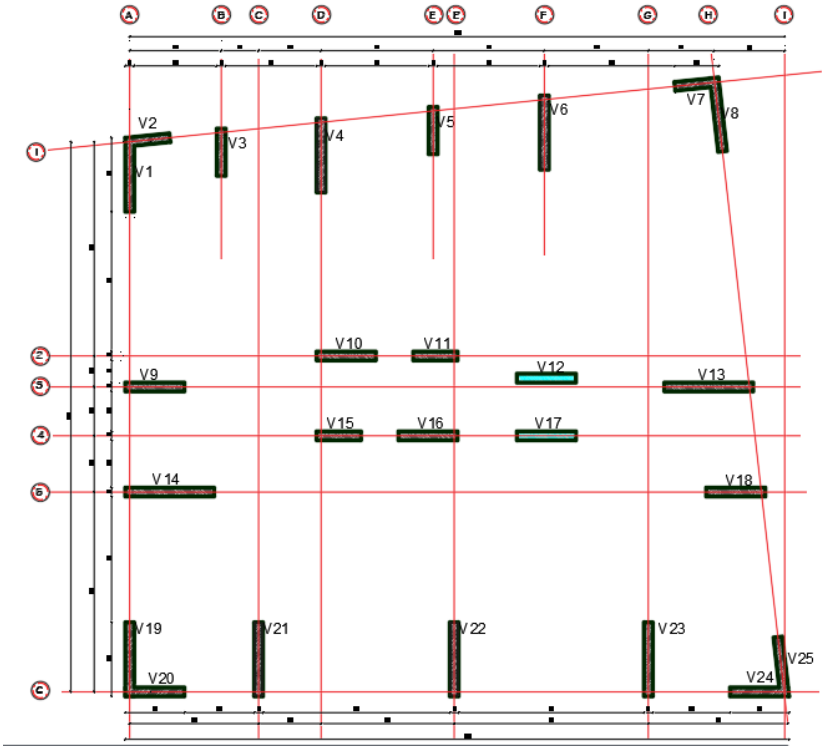


Figure 5. 3: Le plan de repérage des voiles

a) Coffrage

$l_w \geq \max(\frac{h_e}{3}; 4b_w; 1m)$

$h_e = 4{,}08 - 0{,}25 = 3{,}83m$

$b_w \geq \max\left(15cm; \frac{h_e}{20}\right) \Rightarrow b_w \geq \max\left(15cm; \frac{383}{20}\right) \Rightarrow b_w \geq \max(15cm; 19{,}5)$

$b_w \geq 19{,}5cm$ On adopte b_w=30cm.

$l_w \geq \max(\frac{h_e}{3}; 4b_w; 1m) \Rightarrow l_w \geq \max(\frac{3{,}83}{3}; 4.0{,}30; 1m) \Rightarrow l_w \geq \max(1{,}28; 1{,}2; 1m)$

$\mathbf{l_w}$ ≥1,28m on adopte $\mathbf{l_w = 2m}$.

b) Vérifications spécifiques art 7.7.2 du RPA2024

b.1 évaluation de l'effort normal réduit dans les voiles :

$$\mathbf{v_d = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,40} \qquad \text{Avec} \qquad \mathbf{f_{c28} = 30Mpa}$$

Tableau5. 1:l'effort normal réduit dans les voiles

Voile	$N_d(KN)$	$B_c(m^2)$	v_d	$v_d \leq 0,40$
Voile (0,30× 1,5)	4277,948	0,45	0,32	Condition vérifiée
Voile (0,30× 1,6)	948,078	0,48	0,07	Condition vérifiée
Voile (0,30× 2)	5545,371	0,60	0,31	Condition vérifiée
Voile (0,30× 2,5)	6076,697	0,75	0,27	Condition vérifiée
Voile (0,30× 3)	5879,552	0,90	0,22	Condition vérifiée

b.2 Vérification des contraintes

- **Vérification de la Contrainte de compression (ELS)** $\sigma_{max} \leq 0,6\, f_{c28}$

Tableau5. 2:vérification de la Contrainte de compression

Voile	$\sigma_{max}(Mpa)$	$0,6\, f_{c28}$	$\sigma_{max} \leq 0,6\, f_{c28}$
Voile (0,30× 1,5)	5,901	18	Condition vérifiée
Voile (0,30× 1,6)	2,391	18	Condition vérifiée
Voile (0,30× 2)	7,450	18	Condition vérifiée
Voile (0,30× 2,5)	10,473	18	Condition vérifiée
Voile (0,30× 3)	6,756	18	Condition vérifiée

- **Vérification des contraintes de cisaillement (Situation accidentelle) :**

Tableau5. 3:Vérification des contraintes de cisaillement

Voile	$\tau_{max}(Mpa)$	$1,4\tau_{max}$	$0,2\, f_{c28}$	$\tau_{max} \leq 0,2\, f_{c28}$
Voile (0,30× 1,5)	1,474	2,063	6	Condition vérifiée
Voile (0,30× 1,6)	1,285	1,799	6	Condition vérifiée
Voile (0,30× 2)	1,481	2,073	6	Condition vérifiée
Voile (0,30× 2,5)	1,342	1,879	6	Condition vérifiée
Voile (0,30× 3)	1,111	1,555	6	Condition vérifiée

c) Ferraillage

c.1 Evaluation des diagrammes des moments de calcul

Étant donné que les voiles de la structure sont considérés comme élancés $(h_w/l_w) > 2$ conformément à l'art 7.7.4, le diagramme de moment fléchissant de calcul en fonction de la hauteur, est donné par une enveloppe linéaire, du diagramme du moment

fléchissant obtenu par le calcul de structure, déplacée verticalement (décalage de traction) d'une distance égale à la hauteur critique $\boldsymbol{h_{cr}}$ de la zone critique du voile.

La hauteur critique $\boldsymbol{h_{cr}}$ de la zone critique au-dessus de la base du voile est estimée comme suit : $\boldsymbol{h_{cr} = max(l_w; \frac{h_w}{6})}$ et $\boldsymbol{h_{cr} \leq \begin{cases} 2.l_w \\ h_e \quad \text{pour } n \leq 6 \text{niveaux} \\ 2.h_e \quad \text{pour } n > 6 \text{niveaux} \end{cases}}$

Où : $\boldsymbol{h_e}$: la hauteur libre de chaque niveau.

$\boldsymbol{l_w}$: la hauteur totale du voile.

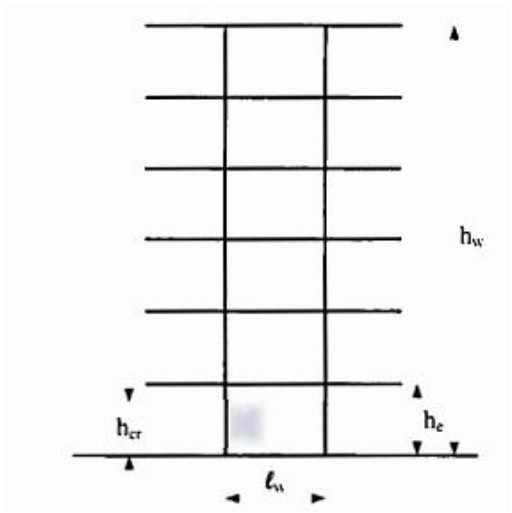


Figure 5. 4: Zone critique à la base du voile (RPA2024)

$\boldsymbol{l_w = 2m}$; $\boldsymbol{h_w = 37,04m}$; $\boldsymbol{h_e = 3,83m}$

$\boldsymbol{h_{cr} = \max(2m; 6,17m)}$ Et $\boldsymbol{h_{cr} \leq \begin{cases} 4m \\ 7,66m \end{cases}}$ $\Rightarrow \boldsymbol{h_{cr} = 4m}$

c.2 Les sollicitations du voile V_{24} à la base et au sommet

Sollicitations du voile V_{24} à la base					
	Nom	Type	N(KN)	M(KN.m)	V(KN)
1	**ELU**	ELU	2682,972	-168,865	-8,063
2	**G+ψQ+EX+0.3EY**	ACC	1017,843	1363,96	493,826
3	**G+ψQ+EX-0.3EY**	ACC	3271,229	1012,194	286,241
4	**G+ψQ-EX+0.3EY**	ACC	68,677	-1224,161	-294,177
5	**G+ψQ-EX-0.3EY**	ACC	2322,063	-1575,927	-501,761
6	**G+ψQ+0.3EX+EY**	ACC	-1943,315	868,511	460,207
7	**G+ψQ+0.3EX-EY**	ACC	5567,971	-304,0429	-231,742
8	**G+ψQ-0.3EX+EY**	ACC	-2228,065	92,075	223,806
9	**G+ψQ-0.3EX-EY**	ACC	5283,221	-1080,478	-468,142

Sollicitations du voile V_{24} au sommet					
	Nom	Type	N(KN)	M(KN.m)	V(KN)
1	**ELU**	ELU	569,929	72,698	286,581
2	**G+ψQ+EX+0.3EY**	ACC	234,232	-103,35	293,833
3	**G+ψQ+EX-0.3EY**	ACC	-158,864	-2,384	401,409
4	**G+ψQ-EX+0.3EY**	ACC	792,188	94,274	-54,5355
5	**G+ψQ-EX-0.3EY**	ACC	399,092	195,24	53,0415
6	**G+ψQ+0.3EX+EY**	ACC	888,129	-151,975	46,398
7	**G+ψQ+0.3EX-EY**	ACC	-422,192	184,578	404,987
8	**G+ψQ-0.3EX+EY**	ACC	1055,515	-92,688	-58,113
9	**G+ψQ-0.3EX-EY**	ACC	-254,805	243,865	300,476

Sollicitations du voile V_{24} niveau +7,14					
	Nom	Type	N(KN)	M(KN.m)	V(KN)
1	**ELU**	ELU	2565,268	19,65	16,33
2	**G+ψQ+EX+0.3EY**	ACC	1572,604	436,811	277,974
3	**G+ψQ+EX-0.3EY**	ACC	2588,778	335,596	141,005
4	**G+ψQ-EX+0.3EY**	ACC	579,44	-309,084	-119,126
5	**G+ψQ-EX-0.3EY**	ACC	1595,613	-410,299	-256,095
6	**G+ψQ+0.3EX+EY**	ACC	39,461	735,195	298,786
7	**G+ψQ+0.3EX-EY**	ACC	3426,706	-43,551	-157,777
8	**G+ψQ-0.3EX+EY**	ACC	-258,488	70,063	179,656
9	**G+ψQ-0.3EX-EY**	ACC	3128,757	-267,32	-276,907

Sollicitations du voile V_{24} niveau +16,83					
	Nom	Type	N(KN)	M(KN.m)	V(KN)
1	**ELU**	ELU	1694,321	59,588	34,7
2	**G+ψQ+EX+0.3EY**	ACC	1234,341	178,18	176,831
3	**G+ψQ+EX-0.3EY**	ACC	1696,485	226,216	100,603
4	**G+ψQ-EX+0.3EY**	ACC	356,796	-151,506	-55,272
5	**G+ψQ-EX-0.3EY**	ACC	818,94	-103,47	-131,499
6	**G+ψQ+0.3EX+EY**	ACC	388,032	6,748	184.526
7	**G+ψQ+0.3EX-EY**	ACC	1928,513	166,868	-69,565
8	**G+ψQ-0.3EX+EY**	ACC	124,768	556,27	114,896
9	**G+ψQ-0.3EX-EY**	ACC	1665,249	67,962	-139,195

c.3 Enveloppe du diagramme des moments fléchissant :

L'enveloppe de calcul du diagramme de moment fléchissant est construire en deux étapes :

- La première étape consiste à avoir l'enveloppe linéaire qui joint le moment maximal à la base à celui au sommet.
- La deuxième étape consiste à décaler cette enveloppe linéaire verticalement par la hauteur critique.

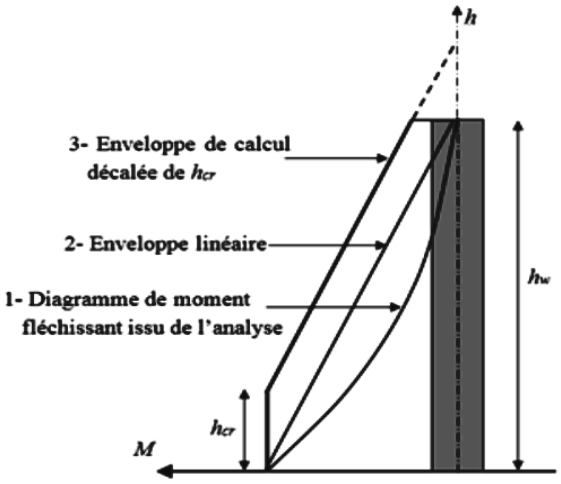
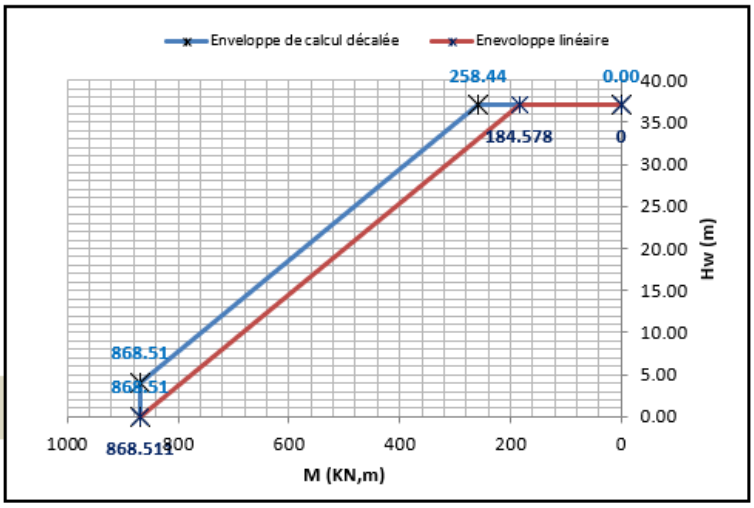


Figure 5. 5:enveloppe de calcul pour les moments fléchissant

- **Schéma de majoration du voile (0.30x2) du sous-sol- mezzanine :**

Nombre d'étages	15
he (m)	3.83
lw (m)	2.00
hw (m)	37.04
Moment à la base	868.51
Moment au sommet	184.58
$h_{critique}$ (m)	4

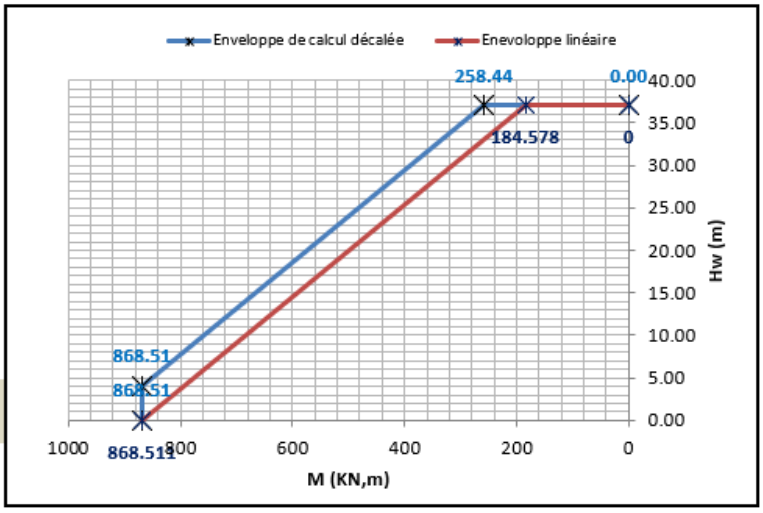
Hi [m]	0.00
Mi [KN,m]	868.51



- **Schéma de majoration du voile (0.30x2) du 1er etage-3ème :**

Nombre d'étages	15
he (m)	3.83
lw (m)	2.00
hw (m)	37.04
Moment à la base	868.51
Moment au sommet	184.58
$h_{critique}$ (m)	4

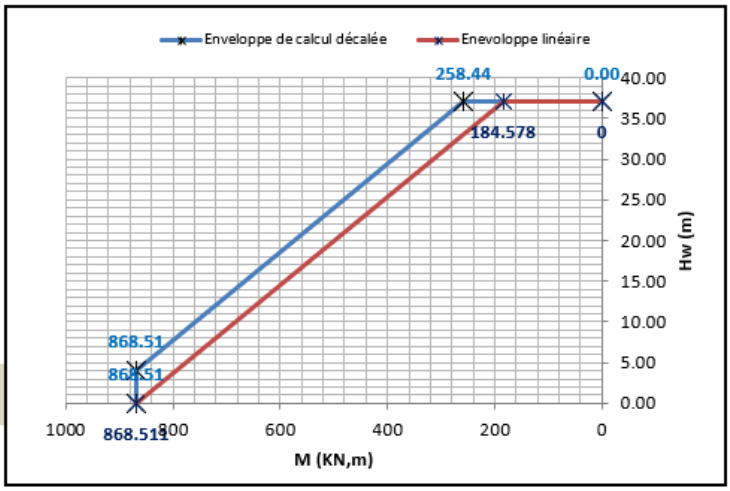
Hi [m]	11.22
Mi [KN,m]	735.20



- **Schéma de majoration du voile (0.30x2) du 4ème etage-8ème :**

Nombre d'étages	15
he (m)	3.83
lw (m)	2.00
hw (m)	37.04
Moment à la base	868.51
Moment au sommet	184.58
$h_{critique}$ (m)	4

Hi [m]	20.91
Mi [KN,m]	556.27



- Voile (0.30x2) du sous-sol- mezzanine :
- Surface des armatures longitudinales calculées à la flexion composée :

$$\begin{cases} \mathbf{M = 868,511\ KN.m} \\ \mathbf{N = -1943,315\ KN} \\ \mathbf{V = -501,761\ KN} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mathbf{A_s = 39,71cm^2} \\ \mathbf{l_t = 1,75m} \end{cases}$$

- Conditions géométriques :

- **Longueur confinée (l_c)** $\boldsymbol{l_c = max(0,15l_w; 1,5b_w)}$

Avec : l_w: la longueur du voile ; b_w: largeur de l'âme de voile

$l_c = \max(30; 45cm) \rightarrow l_c = 45cm$

- **Epaisseur confinée (b_c)**

Si $l_c \leq max(0,2l_w; 2b_w) \rightarrow b_c \geq \frac{h_e}{15}$ / Si $l_c \geq max(0,2l_w; 2b_w) \rightarrow b_c \geq \frac{h_e}{10}$

$l_c \leq 60cm$ donc $b_c \geq \frac{h_e}{15} \rightarrow b_c \geq \frac{383}{15} \rightarrow b_c \geq 25,53\ cm$ on prend $b_c = 30cm$

- **Pourcentage minimal longitudinal de la surface de la zone confinée**

$A_{v\,min} \geq 0,5\%(l_c \times b_c) \rightarrow A_{min} \geq 0,5\%(45 \times 30) \rightarrow A_{min} \geq 6,75cm^2$

- **Les armatures de couture aux joints de reprise de coulage**

$A_{vj} = 1,1\left(\frac{\bar{V}}{f_e}\right) = 1,1\left(\frac{1,4\times821,788\times10}{500}\right) = 25,31cm^2$

- **Les armatures choisies**

$A_v \geq max(A_{vc}; A_{v\,min}; A_{vj}) \Rightarrow A_v \geq \max(39,71; 6,75; 25,31) \Rightarrow A_v = 39,71cm^2$

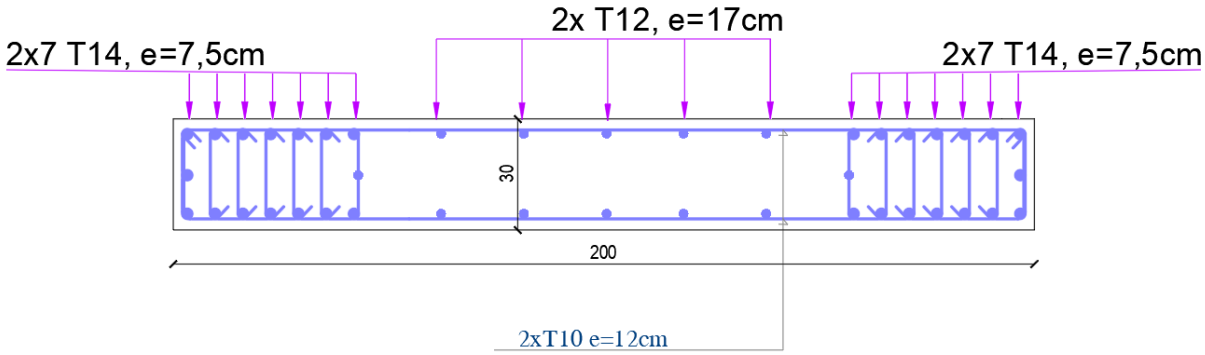


Figure 5. 6: Dessin de ferraillage du voile (0.30x2) du sous-sol- mezzanine

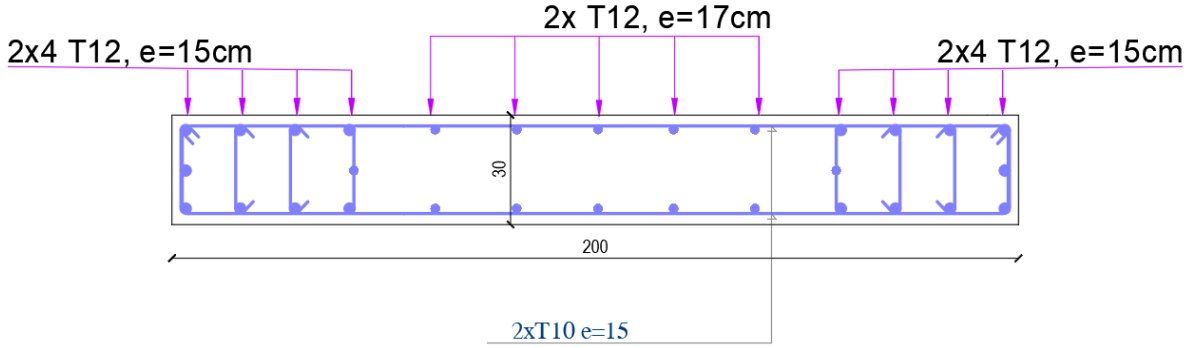


Figure 5. 7: Dessin de ferraillage du voile (0.30x2) du 1er étage-8eme étage

- **Calcul des armatures de confinement dans les éléments de rive**

- **Espacement vertical des armatures de confinement (S_t)**

$$\boldsymbol{S_t \leq min(\frac{b_0}{3}; 12,5cm; 6\varphi_{l\,min})} \Rightarrow S_t \leq min(\frac{25}{3}; 12,5cm; 6 \times 1,2)$$

$S_t \leq min(8,33; 12,5cm; 7,20) \Rightarrow S_t \leq 7,20\text{cm}$ on prend $\boldsymbol{S_t = 7cm.}$

- **Section minimale des armatures de confinement (A_t)**

$$\boldsymbol{A_t = max}\begin{cases} 0,09.S_t.b_0.\frac{f_{c28}}{f_e} \\ 0,3.S_t.b_0.(\frac{A_g}{A_c} - 1)\frac{f_{c28}}{f_e} \end{cases}$$

$$\boldsymbol{A_t = max}\begin{cases} 0,09.70.250.\frac{30}{500} = 94,5\,mm^2 = 0,945cm^2 \\ 0,3.70.250.(\frac{1,75}{0,45} - 1)\frac{30}{500} = 910mm^2 = 9,10cm^2 \end{cases} \Rightarrow \mathbf{A_t = 9,10cm^2}$$

- **Choix des armatures**

$A_t = 9,10\text{cm}^2 \Rightarrow \mathbf{A_t}$ =2*6 HA10.

- **Calcul des armatures transversales de l'âme**

$$\frac{A_h}{s} \geq \frac{\bar{V}}{Z.f_e}$$

L'effort tranchant soit égal à 501,761 KN du sous-sol, RDC et mezzanine

$A_h \geq \frac{\bar{V}\times s}{Z\times f_e} \Rightarrow A_h \geq \frac{1,4\times 501,761\times 10^3\times 12}{(200-45)\times 500}$ =1,09cm² ⇒ **choix** : 2HA10 espacement = 12cm.

L'effort tranchant soit égal à 441,011 KN du 2ème au 8ème étage

$A_h \geq \frac{\bar{V}\times s}{Z\times f_e} \Rightarrow A_h \geq \frac{1,4\times 441,011\times 10^3\times 15}{(200-45)\times 500}$ =1,20cm² ⇒ **choix** : 2HA10 espacement = 15cm.

Tableau5. 4: Ferraillage longitudinale des voiles

Etage	*Voile*	*Dimensions*	*N(KN)*	*M(KN)*	*A_s Calculé (cm²)*			*Choix de ferraillage*		*A_s Adopté (Cm²)*
					A_v	*A_{vmin}*	*A_{vj}*	*Zone d'about*	*Zone courante*	
Sous-sol au 8ème étage	**V_1**	(0,3× 2,5)	-490,72	604,696	12,99	6,75	20,98	**2× 4HA14 Esp 15cm**	**HA14 Esp 15cm**	27,71
	V_{19}	(0,3× 2,5)	322,697	2380,595	25,43					
	V_{21}	(0,3× 2,5)	2471,085	-2978,66	15,30					
	V_{23}	(0,3× 2,5)	1759,725	2904,807	19,48					
Sous-sol au 8ème étage	**V_7**	(0,3× 1,5)	-608,904	565,339	18,22	6,75	18,39	**2× 7HA14 Esp 7,5cm**	**HA12 Esp 15cm**	24,63
	V_{11}	(0,3× 1,5)	1548,659	-138,729	0,00					
	V_{15}	(0,3× 1,5)	171,812	174,371	1,98					
Sous-sol au 8ème étage	**V_{18}**	(0,3× 2)	1390,758	-1087,49	5,37	7,50	25,31	**2 × 6HA16 Esp 10cm**	**HA12 Esp 15cm**	28,15
	V_9	(0,3× 2)	1546.678	1114,356	4,83					
	V_{10}	(0,3× 2)	219,77	422,64	4,33					
Sous-sol au 8ème étage	**V_5**	(0,3× 1,6)	429,376	952,882	13,83	6,75	17,21	**2× 4HA14 Esp 15cm**	**HA14 Esp 15cm**	18,47
	V_3	(0,3× 1,6)	157,689	-610,013	9,92					
Sous-sol au 8ème étage	**V_4**	(0,3× 2,5)	5412,875	3090,839	2,70	6,75	21,18	**2× 6HA14 Esp 10cm**	**HA12 Esp 15cm**	21,55
	V_6	(0,3× 2,5)	3573,622	-877,671	0,00					
	V_{22}	(0,3× 2,5)	5704,229	-3831,31	6,63					
Sous-sol au 8ème étage	**V_{13}**	(0,3× 3)	2100,836	-3509,73	17,23	6,75	29,25	**2 × 4HA16 Esp 15cm**	**HA14 Esp 18cm**	29,34
	V_{14}	(0,3× 3)	4251,492	-4658,25	13,77					
Sous-sol au mezzanine	**V_2**	(0,3× 1,5)	-1349,38	-815,59	32,60	6,75	23,26	**2× 7HA14 Esp 7,5cm**	**HA14 Esp 15cm**	33,87
1er au 8ème étage	**V_2**	(0,3× 1,5)	255,375	475,586	7,13	6,75	/	**2× 4HA12 Esp 15cm**	**HA12 Esp 15cm**	12,57
Sous-sol au 8ème étage	**V_{20}**	(0,3× 2)	-726,501	967,188	22,68	6,75	25,31	**2× 4HA14 Esp 15cm**	**HA12 Esp 15cm**	26,70

Sous-sol au 1er étage	**V_8**	(0,3× 2,5)	-79,243	-3639,72	44,47	7,95	29,15	**2× 8HA16 Esp 7,5cm**	**HA14 Esp 15cm**	48,51
2ème au 5ème étage	**V_8**	(0,3× 2,5)	1496,733	2979,245	22,35	7,95	/	**2× 8HA12 Esp 7,5cm**	**HA12 Esp 18cm**	27,14
6ème au 8ème étage	**V_8**	(0,3× 2,5)	-109,052	2076,234	26,02	7,95	/	**2× 8HA12 Esp 7,5cm**	**HA12 Esp 18cm**	27,14
Sous-sol au mezzanine	**V_{25}**	(0,3× 2)	-1457,69	1830,605	43,97	6,75	21,41	**2× 7HA16 Esp 7,5cm**	**HA14 Esp 18cm**	44,48
1er au 3ème étage	**V_{25}**	(0,3× 2)	536,356	1547,537	18,16	6,75	/	**2× 4HA14 Esp 15cm**	**HA12 Esp 18cm**	19,92
4ème au 8ème étage	**V_{25}**	(0,3× 2)	88,302	1167,630	16,64	6,75	/	**2× 4HA14 Esp 15cm**	**HA12 Esp 18cm**	19,92
Sous-sol au 8ème étage	**V_{12}**	(0,3× 2)	3786,363	532,254	0,00	7,50	19,50	**2× 6HA14 Esp 10cm**	**HA12 Esp 15cm**	21,55
	V_{16}	(0,3× 2)	2744,184	-479,631	0,00					
	V_{17}	(0,3× 2)	3490,681	475,285	0,00					

Tableau5. 5: Ferraillage transversale de l'âme des voiles

Etage	*Voile*	*Dimensions(m)*	*Effort tranchant max (KN)*	*A_h Calculé (cm²)*	*Choix de ferraillage*
Sous-sol au 8ème étage	**V_1**	(0,3× 2,5)	897,86	1,47	**2HA10 esp 12cm**
	V_{19}	(0,3× 2,5)			
	V_{21}	(0,3× 2,5)			
	V_{23}	(0,3× 2,5)			
Sous-sol au 8ème étage	**V_7**	(0,3× 1,5)	597,04	1,91	**2HA12 esp 12cm**
	V_{11}	(0,3× 1,5)			
	V_{15}	(0,3× 1,5)			
Sous-sol au 8ème étage	**V_{18}**	(0,3× 2)	821,79	2,47	**2HA14 esp 15cm**
	V_9	(0,3× 2)			
	V_{10}	(0,3× 2)			
Sous-sol au 8ème étage	**V_5**	(0,3× 1,6)	781,45	1,63	**2HA10 esp 12cm**
	V_3	(0,3× 1,6)			
Sous-sol au 8ème étage	**V_4**	(0,3× 2,5)	687,57	1,41	**2HA10 esp 15cm**
	V_6	(0,3× 2,5)			
	V_{22}	(0,3× 2,5)			
Sous-sol au 8ème étage	**V_{13}**	(0,3× 3)	949,72	1,25	**2HA10 esp 12cm**
	V_{14}	(0,3× 3)			
Sous-sol au mezzanine	**V_2**	(0,3× 1,5)	755,34	2,42	**2HA14 esp 12cm**
1er au 8ème étage	**V_2**	(0,3× 1,5)	294,29	1,18	**2HA10 esp 15cm**
Sous-sol au 8ème étage	**V_{20}**	(0,3× 2)	525,11	1,42	**2HA10 esp 15cm**
Sous-sol au 1er étage	**V_8**	(0,3× 2,5)	946,46	2,02	**2HA12 esp 15cm**
2ème au 8ème étage	**V_8**	(0,3× 2,5)	717,63	1,22	**2HA10 esp 12cm**
Sous-sol au mezzanine	**V_{25}**	(0,3× 2)	695,06	1,51	**2HA10 esp 12cm**
1er au 8ème étage	**V_{25}**	(0,3× 2)	598,84	1,62	**2HA12 esp 15cm**
	V_{12}	(0,3× 2)			**2HA10 esp 12cm**

Sous-sol au 8ème étage	V_{16}	(0,3× 2)	633,21	1,42	
	V_{17}	(0,3× 2)			

Tableau5. 6: Ferraillage transversale des éléments de rive des voiles

Etage	*Voile*	*Dimensions(m)*	A_h *Calculé (cm²)*	*Choix de ferraillage*
Sous-sol au 8ème étage	V_1	(0,3× 2,5)	5,84	$2 \times 4HA10$ **Esp 8cm**
	V_{19}	(0,3× 2,5)		
	V_{21}	(0,3× 2,5)		
	V_{23}	(0,3× 2,5)		
Sous-sol au 8ème étage	V_7	(0,3× 1,5)	4,50	$2 \times 4HA10$ **Esp 9cm**
	V_{11}	(0,3× 1,5)		
	V_{15}	(0,3× 1,5)		
Sous-sol au 8ème étage	V_{18}	(0,3× 2)	1,22	$2 \times 2HA8$ **Esp 9cm**
	V_9	(0,3× 2)		
	V_{10}	(0,3× 2)		
Sous-sol au 8ème étage	V_5	(0,3× 1,6)	2,00	$2 \times 2HA8$ **Esp 8cm**
	V_3	(0,3× 1,6)		
Sous-sol au 8ème étage	V_4	(0,3× 2,5)	1,08	$2 \times 2HA8$ **Esp 8cm**
	V_6	(0,3× 2,5)		
	V_{22}	(0,3× 2,5)		
Sous-sol au 8ème étage	V_{13}	(0,3× 3)	3,60	$2 \times 4HA10$ **Esp 6cm**
	V_{14}	(0,3× 3)		
Sous-sol au 8ème étage	V_2	(0,3× 1,5)	4,27	$2 \times 4HA10$ **Esp 7cm**
Sous-sol au 8ème étage	V_{20}	(0,3× 2)	5,60	$2 \times 4HA10$ **Esp 7cm**
Sous-sol au 8ème étage	V_8	(0,3× 2,5)	4,46	$2 \times 4HA10$ **Esp 7cm**
Sous-sol au 8ème étage	V_{25}	(0,3× 2)	5,75	$2 \times 6HA8$ **Esp 7cm**
Sous-sol au 8ème étage	V_{12}	(0,3× 2)	1,08	$2 \times 2HA8$ **Esp 8cm**
	V_{16}	(0,3× 2)		
	V_{17}	(0,3× 2)		

5.2.2.5 Calcul des voiles de piscines

Le calcul se fait en flexion simple à l'aide de cartographie (Robot).

