



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
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

N° d'ordre : M/GC/2026

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie civil

Spécialité : Structures

Thème

**Etude d'un bâtiment R+10 + sous-sol a usage
Multiple selon RPA 2024**

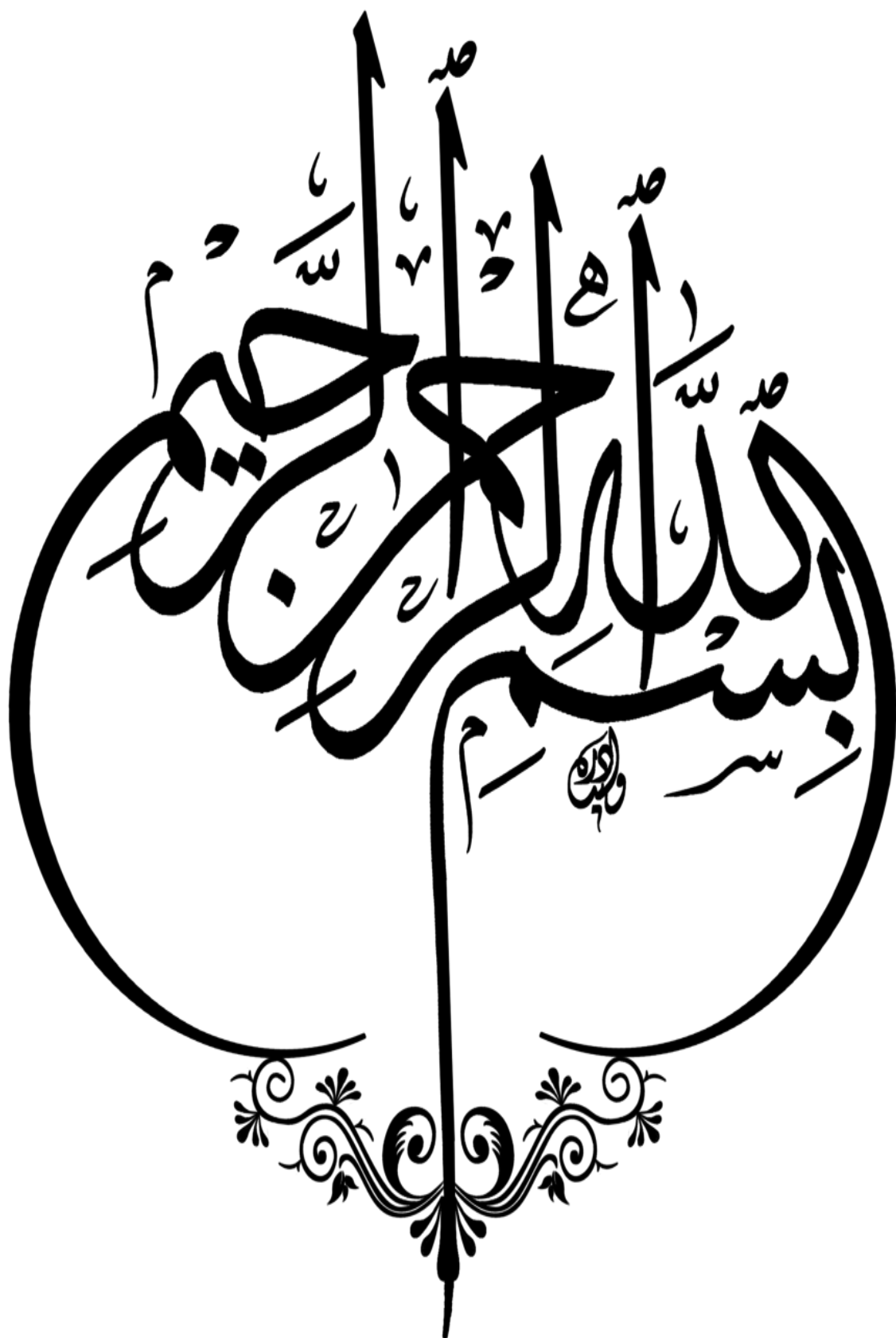
Présenté par :

- Soltane benallou Nada
- Maizia Fatiha

Soutenu le 21/06/2025 devant le jury composé de :

- Président : M^{eme} . Belbachir Nesrine
- Examineur : Mr . Bahar sadek
- Encadrant : Mr. Mehala tewfik

Année Universitaire : 2025/2026



Dédicaces

À l'issue de ce travail, Moi L'Etudiante Maizia fatiha , Je tiens à dédier ce modeste mémoire :

À mes chers parents,

Pour leur amour, leurs sacrifices, leurs encouragements et leur soutien permanent tout au long de mon parcours d'études. Que ce travail soit l'expression de ma profonde reconnaissance envers mes parents.

A mes sœurs et mon frère ;

Pour leur encouragement et soutien le long de l'élaboration de ce mémoire

À ma famille,

Pour leur présence, leurs conseils et leur soutien moral qui m'ont accompagné durant cette période.

À mes enseignants et encadreur,

Pour leur disponibilité, leurs orientations et les connaissances qu'ils nous ont transmises.

À mes amis et collègues,

Avec qui j'ai partagé des moments d'apprentissage, d'efforts et de réussite.

À toutes les personnes qui ont contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce travail.

Je dédie ce mémoire avec respect et gratitude.

Dédicaces

*À l'issue de ce travail, Moi L'Etudiante Soltane Benallou Nada, Je tiens à dédier ce
modeste mémoire :*

À mes chers parents,

*Pour leur amour, leurs sacrifices, leurs encouragements et leur soutien permanent tout
au long de mon parcours d'études. Que ce travail soit l'expression de ma profonde
reconnaissance envers mes parents.*

A mes sœurs ;

Pour leur encouragement et soutien le long de l'élaboration de ce mémoire

À ma famille,

*Pour leur présence, leurs conseils et leur soutien moral qui m'ont accompagné durant
cette période.*

À mes enseignants et encadreur,

Pour leur disponibilité, leurs orientations et les connaissances qu'ils nous ont transmises.

À mes amis et collègues,

Avec qui j'ai partagé des moments d'apprentissage, d'efforts et de réussite.

*À toutes les personnes qui ont contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce
travail.*

Je dédie ce mémoire avec respect et gratitude.

Résumé

Le génie civil est un domaine dans lequel l'ingénieur mobilise ses compétences, ses connaissances pluridisciplinaires et son savoir-faire acquis dans différents domaines liés à cette spécialité.

La formation académique nous permet d'acquérir un ensemble de compétences théoriques qu'il est nécessaire de traduire dans la pratique. À cet effet, et dans le cadre de l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil, nous avons réalisé l'étude de génie civil d'un projet de résidence composée de dix étages avec un sous-sol, prévu d'être implanté à Hassi Mameche, une commune en développement adoptant une urbanisation moderne.

Cette étude nous a permis d'analyser le comportement de la structure sous l'effet des sollicitations dynamiques, notamment les actions horizontales et verticales liées aux phénomènes naturels tels que les séismes. Elle nous a également permis de déterminer les dispositions constructives et les ferraillements nécessaires afin d'assurer la sécurité et le confort de l'ouvrage.

Une construction est un système qui interagit avec différentes sollicitations et ondes provenant de sources naturelles ou artificielles. L'étude de cette interaction constitue un élément essentiel dans la conception et le dimensionnement des structures en génie civil.

Mots clés : interaction onde-matière, génie civil, dynamique des structures, Nconstruction, séisme, calcul de structure

الملخص

تُعَدُّ الهندسة المدنية مجالاً هندسياً يوظف فيه المهندس كفاءاته ومعارفه متعددة التخصصات وخبراته المكتسبة في مختلف المجالات المرتبطة بهذا التخصص.

تتيح لنا الدراسة الأكاديمية اكتساب مجموعة من المعارف والمهارات النظرية التي ينبغي تجسيدها وتطبيقها عملياً. وفي هذا الإطار، ومن أجل نيل شهادة الماستر في الهندسة المدنية، قمنا بإنجاز دراسة هندسية لمشروع إقامة سكنية تتكون من طابق سفلي وعشرة طوابق، ومن المزمع تشييدها ببلدية حاسي ماماش، وهي بلدية تشهد نمواً عمرانياً وتعتمد نمطاً حديثاً في التوسع الحضري.

وقد مكّنتنا هذه الدراسة من تحليل السلوك الإنشائي للمنشأ تحت تأثير الأحمال الديناميكية، ولا سيما التأثيرات الأفقية والعمودية الناتجة عن الظواهر الطبيعية مثل الزلازل. كما سمحت لنا بتحديد الترتيبات الإنشائية اللازمة وتصميم التسليح المناسب لضمان سلامة المنشأ وتحقيق راحة مستخدميه.

ويُعَدُّ المبنى نظاماً إنشائياً يتفاعل مع مختلف الأحمال والموجات الناتجة عن مصادر طبيعية أو اصطناعية، وتُعتبر دراسة هذا التفاعل عنصراً أساسياً في تصميم المنشآت الهندسية وحساب أبعادها في مجال الهندسة المدنية.

الكلمات المفتاحية

تفاعل الموجة مع المادة، الهندسة المدنية، ديناميكا المنشآت، المنشآت، الزلازل، التحليل الإنشائي

Abstract

Civil engineering is a field in which the engineer uses his skills, multidisciplinary knowledge, and expertise acquired in various areas related to this specialty.

Academic education enables us to acquire a set of theoretical skills that need to be applied in practice. Therefore, and within the framework of obtaining a Master's degree in Civil Engineering, we carried out the civil engineering study of a residential project consisting of ten floors with a basement, planned to be built in Hassi Mameche, a developing municipality adopting a modern urbanization approach.

This study allowed us to analyze the behavior of the structure under the effect of dynamic loads, particularly horizontal and vertical actions related to natural phenomena such as earthquakes. It also enabled us to determine the necessary structural arrangements and reinforcement details to ensure the safety and comfort of the structure.

A building is a system that interacts with various loads and waves originating from natural or artificial sources. The study of this interaction is an essential element in the design and structural analysis of civil engineering works.

Keywords: wave–matter interaction, civil engineering, structural dynamics, construction, earthquake, structural analysis.

Table des matières

<i>Dédicaces</i>	3
<i>Dédicaces</i>	4
<i>Résumé</i>	5
<i>Abstract</i>	7
<i>Table des matières</i>	8
<i>Liste des Tableaux</i>	15
INTRODUCTION GENERALE	1
Chapitre I :.....	3
Présentation du projet.....	3
et caractéristique des matériaux	3
I.1 Introduction.....	4
I.2 Implantation de l'ouvrage	4
I.3 Présentation de l'ouvrage.....	4
I.4 Caractéristiques géométriques du bâtiment	13
I.5 Caractéristiques géotechniques du sol :.....	13
I.6 Description technique de la structure	13
I.6.1 Voiles.....	14
I.6.2 Portiques	14
I.6.3 Planchers	14
I.6.4 Escaliers.....	15
I.6.5 Maçonnerie	16
I.6.7 Ascenseur	16
I.6.8 Acrotère.....	16

I.7 Fondation	16
I.8 Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	17
I.9 Logiciels utilisés	21
I.10 Règlements utilisés	21
I.11 Conclusion.....	21
Chapitre II :	23
Pré dimensionnement des éléments et descente de charge	23
II.1 Introduction	24
II.2 Prédimensionnement des éléments	24
II.2.1 Pré dimensionnement des poutres	24
II.2.2 Prédimensionnement des planchers	27
II.3 Prédimensionnement du Poteau	30
II.4 Prédimensionnement des voiles.....	33
II.5 Prédimensionnement des escaliers.....	36
II.6 Conclusion.....	40
Chapitre III : Etude de Plancher	41
III.1 Plancher à corps creux.....	42
III.1.1 Description des éléments des poutrelles.....	42
III.1.2 Types de poutrelles.....	46
III.2 Plancher a dalle pleine :	74
Chapitre IV :	111
Etude des éléments secondaires 111	
IV.1 Les Balcons :	112
IV.2 Escaliers.....	119
IV.3 Etude de l'acrotère	137
Chapitre V : Etude dynamique 143	
V.1 Introduction.....	144
V.2 Objectif de l'étude	144
V.3 Modélisation de la structure	145

V.3.3 Principe de La Méthode modale spectrale :	150
V.4 Conclusion	171
Chapitre V : Etude Des Portiques	172
VI.1 Introduction.....	173
VI.2 Ferrailage des Poutres	173
V.2.1. Ferrillages des poutres.....	174
Chapitre VII	201
Étude de l'infrastructure	201
VII.1 Introduction	202
VII.2. Choix du type de fondation	202
VII.3. Prédimensionnement du radier.....	202
VII.4 Cartographie et ferrailage du radier	208
Conclusion générale	217
BIBLIOGRAPHIE	218

Liste des Figures

FIGURE 1 : Situation du projet de google Erath	4
FIGURE 2 : Façade principale du bâtiment	6
FIGURE 3 : Coupe A-A du bâtiment	7
FIGURE 4 : Façade EST du bâtiment.....	8
FIGURE 5 : Plan du sous-sol	9
FIGURE 6 : Plan du rez de chaussée	10
FIGURE 7 : Plan du Mezzanine.....	12
FIGURE 8 : Plancher a corps creux	14
FIGURE 9 : Plancher dalle pleine.....	15
FIGURE 10 : Terminologie d'escalier	15
FIGURE 11 : Composante d'une maçonnerie	16
FIGURE 12 : Diagramme des contraintes – déformation pour le béton.....	19
FIGURE 13 : Diagramme des contrainte et déformation pour l'acier.....	20
FIGURE 14 : Les éléments constructifs d'une dalle en hourdis (corps creux).....	28
FIGURE 15 : Coupe en élévation d'un voile.....	34
FIGURE 16 : Section transversale de l'acrotère.....	35
FIGURE 17 : Les élément constructifs des escaliers	37
FIGURE 18 : Vue en plan pour la cage d'escalier.....	38
FIGURE 19 : Section d'une poutrelle	42
FIGURE 20 : Différente type des poutrelles.....	46
FIGURE 21 : Les Moments fléchissant en ELS	53
FIGURE 22 : Les Moments fléchissant par la méthode forfaitaire (ELS) étage courant .	53
FIGURE 23 : Les effort tranchant en ELU (étage courant).....	53
FIGURE 24 : Les moments fléchissant par la méthode forfaitaire en ELU (Terrasse inaccessible)	54
FIGURE 25 : Les Moments fléchissant par a méthode forfaitaire en ELS (terrasse inaccessible)	54
FIGURE 26 : Les effort tranchant en ELU (Terrasse inaccessible).....	55
FIGURE 27 : Moments fléchissant En ELU (étage courant).....	56
FIGURE 28 : Moments Fléchissant en ELS (étage courant)	57
FIGURE 29 : Efforts tranchants fléchissant (étage courant)	57
FIGURE 30 : Les moments fléchissant par la méthode forfaitaire en ELU (Terrasse inaccessible)	58
FIGURE 31 : Les Moments fléchissant par a méthode forfaitaire en ELS (terrasse inaccessible)	59
FIGURE 32 : Les effort tranchant en ELU (Terrasse inaccessible).....	59
FIGURE 33 : Moments fléchissant de type 4 (terrasse inaccessible)	60
FIGURE 34 : Moments fléchissant de type 4 (étage courant)	61
FIGURE 35 : Schéma statique de Poutrelle du Type 4.....	62
FIGURE 36 : Moment aux appuis de poutrelles	62
FIGURE 37 : Coupe de ferrailage des poutrelles	73
FIGURE 38 Les moments de ferrailage en ELU ,ELS,ELA pour dalle 20cm de RDC(commerciale) sens X-X.....	75
FIGURE 39 Les moments de ferrailage en ELU ,ELS,ELA pour dalle 20cm de RDC(commerciale) sens Y-Y	75
FIGURE 40 Les Moments fléchissant du dalle 20cm à ELU , ELS, ELA pour RDC commerciale sens (x-x , y-y)	76
FIGURE 41 : Moments fléchissant pour dalle pleine du 1ere étage (Sens X-X) à L'ELS76	

FIGURE 42 : Moments fléchissant pour dalle pleine du 1ere étage (Sens X-X) à L'ELU	77
FIGURE 43 : Moments fléchissant pour dalle pleine du 1ere étage (Sens X-X) à L'ELA	77
FIGURE 44 : Moments fléchissant pour dalle pleine du 1ere étage à L'ELS (Sens Y-Y)	78
FIGURE 45 : Moments fléchissant pour dalle pleine du 1ere étage à L'ELU (Sens Y-Y)	78
FIGURE 46 : Moments fléchissant pour dalle pleine du 1ere étage à L'ELA (Sens Y-Y)	78
FIGURE 47 : Moments fléchissant pour dalle pleine du 1ere étage à L'ELU (Sens X-X)	79
FIGURE 48 : Moments fléchissant pour dalle pleine du 1ere étage à L'ELS (Sens X-X)	79
FIGURE 49 : Moments fléchissant pour dalle pleine du 1ere étage à ELA (Sens X-X)..	79
FIGURE 50 : Moments fléchissant pour dalle pleine du 1ere étage à L'ELA (Sens Y-Y)	80
FIGURE 51 : Moments fléchissant pour dalle pleine du 1ere étage à L'ELU (Sens Y-Y)	80
FIGURE 52 : Moments fléchissant pour dalle pleine du 1ere étage à L'ELS (Sens Y-Y)	80
FIGURE 53 : Moments fléchissant pour dalle pleine du 2ere étage à L'ELU (Sens X-X)	81
FIGURE 54 : Moments fléchissant pour dalle pleine du 2ere étage à L'ELS(Sens X-X).	81
FIGURE 55 : Moments fléchissant pour dalle pleine du 2ere étage à L'ELA(Sens X-X)	82
FIGURE 56 : Moments fléchissant pour dalle pleine du 2ere étage à L'ELA(Sens Y-Y)	82
FIGURE 57 : Moments fléchissant pour dalle pleine du 2ere étage à L'ELS(Sens Y-Y).	82
FIGURE 58 : Moments fléchissant pour dalle pleine du 2ere étage à L'ELU(Sens Y-Y)	83
FIGURE 59 : Moments fléchissant pour dalle pleine du Terrasse inaccessible à L'ELU(Sens X-X)	83
FIGURE 60 : Moments fléchissant pour dalle pleine du Terrasse inaccessible à L'ELS(Sens X-X)	84
FIGURE 61 : Moments fléchissant pour dalle pleine du Terrasse inaccessible à L'ELA(Sens X-X)	84
FIGURE 62 : Moments fléchissant pour dalle pleine du Terrasse inaccessible à L'ELU(Sens Y-Y)	85
FIGURE 63 : Moments fléchissant pour dalle pleine du Terrasse inaccessible à L'ELS(Sens Y-Y)	85
FIGURE 64 : Moments fléchissant pour dalle pleine du Terrasse inaccessible à L'ELA(Sens Y-Y)	86
FIGURE 65 : Moments fléchissant pour dalle pleine à L'ELU(Sens X-X)	86
FIGURE 66 : Moments fléchissant pour dalle pleine à L'ELU(Sens X-X)	87
FIGURE 67 : Moments fléchissant pour dalle pleine à L'ELA(Sens X-X)	87
FIGURE 68 : Moments fléchissant pour dalle pleine à L'ELU(Sens Y-Y)	88
FIGURE 69 : Moments fléchissant pour dalle pleine à L'ELS(Sens Y-Y)	88
FIGURE 70 : Moments fléchissant pour dalle pleine à L'ELA(Sens Y-Y)	89
FIGURE 71 : Moments fléchissant pour dalle pleine à L'ELU(Sens X-X)	89
FIGURE 72 : Moments fléchissant pour dalle pleine à L'ELS(Sens X-X)	90
FIGURE 73 : Moments fléchissant pour dalle pleine à L'ELA(Sens X-X)	90
FIGURE 74 : Moments fléchissant pour dalle pleine à L'ELU(Sens Y-Y)	90
FIGURE 75 : Moments fléchissant pour dalle pleine à L'ELS(Sens Y-Y)	91
FIGURE 76 : Moments fléchissant pour dalle pleine à L'ELA(Sens Y-Y)	91
FIGURE 77 : Moments fléchissant pour dalle pleine à L'ELU(Sens X-X)	91
FIGURE 78 : Moments fléchissant pour dalle pleine à L'ELS(Sens X-X)	92
FIGURE 79 : Moments fléchissant pour dalle pleine à L'ELS (Sens Y-Y)	93
FIGURE 80 : Moments fléchissant pour dalle pleine à L'ELA(Sens Y-Y)	94
FIGURE 81 : Moments fléchissant pour dalle pleine à L'ELU(Sens X-X)	94
FIGURE 82 : Moments fléchissant pour dalle pleine à L'ELS(Sens X-X)	95
FIGURE 83 : Moments fléchissant pour dalle pleine à L'ELA(Sens X-X)	95
FIGURE 84 : Moments fléchissant pour dalle pleine à L'ELU(Sens Y-Y)	96
FIGURE 85 : Moments fléchissant pour dalle pleine à L'ELS(Sens Y-Y)	96
FIGURE 86 : Moments fléchissant pour dalle pleine à L'ELA(Sens Y-Y)	97
FIGURE 87 : Moments fléchissant pour dalle pleine à L'ELU(Sens X-X)	97

FIGURE 88 : Moments fléchissant pour dalle pleine à L'ELS(Sens X-X)	98
FIGURE 89 : Moments fléchissant pour dalle pleine à L'ELA(Sens X-X)	98
FIGURE 90 : Moments fléchissant pour dalle pleine à L'ELU(Sens Y-Y)	99
FIGURE 91 : Moments fléchissant pour dalle pleine à L'ELS(Sens Y-Y)	99
FIGURE 92 : Moments fléchissant pour dalle pleine à L'ELA(Sens Y-Y)	99
FIGURE 93 : Capture d'écran sur sections d'armatures pour dalle de RDC (20cm)	100
FIGURE 94 : Capture d'écran sur sections d'armatures pour dalle d'étage (20cm)	101
FIGURE 95 : Capture d'écran sur sections d'armatures pour dalle d'étage courant (20cm)	102
FIGURE 96 : Capture d'écran sur sections d'armatures pour dalle Terrasse inaccessible (20cm)	103
FIGURE 97 : Capture d'écran sur sections d'armatures pour dalle 20 cm NIV 39.28m	104
FIGURE 98 : Capture d'écran sur sections d'armatures pour dalle 20 cm Bâche a eau	105
FIGURE 99 : Capture d'écran sur sections d'armatures pour les Talons(étage courant) sens X-X.....	106
FIGURE 100 : Capture d'écran sur sections d'armatures pour les Talons(Terrasse inaccessible) X-X.....	107
FIGURE 101 : Capture d'écran sur sections d'armatures pour les Talons(étage courant) sens Y-Y	108
FIGURE 102 : Capture d'écran sur sections d'armatures pour les Talons(Terrasse inaccessible) Y-Y	109
FIGURE 103 : Schéma statique du balcon	112
FIGURE 104 : Ferrailage balcon du 15 cm	114
FIGURE 105 : Schéma statique du balcon	114
FIGURE 106 : Ferrailage du balcon 15 cm	119
FIGURE 107 : Coupés d'escaliers	121
FIGURE 108 : Schéma statique de La coupe A-A	122
FIGURE 109 : Schéma statique de La coupe C-C.....	122
FIGURE 110 : Schéma statique de La coupe B-B (escalier 1)	122
FIGURE 111 : Schéma statique de La coupe B-B (escalier 2).....	123
FIGURE 112 : Schéma statique de La coupe B-B (escalier 2).....	123
FIGURE 114 : Ferrailage du volé 1 (coupe A-A)	130
Figure 115 : Ferrailage de escalier2 (coupe c-c)	135
FIGURE 116 : Ferrailage de coupe B-B (escalier2).....	136
FIGURE 117 : Ferrailage de coupe B-B (escalier 3).....	137
FIGURE 118 : Schéma de l'acrotère.....	137
FIGURE 119 : Ferrailage de l'acrotère.....	142
FIGURE 120 : Modèle 3D de la structure	147
FIGURE 121 : Coupe en plan de la structure	148
FIGURE 123 : Valeurs du coefficient d'importance.....	151
FIGURE 124 : Donnée du rapport de sol.....	152
FIGURE 125 : Valeur de facture de qualité.....	153
FIGURE 126 : Conditions de la régularité en plan.....	153
FIGURE 127 : Caractéristique du bâtiment.....	154
FIGURE 128 : Condition de la régularité en élévation.....	155
FIGURE 129 : Disposition des Voiles	156
FIGURE 130 : valeur du coef CT	158
FIGURE 131 : Section de ferrailage d'un poteau.....	185
FIGURE 132 : Distribution des contraintes à l'ELS	204
FIGURE 133 : Distribution des contraintes à l'ELU	205
FIGURE 134 : Distribution des contraintes à l'ELA	205
FIGURE 135 : Cartographie des moments fléchissant a l'ELU SENS XX	208

FIGURE 136 : Cartographie des moments fléchissant a l'ELU SENS Y	208
FIGURE 137 : Cartographie des moments fléchissant a MYY	209
FIGURE 138 : Cartographie des moments fléchissant a MXX	209
FIGURE 139 : Cartographie des moments fléchissant a MYY	210
FIGURE 140 : Capture de moment à la Rapport expert	211
FIGURE 141 : Chargements des Voiles périphériques	213
FIGURE 142 : Moments fléchissant de voile périphérique en ELU , ELS , ELA	216

Liste des Tableaux

Tableau 1 : Désignation de la classe d'exposition	17
Tableau 2 : Les valeurs limites spécifiée pour le béton	17
Tableau 3 : Désignation des nuances d'acier et leur limite	20
Tableau 4 : Les types du Plancher dalle pleines	30
Tableau 5 : Charges du plancher terrasse inaccessible en corps creux	31
Tableau 6 : Charges du plancher terrasse inaccessible en Dalle pleine	31
Tableau 7 : Charges du plancher d'étage courant en corps creux	32
Tableau 8 : Charges du plancher d'étage courant en dalle pleine	32
Tableau 9 : La descente de charge pour les murs.....	32
Tableau 10 : Les charges d'exploitation des Planchers	33
Tableau 11 : Pré dimensionnement des voiles	34
Tableau 12 : Charges du Balcon en dalle pleine (15cm) étage courant	36
Tableau 13 : Charges du Balcon en dalle pleine (15cm) Terrasse inaccessible.....	36
Tableau 14 : Caractéristique des escaliers	38
Tableau 15 : Charges de Palier en dalle pleine	39
Tableau 16 : Charges de paillasse en dalle pleine	39
Tableau 17 : Les charges permanentes du plancher.....	50
Tableau 18 : Les sollicitations du calcul pour les plancher	51
Tableau 19 : Les Moments Max en appui	51
Tableau 20 : Les Moments max en travée	52
Tableau 21 : Les Moments Max pour Type 2	55
Tableau 22 : Les Moments max en travée	56
Tableau 23 : Charges permanentes et d'exploitations.....	62
Tableau 24 : Charges et combinaison fondamentales du plancher	62
Tableau 25 : Les sections d'armatures pour plancher corps creux	73
Tableau 26 : Tableau récapitulatif des Moments fléchissant et sections d'armatures pour les dalles	110
Tableau 27 : Les sollicitation du calcul d'un balcon.....	112
Tableau 28 : Les sollicitation du Balcon 20 cm	115
Tableau 29 : Les sollicitation du Balcon 20 cm	117
Tableau 30 : Les Moments de ferrailage d'escaliers.....	127
Tableau 31 : Tableau récapitulatif des Moments de ferrailage d'escalier2	132
Tableau 32 : Sections d'armatures pour les escaliers 2 et 3	136
Tableau 33 : Les sollicitation du calcul de la poutre palière.... Erreur ! Signet non défini.	
Tableau 34 : Les Charges de l'acrotère	138
Tableau 35 : Les conditions d'application de la méthode statique équivalente	150
Tableau 36 : Tableau de Classification des zones sismiques	150
Tableau 37 : La valeur de coefficient de comportement	151
Tableau 38 :La valeur de facture de qualité	156
Tableau 39 :Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique.....	159
Tableau 40 : La valeur de coef d'accélération de la zone	160
Tableau 41 : Les valeurs du Coefficient d'accompagnement	160
Tableau 42 : Tableau récapitulatif du donné du calcul la force sismique	161
Tableau 43 : Taux de Participation Modale	162
Tableau 44 : Calcul de l'effort tranchant avant majoration	163
Tableau 45 : Calcul de l'effort tranchant après majoration	163
Tableau 46 : Résultat du justification l'équilibre d'ensemble selon la direction X-X ; Y-Y	165
Tableau 47 : Vérification de l'effet P- Δ sens XX et YY	168

Tableau 48 : Justification de déplacement inter étage	169
Tableau 49 : Caractéristique des Matériaux.....	173
Tableau 50 : Les moments fléchissants des poutres.....	175
Tableau 51 : Choix des armatures longitudinales	175
Tableau 52 : Espacements entre les armatures longitudinale.....	176
Tableau 53 : L'effort tranchant des poutres	176
Tableau 54 : Vérification des armatures inférieures d'appuis	177
Tableau 55 : Section d'armatures transversales	180
Tableau 56 : Vérification de la flèche	181
Tableau 57 : Vérification de l'effort normal réduit Poteaux 40X80	184
Tableau 58 : Sollicitation du calcul.....	184
Tableau 59 : les caractéristiques des voiles.....	189
Tableau 60 : Les sollicitations des voiles a la base.....	190
Tableau 61 : Vérification des contrainte de cisaillement	206
Tableau 62 : Les Moment de Radier.....	211
Tableau 63 : Le Ferrailage de radier	212

INTRODUCTION GENERALE

Le secteur du bâtiment et des travaux publics en Algérie connaît une dynamique à vitesse croissante afin de répondre aux besoins de la société dans toute sa composante, notamment en matière de logements et d'ouvrages. La modernisation des méthodes d'étude et des outils de réalisation constitue un enjeu majeur pour les intervenants dans ce domaine.

Les ingénieurs et les techniciens sont constamment à la recherche de solutions modernes et efficaces pour atteindre cet objectif. L'essor démographique exprime un besoin croissant d'une urbanisation en hauteur, notamment en raison de la rareté du foncier. Cette construction en hauteur et l'optimisation de l'occupation de l'espace imposent à l'ingénieur de concevoir des études de forme et de fond adaptées afin d'assurer la sécurité et le confort des occupants.

Ce concept ne peut être atteint qu'à travers la réalisation de constructions et d'infrastructures multifonctionnelles et optimisées. Dans cette perspective, l'urbanisation actuelle doit concilier trois piliers essentiels du développement : coût, délai et qualité. Le coût dépend de l'ensemble des méthodes et études adoptées pour la réalisation d'un projet de génie civil. La qualité et le délai dépendent également du choix des matériaux et de l'organisation des tâches. Ces trois paramètres sont étroitement liés à l'étude globale du projet.

Face à ces exigences, les projets de bâtiments à usage mixte (commercial et habitation), intégrant des niveaux en sous-sol, s'imposent comme une solution incontournable.

C'est dans ce contexte socio-économique et technique que s'inscrit notre projet de fin d'études pour l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil. Notre étude porte sur le calcul structurel d'un bâtiment composé d'un rez-de-chaussée commercial avec sous-sol, implanté dans la commune de Hassi Mameche, située dans la wilaya de Mostaganem.

Le choix d'un tel ouvrage présente plusieurs complexités techniques :

- L'étude du sous-sol : elle nécessite une analyse approfondie de la poussée des terres, de l'interaction sol-structure ainsi que des dispositifs de soutènement et d'étanchéité.
- La description générale du projet et l'identification des caractéristiques des matériaux.
- Le pré-dimensionnement des éléments structuraux (poutres, poteaux, dalles) et des éléments secondaires.
- La modélisation numérique et l'analyse dynamique de la structure à l'aide d'un logiciel spécialisé (SAP2000, ETABS ou ROBOT).

- La vérification de la superstructure selon les règles parasismiques algériennes en vigueur (RPA 2003 et RPA 2024) ainsi que le CBA 93.

- Le dimensionnement des éléments de fondation et des voiles du sous-sol selon les données du rapport géotechnique du site.

L'objectif principal de ce projet est d'acquérir une maîtrise pratique des méthodes d'étude en génie civil, de mettre en application les connaissances théoriques acquises en salle de cours et de se familiariser avec les logiciels et règlements utilisés dans la réalisation d'un projet de génie civil, notamment : RPA 2024, DTR, BAEL 91, CBA 93, ROBOT, AUTOCAD et RDM6.

Chapitre I :
Présentation du projet
et caractéristique des matériaux

I.1 Introduction

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique.

L'objectif principal du premier chapitre de notre étude est de présenter une vue d'ensemble de l'ouvrage, en décrivant ses caractéristiques ainsi que ses éléments constitutifs et en fournissant des informations détaillées sur leurs propriétés mécaniques respectives.

I.2 Implantation de l'ouvrage

Le projet situe à HASSI MAMECHE ville de Mostaganem limité par son point cardinaux :

Nord : Rue projeté

Sud : Rue projetée

Est : Maison individuelle

Ouest : Maison individuelle



FIGURE 1 : Situation du projet de google Earth

I.3 Présentation de l'ouvrage

La structure est un bâtiment à usage multiple (habitation, commercial) , constitué d'un rez-de-chaussée, Mezzanine et de dix étages avec un sous-sol . Chaque étage courant (du 1er au 10ème étage) présente une configuration identique comprenant 4 appartements :