- **Sollicitation de calcul ELU :**

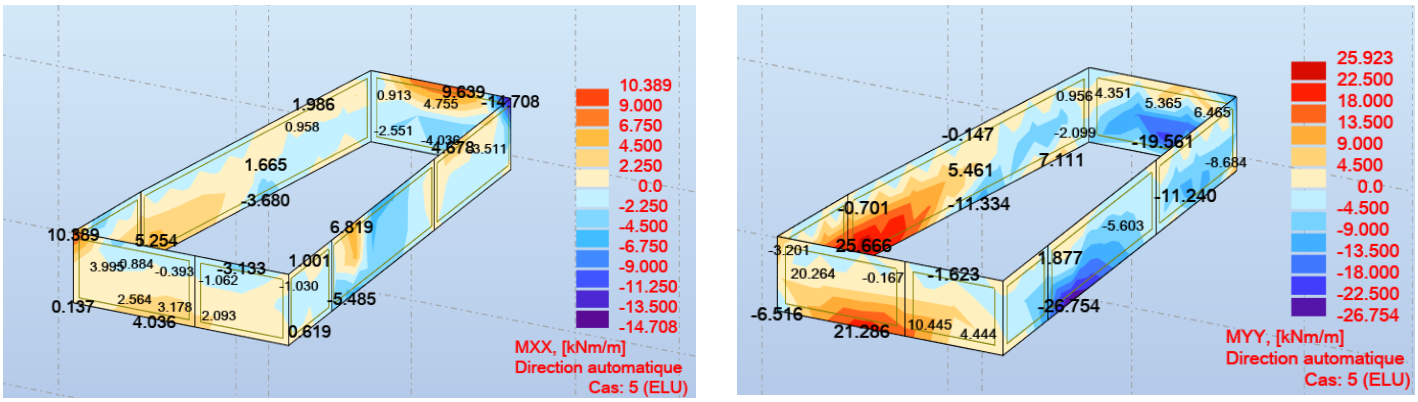
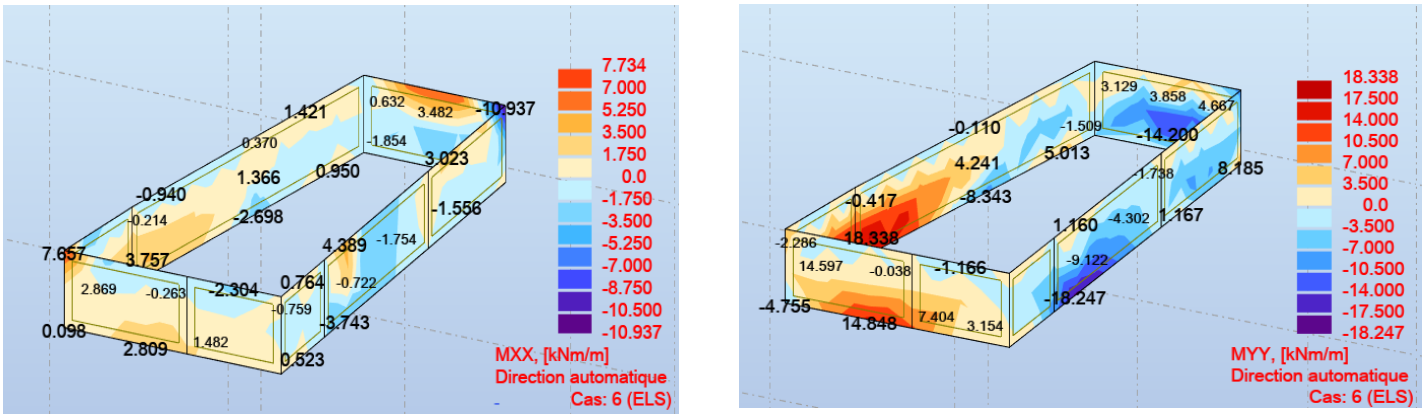


Figure 5. 9: Distribution des moments fléchissant [Mxx-ELS]et [Myy-ELS]

- **Sollicitation de calcul ELS :**



- **Sollicitation de calcul ELA :**

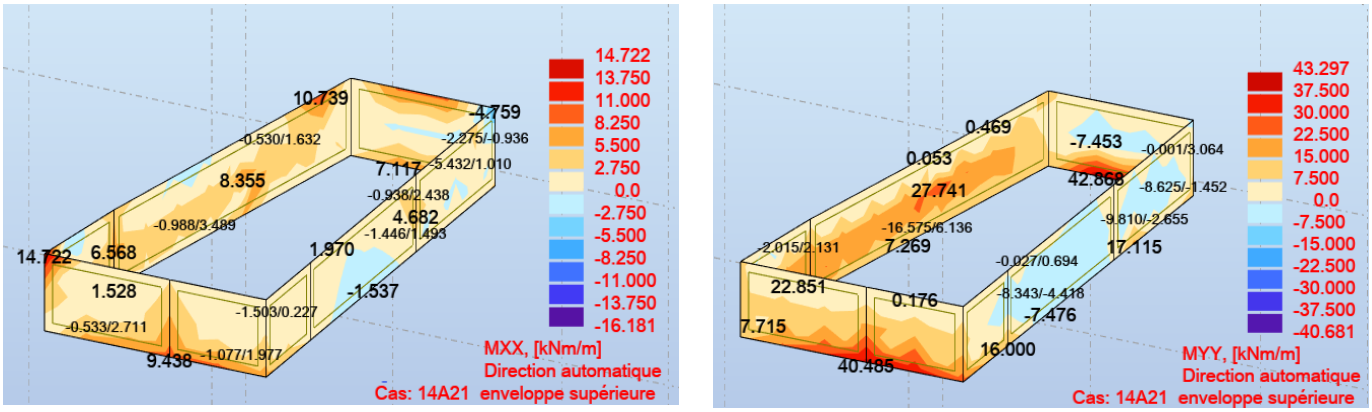
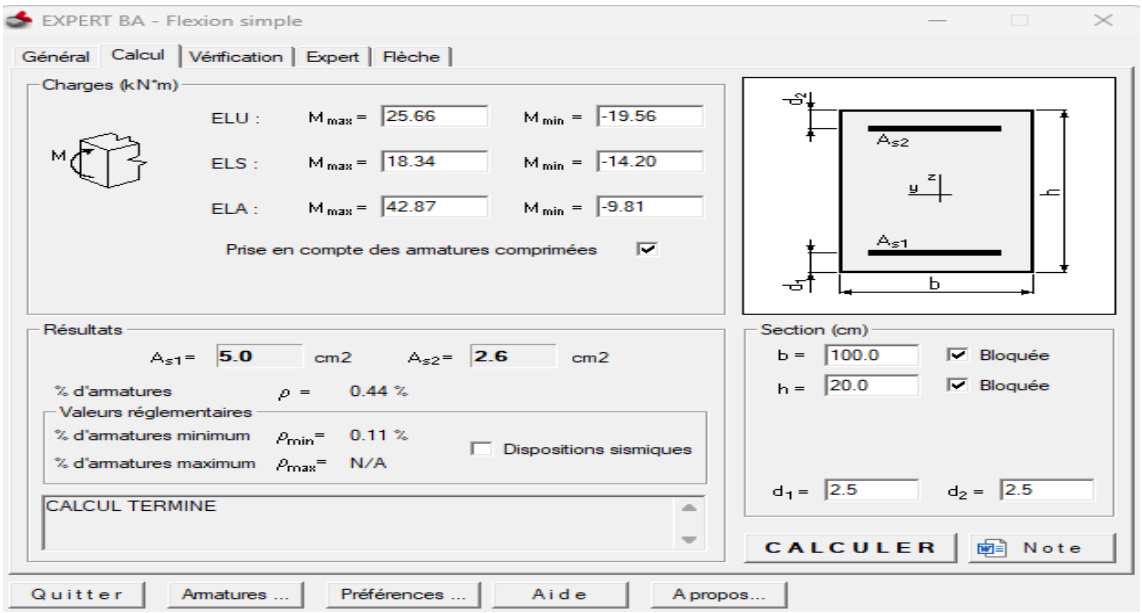


Figure 5. 10: Distribution des moments fléchissant [Mxx-ELA]et [Myy-ELA]

Tableau5. 7: Tableau récapitulatif des moments (le cas le plus défavorable)

Niveau	ELU		ELS		ELA	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée	Appuis	Travée
VOILE PESCINE	25.666	-19.561	18.338	-14.200	42.868	-9.810



Section théorique =5 cm² ⇒ **Choix des armatures longitudinales :** HA12 esp 15cm

- **Calcul des armatures transversales**

Le voile le plus sollicité est V925(2,60x0,20) m² en termes de l'effort tranchant soit égal à 690,779 kN avec z=221 cm.

$$A_h \geq \frac{\bar{V}\times s}{Z\times f_e} \Rightarrow A_h \geq \frac{1{,}4\times 690{,}779\times 10^3\times 15}{(260-39)\times 500} = 1{,}31 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures transversales :** 2HA10 espacement 15cm.

- **Sollicitation de calcul ELU :**

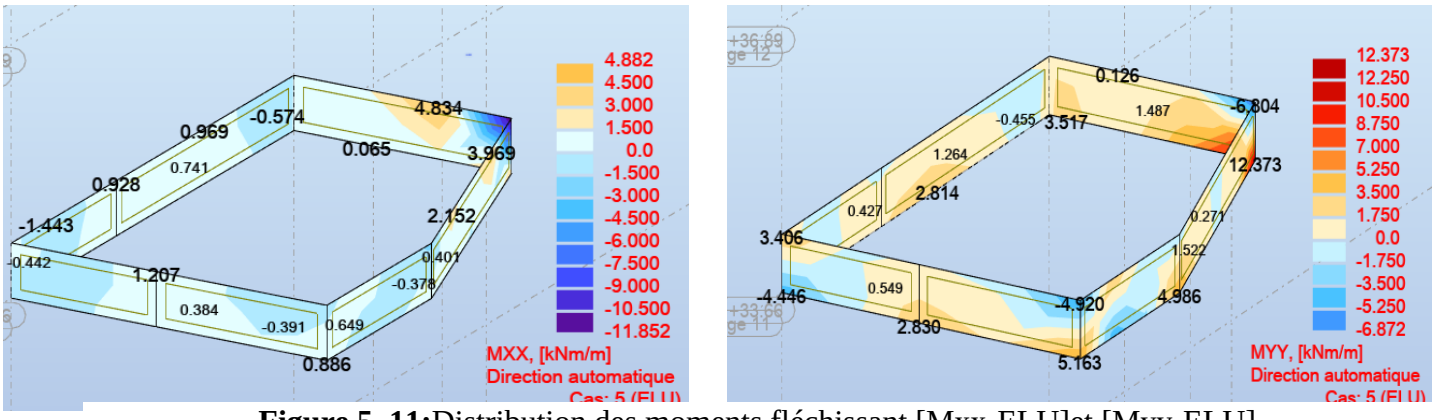


Figure 5. 11: Distribution des moments fléchissant [Mxx-ELU]et [Myy-ELU]

- **Sollicitation de calcul ELS :**

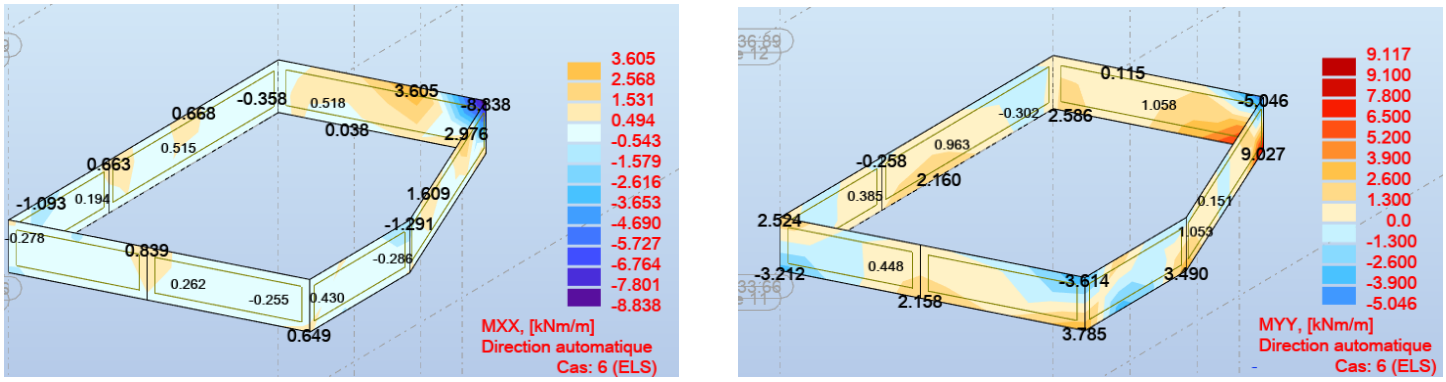


Figure 5. 12: Distribution des moments fléchissant [Mxx-ELS]et [Myy-ELS]

- **Sollicitation de calcul ELA :**

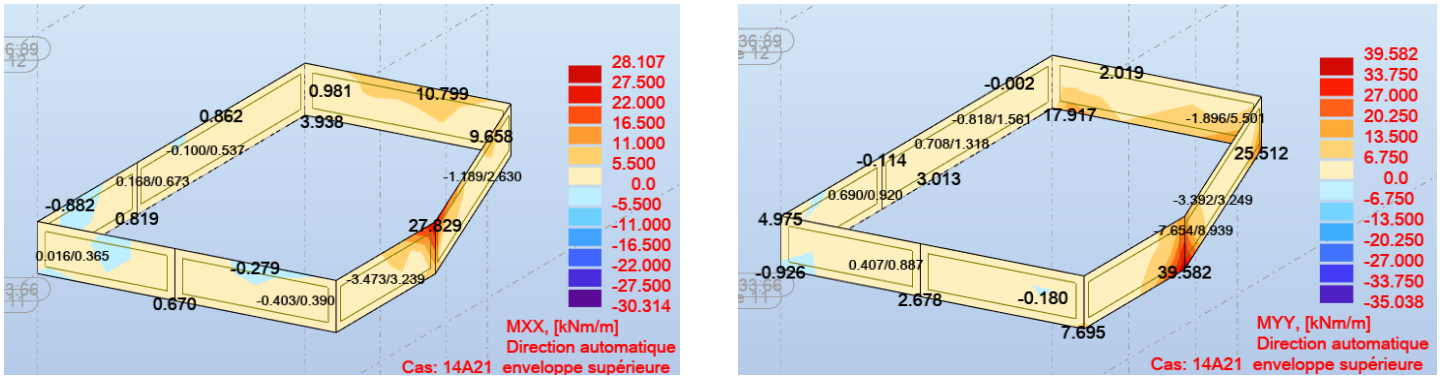
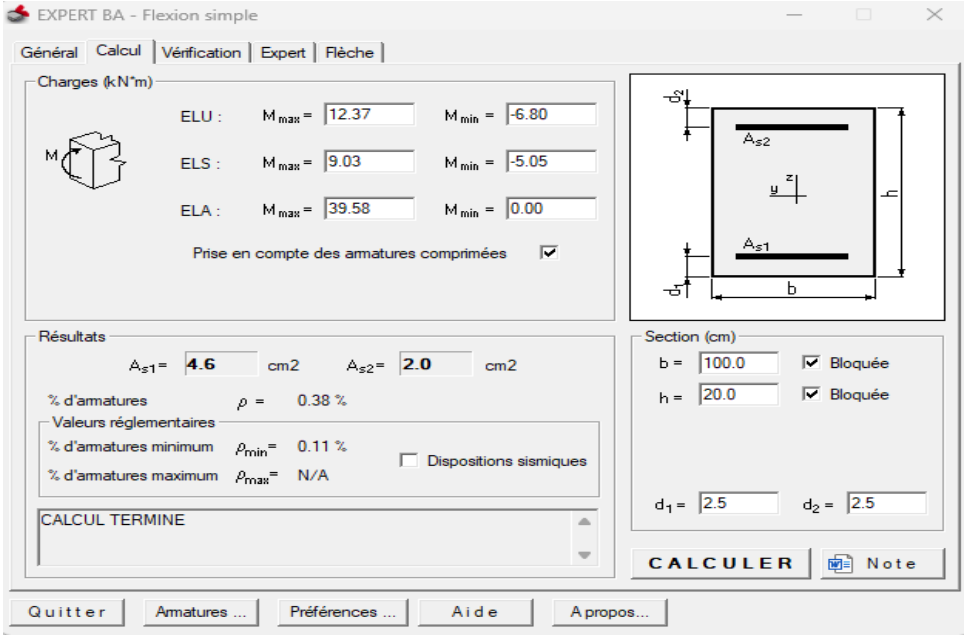


Figure 5. 13: Distribution des moments fléchissant [Mxx-ELA]et [Myy-ELA]

Tableau5. 8: Tableau récapitulatif des moments (le cas le plus défavorable)

Niveau	ELU		ELS		ELA	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée	Appuis	Travée
Voile piscine 2	12.373	-6.804	9.027	-5.046	39.582	/



Section théorique = 4,6 cm² ⇒ **Choix des armatures longitudinales :** HA12 esp 15cm

- **Calcul des armatures transversales**

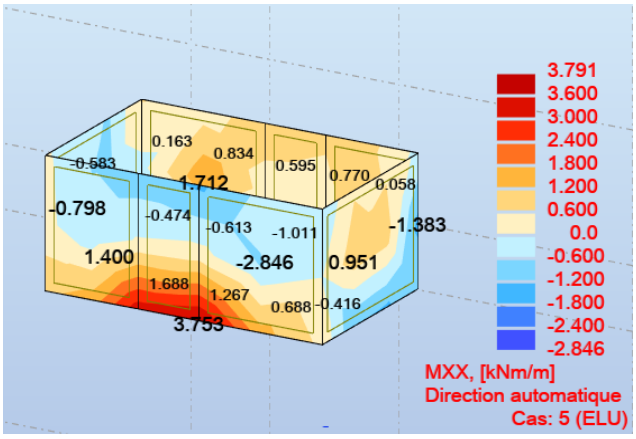
Le voile le plus sollicité est V912(2x0,20) m² en termes de l'effort tranchant soit égal à 309,467 kN avec z=170 cm.

$$A_h \geq \frac{\bar{V}\times s}{Z\times f_e} \Rightarrow A_h \geq \frac{1{,}4\times 309{,}467\times 10^3\times 15}{(200-30)\times 500} = 0{,}76 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures transversales : 2HA10 espacement 15cm.

5.2.2.6 Calcul des voiles bâche a eau

Le calcul se fait en flexion simple à l'aide de cartographie (Robot).



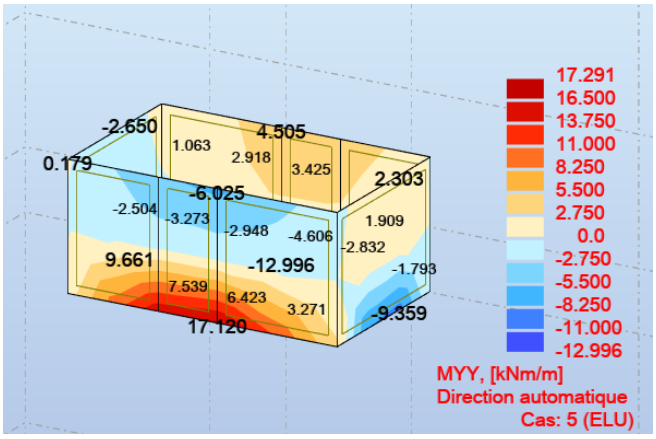


Figure 5. 14: Distribution des moments fléchissant [Mxx-ELU]et [Myy-ELU]

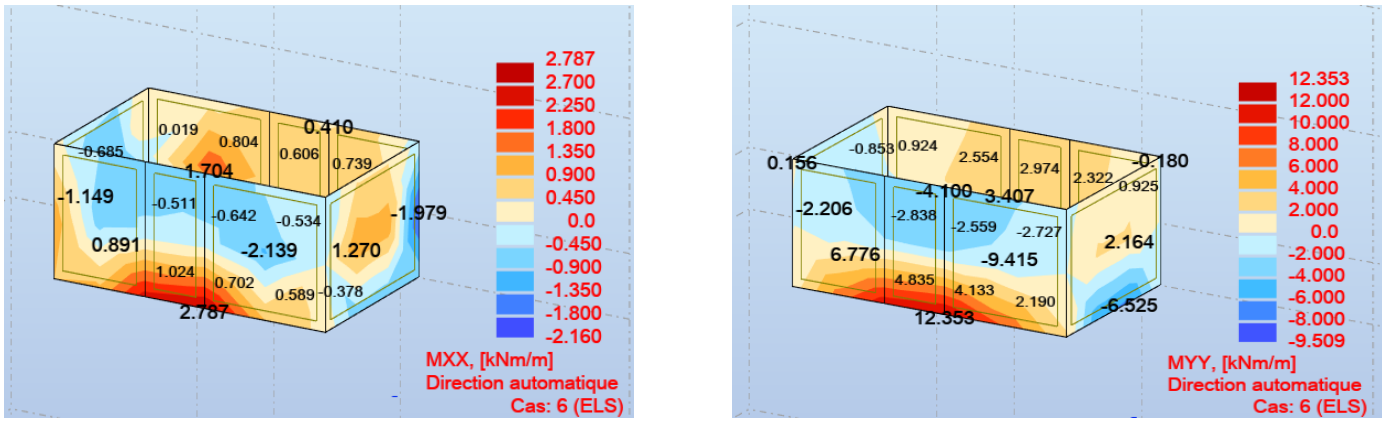


Figure 5. 15: Distribution des moments fléchissant [Mxx-ELS]et [Myy-ELS]

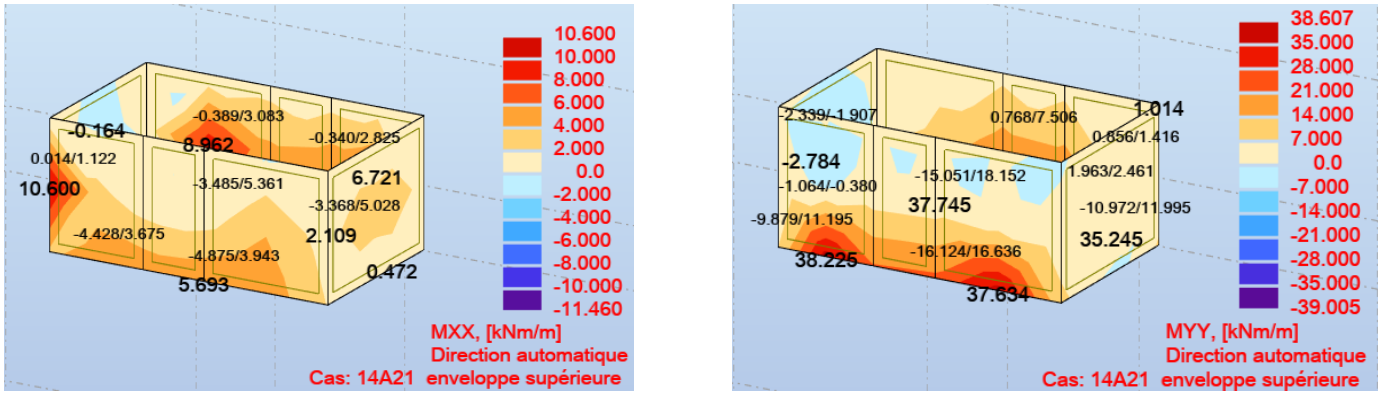
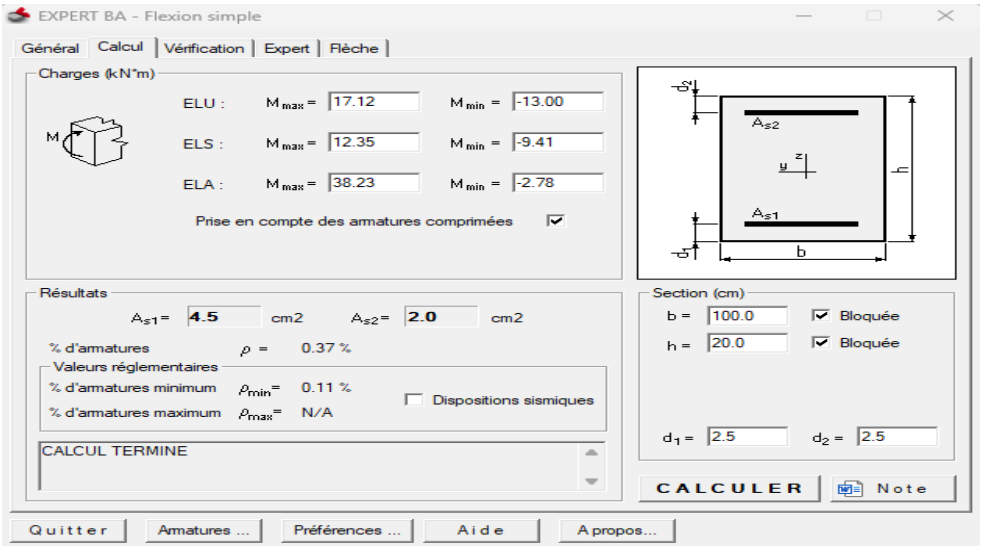


Figure 5. 16: Distribution des moments fléchissant [Mxx-ELA]et [Myy-ELA]

Tableau5. 9: Tableau récapitulatif des moments (le cas le plus défavorable)

Niveau	ELU		ELS		ELA	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée	Appuis	Travée
Voile bache a eau	17.120	-12.996	12.353	-9.415	38.225	-2.784



Section théorique = 4,5 cm² ⇒ **Choix des armatures longitudinales :** HA12 esp 15cm

- **Calcul des armatures transversales**

Le voile le plus sollicité est V1006(1x0,20) m² en termes de l'effort tranchant soit égal à 50,494 kN avec z =70 cm.

$A_h \geq \frac{\bar{V}\times s}{Z\times f_e} \Rightarrow A_h \geq \frac{1{,}4\times 50{,}494\times 10^3\times 15}{(100-30)\times 500}$ =0,30 cm².

Choix des armatures transversales 2HA10 espacement 15cm.

5.3 Calcul des poutres

Les poutres sont des éléments principalement sollicites en flexion simple, sous l'effet d'un moment fléchissant et d'un effort tranchant. Le moment fléchissant permet de dimensionner les armatures longitudinales, tandis que l'effort tranchant détermine les armatures transversales.

5.3.1 Coffrage des poutres art 7.5.1 du RPA 2024

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$b \geq 20\ cm$: en zone I, II et III. $b \geq 25\ cm$: en zone IV, V et VI.

h ≥ 30 cm $\frac{h}{b} \leq 4$ $b_{max} \leq (1{,}5h + b_c)$

Où : h peut être ramenée à 20 cm dans les ouvrages contreventés par voiles.

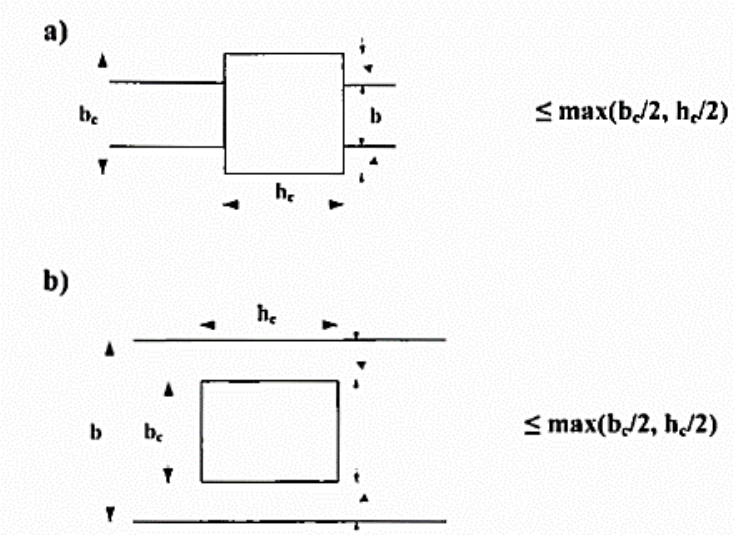


Figure 5. 17: Dimension à respecter pour les poutres (RPA2024)

5.3.2 Ferraillage des poutres art 7.5.2 du RPA 2024

- **Armatures longitudinales**

- Au moins deux barres d'aciers longitudinaux à haute adhérence de diamètre 12mm (dans les zones IV, V et VI), doivent être placés sur les faces supérieurs et inférieurs, sur la longueur totale de la poutre.
- Un quart de la section maximale d'armatures sur appuis est prolongée sur toute la longueur de la poutre.
- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux est de 0,5% en toute la section transversale de la poutre.
- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux est de 4% en zone courantes et de 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de 60Ø (zone V).

➢ **Armatures transversales**

- Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales est donné par :

$$\emptyset_t \leq min\ (\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \emptyset_{l\ min})$$

- La quantité d'armatures minimales est donnée par : $\boldsymbol{A_t = 0,003.s.b}$

Avec : **b** : la largeur de la section ; **s** : espacement des armatures transversales.

- L'espacement maximum entres les armatures transversales, est déterminé comme suit :

  - **Dans les zones critiques**

$$S = \min(\frac{h}{4}; 24\emptyset_t; 17,5\ cm; 6\emptyset_{l\ min})$$

Avec : **h** : hauteur de la poutre ; $\boldsymbol{\emptyset_t}$: diamètre des armatures de confinement ; $\boldsymbol{\emptyset_{l\ min}}$:diamètre minimale des armatures longitudinales.

  - **En dehors de la zone critique**

$$s' = \frac{h}{2}$$

Avec : $s' = min(\frac{h}{4}; 12\emptyset_{l\ min})$ si les armatures comprimées sont nécessaires.

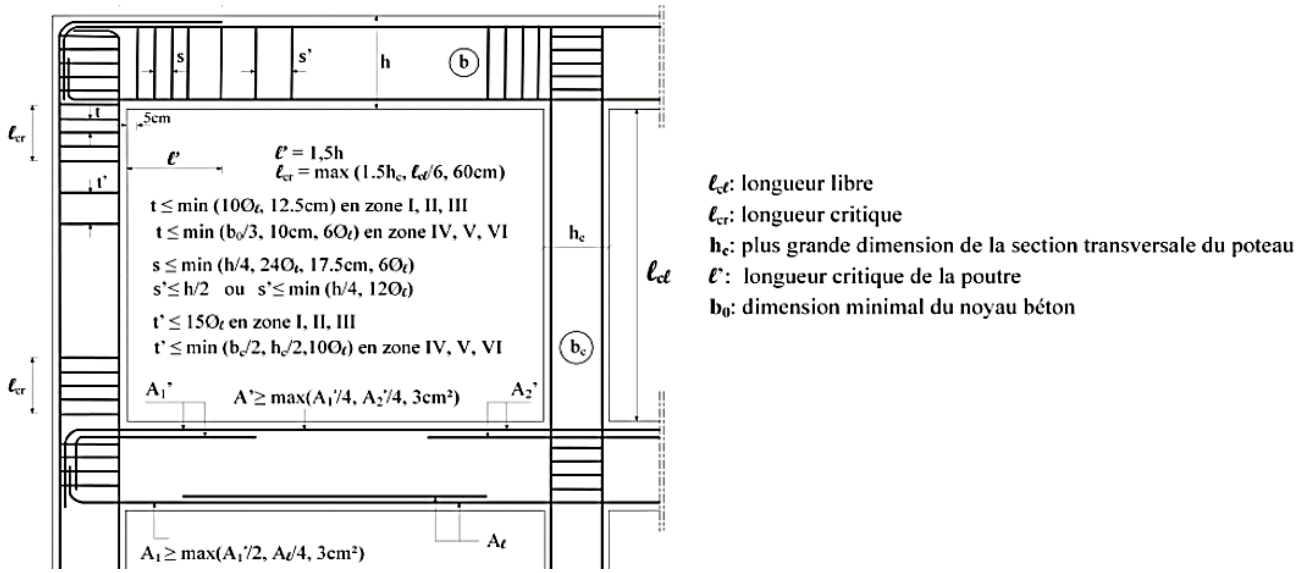


Figure 5. 18: Croquis explicatif des armatures transversales (RPA2024)

5.3.3 Vérifications spécifiques aux poutres

- **Vérifications des contraintes à l'ELS**

a- Etat limite de compression de béton art A.5.4.2 BAEL 91

La contrainte admissible de compression du béton est : $\sigma_{adm} = 0{,}6 f_{c28}$

La contrainte de compression du béton est calculée par la formule suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times Y}{I}$$

b- Etat limite d'ouverture des fissures art A.5.4.3 BAEL 91

- **Justification vis-à-vis des sollicitations tangentes art A.5 BAEL 91**

a- Vérification de la contrainte tangente limite ultime art A.5.1.21 BAEL 91

Pour calculer la contrainte de cisaillement ou contrainte tangente, on applique l'expression suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 . d} \leq \tau_{adm}$$

V_u : l'effort tranchant.

τ_u : contrainte tangentielle en Mpa.

La contrainte tangentielle conventionnelle doit satisfaire aux états limites suivants :

- **Armatures droites ($\alpha = \pi/2$) :**

- **Fissuration peu nuisible :** $\tau_u \leq \tau_{adm} = min(\frac{0{,}20\, f_{c28}}{\gamma_b}; 5\, Mpa)$

- **Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable** $\tau_u \leq \tau_{adm} = min(\frac{0{,}15\, f_{c28}}{\gamma_b}; 4\, Mpa)$

b- Vérification de la contrainte de compression (bielle) art A.5.1.313 BAEL 91

$$\sigma_{bc} = \frac{V_u\sqrt{2}}{b_0.\frac{a}{\sqrt{2}}} = \frac{2V_u}{b_0 a} \leq 0{,}8\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\Rightarrow \quad V_u \leq 0{,}267\, b_0.a.f_{cj}$$

c- Vérification des armatures inférieur d'appuis art A.5.1.31 BAEL 91

Deux vérifications sont à effectuer au droit de l'appui : la section des armatures inférieures et la contrainte de compression dans la bielle d'about.

Les armatures longitudinales inférieures doivent équilibrer l'effort tranchant V_u et être encrées au-delà du bord de l'appui. La section de ces armatures doit être au moins égale à :

$$A_s \geq \frac{V_u}{f_e/\gamma_s}$$

d- Vérification de la contrainte moyenne de compression Art A.5.1.322 BAEL 91

$$\sigma_{mb} = \frac{R_u}{b_0.a} \leq \frac{1{,}3 f_{c28}}{\gamma_b}$$

L'effort tranchant V prend la valeur :

V_{ug} : à gauche de l'appui ; V_{ud} : à droite de l'appui.

L'action verticale de l'appui intermédiaire est égale à : $R_u = |V_{ug}| + |V_{ud}|$

- **Vérification de la flèche Art B.6.5.3 BAEL91**

$$f_{admissible} = 0{,}5 + \frac{L}{1000} \qquad \text{Si L} > 5m$$

$$f_{admissible} = \frac{L}{500} \qquad \text{Si L} \leq 5m$$

5.3.4 Exemple de calcul

Calcul de la poutre (30*55) axe D, E, F RDC-Mezzanine

- Dimension de la section **b**=30 cm **; h**= 55 cm ; **d**= 0,9h=49,5 cm

a) Coffrage

b $\geq 25\ cm$: en zone V h $\geq$ 30 cm $\frac{h}{b} = \frac{55}{30} = 1{,}83 \leq 4$

c) **Ferraillage**

Le calcul du ferraillage des poutres se fait en flexion simple avec vérification de l'effort tranchant. Les moments fléchissant sont déterminés par les combinaisons ELU, ELS et ELA.

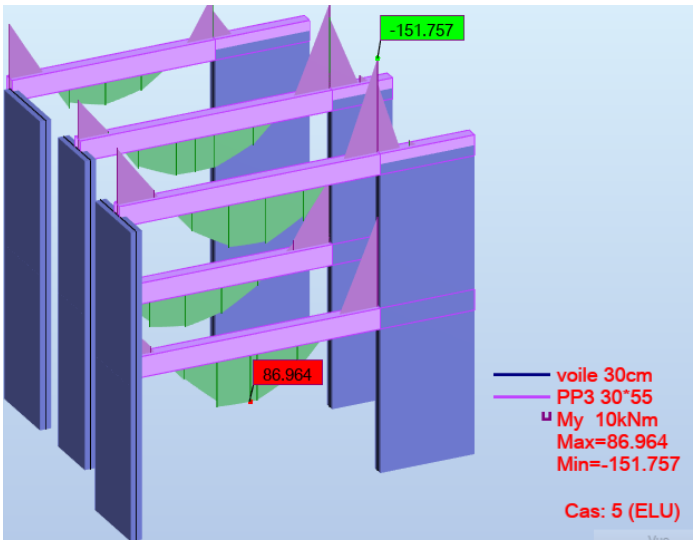


Figure 5. 19: Moments fléchissant en appuis et en travée à l'ELU

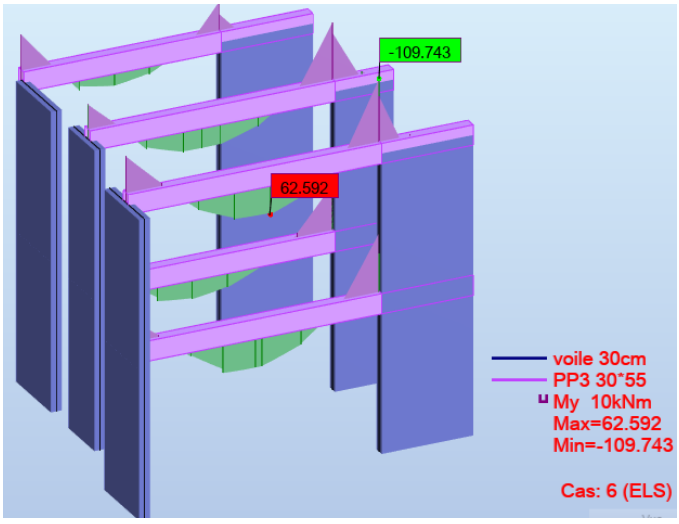


Figure 5. 20: Moments fléchissant en appuis et en travée à l'ELS

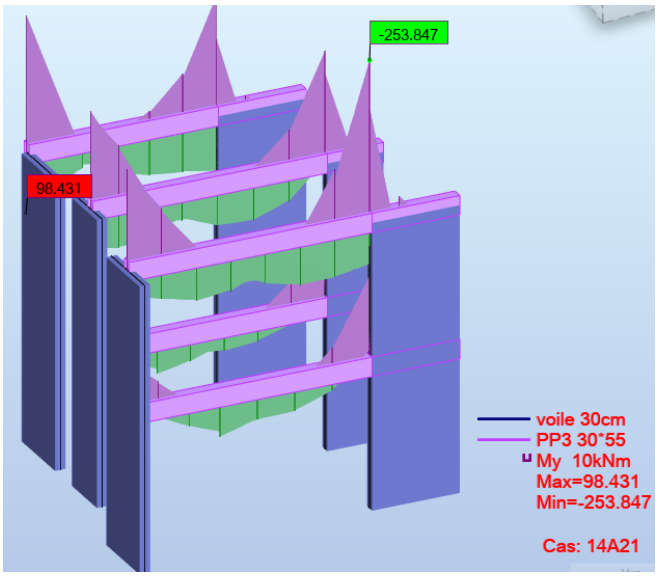


Figure 5. 21: Moments fléchissant en appuis et en travée à l'ELA

Tableau5. 10: Moments fléchissant en appuis et en travée à l'ELU, l'ELS et l'ELA

En appuis			*En travée*		
M_u(KN.m)	M_s(KN.m)	M_{acc}(KN.m)	M_u(KN.m)	M_s(KN.m)	M_{acc}(KN.m)
-151,757	-109,743	-253,847 98,431	86,964	62,592	78,847

- **Armatures minimales imposée par le RPA et le BAEL**

$$A_{min\ RPA} = 0{,}5\%B = 0{,}005 \times 30 \times 55 = \mathbf{8{,}25cm^2}$$

$$A_{min\ BAEL} = 0{,}23.\frac{f_{t28}}{f_e}.b.d = 0{,}23.\frac{2{,}33}{500}.30.49{,}5 = \mathbf{1{,}59cm^2}$$

Tableau5. 11: Section des armatures en appuis et en travée

Section	$A_{S1}(cm^2)$	$A_{S2}(cm^2)$	$A_{min\ RPA}$(cm²)	$A_{min\ BAEL}$ (cm²)
Appuis	3,9	10,5	8,25	1,59
Travée	3,9	/	8,25	1,59

Tableau5. 12: Choix des armatures longitudinales en appuis et en travée

Section	*Appuis*		*Travée*	
$A_{S2}(cm^2)$	**3HA16+3HA14**	10,65	**3HA16**	6,03
$A_{S1}(cm^2)$	**3HA14**	4,62	**3HA14**	4,62

- **Armatures de peau** : Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir une armature de peau, dont la section dépend du préjudice de la fissuration. En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par armatures longitudinales inférieures et supérieures. Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses. Pour les bâtiments courant nous avons **3cm²/m** pour les armatures de peau. **(Art A.8.3 BAEL99)**

d) Vérifications spécifiques aux poutres

1- Vérification des contraintes à l'ELS

- **Etat limite de compression de béton**

$$\sigma_{bc} = 7{,}2\text{Mpa} < \sigma_{adm} = 0{,}6 \times 28{,}75 = 17{,}25 \text{ Mpa} \Rightarrow \textbf{Condition vérifiée}$$

- **Etat limite d'ouverture des fissures**

$$\sigma_s = 217{,}9 \text{ Mpa} < \sigma_{s\,adm} = 500 \text{ Mpa} \Rightarrow \textbf{Condition vérifiée}$$

2- Justification vis-à-vis des sollicitations tangentes

- **Vérification de la contrainte tangente limite ultime :** $\boldsymbol{\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} \leq \tau_{adm}}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{173{,}230\times10^3}{250\times495} = 1{,}40 \text{ Mpa} < \tau_{adm} = 4\text{Mpa} \Rightarrow \textbf{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de la contrainte de compression :** $\boldsymbol{V_u \leq 0{,}267\, b_0.a.f_{cj}}$

$$V_u = 173230 \text{ N} < 0{,}267.250.255.30 = 510637{,}5 \text{ N} \Rightarrow \textbf{Condition vérifiée}$$

- **Vérification des armatures inférieur d'appuis :** $\boldsymbol{A_s \geq \frac{V_u}{f_e/\gamma_s}}$

$$A_s = 4{,}62 \text{ cm}^2 > \frac{V_u}{f_e/\gamma_s} = \frac{173230}{500/1{,}15} = 398{,}429\text{mm}^2 = 3{,}98\text{cm}^2 \Rightarrow \textbf{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de la contrainte moyenne de compression :** $\sigma_{mb} = \boldsymbol{\frac{R_u}{b_0.a} \leq \frac{1{,}3 f_{c28}}{\gamma_b}}$

$$\sigma_{mb} = \frac{2\times173230}{250\times255} = 5{,}43 \leq \frac{1{,}3.30}{1{,}5} = 26\text{Mpa} \Rightarrow \textbf{Condition vérifiée}$$

➢ **Armatures transversales**

- **Diamètre :** Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales est donné par :

$$\emptyset_t \leq min\left(\frac{h}{35};\frac{b}{10};\emptyset_{l\,min}\right) \quad \Rightarrow \quad \emptyset_t \leq min\,(1{,}57;3;1{,}4) \quad \Rightarrow \quad \emptyset_t \leq 1{,}4cm$$

$$\emptyset_{t\,choisi} = \mathbf{8mm}$$

- **Espacement**

  - **Zone critique** : $s \leq min(\frac{h}{4};24\emptyset_t;17{,}5cm;6\emptyset_l;\frac{A_t.f_e}{0{,}4b_0};0{,}9d;40cm)$

    Avec : $A_t = 4HA8 = 2{,}01cm^2$

$$s \leq min(\frac{55}{4};24.0{,}8;17{,}5cm;6.1{,}4;\frac{2{,}01.500}{0{,}4.30};0{,}9.49{,}5;40cm)$$

$s \leq min(13{,}75;19{,}2;17{,}5;8{,}4;83{,}75;44{,}55;40cm) \Rightarrow s \leq 8{,}4cm \Rightarrow$ **S= 8cm**

  - **Zone courante** : $s' \leq min(\frac{h}{2};\frac{A_t.f_e}{0{,}4b_0};0{,}9d;40cm)$

    $s' \leq min(27{,}5;83{,}75;44{,}55;40cm) \Rightarrow s' \leq 27{,}5cm \Rightarrow$ $\mathbf{s' = 15cm}$

  - **Vérification imposée par le RPA 2024 :** $\boldsymbol{A_t \geq 0{,}003.S.b}$

$A_t = 2{,}01cm^2 > 0{,}003.15.30$=1,35cm²⇒ Condition vérifiée

- **Dessin de ferraillage**

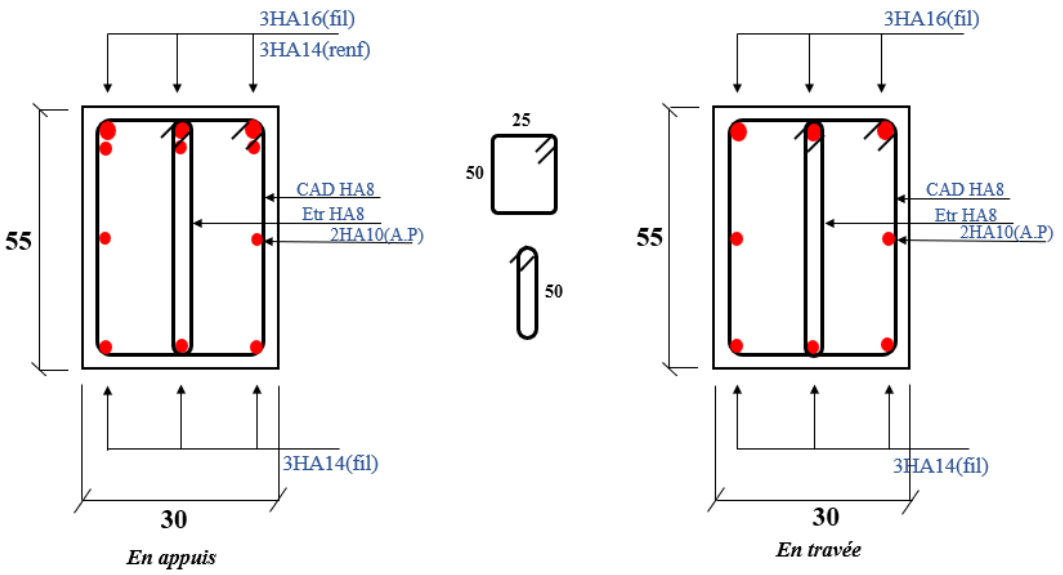


Figure 5. 22: Schéma de ferraillage de la poutre (30\times55) en appuis et en travée

3- Vérification de la flèche

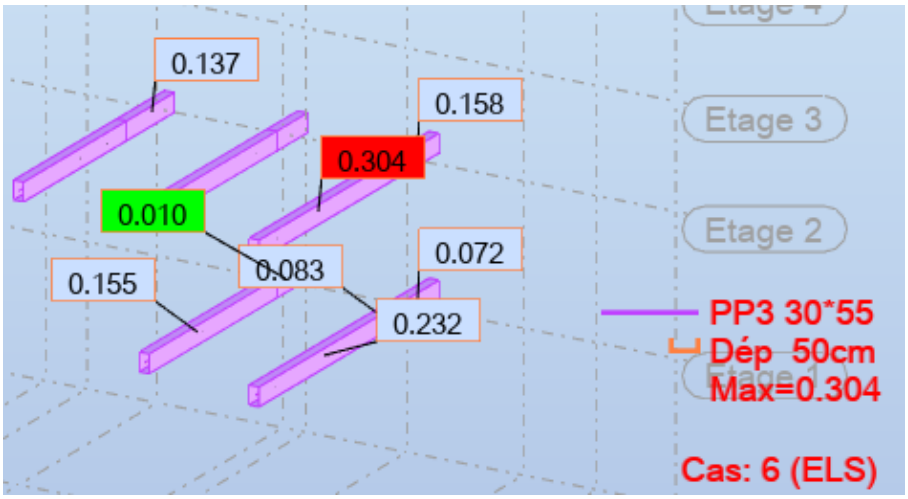


Figure 5. 23: La flèche maximum de la poutre (30*55)

Valeur maximale = 0,304 cm Avec L= 6,91 m

$f_{admissible} = 0{,}5 + \frac{L}{1000} = 1{,}191cm \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

Tableau5. 13: Ferraillage longitudinale et transversale des poutres

			Ferraillage longitudinale					*Ferraillage transversale*			
Poutre		***Axe Étage***	A_{min} ***(Cm²)***	A_c***(Cm²)***		A_{S1} (cm^2)	A_{S2} (cm^2)	A_t (cm^2)	$\emptyset_t$ (mm)	S (cm)	S' (cm)
				A_{S1}	A_{S2}						
(30× 55)	**Appuis**	Terrasse Axe1, F	8,25	/	7,7	**3HA14 FIL**	**3HA14 FIL 3HA12RE**	2,01	8	7	15
	Travée			7,7	/	/	**3HA14 FIL**				
(30× 70)	**Appuis**	RDC	10,5	5,4	10,2	**3HA12FIL 2HA12RE**	**3HA14FIL 3HA16RE**	2,01	8	7	15
	Travée			3	/	**3HA12FIL 3HA12RE**	**3HA14FIL**				
(30× 65)	**Appuis**	RDC Mezzanine Axe D	9,75	1,9	4,8	**3HA12 FIL**	**3HA16 FIL**	2,01	8	7	15
	Travée			1,9	/	**3HA12 FIL**	**3HA16 FIL**				
(30× 65)	**Appuis**	RDC Etage c Axe H	9,75	7,8	16,7	**3HA16 FIL 3HA16RE**	**3HA16 FIL 6HA16RE**	2,01	8	8	15
	Travée			4,6	/	**3HA16 FIL**	**3HA16 FIL**				
(30× 65)	**Appuis**	Axe 3	9,75	5,3	9,3	**3HA16 FIL**	**3HA16 FIL 2HA16RE**	2,01	8	8	15
	Travée			5	/	**3HA16 FIL**	**3HA16 FIL**				
(30× 30)	**Appuis**	Axe 1	4,5	1,4	2	**3HA12 FIL**	**3HA12 FIL**	2,01	8	7	15
	Travée			1,1	/	**3HA12 FIL**	**3HA12 FIL**				
(30× 30)	**Appuis**	Axe D	4,5	3,5	3,7	**3HA14 FIL**	**3HA14 FIL**	2,01	8	8	15
	Travée			0,8	/	**3HA14 FIL**	**3HA14 FIL**				
	Appuis	RDC	4,5	/	1	**3HA12 FIL**	**3HA12 FIL**	2,01	8	7	15

(30× 30)	Travée			0,8	/	3HA12 FIL	3HA12 FIL				
(30× 30)	Appuis	Piscine Axe 3,5	4,5	1,6	2,9	3HA12 FIL	3HA12 FIL	2,01	8	7	15
	Travée			1,2	/	3HA12 FIL	3HA12 FIL				
(30× 45)	Appuis	RDC Axe A	6,75	4,7	3,2	3HA16 FIL	3HA14 FIL	2,01	8	8	15
	Travée			3,1	/	3HA16 FIL	3HA14 FIL				
(30× 45)	Appuis	Mezzanine Axe A	6,75	3,9	5,5	3HA14 FIL	3HA16 FIL	2,01	8	8	15
	Travée			1,6	/	3HA14 FIL	3HA16 FIL				
(30× 45)	Appuis	RDC Axe H	6,75	6,8	3,8	3HA14FIL 2HA14RE	3HA14FIL	2,01	8	8	15
	Travée			/	/	3HA14FIL	3HA14FIL				
(30× 45)	Appuis	Etage c Axe H	6,75	7,5	11,5	3HA14FIL 2HA14RE	3HA16FIL 3HA16RE	2,01	8	8	15
	Travée			2,3	/	3HA14	3HA16				
(30× 45)	Appuis	Etage c Axe 6	6,75	6,6	9,2	3HA14FIL 2HA14RE	3HA16FIL 2HA16RE	2,01	8	8	15
	Travée			2,5	/	3HA14	3HA16				
(30× 45)	Appuis	NIV+33,66 Axe 5	6,75	1,3	3,2	3HA12 FIL	3HA12 FIL	2,01	8	7	15
	Travée			1,3	/	3HA12 FIL	3HA12 FIL				
(30× 45)	Appuis	NIV+36,89 ; 37,89 axe 4	6,75	6,7	6,9	3HA12FIL 3HA12RE	3HA14 FIL 2HA14RE	2,01	8	7	15
	Travée			/	/	3HA12FIL	3HA14FIL				
(30× 45)	Appuis	RDC Axe 6	6,75	5,7	3,7	3HA16FIL	3HA12FIL 1HA12RE	2,01	8	7	15
	Travée			/	/	3HA16FIL	3HA12FIL				
(30× 45)	Appuis	Mezzanine Axe 6	6,75	6,4	7,4	3HA14FIL 2HA14RE	3HA16FIL 1HA14RE	2,01	8	7	15
	Travée			2,1	/	3HA14FIL	3HA16FIL				
(30× 45)	Appuis	Piscine Axe c	6,75	2,4	3,3	3HA12FIL	3HA12FIL	2,01	8	7	15
	Travée			1,5	/	3HA12FIL	3HA12FIL				
(30× 45)	Appuis	NIV+33,66 Axe D	6,75	4,0	6,1	3HA12FIL 1HA12RE	3HA12FIL 3HA12RE	2,01	8	7	15
	Travée			2,0	/	3HA12FIL	3HA12FIL				
(30× 45)	Appuis	NIV+37,89 +3 9,95+42,01	6,75	2,8	3,0	3HA12FIL	3HA12FIL	2,01	8	7	15
	Travée			/	/	3HA12FIL	3HA12FIL				
(30× 45)	Appuis	Etage c Axe A	6,75	6,2	9,5	3HA14 FIL 2HA14RE	3HA16 FIL 2HA16RE	2,01	8	8	15
	Travée			2,2	/	3HA14 FIL	3HA16 FIL				
(30× 25)	Appuis	Etage c Axe A	3,75	6,1	6,4	3HA12FIL 3HA12RE	3HA12FIL 3HA12RE	2,01	8	7	15
	Travée			1,1	/	3HA12FIL	3HA12FIL				
(30× 25)	Appuis	Terrasse	3,75	2,3	2,9	3HA12FIL	3HA12FIL	2,01	8	7	15
	Travée			/	/	3HA12FIL	3HA12FIL				
(30× 25)	Appuis	RDC axe B, C, D, E', G	3,75	/	4,3	3HA12FIL	3HA14FIL	2,01	8	7	15
	Travée			1,5	/	3HA12FIL	3HA14FIL				
(30× 25)	Appuis	Mezzanine axe 5	3,75	/	3,3	3HA12FIL	HA12FIL	2,01	8	7	15
	Travée			1,3	/	HA12FIL	HA12FIL				
(30× 60)	Appuis	Mezzanine Axe H	9	/	11,1	3HA14 FIL	3HA16 FIL 3HA16RE	2,01	8	8	15
	Travée			3,9	/	3HA14 FIL	3HA16 FIL				
(30× 60)	Appuis	Mezzanine Axe C	9	2,9	8,8	3HA14 FIL	3HA14 FIL 3HA14RE	2,01	8	8	15
	Travée			2,1		3HA14 FIL	3HA14 FIL				
	Appuis	Mezzanine		2,2	4,0	3HA14 FIL	3HA14 FIL				

(30× 60)	**Travée**	Axe 5	9	2,1		**3HA14 FIL**	**3HA14 FIL**	2,01	8	8	15
(30× 60)	**Appuis**	Etage c axe 1	9	8,3	14	**3HA14 FIL 3HA14RE**	**3HA16 FIL 4HA16RE**	2,01	8	8	15
	Travée			4,7		**3HA14 FIL 1HA14RE**	**3HA16 FIL**				

5.4 Calcul des planchers

Le calcul des moments fléchissants maximaux sont déterminés à l'aide du logiciel ROBOT 2025 (cartographie), tandis que le ferraillage des dalles pleines est effectué à l'aide de ROBOT Expert 2010, dans le cadre d'une analyse en flexion simple.

➢ **RDC**

- **Sollicitation de calcul ELU**

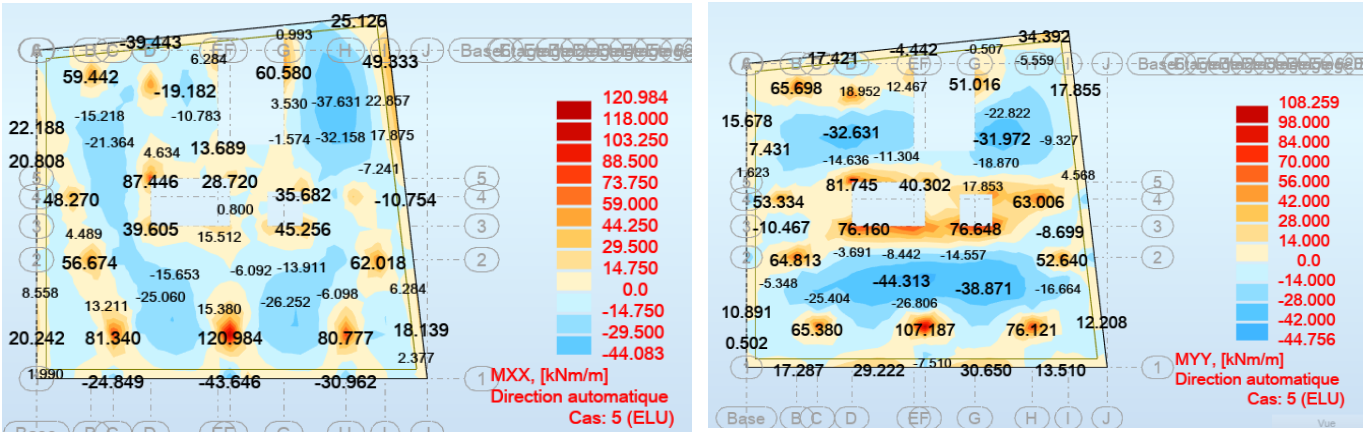


Figure 5. 24: Distribution des moments fléchissant [Mxx-ELU]et [Myy-ELU]

- **Sollicitation de calcul ELS**

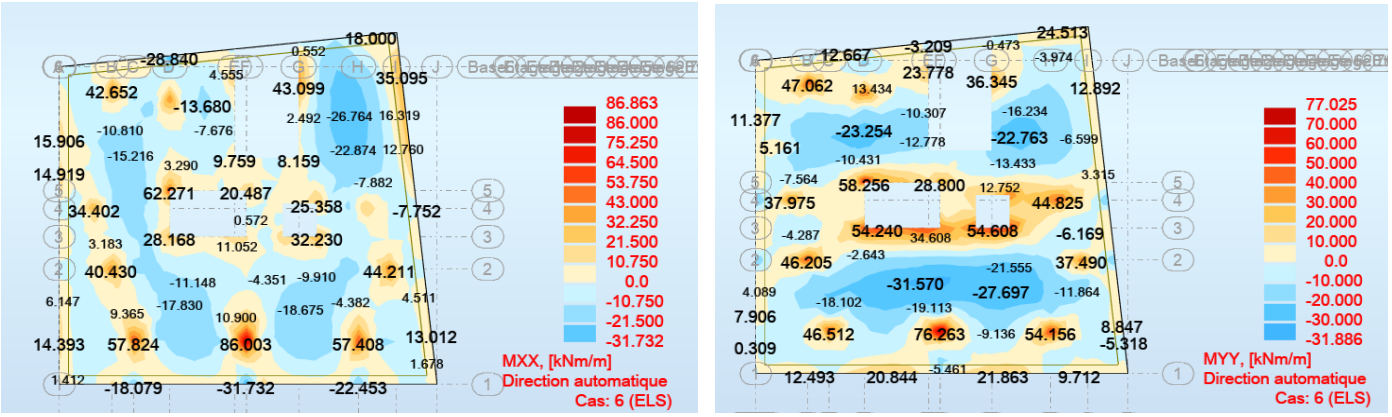


Figure 5. 25: Distribution des moments fléchissant [Mxx-ELS]et [Myy-ELS]

- **Sollicitation de calcul ELA**

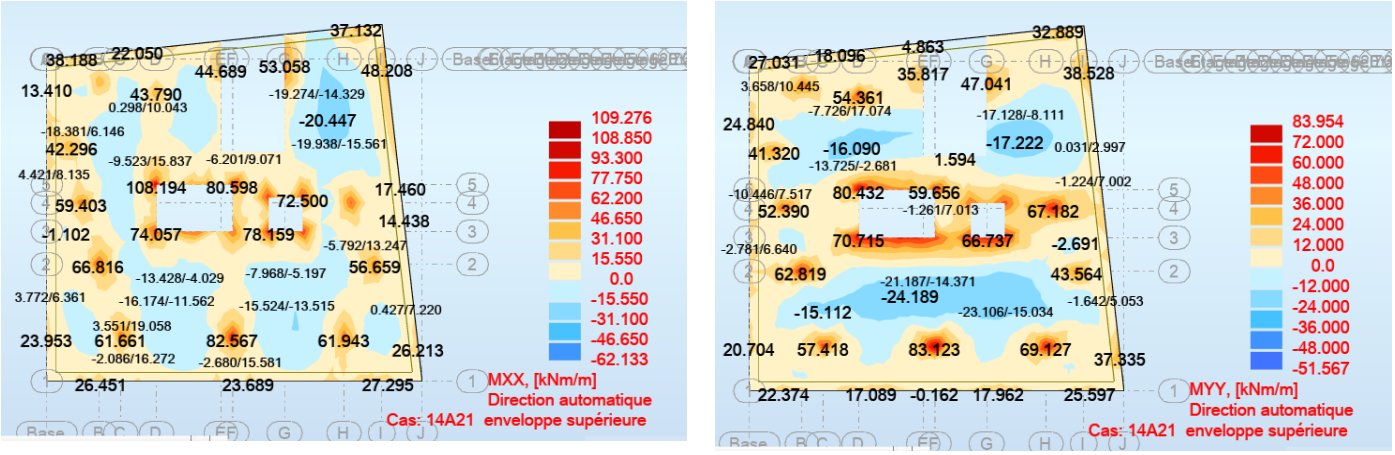
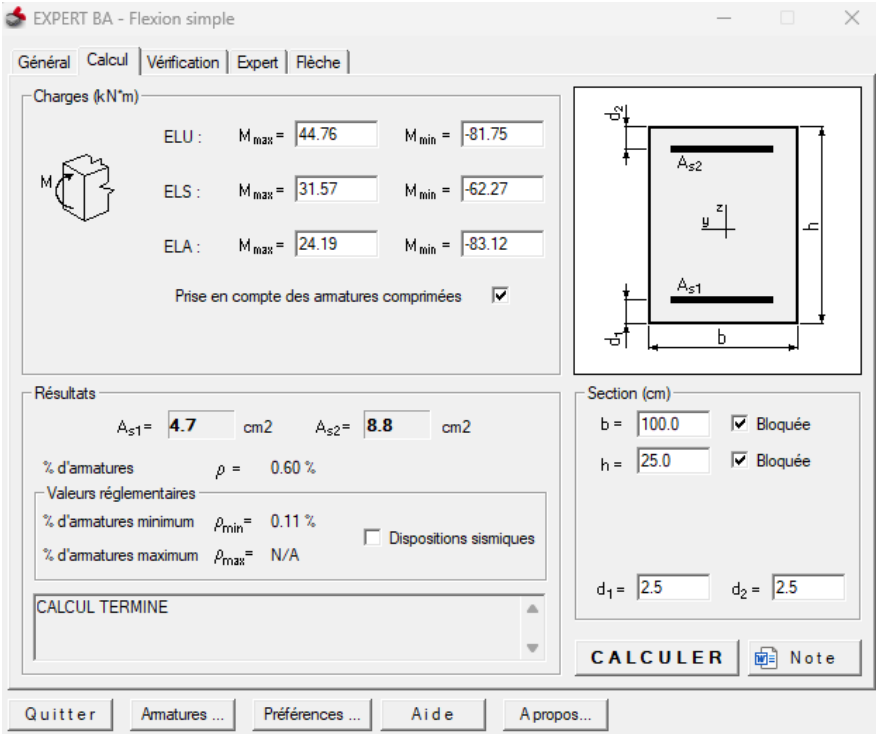


Figure 5. 26: Distribution des moments fléchissant [Mxx-ELA]et [Myy-ELA]

Tableau5. 14: Tableau récapitulatif des moments (le cas le plus défavorable)

Niveau	*ELU*		*ELS*		*ELA*	
	Appuis	*Travée*	*Appuis*	*Travée*	*Appuis*	*Travée*
RDC	-81,745	44,756	-62,271	31,570	-83,123	24,189



- **Choix des armatures**

HA12 espacement 15cm nappe inférieure.

HA14 espacement 15cm nappe supérieure.

- **Vérification de la flèche (Article B.6.5.3 BAEL91) déformation à l'ELS [cm]**

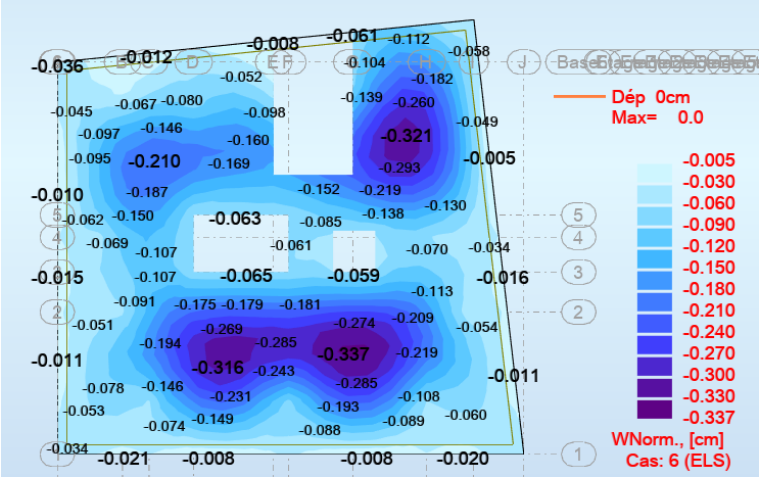


Figure 5. 27:la flèche maximale

Valeur maximale = 0,337cm

$f_{admissible} = 0,5 + \frac{L}{1000} = 1,287cm \Rightarrow$ **Condition vérifiée** Avec **L=7.87m**

- **Mezzanine**

- **Sollicitation de calcul ELU**

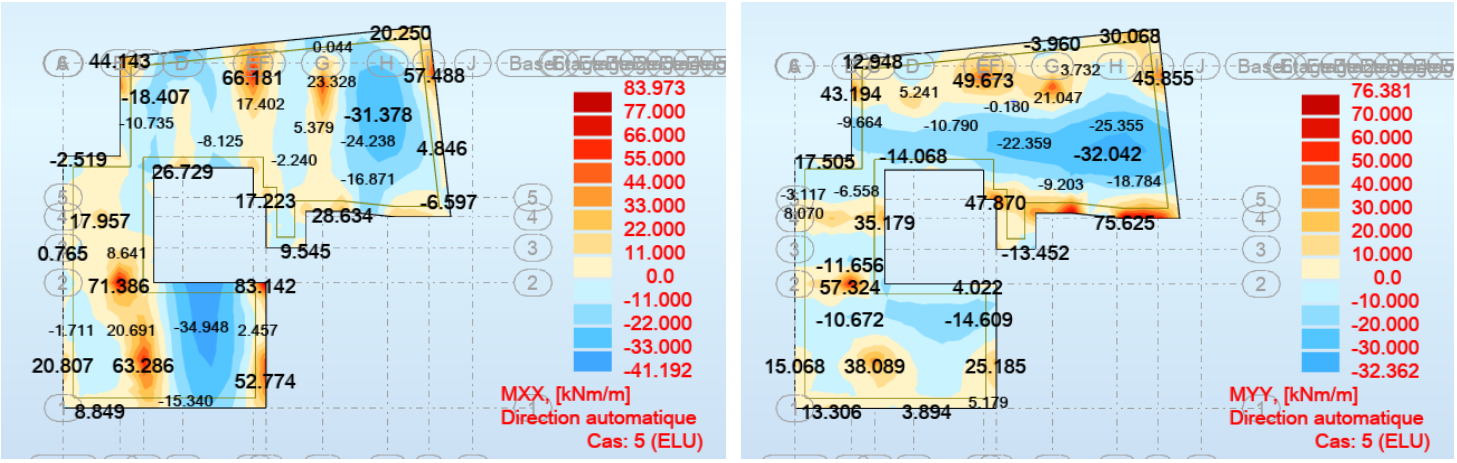


Figure 5. 28: Distribution des moments fléchissant [Mxx-ELU]et [Myy-ELU]

- **Sollicitation de calcul ELS**

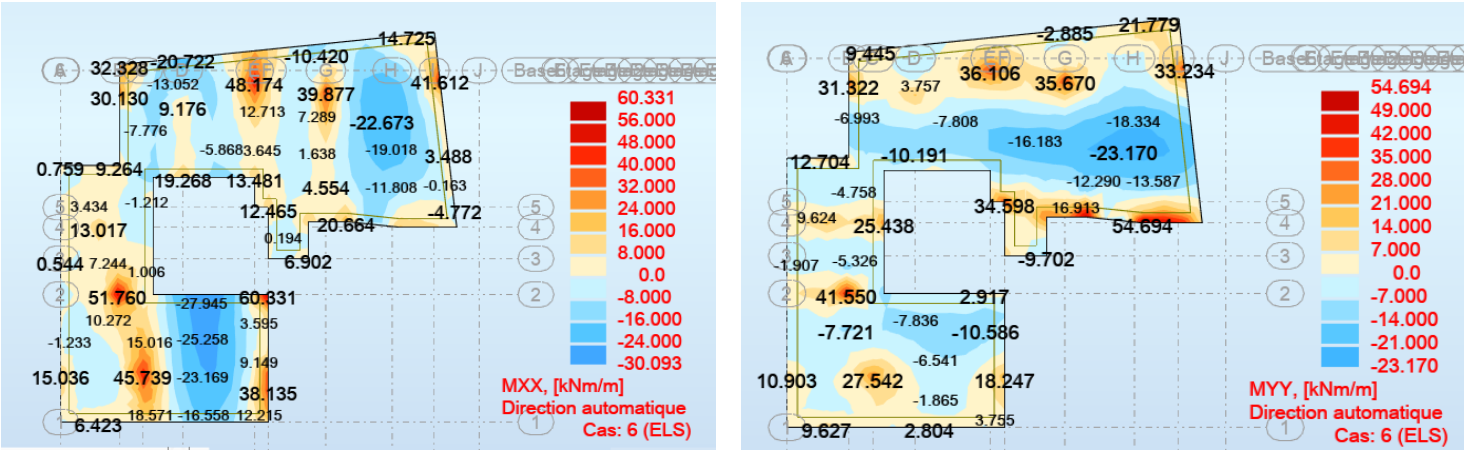


Figure 5. 29: Distribution des moments fléchissant [Mxx-ELS]et [Myy-ELS]

- **Sollicitation de calcul ELA**

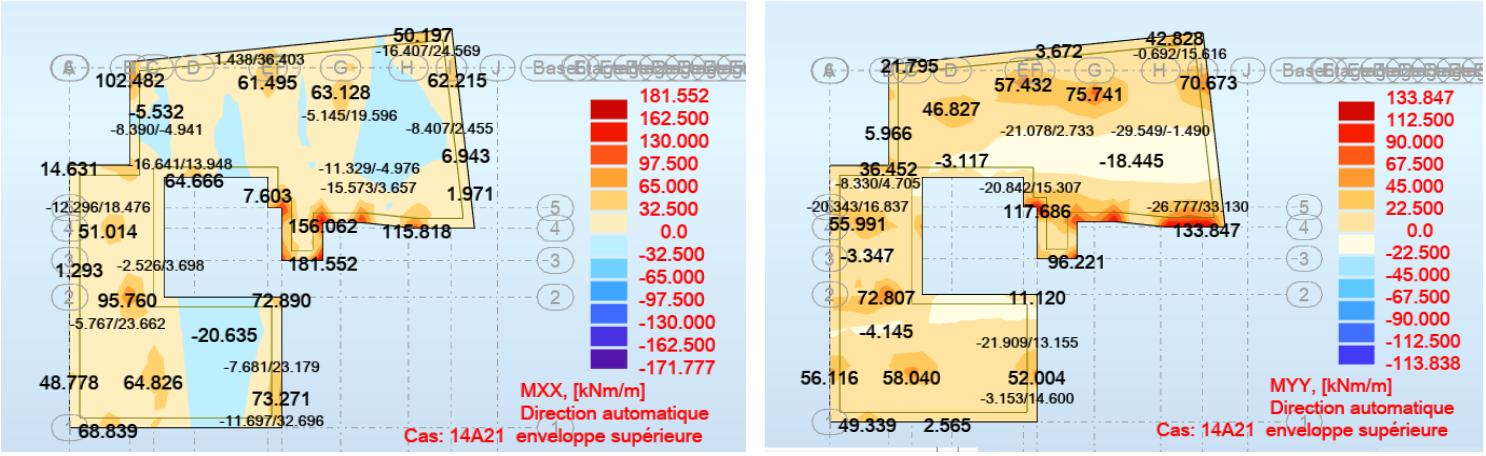
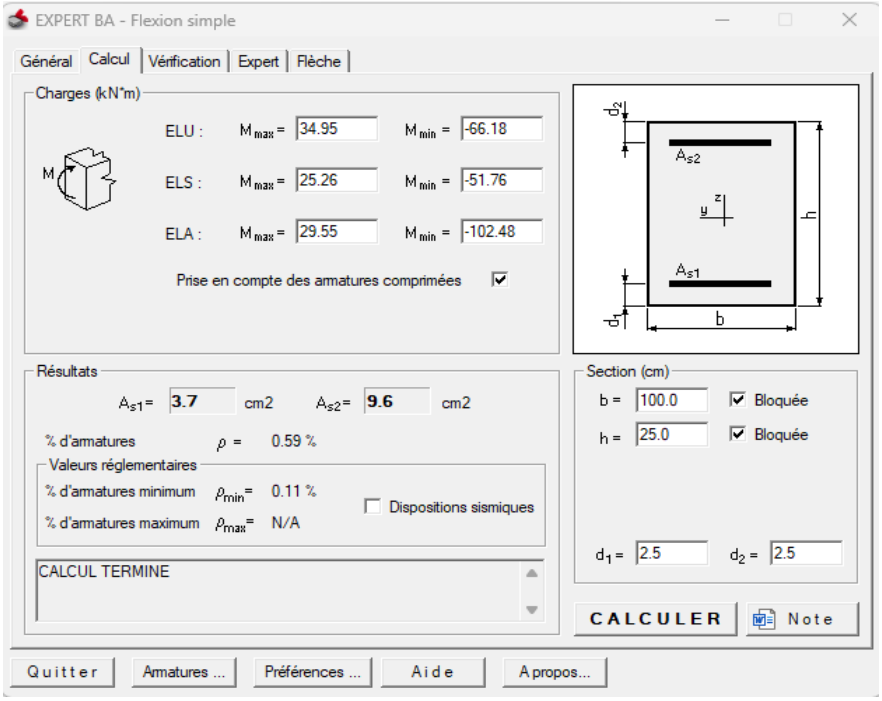


Figure 5. 30: Distribution des moments fléchissant [Mxx-ELA]et [Myy-ELA]

Tableau5. 15: Tableau récapitulatif des moments (le cas le plus défavorable)

Niveau	*ELU*		*ELS*		*ELA*	
	Appuis	*Travée*	*Appuis*	*Travée*	*Appuis*	*Travée*
Mezzanine	-66,181	34,948	-51,760	25,258	-102,482	29,549

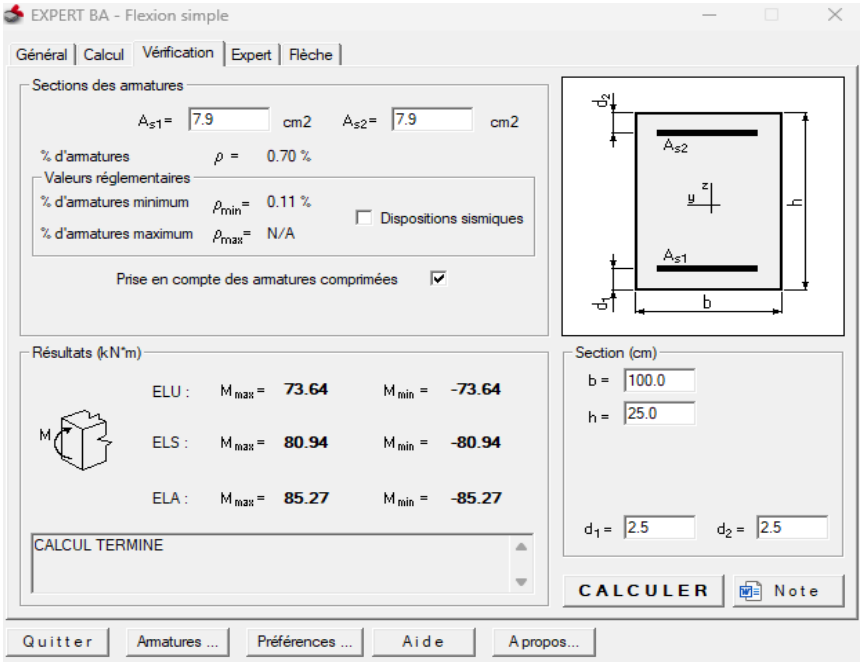


➢ **Choix des armatures**

HA12 espacement 15cm + HA12 espacement 15cm renfort nappe supérieure.