1-appartement de type F4 d'une surface de 100.15 m^2

2- appartement de type F3 d'une surface de 87 m²

3- appartement de type F3 d'une surface de 84.27 m²

4- appartement de type F3 d'une surface de 97.88 m²

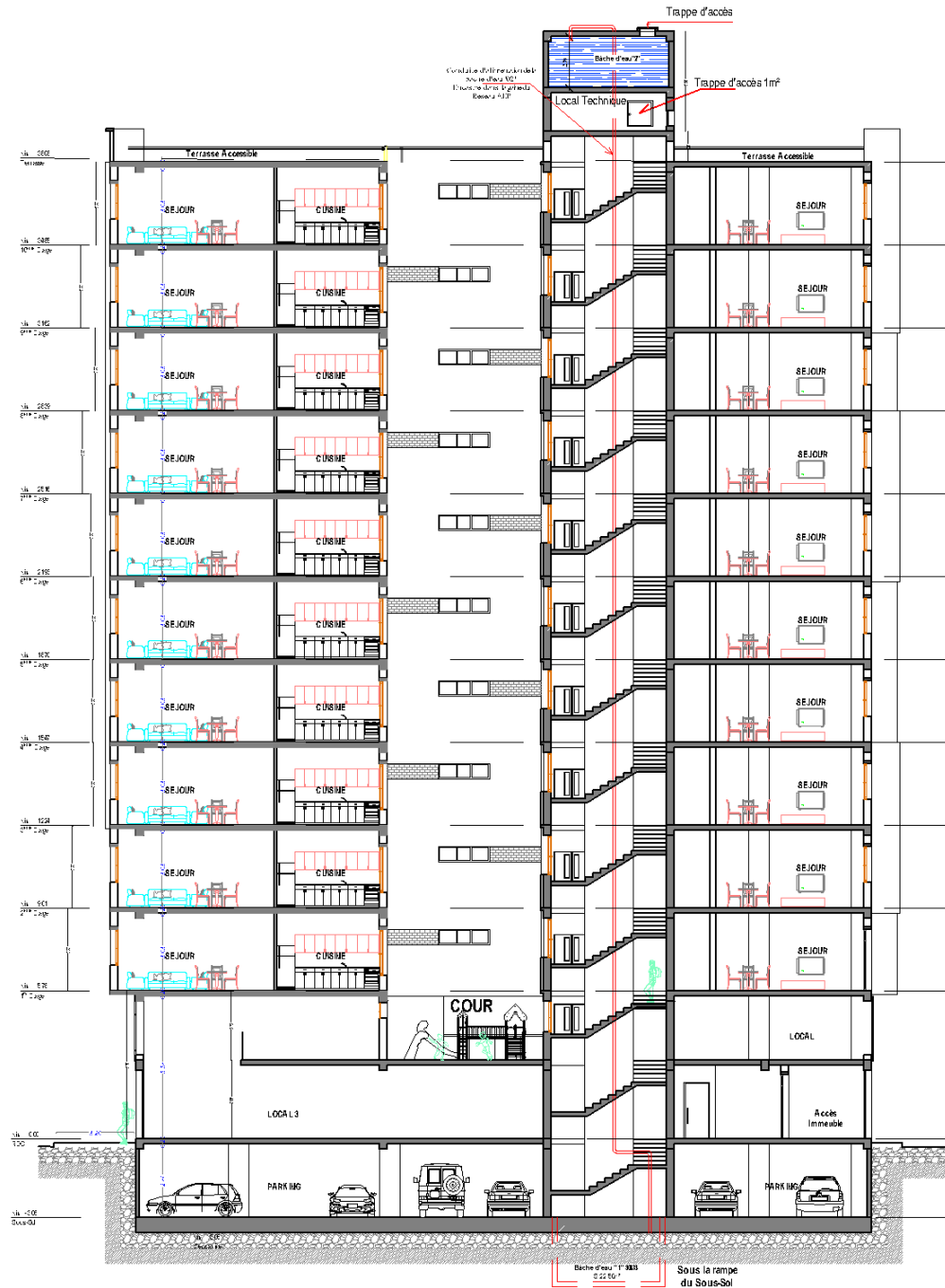
Cela donne un total de 40 logements



FAÇADE OUEST

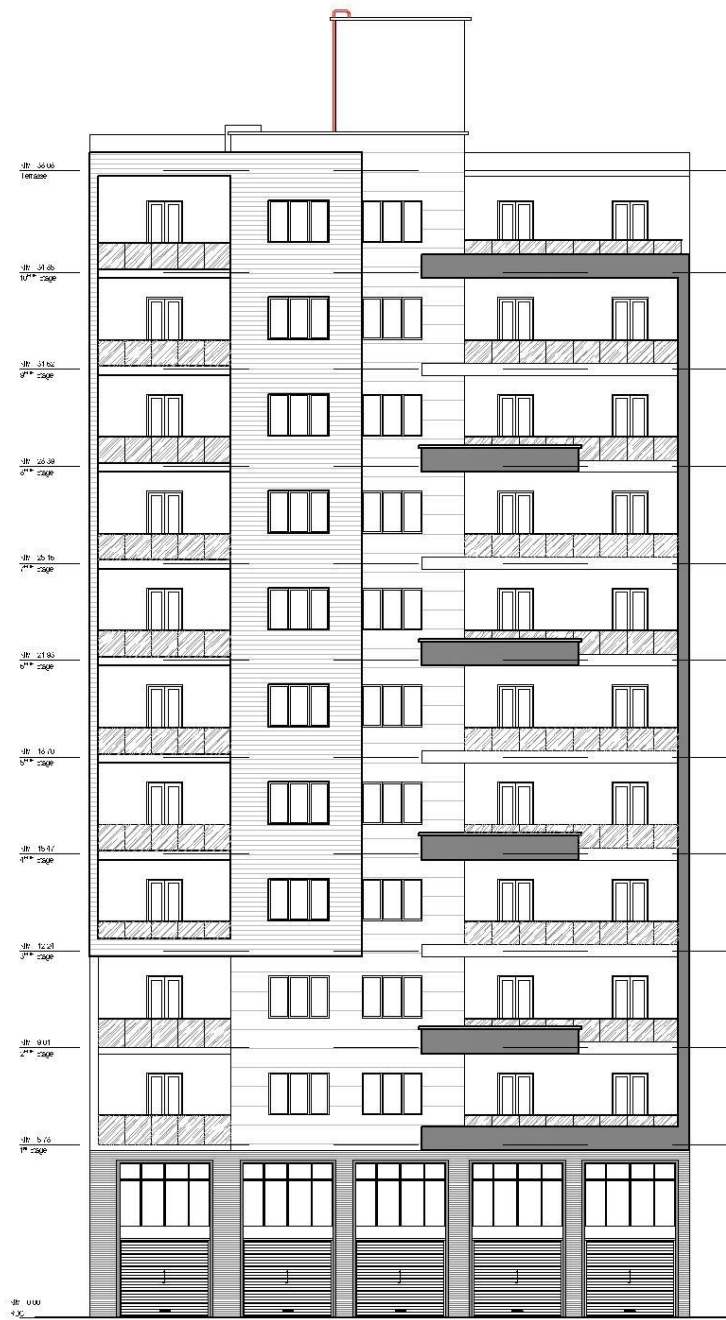
ECH 1/50

FIGURE 2 : Façade principale du bâtiment



COUPE AA Echelle 1/50

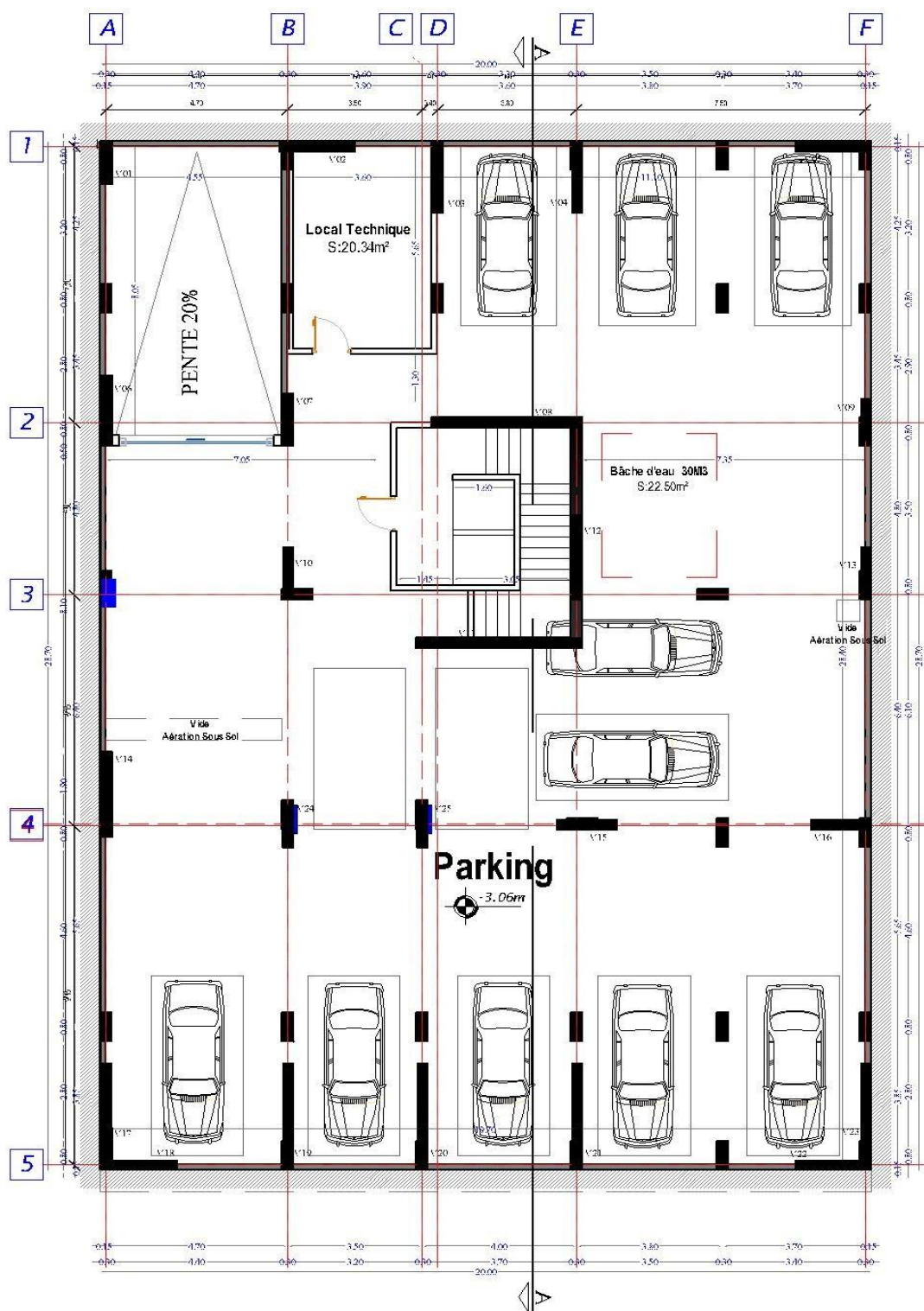
FIGURE 3 : Coupe A-A du bâtiment



FAÇADE EST

ECH 1/50

FIGURE 4 : Façade EST du bâtiment



PLAN DU SOUS-SOL

Ech: 1/50

FIGURE 5 : Plan du sous-sol

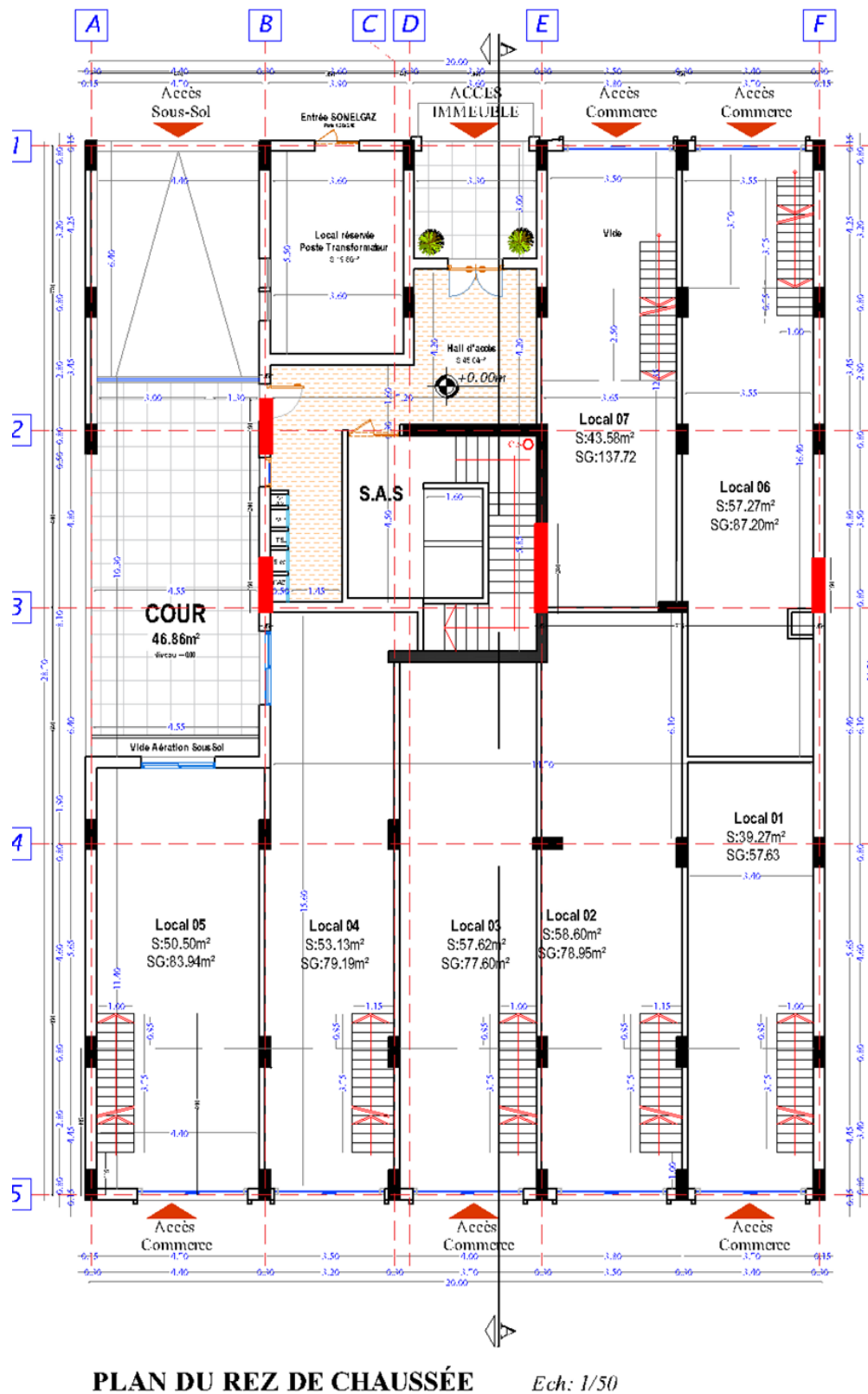
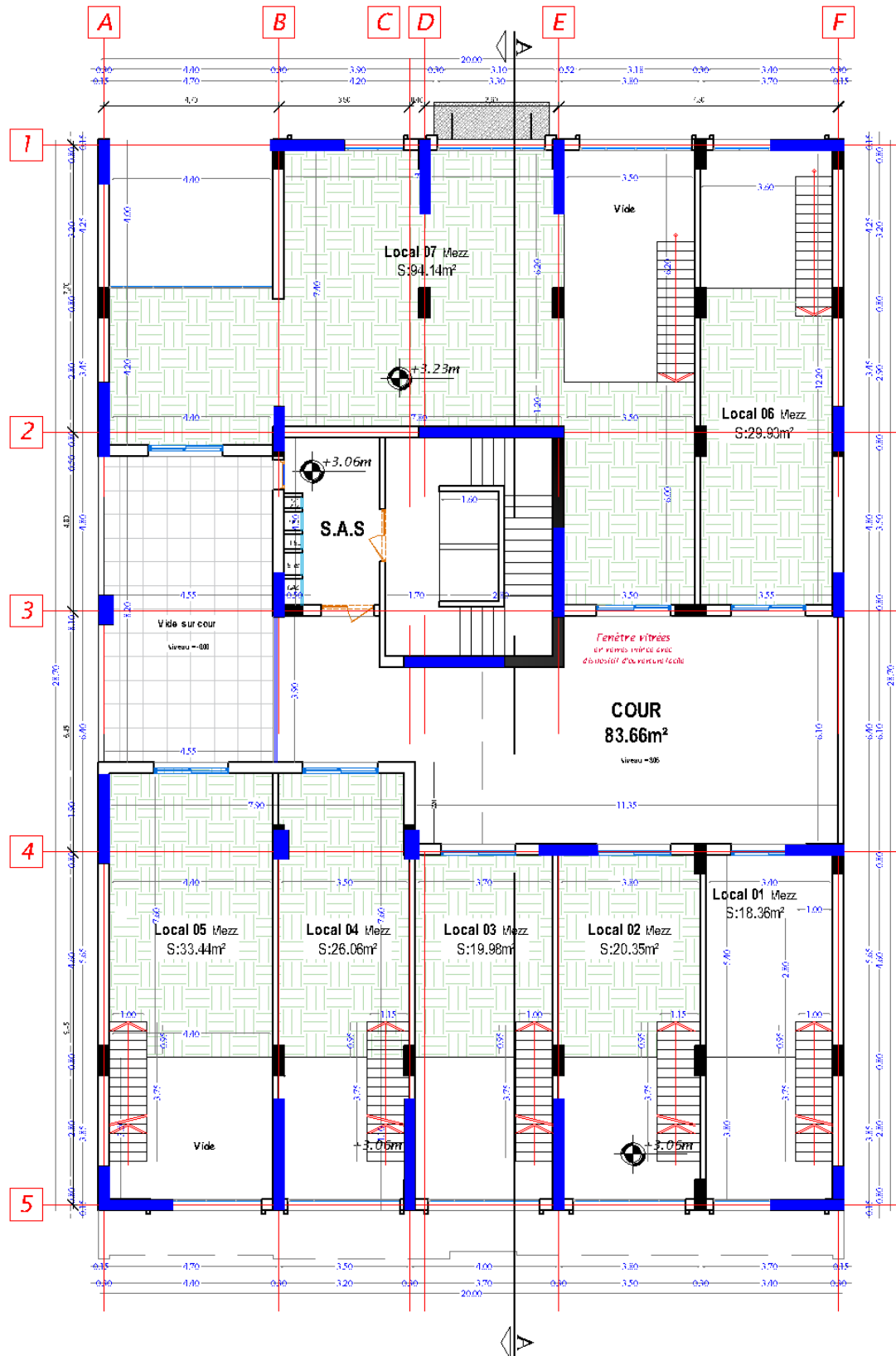
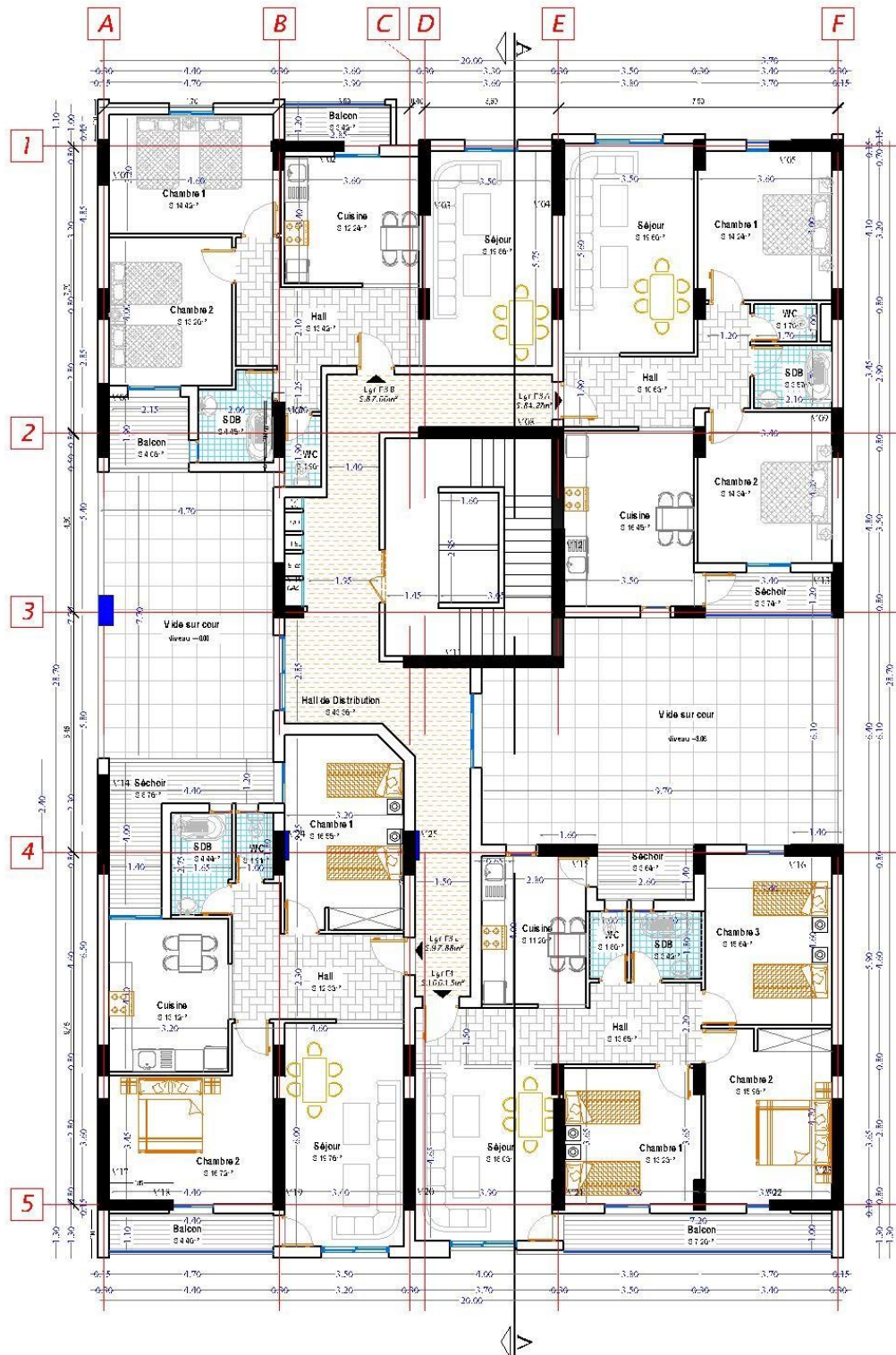


FIGURE 6 : Plan du rez de chaussée





PLAN DU ETAGE COURANT Ech: 1/50

FIGURE 7 : Plan du Mezzanine

I.4 Caractéristiques géométriques du bâtiment

Le projet a une forme de H présente les dimensions suivantes :

✓ **Dimensions en plan :**

Longueur totale en plan 19.70 m

Largueur totale en plan.....28.40 m

✓ **Dimensions en élévation :**

Hauteur du rez-de-chaussée.....3,06 m

Hauteur des étages courants3,23 m

Hauteur de mezzanine2.72m

Hauteur totale du bâtiment.....41.14 m

Hauteur totale du bâtiment avec l'acrotère41.74m

Hauteur totale de bâtiment avec bache d'eau43.18 m

I.5 Caractéristiques géotechniques du sol :

Le sol d'assise de la construction est un sol ferme d'après le rapport du laboratoire de la mécanique des sols.

La contrainte admissible : $\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2.69 \text{ bar}$

Poids Volumique de sol : $\gamma_h = 17 \text{ kN/m}^3$

L'angle de frottement interne du sol $\varphi = 30^\circ$

La raideur de sol $K_z = 6932.4 \text{ kN /m}^3$

Le site est classé S3 selon le RPA 2024(Site Meuble).

I.6 Description technique de la structure

Dans le cas des bâtiments ayant une hauteur de plus de 14 mètres ou un nombre de niveaux supérieur à quatre étages en zone V, le RPA 2024, imposent de recourir simultanément aux voiles et aux portiques.

I.6.1 Voiles

Les voiles sont des éléments verticaux en béton armé, qui jouent un double rôle : le transfert des charges verticales pour la fonction porteuse et la résistance aux efforts horizontaux pour assurer le contreventement et la stabilité de l'ouvrage.

I.6.2 Portiques

Les portiques en béton armé sont formés de poteaux et de poutres. Ils doivent être agencés de manière à pouvoir assurer les fonctions suivantes :

Reprendre les charges permanentes et les surcharges verticales Transmettre directement les efforts sur les fondations.

I.6.3 Planchers

Les planchers constituent les éléments horizontaux qui assurent la séparation de deux niveaux distincts dans un bâtiment. Ils sont dimensionnés pour reprendre les charges à long terme et les surcharges d'exploitation. Mais ils doivent également tenir compte des exigences en matière de performances thermiques et acoustiques. Ce sont aussi les espaces qui permettent le passage des différents réseaux correspondants à l'eau, au chauffage et à l'électricité. Dans un même module, on trouve deux types de planchers :

Les planchers à corps creux et les planchers en dalle pleine.

Le plancher en corps creux (Figure 2) est supporté par des poutrelles (solives) disposées parallèlement à la petite portée des travées, sur lesquelles on pose les corps creux (hourdis).

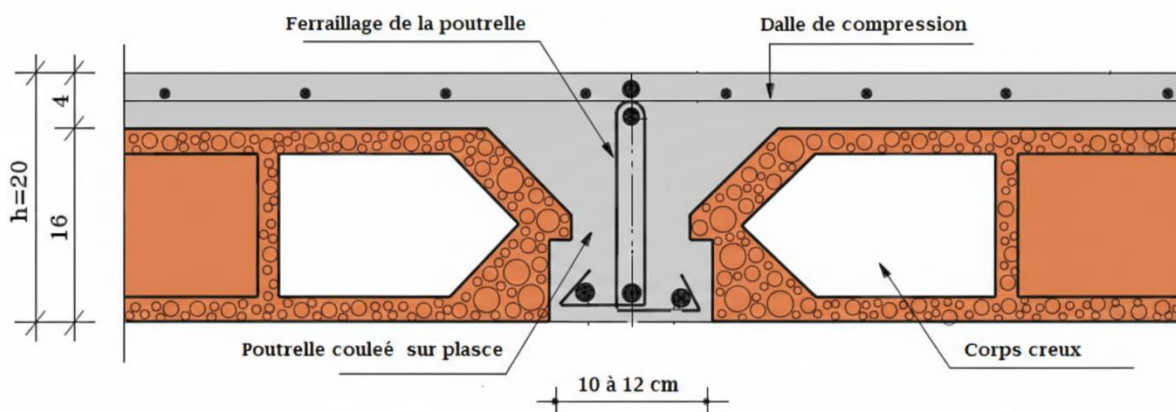


FIGURE 8 : Plancher a corps creux

Les planchers à dalle pleine sont réalisés en béton armé et coulés sur place. Les balcons de notre structure sont également réalisés en dalle pleine



FIGURE 9 : Plancher dalle pleine

I.6.4 Escaliers

Les escaliers sont des éléments permettant de passer d'un niveau à un autre dans une structure. Pour cela, une cage d'escaliers en béton armé est réalisée, avec du béton coulé sur place

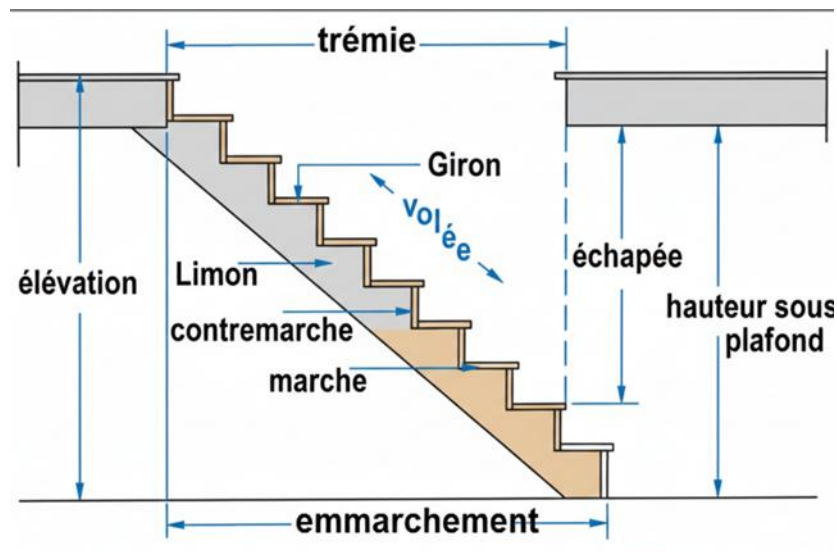


FIGURE 10 : Terminologie d'escalier

I.6.5 Maçonnerie

Les cloisons sont en briques creuses d'une épaisseur de 10 à 15 cm alors que les murs extérieurs sont en briques creuses à double paroi d'une épaisseur de 30 cm ($15 + 5 + 10$).

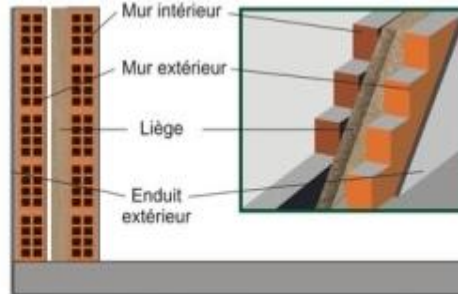


FIGURE 11 : Composante d'une maçonnerie

I.6.6 Revêtement

Les planchers et les escaliers seront revêtus par la dalle de sol, tandis que les salles d'eau et les cuisines seront habillées en céramique.

Les murs de façade et les cages d'escaliers, avec les cloisons intérieures seront recouverts d'un enduit ciment.

I.6.7 Ascenseur

Le bâtiment dispose d'un seul ascenseur, un dispositif destiné au déplacement vertical. On l'appelle plus généralement monte-charge ou élévateur.

I.6.8 Acrotère

Dans notre bâtiment, la terrasse est inaccessible et elle entourée par un acrotère, ce dernier est un muret indispensable à la réalisation d'une étanchéité de toiture plate ou à faible pente de 60 cm d'hauteur et 10 cm épaisseur

I.7 Fondation

Un radier général est une fondation superficielle en béton armé couvrant toute la surface d'un bâtiment, utilisée pour répartir de lourdes charges sur un sol à faible portance ou hétérogène. Il agit comme un plancher rigide inversé, limitant les tassements différentiels et assurant la stabilité. Son épaisseur varie généralement entre 100 cm et 200 cm

I.8 Caractéristiques mécaniques des matériaux

BETON

Le béton est un matériau de construction composite essentiel, formé en malaxant des granulats (sable, gravier) et de l'eau, agglomérés par un liant (généralement du ciment). Malléable à l'état frais, il durcit progressivement pour former un bloc solide très résistant.

Classe d'exposition de l'ouvrage

Selon la Norme Algérienne NA16002, La classe d'exposition est XC3 « Béton structurale a haute Performance, conçu pour des environnements à humidité modérée »

On prend $f_{c28} = 30MPa$

Classe de résistance minimale C30/37

Tableau 1 : Désignation de la classe d'exposition

2. Corrosion induite par carbonatation		
Lorsque le béton contenant des armatures ou des pièces métalliques noyées est exposé à l'air et à l'humidité, les différentes classes d'exposition sont classifiées ci après :		
NOTE On entend par condition d'humidité celle du béton recouvrant les armatures ou les pièces métalliques noyées, mais, dans de nombreux cas, cette humidité peut être considérée comme le reflet de l'humidité ambiante. Dans ces cas-là, une classification fondée sur les différents milieux ambiants peut être appropriée ; il peut ne pas en être de même s'il existe une barrière entre le béton et son environnement.		
Désignation de la classe	Description de l'environnement	Exemples informatifs illustrant le choix des classes d'exposition
XC1	Sec ou humide en permanence	Béton à l'intérieur de bâtiments où le taux d'humidité de l'air ambiant est faible. Béton submergé en permanence dans de l'eau
XC2	Humide, rarement sec	Surfaces de béton soumises au contact à long terme de l'eau. Un grand nombre de fondations
XC3	Humidité modérée	Béton à l'intérieur de bâtiments où le taux d'humidité de l'air ambiant est moyen ou élevé. Béton extérieur abrité de la pluie.
XC4	Alternance d'humidité et de séchage	Surfaces soumises au contact de l'eau, mais n'entrant pas dans la classe d'exposition XC2.

Tableau 2 : Les valeurs limites spécifiée pour le béton

Tableau E.1 : Valeurs limites spécifiées applicables à la composition et aux propriétés du béton

	Aucun risque de corrosion ou d'attaque X0	Classes d'exposition									
		Carbonatation				Corrosion induite par les chlorures					
						Eau de mer		Chlorures autres que l'eau de mer			
		XC 1	XC 2	XC 3	XC 4	XS 1	XS 2	XS 3	XD 1	XD 2	XD 3
Rapport eau/ciment maximal	-	0,65	0,60	0,55	0,50	0,50	0,45	0,45	0,55	0,55	0,45
Classe de résistance minimale	C12/15	C20/25	C25/30	C30/37	C30/37	C30/37	C35/45	C35/45	C30/37	C30/37	C35/45
Teneur minimale en ciment (kg/m ³)	-	260	280	280	300	300	320	340	300	300	320
Teneur minimale en air (%)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Autres prescriptions											

- **La résistance caractéristique du béton à la compression f_{cj}**

La résistance caractéristique du béton à la compression f_{cj} , à l'âge « j » jours, est obtenue à partir d'essais effectués en laboratoire sur éprouvettes cylindriques de dimensions de $16 \times 32 \text{ cm}^2$. C'est la valeur la plus souvent utilisée, à 28 jours, on parle alors de résistance caractéristique requise notée f_{c28}

En ce qui concerne les calculs réalisés en phase d'exécution et selon ce que dit l'article A.2.1.11 du BAEL 91, les valeurs retenues à « j » jours sont celles déterminées par les formules suivantes

$$\text{Si } J < 28 \quad f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \quad f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} \quad f_{c28} > 40 \text{ MPa} \quad f_{cj} = f_{c28}$$

$$\text{Si } J > 28 \quad f_{cj} = 1,1 \cdot f_{c28}$$

On prend : $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$

- **Résistance de béton à la traction f_{tj}**

La résistance caractéristique du béton à la traction à l'âge "j" jours notée f_{tj} est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{avec } f_{cj} < 60 \text{ MPa.}$$

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times 30 = 2,4 \text{ MPa}$$

- **Contrainte limite de compression**

La contrainte admissible de compression à l'état limite ultime est donnée par :

$$\sigma_b = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta = 0,85 \text{ pour les cas courants (ELU).} \\ \theta = 1 \text{ pour les situations accidentelles.} \\ \gamma_b = 1,5 \text{ pour les cas courants (ELU).} \\ \gamma_b = 1,2 \text{ pour les situations accidentelles} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \sigma_b = \frac{0,85 \cdot 30}{1,5} = 17 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_b = \frac{1 \cdot 30}{1,2} = 25 \text{ MPa}$$

La contrainte admissible de compression à l'état limite de service est donnée par :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \cdot 30 = 18 \text{ MPa}$$

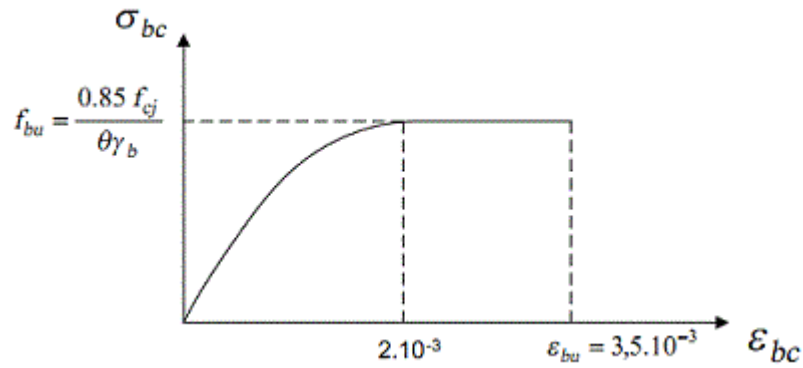


FIGURE 12 : Diagramme des contraintes – déformation pour le béton

- **Contrainte limite de cisaillement**

La contrainte limite de cisaillement prend les valeurs suivantes :

Fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left[\frac{0,2 \cdot f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] \Rightarrow \bar{\tau}_u \leq \min [4 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}] = 4 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left[\frac{0,15 \cdot f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right] \Rightarrow \bar{\tau}_u \leq \min [3 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}] = 3 \text{ MPa}$$

- **Module d'élasticité**

Le module de déformation longitudinal du béton est donné par les formules suivantes :

Module instantané : $E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} \Rightarrow E_{i28} = 34179.55 \text{ MPa}$

Module différé : $E_{iv} = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} \Rightarrow E_{v28} = 11496.76 \text{ MPa}$

Acier

L'acier est un alliage principalement constitué de fer et d'un faible pourcentage de carbone. Sa fonction consiste à reprendre les efforts de traction, de cisaillement et de torsion. On différencie, notamment, deux grandes catégories d'acier :

- Les aciers doux ou mi-durs : leur teneur en carbone est comprise entre 0,15 % et 0,25 %.
- Les aciers durs : la teneur en carbone est comprise entre 0,25 % et 0,40 %.

• **La Limite élastique de l'acier f_e**

Les désignations conventionnelles, les nuances et les limites d'élasticité correspondantes pour chaque type d'acier sont données par le Tableau 1 suivant :

Tableau 3 : Désignation des nuances d'acier et leur limite

Type d'acier	Nuances	f_e (MPa)
Ronds lisses	FeE235	235
Barres HA	FeE500	500
Treillis soudés en fils lisses	TLE520	520

• **Contraintes limites de l'acier**

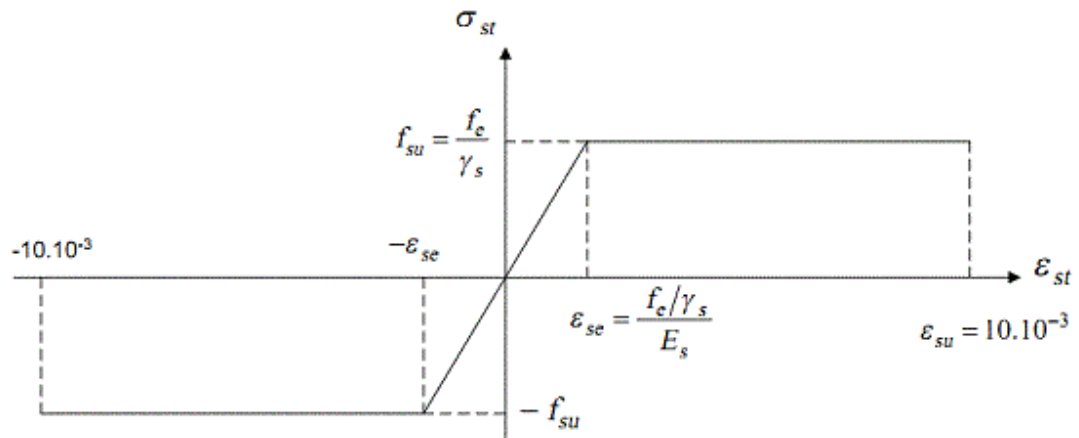


FIGURE 13 : Diagramme des contrainte et déformation pour l'acier

☑ **Etat limite ultime (ELU)**

-Si $\epsilon_s < \epsilon_L \Rightarrow$ le diagramme est constitué par une droite d'équation : $\sigma_s = E_s \cdot \epsilon_s$

-Si $\epsilon_s \geq \epsilon_L \Rightarrow$ le diagramme est constitué par l'horizontale d'ordonnée : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Avec :

- ϵ_s : Allongement relatif de l'acier, limité à 10‰.

- E_s : module d'élasticité longitudinal de l'acier, $E_s = 2.10^5$ Mpa

- $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 437.8$ MPa (Situation durable et transitoire).

$$-\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1} = 500 \text{ Mpa (Situations accidentelles).}$$

☒ Etat limite de service

La limite de traction des armatures est définie selon le type de fissuration : Fissuration peu nuisible, tension non limitée ; aucune vérification spécifique des armatures n'est donc exigée.

-Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{n \cdot ftj}\right)$$

-Fissuration très préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min(0.5f_e ; 90\sqrt{n \cdot ftj})$$

- η : Coefficient de fissuration

-avec $\eta = 1$ pour l'acier rond lisse (RL) et $\eta 1,6$ pour l'acier à haute adhérence (HA)

I.9 Logiciels utilisés

Les logiciels utilisés durant ce travail sont :

-Logiciel Robot Structural Analysais Professional 2025

-AutoCAD 2025.

-Expert BA 2010 (Robot Expert).

-RDM6,

-Office 2025

I.10 Règlements utilisés

-Règles de calcul du béton armé aux états limites : BAEL 91.

-Document technique règlementaire : DTR B.C. 2.48.(RPA2024)

-Règles d'exécution des travaux de fondations superficielles : DTR-BE 1.31

I.11 Conclusion

Le premier chapitre était consacré à la description de la structure analysée, dont on a particulièrement observé l'implantation, la conception, la typologie et le système constructif.

Chapitre I :Présentation du projet et caractéristique des matériaux

En particulier, un regard a été porté sur les matériaux constituant le projet (béton et acier), ainsi que sur les logiciels utilisés et les règlements pris en compte dans cette étude.

Chapitre II :
Pré dimensionnement des éléments
et descente de charge

II.1 Introduction

La première étape de prédimensionnement des éléments de structure résistants (planchers, poutres, poteaux, voiles, etc.) a pour but de définir les sections des différents éléments pour qu'ils puissent reprendre les actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis. Cette opération se fait selon les règlements appliqués, notamment le RPA 2024, le BAEL 91 , À cette fin, une descente des charges et des surcharges a été effectuée pour déterminer les efforts transmis au niveau de chaque élément porteur, du plancher terrasse jusqu'aux fondations.

II.2 Prédimensionnement des éléments

II.2.1 Pré dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux. On distingue deux types : les poutres principales et les poutres secondaires (chaînages). Elles présentent des sections régulières, de forme rectangulaire ou carrée. Le dimensionnement de ces sections est effectué en vérifiant les conditions suivantes :

Critère de rigidité

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \text{ et } 0,4h \leq b \leq 0,8h$$

Condition du R.P.A 2024

$$b \geq 25\text{cm}$$

$$h \geq 30\text{cm}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4$$

$$b_{max} \leq 1.5h + b_1$$

Avec

b : Largeur de la poutre

h : Hauteur de la poutre

b₁ : Largeur du poteau

b_{max} : Largeur maximale de la poutre.

A. Prédimensionnement des poutres principales

• Poutre principale 1 (30*50)

$$L_{\max} = 770 \text{ cm}$$

$$\frac{770}{15} \leq h \leq \frac{770}{10} \Rightarrow 51.33 \text{ cm} \leq h \leq 77 \text{ cm}$$

$$b \geq 25 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

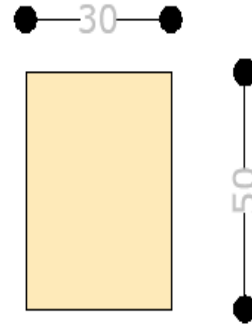
$$h \geq 30 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow h = 50 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4$$

$$\Rightarrow \frac{50}{30} = 1.6 < 4$$

→ Les conditions imposés par RPA 2024 sont vérifiée



• Poutre principale 2 (30*35)

$$L_{\max} = 4.7 \text{ m}$$

$$\frac{470}{15} \leq h \leq \frac{470}{10} \Rightarrow \text{cm } 31 \leq h \leq 47 \text{ cm}$$

$$b \geq 25 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

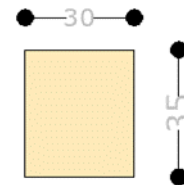
$$h \geq 30 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow h = 35 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4$$

$$\Rightarrow \frac{35}{30} = 1.16 < 4$$

→ Les conditions imposés par RPA 2024 sont vérifiée



B. Prédimensionnement des poutres secondaires

- CH(30*40)

$$L_{\max} = 4.7 \text{ m}$$

$$\frac{470}{15} \leq h \leq \frac{470}{10} \Rightarrow \text{cm } 31 \leq h \leq 47 \text{ cm}$$

$$b \geq 25 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

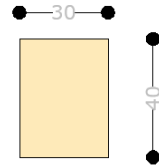
$$h \geq 30 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow h = 40 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4$$

$$\Rightarrow \frac{35}{30} = 1.16 < 4$$

→ Les conditions imposées par RPA 2024 sont vérifiées



- CH (30*55) :

$$L_{\max} = 750 \text{ cm}$$

$$\frac{750}{15} \leq h \leq \frac{750}{10} \Rightarrow \text{cm } 50 \leq h \leq 75 \text{ cm}$$

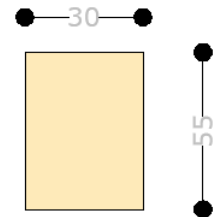
$$b \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 55 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4$$

$$\Rightarrow \frac{55}{30} = 1.83 < 4$$

→ Les conditions imposées par RPA 2024 sont vérifiées



- Poutre Palière : CH (30*35)

$$L_{\max} = 4.8 \text{ m}$$

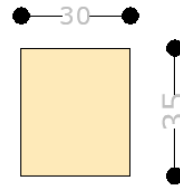
$$\frac{480}{15} \leq h \leq \frac{480}{10} \Rightarrow \text{cm } 16 \leq h \leq 24 \text{ cm}$$

$$b \geq 25 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

$$h \geq 30 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow h = 35 \text{ cm}$$



$$\frac{h}{b} \leq 4$$

$$\Rightarrow \frac{35}{30} = 1.16 < 4$$

II.2.2 Prédimensionnement des planchers

A. Planchers à corps creux

Les planchers sont exécutés à partir de poutrelles préfabriquées avec corps creux. La hauteur d'un plancher à corps creux est calculée par la formule empirique suivante :

$$\frac{L_{\max}}{25} \leq e_p \leq \frac{L_{\max}}{20}$$

où L est la plus grande portée entre nus d'appuis des poutrelles

L'épaisseur de plancher :

$$\frac{500}{25} \leq e_p \leq \frac{500}{20}$$

$$20 \leq e_p \leq 25$$

$$e_p = 20 \text{ cm } (16+4)$$

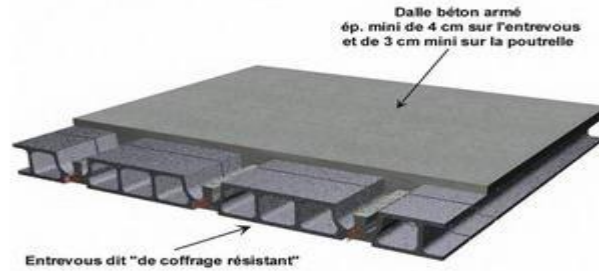


FIGURE 14 : Les éléments constructifs d'une dalle en hourdis (corps creux)

Les dimensions des poutrelles en T utilisées pour la structure sont les suivantes :

- Hauteur totale du plancher est de 20 cm ($h_t = 20\text{cm}$).
- Distance entre axe de deux poutrelles est de 60 cm ($L_n = 60\text{ cm}$).
- Largeur de la nervure est de 12 cm ($b_0 = 12\text{ cm}$).
- Epaisseur de la dalle de compression est de 4 cm ($h_0 = 4\text{ cm}$).

B. Planchers dalle pleine

Le plancher d'une dalle pleine est considéré horizontalement comme étant infiniment rigide et l'épaisseur des dalles dépend aussi bien des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance qui sont énumérées ci-dessous.