HA12 espacement 15cm nappe inférieure.

- Les moments résistants à l'aide de ROBOT Expert :



- **Vérification de la flèche : (Article B.6.5.3 BAEL91) déformation à l'ELS [cm]**

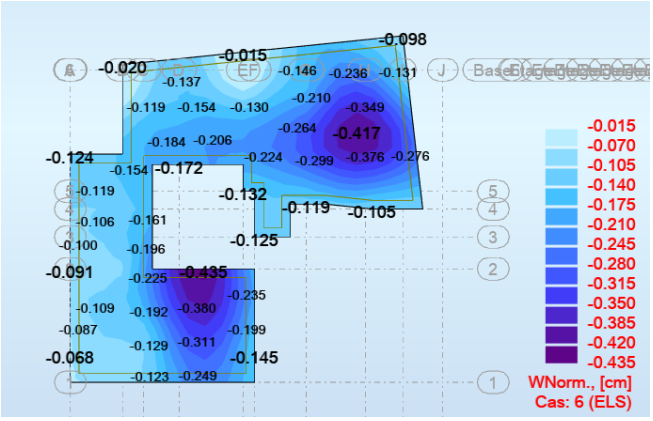
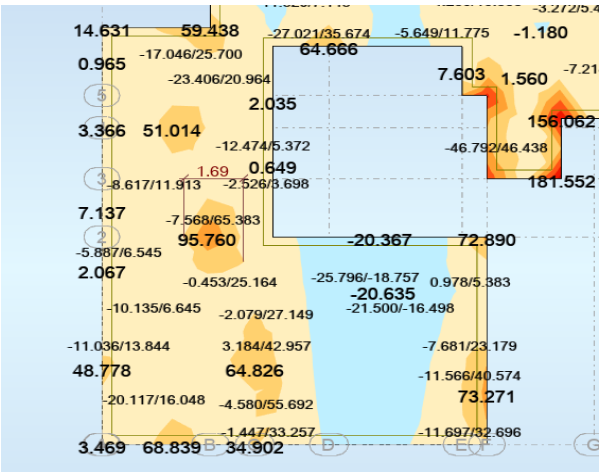


Figure 5. 31:la flèche maximale

Valeur maximale = 0,435cm

$f_{admissible} = 0,5 + \frac{L}{1000} = 1,287cm \Rightarrow$ **Condition vérifiée** Avec **L=7,87m**



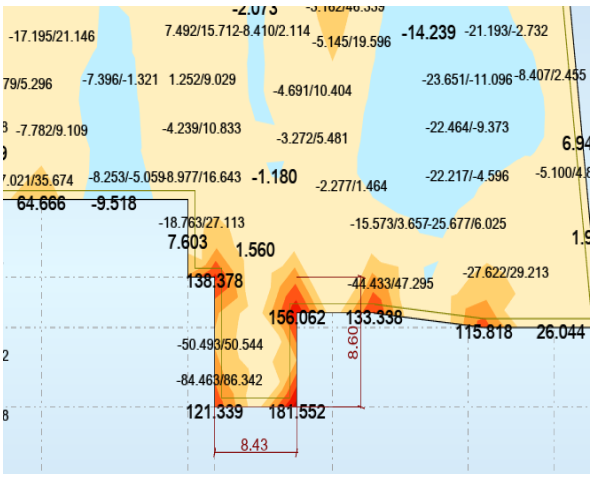


Figure 5. 32:les zones de renforcement dans la nappe supérieure plancher mezzanine

- **Etage courant**

- **Sollicitation de calcul ELU**

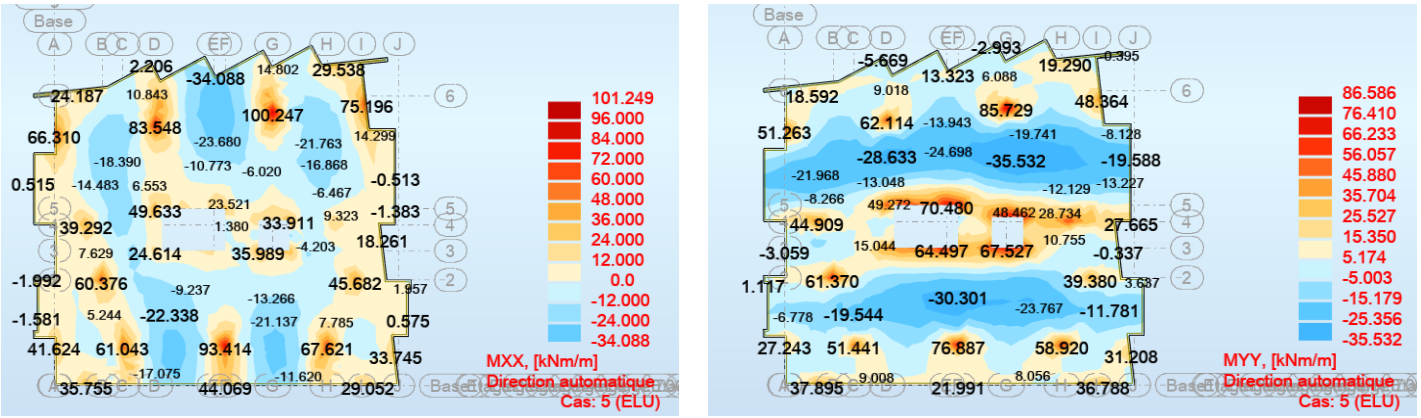


Figure 5. 33: Distribution des moments fléchissant [Mxx-ELU]et [Myy-ELU]

- **Sollicitation de calcul ELS**

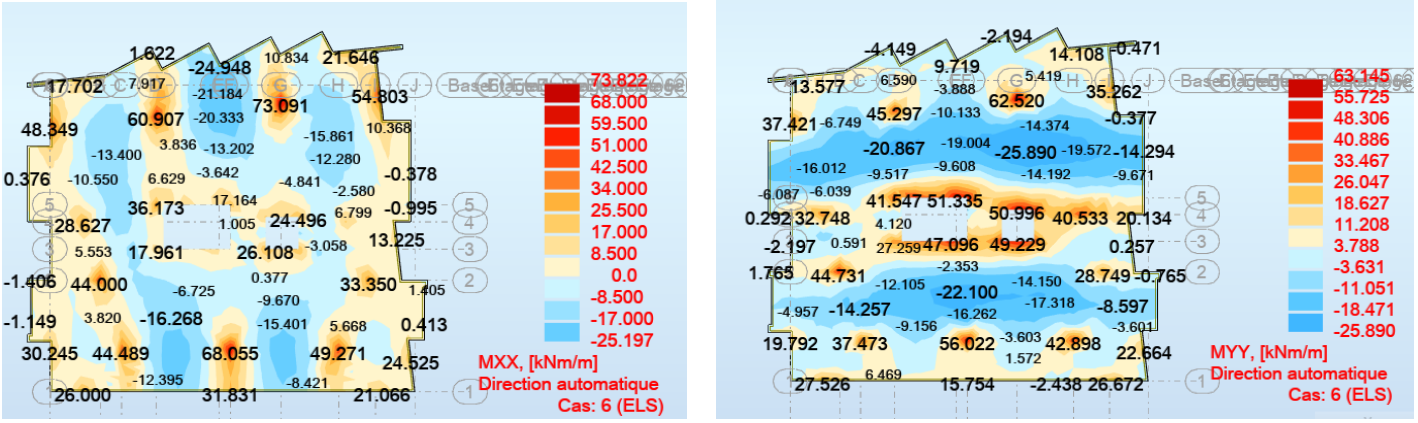


Figure 5. 34: Distribution des moments fléchissant [Mxx-ELS]et [Myy-ELS]

- **Sollicitation de calcul ELA**

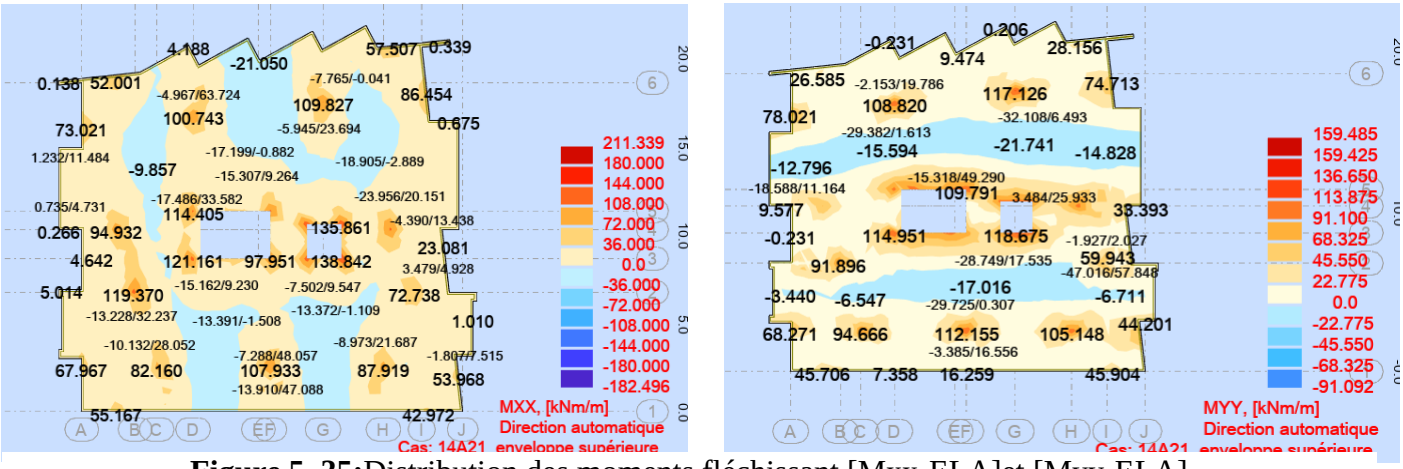
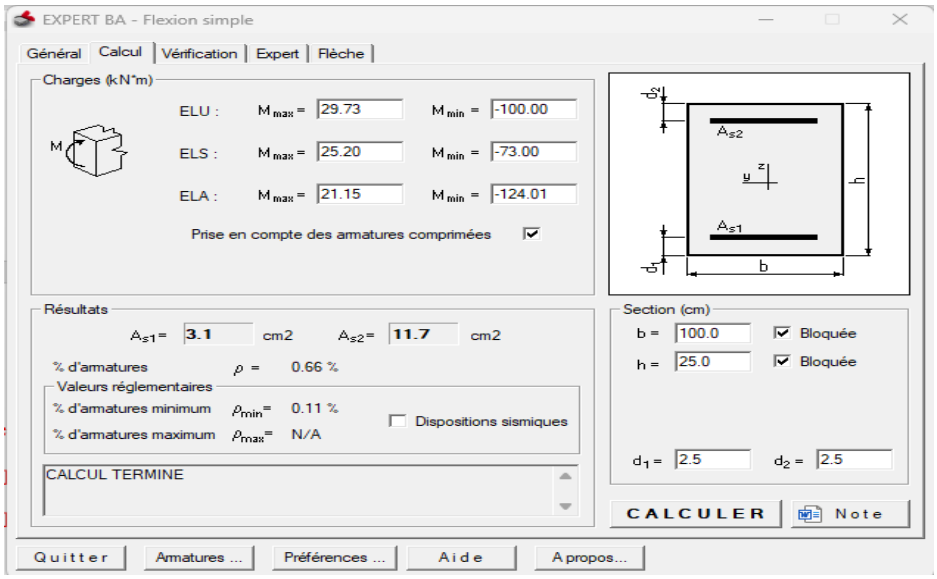


Figure 5. 35: Distribution des moments fléchissant [Mxx-ELA]et [Myy-ELA]

Tableau5. 16: Tableau récapitulatif des moments (le cas le plus défavorable)

Niveau	*ELU*		*ELS*		*ELA*	
	Appuis	*Travée*	*Appuis*	*Travée*	*Appuis*	*Travée*
Étage courant	-100,247	29,726	-73,091	25,197	-124,013	21,146



- **Choix des armatures**

HA12 espacement 15cm + HA12 espacement 15cm renfort nappe supérieure.

HA12 espacement 15cm nappe inférieure.

- **Vérification de la flèche : (Article B.6.5.3 BAEL91) déformation à l'ELS [cm]**

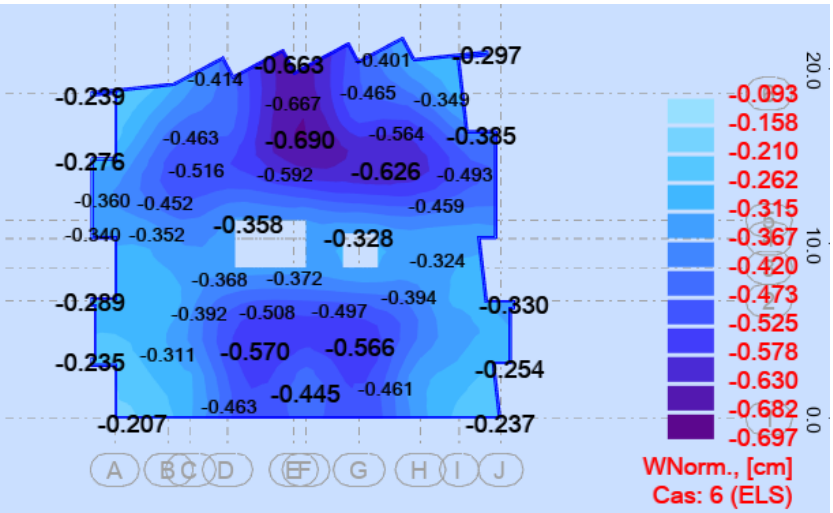


Figure 5. 36:la flèche maximale

Valeur maximale = 0,697cm

$f_{admissible} = 0{,}5 + \frac{L}{1000} = 1{,}287cm \Rightarrow$ **Condition vérifiée** Avec **L=7,87m**

- **Plancher terrasse**

- **Sollicitation de calcul ELU**

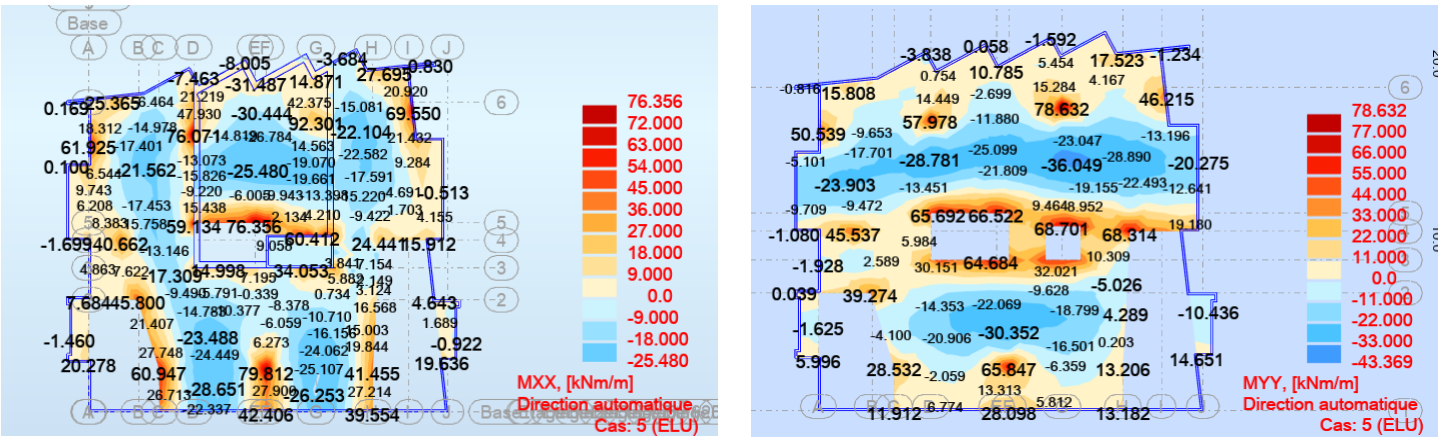


Figure 5. 37: Distribution des moments fléchissant [Mxx-ELU]et [Myy-ELU]

- **Sollicitation de calcul ELS**

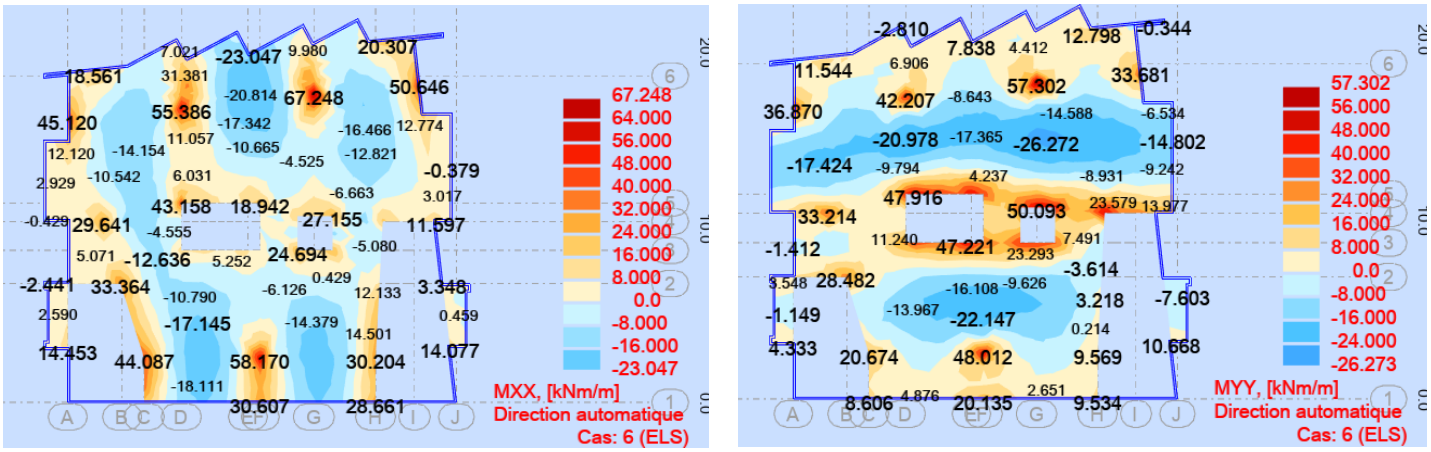


Figure 5. 38: Distribution des moments fléchissant [Mxx-ELS]et [Myy-ELS]

- **Sollicitation de calcul ELA**

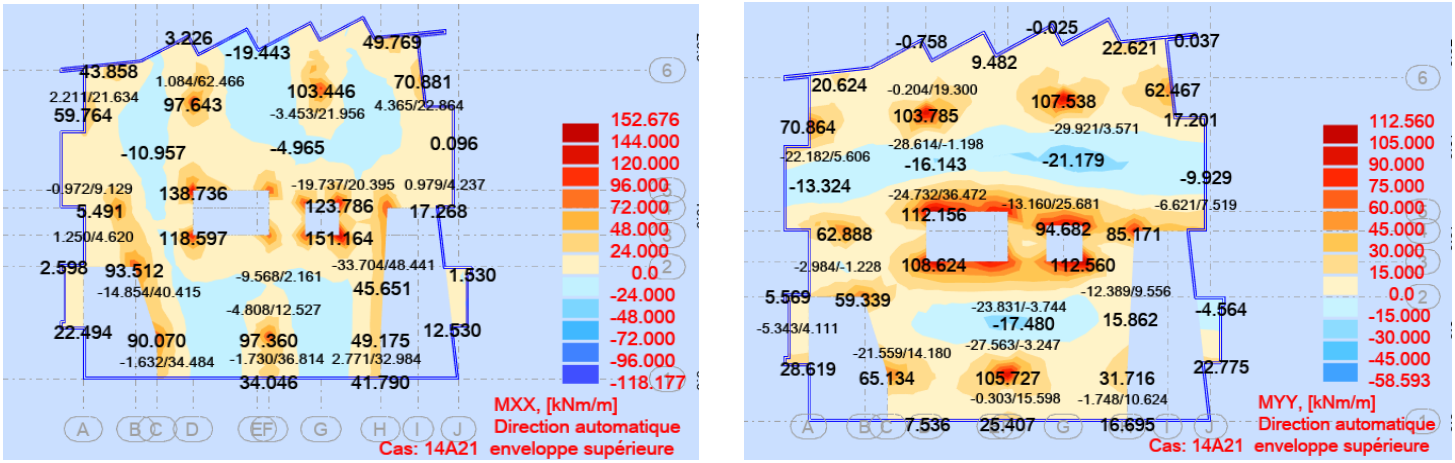
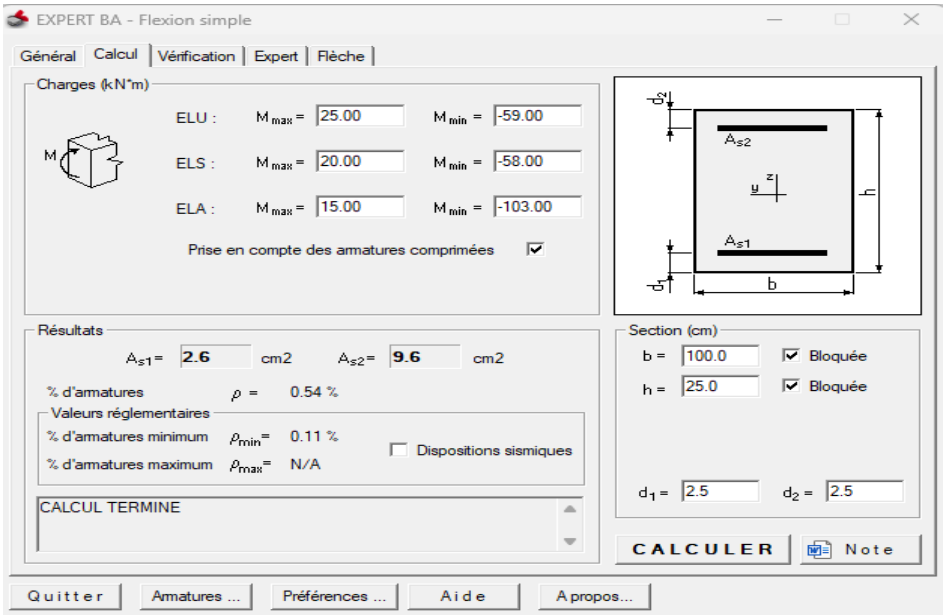


Figure 5. 39: Distribution des moments fléchissant [Mxx-ELA]et [Myy-ELA]

Tableau5. 17: Tableau récapitulatif des moments (le cas le plus défavorable)

Niveau	*ELU*		*ELS*		*ELA*	
	Appuis	*Travée*	*Appuis*	*Travée*	*Appuis*	*Travée*
Terrasse	-59,134	25,480	-58,170	20,814	-103,446	15,633



- **Choix des armatures**

HA14 espacement 15cm nappe supérieure.

HA12 espacement 15cm nappe inférieure.

- **Vérification de la flèche (Article B.6.5.3 BAEL91) déformation à l'ELS [cm]**

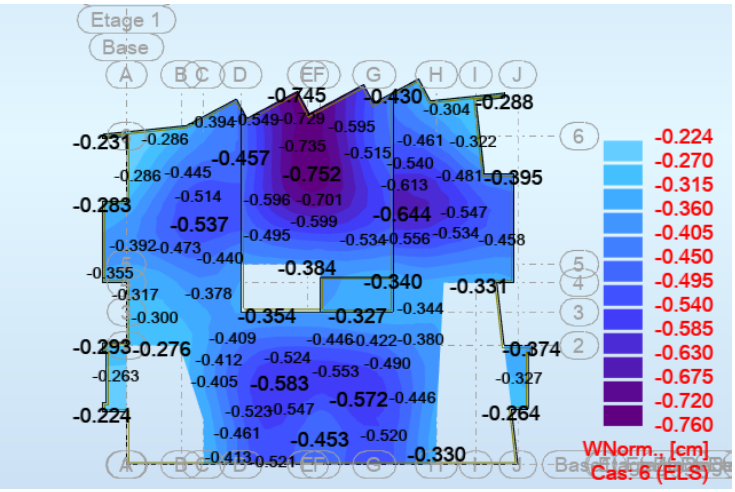


Figure 5. 40:la flèche maximale

➢ **Dalle piscine**

- **Sollicitation de calcul ELU**

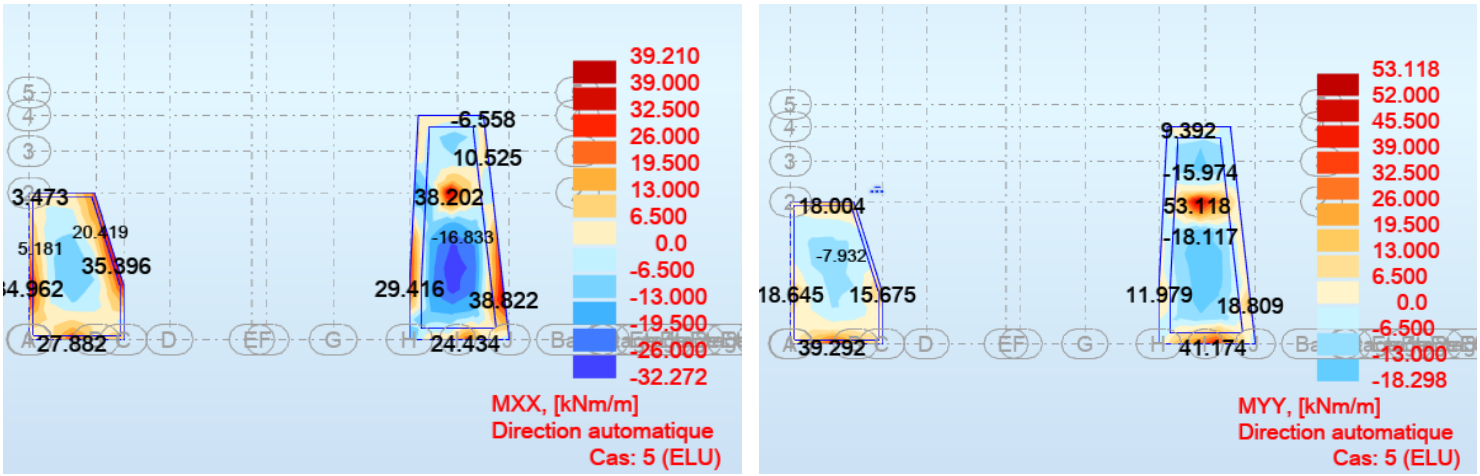


Figure 5. 41: Distribution des moments fléchissant [Mxx-ELU]et [Myy-ELU]

- **Sollicitation de calcul ELS**

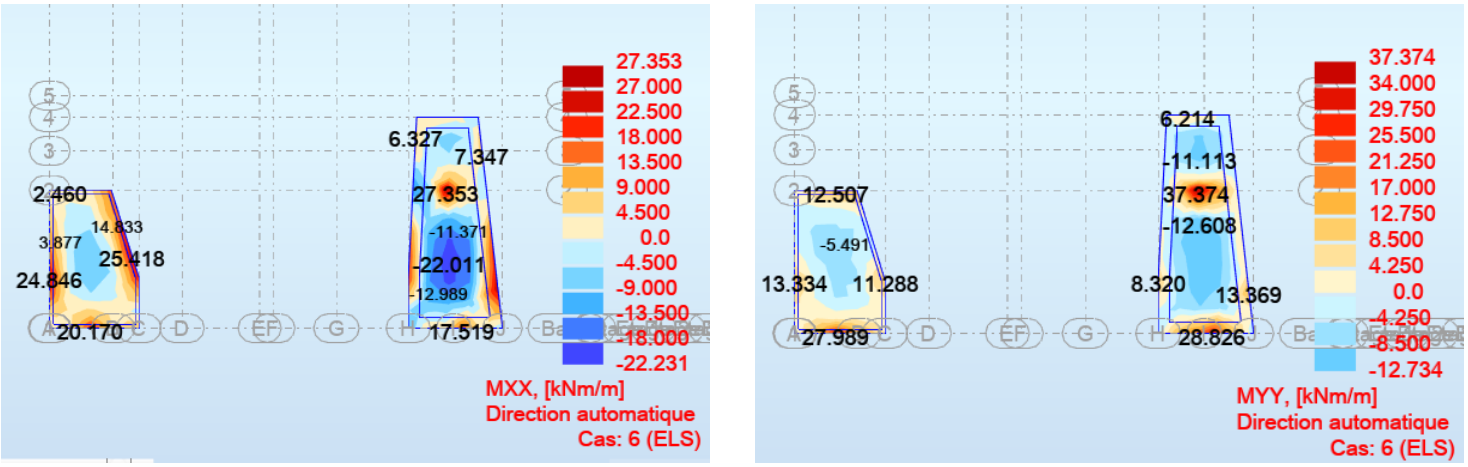


Figure 5. 42: Distribution des moments fléchissant [Mxx-ELS]et [Myy-ELS]

- **Sollicitation de calcul ELA**

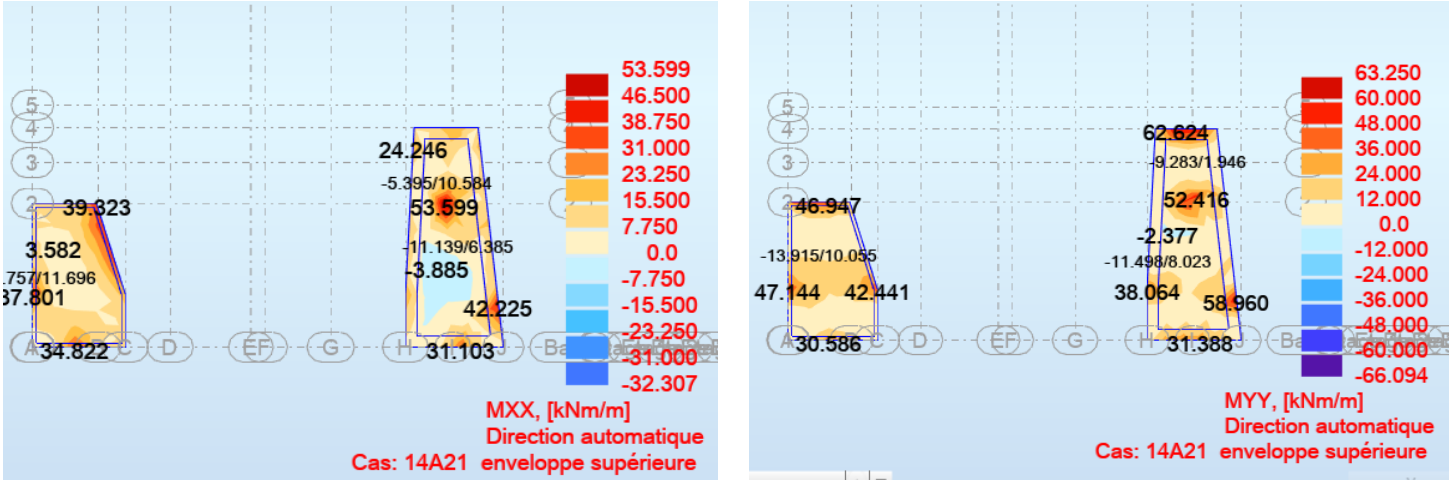
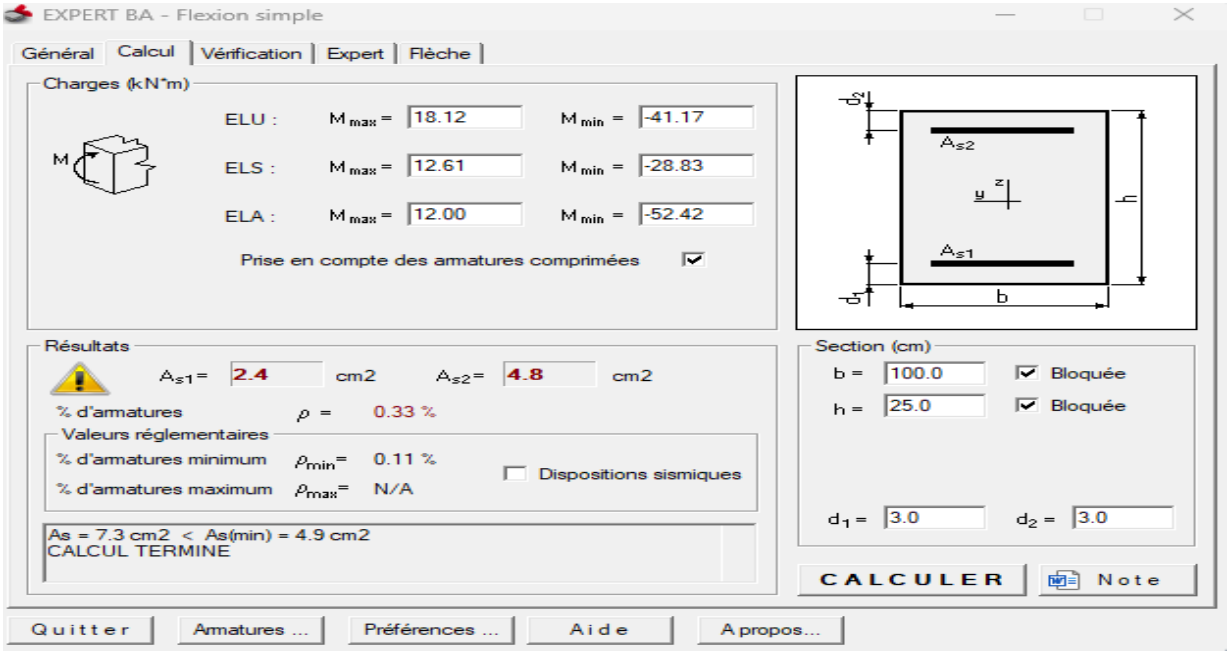


Figure 5. 43: Distribution des moments fléchissant [Mxx-ELA]et [Myy-ELA]

Tableau5. 18: Tableau récapitulatif des moments (le cas le plus défavorable)

Niveau	*ELU*		*ELS*		*ELA*	
	Appuis	*Travée*	*Appuis*	*Travée*	*Appuis*	*Travée*
Piscine	-41,17	18,117	-28,826	12,608	-52,416	12



- **Choix des armatures**

HA12 espacement 15cm nappe supérieure.