. Détermination de sens des dalles

Panneau 1 : (750*640) cm

$$0,4 \leq \rho = \frac{L_x}{L_y} \leq 1$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 1.1 > 1$$

⇒ Dalle pleine porte sur deux sens

Panneau 2 : (370*600) cm

$$0,4 \leq \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{370}{600} = 0.61 \leq 1$$

⇒ Dalle pleine porte sur deux sens

Condition de résistance à la flexion

L'épaisseur des dalles doit vérifier la condition suivante pour éviter une déformation excessive .

$$\frac{L_x}{50} \leq h_d \leq \frac{L_x}{40}$$

Telque :

L_x : la plus petite portée du panneau plus sollicité .

Panneau 1 :

$$\frac{480}{50} \leq h_d \leq \frac{480}{40}$$

$$9.6 \leq h_d \leq 12$$

On Prend **$h_d = 20\text{cm}$**

Panneau 2 :

$$\frac{370}{50} \leq h_d \leq \frac{370}{40}$$

$$7.4 \leq h_d \leq 9.25$$

On prend **$h_d = 20\text{ cm}$**

-Condition de sécurité en matière d'incendie

- $h_d = 7\text{ cm}$ pour 1 heure de coupe de feu.

- $h_d = 11\text{ cm}$ pour 2 heures de coupe de feu.

- $h_d = 17,5\text{ cm}$ pour quatre heures de coupe feux

Ce tableau résume tous les types des planchers

Tableau 4 : Les types du Plancher dalle pleines

Types des Planchers	Epaisseur [cm]	Lieu de fonctionnement
Dalle Pleine	20	Haut de sous-sol + les talons
Corps Creux	(16+4) = 20	Haut de 1 ^{eme} étage à haut de 9 ^{eme} étage

II.3 Prédimensionnement du Poteau

Dans notre projet on a un seul poteau doivent satisfaire aux conditions du RPA 2024 suivantes

$$\{\text{Min}(b; h) \geq 30 \text{ cm}\}$$

Les dimensions du poteau

Poteau (40*80)	B=40 cm	H=80 cm
----------------	---------	---------

Evaluation de la descente des charges

Les Charges permanentes

1. Planchers Terrasse inaccessible

La terrasse inaccessible est composée d'un plancher à corps creux et dalle pleine, protégé par plusieurs couches, et doté d'une forme de pente pour l'évacuation des eaux pluviales. Le calcul de sa charge est donné dans le Tableau 2

Tableau 5 : Charges du plancher terrasse inaccessible en corps creux

Matériaux	G (KN/m ²)
Forme de pente (10cm)	2,2
Etanchéité multicouches (36s) 2cm	0,12
Gravillon pour protection de l'étanchéité (4.5cm)	0.9
Isolation thermique (polystyrène)	0,10
Plancher corps creux (16+4)	2.8
Enduit au mortier de liant hydraulique (1cm)	0,18
Somme	G = 6.3KN/m²

Tableau 6 : Charges du plancher terrasse inaccessible en Dalle pleine

Matériaux	G (KN/m ²)
Forme de pente (10cm)	2,2
Etanchéité multicouches (36s) 2cm	0,12
Gravillon pour protection de l'étanchéité (4.5cm)	1
Isolation thermique (polystyrène)	0,10
Dalle pleine 20cm	5
Enduit au mortier de liant hydraulique (1cm)	0,18
Somme	G = 8.6KN/m²

2.Plancher étage courant

L'étage courant est contenu du plancher en dalle pleine et corps creux soumis à des charges permanentes qui sont résumées dans le Tableau .

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente de charge

Tableau 7 : Charges du plancher d'étage courant en corps creux

Matériaux	G (KN/m ²)
Dalle de sol, y compris la couche de mortier de pose de 5cm.	1,4
Enduit au mortier de liant hydraulique (1cm)	0,18
Cloison intérieures (10cm)	0,90
Plancher corps creux (16+4)	2.8
Somme	G=5.28 kN/m ²

Tableau 8 : Charges du plancher d'étage courant en dalle pleine

Matériaux	G (KN/m ²)
Dalle de sol, y compris la couche de mortier de pose de 5cm.	1,4
Enduit au mortier de liant hydraulique (1cm)	0,18
Cloison intérieures (10cm)	0,90
Dalle pleine 20cm	5,00
Somme	G = 7,48KN/m ²

☒ **Descente de charge pour Maçonnerie :**

☒ **Détail double paroi :**

Tableau 9 : La descente de charge pour les murs

Elément	G (KN/m ²)
Paroi de 15cm	1,30
Paroi de 10cm	0,90
Enduit intérieur en mortier de ciment (1,5cm)	0,27
Enduit extérieur en mortier de ciment (1,5cm)	0,27
Somme paroi 10+15	G = 2,74KN/m ²

☒ **Distribution de la charge du mur extérieur sur les poutres :**

$$2,74 \text{ KN/m}^2 \times (3.06-0.30) \times 0.80 = 6.05 \text{ KN/m}$$

$$2,74 \text{ KN/m}^2 \times (3,06 - 0,50) \times 0.80 = 5.6 \text{ KN/m}$$

$$2,74 \text{ KN/m}^2 \times (3,06 - 0,60) \times 0.80 = 5.39 \text{ KN/m}$$

$$2,74 \text{ KN/m}^2 \times (2,72 - 0,60) \times 0.80 = 4.64 \text{ KN/m}$$

$$2,74 \text{ KN/m}^2 \times (2,72 - 0,50) \times 0.80 = 4.86 \text{ KN/m}$$

$$2,74 \text{ KN/m}^2 \times (3,23 - 0,60) \times 0.80 = 5.76 \text{ KN/m}$$

$$2,74 \text{ KN/m}^2 \times (3,23 - 0,50) \times 0,80 = 5,98 \text{ KN/m}$$

a) Charges d'exploitation

Tableau 10 : Les charges d'exploitation des Planchers

Désignation	Charge d'exploitation
Radier et Plancher, Parking	2,50
Plancher Commerces	5,00
Plancher étage courant (Habitations)	1,50
Plancher terrasse inaccessible	1,00
Escalier	2.5
Balcon	3.5

II.4 Prédimensionnement des voiles

Le dimensionnement des voiles en béton armé est effectué selon les dispositions du RPA 2024. Les murs participent en effet à un système structural mixte dont les éléments à l'origine du transfert des charges verticales et horizontales sont, d'une part, la structure et, d'autre part, les murs eux-mêmes. À l'étage du rez-de-chaussée, la résistance à l'effort tranchant des murs devra être comprise en 50 et 65 % de la résistance totale à l'effort tranchant du système structural.

☒ **Dimensionnement des voiles :**

Selon l'article 7.7 , du RPA 2024 les voiles doivent satisfaites les conditions de coffrage suivantes :

$$L_w \geq \max\left(\frac{h_e}{3}; 4bw; 1m\right)$$

$$bw \geq \left(\max\left(15 \text{ cm}; \frac{h_e}{20}\right)\right)$$

$$L_w \geq \max\left(\frac{3.02}{3}; 4 * 0.30; 1m\right)$$

$$bw \geq \left(\max\left(15 \text{ cm}; \frac{3.02}{20}\right)\right)$$

$$L_w \geq \max(1.00; 1.2; 1m)$$

$$bw \geq \left(\max(15 \text{ cm}; 15.1 \text{ cm})\right)$$

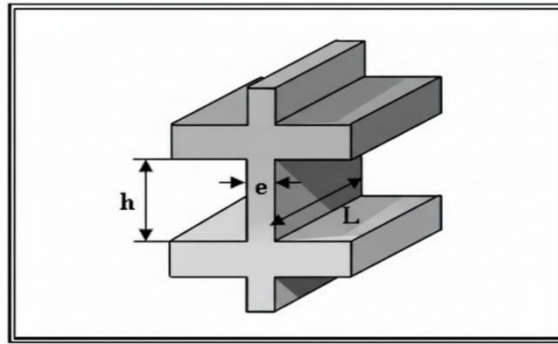


FIGURE 15 : Coupe en élévation d'un voile

Tableau 11 : Pré dimensionnement des voiles

Voiles	Epaisseur	Longueur
V1	30	1.2
V2	30	2.00
V3	30	2.00
V4	30	2.00
V5	30	2.00
V6	30	2.00
V7	35	1.5
V8	30	3.9
V9	30	1.2
V10	35	1.5
V11	35	4.15
V12	30	2.4
V13	35	1.5
V14	30	2.4
V15	30	1.6

V16	30	1.6
V17	30	3.00
V18	30	2.00
V19	30	3.00
V20	30	3.00
V21	30	3.00
V22	30	2.00
V23	30	3.00
V24	30	1.2
V25	30	1.2

Prédimensionnement de l'acrotère

Un mur d'acrotère est un muret en béton armé coulé sur place situé sur l'ensemble de la périphérie de la toiture ~~une~~ et dont la section transversale ci-dessous (Figure 11)

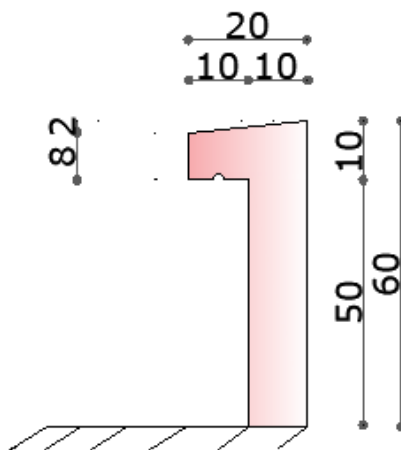


FIGURE 16 : Section transversale de l'acrotère

Prédimensionnement des balcons

Les balcons sont des dalles pleines encastrées dans les poutres ou les voiles. La largeur du plus grand balcon est de 1.1 m et l'épaisseur adoptée pour les balcons est de 15 cm et 20cm pour une longueur de 2.2 m .

Les charges appliquées sur la dalle du balcon sont regroupées dans le Tableau.

Tableau 12 : Charges du Balcon en dalle pleine (15cm) étage courant

Matériaux	G (KN/m ²)
Dalle de sol, y compris la couche de mortier de pose de 5cm.	1,4
Enduit au mortier de liant hydraulique (1cm)	0,18
Cloison intérieures (10cm)	0,90
Dalle pleine 15cm	3.75
Somme	G = 6.23 KN/m ²

Tableau 13 : Charges du Balcon en dalle pleine (15cm) Terrasse inaccessible

Matériaux	G (KN/m ²)
Forme de pente (10cm)	2,2
Étanchéité multicouches (36s) 2cm	0,12
Gravillon pour protection de l'étanchéité (5cm)	1
Isolation thermique (polystyrène)	0,10
Dalle pleine 15cm	3.75
Enduit au mortier de liant hydraulique (1cm)	0,18
Somme	G = 7.35 KN/m ²

II.5 Prédimensionnement des escaliers

Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par les ascenseurs. Ils permettent le mouvement et la circulation verticale des personnes et des objets dans un immeuble

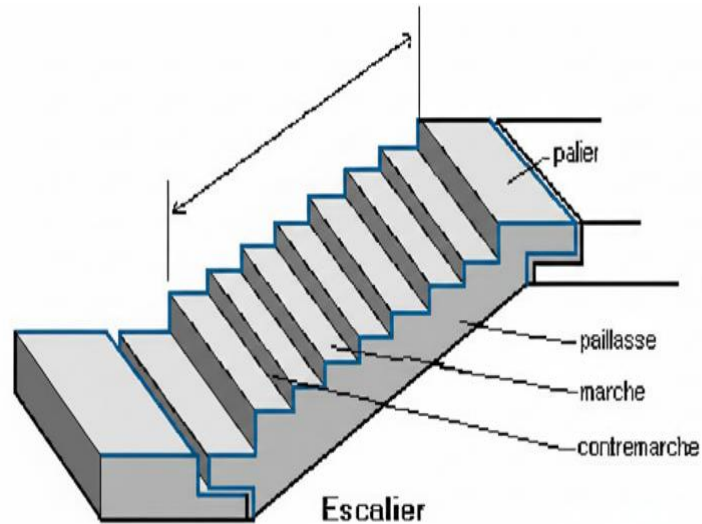


FIGURE 17 : Les élément constructifs des escaliers

Les escaliers constituent des éléments fondamentaux de la structure. Ils sont soumis à plusieurs efforts : leur propre poids et la surcharge due à la circulation des personnes ou au transport d'éventuels équipements.

Dans ce projet, l'escalier est composé de deux volées adjacentes à l'ascenseur.

La loi de Blondel est une loi générale ayant pour seul but d'assurer le confort d'un escalier afin de l'utiliser dans un bon climat. Elle relie deux paramètres : la hauteur de marche (h) et le giron (g), par la relation :

$$60 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 64 \text{ cm}$$

Ici, en choisissant $g = 30 \text{ cm}$ et $h = 17 \text{ cm}$, on respecte la condition de Blondel :

$$g + 2h = 30 + 2 \times 17 = 64 \text{ cm.}$$

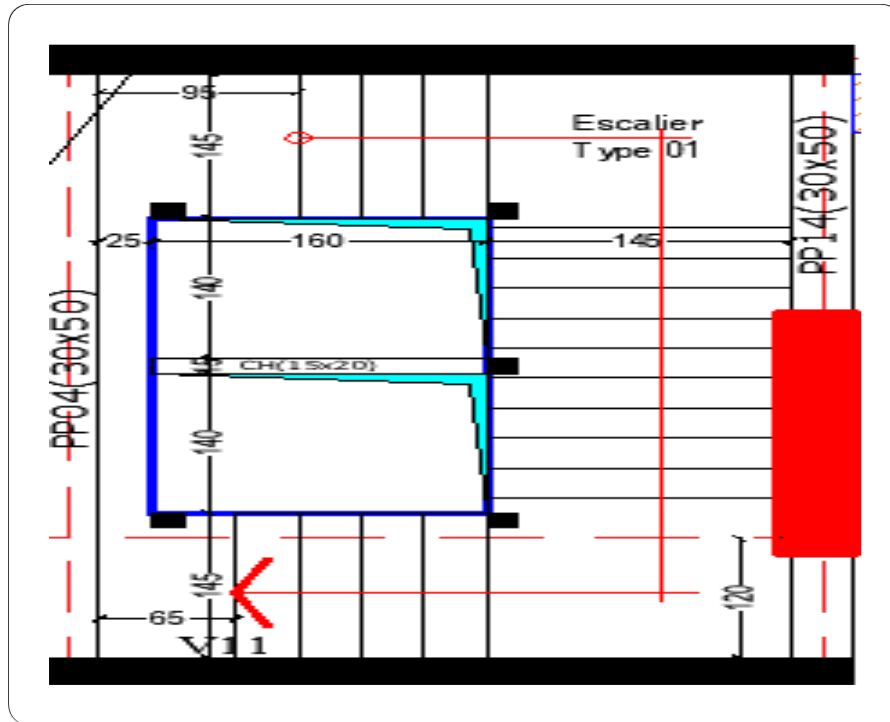


FIGURE 18 : Vue en plan pour la cage d'escalier

Tableau 14 : Caractéristique des escaliers

	Type 1	Type 2	Type 3
h_e (m)	3,06	2.72	3.23
N contre marches	18	16	19
N contre marches volée 1 et 3	5	5	5
N contre marches volée 2	11	11	11
H volée 1(m)	0.68	0.68	0.68
H volée 3	0.68	0.34	0.85
$h_{volée2}$ (m)	1.7	1.7	1.7
$l_{volée1}$ (m)	1,45	1.45	1.45
$L_{volée 3}$	1.45	1.45	1.45

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente de charge

La pente est constante pour toutes les volées et elle est égale à :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.57 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ$$

L'épaisseur de la paillasse et du palier sera calculée avec la longueur de volé plus défavorables ($L_{\text{paillasse}}$) la plus défavorable.

$$L = \frac{1.7}{\sin(29.54)} = 3.4 \text{ m}$$

$$\frac{L}{30} \leq ep \leq \frac{L}{20}$$

$$\frac{340}{30} \leq ep \leq \frac{340}{20}$$

$$11.33 \leq ep \leq 17$$

$$\Rightarrow Ep = 15 \text{ cm}$$

Tableau 15 : Charges de Palier en dalle pleine

Désignation	poids volumique	épaisseur	Poids surfacique
Revêtement en marbre (3cm)	27	3	0.81
poids propre de palier (2500*ep)	25	15	3,75
enduit en ciment (18*ep)	18	1,5	0,27
Total			4.83 kN /m

Tableau 16 : Charges de paillasse en dalle pleine

Désignation	poids volumique	épaisseur	Poids surfacique
Revêtement horizontale	27	3	0.81
Revêtement vertical (0.81*h/g)			0.46
poids propre des marches (2200*h/2)	22	17/2	1,87
poids propre de la paillasse (2500*ep (15cm) /cosα)	25	0.15/cos(29.54)	4,3

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente de charge

enduit en ciment ($18 \cdot e_p / \cos \alpha$)	18	1,5	0,27
		G	7.71 kN/m

II.6 Conclusion

Il semble acquis qu'un redimensionnement des éléments structurels apparaît comme une phase incontournable de la démarche d'étude de ce projet. Dans ce chapitre a été proposé le redimensionnement de l'ensemble des composants de la structure objet d'étude. Cette opération concerne les éléments porteurs, poutres, poteaux, planchers, voiles, mais également l'escalier, le balcon et l'acrotère, sur les éléments secondaires.



Chapitre III : Etude de Plancher

III.1 Plancher à corps creux

Les planchers sont des surfaces planes limitant les étages et supportant les revêtements du sol, ils assurent principalement 2 fonctions :

La résistance : ils doivent supporter leurs poids propres et les surcharges d'exploitations appliquées sur eux.

L'isolation : ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

La structure étudiée a deux Types de planchers (Corps creux et Dalle pleine)

Planchers à corps creux : qui est constitué par des poutrelles en béton armé sur lesquelles reposent les hourdis en béton.

D'après le pré dimensionnement déjà fait on a un plancher à corps creux de 20 cm de hauteur dont : Hauteur du corps creux = 16 cm . Epaisseur de la dalle de compression = 4cm

Pré dimensionnements des Poutrelles

Les poutrelles sont disposées perpendiculairement au sens des Poutres porteuses principales.

III.1.1 Description des éléments des poutrelles

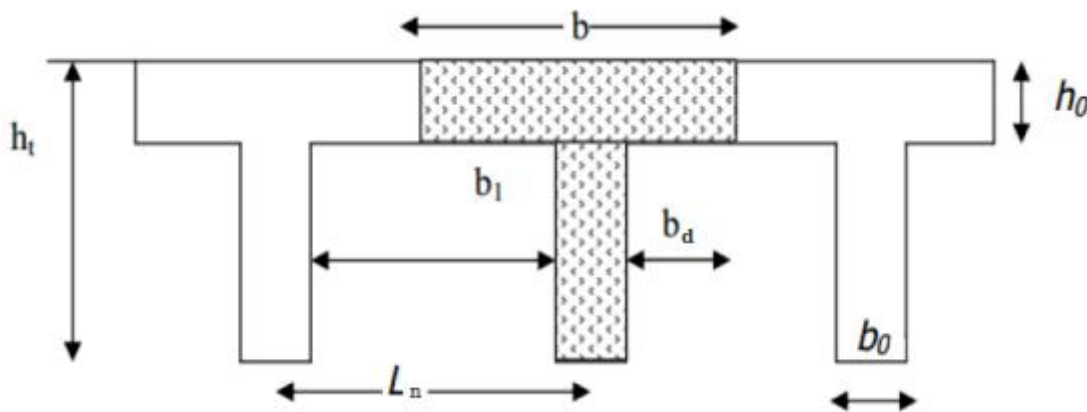


FIGURE 19 : Section d'une poutrelle

h_t : elle s'agit la hauteur totale de corps creux . Soit $h_t = 20$ cm

H_0 : Représente épaisseur de la dalle de compression (Hourdis). Soit $h_0 = 4$ cm

B : Signifie la largeur de la dalle de répartition. $b = (60\text{cm})$

B_0 : c'est la largeur de poutrelle (nervure) entre 0.3h et 0.5h. Tel que $b_0 = 12\text{cm}$

B_d : Longueur des débords. $B_d = (b - b_0)/2 = \min(1/2 \text{ distance entre parement de deux nervures}, 1/10 \text{ de la portée de la poutrelle})$. D'où $b_d = (60 - 12)/2 = 24 \text{ cm}$

❖ Choix de la méthode de calcul

Pour la détermination des différentes sollicitations des poutrelles, on peut utiliser l'une des trois méthodes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{La méthode forfaitaire} \\ \text{La méthode de Caquot} \\ \text{La méthode des trois Moments (RDM)} \end{array} \right.$$

1. Méthode forfaitaire

Cette méthode est applicable si les conditions (a, b, c, et d) cités ci-après sont vérifiées.

a) charge Modéré $q \leq \max(2G ; 5 \text{ kN/m}^2)$, charges localisées $\leq (2 \text{ kN}, 0,25Q)$

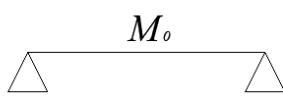
b) Le moment d'inertie est constant pour toutes les travées

c) $0,80 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$

d) La fissuration est considérée comme peu nuisible

-Principe de de calcul des Moments :

Il exprime les maximaux des moments en travée et sur appuis en fonction des moments fléchissant isostatiques M_0 de la travée indépendante.



Travée isostatique



Travée hyperstatique

Avec :

M_0 : Moment max de la travée indépendante

M_t : Moment max de la travée étudiée

M_w : Moment sur l'appui gauche de la travée

M_e : Moment sur l'appui droit de la travée.

α : Le rapport des charges d'exploitation Q à la somme des charges permanentes G et les surcharge d'exploitation Q . $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$

→ Les Moments M_t, M_e, M_w , doivent vérifiées les conditions suivantes :

- Travée de rive :

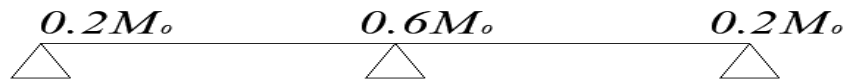
$$M_t \begin{cases} \max[(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05 M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}] \\ (\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2})M_0 \end{cases}$$

Travée intermédiaire :

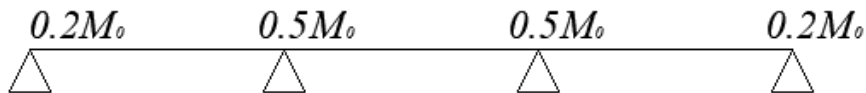
$$M_t \begin{cases} \max[(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05 M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}] \\ (\frac{1 + 0.3\alpha}{2})M_0 \end{cases}$$

→ Les Moments en appuis doivent avoir les valeurs suivantes

Cas 2 Travée



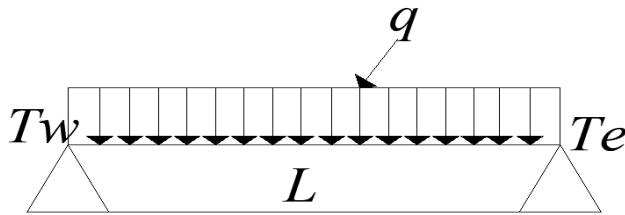
Cas 3 travée



Cas plus de 3 travées



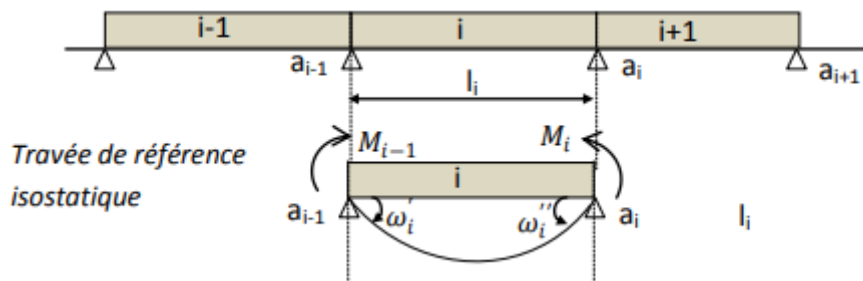
-Principe du calcul de l'effort Tranchant



$$\begin{cases} T_w = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{ql}{2} \\ T_w = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{ql}{2} \end{cases}$$

2. **Méthode de Caquot**, si l'une des conditions (a, b, c, et d) n'est pas vérifiée
3. **Méthode de Caquot minorée**, si la condition « a » est vérifiée et une ou plus des autres conditions n'est pas vérifiée.
4. **Méthode des trois Moments**

Les sollicitations le long d'une poutre continue $M(x)$ et $V(x)$ peuvent se calculer travée par travée en isolant chacune d'elles et en incluant leurs efforts aux appuis (moments de continuité) dus à cette continuité.



Les sollicitations sont $m(x)$ iso et $v(x)$ iso, les moments de continuité sont notés

M_{i-1} et M_i

Les rotations de la travée i sont notées ω_i' pour l'appui gauche et ω_i'' pour l'appui droit.

On commence par déterminer les moments sur appuis :

$$b_i \cdot M_{i-1} + (c_i + a_{i+1}) M_i + b_{i+1} \cdot M_{i+1} = \omega_{i+1}' - \omega_i'' \quad \text{eq1}$$

$$a_i = 2b_i = c_i = l_i / 3EI_i = Cste \quad \text{eq2}$$

I_i : Moment d'inertie de la travée l_i

ω_{i+1} ' et ω_i " rotations sur l'appui ai des travées de références encadrant cet appui Autant d'équations que d'appuis intermédiaires. Ensuite les sollicitations sont obtenues en utilisant l'équation 1 et 2 pour chaque travée.

III.1.2 Types de poutrelles

Dans ce projet, il existe 4 types de poutrelle (Figure 14).

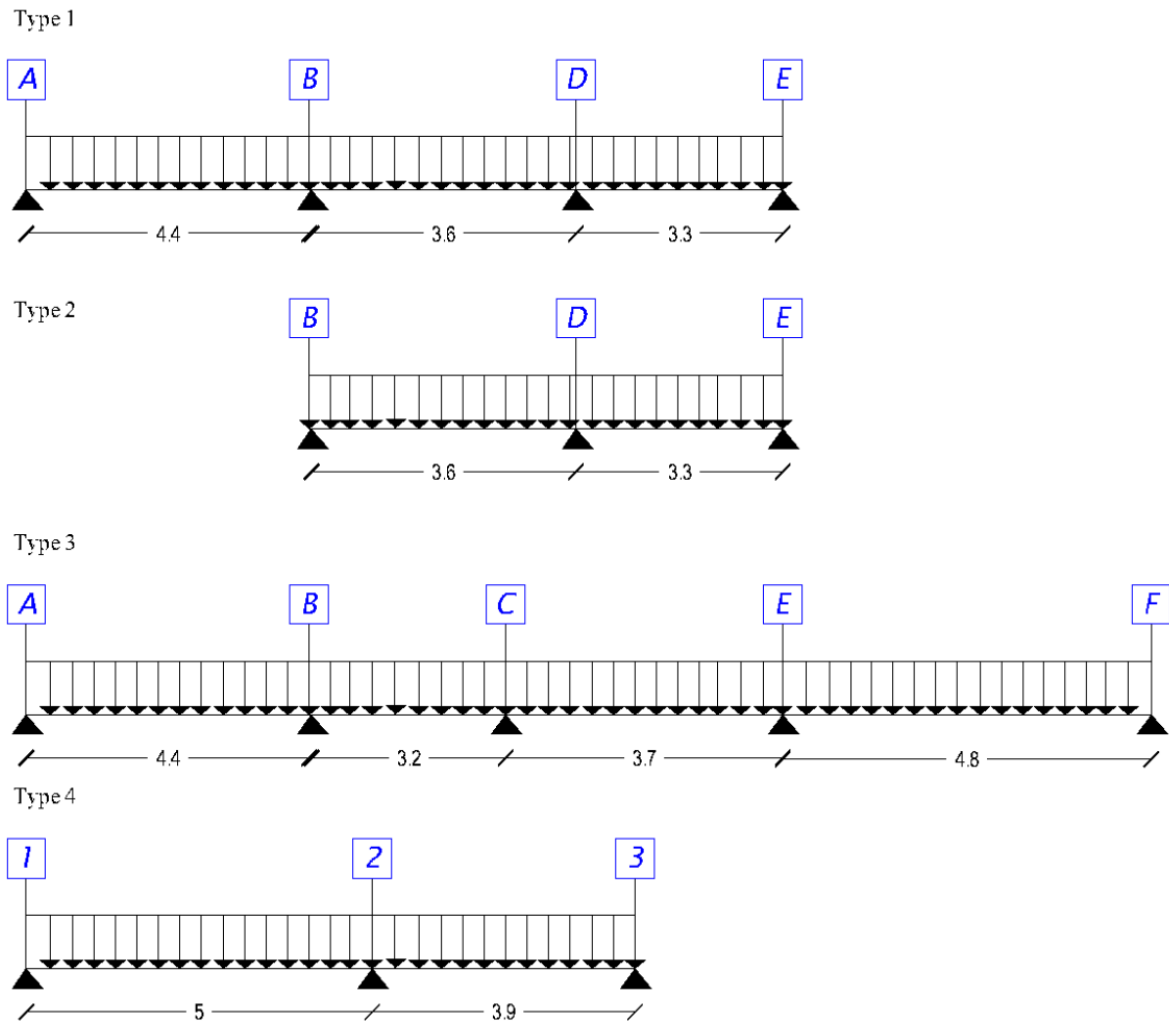


FIGURE 20 : Différente type des poutrelles

⇒Détermination de méthode du calcul pour chaque type

Type 1 Terrasse

Vérification de méthode forfaitaire

a) $1.50 \leq \text{Max}(2 \cdot 6.3; 5) \text{ kN} \quad \text{C.V}$

b) Le moment d'inertie est constant pour toutes les travées C.V

c) $0,80 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25 \quad \text{C.V}$

Type 1	$\frac{440}{360} = 1.2$	$\frac{360}{330} = 1.09$	$\frac{360}{440} = 0.8$	$\frac{330}{360} = 0.9$
--------	-------------------------	--------------------------	-------------------------	-------------------------

d) La fissuration est considérée comme peu nuisible C.V

Type 1 étage courant

Vérification de méthode forfaitaire

a) $1.50 \leq \text{Max}(2 \cdot 5.28; 5) \text{ kN} \quad \text{C.V}$

b) Le moment d'inertie est constant pour toutes les travées C.V

c) $0,80 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25 \quad \text{C.V}$

Type 1	$\frac{440}{360} = 1.2$	$\frac{360}{330} = 1.09$	$\frac{360}{440} = 0.8$	$\frac{330}{360} = 0.9$
--------	-------------------------	--------------------------	-------------------------	-------------------------

b) La fissuration est considérée comme peu nuisible C.V

Choix du Méthode : Forfaitaire

Type 2 Terrasse

Vérification de méthode forfaitaire

a) $1.50 \leq \text{Max}(2 \cdot 6.3; 5) \text{ kN} \quad \text{C.V}$

b) Le moment d'inertie est constant pour toutes les travées C.V

c) $0,80 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$ C.V

Type 2	$\frac{360}{330} = 1.09$	$\frac{330}{360} = 0.9$
--------	--------------------------	-------------------------

d) La fissuration est considérée comme peu nuisible C.V

Type 2 étage courant

Vérification de méthode forfaitaire

a) $1.50 \leq \text{Max}(2*5.28; 5) \text{ kN}$ C.V

b) Le moment d'inertie est constant pour toutes les travées C.V

c) $0,80 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$ C.V

Type 1	$\frac{360}{330} = 1.09$	$\frac{330}{360} = 0.9$
--------	--------------------------	-------------------------

c) La fissuration est considérée comme peu nuisible C.V

Choix du Méthode : Forfaitaire

Type 3 Terrasse

Vérification de méthode forfaitaire

a) $1.50 \leq \text{Max}(2*6.3; 5) \text{ kN}$ C.V

b) Le moment d'inertie est constant pour toutes les travées C.V

c) $0,80 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$ C.N.V

Type 3	$\frac{440}{320} = 1.37$	$\frac{320}{370} = 0.86$	$\frac{370}{480} = 0.77$	$\frac{480}{370} = 1.29$	$\frac{370}{320} = 1.15$	$\frac{320}{440} = 0.72$
--------	--------------------------	--------------------------	--------------------------	--------------------------	--------------------------	--------------------------

d) La fissuration est considérée comme peu nuisible C.V

Type 3 étage courant

Vérification de méthode forfaitaire

a) $1.50 \leq \text{Max}(2 \cdot 5.28; 5) \text{ kN}$ C.V

b) Le moment d'inertie est constant pour toutes les travées C.V

c) $0,80 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$ C.NV

Type 3	$\frac{440}{320} = 1.37$	$\frac{320}{370} = 0.86$	$\frac{370}{480} = 0.77$	$\frac{480}{370} = 1.29$	$\frac{370}{320} = 1.15$	$\frac{320}{440} = 0.72$
--------	--------------------------	--------------------------	--------------------------	--------------------------	--------------------------	--------------------------

d) La fissuration est considérée comme peu nuisible C.V

Choix du Méthode : Caquot Minoret

Type 4 Terrasse

Vérification de méthode forfaitaire

a) $1.50 \leq \text{Max}(2 \cdot 6.3; 5) \text{ kN}$ C.V

b) Le moment d'inertie est constant pour toutes les travées C.V

c) $0,80 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$ C.N.V

Type 3	$\frac{500}{390} = 1.28$	$\frac{390}{5} = 0.78$
--------	--------------------------	------------------------

d) La fissuration est considérée comme peu nuisible C.V

Type 3 étage courant

Vérification de méthode forfaitaire

a) $1.50 \leq \text{Max}(2*5.28; 5) \text{ kN}$ C.V

b) Le moment d'inertie est constant pour toutes les travées C.V

c) $0,80 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$ C.NV

Type 3	$\frac{500}{390} = 1.28$	$\frac{390}{5} = 0.78$
--------	--------------------------	------------------------

d) La fissuration est considérée comme peu nuisible C.V

Choix du Méthode : Caquot Minoré

Calcul des Poutrelles

❖ Sollicitations du calcul

❖ Type 1

☒ Les charges des Planchers

Tableau 17 : Les charges permanentes du plancher

	Etage courant	Terrasse inaccessible
Charge permanente G[daN/m ²]	528	630
Charge d'exploitation [daN/m ²]	150	100

☒ **Les Combinaisons du calcul**

ELU : $Q_u = (1.35G + 1.5Q) * 1 * 0.60$

ELS : $Q_s = (G + Q) * 1 * 0.60$

Tableau 18 : Les sollicitations du calcul pour les plancher

Type du Plancher	ELU[daN/ml]	ELS[daN/ml]
Etage courant	Q= 563	Q=407
Terrasse inaccessible	Q= 600	Q=438

☒ **Calcul des Moments fléchissant**

- Type 1 (étage courant) + (Terrasse inaccessible)
- En appui

$$M_0 = q * \frac{l^2}{8}$$

Tableau 19 : Les Moments Max en appui

Etage Courant		
Moments	ELU[daN.m]	ELS[daN.m]
M _{0a} (4.4m)	1362	985
M _{0b} (3.6m)	912	659
M _{0c} (3.3m)	766	554
Terrasse inaccessible		
M _{0a} (4.4m)	1452	1060
M _{0b} (3.6m)	972	710
M _{0b} (3.6m)	817	596

- **En Travée :**

Travée de rive :

$$M_t \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05 M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \cdot M_0 \\ (\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2})M_0 \end{array} \right.$$

Travée intermédiaire :

$$M_t \begin{cases} \max[(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05 M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \cdot M_0 \\ (\frac{1 + 0.3\alpha}{2})M_0 \end{cases}$$

Tableau 20 : Les Moments max en travée

Etage Courant		
Moments	ELU[daN.m]	ELS[daN.m]
M _{t1} (4.4m)	975.4	705.24
M _{t2} (3.6m)	486.02	351.38
M _{t3} (3.3m)	512.31	370.38
Terrasse inaccessible		
M _{t1} (4.4m)	1016.91	741.9
M _{t2} (3.6m)	506.23	369.36
M _{t3} (3.3m)	533.18	389.03

- On a vérifié les Moment qui sont calculé manuellement avec la méthode forfaitaire

➤ **Etage Courant :**

- Les Moments fléchissant en ELU

Calculs par la Méthode Forfaitaires				
Portée (m)	4,4	3,6	3,3	
g : permanentes(kg/m)	528	528	528	
q : exploitation(kg/m)	150	150	150	
Pu=(1.35g+1.5q) charge ELU en (kg/m)	562,68	562,68	562,68	
Ps=(g+q) charge ELS en (kg/m)	406,80	406,80	406,80	
0.8<li/li-1<1.25		0,82	0,92	
Calcul des moments à l'ELU (Kg.m)				
M(iso) travée ELU (Pu)	1361,69	911,54	765,95	
Ma (appui)	-272,34	-680,84	-455,77	-153,19
Mt (travée) en kg.m	862,20	486,02	484,99	
α(travée)	0,221	0,221	0,221	
Mt+(Mw+Me)/2	1338,79	1054,33	789,47	
Maxi[(1+0.3α)Mo;1.05Mo]	1452,06	972,04	816,79	
Condition (Ligne31>Ligne32)	NonVérifiée	Vérifiée	NonVérifiée	
Mt (travée à prendre) en kg.	975,47	486,02	512,31	
Moments ELU (Kg.m)				

FIGURE 21 : Les Moments fléchissant en ELS

Calcul des moments à l'ELS (Kg.m)				
M(iso) travée ELS (Ps)	984,456	659,016	553,757	
k(travée)	1,383	1,383	1,383	
Ma(appui)	-196,89	-492,23	-329,51	-110,75
Mt(travée) en kg.m	623,34	351,38	350,63	
Mt+(Mw+Me)/2	967,90	762,25	570,76	
Maxi[(1+0.3α)Mo;1.05Mo]	1049,80	702,76	590,51	
Condition (Ligne31>Ligne32)	NonVérifiée	Vérifiée	NonVérifiée	
Mt (travée à prendre) en kg.	705,24	351,38	370,38	
Moments ELS (Kg.m)				

FIGURE 22 : Les Moments fléchissant par la méthode forfaitaire (ELS) étage courant

- Les efforts Tranchants
- Etage courant ELU

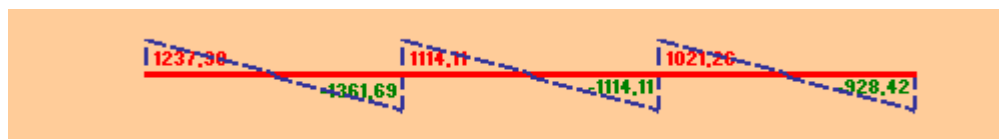


FIGURE 23 : Les effort tranchant en ELU (étage courant)

- Terrasse inaccessible
- Les Moments fléchissant en ELU

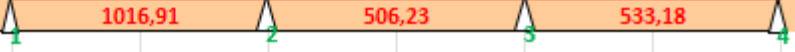
Calculs par la Méthode Forfaitaires				
Portée (m)	4,4	3,6	3,3	
g : permanentes(kg/m)	630	630	630	
q : exploitation(kg/m)	100	100	100	
Pu=(1.35g+1.5q) charge ELU en (kg/m)	600,30	600,30	600,30	
Ps=(g+q) charge ELS en (kg/m)	438,00	438,00	438,00	
0.8<li/li-1<1.25		0,82	0,92	
Calcul des moments à l'ELU (Kg.m)				
M(iso) travée ELU (Pu)	1452,73	972,49	817,16	
Ma (appui)	-290,55	-726,36	-486,24	-163,43
Mt (travée) en kg.m	901,49	506,23	507,09	
α(travée)	0,137	0,137	0,137	
Mt+(Mw+Me)/2	1409,94	1112,53	831,92	
Maxi[(1+0.3α)Mo;1.05Mo]	1525,36	1021,11	858,02	
Condition (Ligne31>Ligne32)	NonVérifiée	Vérifiée	NonVérifiée	
Mt (travée à prendre) en kg.	1016,91	506,23	533,18	
Moments ELU (Kg.m)	-290,55	-726,36	-486,24	-163,43
				

FIGURE 24 : Les moments fléchissant par la méthode forfaitaire en ELU (Terrasse inaccessible)

- Les Moments fléchissant en ELS

Calcul des moments à l'ELS (Kg.m)				
M(iso) travée ELS (Ps)	1059,960	709,560	596,228	
k(travée)	1,371	1,371	1,371	
Ma(appui)	-211,99	-529,98	-354,78	-119,25
Mt(travée) en kg.m	657,76	369,36	369,99	
Mt+(Mw+Me)/2	1028,74	811,74	607,00	
Maxi[(1+0.3α)Mo;1.05Mo]	1112,96	745,04	626,04	
Condition (Ligne31>Ligne32)	NonVérifiée	Vérifiée	NonVérifiée	
Mt (travée à prendre) en kg.	741,97	369,36	389,03	
Moments ELS (Kg.m)	-211,99	-529,98	-354,78	-119,25
				

FIGURE 25 : Les Moments fléchissant par a méthode forfaitaire en ELS (terrasse inaccessible)

- Les efforts Tranchants
- Etage courant ELU

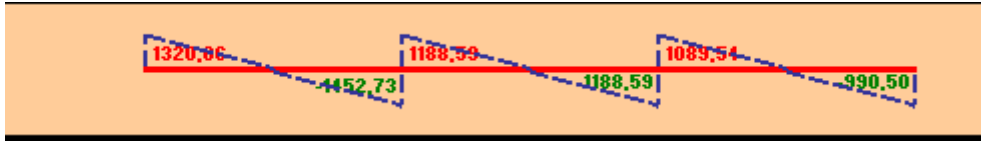


FIGURE 26 : Les effort tranchant en ELU (Terrasse inaccessible)

- ✓ Type 2 (Etage courant +Terrasse inaccessible)
- **Les Moments fléchissant**

$$M_0 = q * \frac{l^2}{8}$$

Tableau 21 : Les Moments Max pour Type 2

Etage Courant		
Moments	ELU[da N.m]	ELS[da N.m]
M ₀ (3.6m)	912.06	659.34
M ₀ (3.3m)	766.38	554
Terrasse inaccessible		
M ₀ (3.6m)	972	710
M ₀ (3.3m)	817	596

- **En Travée :**

Travée de rive :

$$M_t \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05 M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \cdot M_0 \\ (\frac{1.2+0.3\alpha}{2})M_0 \end{array} \right.$$

Travée intermédiaire :

$$M_t \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05 M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \cdot M_0 \\ (\frac{1+0.3\alpha}{2})M_0 \end{array} \right.$$

Tableau 22 : Les Moments max en travée

Etagé Courant		
Moments	ELU[daN.m]	ELS[daN.m]
M_{t1} (3.6m)	607.43	439.15
M_{t2} (3.3m)	484.9	350.69
Terrasse inaccessible		
M_{t1} (3.6m)	632.12	461.21
M_{t2} (3.3m)	507.09	369.9

➤ Etagé Courant :

- Les Moments fléchissant en ELU

Calculs par la Méthode Forfaitaires			
Portée (m)	3,6	3,3	
g : permanentes(kN/m)	316,8	316,8	
q : exploitation(kg/m)	90	90	
Pu : charge ELU en (kg/m)	562,68	562,68	
Ps : charge ELS en (kg/m)	406,80	406,80	
0.8<li/li-1<1.25		0,92	
Calcul des moments à l'ELU (Kg.m)			
M(iso) travée ELU (Pu)	911,54	765,95	
Ma (appui)	-182,31	-546,92	-153,19
Mt (travée) en kg.m	577,18	484,99	
α(travée)	0,221	0,221	
Mt+(Mw+Me)/2	941,79	835,04	
Maxi[(1+0.3α)Mo;1.05Mo]	972,04	816,79	
Condition (Ligne15>Ligne16)	NonVérifiée	Vérifiée	
Mt (travée à prendre) en kg.m	607,43	484,99	
Moments => (Kg.m)	-182,31	-546,92	-153,19

FIGURE 27 : Moments fléchissant En ELU (étage courant)

- Les Moments fléchissant en ELS

Calcul des moments à l'ELS (Kg.m)			
M(iso) travée ELS (Ps)	659,016	553,7565	
k(travée)	1,383	1,383	
Ma(appui)	-131,80	-395,41	-110,75
Mt(travée) en kg.m	417,28	350,63	
Mt+(Mw+Me)/2	680,89	603,71	
Maxi[(1+0.3α)Mo;1.05Mo]	702,76	590,51	
Condition	NonVérifiée	Vérifiée	
Mt (travée à prendre) en kg.m	439,15	350,63	

Moments => (Kg.m)	-131,80	-395,41	-110,75
	439,15	350,63	

FIGURE 28 : Moments Fléchissant en ELS (étage courant)

- Les efforts Tranchants
- Effort tranchant ELU



FIGURE 29 : Efforts tranchants fléchissant (étage courant)

- Terrasse inaccessible
- Les Moments fléchissant en ELU :

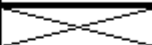
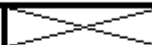
Calculs par la Méthode Forfaitaires			
Portée (m)	3,6	3,3	
g : permanentes(kN/m)	378	378	
q : exploitation(kg/m)	60	60	
Pu : charge ELU en (kg/m)	600,3	600,3	
Ps : charge ELS en (kg/m)	438,00	438,00	
$0.8 < l_i / l_i - 1 < 1.25$		0,92	
Calcul des moments à l'ELU (Kg.m)			
M(iso) travée ELU (Pu)	972,49	817,16	
Ma (appui)	-194,50	-583,49	-163,43
Mt (travée) en kg.m	603,47	507,09	
α (travée)	0,137	0,137	
Mt+(Mw+Me)/2	992,47	880,55	
Maxi[(1+0.3 α)Mo;1.05Mo]	1021,11	858,02	
Condition (Ligne15>Ligne16)	NonVérifiée	Vérifiée	
Mt (travée à prendre) en kg.m	632,12	507,09	
Moments => (Kg.m)	-194,50	-583,49	-163,43
	 632,12	507,09	

FIGURE 30 : Les moments fléchissant par la méthode forfaitaire en ELU (Terrasse inaccessible)

- Les Moments fléchissant en ELS :

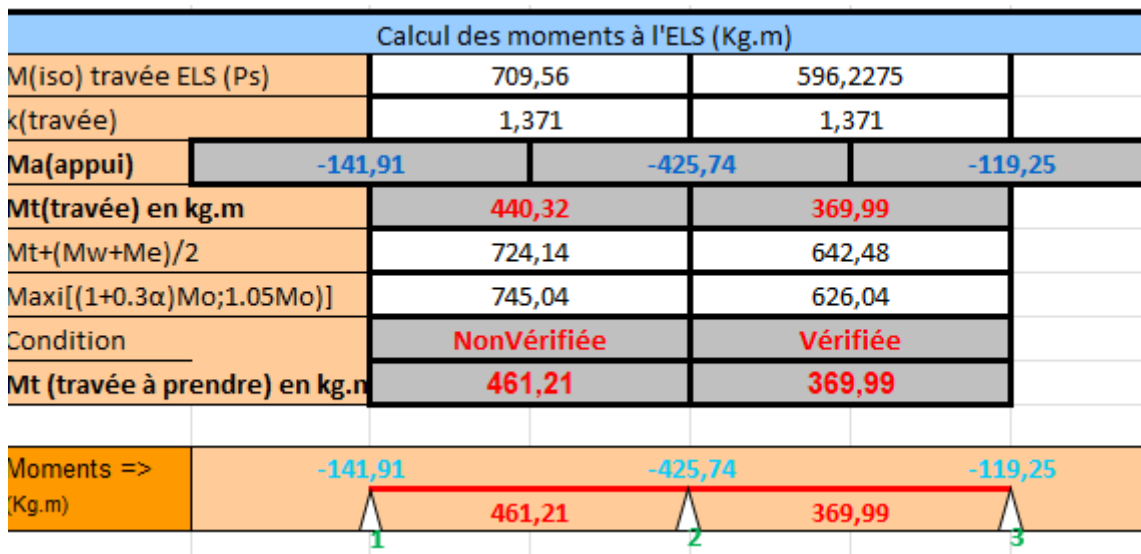


FIGURE 31 : Les Moments fléchissant par a méthode forfaitaire en ELS (terrasse inaccessible)

- Les efforts Tranchants
- Terrasse inaccessible ELU



FIGURE 32 : Les effort tranchant en ELU (Terrasse inaccessible)

Type 3 (étage courant +terrasse inaccessible)

La Méthode de caquot Minoré

Cette méthode applique initialement pour les poutrelles non solidaires des poteaux, a été étendue par la suite au calcul des poutres solidaire des poteaux.

Elle est basée sur la théorie générale des poutres continue et poutres à moment d'inertie dans les différentes travées non solidaires des poteaux.

a) Moment en appui

Les Moments aux appuis sont donnés par l'expressions suivante

$$M_a = q_g * L_g'^3 + q_d * \frac{L_d'^3}{0.8*(L_g'^3 + L_d'^3)}$$

Telque :

Étant le chargement à gauche et à droite de l'appui.

✓ L' , L_d' : Étant les longueurs fictives des travées entourant l'appui considéré.

✓ $L' = \{0.8L : \text{Travée intermédiaire} ; L : \text{Travée de rive}\}$

b) Moment en Travées

$$M_{(x)} = M_{0(x)} + M_{g(x)} * \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_{d(x)} * \frac{x}{L}$$

$$M_{0(x)} = \left(\frac{qL}{2}x - \frac{qx^2}{2}\right) = \frac{qx}{2}(L - x)$$

$$M_{(x)} = \frac{qx}{2}(L - x) + M_{g(x)} * \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_{d(x)} * \frac{x}{L}$$

c) L'effort tranchant

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} = 0 \rightarrow T(x) = \left(\frac{qL}{2} - qx\right) + \frac{M_d + M_g}{L} = 0 \rightarrow x = \frac{\frac{qL}{2} - \frac{M_d + M_g}{L}}{q}$$

A l'utilisation du fichier excel on obtient les résultats suivants sachant que la charge G multiplier par coefficient du minoration 2/3 .

Terrasse inaccessible

File n°	1	Remplir les zones de couleur =>				Verte
Dimensions b x h	0,12	0,2	0,12	0,2	0,12	0,2
M. d'inertie Iy (m ⁴)	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001
Porté l (m)	4,4	3,2	3,7	4,8		
Porté Fictive (m)	4,4	2,56	2,96	4,8		
q: permanente (kg/m)	630	630	630	630		
q: permanente (kg/m)	420	420	420	420		
q: exploitation (kg/m)	100	100	100	100		
Cas n°1						
Charge q	717	717	717	717		
CCCC	150	150	150	150		
	567	567	567	567		
Mt, Appui	-347,03	-1235,74	-652,69	-1484,07	-412,99	
M0 = ql ³ /8 (Miso Max)	1735,14	917,76	1226,97	2064,96		
X0=Abscisse relatif Mm	2,14	1,68	1,77	2,46		
Mt, Travée Max	956,69	-11,98	177,62	1130,90		
Ef, Tranchant ISO	1577,40	1147,20	1326,45	1720,80	1720,80	
Ef, Tranchant HYPER	1375,42	1329,40	1101,75	1943,94	497,66	

FIGURE 33 : Moments fléchissant de type 4 (terrasse inaccessible)

Etage courant

Dimensions b x h	0,12	0,2	0,12	0,2	0,12	0,2	0,12	0,2	
M. d'inertie Iy (m^4)	0,0001		0,0001		0,0001		0,0001		Coet.
Porté l (m)	4,4		3,2		3,7		4,8		Minoration
Porté Fictive (m)	4,4		2,56		2,96		4,8		(2/3 ou
g : permanente (kg/m)	528		528		528		528		1/3)
g : permanente (kg/m)	352		352		352		352		0,667
q : exploitation (kg/m)	150		150		150		150		
Cas n°1									
Charge q	700		700		700		700		
CCCC	225		225		225		225		
	475		475		475		475		
Mt, Appui	-338,90		-1206,78		-637,40		-1449,30		-403,32
M0 = ql^2/8 (Miso Max)	1694,48		896,26		1198,22		2016,58		
X0=Abscisse relatif Mmax	2,14		1,68		1,77		2,46		
Mt, Travée Max	934,27		-11,70		173,46		1104,40		
Ef, Tranchant ISO	1540,44		1120,32		1235,37		1680,48		
Ef, Tranchant HYPER	1343,19		1235,65		1075,34		1638,63		

FIGURE 34 : Moments fléchissant de type 4 (étage courant)

Type 4

Terrasse inaccessible

a) Moment en appui

Les Moments aux appuis sont donnés par l'expressions suivante

$$M_a = q_g * L_g'^3 + q_d * \frac{L_d'^3}{0.8 * (L_g'^3 + L_d'^3)}$$

Telque :

Étant le chargement à gauche et à droite de l'appui.

✓ L', Ld' : Étant les longueurs fictives des travées entourant l'appui considéré.

✓ L'={0.8L : Travée intermédiaire ; L : Travée de rive

b) Moment en Travées

$$M_{(x)} = M_{0(x)} + M_{g(x)} * \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_{d(x)} * \frac{x}{L}$$

$$M_{0(x)} = \left(\frac{qL}{2}x - \frac{qx^2}{2}\right) = \frac{qx}{2}(L - x)$$

$$M_{(x)} = \frac{qx}{2}(L - x) + M_{g(x)} * \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_{d(x)} * \frac{x}{L}$$

c) L'effort tranchant

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} = 0 \rightarrow T(x) = \left(\frac{ql}{2} - qx\right) + \frac{M_d + M_g}{L} = 0 \rightarrow x = \frac{\frac{ql}{2} - \frac{M_d + M_g}{L}}{q}$$

Application sur type 4

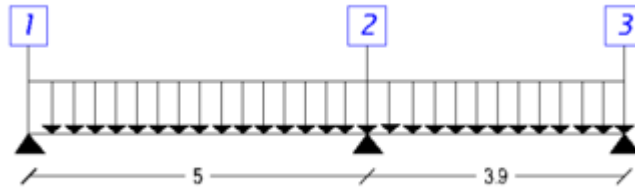


FIGURE 35 : Schéma statique de Poutrelle du Type 4

Tableau 23 : Charges permanentes et d'exploitations

	Etage courant	Terrasse inaccessible
Charge permanente G[daN/m ²]	528	630
Charge d'exploitation [daN/m ²]	150	100

Tableau 24 : Charges et combinaison fondamentales du plancher

Type du Plancher	ELU[daN/ml]	ELS[daN/ml]
Etage courant	Q= 563	Q=407
Terrasse inaccessible	Q= 600	Q=438

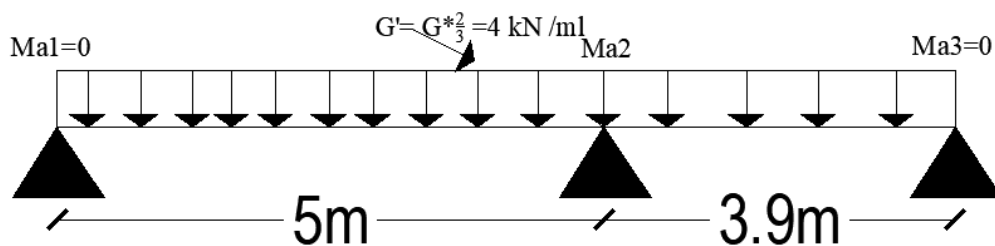
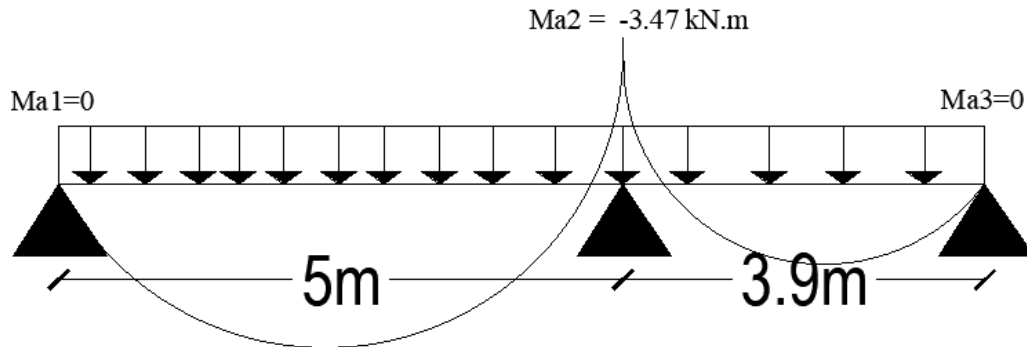


FIGURE 36 : Moment aux appuis de poutrelles

a) Moments aux appuis

$$Ma1 = 0 = Ma3$$

$$Ma2 = \frac{-4 \cdot 5^3 + 4 \cdot 3.9 \cdot 5^3}{8.5(5+3.9)} = 3.47 \text{ kN.m}$$



• Moments en travée

$$M_{(x)} = \frac{qx}{2}(L-x) + M_{g(x)} * \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_{d(x)} * \frac{x}{L} \dots\dots 1$$

$$M_{(x)} = \frac{4x}{2}(5-x) + 0 * \left(1 - \frac{x}{5}\right) - 3.47 * \frac{x}{5}$$

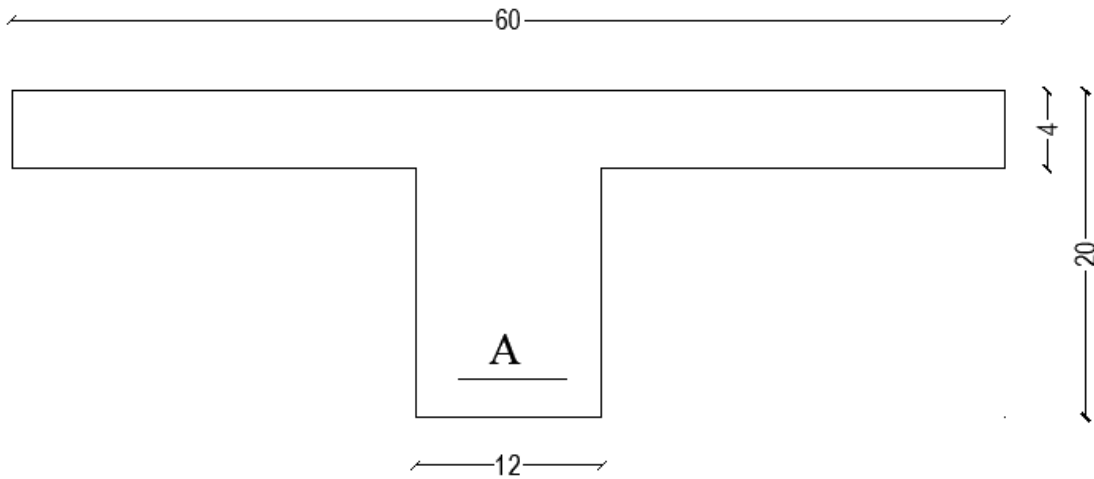
$$M_{(x)} = -2x^2 + 9.31x$$

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} = 0 \rightarrow x = \frac{\frac{ql}{2} - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L}}{q} = -4x + 9.31 = 2.32 \text{ m}$$

On remplace la valeur de x dans l'équation 1 on trouve le moment max en travée

$$Mt_{(x=2.32m)} = \frac{4 \cdot 2.32}{2}(5 - 2.32) + 0 * \left(1 - \frac{x}{L}\right) - 3.47 * \frac{2.32}{5} = 10.82 \text{ kN.m}$$

• Exemple de calcul du ferrailage d'une poutrelle (Type1)



1. Etat limite ultime (ELU)

☒ En travée :

$$\begin{cases} M_u^t = 10.1691 \text{ kN.m} \\ \sigma_b = 0.85 * \frac{30}{1.5} = 17 \text{ Mpa} \\ d = 0.9h = 0.9 * 20 = 18 \text{ cm} \\ h_0 = 4 \text{ cm} \end{cases}$$

○ Vérification de l'étendue de la zone comprimée

$$M_T = \sigma_b \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

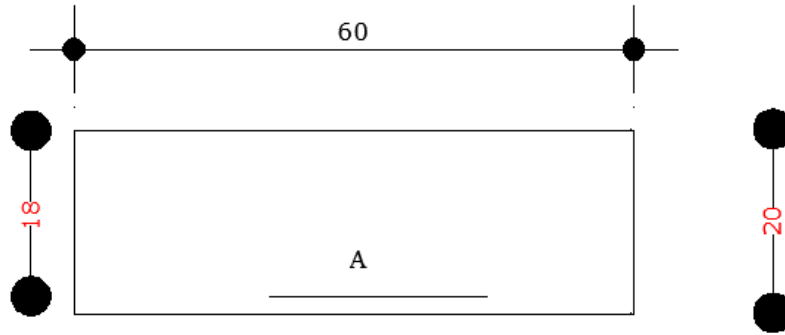
$$M_T = 17 * 60 * 4 * \left(18 - \frac{4}{2} \right)$$

$$M_T = 65280 \text{ N.m}$$

Résultat :

$M_{Tu} = 10169.1 \text{ N.m} < M_T = 65280 \text{ N.m} \Rightarrow$ la zone comprimée se trouve dans la table de compression ; donc la section du calcul sera une section rectangulaire de dimension (b*h)

La section du calcul : $(60 * 20) \text{ cm}^2$



- Vérification de l'existence des armatures comprimées A'

$$\mu = \frac{M_{t\max}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{10169.1}{17 \times 60 \times 18^2} = 0.031$$

Calcul de moment réduit ultime (BAEL 91) :

$$\mu_l = 0.8 * \alpha_1 (1 - 0.4\alpha_1)$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \varepsilon_l}$$

$$1000\varepsilon_l = \frac{f_e}{E * \gamma_s} = \frac{500}{200 * 1.15} = 2.1739$$

D'où

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 2.1739} = 0.61685$$

$$\Rightarrow \mu_l = 0.8 * 0.61685 (1 - 0.4 * 0.61685) = 0.3717$$

$$\mu = 0.031 < \mu_l = 0.3717 \text{ (Acier FeE500)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\xi_s > 1000\xi_l$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.031}) = 0.038$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.98$$

- **Calcul des Armatures :**

$$A_t = \frac{M_{t\max}^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{10169.1}{434.78 * 0.98 * 18} = 1.32 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité [BAEL 91] Article A.4.2

Flexion simple :

$$F_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 0.6 + 0.06 * 30 = 2.4 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 * 60 * 18 * \frac{2.4}{500}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 * 60 * 18 * \frac{2.4}{500}$$

$$A_{\min} \geq 1.19 \text{ cm}^2$$

$$A_T = \max(A_{cal}; A_{\min}) = \max(1.32 ; 1.19) = 1.32 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{Choix des armatures} : 3T10 = 2.36 \text{ cm}^2$$

2. Etat limite de service (ELS)

Type de fissuration : peu nuisible

$\Rightarrow$ aucune vérification pour les armatures de traction σ_s

il faut vérifier la contrainte de la compression de béton $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

Vérification de l'existence de A' :

$$H = b * \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = 60 * \frac{4^2}{2} - 15 * 2.36 * (18 - 4) = -15.6 < 0$$

Résultat :

La zone comprimée se trouve dans la nervure $\Rightarrow$ et $y_1 > h_0$

L'axe neutre dans la nervure

$$\frac{b}{2} y_1^2 - \frac{(b-b_0)(y_1-h_0)^2}{2} - 15A(d - y_1) + 15.A'(y_1 - d') = 0$$

$$\frac{60}{2} * y_1^2 - \frac{(60-12)(y_1-4)^2}{2} - 152.36(18 - y_1) = 0$$

$$6y_1^2 - 227.4 y_1 - 1021.2 = 0$$

La solution de cette équation est de 4.06 cm

- Calcul du Moment quadratique

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 - \frac{(b-b_0)(y_1-h_0)^3}{3} + 15A(d-y_1)^2 + 15.A' (y_1-d')^2$$

$$I = \frac{60}{3} * 4.06 * 4.06 * 4.06 - \frac{48*(4.06-4)^3}{3} + 15 * 2.36(18 - 4.06)^2$$

$$I = 8217 \text{ cm}^4$$

- Calcul de Moment en service

$$\sigma_b = \frac{M_s}{I} y_1 = \frac{7419*1000}{8217*10000} * 4.06 * 10 = 3.6 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_b} = 0.6 * f_{c28} = 0.6 * 30 = 18 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_b = 3.6 \text{ MPa} \leq 18 \text{ MPa}$$

Conclusion :

les armatures calculées en ELU seront maintenues .

☒ **En Appui :**

1.Etat limite ultime :

$$M_a^u = -7263.6 \text{ N.m}$$

$M_a^u < 0 \Rightarrow$ La table de compression se trouve dans la zone tendue $\Rightarrow$ on néglige

les ailettes et la section rectangulaire est de dimension ($b_0 \times h$)

$$\mu = \frac{M_a^u \max}{\sigma_b \times b_0 \times d^2} = \frac{7263.6}{17*12*18*18} = 0,109 \leq \mu_l = 0.3717 \quad (\text{Acier FeE500}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\xi_s > 1000\xi_l$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434.78 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.109}) = 0.144$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0.94$$

☒ **Calcul des Armatures :**

$$A_t = \frac{M_a^u \max}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{7263.6}{434.78*0.94*18} = 0.98 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : 1T10 (filante)+ 1T12(chapeau)

2.Etat limite de service :

{ Flexion simple
Section rectangulaire sans A'
Acier FeE 500

$$\text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$$

$$\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^s} = \frac{7263.6}{52998} = 1.37$$

$$0.196 \leq \frac{1.37-1}{2} + \frac{30}{100} = 0.485 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\overline{\sigma_b} = 0.6 * f_{c28} = 0.6 * 30 = 18 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_b = 17 \text{ MPa} \leq 18 \text{ MPa} \text{ Conclusion :}$$

les armatures calculées en ELU seront maintenues .

☑ Vérifications des efforts tranchants

L'effort tranchant peut engendrer des fissures inclinées à 45° par rapport à la ligne moyenne, et pour y remédier on utilise des armatures transversales.

$$T_{\max}^u = 13206.6 \text{ N}$$

☑ Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

$$T_{\max}^u = 13206.6 \text{ N}$$

$$T_{\max}^u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

Avec :

$$a = 0.9 \times d = 0.9 \times 18 = 16.2 \text{ cm}$$

$$T_{\max}^u = 13206.6 \text{ N} \leq 0.267 \times 16.2 \times 12 \times 30 \times 100 = 155714.4 \text{ N}$$

Donc : il n'y a pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.

☑ Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinale

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u * 10^{-2} + \frac{M_a}{0.9d} \right) = \frac{1.15}{500} \left(13206.6 * 10^{-2} + \frac{2905.5}{0.9*18} \right)$$

$$2.36 \text{ cm}^2 \geq 0.7 \text{ cm}^2 \text{ cv}$$

☑ Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :

$$T_{\max}^u = 13206.6 \text{ kN}$$

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d \cdot 100} = \frac{13206.6}{12 \cdot 18 \cdot 100} = 0.611 \text{ Mpa}$$

$\Rightarrow$ Fissuration peu nuisible $\bar{\tau}_u \leq \min \left[\frac{0.2 \cdot f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] \Rightarrow \bar{\tau}_u \leq \min [10 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}] = 5 \text{ MPa}$

$$T_u \leq \bar{\tau}_u \cdot C \cdot V$$

☑ Calcul des armatures transversales :

Section et écartement des armatures transversales A_t

Diamètre des armatures transversales doit vérifier la formule suivante :

$$\phi_t \geq \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_{L \min} ; \frac{b_0}{10} \right) = \min (0.6 ; 10 ; 12) = 6 \text{ mm}$$

On adopte $\phi_t = 6 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE500

$$\Rightarrow A_t = 2\phi_6 = 0.57 \text{ cm}^2$$

☑ Espacement des armatures transversales

δ_t : L'espacement entre les armatures transversal

$$\delta_{t1} \leq \min(0.9d ; 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm} \quad [\text{BAEL 91}]$$

$$\delta_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0 \times \sin \alpha} = \frac{0.57 \times 500}{0.4 \times 12 \times \sin 90} \leq 59.37 \text{ cm} \quad [\text{BAEL 91}] \quad \text{en prend } \delta_{t2} = 25 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_{t3}} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} \times K}{0.8 \times f_e (\sin \alpha - \cos \alpha)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K = 1 \text{ (flexion simple) (pas de reprise de bétonnage)} \\ \alpha = 90^\circ \end{array} \right.$$

$$\frac{0.57}{12 \times \delta_{t3}} \geq \frac{0.6111 - 0.3 \times 2.4 \times 1}{0.8 \times 500 \times (1 - 0)} = -0.00027 \quad \text{Solution Rejetée}$$

$$\delta_t = \min(\delta_{t1} ; \delta_{t2} ; \delta_{t3}) = 16.02 \text{ cm}$$

On adopte $\delta_t = 15 \text{ cm}$

☑ Vérification de la flèche :

❖ Calcul du Moment d'inertie :

$$V_1 = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} = \frac{4 \cdot 60 \cdot 2 + 16 \cdot 12 \cdot 12 + 15 \cdot 2.36 \cdot 18}{4 \cdot 60 + 16 \cdot 12 + 15 \cdot 2.36} = 7.31 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 12.69 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b \cdot V_1^3}{3} - \frac{(b-b_0)(V_1-h_0)^3}{3} + \frac{b_0 \cdot V_2^3}{3} + n \cdot A(d - V_1)^2$$

$$I_0 = \frac{60 \cdot 7.31^3}{3} - \frac{(60-12)(7.31-4)^3}{3} + \frac{12 \cdot 12.69 \cdot 12.69}{3} + 15 \cdot 2.36(18 - 7.31)^2$$

$$I_0 = 11921.64 \text{ cm}^4$$

$$\Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi})$$

❖ Calcul des Charges :

J : la charge permanente avant mise en place les doubles cloisons

$$J = (G - G_{\text{double cloison}}) \cdot b = 6.3 \cdot 0.6 = 378 \text{ daN/ml}$$

G : La charge permanente après mise en place les doubles cloisons

$$G = G \cdot b = 630 \cdot 0.6 = 378 \text{ daN/ml}$$

P : La charge totale

$$P = (G + Q) \cdot b = (630 + 100) \cdot 0.6 = 438 \text{ daN/ml}$$

Calcul des Moments fléchissant :

$$M_j^s = M_g^s = 0.75 \cdot M_0^g = 0.75 \cdot 378 \cdot \frac{4.4^2}{8} = 686.07 \text{ daN.m}$$

$$M_p^s = 0.75 \cdot M_0^p = 0.75 \cdot 438 \cdot \frac{4.4^2}{8} = 795 \text{ daN.m}$$

❖ Calcul des contrainte d'acier suivant σ_s

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2.36}{12 \cdot 18} = 0.0109 \Rightarrow \rho_1 = 100\rho = 1.093 \rightarrow \beta_1 = 0.855$$

$$\sigma_j^s = \sigma_g^s = \frac{M_g^s}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{686.07}{2.36 \cdot 18 \cdot 0.855} = 188.8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_p^s = \frac{M_p^s}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{7950}{2.36 \cdot 0.855 \cdot 18} = 218.8 \text{ MPa}$$

❖ Calcul de μ_g ; μ_j ; μ_p

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} = 0.6 + 0.06 \cdot 30 = 2.4 \text{ MPa}$$

$$\mu_j = \mu_g = 1 - \frac{1.75*ft_{28}}{4*\rho*\sigma_g^s + ft_{28}} = 1 - \frac{1.75*2.4}{4*0.0109*188.8+2.4} = 0.39$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75*ft_{28}}{4*\rho*\sigma_p^s + ft_{28}} = 1 - \frac{1.75*2.4}{4*0.0109*218.8+2.4} = 0.35$$

❖ Calcul du Moments fictifs I_f

$$\lambda_i = \frac{0.05*ft_{28}}{(2+3*\frac{b_0}{d})\rho} = \frac{0.05*2.4}{(2+3*\frac{12}{60})0.0109} = 4.23$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5}\lambda_i = \frac{2}{5} * 4.23 = 1.69$$

$$I_{fj}^i = I_{fg}^i = \frac{1.1*I_0}{1+\lambda_i*\mu_j} = \frac{1.1*11921.64}{1+4.23*0.39} = 4949.16 \text{ cm}^2$$

$$I_{fp}^i = \frac{1.1*I_0}{1+\lambda_i*\mu_p} = \frac{1.1*11921.64}{1+4.23*0.35} = 5286.75 \text{ cm}^2$$

$$I_{fg}^v = \frac{1.1*I_0}{1+\lambda_v*\mu_g} = \frac{1.1*11921.64}{1+1.69*0.39} = 7904.16 \text{ cm}^2$$

❖ Calcul des flèches partielles :

$$\begin{cases} E_{ij} = 11000. \sqrt[3]{f_{cj}} \\ E_{iv} = 3700. \sqrt[3]{f_{cj}} \end{cases}$$

$$E_{28} = 34179.55 \text{ MPa}$$

$$E_{v28} = 11496.76 \text{ MPa}$$

$$f_g^i = f_j^i = \frac{M_g^s * L^2}{10 * E_i * I_{fig}} = \frac{686.07 * 4.4^2}{10 * 34179.55 * 4949.16} = 0.78 \text{ cm}$$

$$f_g^v = \frac{M_g^s * L^2}{10 * E_v * I_{fvg}} = \frac{686.07 * 4.4^2}{10 * 11496.76 * 7904.16} = 1.46 \text{ cm}$$

$$f_p^i = \frac{M_g^s * L^2}{10 * E_i * I_{fpi}} = \frac{686.07 * 4.4^2}{10 * 34179.55 * 5286.75} = 0.73 \text{ cm}$$

$$\Delta_{ft} = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = (1.46 - 0.78) + (0.73 - 0.78)$$

$$\Delta_{ft} = 0.63 \text{ cm}$$

La flèche admissible :

$$L = 4.4\text{m} \leq 5\text{m} \Rightarrow \Delta_{ftmax} = \frac{l}{500} = \frac{440}{500} = 0.88 \text{ cm}$$

Conclusion :

$$\Delta_{ft} = 0.63 \text{ cm} \leq \Delta_{ftmax} = 0.88 \text{ cm} \Rightarrow \text{la flèche est vérifiée}$$

❖ Ferrailage de la dalle de compression

La dalle de compression est armée dans les deux sens à l'aide de renforts en acier pour freiner les fissures. Le ferrailage est constitué par un treillis soudé, en s'assurant dans les deux cas :

De résister aux efforts dus aux charges appliquées sur des surfaces réduites,

D'assurer la transmission efficace des charges localisées (en particulier civilisées par des cloisons) sur des nervures voisines.

Les dimensions des mailles sont normalisées comme suit :

-20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

-30 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

$$\text{-Si : } L_n \leq 50 \text{ cm} \quad A_1 = \frac{200}{f_e} (L_n \text{ en cm})$$

$$\text{-Si : } 50 \leq L_n \leq 80 \text{ cm} \quad A_1 = 4 \cdot \frac{L_n}{f_e} (L_n \text{ en cm})$$

Avec :

L_n : Distance entre axe des poutrelles ($L_n=64 \text{ cm}$).

A_1 : Diamètre perpendiculaire aux poutrelles (A.P) et A_2 : Diamètre (A.R).

$$A_2 = \frac{A_1}{2} \quad \text{et } f_e = 500 \text{ MPa}$$

Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A_1 = 4 \cdot \frac{60}{500} = 0.48 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \quad \text{Choix : } 5\emptyset 6 \quad A_1 = 1.41 \text{ cm}^2$$

Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_2 = \frac{A_1}{2}$$

$$A_2 = 0,70 \text{ cm}^2$$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \quad \text{Choix : } 5\varnothing 6 \quad A_2 = 0,41 \text{ cm}^2.$$

Dessin de ferrailage des poutrelles :

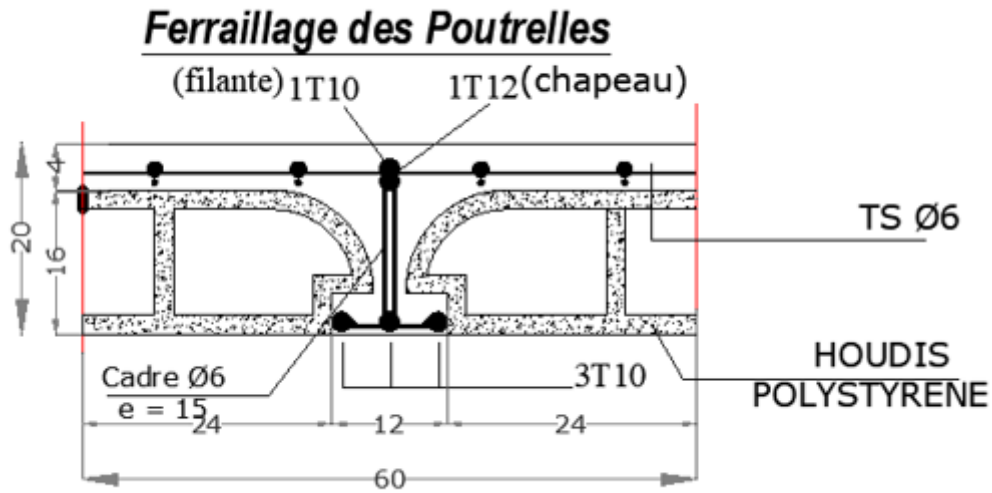


FIGURE 37 : Coupe de ferrailage des poutrelles

Tableau des Poutrelles :

Tableau 25 : Les sections d'armatures pour plancher corps creux

Type des Poutrelles	En Travée	En travée
1	3T10	1T10 (filante)+1T12 (chapeau)
2	3T10	1T10 (filante)+1T12 (chapeau)
3	3T10	1T10 (filante)+1T12 (chapeau)

4	3T10	1T10 (filante)+1T12 (chapeau)
---	------	---------------------------------

III.2 Plancher a dalle pleine :

Les planchers à dalle pleine sont des structures horizontales en béton armé coulé sur place, d'une épaisseur constante (généralement 15 à 20 cm), caractérisées par leur grande résistance, leur rigidité et leur sous-face lisse. Très utilisés pour les charges lourdes, les bâtiments industriels ou les formes irrégulières, ils nécessitent un ferrailage dense et un coffrage complet.

⇒ Dans notre cas on a 2 types de dalle pleine l'une de 20 cm situé en RDC commerciale et Etage Mezzanine , et dalle pleine de 21 cm à autres étage . Avec les dalles pleines de 20 cm pour la bâche a eau .

Avec Robot analyses , on a extrait les Moments du ferrailage en ELU,ELS et ELA, par la cartographie des panneaux . on a obtient les sollicitations suivantes pour chaque dalle .