HA12 espacement 15cm nappe inférieure.

- **Vérification de la flèche : (Article B.6.5.3 BAEL91) déformation à l'ELS [cm]**

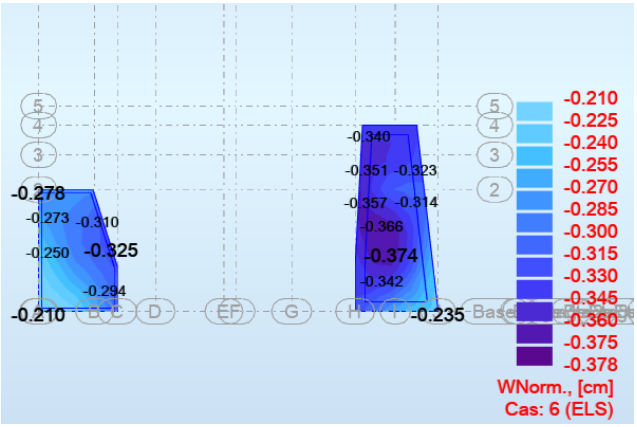


Figure 5. 44:la flèche maximale

- **Dalle bâche à eau**

- **Sollicitation de calcul ELU**

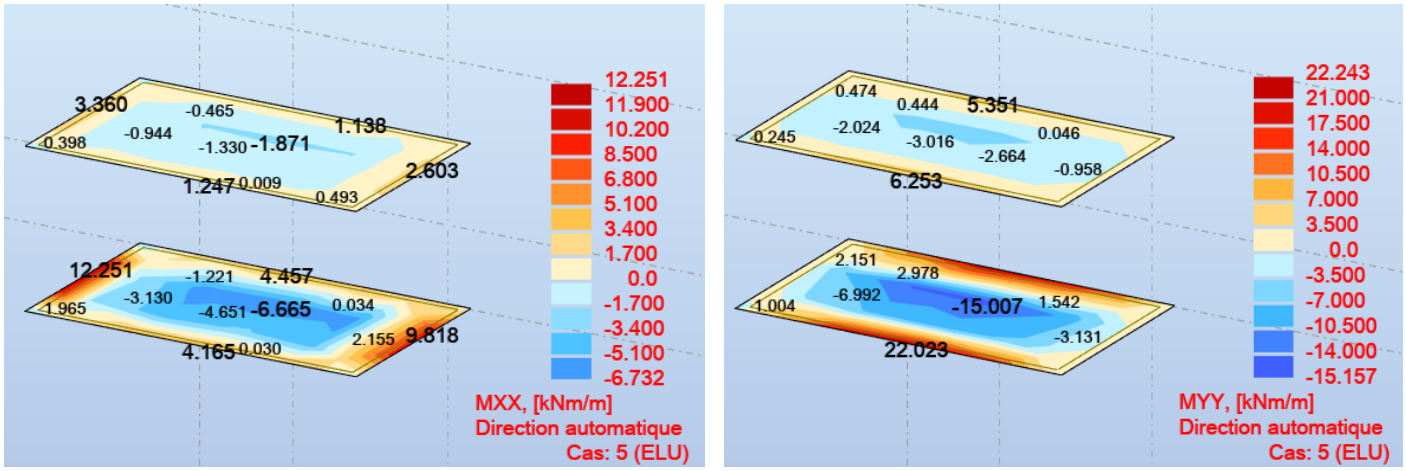


Figure 5. 45: Distribution des moments fléchissant [Mxx-ELU]et [Myy-ELU]

- **Sollicitation de calcul ELS**

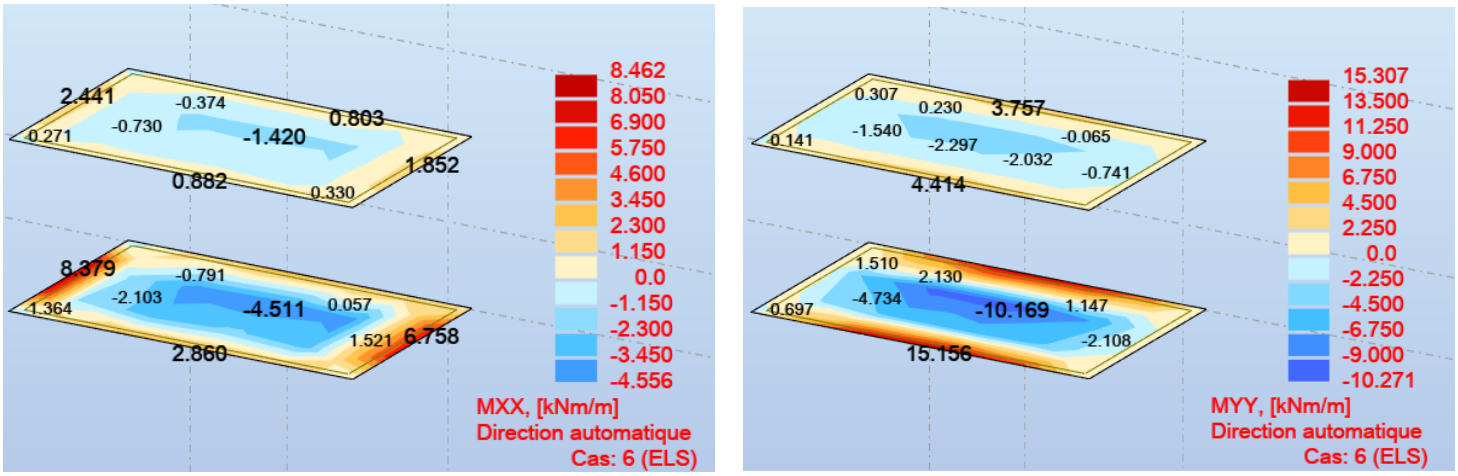


Figure 5. 46: Distribution des moments fléchissant [Mxx-ELS]et [Myy-ELS]

- **Sollicitation de calcul ELA**

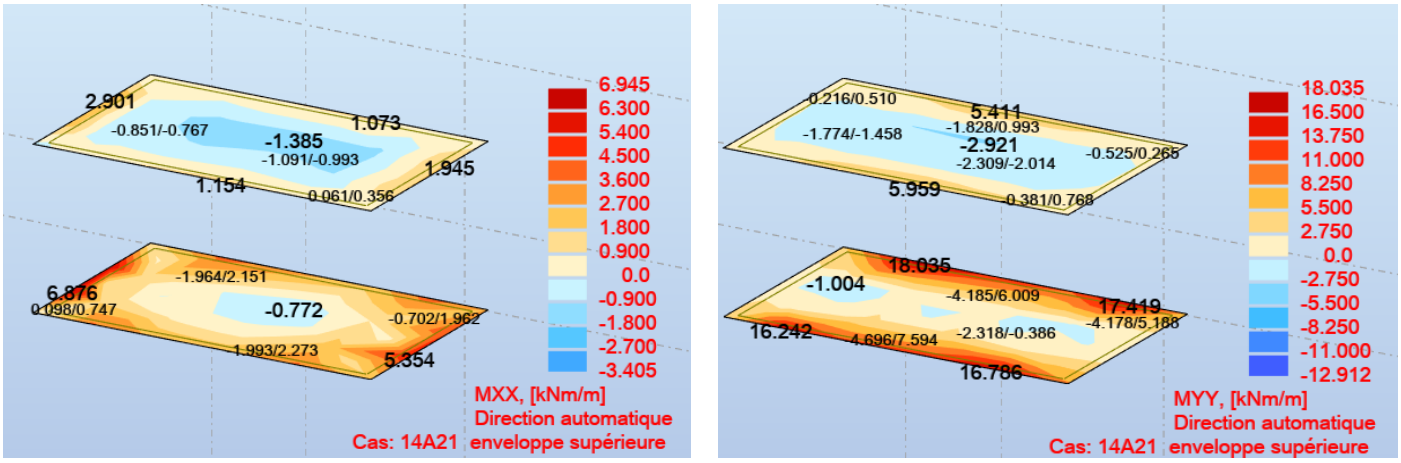
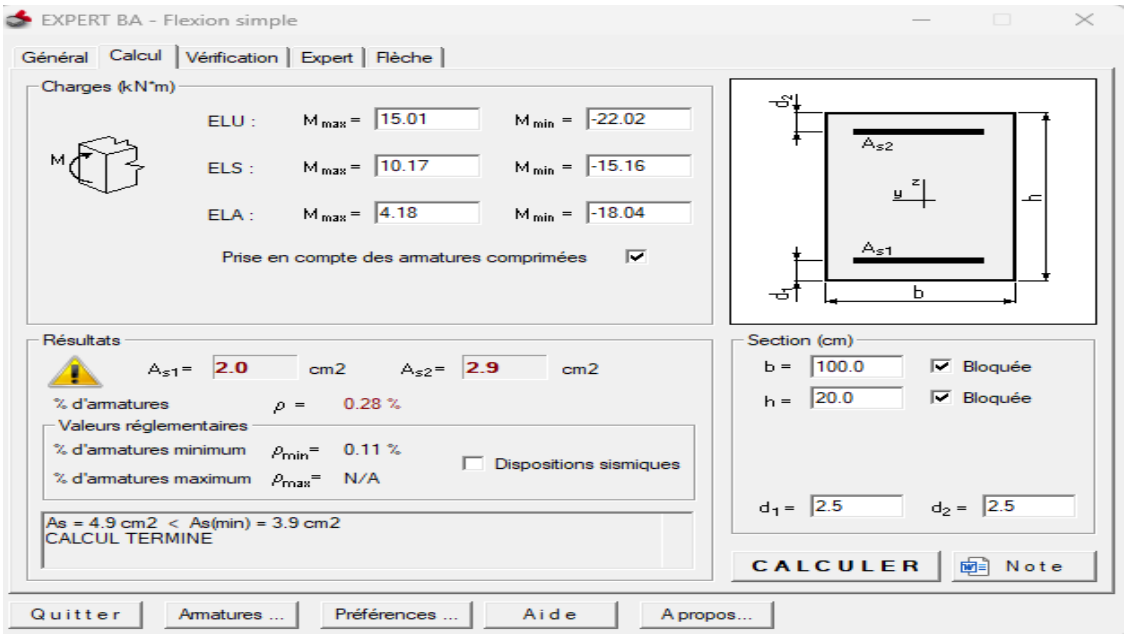


Figure 5. 47: Distribution des moments fléchissant [Mxx-ELA]et [Myy-ELA]

Tableau5. 19: Tableau récapitulatif des moments (le cas le plus défavorable)

Niveau	*ELU*		*ELS*		*ELA*	
	Appuis	*Travée*	*Appuis*	*Travée*	*Appuis*	*Travée*
Bache eau	-22,023	15,007	-15,156	10,169	-18,035	4,185



- **Choix des armatures**

HA12 espacement 15cm nappe supérieure.

HA12 espacement 15cm nappe inférieure.

- **Vérification de la flèche (Article B.6.5.3 BAEL91) déformation à l'ELS [cm]**

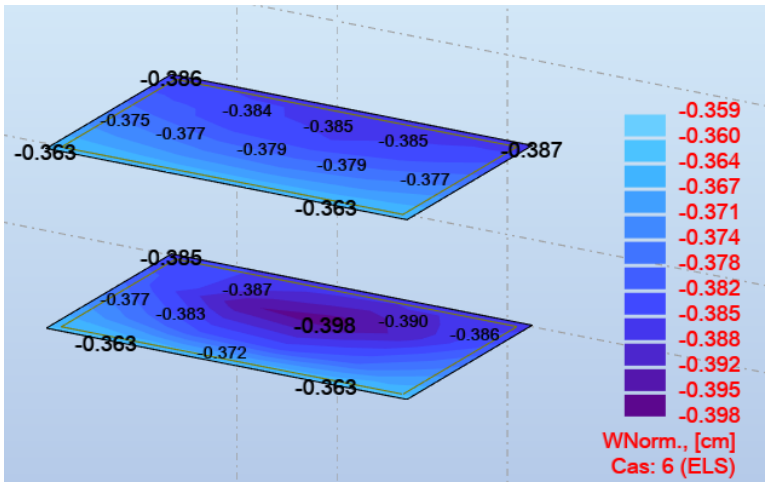


Figure 5. 48:la flèche maximale

Valeur maximale = 0,398cm

$f_{admissible} = \frac{L}{500} = 0{,}9cm \Rightarrow$ **Condition vérifiée** **Avec L=4.50m**

- **Exemple de calcul selon le BAEL91**

Nous choisirons, à titre d'exemple le plancher du rez-de-chaussée et le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur.

- **En travée**

- **Etat limite ultime :** $M_t^u = 44756$ N.m

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b.b.d^2} = \frac{44756}{17.100.22{,}5^2} = 0{,}052 < \mu_l = 0{,}372 \text{ (acier FeE500)}$$

$\Rightarrow$ Les armatures comprimées n'existent pas et $\varepsilon_s > \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1{,}15} = 435$ Mpa.

$\alpha = 1{,}25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0{,}067$ $\beta = 1 - 0{,}4\alpha = 0{,}973$

- **Calcul des armatures à l'ELU :**

$$\boldsymbol{A_u} = \frac{M_t^u}{\sigma_s.\beta.d} = \frac{44756}{435.0{,}973.22{,}5} = 4{,}70 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Condition de non fragilité** :

$A_{min} = 0{,}0006.b.h = 0{,}0006.100.25 = 1{,}5$ cm²/ml

A = max (A_u ; A_{min}) = 4,70 cm²/ml

- **Choix des armatures : 7HA12/ml → A=7,92 cm²/ml**

HA12 → e = 15 cm

- **Etat limite de service :** M_t^s = 31570 N.m

- **Vérification des contraintes**

D = $\frac{15 \times A}{b}$ = $\frac{15 \times 7,92}{100}$ = 1,188 cm.

E = 2×D× d =2 × 1,188 ×22,5 = 53,46 cm².

y_1= $-D + \sqrt{D^2 + E}$ = −1,188 + $\sqrt{1,188^2 + 53,46}$ = 6,22 cm.

$I = \frac{b.y_1^3}{3} + 15A\,(d - y_1)^2$ = $\frac{100 \times 6,22^3}{3} + 15 \times 7,92(22,5 - 6,22)^2$ = 39507,96 cm^4.

$K = \frac{M_t^S}{I}$ = $\frac{31570.100}{39507,96}$ = 79,91 N/cm^3.

σ_b= K. y_1= 0,79×6,22 = 4,91 Mpa.

σ_s= 15 K (d−y_1) = 15×0,79 (22,5−6,22) = 192,918 Mpa.

- **Contraintes admissibles**

$\overline{\sigma_b}$ = 0,6× f_{c28} = 0,6 × 30= 18 Mpa.

$\overline{\sigma_s}$= min ($\frac{2}{3}$ f_e ; $max(\frac{f_e}{500}$; $110\sqrt{\eta \times f_{t28}}$) = min (333,33 ; max (250 ;215,56) = 250Mpa.

η : coefficient de fissuration ; $\begin{cases} \eta = 1,6 \rightarrow HA \\ \eta = 1 \rightarrow \quad RL \end{cases}$

f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28}= 0,6 + 0,06× 30 = 2,4 Mpa.

- **Conclusion**

σ_b = 4,91 Mpa < $\overline{\sigma_b}$ = 18 Mpa

σ_s= 192,918 Mpa < $\overline{\sigma_s}$ = 250 Mpa

⇒ Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues.

- **En appuis**

- **Etat limite ultime :** M_a^u = −83123 N.m

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b.b.d^2} = \frac{-83123}{17.100.22,5^2} = 0,097 < \mu_l = 0, \text{ (acier FeE500)}$$

$\Rightarrow$ Les armatures comprimées n'existent pas et $\varepsilon_s > \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435$ Mpa.

$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,128$ $\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,949$

- **Calcul des armatures à l'ELU :**

$$\boldsymbol{A_u} = \frac{M_t^u}{\sigma_s.\beta.d} = \frac{83123}{435.0,949.22,5} = 8,95 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Condition de non fragilité** :

$$A_{min} = 0,0006.\text{b.h} = 0,0006.100.25 = 1,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

A = max (A_u ; A_{min}) = 8,95 cm²/ml

- **Choix des armatures : 7HA14/ml → A=10,78 cm²/ml**

HA14 → e = 15 cm

- **Etat limite de service : $\boldsymbol{M_t^s}$** =-62271N.m

- **Vérification des contraintes**

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 10,78}{100} = 1,617 \text{ cm.}$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 1,617 \times 22,5 = 72,77 \text{ cm}^2.$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1,617 + \sqrt{1,617^2 + 72,77} = 7,07 \text{ cm.}$$

$$I = \frac{b.y_1^3}{3} + 15A\,(d - y_1)^2 = \frac{100 \times 7,07^3}{3} + 15 \times 10,78(22,5 - 7,07)^2 = 50278,10 cm^4.$$

$$K = \frac{M_t^s}{I} = \frac{62271.100}{50278,10} = 123,85 \text{ N}/cm^3.$$

$$\sigma_b = K.\,y_1 = 1,24 \times 7,07 = 8,77 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_s = 15\,K\,(d - y_1) = 15 \times 1,24\,(22,5 - 7,07) = 287 \text{ Mpa.}$$

- **Contraintes admissibles**

$$\overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 30 = 18 \text{ Mpa.}$$

- **Conclusion**

σ_b = 8,77 Mpa < $\overline{\sigma_b}$ = 18 Mpa

⇒ Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues.

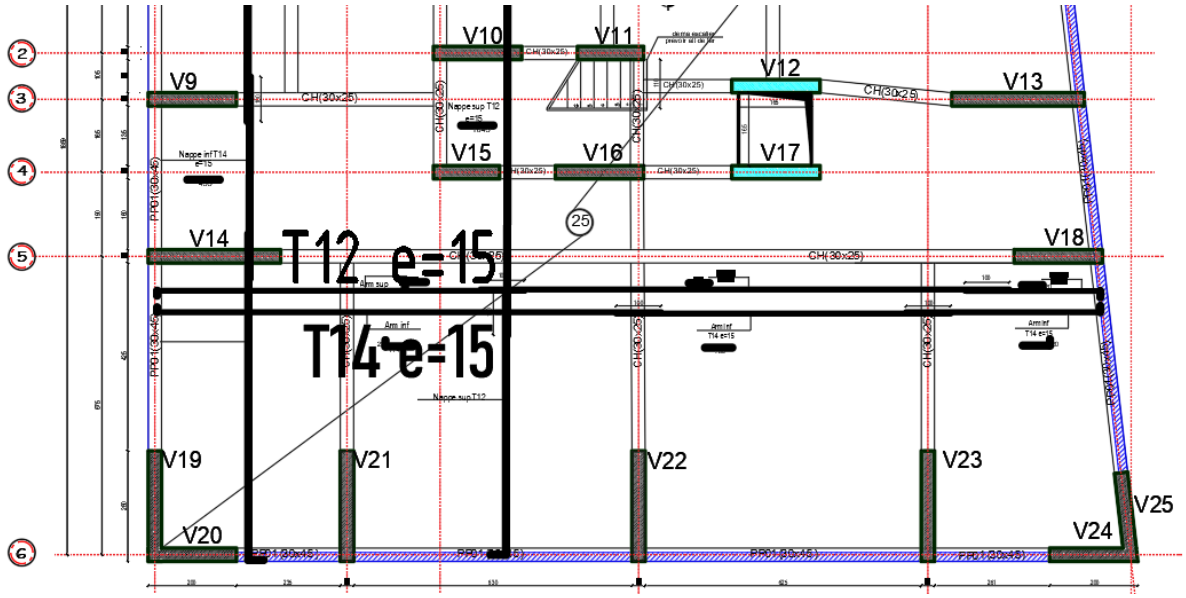


Figure 5. 49:dessin de ferraillage pour le RDC

5.5 Conclusion

Ce chapitre a été consacré au dimensionnement et au calcul du ferraillage des principaux éléments structuraux du bâtiment, notamment les voiles, les poutres ainsi que les planchers. Les différentes vérifications effectuées, conformément aux exigences du RPA2024 et du BAEL, ont permis de confirmer que l'ensemble des éléments satisfait aux critères de résistance et de stabilité en situation sismique.

CHAPITRE 6 : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

6.1 Introduction

L'infrastructure d'un ouvrage désigne l'ensemble des éléments situés sous le niveau du terrain naturel, assurant la transmission des charges de la superstructure vers le sol tout en garantissant la stabilité et la sécurité d'ensemble.

Les fondations, constituant l'élément principal de cette infrastructure, se répartissent en deux grandes familles : les fondations superficielles, utilisées lorsque le sol résistant est proche de la surface (semelles isolées, filantes et radier), et les fondations profonds, adoptées lorsque les couches superficielles sont peu résistantes (puits, pieux), les charges sont alors transférées vers des couches plus profondes et plus compétentes.

Ce chapitre présente l'étude et la justification du système de fondation retenu pour le projet, en s'appuyant sur les données géotechniques du site et les exigences réglementaires, afin de garantir la sécurité et la durabilité de l'ouvrage. Le dimensionnement et le ferraillage des fondations sont réalisés conformément au RPA 2024.

6.2 Choix de type des fondations

CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS:

ompte tenu des résultats de l'investigation géotechnique réalisée, la présente étude conclut ue le terrain étudié est favorable pour la construction des bâtis en hauteur. Les résultats des sais montrent que le sol à partir de 0,00m est :

Terre végétale
Tuf compact jaunatre
Alternance des couches de calcaire dur compact blanchâtre et des couches de grés compacts jaunâtres

ous recommandons ce qui suit :

- L'infrastructure, constituée des éléments structuraux des sous-sols éventuels et les systèmes de fondations doivent former un ensemble résistant et rigide, prenant appuis, à un minimum d'ancrages de :

Blocs	Ancrage minimal
R+07 (fondations superficielles)	3,00m/Route existante

- Les fondations doivent être ancrées dans le massif de tuf compact.
- Les formations rencontrées et l'allure, nous permettent de retenir, une contrainte admissible de :

Blocs	Contrainte du sol
R+07 (fondations superficielles)	3,70 bars

- Le site approprié est **S3 (sol meuble)** selon RPA2024.
- Assurer une assise uniforme et horizontale.
- La région de salamandre Mostaganem est considérée comme zone de forte activité sismique **(ZONE V)** selon les règles RPA 2024.
- Le coefficient de raideur vertical du sol est de l'ordre :

Blocs	Raideur
R+07 (fondations superficielles)	3,7174kg/cm³

- Néanmoins il faut empêcher toute venue d'eau pour préserver les caractéristiques du sol.

Laboratoire LEGIC restera à la disposition du Promoteur et du Maître d'Œuvre pour toutes formations complémentaires.

Mostaganem le : 14/10/2025

ENTEUR CHARGÉ DE L'ÉTUDE — **LE DIRECTEUR**

Laboratoire d'Géotechnique d'Ingénierie & de Contrôle

République Algérienne Démocratique Et Populaire
Laboratoire d'études géotechnique d'ingénierie et de contrôle
Tél & Fax : 045 42 02 01 E mail : legic@yahoo.fr
Adresse : Hadjerat El YASMINE Bloc-A4 N°01 USA Mostaganem

Figure 6. 1: Rapport géotechnique

Au vu des résultats de l'étude géotechnique, le sol présente une capacité portante admissible de 3,7 bars, caractérisée par un tuf compact et des formations calcaires et gréseuses résistantes, en absence de nappe phréatique. Ces conditions permettent théoriquement l'utilisation de fondations superficielles classiques.

Cependant, le choix d'un radier général s'impose dans le cas présent en raison des caractéristiques structurales de l'ouvrage. En effet, le système porteur est constitué de voiles en béton armé, générant des charges linéaires importantes et une répartition non uniforme des efforts au niveau des fondations. De plus la forme irrégulière du bâtiment engendre des concentrations de contraintes et des risques accrus de tassements différentiels.

Par ailleurs, l'ouvrage est implanté en zone de forte sismicité (zone V), ce qui nécessite une rigidité accrue de l'infrastructure afin d'assurer un bon comportement global face aux sollicitations dynamiques. Le radier général permet ainsi d'améliorer la solidarité de la structure, d'uniformiser la transmission des charges au sol et de limiter les déformations différentielles.

6.3 Etude de radier général

Le radier général est une fondation superficielle continue, réalisée sous forme d'une dalle en béton armé occupant l'ensemble de l'emprise du bâtiment. Il assure une répartition homogène des charges sur le sol d'assise, limite les tassements différentiels et confère une rigidité importante à l'infrastructure, tout en facilitant l'exécution des travaux.

6.3.1 Prédimensionnement du radier

Le radier est assimilé à un plancher renversé appuyé sur les murs de l'ossature. Ce radier est considéré souple, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

a) Epaisseur du radier

- **Condition forfaitaire (condition de coffrage) :**

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{10} \qquad \text{et} \qquad h_r \geq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec : $\boldsymbol{h_t}$ **:** hauteur de nervure ; $\boldsymbol{h_r}$ **:** hauteur de la dalle ; $\boldsymbol{L_{max}}$ **:** la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

$\boldsymbol{L_{max}}$ **= 8,01 m** donc : $\boldsymbol{h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{801}{10}}$ **= 80,1cm** et $\boldsymbol{h_r \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{801}{20}}$ **= 40,05cm**

- **Condition de rigidité :** $L_e \geq \frac{2L_{max}}{\pi}$

L_{max} **:** plus grande distance entre deux portiques parallèles.

L_e **:** est la longueur élastique**,** qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible). Avec : $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{kb}}$

E : module d'élasticité du béton, E =1149376 t/m².

I : inertie de la section de radier.

K : le coefficient de raideur du sol (ou module de réaction selon le modèle de Winkler) = 3,7174 Kg/cm^3.

b : la largeur de la semelle.

Largeur de la semelle	B	100	cm
Hauteur de la semelle	h	100	cm
Largeur du libage	b	100	cm
Hauteur du libage y compris semelle	H	100	cm
Largeur du poteau	a	30	cm

K HAMOU

Aire 1	A1	10000	cm2
Aire 2	A2	0	cm2
Ordonnée centre gravité 1	y1	50	cm
Ordonnée centre gravité 2	y2	50	cm
Ordonnée centre gravité	y	50	cm
Distance 1	d1	0	cm
Distance 2	d2	0	cm

Moment d'inertie	I	0.08	m4
Module de réaction	K	3.72	kg/cm3
Entre axes appuis	L	8.01	m
Module de Young	E	1149376	t/m2
Longueur élastique	Le	3.19	m
Longueur seuil	3,14/2*Le+a	5.30	m

SEMELLE SOUPLE

Nous avons choisi une épaisseur de 100cm pour le radier dalle.

b) Surface de radier :

La surface de radier doit satisfait la condition suivante : $S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$

N_{ser} : l'effort normal total à l'ELS N_{ser}=73742,227kN

σ_{sol} : contrainte admissible du sol σ_{sol} = 3,70 bars = 370 kN/m².

$$S_{rad} = 440{,}07m^2 \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = 199{,}30m^2 \Rightarrow sans\ débord$$

6.3.2 Vérifications nécessaires du radier

6.3.2.1 Condition de non-poinçonnement

D'après le CBA93 (art A.5.2.4), afin de s'assurer de la résistance du radier au poinçonnement, il est nécessaire de vérifier la formule suivante :

$$N_u \leq \frac{0{,}045\ U_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

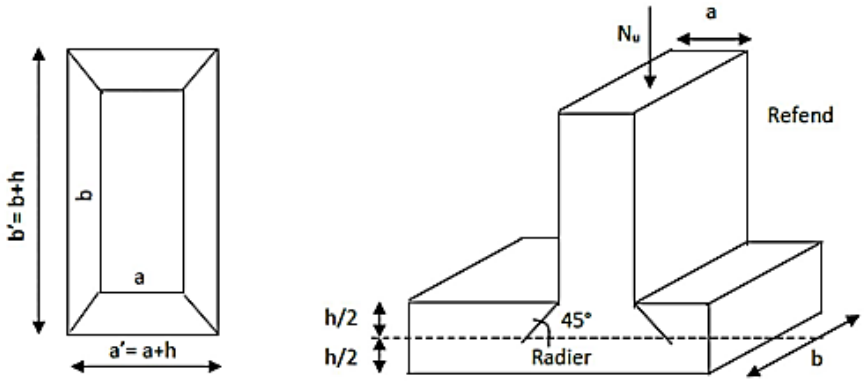


Figure 6. 2: Condition de non poinçonnement

U_C : Périmètre cisaillé dans le plan moyen du radier $U_C = 2 \times (a + h) + 2 \times (b + h)$

N_u : la charge à l'ELU , N_u= 3429,67 kN (voile 11).

a ; b : dimensions du voile.

h: hauteur de la dalle du radier.

Tableau6. 1:vérification de non poinçonnement

*Voile 11(1.5*0.30) m*	
$\boldsymbol{N_u}$	3429,67 kN
a	1,5 m
b	0,30 m
h	1 m
$\boldsymbol{U_C}$	7,6 m
$\mathbf{0,045 \times U_C \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}}$	68400 kN
Vérification : $\mathbf{P_u \leq 0,045 \times U_C \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}}$	**Condition vérifiée**

6.3.3 Ferraillage du radier

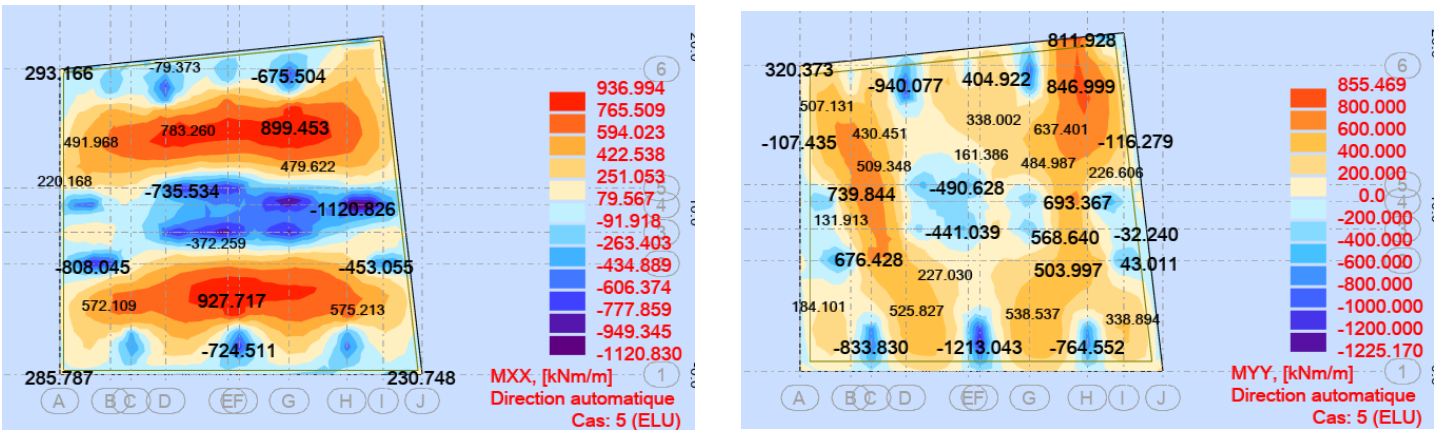


Figure 6. 3: Distribution des moments fléchissant [Mxx-ELU]et [Myy-ELU]

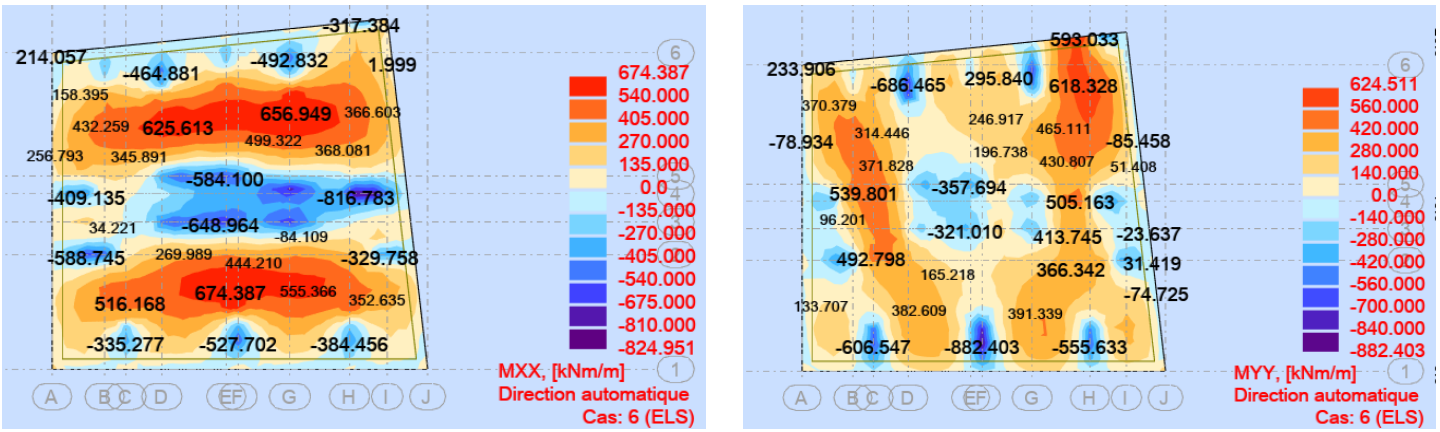


Figure 6. 4: Distribution des moments fléchissant [Mxx-ELS]et [Myy-ELS]

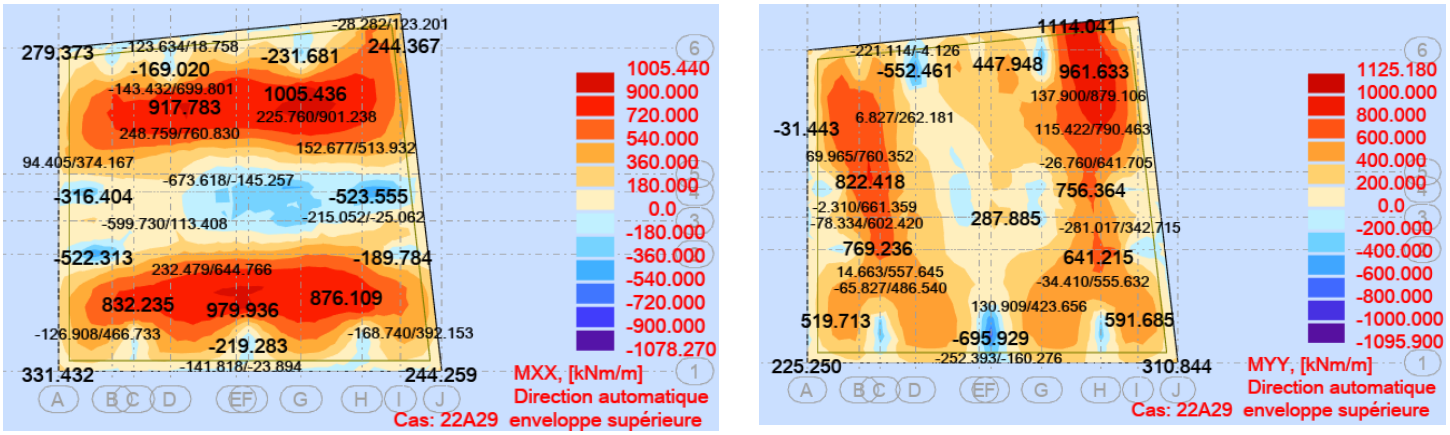
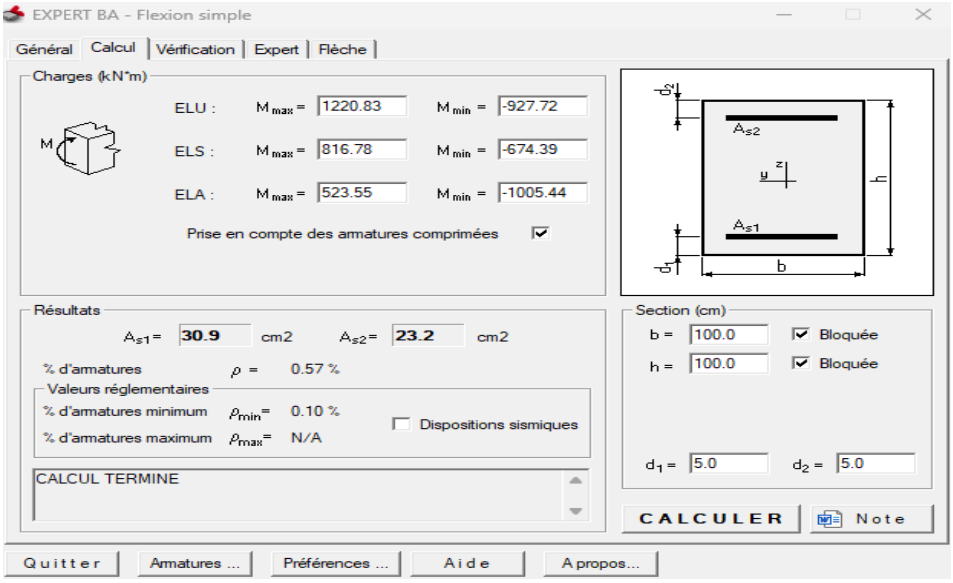


Figure 6. 5: Distribution des moments fléchissant [Mxx-ELA]et [Myy-ELA]

Tableau6. 2: Tableau récapitulatif des moments dans la direction la plus défavorable

Niveau	*ELU*		*ELS*		*ACC*	
	Appuis	*Travée*	*Appuis*	*Travée*	*Appuis*	*Travée*
Radier	1220,826	-927,717	816,783	-674,387	523,555	-1005,436

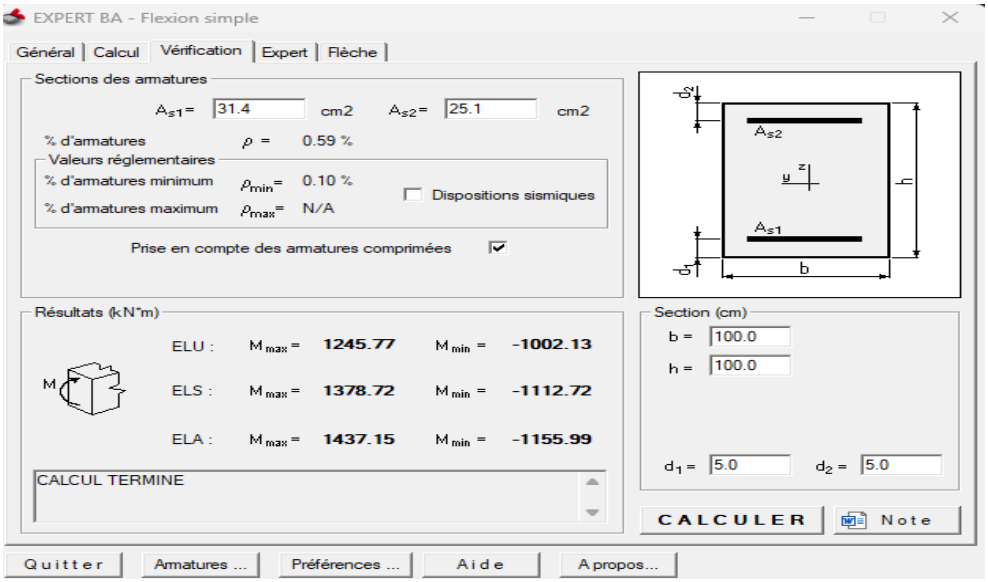


- **Le choix des armatures**

Nappe supérieure HA20 e=12 cm Filantes.