Les Moments fléchissant pour Dalle Pleine 20 cm (RDC)

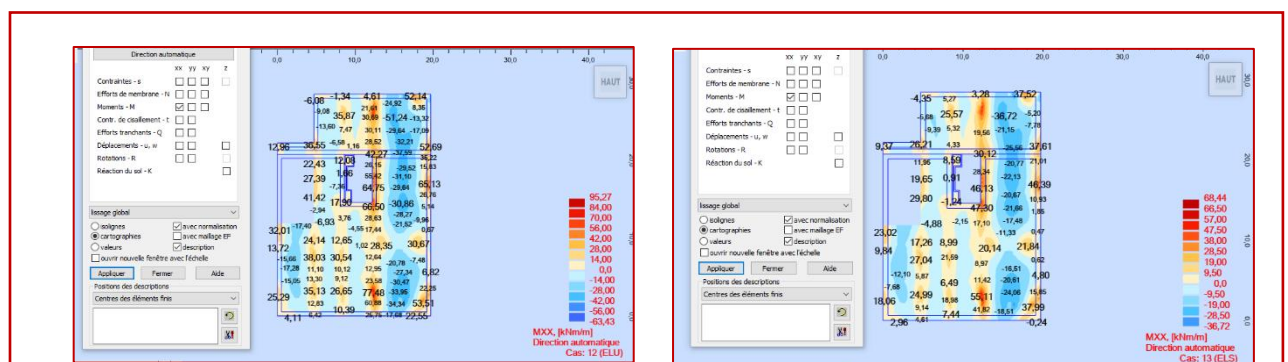
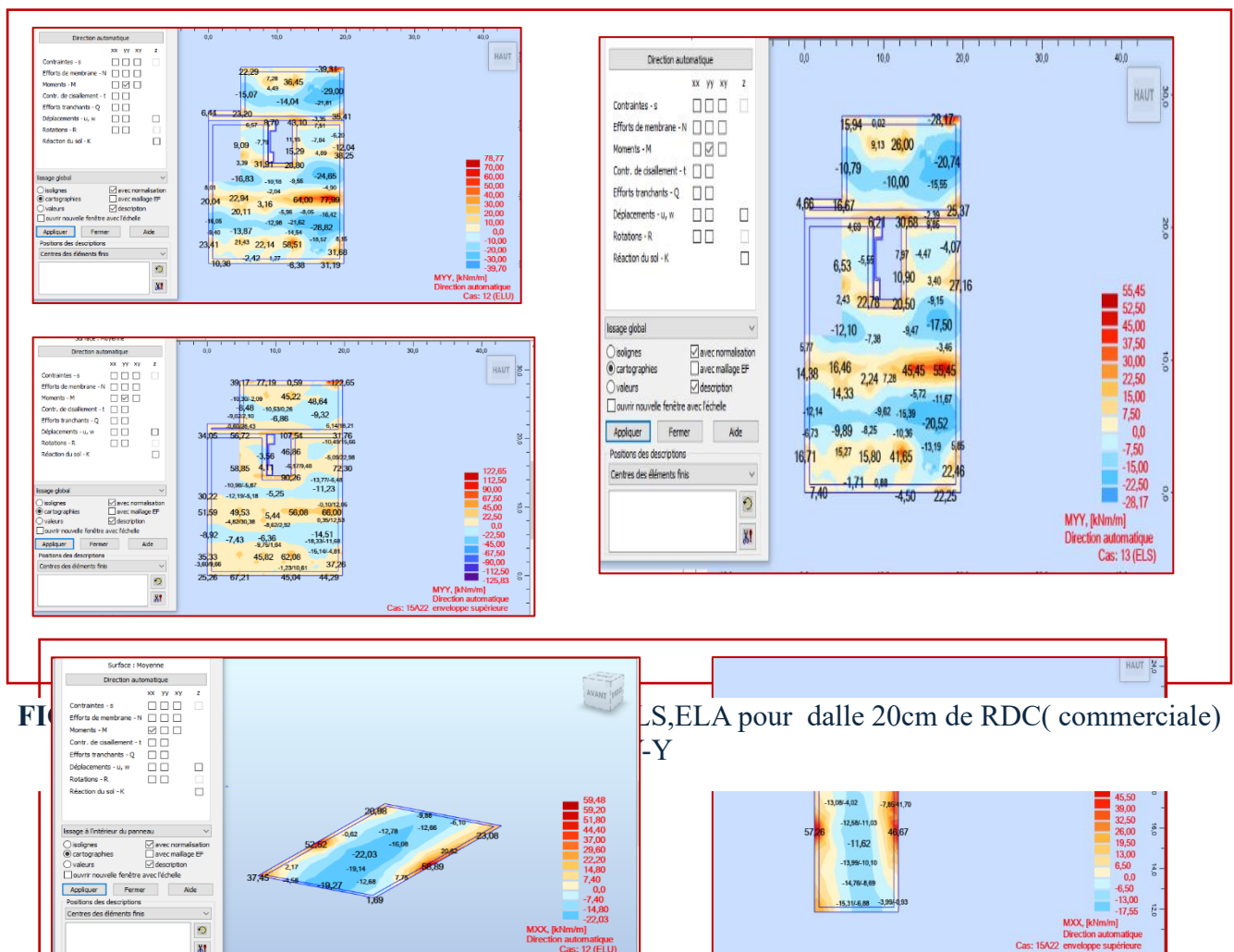


FIGURE 38 Les moments de ferrillage en ELU ,ELS,ELA pour dalle 20cm de RDC(commerciale) sens X-X



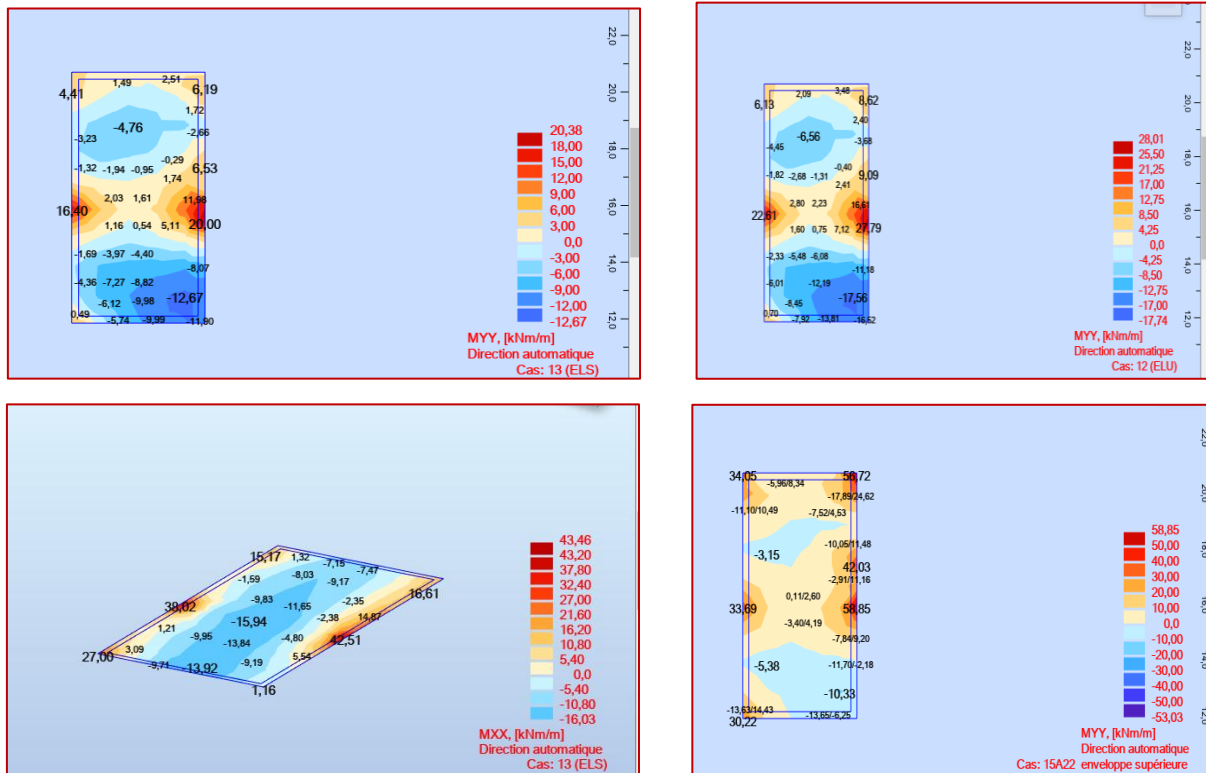


FIGURE 40 Les Moments fléchissant du dalle 20cm à ELU , ELS, ELA pour RDC commerciale sens (x-x , y-y)

✓ Les Moments fléchissant pour la Dalle Pleine 20 cm (etage1) sens X-X

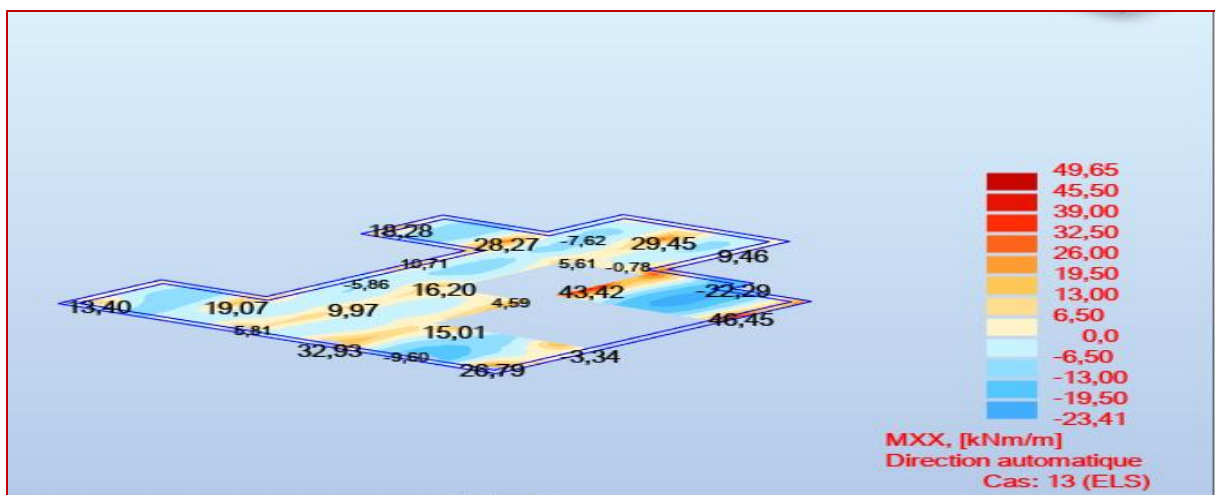


FIGURE 41 : Moments fléchissant pour dalle pleine du 1ere étage (Sens X-X) à L'ELS

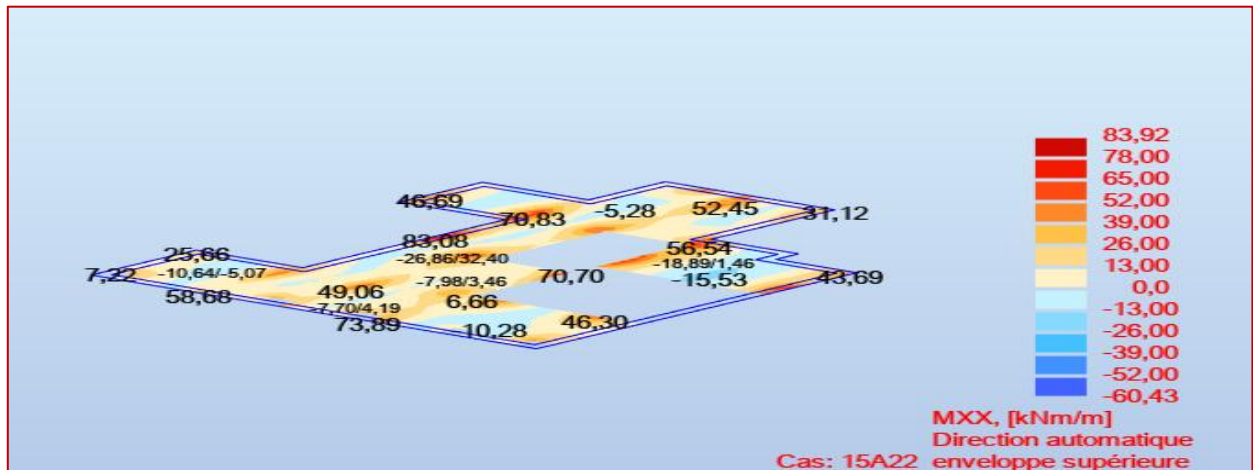


FIGURE 43 : Moments fléchissant pour dalle pleine du 1er étage (Sens X-X) à L'ELA

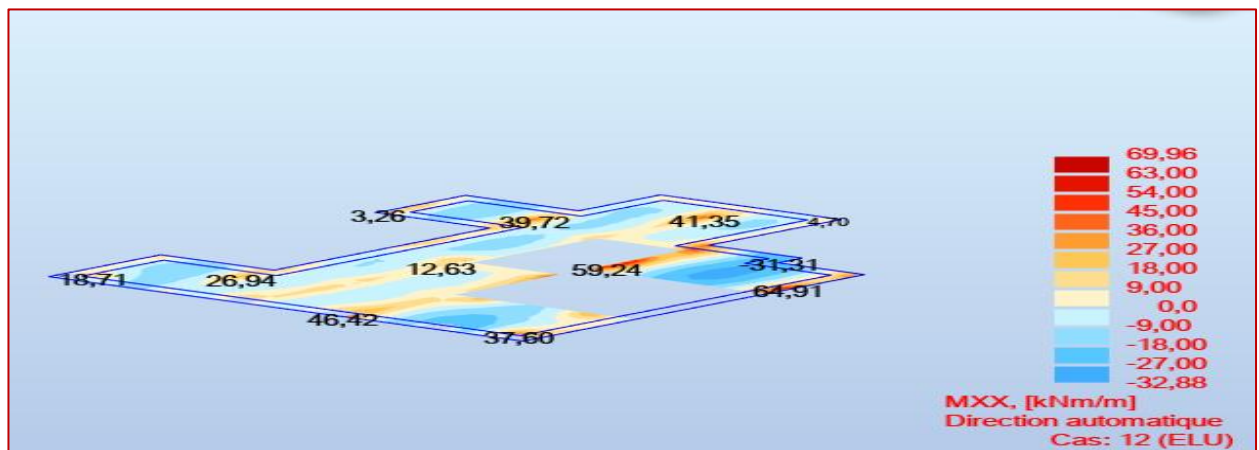


FIGURE 42 : Moments fléchissant pour dalle pleine du 1er étage (Sens X-X) à L'ELU

✓ Les Moments fléchissant pour la Dalle Pleine 20 cm (etage1) Sens Y-Y

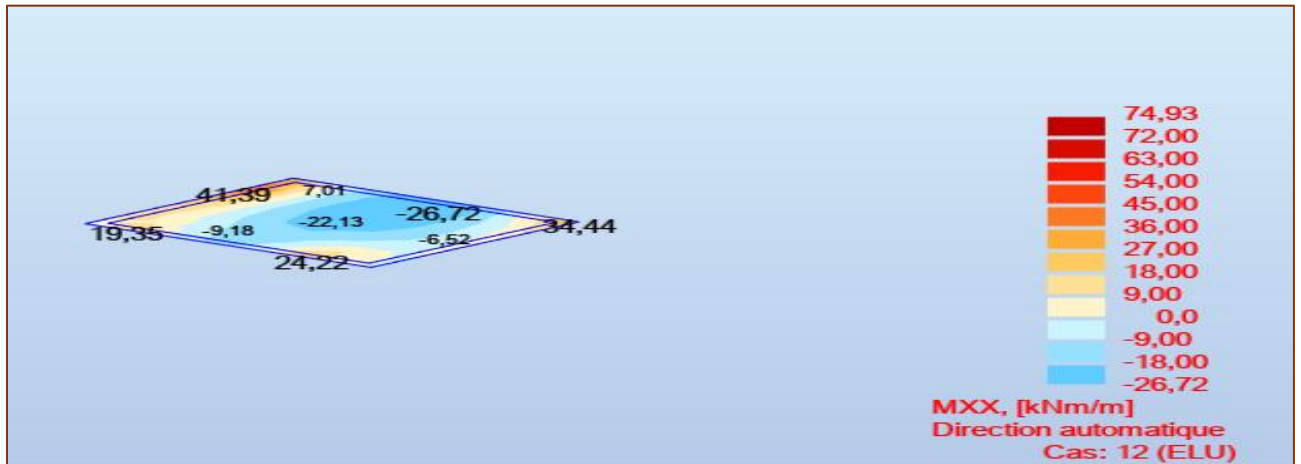


FIGURE 47 : Moments fléchissant pour dalle pleine du 1er étage à L'ELU (Sens X-X)

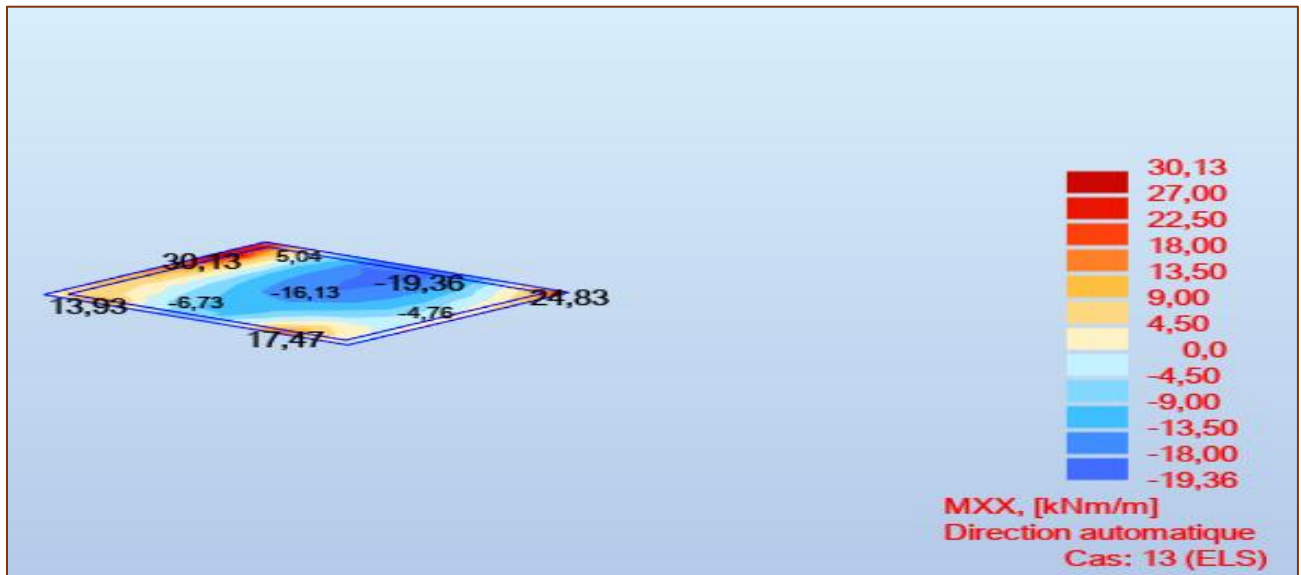


FIGURE 48 : Moments fléchissant pour dalle pleine du 1er étage à L'ELS (Sens X-X)

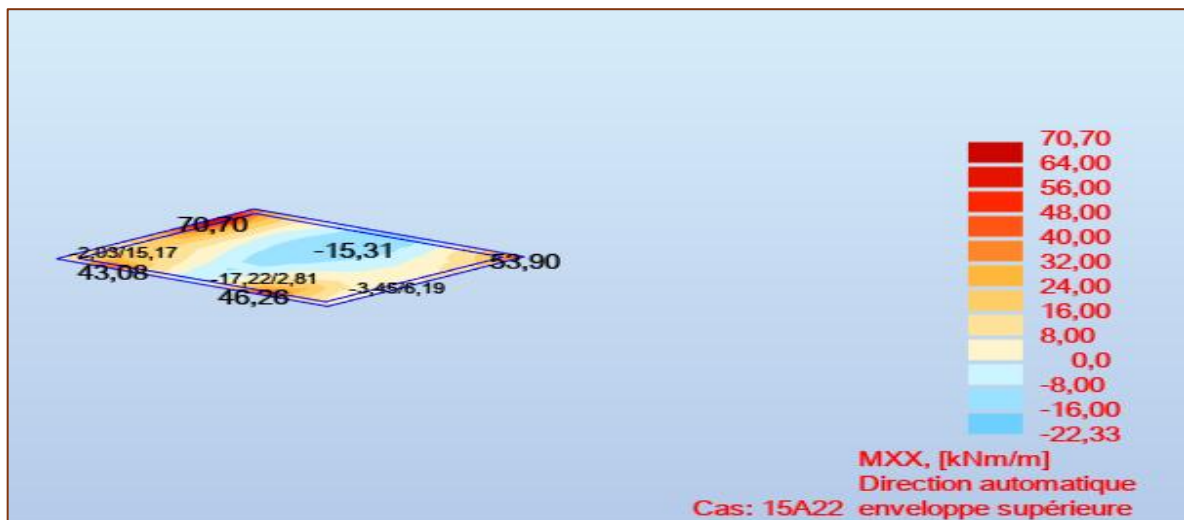


FIGURE 49 : Moments fléchissant pour dalle pleine du 1er étage à ELA (Sens X-X)

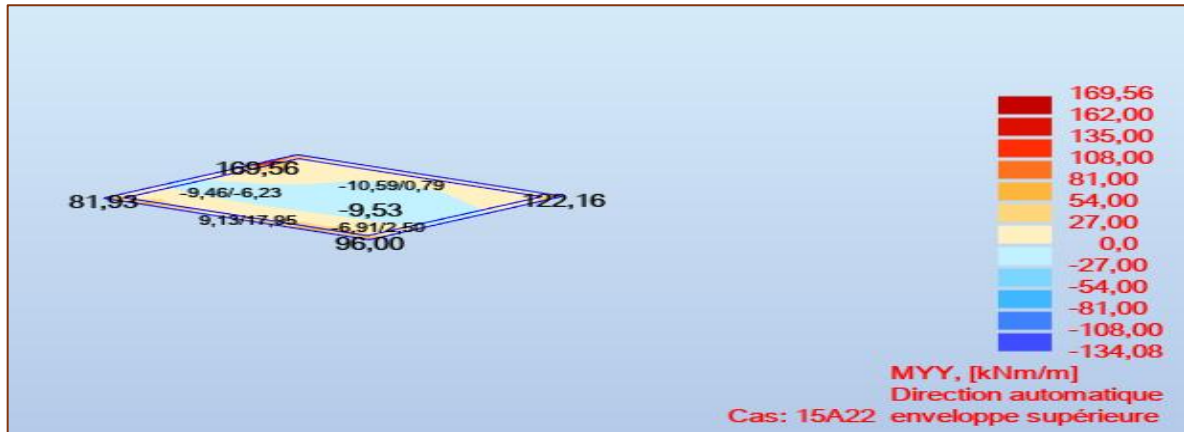


FIGURE 50 : Moments fléchissant pour dalle pleine du 1er étage à L'ELA (Sens Y-Y)



FIGURE 51 : Moments fléchissant pour dalle pleine du 1er étage à L'ELU (Sens Y-Y)



FIGURE 52 : Moments fléchissant pour dalle pleine du 1er étage à L'ELS (Sens Y-Y)

- ✓ Les Moments fléchissant pour la dalle pleine (20cm) étage courant (Sens X-X)

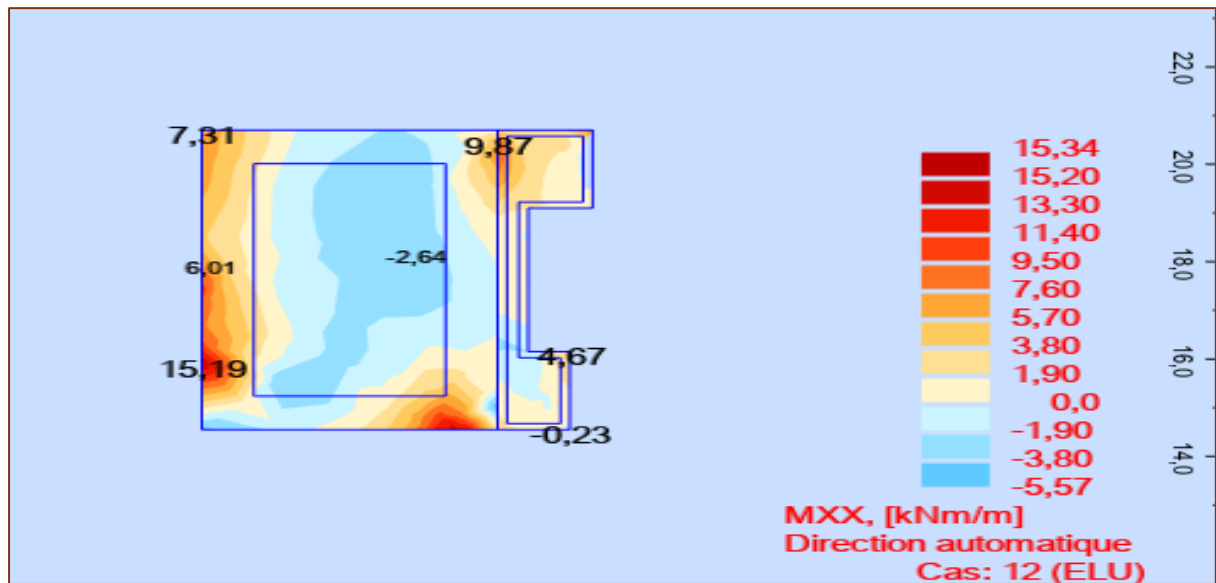


FIGURE 53 : Moments fléchissant pour dalle pleine du 2ere étage à L'ELU (Sens X-X)

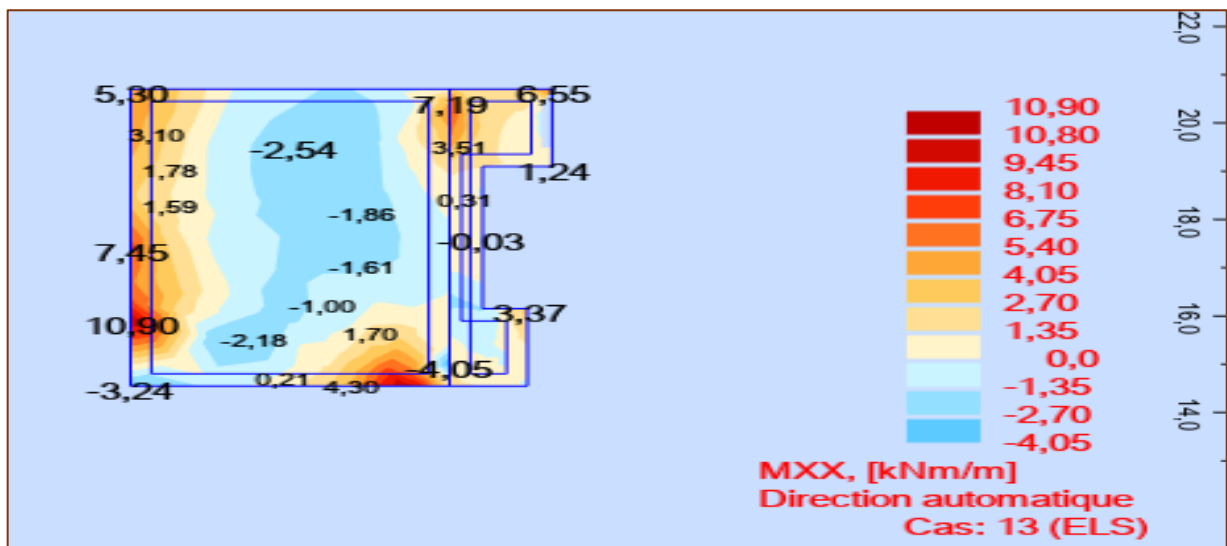


FIGURE 54 : Moments fléchissant pour dalle pleine du 2ere étage à L'ELS (Sens X-X)

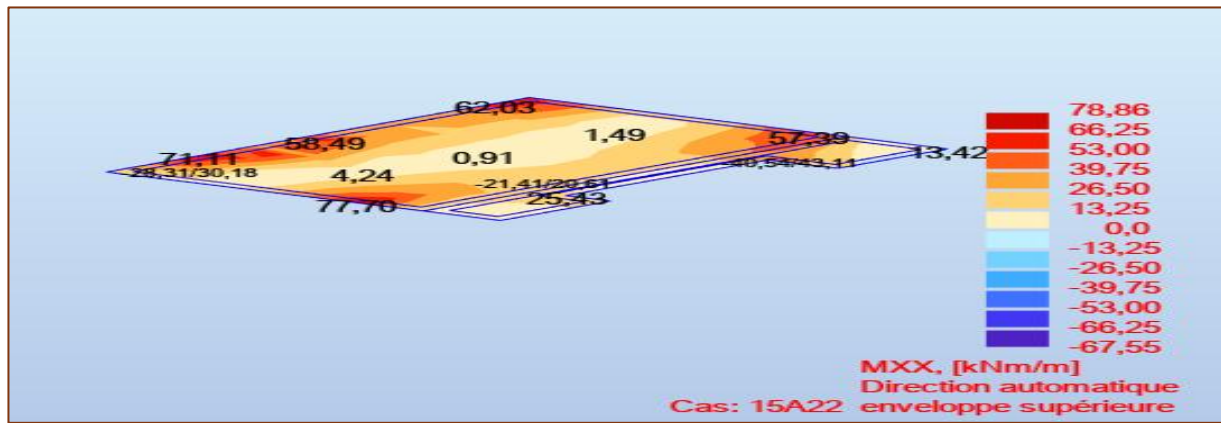


FIGURE 55 : Moments fléchissant pour dalle pleine du 2ere étage à L'ELA(Sens X-X)

✓ Les Moments fléchissant pour la dalle pleine (21cm) étage courant (Sens Y-Y)

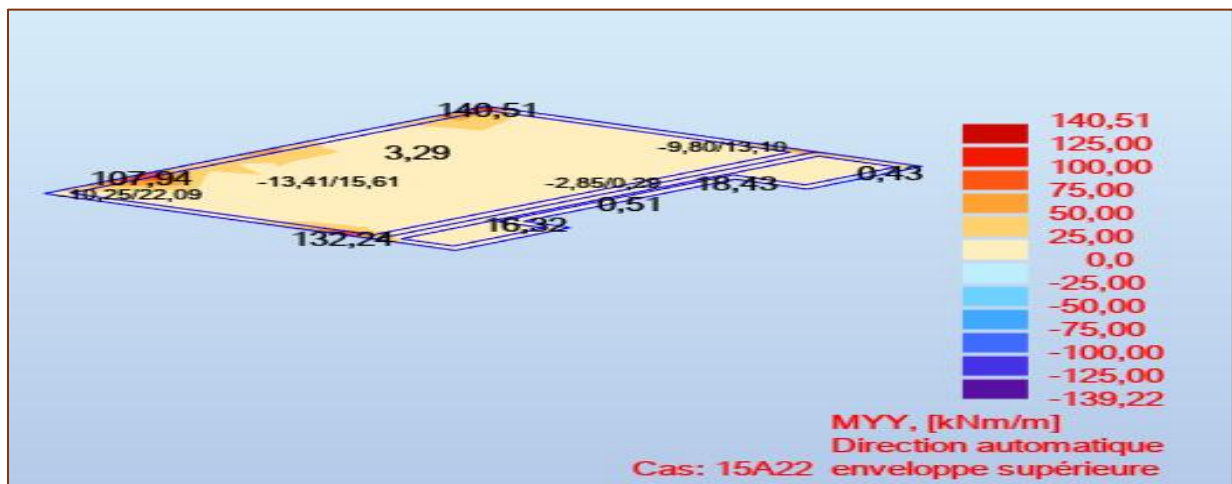


FIGURE 56 : Moments fléchissant pour dalle pleine du 2ere étage à L'ELA(Sens Y-Y)

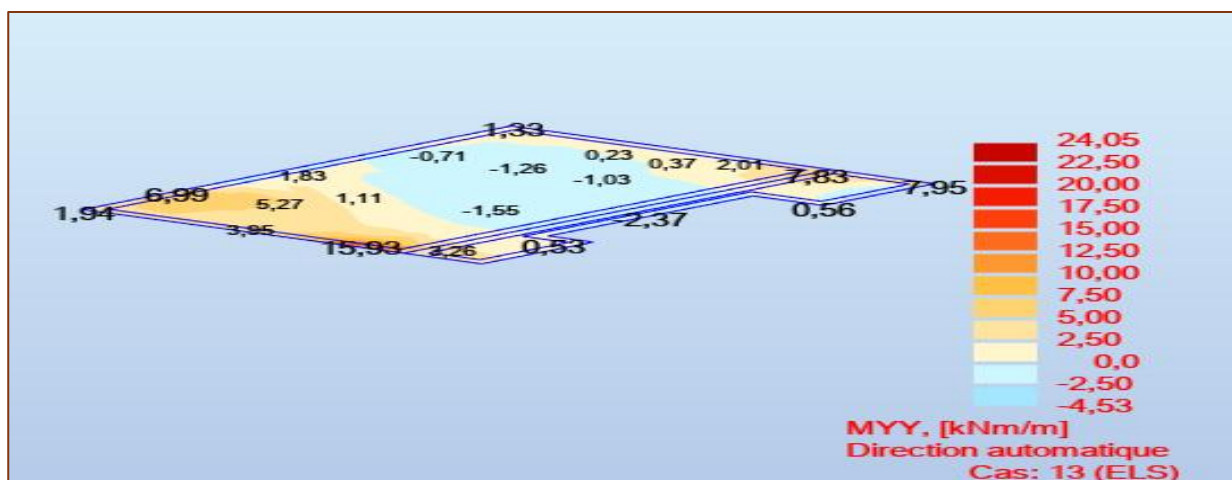


FIGURE 57 : Moments fléchissant pour dalle pleine du 2ere étage à L'ELS(Sens Y-Y)

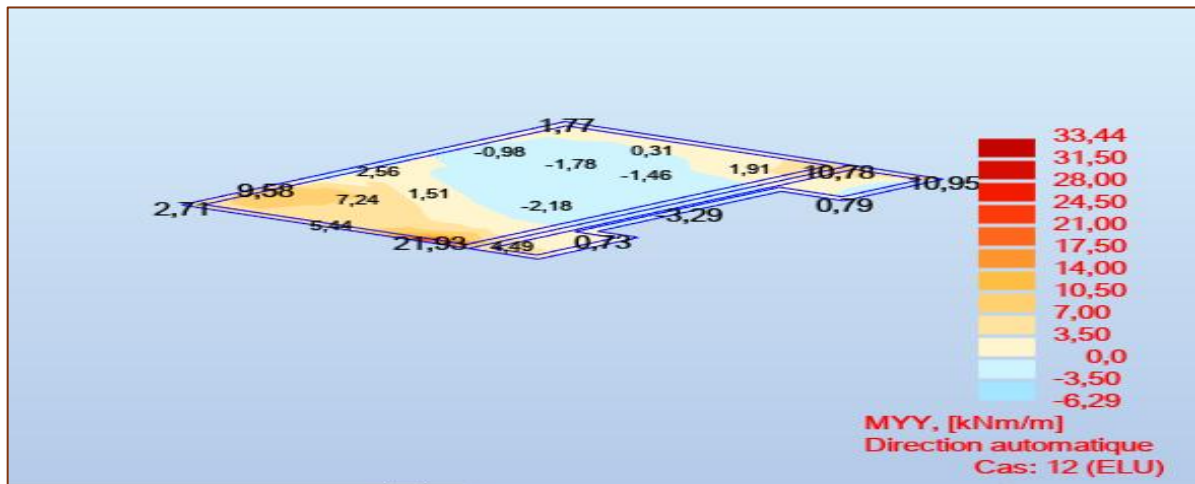


FIGURE 58 : Moments fléchissant pour dalle pleine du 2ere étage à L'ELU(Sens Y-Y)

✓ Les Moments fléchissant pour la dalle pleine (20cm) étage courant (sens X-X)

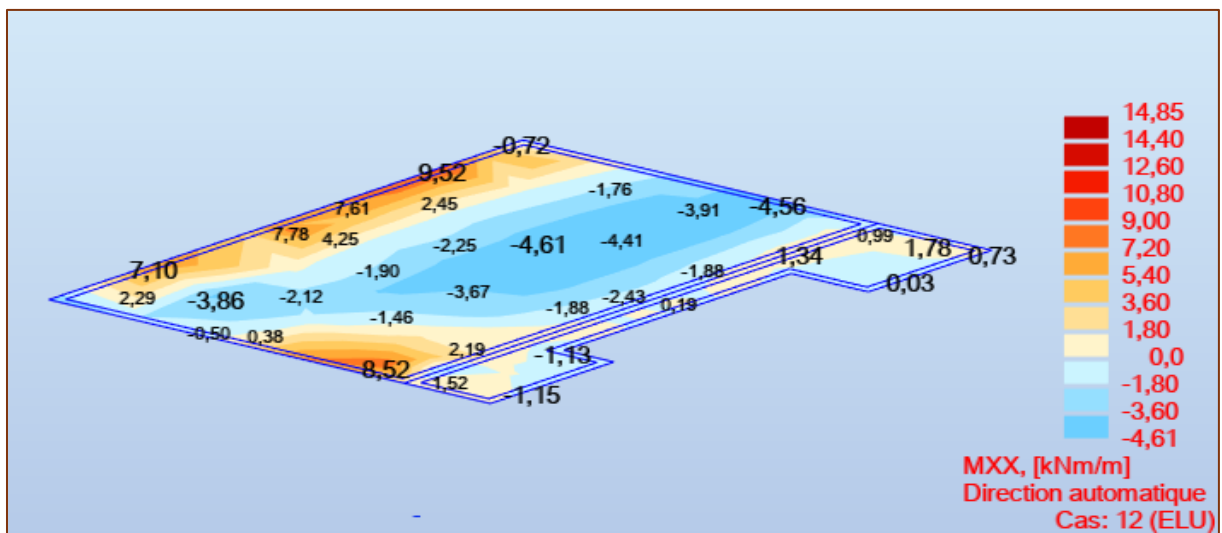


FIGURE 59 : Moments fléchissant pour dalle pleine du Terrasse inaccessible à L'ELU(Sens X-X)

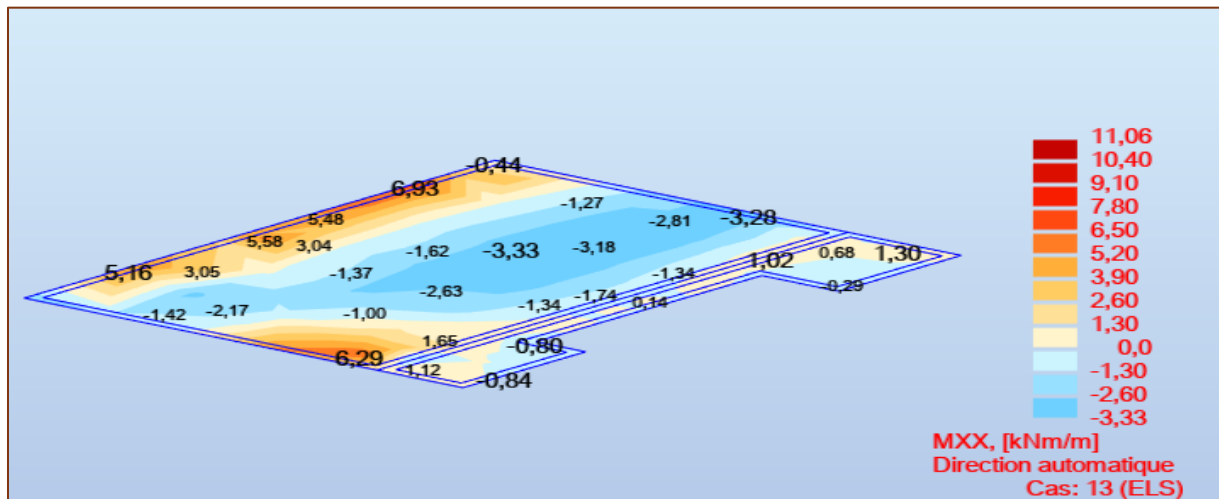


FIGURE 60 : Moments fléchissant pour dalle pleine du Terrasse inaccessible à L'ELS(Sens X-X)

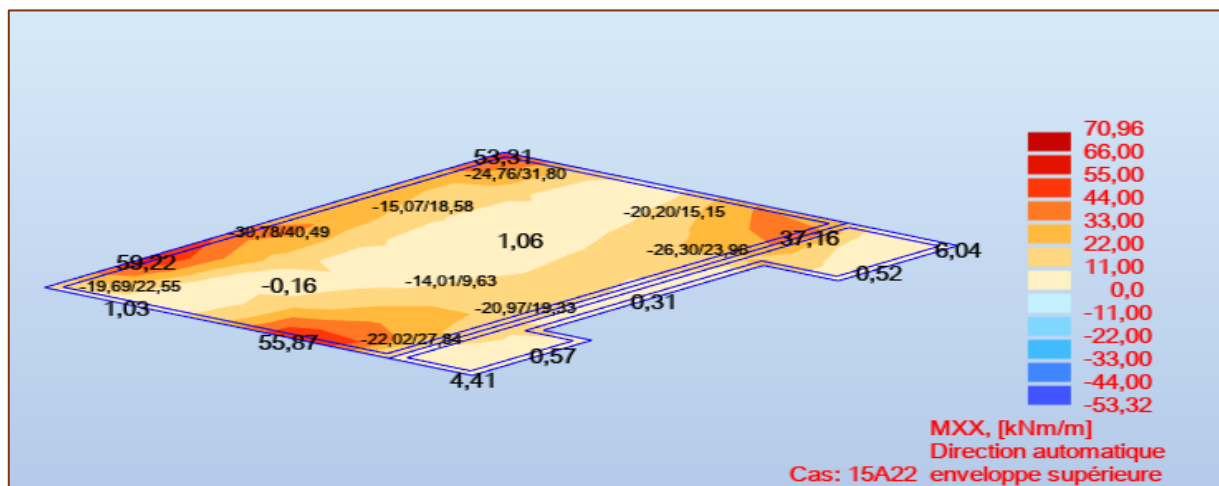


FIGURE 61 : Moments fléchissant pour dalle pleine du Terrasse inaccessible à L'ELA(Sens X-X)

- ✓ Les Moments fléchissant pour la dalle pleine (21cm) Terrasse inaccessible (sens Y-Y)