Nappe Inférieure HA20 e=10 cm Filantes.

- **Les moments résistants à l'aide de ROBOT Expert**



- **Dessin de ferraillage :**

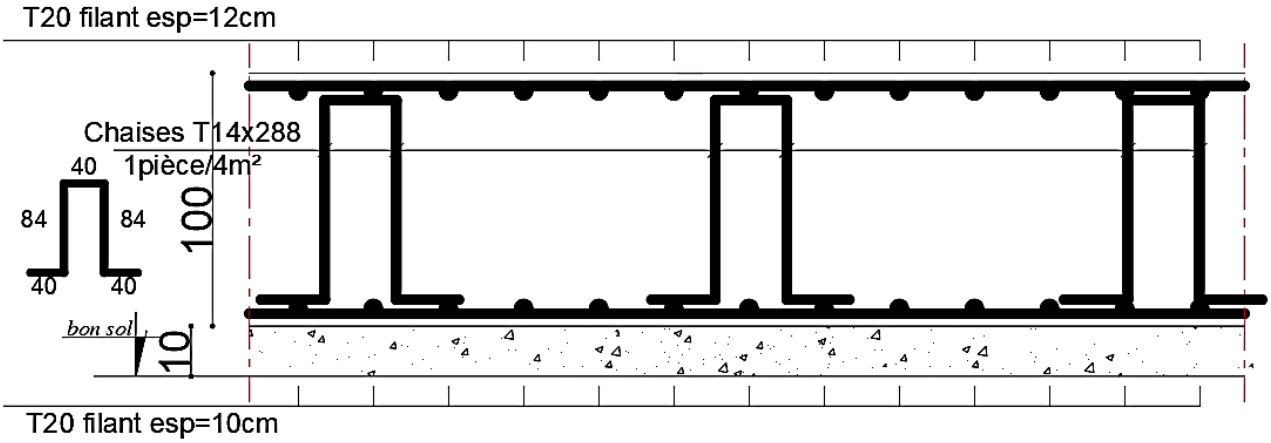


Figure 6. 6: Coupe du ferraillage du radier général

6.3.4 Vérification spécifique pour le radier

6.3.4.1 Vérification des contraintes du sol

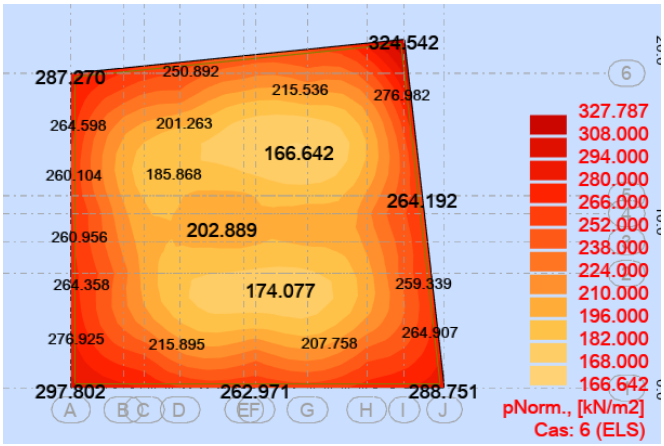


Figure 6. 7: Distribution des contraintes à l'ELS

$\sigma_{max} = 3{,}25Bar < 3{,}70Bar \Rightarrow$ Condition vérifiée

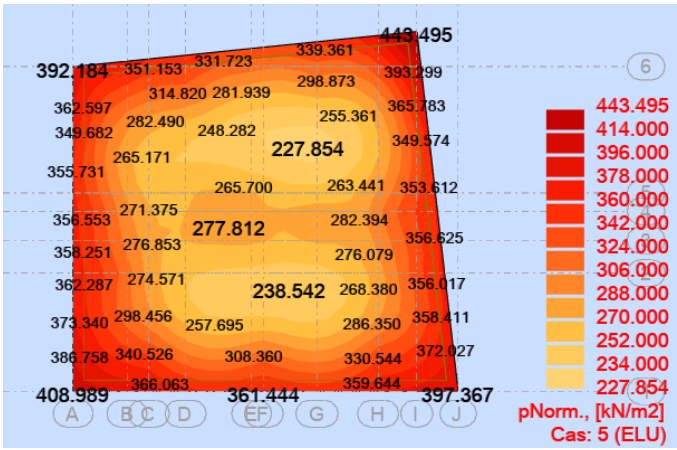


Figure 6. 8: Distribution des contraintes à l'ELU

$\sigma_{max} = 4{,}43Bar < 5{,}55Bar \Rightarrow$ Condition vérifiée

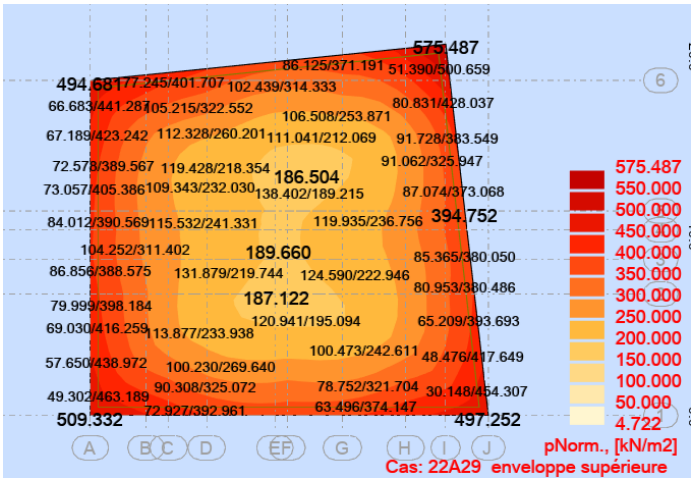


Figure 6. 9: Distribution des contraintes à l'ELU

$\sigma_{max} = 5{,}09Bar < 5{,}55Bar \Rightarrow$ Condition vérifiée

6.3.4.2 Vérification des contraintes de cisaillement

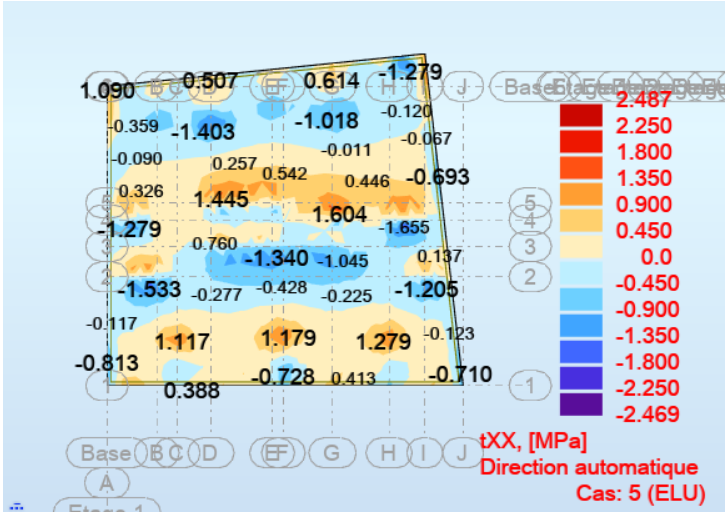


Figure 6. 10:Vérification des contraintes de cisaillement sens XX

Contrainte maximale = 1,604 MPa $> 0.05f_{c28}$= 1,5MPa $\Rightarrow$ condition non vérifiée

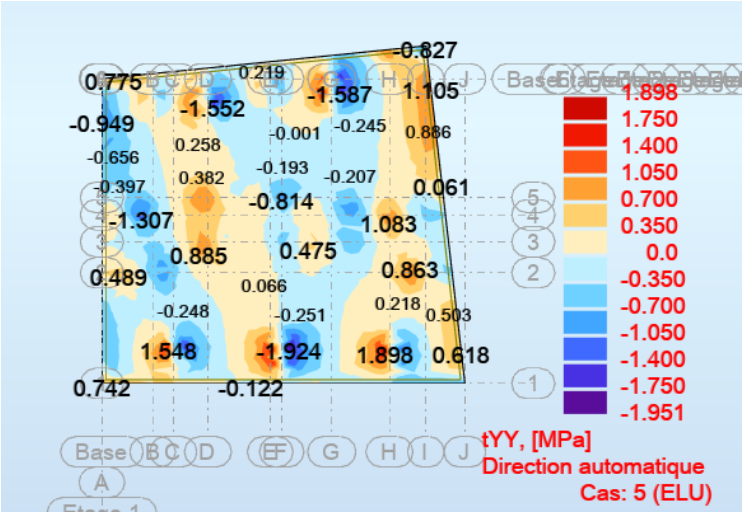


Figure 6. 11:Vérification des contraintes de cisaillement sens YY

Contrainte maximale = 1,924 MPa $>$ 0.05f_{c28}= 1,5MPa $\Rightarrow$ condition non vérifiée

On remarque que la contrainte de cisaillemnt dépasse la contrainte admissible, il est donc nécessaire de prévoir une poutre de (40*100) périphirique au niveau des appuis.

- **Calcul des armatures transversales**

Art 5.1.23 état limite ultime des armatures d'âme la justification vis-à-vis de l'état limite ultime des armatures d'âme s'exprime, avec les mêmes notations que précédemment. Par la relation :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \gamma_s(\tau_u - 0{,}3 \times \frac{0{,}3 \times f_{t28}}{0{,}9 \times f_e}$$

Pour quelle la condition vérifiée nous prend :

At = 3,14 cm² (2 cadres de diamètre 10 mm avec un espacement e= 8cm).

6.4 Calcul du voile périphérique

Le voile périphérique de notre structure s'étant sur la hauteur du sous-sol. Selon l'article 10.1.2 du RPA 2024 le voile périphérique doit avoir les conditions suivantes :

- Une épaisseur minimale de 15 cm et des armatures constituées en deux nappes.
- Le pourcentage minimal d'armatures dans les deux sens (horizontale et verticale) est de 0.1% soit A_{min}= 0.1% $\times$ 100 $\times$ 20= 2 cm²/ml.
- Les ouvertures de ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

Nous adoptons une épaisseur du voile périphérique de e'=20 cm, sa hauteur h = 4,08m.

On considère que notre voile périphérique est encastré sur les 4 cotés (travaillant comme dalle pleine) dont les charges appliquées sont les poussées des terres. Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur sachant que :

- Le matériau de remblaiement : remblai en tuf.
- L'angle de frottement interne :30° et γ= 17 kN/m^3.
- Cohésion : 0,00 kN/m².

6.4.1 Calcul de la poussée des terres

$$F = k_0 \times \gamma \times h$$

k_0 : coefficient de poussée des terres au repos, $k_0 = 1 - sin\varphi = 1 - sin(30) = 0{,}5$

Donc : F = 0,5 × 17 × 4,08 =34,68 kN/m².

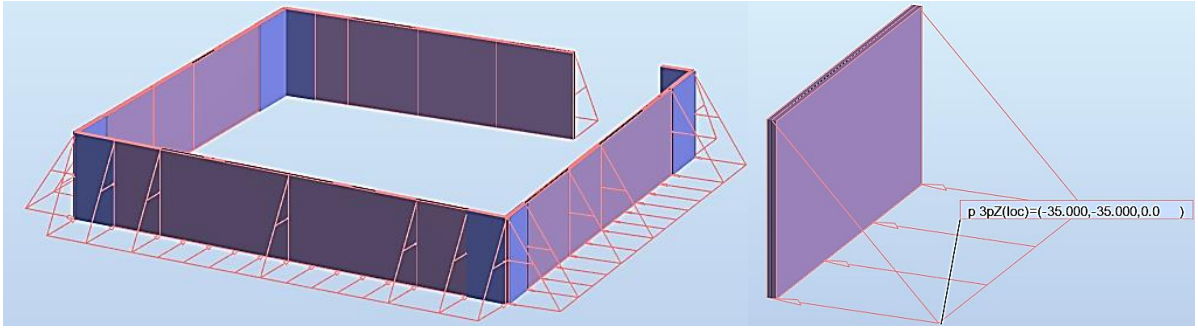


Figure 6. 12:chargement de la poussée des terres sur le voile périphérique

Nous modélisons le voile périphérique avec le logiciel ROBOT, à l'aide de cartographie on obtient les moments fléchissant suivant, sachant que le ferraillage se fera en flexion simple pour une section se (100×20) cm².

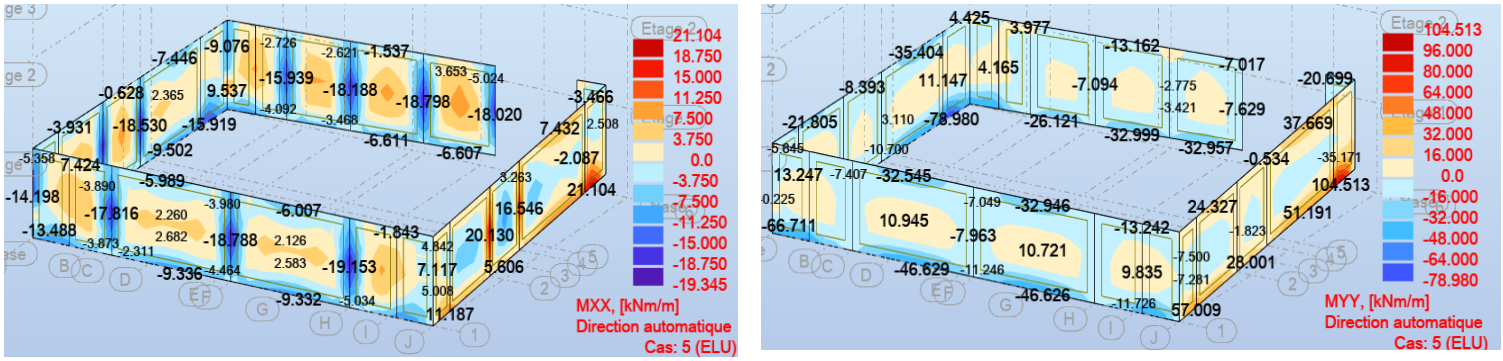


Figure 6. 13: Distribution des moments fléchissant [Mxx-ELU]et [Myy-ELU]

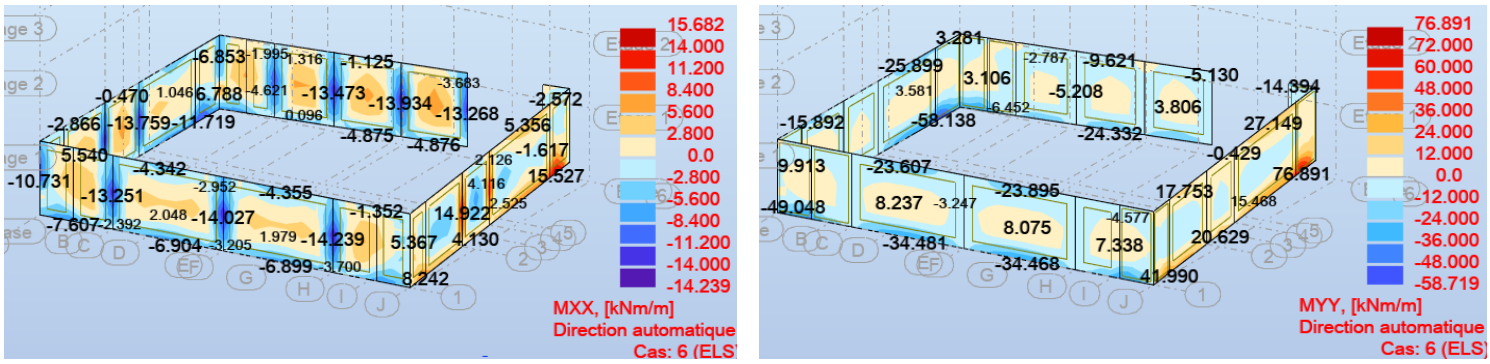


Figure 6. 14: Distribution des moments fléchissant [Mxx-ELS]et [Myy-ELS]

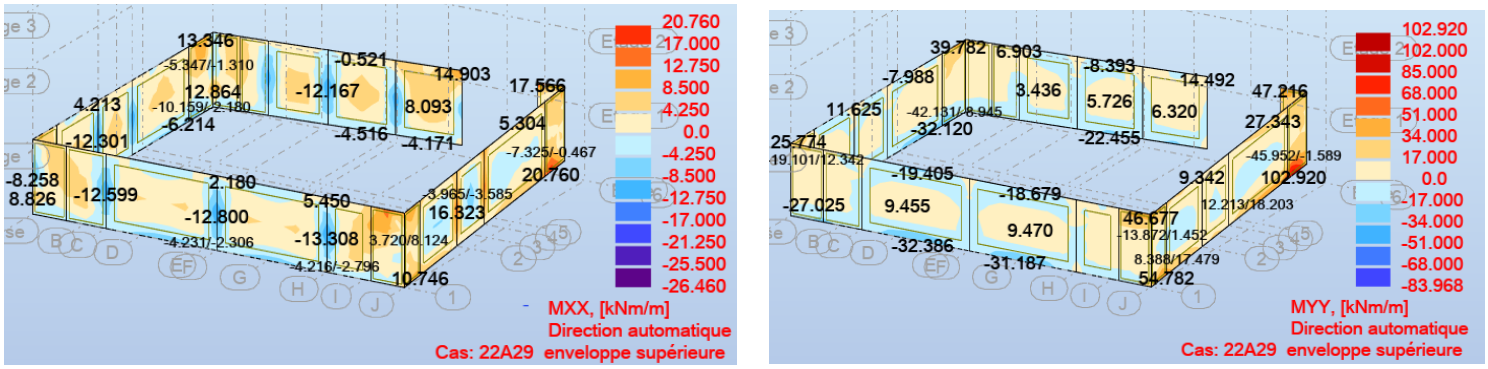
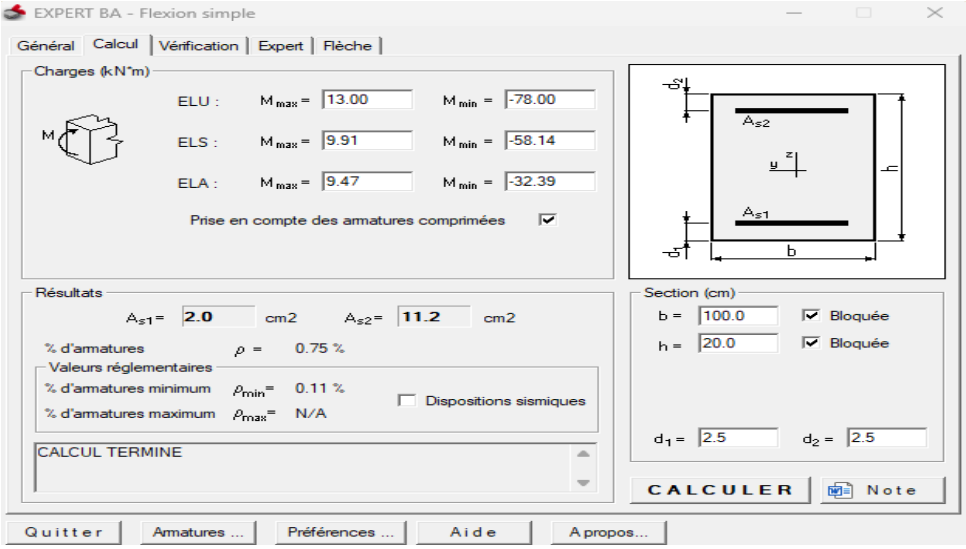


Figure 6. 15: Distribution des moments fléchissant [Mxx-ELA]et [Myy-ELA]

Tableau6. 3: Tableau récapitulatif des moments (le cas le plus défavorable)

ELU		*ELS*		*ELA*	
Appuis	*Travée*	*Appuis*	*Travée*	*Appuis*	*Travée*
-78,98	13,25	-58,14	9,91	-32,39	9,47



⇨ On opte pour un ferraillage de HA12 avec un espacement = 10 cm.

6.4.2 Le dessin de ferraillage du voile périphérique

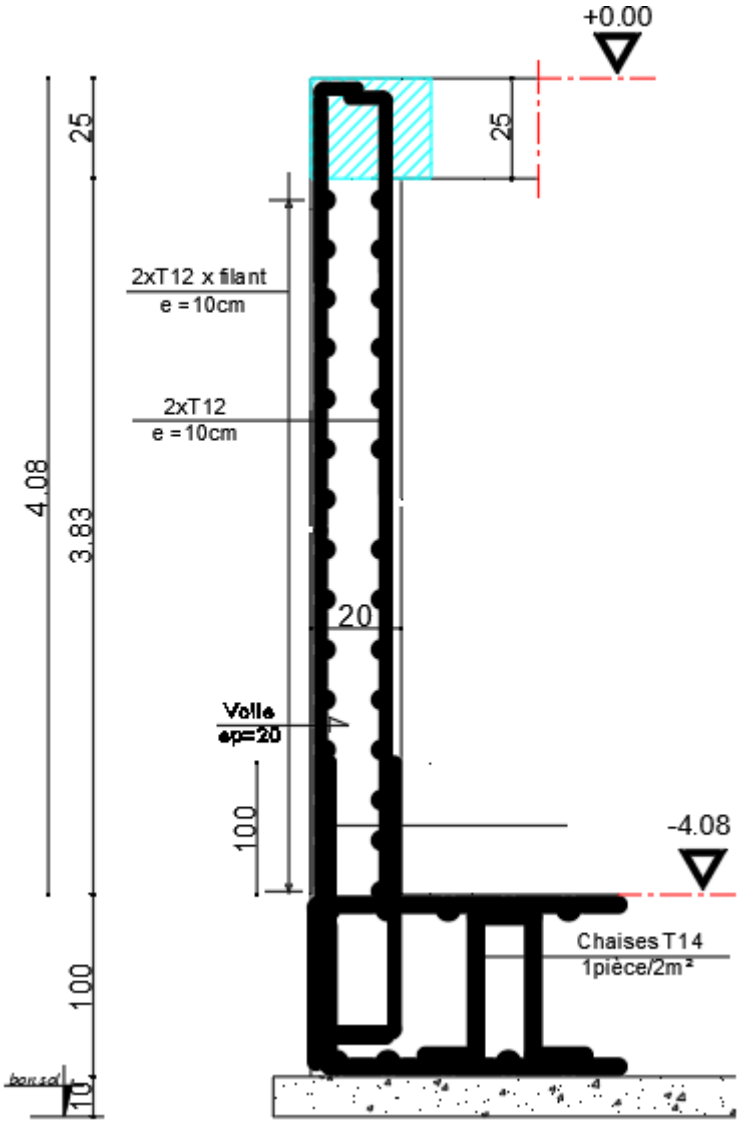


Figure 6. 16:Détail de ferraillage de voile périphérique

6.5 Conclusion

Ce chapitre a été consacré à l'étude de l'infrastructure de l'ouvrage, dans laquelle le choix du radier général a été adopté comme système de fondation en raison de son efficacité dans la répartition des charges et de son adaptation aux caractéristiques du projet. L'étude a également porté sur le calcul du voile périphérique soumis aux différentes sollicitations, notamment la poussée des terres. Les vérifications effectuées ont permis de garantir la stabilité, la résistance et le bon comportement de l'ensemble de l'infrastructure vis-à-vis des exigences de sécurité et de durabilité.

CHAPITRE 7 : ETUDE TECHNICO-COMMERCIALE DU PROJET

7.1 Introduction

Dans tout projet de construction, la réussite des travaux ne dépend pas uniquement des études techniques et du dimensionnement de la structure, mais également d'une bonne organisation, d'une estimation précise des quantités et d'une planification rigoureuse des différentes tâches.

L'étude technico-commerciale représente ainsi une étape essentielle permettant d'évaluer les conditions de réalisation du projet sur les plans technique, organisationnel et économique. Elle permet d'estimer les couts des travaux, de prévoir les délais d'exécution et d'assurer une gestion optimale du chantier.

Le métré consiste à calculer et déterminer avec précision les quantités des différents ouvrages nécessaires à la réalisation du projet, tels que le béton et l'acier.

Dans ce chapitre, une étude technico-commerciale du projet sera présentée à l'aide du logiciel CYPE version 2026.

7.2 Définition d'un projet

Les normes ISO 10006 et Afnor X50-115 nous donnent la définition suivante : Un projet est un ensemble d'activités coordonnées et maitrisées comportant des dates de début et de fin, entrepris dans le but d'atteindre un objectif conforme à des exigences spécifiques.

7.3 Présentation du logiciel CYPE

Le logiciel CYPE est un outil de calcul utilisé dans le domaine du génie civil pour l'analyse et le dimensionnement des structures. Il permet également d'effectuer le métré des différents éléments structuraux et d'obtenir les quantités nécessaires en béton, acier et coffrage.

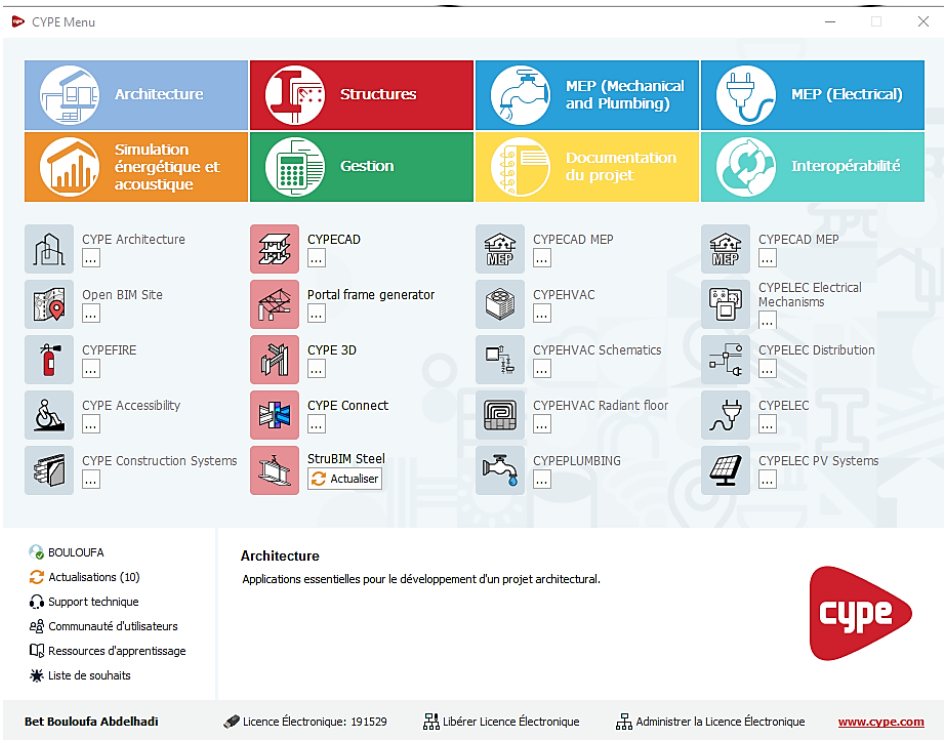


Figure 7. 1:l'accueil de logiciel CYPE version 2026

7.4 Les étapes à suivre pour le calcul du cout de radier général

Il faut choisir le lieu d'implantation du projet (Mostaganem pour notre cas)

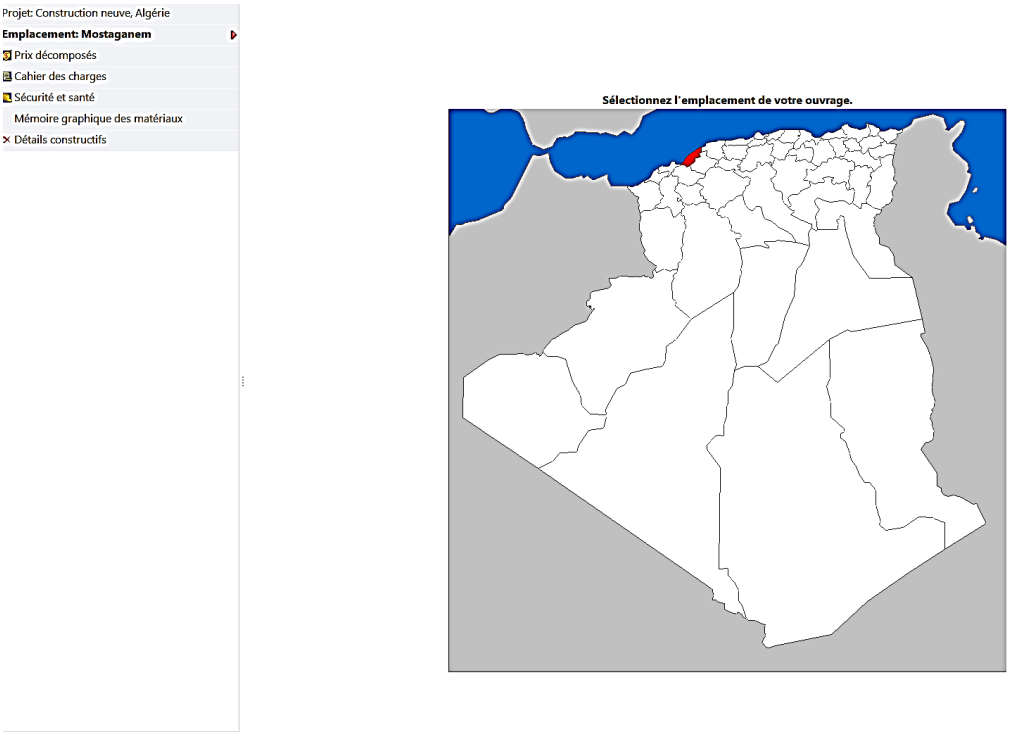


Figure 7. 2:l'emplacement du projet

Figure 7. 3:générateur de prix de la construction

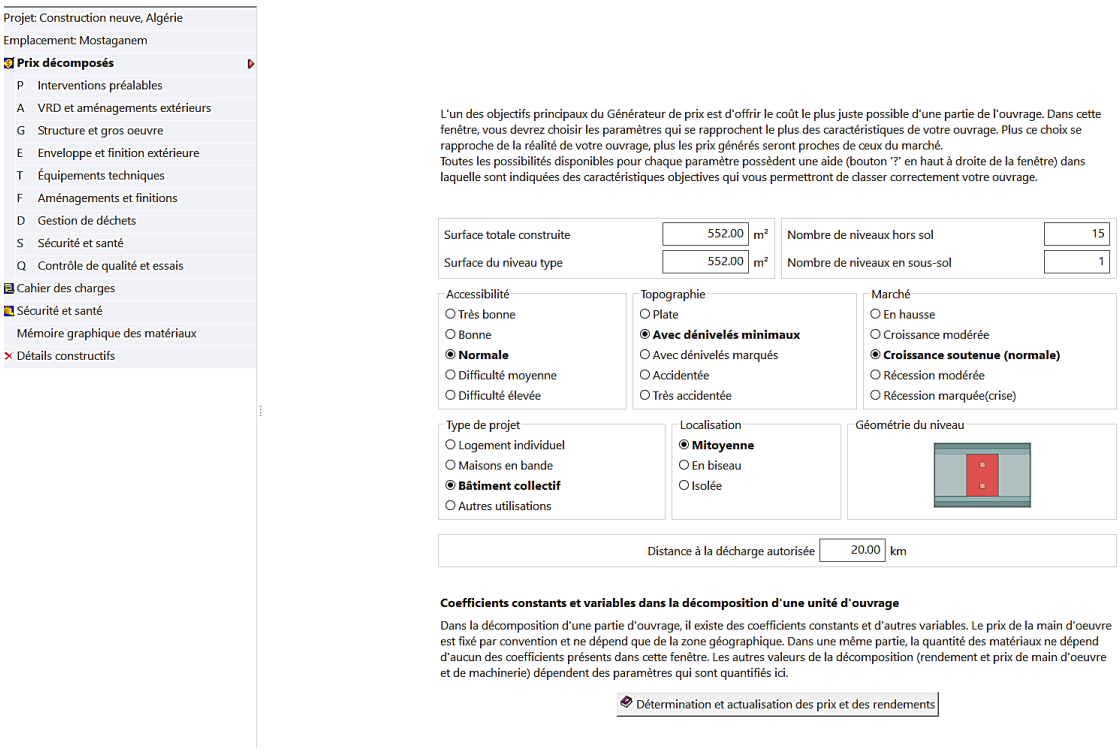


Figure 7. 4: paramètres supplémentaires

DOUNIA:Arbre de décomposition

95 | DOUNIA | 17.981.317,92

Code	Ca	SS	GD	Unité	Résumé	Quantité	Coût	Montant
DOUNIA						1,00	17.981.317,92	17.981.317,92
1.1					Infrastructure	1,00	17.981.317,92	17.981.317,92
1.1.1				m3	béton de propreté d'une épaisseur de 10 cm dos	43,17	1.234,61	53.298,11
mq06bhe01(				h	Camion pompe stationné sur chantier, pour pon	0,01	13.607,23	136,07
mo045				h	Compagnon professionnel III/CP2 bétonneur.	0,01	410,45	4,10
mt10hmf040				m³	Béton non armé prêt à l'emploi BCN: CPJ-CEM I	0,11	9.867,04	1.085,37
mo092				h	Ouvrier professionnel II/OP bétonneur.	0,03	302,32	9,07
1.1.2					gros béton dosé à 350 kg/m3	1,00	17.928.019,81	17.928.019,81
1.1.2.1				m3	radier dalle	423,40	40.573,29	17.178.730,99
mt07aco020				U	Séparateur homologué pour fondations.	5,00	16,47	82,35
mt08var050				kg	Fil de fer galvanisé pour attacher, de 1,30 mm	1,09	122,97	134,04
mt07aco055				kg	Barres en acier haute adhérence, Fe E 500, de	222,89	116,05	25.866,38
mt10haf040v				m³	Béton prêt à l'emploi BCN: CPJ-CEM II/A 32,5 -	1,05	12.271,77	12.885,36
mq06bhe01(				h	Camion pompe stationné sur chantier, pour pc	0,04	13.607,23	544,29
mo090				h	Ouvrier professionnel II/OP ferrailleur.	2,50	302,32	755,80
mo092				h	Ouvrier professionnel II/OP bétonneur.	0,14	302,32	42,32
mt08eme04(				m²	Panneaux métalliques de plusieurs dimensior	0,01	5.813,07	58,13
mt50spa052				m	Planche en bois de pin, de 20x7,2 cm.	0,02	366,99	7,34
mt50spa081				U	Étai métallique télescopique, de jusqu'à 3 m d	0,01	1.117,70	11,18
mt08eme05				m	Feuillard pour coffrage métallique.	0,50	32,42	16,21
mt08dba010				l	Agent démoulant, à base de huiles spéciales,	0,03	221,21	6,64
mo091				h	Ouvrier professionnel II/OP coffreur.	0,54	302,32	163,25
1.1.2.2				m3	verticaux	143,69		
1.1.2.3				m3	dalle pleine	48,79	6.692,00	326.502,68
mt08eft030a				m²	Panneau en bois traité, de 22 mm d'épaisseur	0,04	4.192,12	167,68
mt08eva030				m²	Structure support pour coffrage récupérable, c	0,01	9.502,14	95,02
mt50spa081				U	Étai métallique télescopique, de jusqu'à 3 m d	0,03	1.117,70	33,53
mt08dba010				l	Agent démoulant, à base de huiles spéciales,	0,03	221,21	6,64
mt07aco020				U	Séparateur homologué pour dalles pleines.	3,00	9,61	28,83
mt07aco055				kg	Barres en acier haute adhérence, Fe E 500, de	22,05	116,05	2.558,90