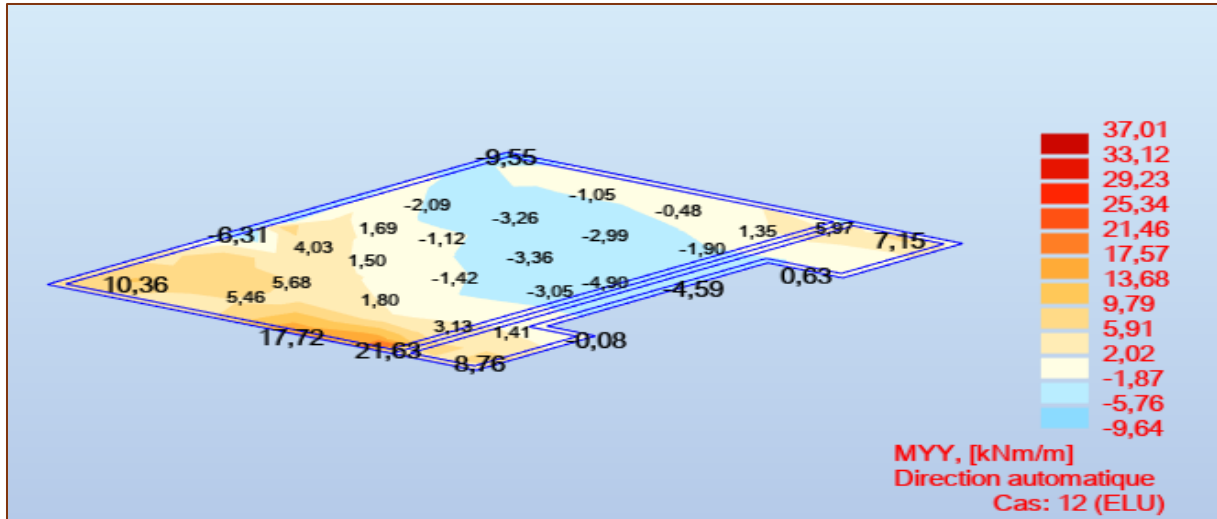


FIGURE 62 : Moments fléchissant pour dalle pleine du Terrasse inaccessible à L'ELU(Sens Y-Y)

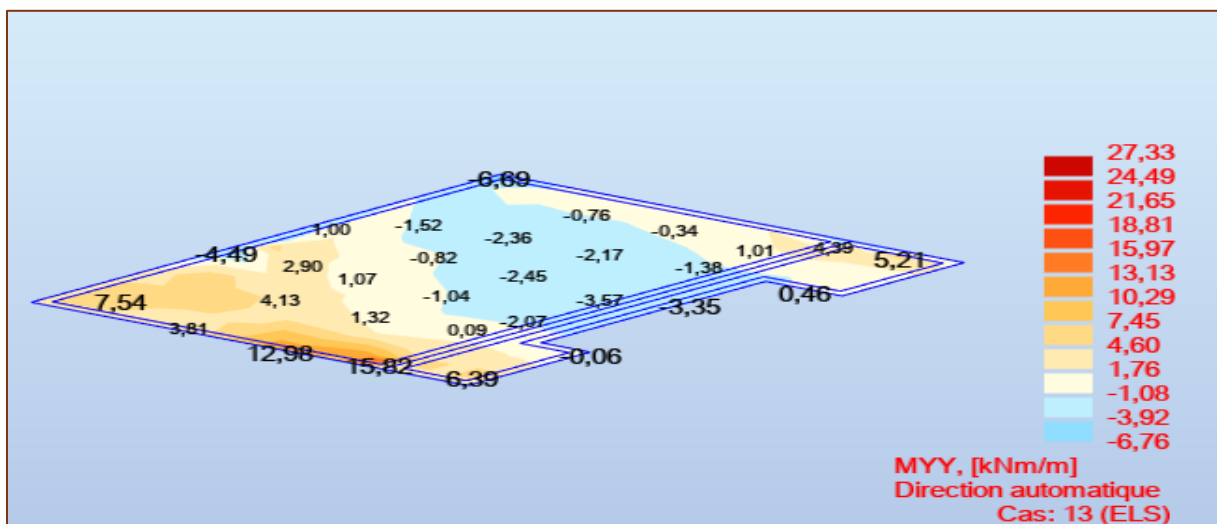


FIGURE 63 : Moments fléchissant pour dalle pleine du Terrasse inaccessible à L'ELS(Sens Y-Y)

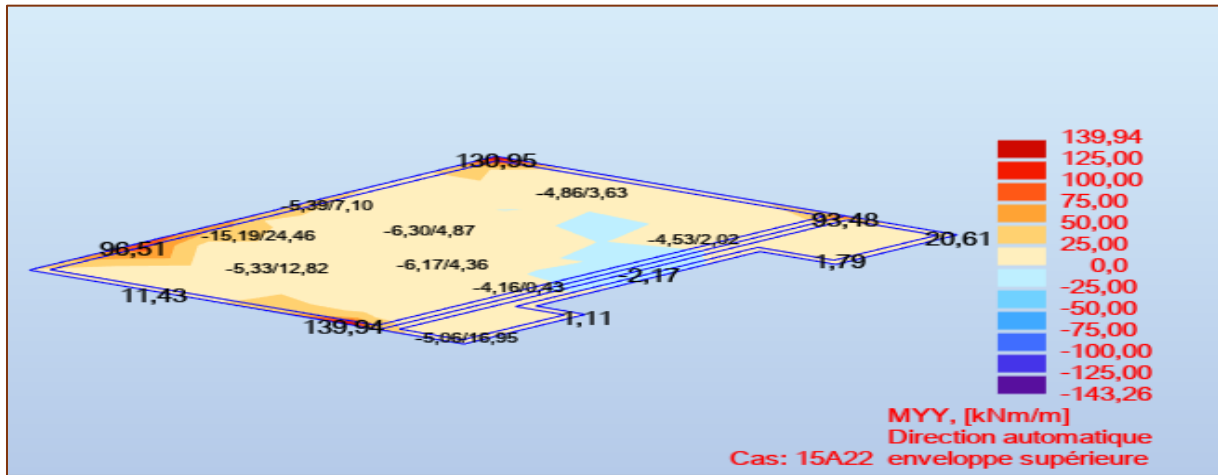


FIGURE 64 : Moments fléchissant pour dalle pleine du Terrasse inaccessible à L'ELA(Sens Y-Y)

✓ Les Moments fléchissant pour la dalle pleine (20cm) NIV (39.28m) (sens X-X)

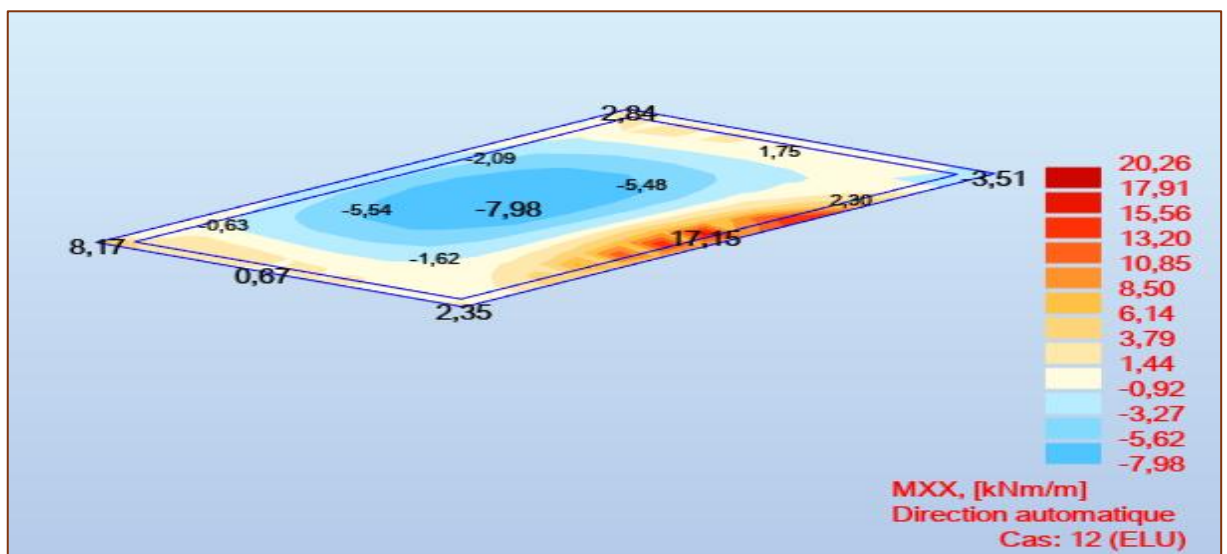


FIGURE 65 : Moments fléchissant pour dalle pleine à L'ELU(Sens X-X)

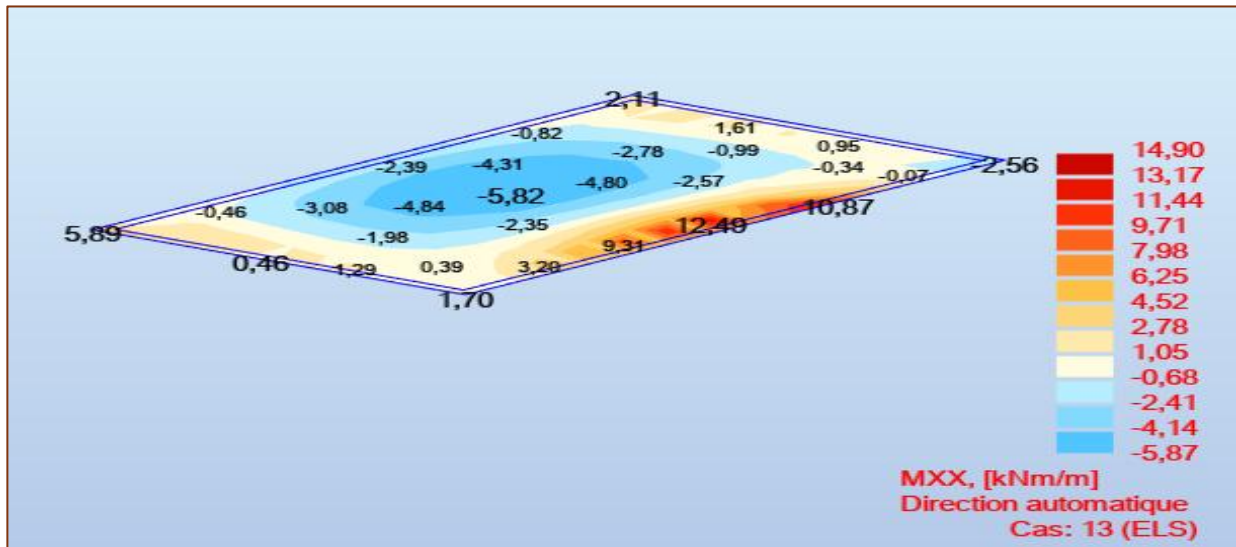


FIGURE 66 : Moments fléchissant pour dalle pleine à L'ELU(Sens X-X)

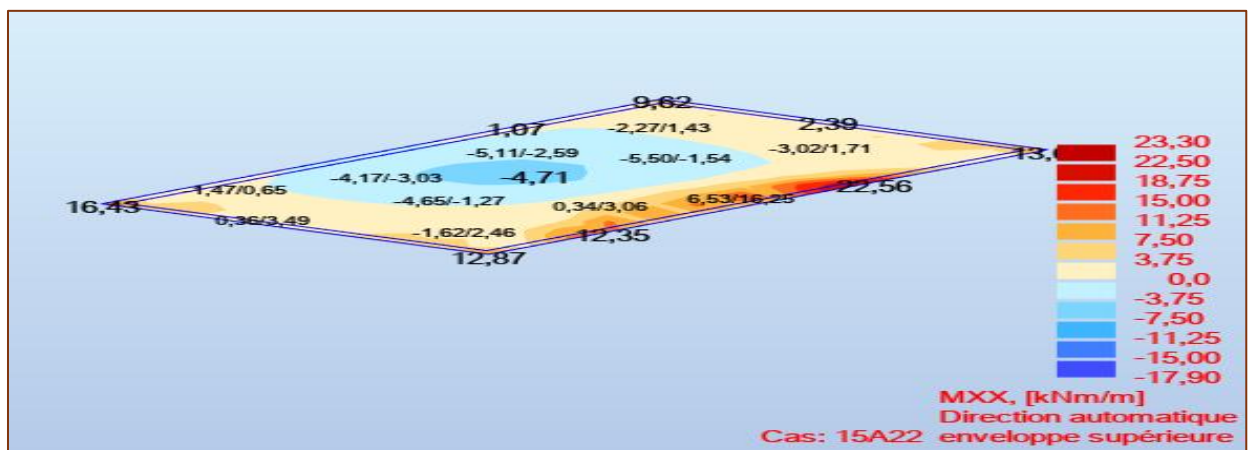


FIGURE 67 : Moments fléchissant pour dalle pleine à L'ELA(Sens X-X)

✓ Les Moments fléchissant pour la dalle pleine (20cm) NIV (39.28m) (sens Y-Y)

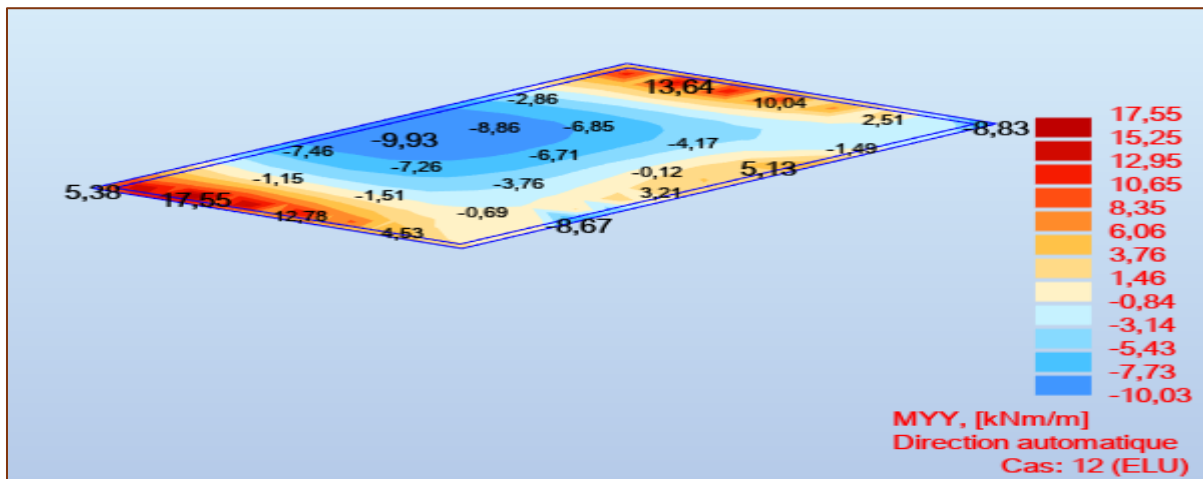


FIGURE 68 : Moments fléchissant pour dalle pleine à L'ELU(Sens Y-Y)

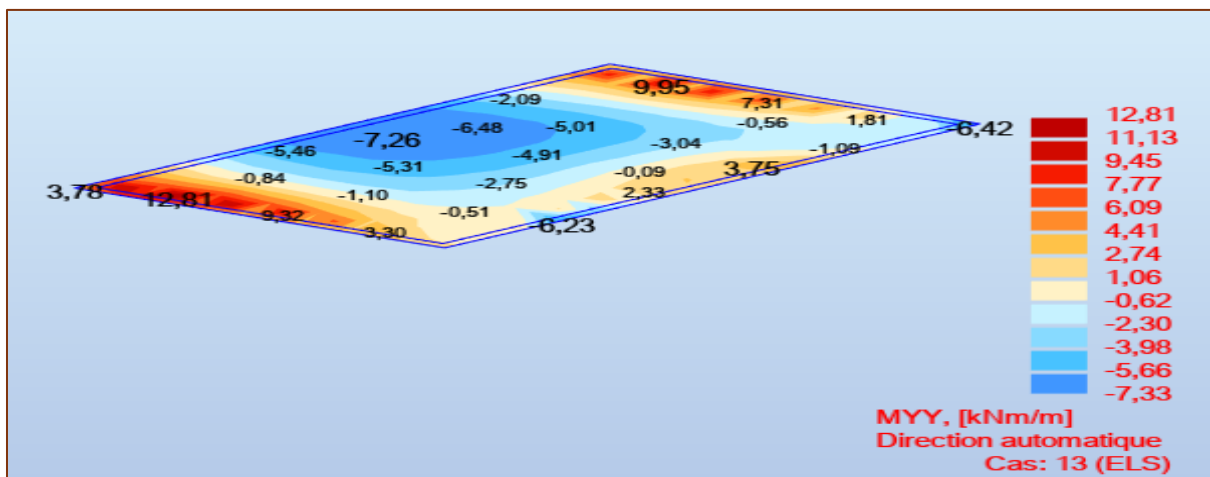


FIGURE 69 : Moments fléchissant pour dalle pleine à L'ELS(Sens Y-Y)

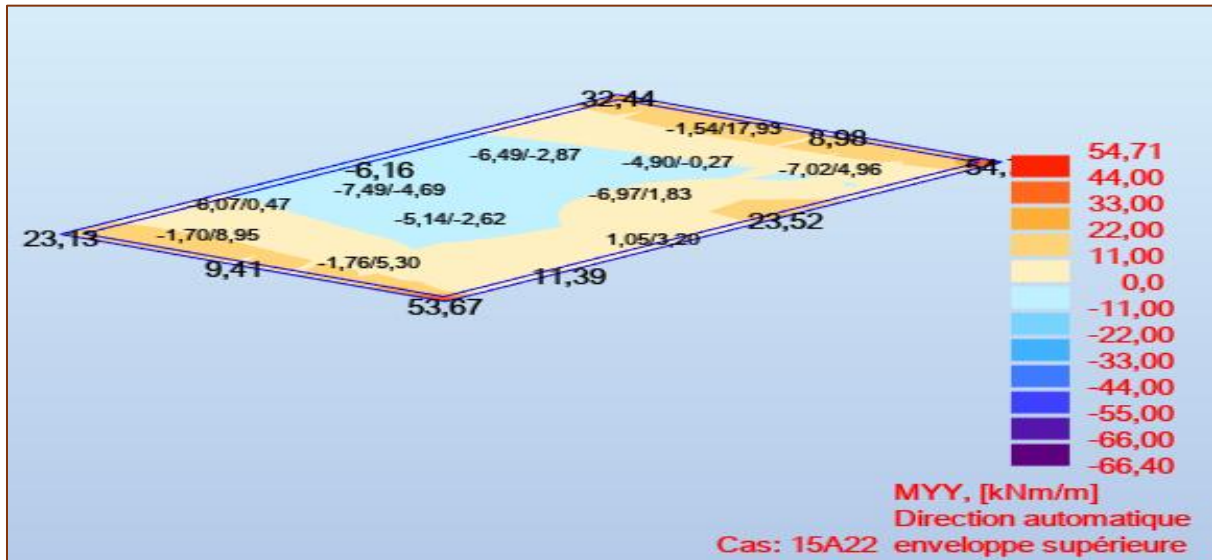


FIGURE 70 : Moments fléchissant pour dalle pleine à L'ELA(Sens Y-Y)

✓ Les Moments fléchissant pour la dalle pleine (20cm) NIV (40.98m) (sens X-X)

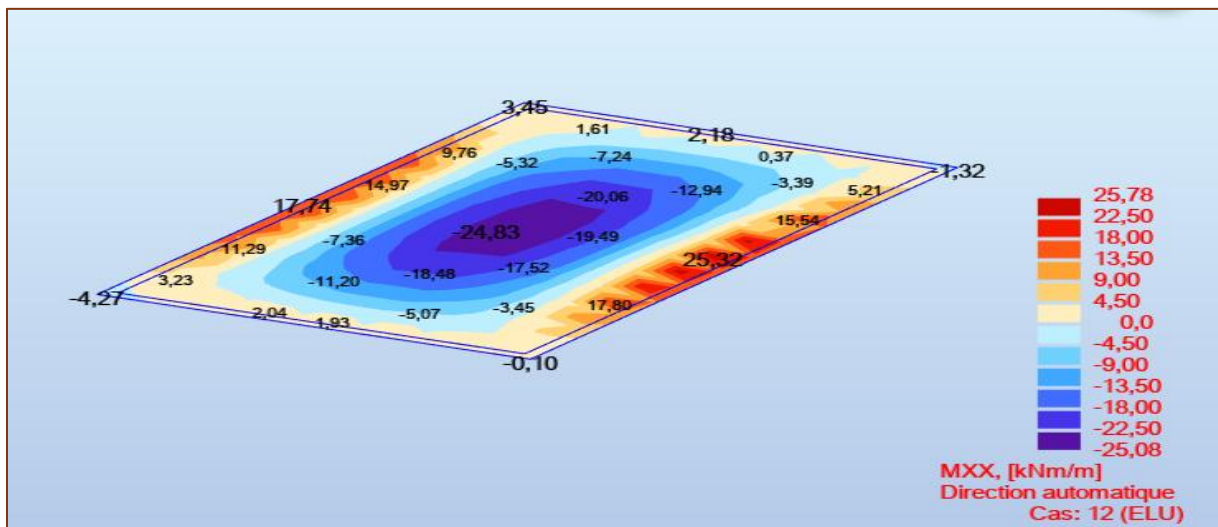


FIGURE 71 : Moments fléchissant pour dalle pleine à L'ELU(Sens X-X)

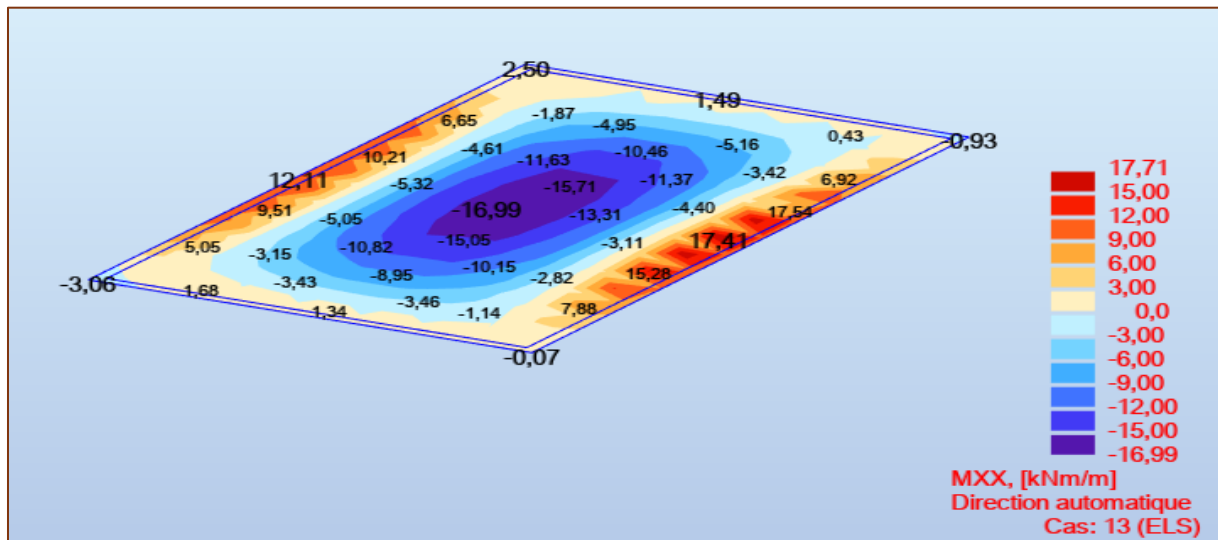


FIGURE 72 : Moments fléchissant pour dalle pleine à L'ELS(Sens X-X)

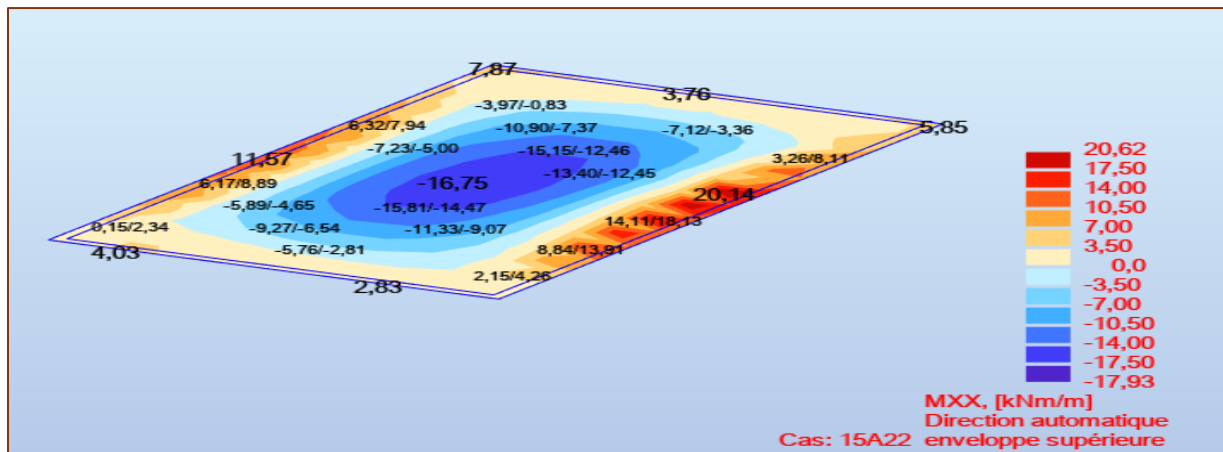


FIGURE 73 : Moments fléchissant pour dalle pleine à L'ELA(Sens X-X)

✓ Les Moments fléchissant pour la dalle pleine (20cm) NIV (40.98m) (sens Y-Y)

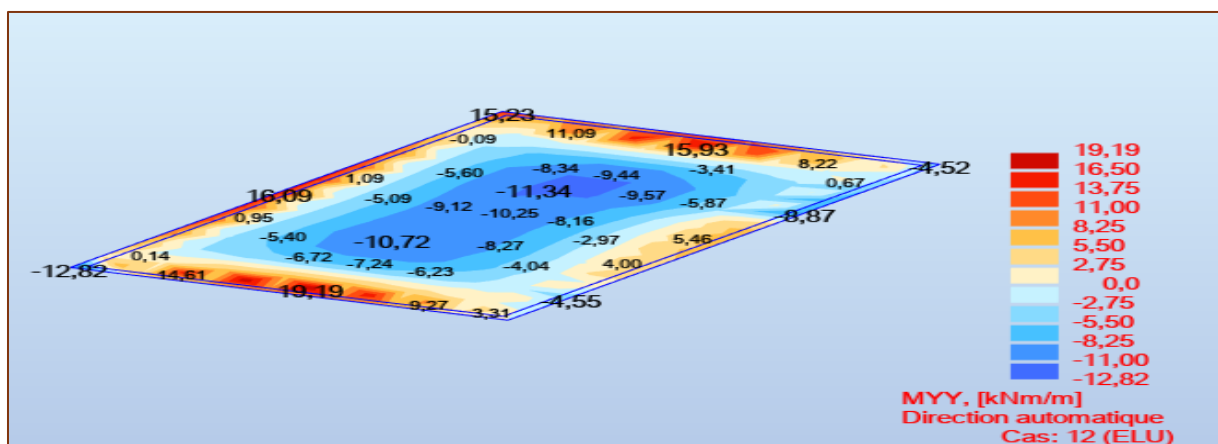


FIGURE 74 : Moments fléchissant pour dalle pleine à L'ELU(Sens Y-Y)

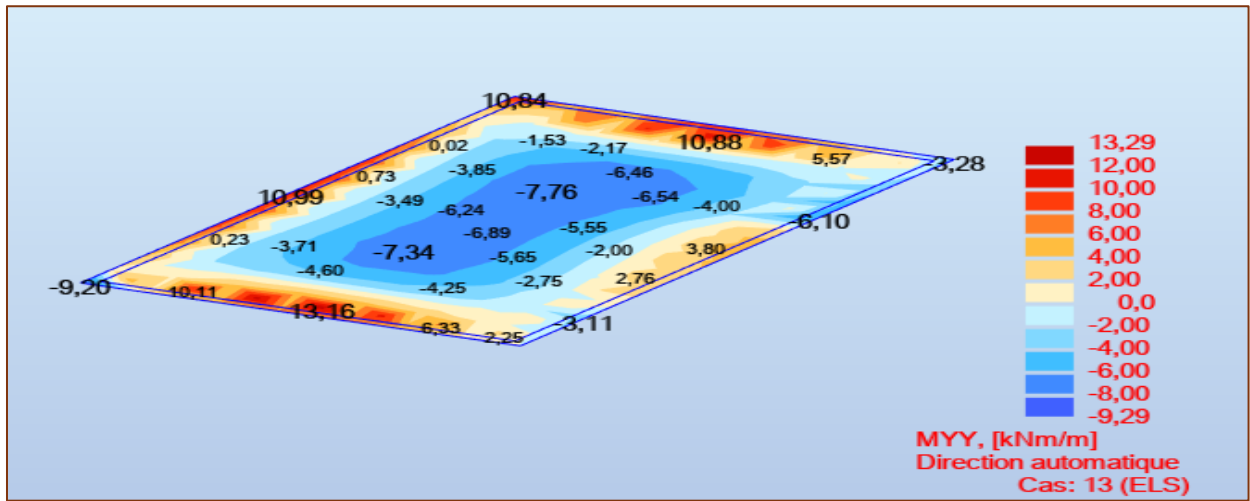


FIGURE 75 : Moments fléchissant pour dalle pleine à L'ELS(Sens Y-Y)

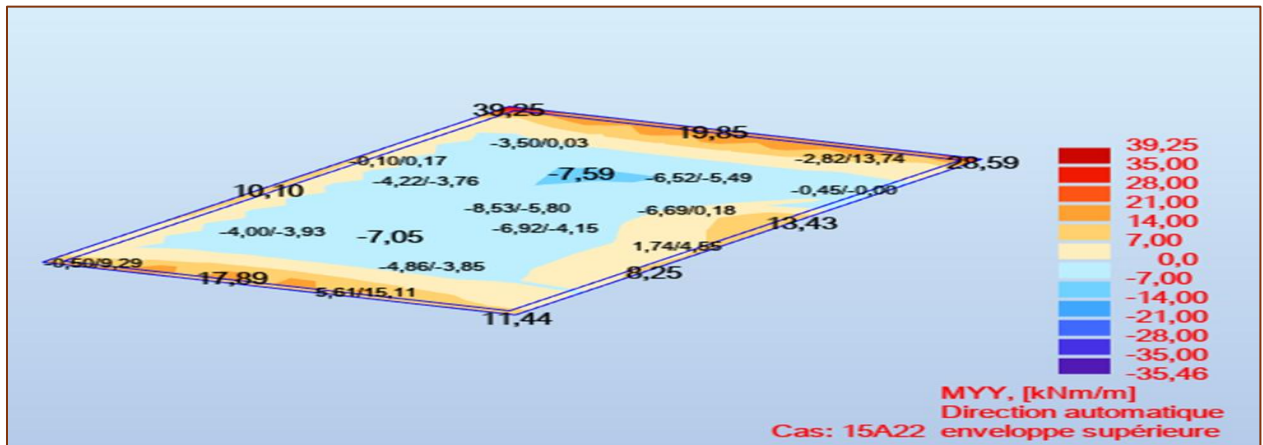


FIGURE 76 : Moments fléchissant pour dalle pleine à L'ELA(Sens Y-Y)

✓ Les Moments fléchissant pour la dalle pleine (20cm) NIV (43.18m) (sens X-X)

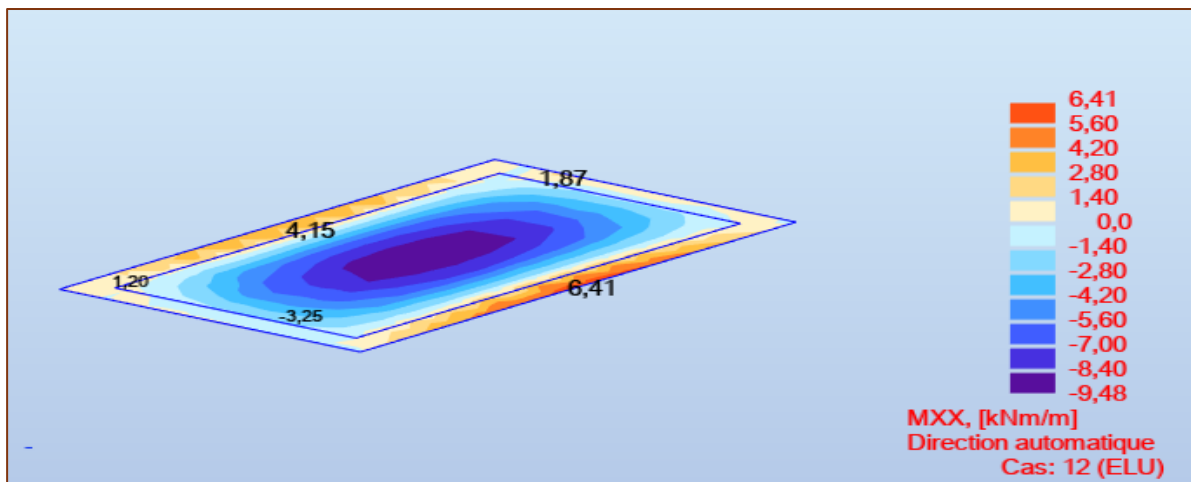


FIGURE 77 : Moments fléchissant pour dalle pleine à L'ELU(Sens X-X)

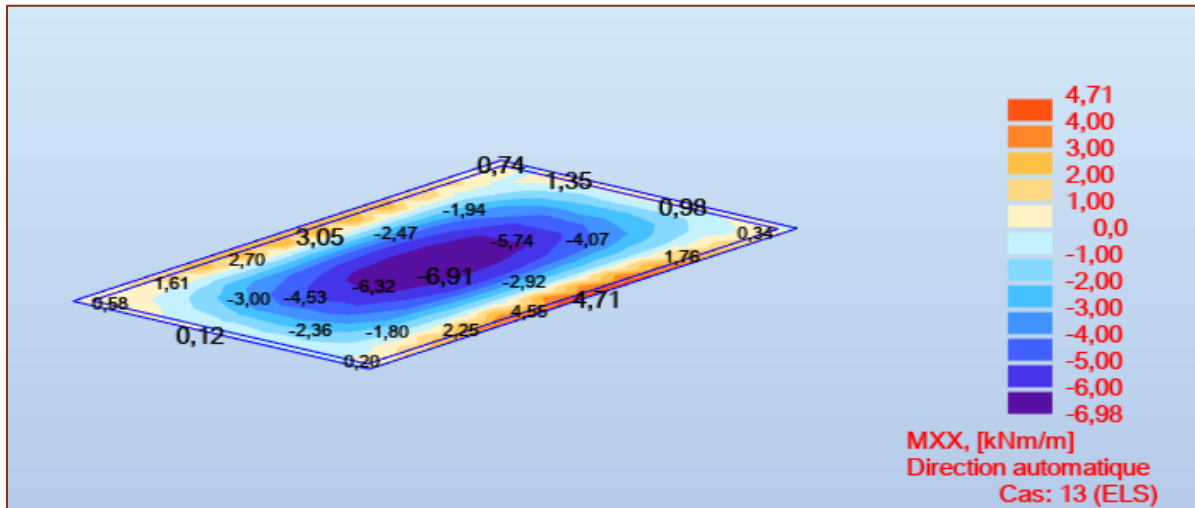


FIGURE 78 : Moments fléchissant pour dalle pleine à L'ELS(Sens X-X)

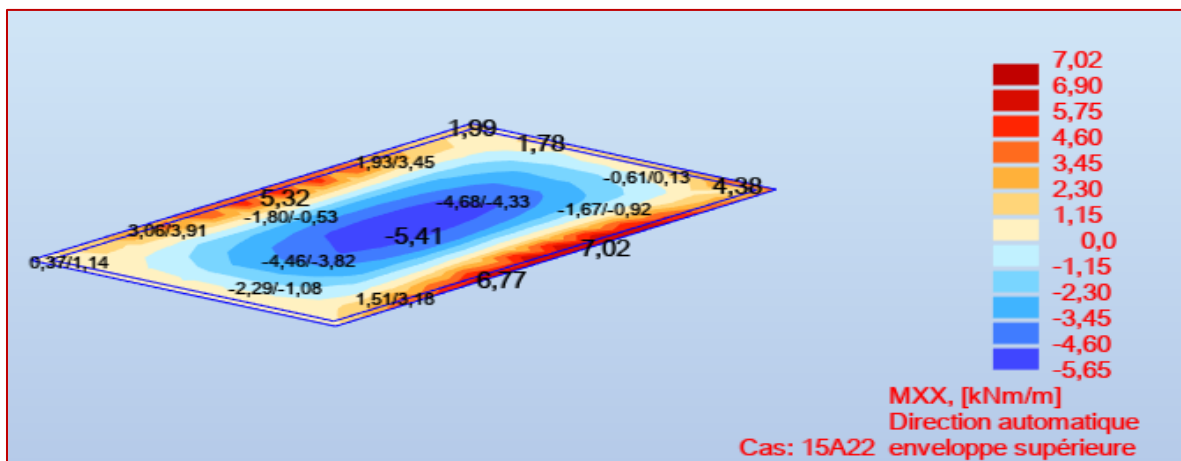


Figure 63 : Moments fléchissant pour dalle pleine à L'ELA(Sens X-X)

- ✓ Les Moments fléchissant pour la dalle pleine (20cm) NIV (43.18m) (sens Y-Y)

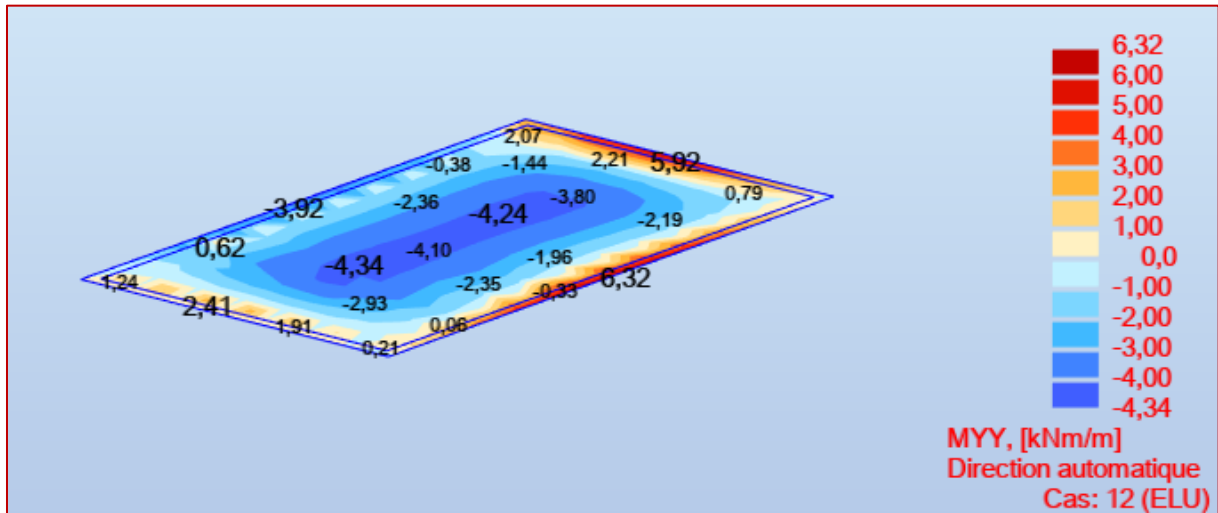


Figure 64 : Moments fléchissant pour dalle pleine à L'ELU(Sens Y-Y)

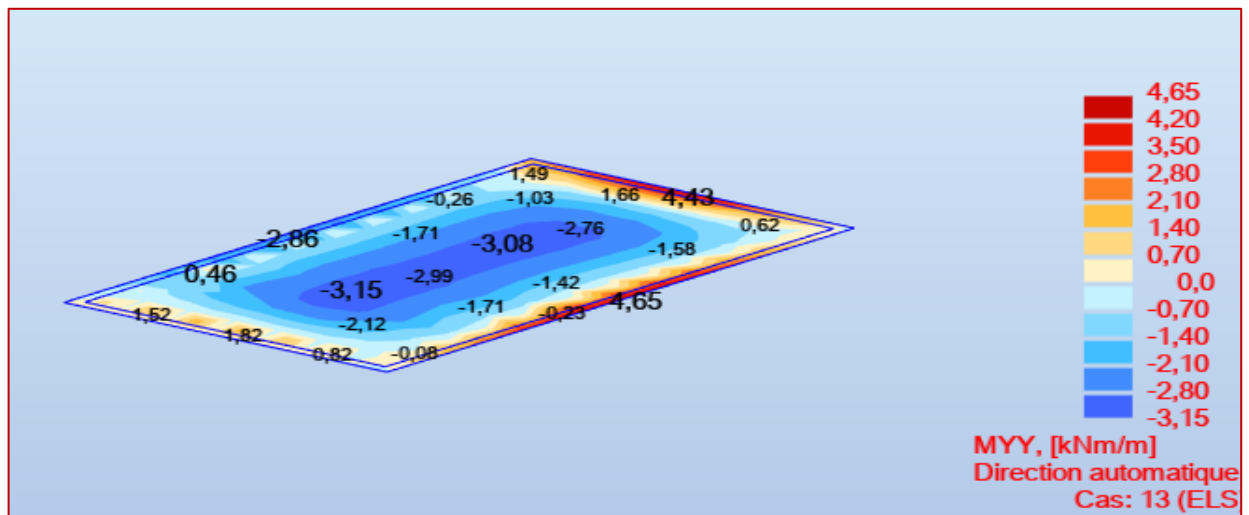


FIGURE 79 : Moments fléchissant pour dalle pleine à L'ELS (Sens Y-Y)