Figure 7. 5: la première base de données

BENYETTOU:Arbre de décomposition

1411 | BENYETTOU | 0,00

Code	Ca	SS	GD	Unité	Résumé	Quantité	Coût	Montant
BENYETTOU						1,000		
P					Interventions préalables	1,000		
PH					Équipements pour travaux en hauteur	1,000		
PHT					Grues à tour	1,000		
PHE					Échafaudages	1,000		
PHP					Plateformes élévatrices	1,000		
PO					Protections temporaires	1,000		
POT					Trottoirs et bordures	1,000		
POA					Arbres	1,000		
POC					Éclairage publique	1,000		
PD					Démolitions complètes	1,000		
PDB					Bâtiments	1,000		
PE					Démolitions partielles	1,000		
PEB					Bâtiments	1,000		
A					VRD et aménagements extérieurs	1,000		
AT					Terrassement	1,000		
ATN					Nettoyage et décapage du terrain	1,000		
ATF					Déblais	1,000		
ATR					Remblais	1,000		

Figure 7. 6: la deuxième base de données

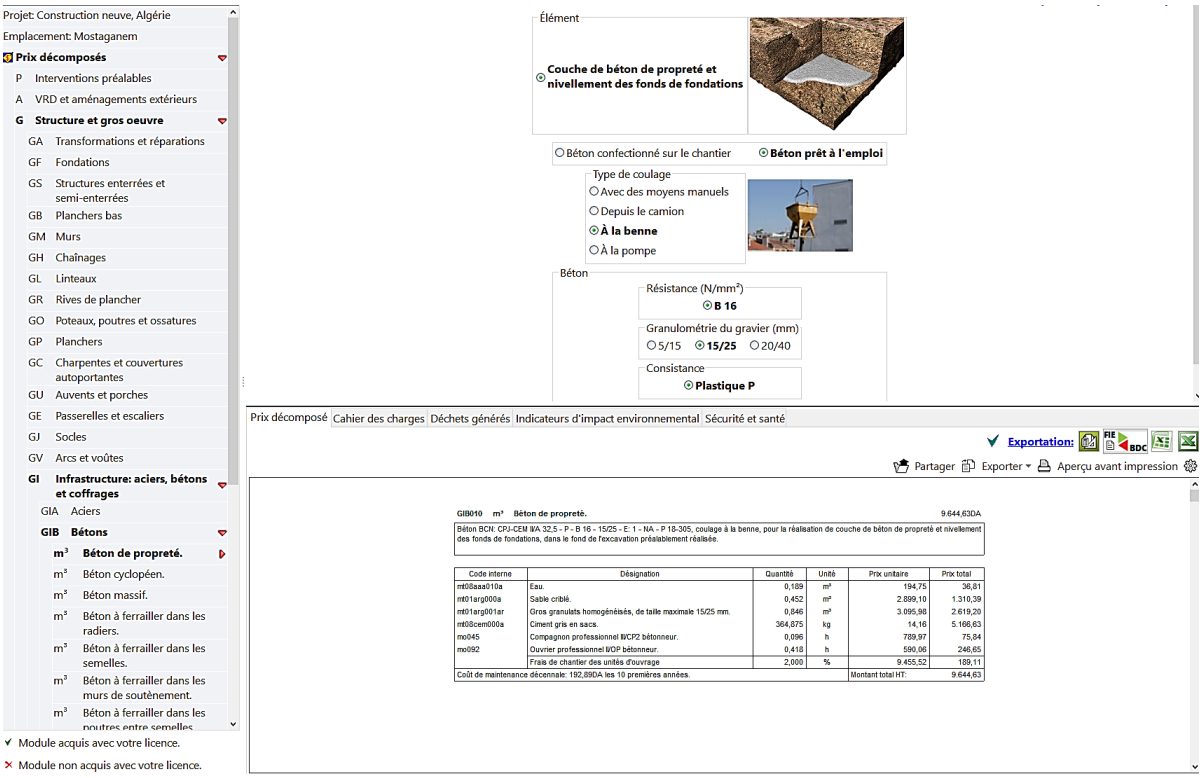


Figure 7. 7:béton de propreté

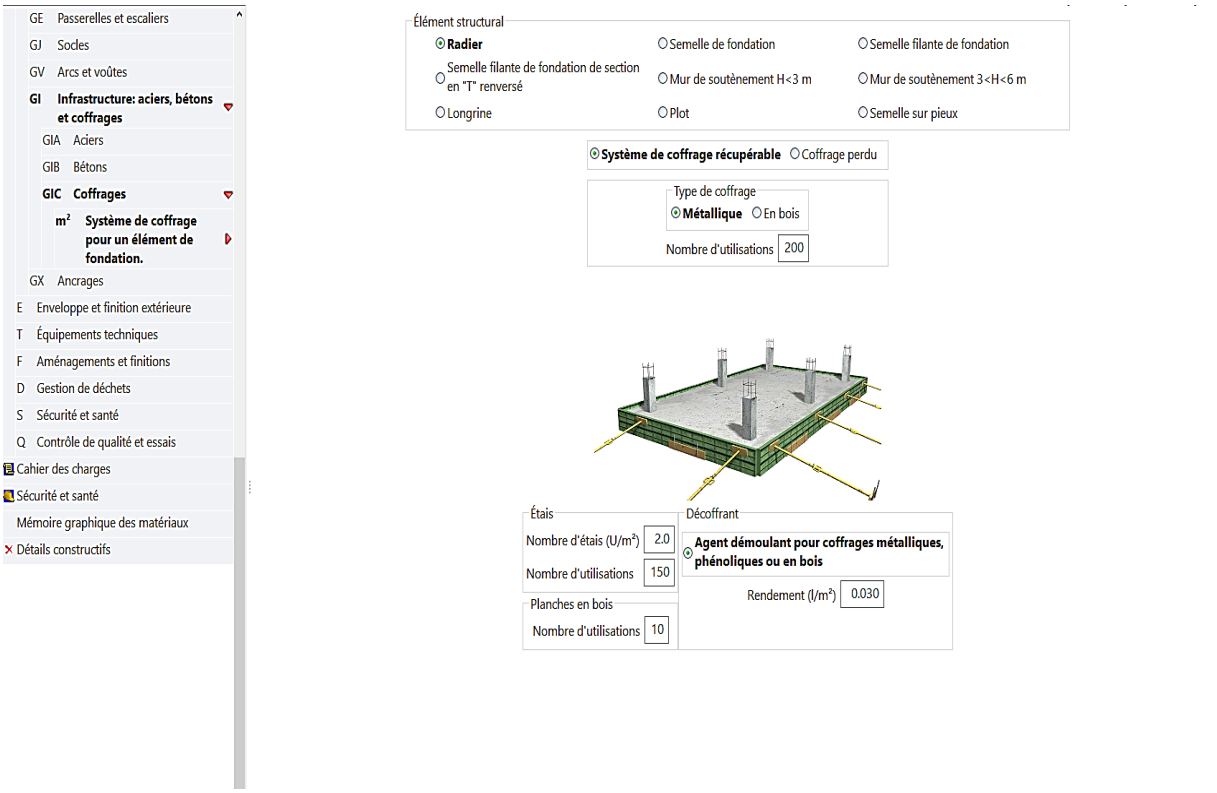


Figure 7. 8:coffrage du radier

Figure 7. 9: ferraillage du radier

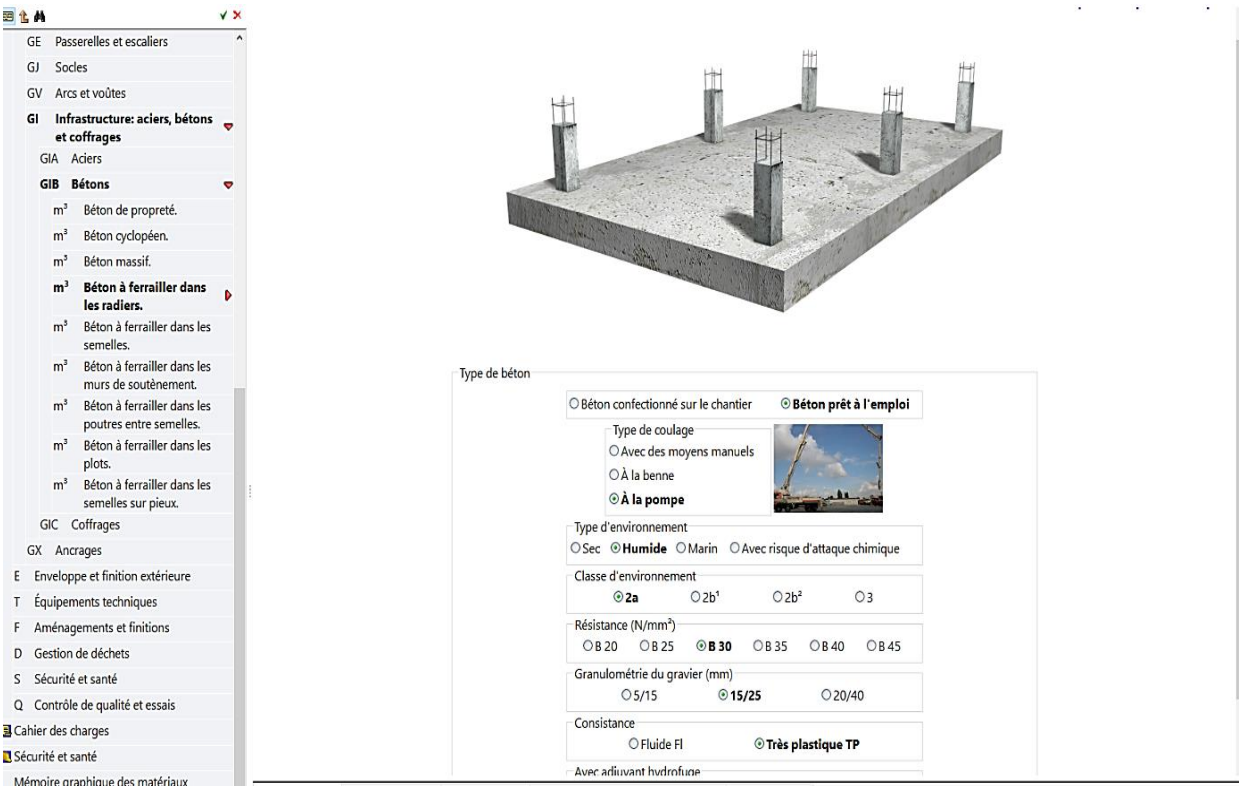


Figure 7. 10: coulage du béton pour le radier

Prix décomposé | Cahier des charges | Déchets générés | Indicateurs d'impact environnemental | Sécurité et santé

Exportation: FIE BDC

Partager Exporter Aperçu avant impress

GFA010 m³ Radier. 28.662,03DA

Radier en béton armé, réalisé avec béton prêt à l'emploi BCN: CPJ-CEM II/A 32,5 - P - B 30 - 15/25 - E: 2a - BA - P 18-305, coulage à la benne, et acier Fe E 500, avec une quantité approximative de 85 kg/m³; finition superficielle lisse par règle vibrante. Comprend les armatures pour la formation de la fosse d'ascenseur, les renforts, les pliages, les rencontres, les amorces et les attentes dans les murs, les escaliers et les rampes, les changements de niveau, le fil de fer à lier, et les séparateurs. Le prix comprend le ferraillage de l'armature et la pose en coffrage ou sur site, mais il ne comprend pas le coffrage.

Code interne	Désignation	Quantité	Unité	Prix unitaire	Prix total
mt07aco020a	Séparateur homologué pour fondations.	5,000	U	21,83	109,15
mt07aco055e	Barres en acier haute adhérence, Fe E 500, de divers diamètres.	86,700	kg	135,35	11.734,85
mt08var050	Fil de fer galvanisé pour attacher, de 1,30 mm de diamètre.	0,425	kg	194,75	82,77
mt10haf040rbhm	Béton prêt à l'emploi BCN: CPJ-CEM II/A 32,5 - P - B 30 - 15/25 - E: 2a - BA - P 18-305.	1,050	m³	13.599,60	14.279,58
mq06vib020	Règle vibrante de 3 m.	0,350	h	513,29	179,65
mo043	Compagnon professionnel III/CP2 ferrailleur.	0,650	h	789,97	513,48
mo090	Ouvrier professionnel II/OP ferrailleur.	0,974	h	590,06	574,72
mo045	Compagnon professionnel III/CP2 bétonneur.	0,418	h	789,97	330,21
mo092	Ouvrier professionnel II/OP bétonneur.	0,501	h	590,06	295,62
	Frais de chantier des unités d'ouvrage	2,000	%	28.100,03	562,00
Coût de maintenance décennale: 859,86DA les 10 premières années.				Montant total HT:	28.662,03

Figure 7. 11: prix décomposé de radier

Prix décomposé | Cahier des charges | Déchets générés | Indicateurs d'impact environnemental | Sécurité et santé

1 | 1 de 1 Partager Exporter Impre

UNITÉ D'OUVRAGE GFA010: RADIER.

MESURES POUR ASSURER LA COMPATIBILITÉ ENTRE LES DIFFÉRENTS PRODUITS, ÉLÉMENTS ET SYSTÈMES CONSTRUCTIFS QUI COMPOSENT L'UNITÉ D'OUVRAGE.
Selon l'agressivité du terrain ou la présence d'eau avec des substances agressives, on choisira le ciment adéquat pour la fabrication du béton, ainsi que son dosage et la perméabilité et l'épaisseur de recouvrement des armatures.

CLAUSESTECHNIQUES
Radier en béton armé, réalisé avec béton prêt à l'emploi BCN: CPJ-CEM II/A 32,5 - P - B 30 - 15/25 - E: 2a - BA - P 18-305, coulage à la benne, et acier Fe E 500, avec une quantité approximative de 85 kg/m³; finition superficielle lisse par règle vibrante. Comprend les armatures pour la formation de la fosse d'ascenseur, les renforts, les pliages, les rencontres, les amorces et les attentes dans les murs, les escaliers et les rampes, les changements de niveau, le fil de fer à lier, et les séparateurs.

CRITÈRE POUR LE MÉTRÉ
Volume moyen sur les sections théoriques de l'excavation, selon documentation graphique du Projet.

CLAUSES PRÉALABLES DEVANT ÊTRE REMPLIES AVANT L'EXÉCUTION DES UNITÉS D'OUVRAGE

DE L'ÉLÉMENT PORTEUR.
L'existence de la couche de béton de propreté qui devra avoir un plan d'appui horizontal et une surface propre sera vérifiée.

CLIMATIQUES.
Les travaux de bétonnage seront suspendus en cas de pluie intense, de neige, de vent excessif, si la température ambiante dépasse 40°C ou s'il est prévu que la température descende sous 0°C dans les 48 heures prochaines.

DUSOUS-TRAITANT.
On disposera d'une série de moyens sur le chantier, en prévision d'éventuels changements brusques des conditions ambiantes pendant le bétonnage ou la période suivante de prise, le bétonnage des différents éléments ne pouvant être commencé sans l'autorisation écrite du directeur de l'exécution de l'ouvrage.

PROCESSUSD'EXÉCUTION

PHASESD'EXÉCUTION.
Implantation et tracé de la dalle et des poteaux ou des autres éléments structuraux qui s'appuient sur celle-ci. Mise en place des séparateurs et fixation des armatures. Connexion et ancrage des réseaux d'installations prévues. Coulage et compactage du béton. Couronnement et arase des fondations. Séchage du béton.

CLAUSES DE FINALISATION.
L'ensemble sera monolithique et transmettra correctement les charges au terrain.

Figure 7. 12: cahier des charges

Prix décomposé | Cahier des charges | Déchets générés | Indicateurs d'impact environnemental | Sécurité et santé

Partager | Exporter | Aperçu avant i

GFA010 m³ Radier. 28.662,03DA

Radier en béton armé, réalisé avec béton prêt à l'emploi BCN: CPJ-CEM II/A 32,5 - P - B 30 - 15/25 - E: 2a - BA - P 18-305, coulage à la benne, et acier Fe E 500, avec une quantité approximative de 85 kg/m³; finition superficielle lisse par règle vibrante. Comprend les armatures pour la formation de la fosse d'ascenseur, les renforts, les pliages, les rencontres, les amorces et les attentes dans les murs, les escaliers et les rampes, les changements de niveau, le fil de fer à lier, et les séparateurs. Le prix comprend le ferraillage de l'armature et la pose en coffrage ou sur site, mais il ne comprend pas le coffrage.

Code CED	Type	Poids (kg)	Volume (l)
17 04 05	Fer et acier.	0,652	0,310
17 01 01	Béton (bétons, mortiers et préfabriqués).	3,209	2,139
	Déchets générés:	**3,861**	**2,450**
15 01 01	Emballages en papier et en carton.	0,360	0,480
	Emballages:	**0,360**	**0,480**
	Total déchets:	**4,221**	**2,930**

Figure 7. 13:déchets générés

Prix décomposé | Cahier des charges | Déchets générés | Indicateurs d'impact environnemental | Sécurité et santé

Partager | Exporter | Aperçu avant impress

GFA010 m³ Radier. 28.662,03DA

Radier en béton armé, réalisé avec béton prêt à l'emploi BCN: CPJ-CEM II/A 32,5 - P - B 30 - 15/25 - E: 2a - BA - P 18-305, coulage à la benne, et acier Fe E 500, avec une quantité approximative de 85 kg/m³; finition superficielle lisse par règle vibrante. Comprend les armatures pour la formation de la fosse d'ascenseur, les renforts, les pliages, les rencontres, les amorces et les attentes dans les murs, les escaliers et les rampes, les changements de niveau, le fil de fer à lier, et les séparateurs. Le prix comprend le ferraillage de l'armature et la pose en coffrage ou sur site, mais il ne comprend pas le coffrage.

Étape du cycle de vie	Indicateurs d'impact environnemental							Utilisation des ressources		
	GWP	ODP	AP	EP	POCP	ADPE	ADFP	PERT	PERNRT	FW
	CO_2 eq. (kg)	CFC 11 eq. (kg)	SO_2 eq. (kg)	$(PO_4)^{3-}$ eq. (kg)	éthylène eq. (kg)	Sb eq. (kg)	(MJ)	(MJ)	(MJ)	(m^3)
Total A1-A2-A3:	320,650	0,074	1,010	0,218	0,092	9,20e-04	2.831,565	303,694	3.198,294	74,780
A4	8,533	0,011	0,597	0,119	0,032	0,005	938,632		115,311	1,792
A5	2,220	1,47e-07	0,010	0,040	0,002	8,21e-05	31,080		29,560	4,440
Total A4-A5:	10,753	0,011	0,607	0,159	0,033	0,005	969,712		144,871	6,232
Énergie totale et émissions:	331,403	0,086	1,617	0,378	0,126	0,006	3.801,277	303,694	3.343,165	81,012

A1: Acquisition des matières premières
A2: Transport des matières premières
A3: Fabrication du produit
A4: Transport du produit
A5: Processus de construction et installation

GWP: Potentiel de réchauffement global
ODP: Potentiel de destruction de la couche d'ozone stratosphérique
AP: Potentiel d'acidification des sols et de l'eau
EP: Potentiel d'eutrophisation
POCP: Potentiel de formation d'ozone troposphérique
ADPE: Potentiel d'épuisement pour les ressources abiotiques non fossiles
ADFP: Potentiel d'épuisement pour les ressources abiotiques fossiles
PERT: Utilisation totale d'énergie primaire renouvelable
PERNRT: Utilisation totale d'énergie primaire non renouvelable
FW: Utilisation nette d'eau courante

Consommation		Étape du cycle de vie – Fabrication – A1. Acquisition des matières premières, A2. Transport des matières premières, A3. Fabrication du produit									
		GWP	ODP	AP	EP	POCP	ADPE	ADFP	PERT	PERNRT	FW
		CO_2 eq. (kg)	CFC 11 eq. (kg)	SO_2 eq. (kg)	$(PO_4)^{3-}$ eq. (kg)	éthylène eq. (kg)	Sb eq. (kg)	(MJ)	(MJ)	(MJ)	(m^3)
Matériaux	Poids (kg)										
Plastique.	0,055	0,263	1,10e-08	0,002	3,30e-04	2,75e-04	2,20e-05	4,769	0,297	5,093	0,051
Acier.	86,700	45,951	6,07e-06	0,260	0,043	0,017	6,07e-04	682,329	178,602	924,222	0,260
Acier galvanisé.	0,425	1,088	2,12e-12	0,002	2,12e-04	2,97e-04	4,25e-05	9,775	0,595	10,073	0,003
Béton.	2.482,200	273,042	0,074	0,745	0,174	0,074	2,48e-04	2.134,692	124,110	2.258,802	74,466
Total	2.569,380	320,344	0,074	1,009	0,218	0,092	9,20e-04	2.831,565	303,604	3.198,190	74,779

Figure 7. 14: indicateur d'impact environnemental

FICHES LIÉES	AGENTS ET ÉQUIPES INTERVENANT	Phases d'exécution:
	MATÉRIEL	- Implantation et tracé de la dalle et des poteaux ou des autres éléments structuraux qui s'appuient sur celle-ci. - Mise en place des séparateurs et fixation des armatures. - Connexion et ancrage des réseaux d'installations prévues. - Préparation du béton. - Coulage et compactage du béton. - Couronnement et arase des fondations. - Séchage du béton.
mq06vib020	Règle vibrante de 3 m.	
mq06hor010	Bétonnière électrique avec une capacité de gâchage de 160 l.	
	OUTILS MÉCANISÉS	
op00ciz020	Cisaille pour barres à haute adhérence en acier.	
op00ata010	Pince à ligaturer.	
	CORPS D'ÉTAT	
mo112 mo113	Construction.	
mo043 mo090	Ferrailleur.	
mo045 mo092	Bétonneur.	
	ÉQUIPEMENTS AUXILIAIRES	
au00auh040	Vibreur de béton, électrique.	
	PROTECTIONS COLLECTIVES	
SCJ010	Bouchon en plastique pour la protection d'une extrémité d'armature.	

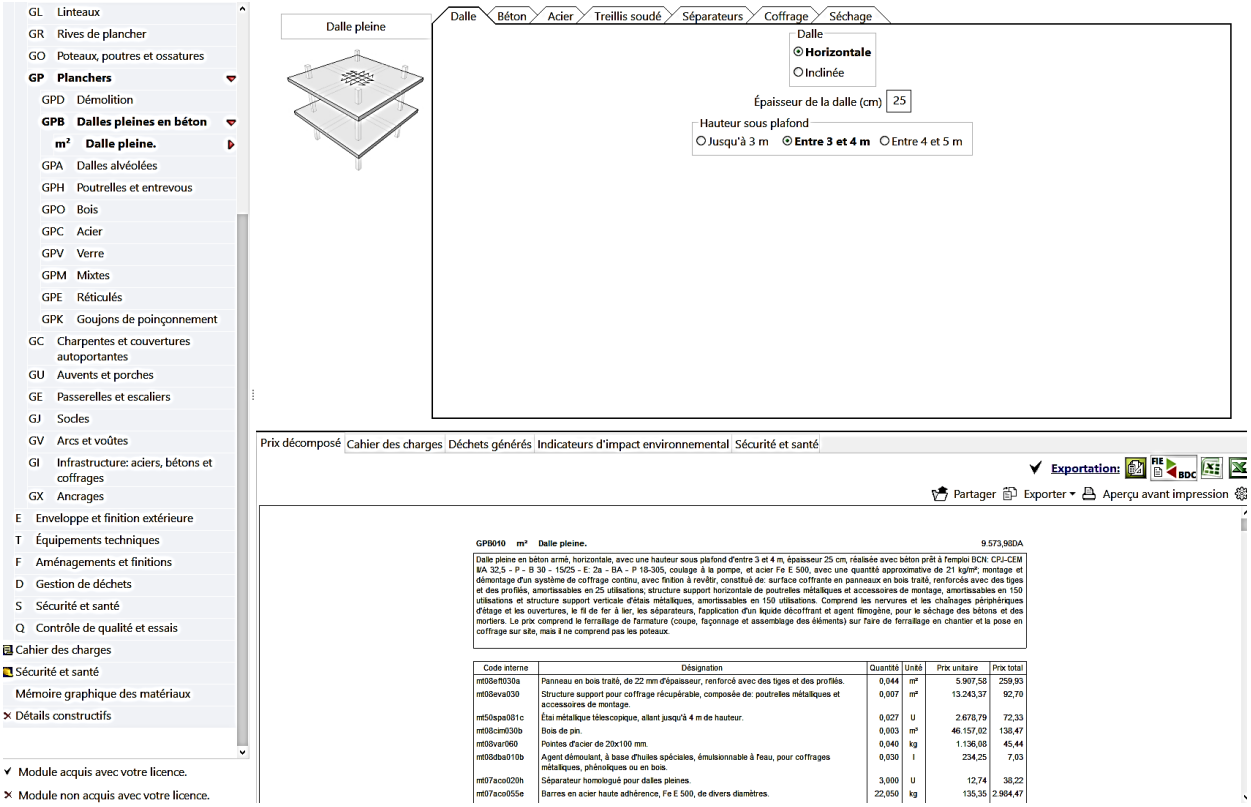
Phase d'exécution		Mise en place des séparateurs et fixation des armatures.	
Code	**Risques**	**Mesures préventives à adopter**	**Systèmes de protection collective et de signalisation**
	Coup et coupure avec des objets ou des outils.	▪Les attentes des armatures placées dans des zones de présence de personnel devront être protégées avec des bouchons protecteurs type champignon.	- SCJ010

Phase d'exécution		Coulage et compactage du béton.	
Code	**Risques**	**Mesures préventives à adopter**	**Systèmes de protection collective et de signalisation**
	Coup et coupure avec des objets ou des outils.	▪On vérifiera qu'il n'y a pas d'objet poinçonnant dans les zones à bétonner.	

Phase d'exécution		Séchage du béton.	
Code	**Risques**	**Mesures préventives à adopter**	**Systèmes de protection collective et de signalisation**
	Chute de personnes de	▪Si le séchage se fait par arrosage direct à l'eau, la zone de travail ne sera pas laissée	