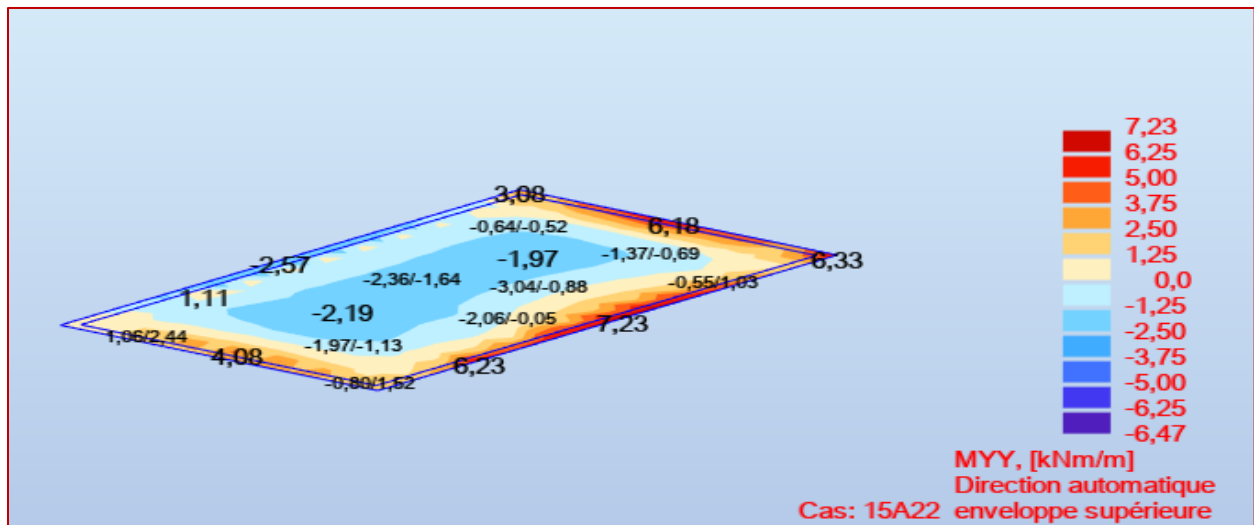


FIGURE 80 : Moments fléchissant pour dalle pleine à L'ELA(Sens Y-Y)

- ✓ Les moments fléchissant pour les Talon (Dalle pleine 20 cm) étage courant (Sens X-X)

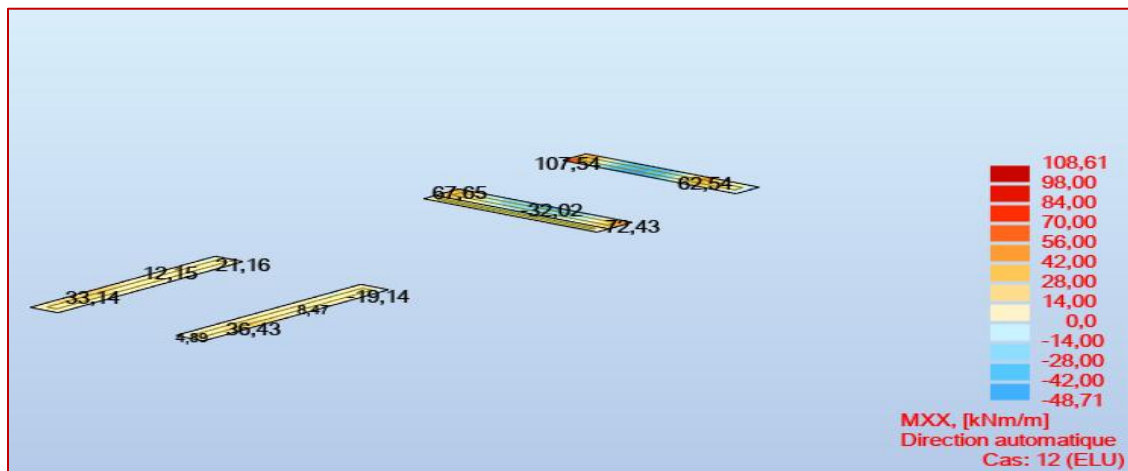


FIGURE 81 : Moments fléchissant pour dalle pleine à L'ELU(Sens X-X)

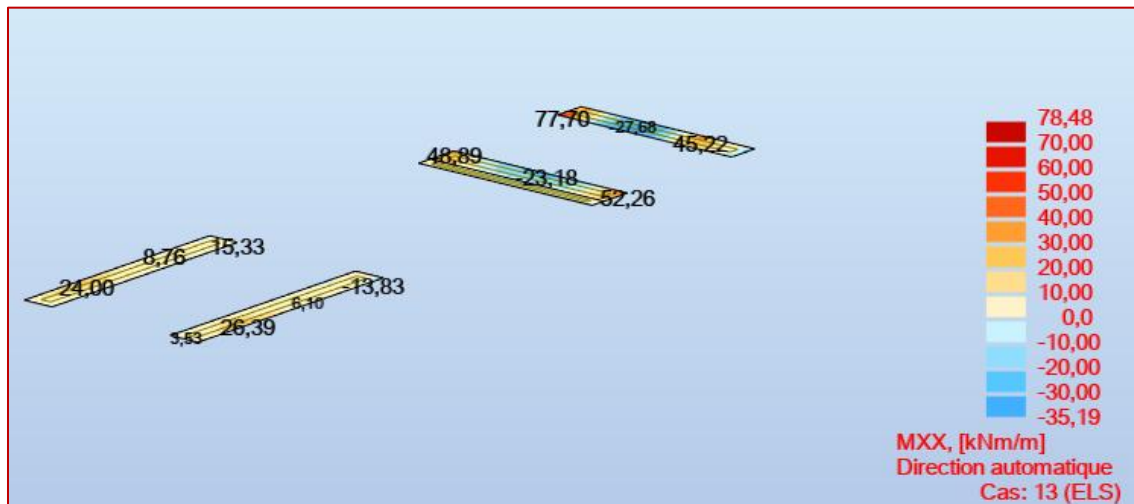


FIGURE 82 : Moments fléchissant pour dalle pleine à L'ELS(Sens X-X)

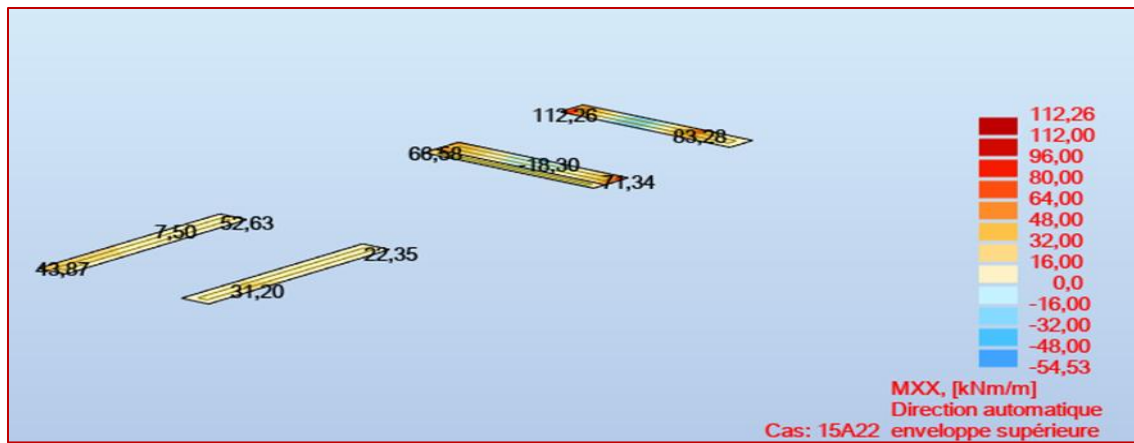


FIGURE 83 : Moments fléchissant pour dalle pleine à L'ELA(Sens X-X)

- ✓ Les moments fléchissant pour les Talon (Dalle pleine 20 cm) étage courant (Sens Y-Y)

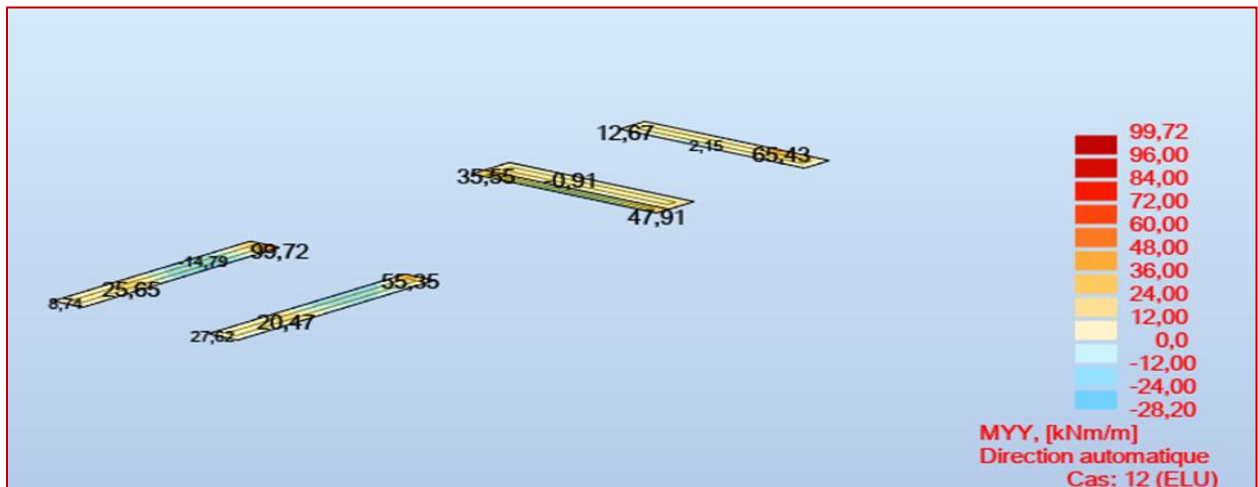


FIGURE 84 : Moments fléchissant pour dalle pleine à L'ELU(Sens Y-Y)

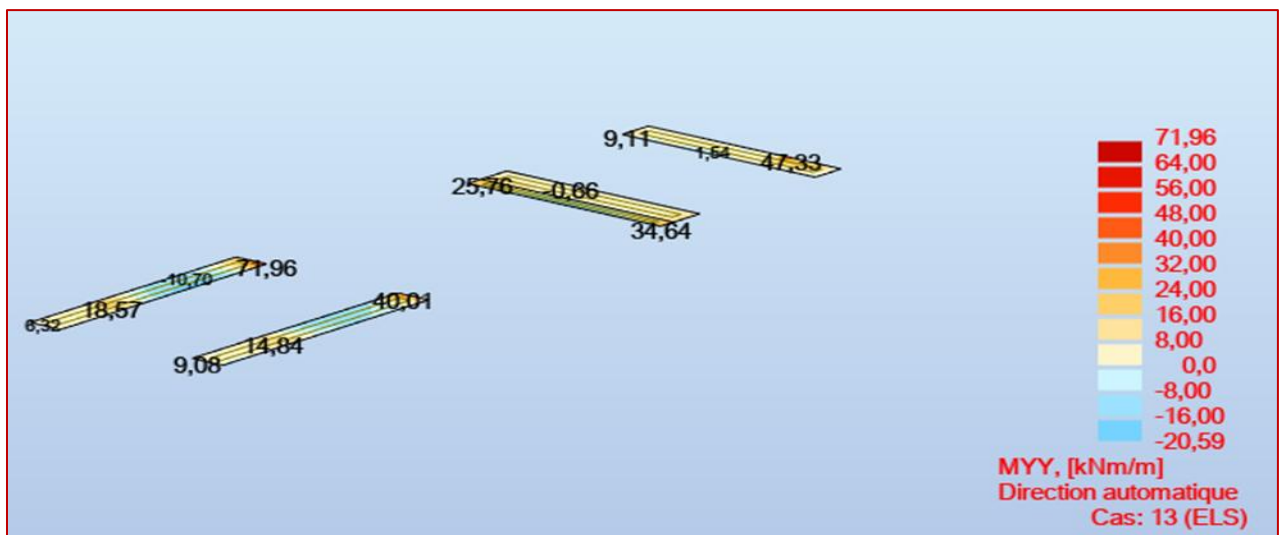


FIGURE 85 : Moments fléchissant pour dalle pleine à L'ELS(Sens Y-Y)

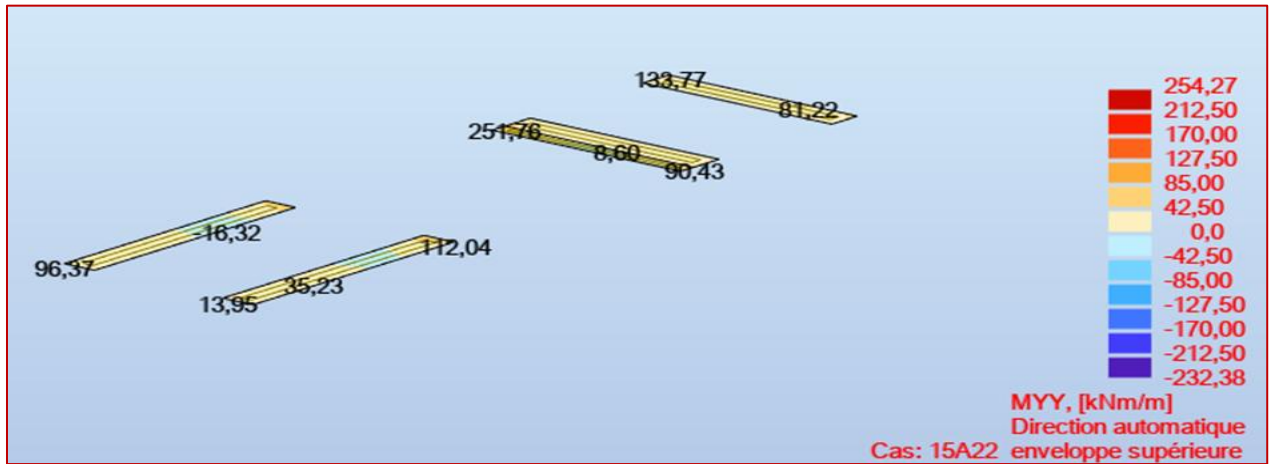


FIGURE 86 : Moments fléchissant pour dalle pleine à L'ELA(Sens Y-Y)

- ✓ Les moments fléchissant pour les Talon (Dalle pleine 21 cm) Terrasse inaccessible(sens X-X)

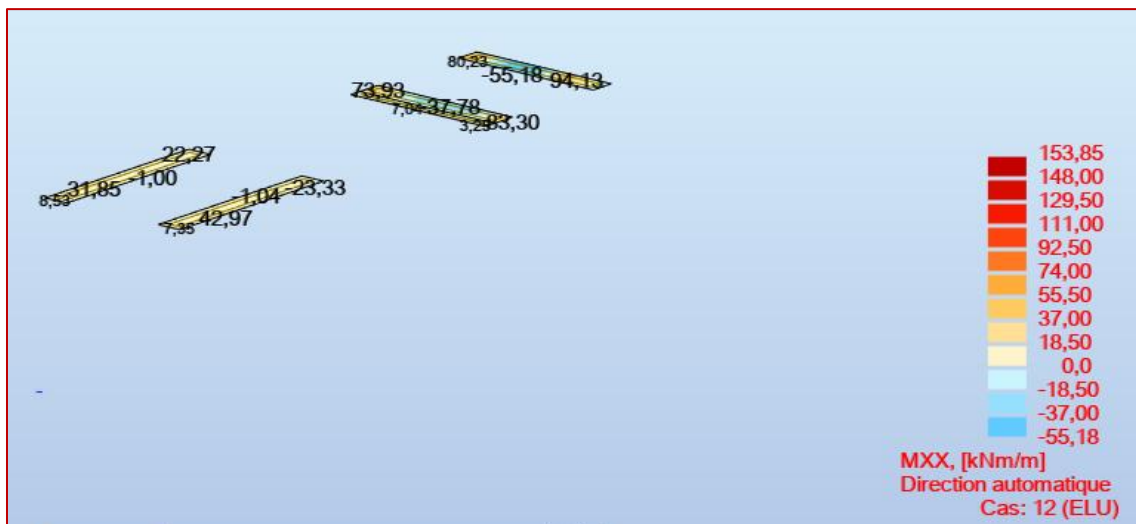


FIGURE 87 : Moments fléchissant pour dalle pleine à L'ELU(Sens X-X)

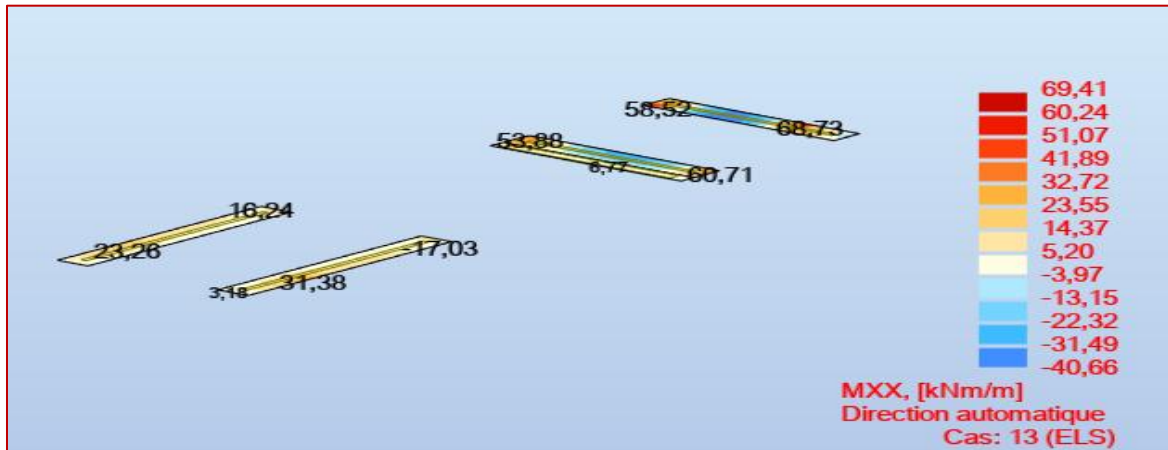


FIGURE 88 : Moments fléchissant pour dalle pleine à L'ELS(Sens X-X)

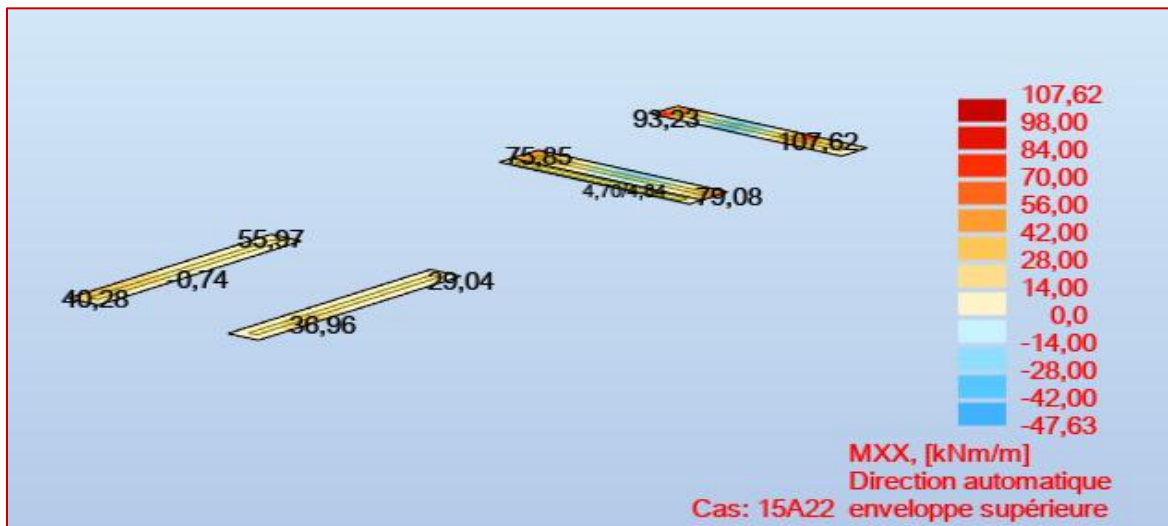


FIGURE 89 : Moments fléchissant pour dalle pleine à L'ELA(Sens X-X)

- ✓ Les moments fléchissant pour les Talon (Dalle pleine 20 cm) Terrasse inaccessible(sens Y-Y)

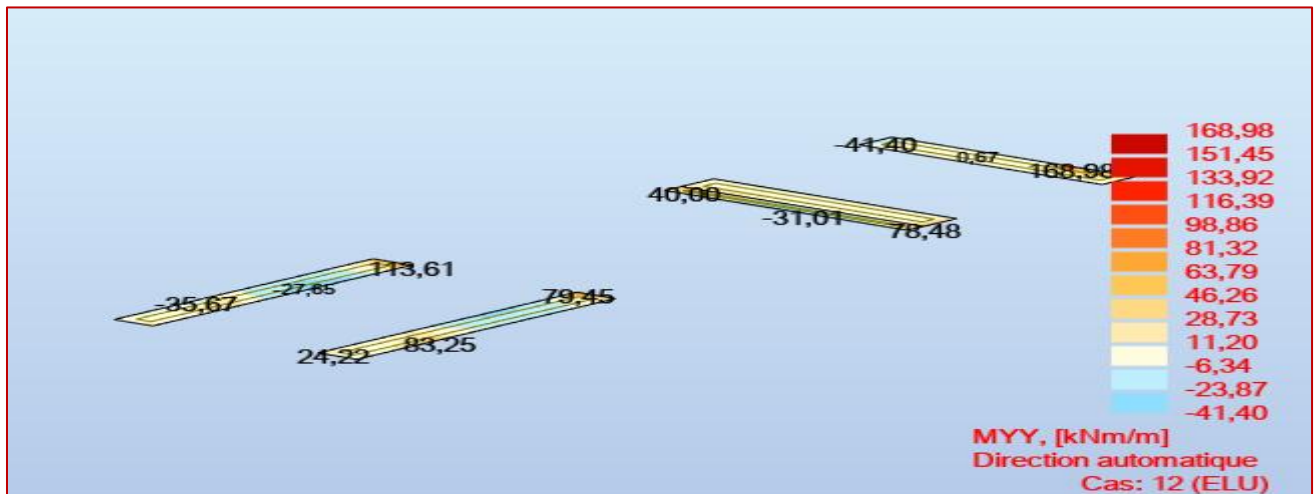


FIGURE 90 : Moments fléchissant pour dalle pleine à L'ELU(Sens Y-Y)

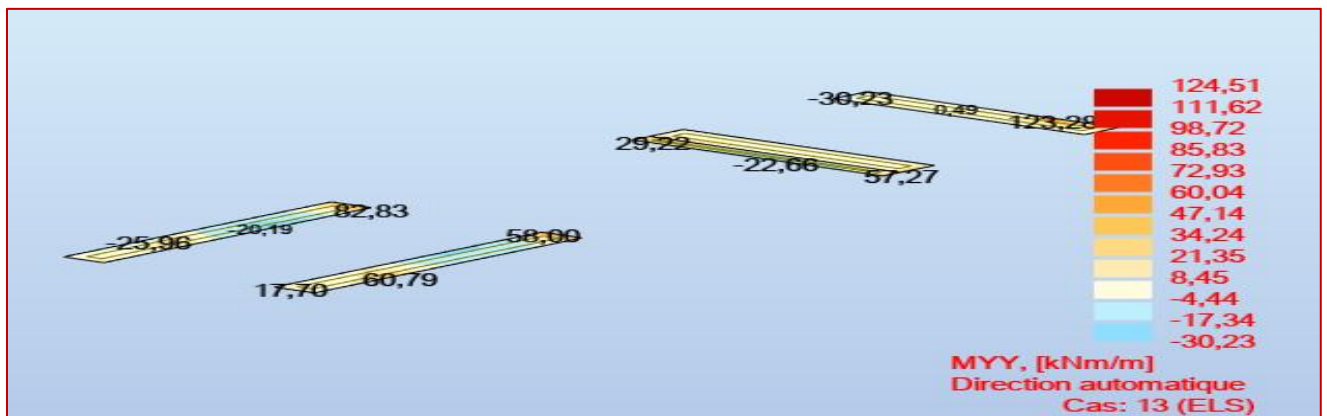


FIGURE 91 : Moments fléchissant pour dalle pleine à L'ELS(Sens Y-Y)

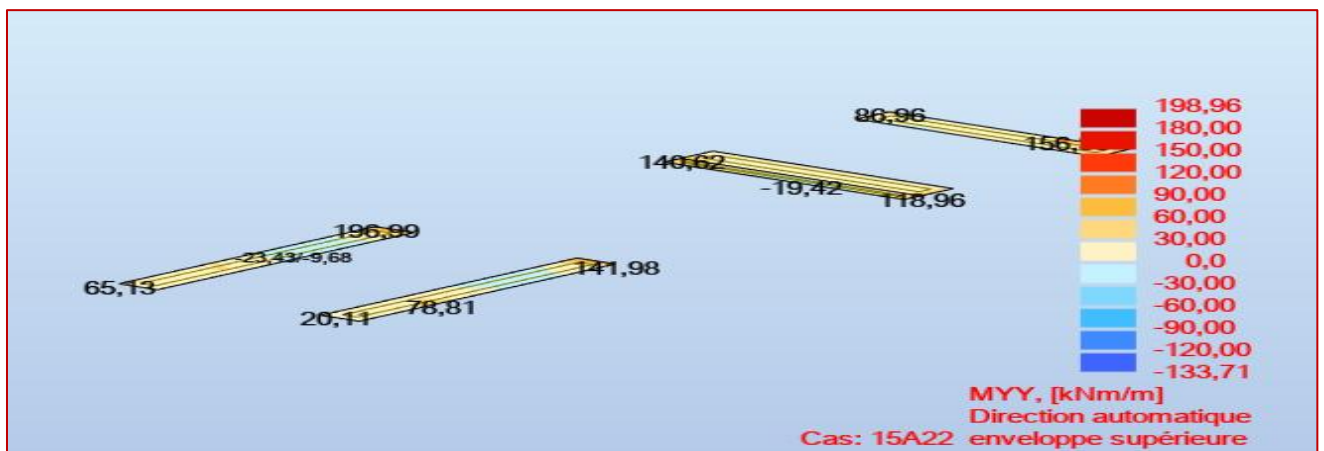


FIGURE 92 : Moments fléchissant pour dalle pleine à L'ELA(Sens Y-Y)

EXPERT BA - Flexion simple

Général Calcul Vérification Expert Flèche

Charges (kN*m)

ELU : $M_{max} = 51.75$ $M_{min} = -78.77$

ELS : $M_{max} = 36.72$ $M_{min} = -55.45$

ELA : $M_{max} = 34.00$ $M_{min} = -70.00$

Prise en compte des armatures comprimées ☒

Résultats

$A_{s1} = 7.2$ cm² $A_{s2} = 11.3$ cm²

% d'armatures $\rho = 1.06$ %

Valeurs réglementaires

% d'armatures minimum $\rho_{min} = 0.11$ %

% d'armatures maximum $\rho_{max} = N/A$

☐ Dispositions sismiques

CALCUL TERMINE

Section (cm)

b = 100.0 ☒ Bloquée

h = 20.0 ☒ Bloquée

$d_1 = 2.5$ $d_2 = 2.5$

CALCULER  Note

Quitter Amatures ... Préférences ... Aide A propos...

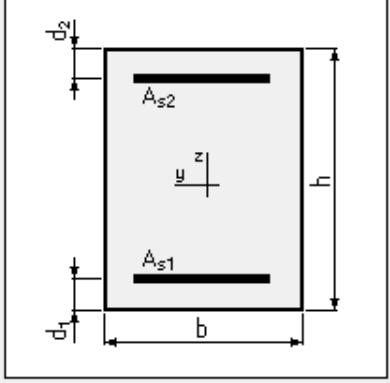


FIGURE 93 : Capture d'écran sur sections d'armatures pour dalle de RDC (20cm)

EXPERT BA - Flexion simple

Général Calcul Vérification Expert Flèche

Charges (kN*m)

ELU : $M_{max} = 33,00$ $M_{min} = -63,57$

ELS : $M_{max} = 22,25$ $M_{min} = -45,44$

ELA : $M_{max} = 70,00$ $M_{min} = -80,88$

Prise en compte des armatures comprimées ☒

Résultats

$A_{s1} = 8,0$ cm² $A_{s2} = 9,3$ cm²

% d'armatures $\rho = 0,93$ %

Valeurs réglementaires

% d'armatures minimum $\rho_{min} = 0,11$ %

% d'armatures maximum $\rho_{max} = N/A$ ☐ Dispositions sismiques

CALCUL TERMINE

Section (cm)

b = 100,0 ☒ Bloquée

h = 21,0 ☒ Bloquée

$d_1 = 2,5$ $d_2 = 2,5$

CALCULER Note

Quitter Armatures ... Préférences ... Aide A propos...

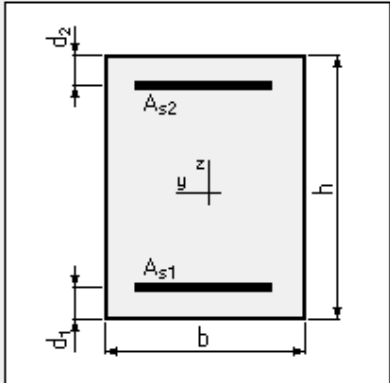


FIGURE 94 : Capture d'écran sur sections d'armatures pour dalle d'étage (20cm)

EXPERT BA - Flexion simple

Général Calcul Vérification Expert Flèche

Charges (kN*m)

ELU : $M_{max} = 3,80$ $M_{min} = -51,34$

ELS : $M_{max} = 4,09$ $M_{min} = -37,30$

ELA : $M_{max} = 32,00$ $M_{min} = -91,90$

Prise en compte des armatures comprimées ☒

Résultats

$A_{s1} = 3,5$ cm² $A_{s2} = 10,7$ cm²

% d'armatures $\rho = 0,77$ %

Valeurs réglementaires

% d'armatures minimum $\rho_{min} = 0,11$ %

% d'armatures maximum $\rho_{max} = N/A$ ☐ Dispositions sismiques

CALCUL TERMINE

Section (cm)

b = 100,0 ☒ Bloquée

h = 21,0 ☒ Bloquée

d₁ = 2,5 d₂ = 2,5

CALCULER  Note

Quitter Amatures ... Préférences ... Aide A propos...

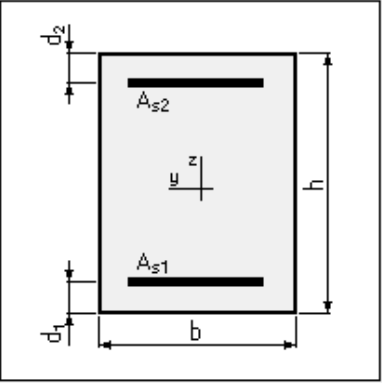


FIGURE 95 : Capture d'écran sur sections d'armatures pour dalle d'étage courant (20cm)

EXPERT BA - Flexion simple

Général | Calcul | Vérification | Expert | Flèche

Charges (kN*m)

ELU : $M_{max} = 9,55$ $M_{min} = -21,63$

ELS : $M_{max} = 6,69$ $M_{min} = -15,79$

ELA : $M_{max} = 50,00$ $M_{min} = -75,00$

Prise en compte des armatures comprimées ☒

Résultats

$A_{s1} = 5,6$ cm² $A_{s2} = 8,6$ cm²

% d'armatures $\rho = 0,77$ %

Valeurs réglementaires

% d'armatures minimum $\rho_{min} = 0,11$ %

% d'armatures maximum $\rho_{max} = N/A$ ☐ Dispositions sismiques

CALCUL TERMINE

Section (cm)

b = 100,0 ☒ Bloquée

h = 21,0 ☒ Bloquée

$d_1 = 2,5$ $d_2 = 2,5$

CALCULER  Note

Quitter | Armatures ... | Préférences ... | Aide | A propos...

FIGURE 96 : Capture d'écran sur sections d'armatures pour dalle Terrasse inaccessible (20cm)

EXPERT BA - Flexion simple

Général Calcul Vérification Expert Flèche

Charges (kN*m)

ELU : $M_{max} = 11.00$ $M_{min} = -29.76$

ELS : $M_{max} = 7.26$ $M_{min} = -20.77$

ELA : $M_{max} = 15.75$ $M_{min} = -36.61$

Prise en compte des armatures comprimées ☒

Résultats

$A_{s1} = 2.2$ cm² $A_{s2} = 6.6$ cm²

% d'armatures $\rho = 0.50$ %

Valeurs réglementaires

% d'armatures minimum $\rho_{min} = 0.11$ %

% d'armatures maximum $\rho_{max} = N/A$ ☐ Dispositions sismiques

CALCUL TERMINE

Section (cm)

b = 100.0 ☒ Bloquée

h = 20.0 ☒ Bloquée

$d_1 = 2.5$ $d_2 = 2.5$

CALCULER  Note

Quitter Armatures ... Préférences ... Aide A propos...

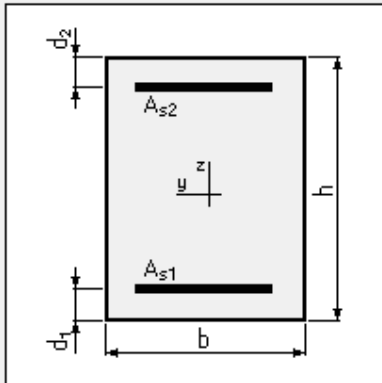


FIGURE 97 : Capture d'écran sur sections d'armatures pour dalle 20 cm NIV 39.28m

EXPERT BA - Flexion simple

Général Calcul Vérification Expert Flèche

Charges (kN*m)

ELU : $M_{max} = 24,83$ $M_{min} = -48,67$

ELS : $M_{max} = 16,99$ $M_{min} = -33,46$

ELA : $M_{max} = 16,75$ $M_{min} = -40,49$

Prise en compte des armatures comprimées ☒

Résultats

$A_{s1} = 5,4$ cm² $A_{s2} = 10,9$ cm²

% d'armatures $\rho = 0,93$ %

Valeurs réglementaires

% d'armatures minimum $\rho_{min} = 0,11$ %

% d'armatures maximum $\rho_{max} = N/A$ ☐ Dispositions sismiques

CALCUL TERMINE

Section (cm)

b = 100,0 ☒ Bloquée

h = 20,0 ☒ Bloquée

$d_1 = 2,5$ $d_2 = 2,5$

CALCULER  Note

Quitter Amatures ... Préférences ... Aide A propos...

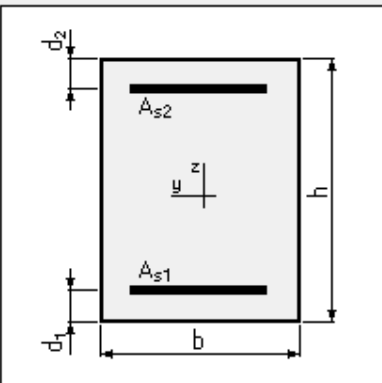


FIGURE 98 : Capture d'écran sur sections d'armatures pour dalle 20 cm Bâche a eau

EXPERT BA - Flexion simple

Général | Calcul | Vérification | Expert | Flèche

Charges (kN*m)

ELU : $M_{max} = 24,00$ $M_{min} = -96,00$

ELS : $M_{max} = 20,39$ $M_{min} = -54,00$

ELA : $M_{max} = 16,32$ $M_{min} = -88,20$

Prise en compte des armatures comprimées ☒

Résultats

$A_{s1} = 3,0$ cm² $A_{s2} = 13,1$ cm²

% d'armatures $\rho = 0,87$ %

Valeurs réglementaires

% d'armatures minimum $\rho_{min} = 0,11$ %

% d'armatures maximum $\rho_{max} = N/A$

☐ Dispositions sismiques

CALCUL TERMINE

Section (cm)

b = 100,0 ☒ Bloquée

h = 21,0 ☒ Bloquée

$d_1 = 2,5$ $d_2 = 2,5$

CALCULER  Note

Quitter | Amatures ... | Préférences ... | Aide | A propos...

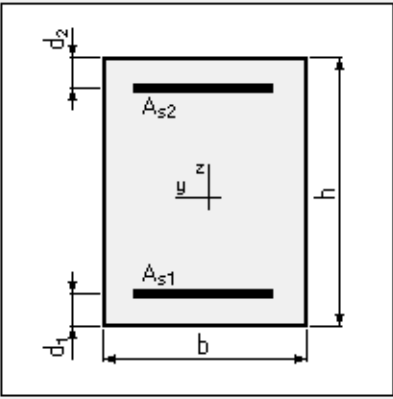


FIGURE 99 : Capture d'écran sur sections d'armatures pour les Talons(étage courant) sens X-X

EXPERT BA - Flexion simple

Général Calcul Vérification Expert Flèche

Charges (kN*m)

ELU : $M_{max} = 28,42$ $M_{min} = -78,00$

ELS : $M_{max} = 20,77$ $M_{min} = -70,00$

ELA : $M_{max} = 25,00$ $M_{min} = -175,00$

Prise en compte des armatures comprimées ☒

Résultats

$A_{s1} = 3,6$ cm² $A_{s2} = 21,5$ cm²

% d'armatures $\rho = 1,36$ %

Valeurs réglementaires

% d'armatures minimum $\rho_{min} = 0,11$ %

% d'armatures maximum $\rho_{max} = N/A$ ☐ Dispositions sismiques

CALCUL TERMINE

Section (cm)

b = 100,0 ☒ Bloquée

h = 21,0 ☒ Bloquée

d₁ = 2,5 d₂ = 2,5

CALCULER  Note

Quitter Amatures ... Préférences ... Aide A propos...

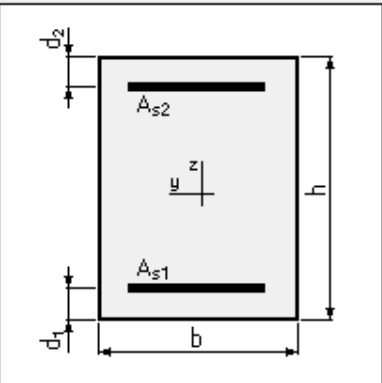


FIGURE 100 : Capture d'écran sur sections d'armatures pour les Talons(Terrasse inaccessible) X-X

EXPERT BA - Flexion simple

Général | Calcul | Vérification | Expert | Flèche

Charges (kN*m)

ELU : $M_{max} = 48,71$ $M_{min} = -108,00$

ELS : $M_{max} = 35,19$ $M_{min} = -91,00$

ELA : $M_{max} = 30,92$ $M_{min} = -80,00$

Prise en compte des armatures comprimées ☒

Résultats

$A_{s1} = 6.3$ cm² $A_{s2} = 15.0$ cm²

% d'armatures $\rho = 1,15$ %

Valeurs réglementaires

% d'armatures minimum $\rho_{min} = 0,11$ %

% d'armatures maximum $\rho_{max} = N/A$

☐ Dispositions sismiques

CALCUL TERMINE

Section (cm)

b = 100,0 ☒ Bloquée

h = 21,0 ☒ Bloquée

d₁ = 2,5 d₂ = 2,5

CALCULER  Note

Quitter | Amatures ... | Préférences ... | Aide | A propos...

FIGURE 101 : Capture d'écran sur sections d'armatures pour les Talons(étage courant) sens Y-Y

EXPERT BA - Flexion simple

Général | Calcul | Vérification | Expert | Flèche

Charges (kN*m)

ELU : $M_{max} = 55,18$ $M_{min} = -152,00$

ELS : $M_{max} = 40,26$ $M_{min} = -85,65$

ELA : $M_{max} = 32,11$ $M_{min} = -135,00$

Prise en compte des armatures comprimées ☒

Résultats

$A_{s1} = 7,2$ cm² $A_{s2} = 22,6$ cm²

% d'armatures $\rho = 1,61$ %

Valeurs réglementaires

% d'armatures minimum $\rho_{min} = 0,11$ %

% d'armatures maximum $\rho_{max} = N/A$ ☐ Dispositions sismiques

CALCUL TERMINE

Section (cm)

b = 100,0 ☒ Bloquée

h = 21,0 ☒ Bloquée

d₁ = 2,5 d₂ = 2,5

CALCULER  Note

Quitter Amatures ... Préférences ... Aide A propos...