Figure 7. 15:sécurité et chantier

7.5 Les étapes à suivre pour le calcul d'une dalle pleine



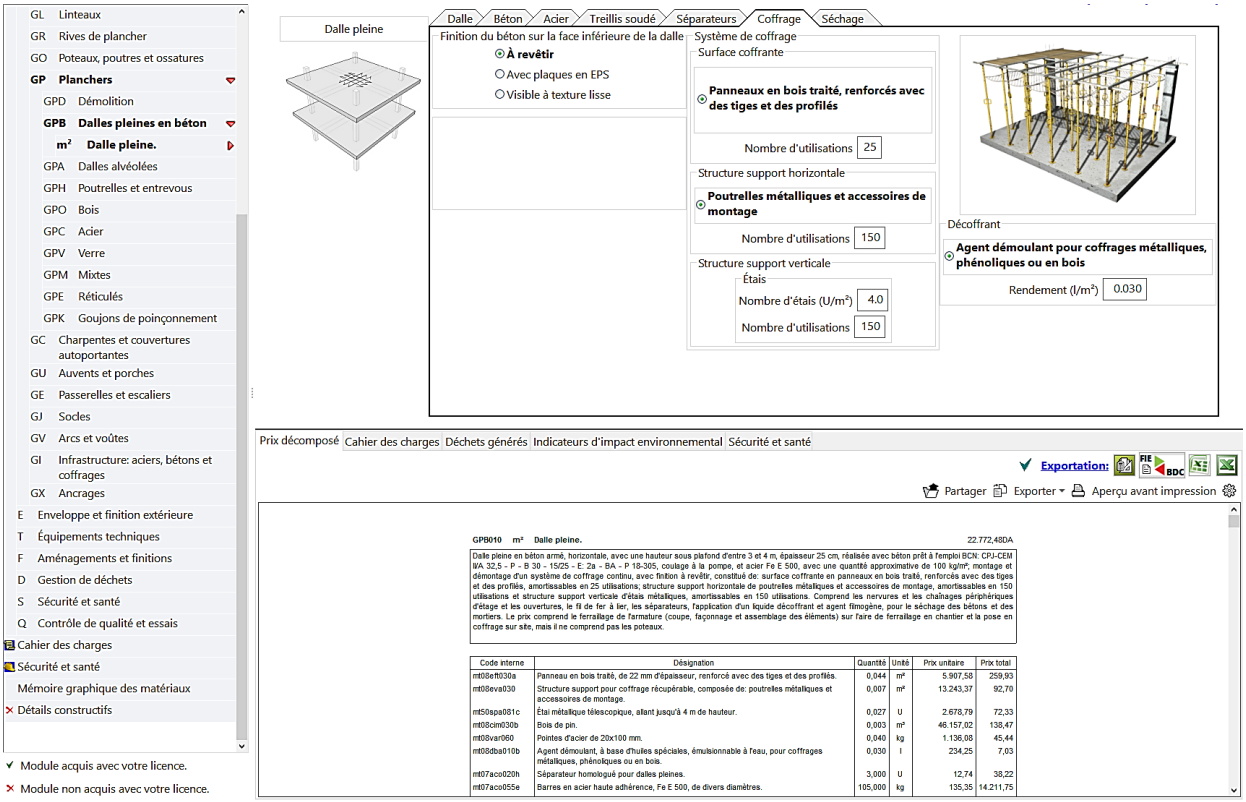


Figure 7. 16:coffrage de la dalle pleine

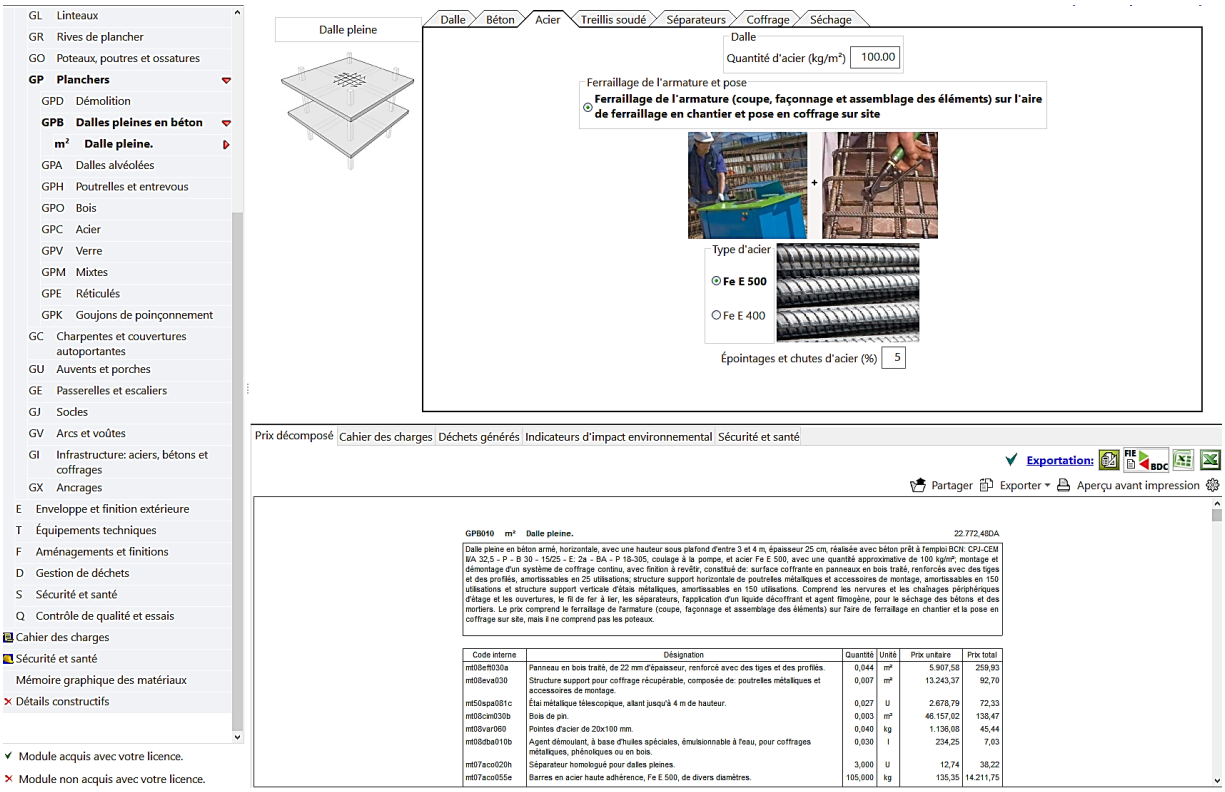


Figure 7. 17:ferraillage de la dalle pleine

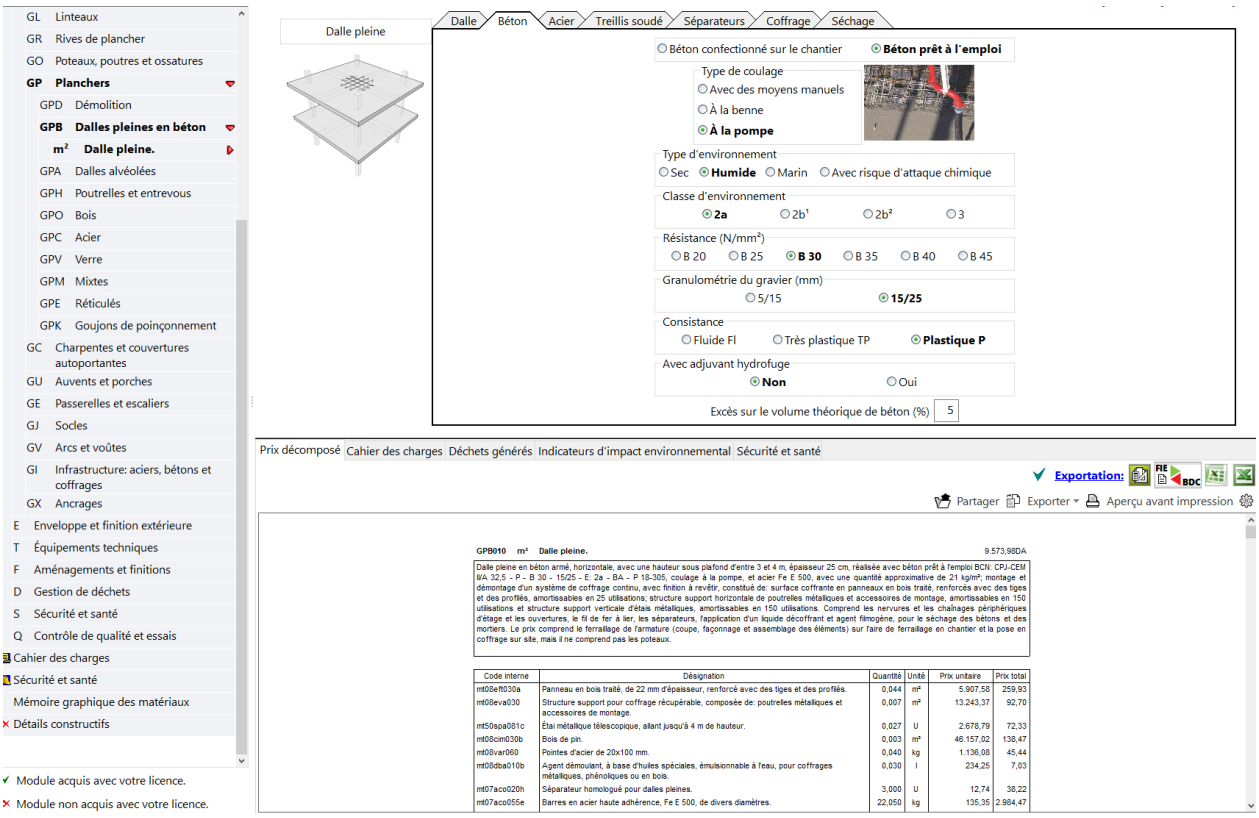


Figure 7. 18:coulage du béton pour la dalle pleine

7.6 Les étapes à suivre pour le calcul d'escalier

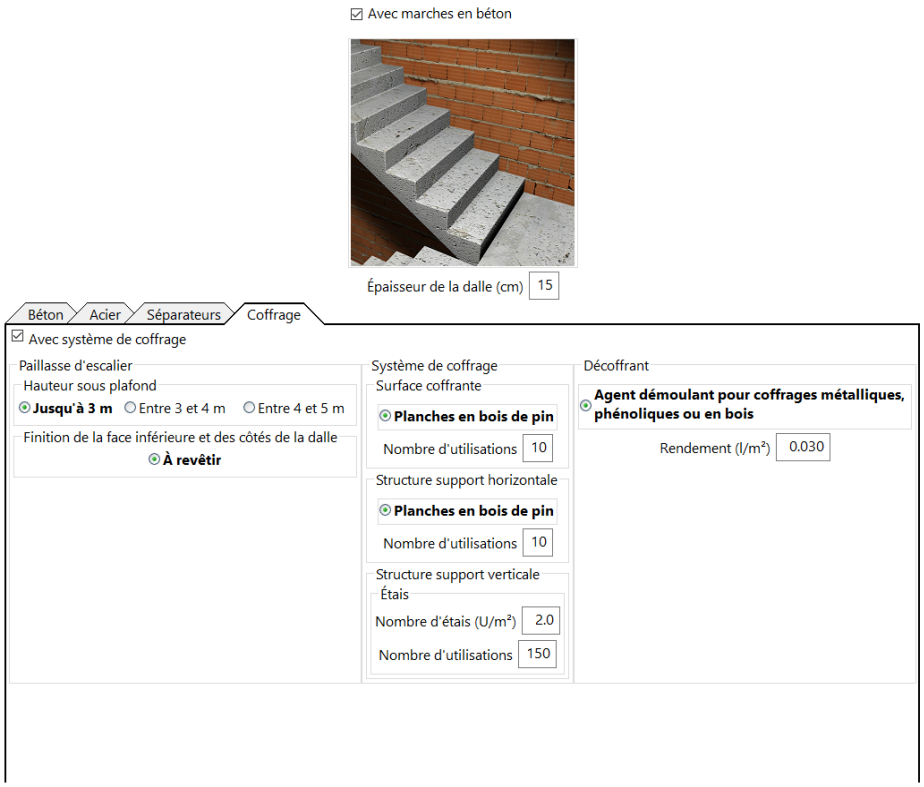


Figure 7. 19:coffrage d'escalier

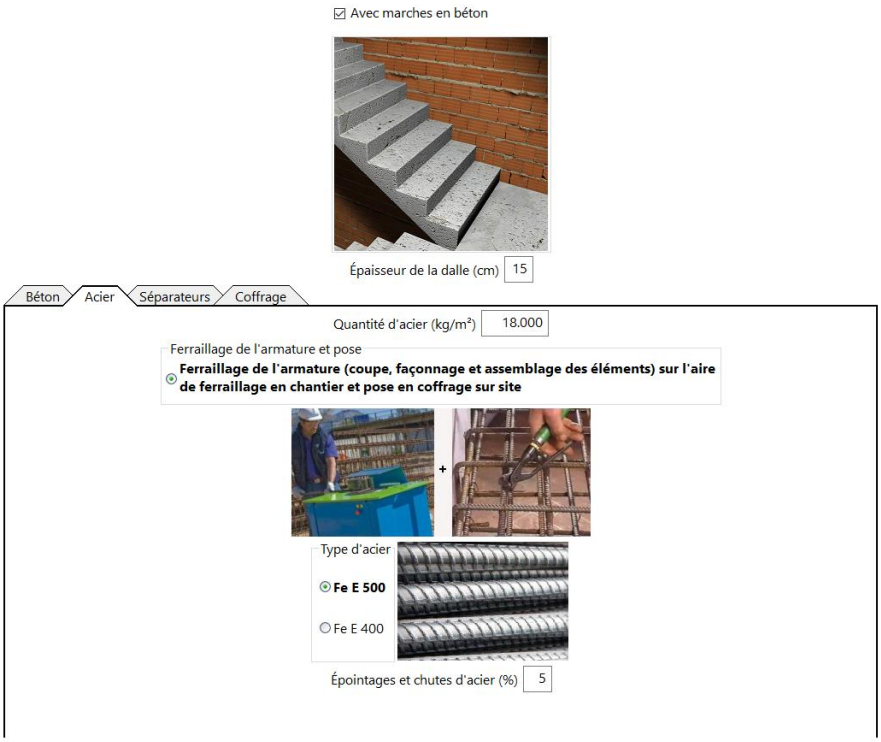


Figure 7. 20:ferraillage d'escalier

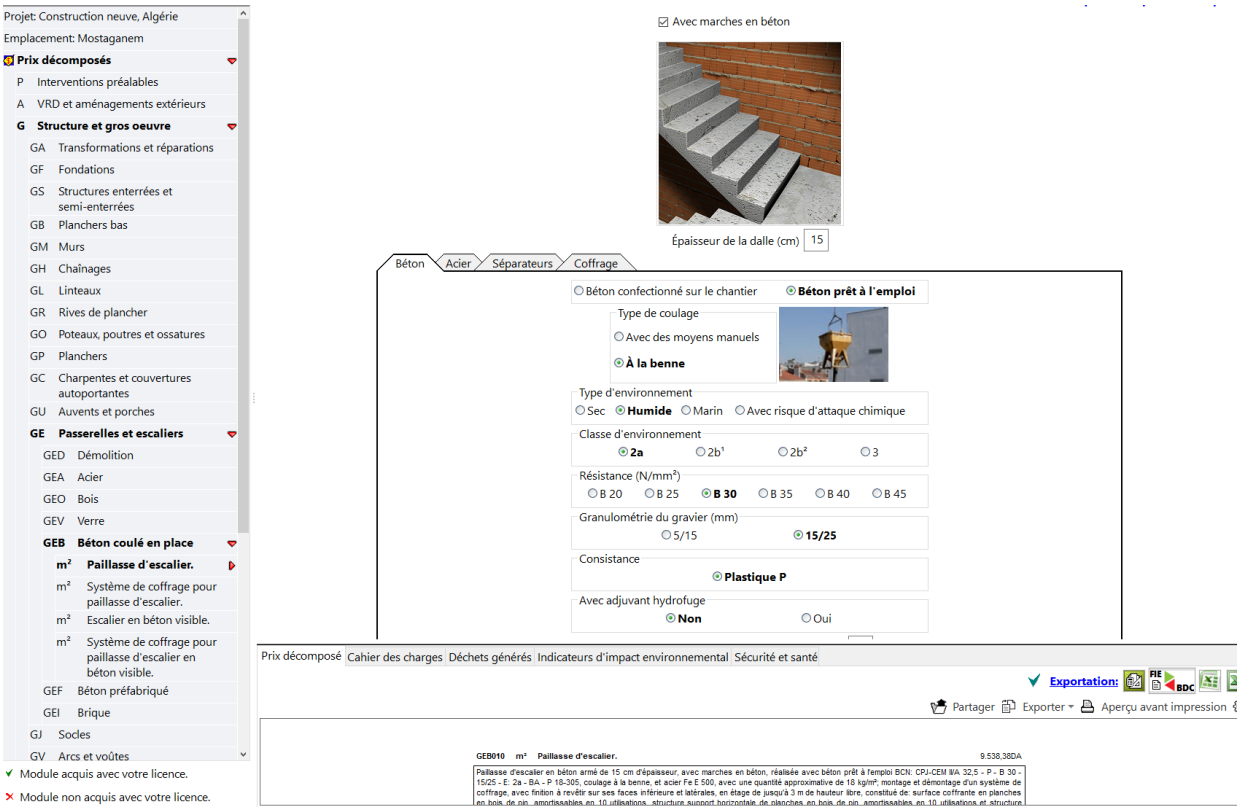


Figure 7. 21:coulage du béton pour l'escalier

7.1 Etude de cout

Ouvrage : **DOUNIA**

Budget % C.I. 0

Code	Type	Unité	Résumé	Quantité	Prix (DA)	Montant (DA)
DOUNIA	**Chapitre**				**134,939,856.20**	**134,939,856.20**
1.1	**Chapitre**		**Infrastructure**		**32,465,282.47**	**32,465,282.47**
1.1.1	Unité d'ouvrage	m3	Béton de propreté d'une épaisseur de 10 cm dosé à 150 Kg/m3	43.17	11,002.98	474,998.65
1.1.2	**Chapitre**		**Gros béton dosé à 350 kg/m3**		**31,990,283.82**	**31,990,283.82**
1.1.2.1	Unité d'ouvrage	m3	Radier dalle	423.40	40,920.05	17,325,549.17
1.1.2.2	Unité d'ouvrage	m3	Verticaux	143.69	69,877.72	10,040,729.59
1.1.2.3	Unité d'ouvrage	m3	Dalle pleine	48.79	55,226.68	2,694,509.72
1.1.2.4	Unité d'ouvrage	m3	Poutres	21.08	52,476.61	1,106,206.94
1.1.2.5	Unité d'ouvrage	m3	Escaliers	4.26	71,268.86	303,605.34
1.2.2.6	Unité d'ouvrage	m3	Rampe	9.41	55,226.68	519,683.06
			1.1.2		**31,990,283.82**	**31,990,283.82**
			1.1		**32,465,282.47**	**32,465,282.47**
1.2	**Chapitre**		**Superstructure**		**102,474,573.73**	**102,474,573.73**
1.2.1	**Chapitre**		**niv 0.00 (RDC) au niv +4.08 MEZZANINE**		**8,588,916.19**	**8,588,916.19**
1.2.1.1	Unité d'ouvrage	m3	Dalle pleine	41.87	54,193.83	2,269,095.66
1.2.1.2	Unité d'ouvrage	m3	Poutres	27.09	52,476.61	1,421,591.36
1.2.1.3	Unité d'ouvrage	m3	Verticaux	65.12	69,877.72	4,550,437.13
1.2.1.4	Unité d'ouvrage	m3	Escalier	4.88	71,268.86	347,792.04
			1.2.1		**8,588,916.19**	**8,588,916.19**
1.2.2	**Chapitre**		**niv +4.08 MEZZANINE au niv +29.75(8ème étage)**		**77,625,479.23**	**77,625,479.23**
1.2.2.1	Unité d'ouvrage	m3	Dalle pleine	744.29	53,069.31	39,498,956.74
1.2.2.2	Unité d'ouvrage	m3	Poutres	186.88	52,476.61	9,806,828.88
1.2.2.3	Unité d'ouvrage	m3	Verticaux	387.60	69,877.72	27,084,604.27
1.2.2.4	Unité d'ouvrage	m3	Escalier	17.33	71,268.86	1,235,089.34
			1.2.2		**77,625,479.23**	**77,625,479.23**
1.2.3	**Chapitre**		**niv +29.75(8ème) au niv +33.66 (terrasse)**		**11,274,790.18**	**11,274,790.18**
1.2.3.1	Unité d'ouvrage	m3	Dalle pleine	90.35	53,069.31	4,794,812.16
1.2.3.2	Unité d'ouvrage	m3	Poutres	28.03	52,476.61	1,470,919.38
1.2.3.3	Unité d'ouvrage	m3	Verticaux	69.47	69,877.72	4,854,405.21
1.2.3.4	Unité d'ouvrage	m3	Escalier	2.17	71,268.86	154,653.43
			1.2.3		**11,274,790.18**	**11,274,790.18**
1.2.4	**Chapitre**		**niv +33.66 au niv +36.89**		**3,670,303.23**	**3,670,303.23**
1.2.4.1	Unité d'ouvrage	m3	Dalle pleine	19.65	53,069.31	1,042,811.94

1.2.4.2	Unité d'ouvrage	m3	Poutres	29.43	52,476.61	1,544,386.63
1.2.4.3	Unité d'ouvrage	m3	Verticaux	15.50	69,877.72	1,083,104.66
			1.2.4		**3,670,303.23**	**3,670,303.23**
1.2.5	**Chapitre**		**niv +36.89 /niv+ 37.89 au niv +39.95**		**1,315,084.90**	**1,315,084.90**
1.2.5.1	Unité d'ouvrage	m3	Dalle pleine	2.63	53,069.31	139,572.29
1.2.5.2	Unité d'ouvrage	m3	Poutres	10.15	52,476.61	532,637.59
1.2.5.3	Unité d'ouvrage	m3	Verticaux	9.20	69,877.72	642,875.02
			1.2.5		**1,315,084.90**	**1,315,084.90**
			1.2		**102,474,573.73**	**102,474,573.73**
			DOUNIA		**134,939,856.20**	**134,939,856.20**

7.1.1 Le cout direct

REALISATION DE 32 LOGEMENTS PROMOTIONNELS EN R+8 **BORDEREAU DES QUANTITÉS ET PRIX**

N°	TYPE	Un.	RÉSUMÉ	QTE	P.U.	MONTANT
1.1	Chapitre		Infrastructure			46,750,075.97
1.1.1	Unité d'ouvrage	m3	béton de propreté d'une épaisseur de 10 cm dosé à 150 Kg/m3	43.17	15,845.00	684,028.65
1.1.2	Unité d'ouvrage		gros béton dosé à 350 kg/m3			
1.1.2.1	Unité d'ouvrage	m3	radier dalle	423.40	58,925.00	24,948,845.00
1.1.2.2	Unité d'ouvrage	m3	verticaux	143.69	100,624.00	14,458,662.56
1.1.2.3	Unité d'ouvrage	m3	dalle pleine	48.79	79,526.00	3,880,073.54
1.1.2.4	Chapitre	m3	poutres	21.08	75,566.00	1,592,931.28
1.1.2.5	Unité d'ouvrage	m3	escaliers	4.26	102,628.00	437,195.28
1.2.2.6	Unité d'ouvrage	m3	rampe	9.41	79,526.00	748,339.66
1.2	Unité d'ouvrage		superstructure			130,301,520.72
1.2.1	Unité d'ouvrage		niv 0.00 (RDC) au niv +4.08 MEZZANINE			
1.2.1.1	Unité d'ouvrage	m3	dalle pleine	41.87	78,040.00	3,267,534.80
1.2.1.2	Unité d'ouvrage	m3	poutres	27.09	75,566.00	2,047,082.94
1.2.1.3	Unité d'ouvrage	m3	verticaux	65.12	100,624.00	6,552,634.88
1.2.1.4	Unité d'ouvrage	m3	escalier	4.88	102,628.00	500,824.64
1.2.2	Unité d'ouvrage		niv +4.08 MEZZANINE au niv +29.75(8ème étage)			
1.2.2.1	Unité d'ouvrage	m3	dalle pleine	744.29	76,420.00	56,878,641.80
1.2.2.2	Unité d'ouvrage	m3	poutres	186.88	75,566.00	14,121,774.08
1.2.2.3	Chapitre	m3	verticaux	387.60	100,624.00	21,739,817.64
1.2.2.4	Unité d'ouvrage	m3	escalier	17.33	102,628.00	1,778,543.24
1.2.3	Unité d'ouvrage		niv +29.75(8ème) au niv +33.66 (terrasse)			
1.2.3.1	Unité d'ouvrage	m3	dalle pleine	90.35	76,420.00	6,904,547.00
1.2.3.2	Unité d'ouvrage	m3	poutres	28.03	75,566.00	2,118,114.98
1.2.3.3	Unité d'ouvrage	m3	verticaux	69.47	100,624.00	6,990,349.28
1.2.3.4	Unité d'ouvrage	m3	escalier	2.17	102,628.00	222,702.76
1.2.4	Unité d'ouvrage		niv +33.66 au niv +36.89			
1.2.4.1	Unité d'ouvrage	m3	dalle pleine	19.65	76,420.00	1,501,653.00
1.2.4.2	Unité d'ouvrage	m3	poutres	29.43	75,566.00	2,223,907.38
1.2.4.3	Unité d'ouvrage	m3	verticaux	15.50	100,624.00	1,559,672.00
1.2.5	Unité d'ouvrage		niv +36.89 /niv+ 37.89 au niv +39.95			
1.2.5.1	Unité d'ouvrage	m3	dalle pleine	2.63	76,420.00	200,984.60
1.2.5.2	Unité d'ouvrage	m3	poutres	10.15	75,566.00	766,994.90
1.2.5.3	Unité d'ouvrage	m3	verticaux	9.20	100,624.00	925,740.80
T	Chapitre		TOTAL			177,051,596.69

MONTANT TVA:	15,934,643.70
MONTANT TTC:	192,986,240.39

7.1.2 Le cout indirect

REALISATION DE 32 LOGEMENTS PROMOTIONNELS EN R+8 **BORDEREAU DES QUANTITÉS ET PRIX**

N°	Un.	RÉSUMÉ	QTE	CÔUTS	T.C.D.	K	%	Ind.	T.C.I.	K	%	MARGEM	P.U.	MONTANT
1.1		Infrastructure			32,465,282.46				6,493,013.53					46,750,075.97
1.1.1	m3	béton de propreté d'une épaisseur de 10 cm dosé à 150 Kg/m3	43.17	11,002.98	474,998.65	1	1.20	2,201.02	95,018.03	1	1.20	2,640.80	15,845.00	684,028.65
1.1.2		gros béton dosé à 350 kg/m3												
1.1.2.1	m3	radier dalle	423.40	40,920.05	17,325,549.17	1	1.20	8,183.95	3,465,084.43	1	1.20	9,820.80	58,925.00	24,948,845.00
1.1.2.2	m3	verticaux	143.69	69,877.72	10,040,729.59	1	1.20	13,975.28	2,008,107.98	1	1.20	16,770.60	100,624.00	14,458,662.56
1.1.2.3	m3	dalle pleine	48.79	55,226.68	2,694,509.72	1	1.20	11,045.32	538,901.16	1	1.20	13,254.40	79,526.00	3,880,073.54
1.1.2.4	m3	poutres	21.08	52,476.61	1,106,206.94	1	1.20	10,495.39	221,242.82	1	1.20	12,594.40	75,566.00	1,592,931.28
1.1.2.5	m3	escaliers	4.26	71,268.86	303,605.34	1	1.20	14,254.14	60,722.64	1	1.20	17,104.60	102,628.00	437,195.28
1.2.2.6	m3	rampe	9.41	55,226.68	519,683.06	1	1.20	11,045.32	103,936.46	1	1.20	13,254.40	79,526.00	748,339.66
1.2		superstructure			102,474,573.73				18,097,238.92					130,301,520.72
1.2.1		niv 0.00 (RDC) au niv +4.08 MEZZANINE												
1.2.1.1	m3	dalle pleine	41.87	54,193.83	2,269,095.66	1	1.20	10,839.17	453,836.05	1	1.20	13,006.60	78,040.00	3,267,534.80
1.2.1.2	m3	poutres	27.09	52,476.61	1,421,591.36	1	1.20	10,495.39	284,320.12	1	1.20	12,594.40	75,566.00	2,047,082.94
1.2.1.3	m3	verticaux	65.12	69,877.72	4,550,437.13	1	1.20	13,975.28	910,070.23	1	1.20	16,770.60	100,624.00	6,552,634.88
1.2.1.4	m3	escalier	4.88	71,268.86	347,792.04	1	1.20	14,254.14	69,560.20	1	1.20	17,104.60	102,628.00	500,824.64
1.2.2		niv +4.08 MEZZANINE au niv +29.75(8ème étage)												
1.2.2.1	m3	dalle pleine	744.29	53,069.31	39,498,956.74	1	1.20	10,613.69	7,899,663.33	1	1.20	12,736.60	76,420.00	56,878,641.80
1.2.2.2	m3	poutres	186.88	52,476.61	9,806,828.88	1	1.20	10,495.39	1,961,378.48	1	1.20	12,594.40	75,566.00	14,121,774.08
1.2.2.3	m3	verticaux	387.60	69,877.72	27,084,604.27	1	1.20	13,975.28	3,019,389.44	1	1.20	16,770.60	100,624.00	21,739,817.64
1.2.2.4	m3	escalier	17.33	71,268.86	1,235,089.34	1	1.20	14,254.14	247,024.25	2	1.20	17,104.60	102,628.00	1,778,543.24
1.2.3		niv +29.75(8ème) au niv +33.66 (terrasse)												
1.2.3.1	m3	dalle pleine	90.35	53,069.31	4,794,812.16	1	1.20	10,613.69	958,946.89	2	1.20	12,736.60	76,420.00	6,904,547.00
1.2.3.2	m3	poutres	28.03	52,476.61	1,470,919.38	1	1.20	10,495.39	294,185.78	2	1.20	12,594.40	75,566.00	2,118,114.98
1.2.3.3	m3	verticaux	69.47	69,877.72	4,854,405.21	1	1.20	13,975.28	970,862.70	2	1.20	16,770.60	100,624.00	6,990,349.28
1.2.3.4	m3	escalier	2.17	71,268.86	154,653.43	1	1.20	14,254.14	30,931.48	2	1.20	17,104.60	102,628.00	222,702.76
1.2.4		niv +33.66 au niv +36.89												
1.2.4.1	m3	dalle pleine	19.65	53,069.31	1,042,811.94	1	1.20	10,613.69	208,559.01	2	1.20	12,736.60	76,420.00	1,501,653.00
1.2.4.2	m3	poutres	29.43	52,476.61	1,544,386.63	1	1.20	10,495.39	308,879.33	2	1.20	12,594.40	75,566.00	2,223,907.38
1.2.4.3	m3	verticaux	15.50	69,877.72	1,083,104.66	1	1.20	13,975.28	216,616.84	2	1.20	16,770.60	100,624.00	1,559,672.00
1.2.5		niv +36.89 /niv+ 37.89 au niv +39.96												
1.2.5.1	m3	dalle pleine	2.63	53,069.31	139,572.29	1	1.20	10,613.69	27,914.00	2	1.20	12,736.60	76,420.00	200,984.60
1.2.5.2	m3	poutres	10.15	52,476.61	532,637.59	1	1.20	10,495.39	106,528.21	2	1.20	12,594.40	75,566.00	766,994.90
1.2.5.3	m3	verticaux	9.20	69,877.72	642,875.02	1	1.20	13,975.28	128,572.58	2	1.20	16,770.60	100,624.00	925,740.80
T		TOTAL			134,939,856.19				24,590,252.45					177,051,596.69

MONTANT TVA:	159,530,108.64	9%	15,934,643.70
MONTANT TTC:		Res.= ##########	192,986,240.39

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'études a porté sur l'étude technique et technico-commerciale d'un immeuble de type sous-sol + RDC + 8 étages, destiné à un usage mixte. Cette étude nous a permis de mettre en pratique les connaissances théoriques acquises au cours de notre formation en génie civil, notamment dans les domaines du dimensionnement, de l'analyse structurale et de la conception des ouvrages en béton armé.

La modélisation et l'analyse de la structure à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis ont permis d'évaluer le comportement global du bâtiment sous l'effet des différentes sollicitations. En se basant sur les règlements en vigueur, notamment le BAEL 91 modifié et le RPA 2024, nous avons pu vérifier la stabilité, la résistance et la conformité des différents éléments structuraux. Les résultats obtenus ont montré que l'action sismique constitue la sollicitation la plus déterminante pour la conception de l'ouvrage.

Par ailleurs, l'étude technico-commerciale réalisée à travers l'estimation des quantités et l'évaluation des coûts a permis d'appréhender les aspects économiques et organisationnels d'un projet de construction, mettant ainsi en évidence l'importance d'une gestion rigoureuse pour assurer la réussite du projet.

Ce travail a constitué une expérience enrichissante, nous permettant de développer nos compétences techniques, d'approfondir notre maîtrise des outils de calcul et de mieux comprendre les différentes étapes de conception et de réalisation d'un ouvrage de bâtiment.

Enfin, nous espérons que ce travail pourra constituer une référence utile pour les futurs étudiants et contribuer à l'amélioration des pratiques de conception et de gestion dans le domaine du génie civil.

Références

[1] BAEL91, Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites, règlement, 1991.

[2] BAEL99, Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites, règlement, 1999.

[3] CBA93, Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé, règlement, 1993.

[4] RPA2024, Règles Parasismiques Algériennes, règlement,2024

[5] DTRB.C 2.2, Document technique réglementaire, règlement, 1988.

[6] mémoire Djalil ; Bouhnech Dimensionnement et étude sismique d'un bâtiment en béton armé.

[7] mémoire BENBOUZIANE Ouafae ; MENOUER Lina Aicha ; Comparaison entre les règlements parasismiques algérienne RPA2003 et RPA2024 à travers l'étude de cas d'un bâtiment RDC+15étage+sous-sol.

[8] mémoire SEREIR EL HIRTSI Othmane et SALMI Mohamed Rayan ; Étude parasismique d'un bâtiment à usage multiple en béton armé (R+17+ 6 sous-sols) à Bab Ezzouar.

[9] mémoire MEKHERBECHE Mohamed ; MOHAMED BENKOIBICHE Noureddine ; Etude Comparative Technique Et Technico-Commercial D'une Structure En Béton Arme Et Autre En Charpente Métallique.

[10] les notes de calcul de bureau d'études ingénieur BOULOUFA Abdelhadi.

[11] Polycopie du cours de « 1ère année et 2ème année master ».

Annexes

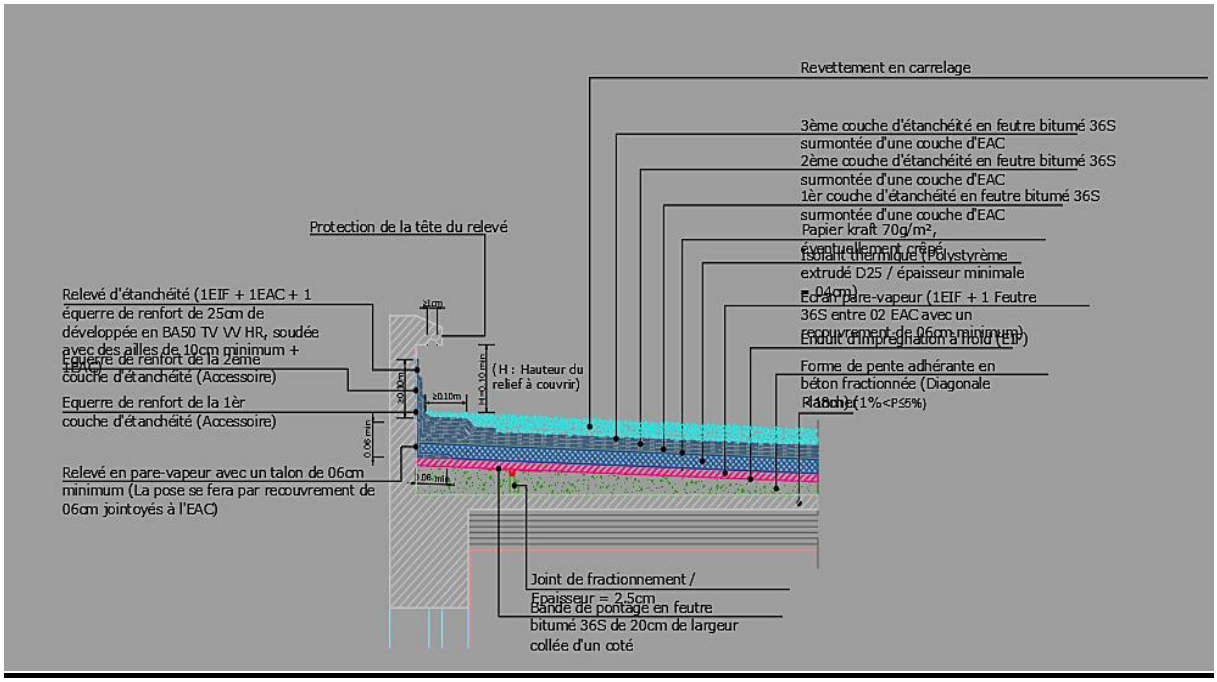


Figure 8. 1:détail d'étanchéité-terrasse accessible

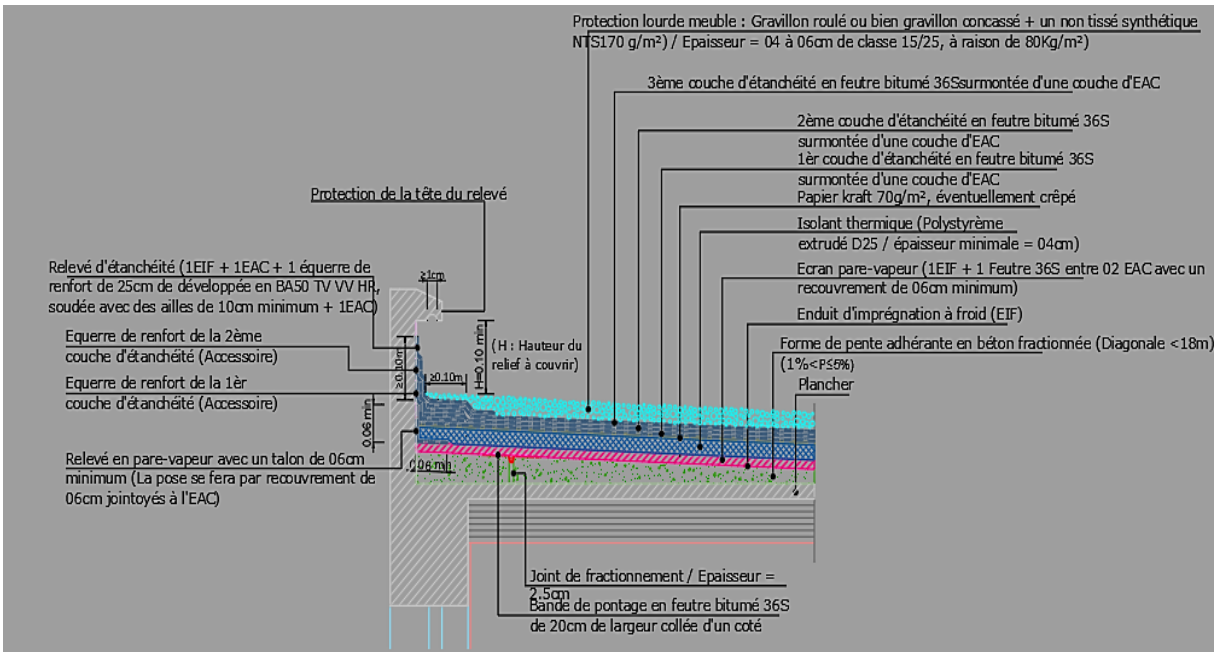


Figure 8. 2:détail d'étanchéité-terrasse inaccessible

Tableau 8. 1:métré et ratio de ferraillage

Élément	Béton (m3)	Ferraillage (Kg)	Ratio (Kg/m3)
Infrastructure			
Béton de propreté	43.17	/	/
Radier dalle	54	11799.81	218.515
Voile périphérique	6.42	706.97	110.12
Superstructure			
V1	3.06	583.87	190.807
V2	1.84	643.47	349.712
V3	1.96	460.38	234.888
V4	3.06	510.3	166.765
V5	1.96	460.38	234.888
V6	3.06	510.3	166.765
V7	1.84	528.92	287.457
V8	3.06	811.8	265.294
V9	2.45	644.17	262.927
V10	2.45	644.17	262.927
V11	1.84	528.92	287.457
V12	2.45	482.75	197.041
V13	3.67	835.71	227.714
V14	3.67	835.71	227.714
V15	1.84	528.92	287.457
V16	2.45	482.75	197.041
V17	2.45	482.75	197.041
V18	2.45	644.17	262.927
V19	3.06	583.87	190.807
V20	2.45	460.38	187.910
V21	3.06	583.87	190.807
V22	3.06	510.3	166.765
V23	3.06	583.87	190.807

V24	2.45	539.59	220.241
V25	2.45	597.48	243.869
Plancher RDC	9	1032.61	114.734
Plancher mezzanine	9	952.51	105.834
Étage courant	11.14	1071.19	96.157
Dalle piscine 1	2.4	145.23	60.513
Dalle piscine 2	2.35	149	63.404
Dalle bâche a eau 1	2.69	404.22	150.268
Dalle bâche a eau 2	2.4	187.19	78.000
Poutre (30*70) 8.85m	1.86	257.11	138.231
Poutre (30*65) 7.87m	1.53	151.98	100.000
Poutre (30*60) 16.85m	3.03	496.85	164.000
Poutre (30*55) 6.90m	1.14	156.53	137.307
Poutre (30*45) 13.59m	1.83	217.03	118.596
Poutre (30*30) 2.70m	0.24	30.41	126.708
Poutre (30*25) 6.91m	0.52	56.57	108.788
Voile bâche a eau	1.67	121.14	72.539
Voile piscine	0.73	74.47	102.014