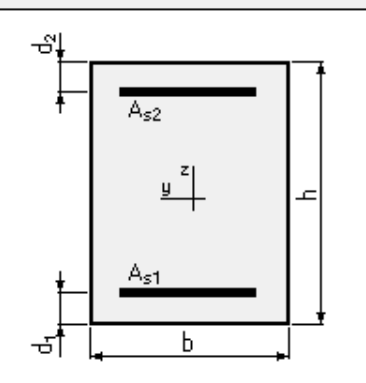


FIGURE 102 : Capture d'écran sur sections d'armatures pour les Talons(Terrasse inaccessible) Y-Y

Tableau 26 : Tableau récapitulatif des Moments fléchissant et sections d'armatures pour les dalles

Moment de ferraillage [kN.m/ml]	En Travée			En Appui			Section d'armature		Choix des armatures	
	ELU	ELS	ELA	ELU	ELS	ELA	En Travée	En appui	En appui	En travée
Dalle (20cm) RDC	22,95	13,71	87,50	-47,06	-32,57	-94,43	10,8	11,7	10T12 ep 10cm	9T12 ep15cm
Dalle (20cm) Etage 1	16,5	12 ,00	112,75	-38 ,50	-28	-112,50	14,2	14,1	8T12 Ep 12.5	8T12 Ep 12.5
Dalle Pleine (20cm) Etage courant	4,32	3,17	100	-27	-19,80	-100	12,5	12,5	5T12 Ep 12.5	8T12 Ep 20cm
Dalle pleine (20cm) terrasse inaccessible	5,01	3,64	60	-24	-9,44	-105,08	7,2	13,1	12T12 Ep 12.5	7T12 Ep 20cm
Dalle pleine (20cm) NIV (39.28 m)	3,34	6,20	45	-9,45	-6,33	-35,97	5,3	4,2	T12 Ep(15cm)	T12 Ep(15cm)
Dalle pleine (20cm) bache à eau	21,02	14,30	22,50	-21,27	-14,19	-24,78	4,2	4,2	5T12 ep 20 cm	5T12 ep20cm
Talon (Etage courant)(X-X)	44,,96	32,41	102,63	-102,58	-73,99	-90	12,8	15,2	14T12 ep 10cm	11T12 ep20
Talon (terrasse inaccéssible)(X-X)	49,58	18,86	55,56	-144,92	- 105,58	-129,64	6,9	23,1	10T12 + ronf ep 10cm	6T12 ep20
Talon (Etage courant)(Y-Y)	26,03	18,77	24,00	-97,88	-69,88	-102,63	3,5	14,3	4T12+ronf Ep(7cm)	7T12 Ep(15cm)
Talon (terrasse inaccéssible)(Y-Y)	26,00	18,00	60,00	-108,24	-78,85	-150,82	7.2	19,8	10T12 + ronf ep 10cm	7T12 ep14

Chapitre IV :
Etude des éléments secondaires

IV.1 Les Balcons :

Type de Balcon :

Les balcons sont considérés comme étant encastré sur poutres ; sont calculé comme une console de 1mètre linéaire de largeur soumises à des charges permanentes et d'exploitation avec une charge concentré du gardes corps

- ✓ Calcul de la dalle pleine 15 cm :

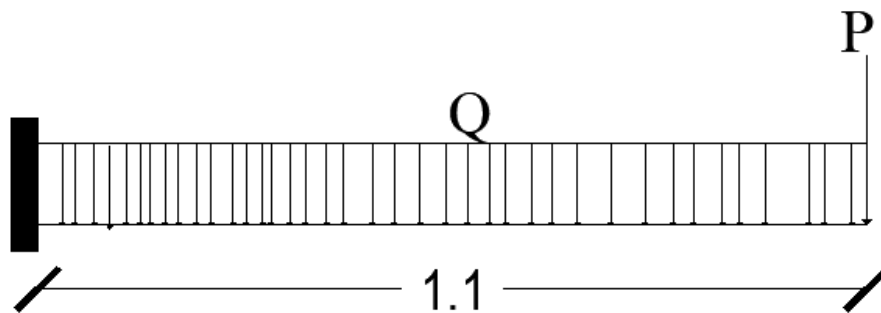


FIGURE 103 : Schéma statique du balcon

- ✓ Caractéristique de la dalle :
 - Lx : distance minimale entre nus appui (Lx=1.1 m)
 - Ly : distance max entre nus d'appuis (Ly=7.2 m)
 - Les charges permanentes et d'exploitation
- ✓ Déterminations des sollicitations
 - ELU :

$$q_u = 1,35 \cdot 6.23 + 1,5 \cdot 3.5 = 13.66 \text{ kN/m}$$
 - ELS :

$$q_s = 6.23 + 3.5 = 9.73 \text{ kN/m}$$

Tableau 27 : Les sollicitation du calcul d'un balcon

	ELU	ELS
Q	13.66	9.73
Q garde cops	2.03	1.51

✓ Calcul des Moments :

$$M_u = -q_u * \frac{l^2}{2} - P_u * l = -13.66 * 1.1 * \frac{1.1}{2} - 2.03 * 1.1 = -10.50 \text{ kN.m}$$

$$M_s = -q_s * \frac{l^2}{2} - P_s * l = -9.73 * 1.1 * \frac{1.1}{2} - 1.51 * 1.1 = -7.55 \text{ kN.m}$$

✓ Calcul de ferrailage :

✓ ELU

$$M_{tu} \max = -10.5 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b * d^2 * \sigma_{bc}} = \frac{10.50 * 1000}{100 * 13.5^2 * 17} = 0.033 < 0.372 \text{ (Acier FeE500)}$$

$$\Rightarrow A' n' \text{ existe pas avec } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ MPa.}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.033}) = 0.042$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 1 - 0.4 * 0.042 = 0.98$$

✓ Calcul des Armatures nécessaire

$$A_{cal} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{10.5 * 1000}{0.98 * 13.5 * 434.78} = 1.82 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

✓ Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.0008 b * h = 0.0008 * 100 * 15 = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{cal}, A_{min}) = \max(1.82; 1.2) \text{ cm}^2 = 1.82 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Choix : } 5 \text{ HA12} = 5.56 \text{ cm}^2$$

$$e = 20 \text{ cm} < \min[3h; 33\text{cm}] = \min[45; 33]\text{cm} = 33 \text{ cm à condition vérifiée}$$

✓ Calcul des armatures de répartition

$$A_r = A_{cal}/4 = 1.82/4 = 0.45 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 5 \text{ HA10} = 3.93 \text{ cm}^2 \text{ (T10 } e=20\text{cm)}$$

$$e = 20 \text{ cm} \leq \min[3h; 33\text{cm}] = \min[45; 33]\text{cm} = 33 \text{ cm à condition vérifiée}$$

✓ Etat limite de service

$$M_{ts} \max = -7.55 \text{ kN.m}$$

Flexion simple

{Section rectangulaire sans A'}

Acier FeE 500

$$\text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$$

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^s} = \frac{10.5}{7.55} = 1.4$$

$$0.199 \leq \frac{1.4-1}{2} + \frac{30}{100} = 0.5 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\overline{\sigma_b} = 0.6 * f_{c28} = 0.6 * 30 = 18 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_b = 17 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_b} = 18 \text{ MPa}$$

Conclusion :

Les armatures calculées en ELU seront maintenues

✓ Calcul des armatures transversales :

$$T_u = 1.35 * G + 1.5Q * l + P * 1.35 * l$$

$$T_u = (1.35 * 6.23 + 1.5 * 3.5) * 1.1 + 1.51 * 1.35 * 1.1$$

$$T_u = 17.27 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b * d * 100}$$

$$\tau_u = \frac{17.27}{100 * 13.5 * 100} = 0.12 \text{ MPa}$$

$\overline{\tau_u} = 0.05 * f_{c28} = 0.05 * 30 = 1.5 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \overline{\tau_u}$ Les Armatures transversales ne sont pas nécessaires

Coupe sur le ferrailage de la dalle pleine de 15 cm

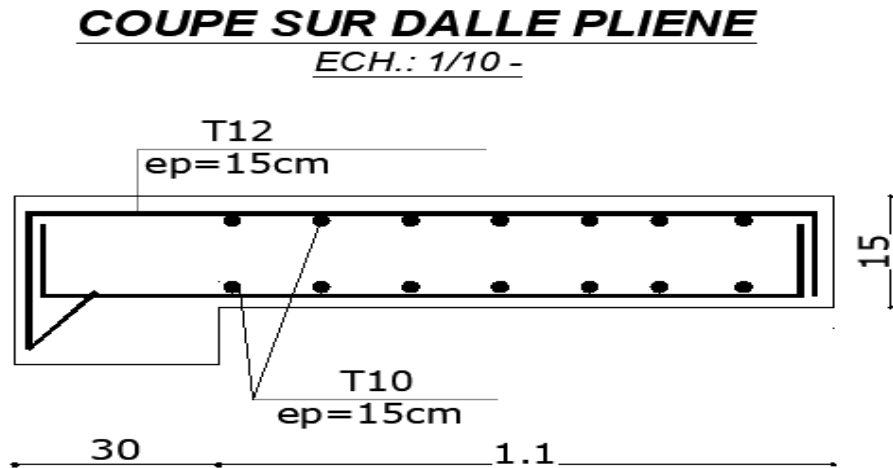


FIGURE 104 : Ferrailage balcon du 15 cm

✓ Calcul de la dalle pleine 15 cm :

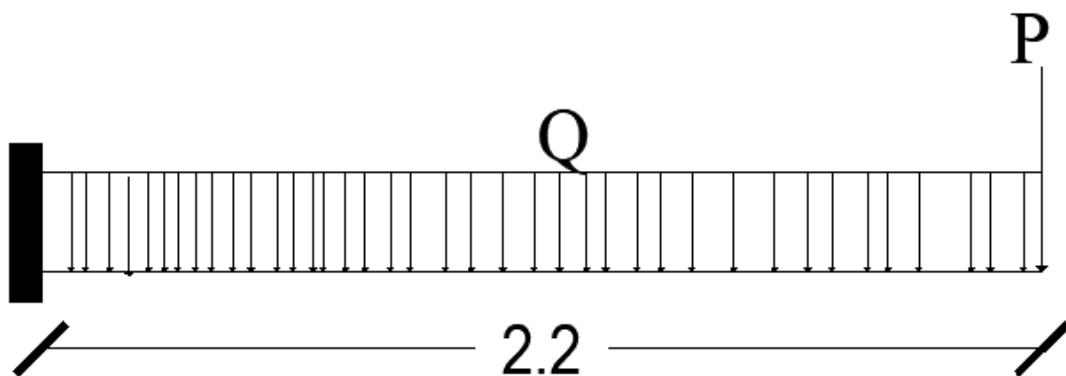


FIGURE 105 : Schéma statique du balcon

Caractéristique de la dalle :

L_x : distance minimale entre nus appui ($L_x=2.2$ m)

L_y : distance max entre nus d'appuis ($L_y=4.4$ m)

✓ Les charges permanentes et d'exploitation

✓ déterminations des sollicitations

ELU :

$$q_u = 1,35 \cdot 7,35 + 1,5 \cdot 3.5 = 15.17 \text{ kN/m}$$

ELS :

$$q_s = 7.35 + 3.5 = 10.85 \text{ kN/m}$$

Tableau 28 : Les sollicitation du Balcon 20 cm

	ELU	ELS
Q	15.17	10.85
Q _{garde coprs}	2.03	1.51

✓ Calcul des Moments :

$$M_u = -q_u \cdot \frac{l^2}{2} - P_u \cdot l = -15.17 \cdot 2.2 \cdot \frac{2.2}{2} - 2.03 \cdot 2.2 = -41,17 \text{ kN.m}$$

$$M_s = -q_s \cdot \frac{l^2}{2} - P_s \cdot l = -10.85 \cdot 2.2 \cdot \frac{2.2}{2} - 1.51 \cdot 2.2 = -29.58 \text{ kN.m}$$

✓ Calcul de ferrailage :

ELU $M_u = -41,17 \text{ kN.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{41.17 \cdot 1000}{100 \cdot 13.5^2 \cdot 17} = 0.13 < 0,372 \text{ (Acier FeE500)}$$

$$\Rightarrow A' n' \text{ existe pas } \text{aves } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434.78 \text{ MPa.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.13}) = 0.17$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \cdot 0.17 = 0.93$$

Calcul des Armatures nécessaire

$$A_{cal} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{41.17 \cdot 1000}{0.93 \cdot 13.5 \cdot 434.78} = 5.54 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.0008 b \cdot h = 0.0008 \cdot 100 \cdot 15 = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{cal}, A_{min}) = \max(5.54; 1.2) \text{ cm}^2 = 5.54 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Choix : } 5\text{HA}14 = 7.7 \text{ cm}^2$$

$$e = 20 \text{ cm} \leq \min[3h; 33\text{cm}] = \min[45; 33]\text{cm} = 33 \text{ cm à condition vérifiée}$$

✓ Calcul des armatures de répartition

$$A_r = A_{cal}/4 = 5.54/4 = 1.39 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 5\text{HA}10 = 3.93 \text{ cm}^2 \quad (\text{T10 } e=20\text{cm})$$

$$e = 20 \text{ cm} \leq \min[3h; 33\text{cm}] = \min[45; 33]\text{cm} = 33 \text{ cm à condition vérifiée}$$

✓ Etat limite de service

$$M_{ts} \max = -29.58 \text{ kN.m}$$

$$\begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \{ \text{Section rectangulaire sans } A' \\ \text{Acier FeE 500} \end{array} \quad \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$$

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^s} = \frac{41.17}{29.58} = 1.39$$

$$0.199 \leq \frac{1.39-1}{2} + \frac{30}{100} = 0.49 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\overline{\sigma_b} = 0.6 \cdot f_{c28} = 0.6 \cdot 30 = 18 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_b = 17 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_b} = 18 \text{ MPa}$$

Conclusion :

Les armatures calculées en ELU seront maintenues

✓ Calcul des armatures transversales :

$$T_u = 1.35 * G + 1.5Q * l + P * 1.35 * l$$

$$T_u = (1.35 * 7.35 + 1.5 * 3.5) * 2.2 + 1.51 * 1.35 * 2.2$$

$$T_u = 37.86 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b * d * 100}$$

$$\tau_u = \frac{37.86}{100 * 13.5 * 100} = 0.28 \text{ MPa}$$

$\overline{\tau_u} = 0.05 * f_{c28} = 0.05 * 30 = 1.5 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \overline{\tau_u}$ Les Armatures transversales ne sont pas nécessaires

Pour Q = 1.5

✓ déterminations des sollicitations

ELU :

$$q_u = 1.35 * 7.35 + 1.5 * 1.5 = 12.17 \text{ kN/m}$$

ELS :

$$q_s = 7.35 + 1.5 = 8.85 \text{ kN/m}$$

Tableau 29 : Les sollicitation du Balcon 20 cm

	ELU	ELS
Q	12.17	8.85
Q _{garde coprs}	2.03	1.51

✓ Calcul des Moments :

$$M_u = -q_u * \frac{l^2}{2} - P_u * l = -12.17 * 2.2 * \frac{2.2}{2} - 2.03 * 2.2 = -33.92 \text{ kN.m}$$

$$M_s = -q_s * \frac{l^2}{2} - P_s * l = -8.85 * 2.2 * \frac{2.2}{2} - 1.51 * 2.2 = -24.74 \text{ kN.m}$$

✓ Calcul de ferrailage :

$$\text{ELU } M_u = -33.92 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{33.92 \cdot 1000}{100 \cdot 13.5^2 \cdot 17} = 0.11 < 0.372 \text{ (Acier FeE500)}$$

$$\Rightarrow A' n' \text{ existe pas avec } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_{e}}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ MPa.}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.11}) = 0.15$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 1 - 0.4 \cdot 0.15 = 0.94$$

Calcul des Armatures nécessaire

$$A_{cal} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{33.92 \cdot 1000}{0.94 \cdot 13.5 \cdot 434.78} = 6.15 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.0008 b \cdot h = 0.0008 \cdot 100 \cdot 15 = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{cal}, A_{min}) = \max(6.15; 1.2) \text{ cm}^2 = 6.15 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Choix : } 5\text{HA}14 = 7.7 \text{ cm}^2$$

$$e = 20 \text{ cm} \leq \min[3h; 33\text{cm}] = \min[45; 33]\text{cm} = 33 \text{ cm à condition vérifiée}$$

✓ Calcul des armatures de répartition

$$A_r = A_{cal}/4 = 6.15/4 = 1.53 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 5\text{HA}10 = 3.93 \text{ cm}^2 \text{ (T10 } e=20\text{cm)}$$

$$e = 20 \text{ cm} \leq \min[3h; 33\text{cm}] = \min[45; 33]\text{cm} = 33 \text{ cm à condition vérifiée}$$

✓ Etat limite de service

$$M_{ts} \max = -24.74 \text{ kN.m}$$

$$\begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \{ \text{Section rectangulaire sans } A' \\ \text{Acier FeE 500} \end{array} \quad \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$$

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^s} = \frac{33.92}{24.74} = 1.37$$

$$0.199 \leq \frac{1.37-1}{2} + \frac{30}{100} = 0.49 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\overline{\sigma_b} = 0.6 \cdot f_{c28} = 0.6 \cdot 30 = 18 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_b = 17 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_b} = 18 \text{ MPa}$$

Conclusion :

Les armatures calculées en ELU seront maintenues

✓ Calcul des armatures transversales :

$$T_u = 1.35 * G + 1.5Q * l + P * 1.35 * l$$

$$T_u = (1.35 * 7.35 + 1.5 * 1.5) * 2.2 + 1.51 * 1.35 * 2.2$$

$$T_u = 31.26 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b*d*100}$$

$$\tau_u = \frac{31.26}{100*13.5*100} = 0.23 \text{ MPa}$$

$\overline{\tau_u} = 0.05 * f_{c28} = 0.05 * 30 = 1.5 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \overline{\tau_u}$ Les Armatures transversales ne sont pas nécessaires

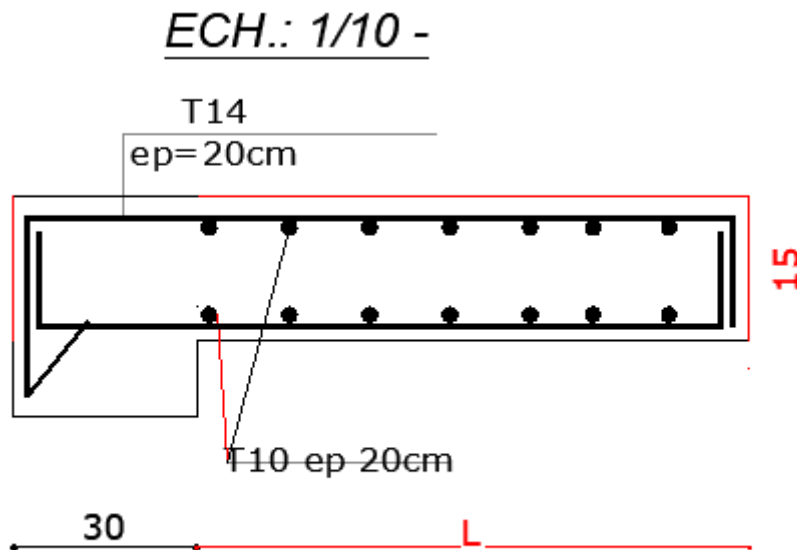


FIGURE 106 : Ferrailage du balcon 15 cm

IV.2 Escaliers

Les escaliers sont des éléments permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble, ils sont constitués d'une succession de gradins en béton armé ou bois ou métal

Terminologie

Un escalier se compose d'un nombre de marche, on s'appelle emmarchement la longueur de ces marches, la partie horizontale s'appelle marche et la partie verticale s'appelle contre marche, la distance entre les nez des deux marches successives s'appelle giron.

La dalle qui supporte les marches s'appelle paillasse sont terminées par fois par des paliers de repos et appuyées sur des poutres paliers ou limon ou crémaillère.

Calcul d'un escalier

- ✓ Déterminations des sollicitations
- ✓ Etat limite ultime

Les charges du palier et de la paillasse ont été calculées en chapitre 2, ce qui permet de déterminer les combinaisons de charges selon le BAEL 91.

ELU :

$$q_{\text{palier}} = 1,35 \cdot 4.83 + 1,5 \cdot 2,5 = 10.27 \text{ kN/m}$$

$$q_{\text{volée}} = 1,35 \cdot 7.7 + 1,5 \cdot 2,5 = 14.14 \text{ kN/m}$$

ELS :

$$q_{\text{palier}} = 4.83 + 2,5 = 7.33 \text{ kN/m}$$

$$q_{\text{volé}} = 7.7 + 2,5 = 10.2 \text{ kN/m}$$

	ELU	ELS
Q_v	14.14	10.2
Q_p	10.27	7.33

Dans notre projet on a 3 Types des escaliers dépend la hauteur d'étage se compose de 3 volées et 2 paliers de repos.

Escalier 1 : Sous-sol à 1^{ère} étage (3.06m)

Escalier 2 : étage mezzanine (2.72m)

Escalier 3 : 2^{ème} étage à 10^{ème} étage (courant) (3.23m)

Type d'escalier	Vollé 1	Vollée 2	Vollé 3
	Nombre des Marches		
Escalier 1	3	10	3
Escalier 2	3	10	1
Escalier 3	3	10	4

Vue en plan des escaliers :

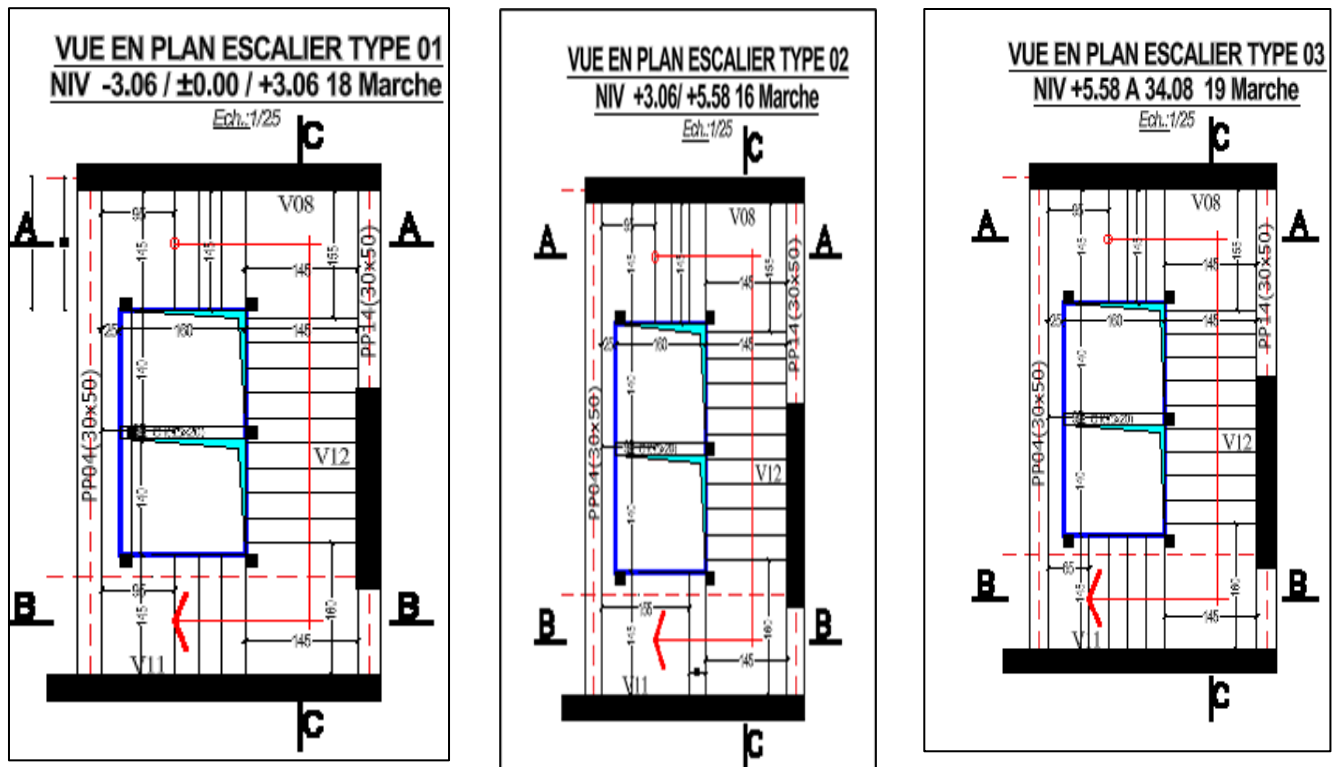


FIGURE 107 : Coupés d'escaliers

Vue que les Coupes A-A et C-C ont les mêmes nombres de marche , il seras ferrailé de mem section d'armatures , par contre le 3^{ème} volé sera de ferrailage différent pour chaque étage .

Alors on a même schéma statique pour les 2 coupes A-A et C-C. et chaque schéma statique pour les coupes B-B .

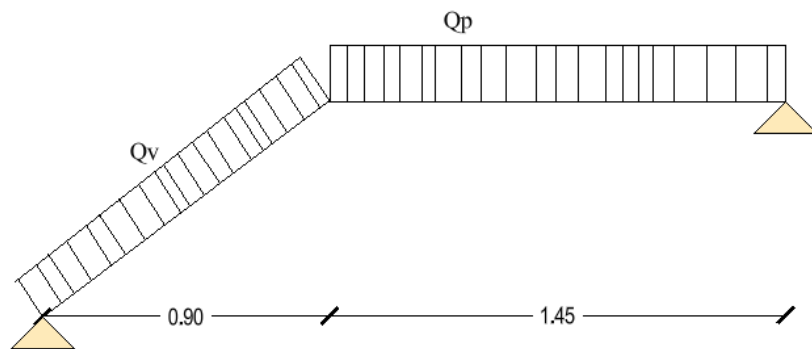


FIGURE 108 : Schéma statique de La coupe A-A

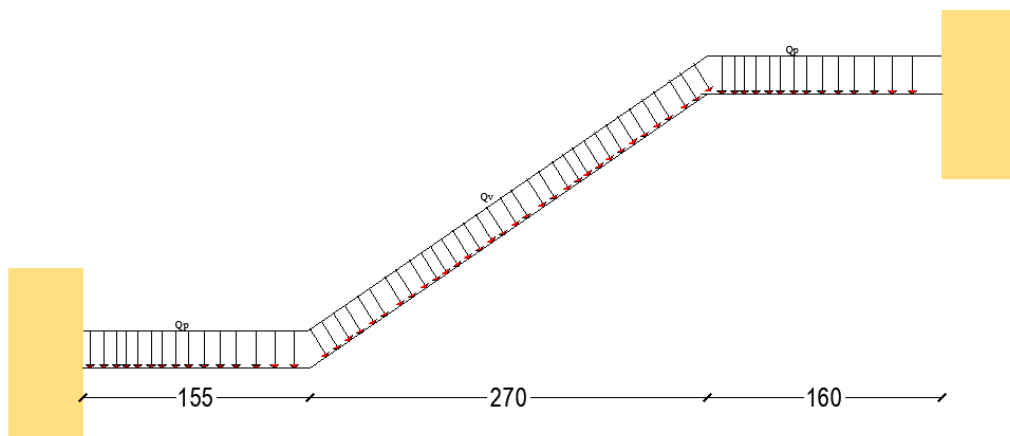


FIGURE 109 : Schéma statique de La coupe C-C

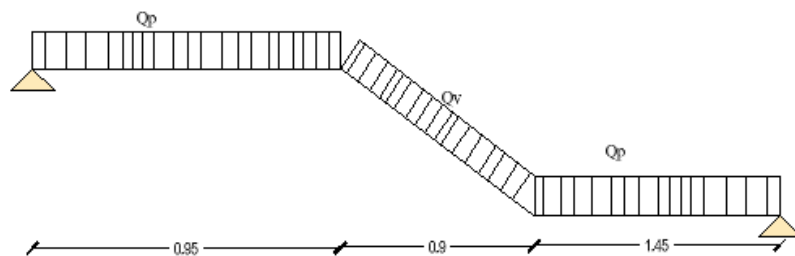


FIGURE 110 : Schéma statique de La coupe B-B (escalier 1)

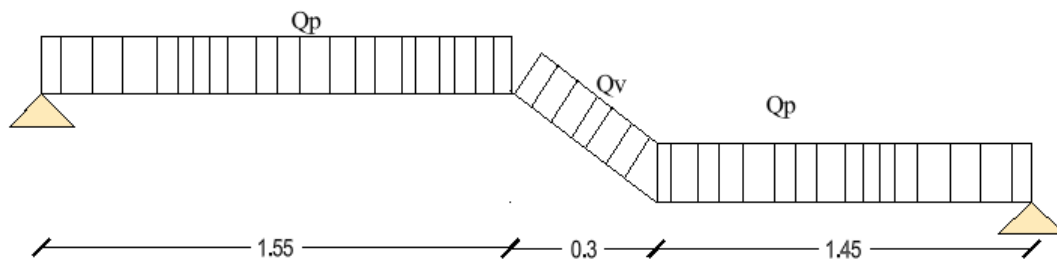


FIGURE 111 : Schéma statique de La coupe B-B (escalier 2)

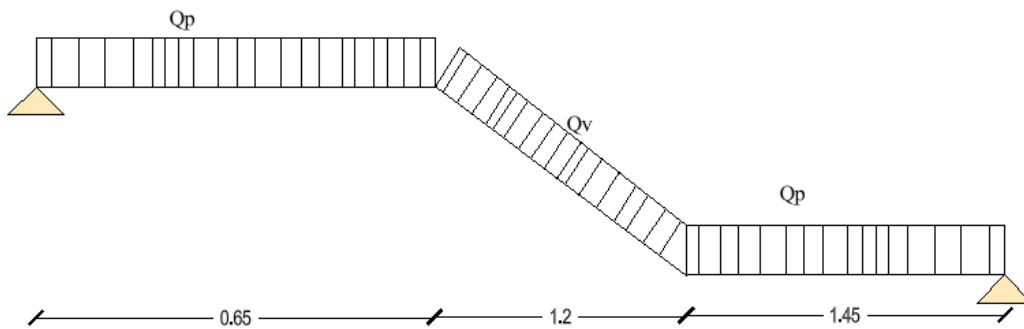


FIGURE 112 : Schéma statique de La coupe B-B (escalier 2)

✓ Exemple d'un calcul :

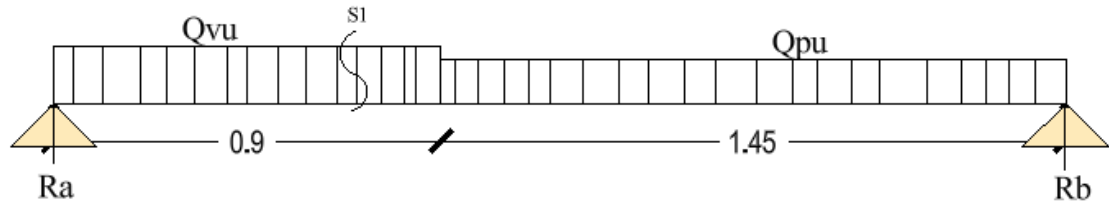
En utilisant la méthode des sections pour calculer les moments fléchissant

✓ Type d'escalier 1 :

Volé 1 (coupe A-A)

- Calcul du Moment fléchissant

Réactions d'appuis



$$\Rightarrow q_{vu} * \frac{0.9^2}{2} + q_{pu} * 1.45 * \left(0.9 + \frac{1.45}{2}\right) - 2.35R_b = 0$$

$$\Rightarrow 14.14 * \frac{0.9^2}{2} + 10.27 * 1.45 * \left(0.9 + \frac{1.45}{2}\right) - 2.35R_b = 0$$

$$R_b = 12.23 \text{ kN}$$

$$R_a + R_b - q_{vu} * 0.9 - q_{pu} * 1.45 = 0$$

$$R_a = -R_b + q_{vu} * 0.9 + q_{pu} * 1.45$$

$$R_a = -12.23 + 14.14 * 0.9 + 10.27 * 1.45$$

$$R_a = 15.387 \text{ kN}$$

✓ Calcul des Moments :

- Etat limite ultime

Section S₁ : $0 \leq x \leq 0.9 \text{ m}$

$$T_1(x) = R_a - q_{vu}x$$

$$T_1(x) = 15.387 - 14.14 * x$$

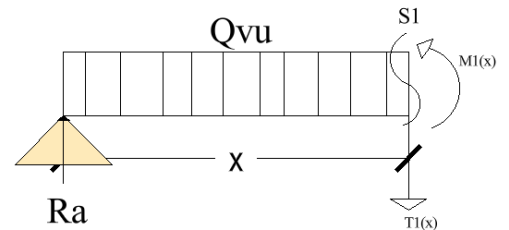
$$\begin{cases} x = 0 & T_1(0) = 15.387 \text{ kN} \\ x = 0.9\text{m} & T_1(0.9) = 2.66 \text{ kN} \end{cases}$$

$$M_1(x) = R_a * x - \frac{q_{vu}x^2}{2}$$

$$M_1(x) = 15.387 * x - \frac{14.14 * x^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 0 & M_1(0) = 0 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ x = 0.9\text{m} & M_1(0.9) = 8.1216 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

$$M_{max}^u = \frac{dM_1(x)}{dx} = T_1(x) = 0 \Rightarrow R_a - q_{vu}x = 0$$



$$15.387 - 14.14x_m = 0 \Rightarrow x_m = 1.08 \text{ m}$$

$$M_{max} = M_1(x_m) = 8.371 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Remarque : recalculons le Moment max en travée, on prenant des semis encastrement au niveau des appuis .

- Etat limite ultime

Section S_1 : $0 \leq x \leq 0.9 \text{ m}$

$$T'_1(x) = Ra - q_{vu}x$$

$$T_1(x) = 15.378 - 14.14 * x$$

$$\begin{cases} x = 0 & T'_1(0) = 15.387 \text{ kN} \\ x = 0.9 \text{ m} & T'_1(0.9) = 1.122 \text{ kN} \end{cases}$$

$$M'_1(x) = Ra * x - \frac{q_{vu}x^2}{2} - 0.2M_{max}$$

$$M'_1(x) = 15.387 * x - \frac{14.14 * x^2}{2} - 0.2 * 8.371$$

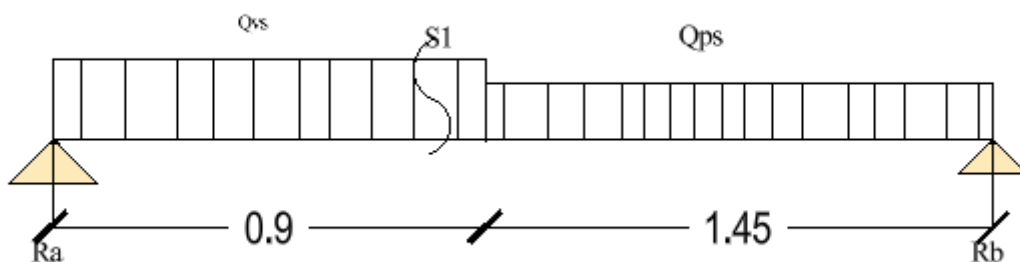
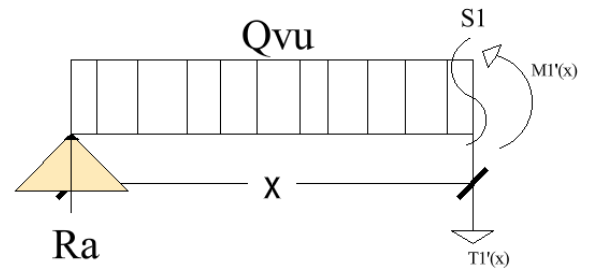
$$\begin{cases} x = 0 & M_1(0) = -1.674 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ x = 0.9 \text{ m} & M_1(0.9) = 6.4474 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

$$M'_{1max} = M'_1(1.08) = 6.69 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- Etat limite de service
- ✓ Calcul du Moment fléchissant

Réactions d'appuis

- ✓ Etat limite service



$$\Rightarrow q_{vs} * \frac{0.9^2}{2} + q_{ps} * 1.45 * \left(0.9 + \frac{1.45}{2}\right) - 2.35R_b = 0$$

$$\Rightarrow 10.2 * \frac{0.9^2}{2} + 7.33 * 1.45 * \left(0.9 + \frac{1.45}{2}\right) - 2.35R_b = 0$$

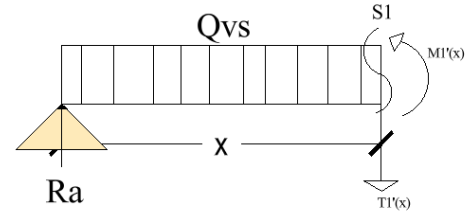
$$R_b = 9.10 \text{ kN}$$

$$R_a + R_b - q_{vs} * 0.9 - q_{ps} * 1.45$$

$$R_a = -R_b + q_{vs} * 0.9 + q_{ps} * 1.45$$

$$R_a = -9.10 + 10.2 * 0.9 + 7.33 * 1.45$$

$$R_a = 10.7 \text{ kN}$$



Section S1 : $0 \leq x \leq 0.9 \text{ m}$

$$T_{1s}(x) = Ra - q_{vs}x$$

$$T_{1s}(x) = 10.7 - 10.2 * x$$

$$\begin{cases} x = 0 & T_{1s}(0) = 10.7 \text{ kN} \\ x = 0.9\text{m} & T_{1s}(0.9) = 1.52 \text{ kN} \end{cases}$$

$$M_{1s}(x) = Ra * x - \frac{q_{vs} * x^2}{2}$$

$$M_{1s}(x) = 10.7 * x - \frac{10.2 * x^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 0 & M_{1s}(0) = 0 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ x = 0.9\text{m} & M_{1s}(0.9) = 5.04 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

$$M_{max}^s = \frac{dM_{1s}(x)}{dx} = T_{1s}(x) = 0 \Rightarrow Ra - q_{vs}x = 0$$

$$10.7 - 10.2x_m = 0 \Rightarrow x_m = 1.08 \text{ m}$$

$$M_{max} = M_{1s}(x_m) = 5.60 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\begin{cases} -0.2 * M_{as}max = -1.12 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ 0.8 * M_{ts}max = 4.48 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} -0.2 * M_{au}max = -0.2 * 8.371 = -1.674 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ 0.8 * M_{tu}max = 0.8 * 8.371 = 6.696 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

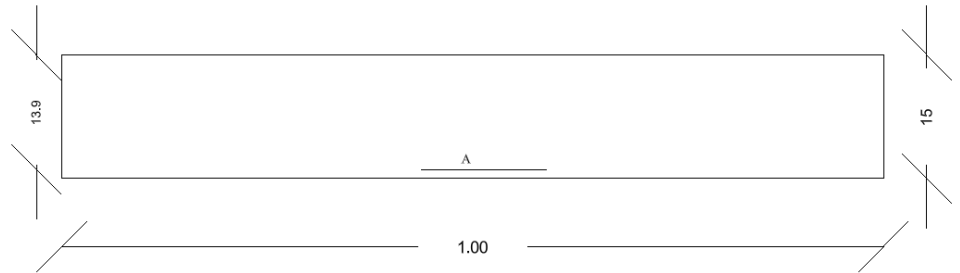
Les Moments de ferrailage

Tableau 30 : Les Moments de ferrailage d'escaliers

	ELU	ELS
En Appui	-1.674	-1.12

Calcul des armatures :

Section du calcul



✓ En Travée

$$\text{ELU } M_{tu} \max = 6.696 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{6.696 \cdot 1000}{100 \cdot 13.8^2 \cdot 17} = 0.020 < 0.372 \text{ (Acier FeE500)}$$

$$\Rightarrow A' n' \text{ existe pas avec } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ MPa.}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.020}) = 0.025$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 1 - 0.4 \cdot 0.025 = 0.99$$

✓ Calcul des Armatures nécessaire

$$A_{cal} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{6.696 \cdot 1000}{0.99 \cdot 13.8 \cdot 434.78} = 1.12 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{min} = 0.0008 b \cdot h = 0.0008 \cdot 100 \cdot 15 = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{cal}, A_{min}) = \max(1.12; 1.2) \text{ cm}^2 = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Choix : } 2\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2$$

$$e = 15 \text{ cm} \leq \min[3h; 33\text{cm}] = \min[45; 33]\text{cm} = 33 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

✓ Etat limite de service

$$M_{tsmax} = 4.48kN.m$$

Vérification des contraintes

$$D = 15 \cdot \frac{A}{b} = 15 \cdot \frac{2.26}{100} = 0.339 \text{ cm}$$

$$E = 2 \cdot D \cdot d = 2 \cdot 0.339 \cdot 13.9 = 9.42 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0.339 + \sqrt{0.339^2 + 9.42} = 2.748 \text{ cm}$$

$$I = b \cdot \frac{y_1^3}{3} + 15 \cdot A(d - y_1)(d - y_1) = 100 \cdot \frac{2.748^3}{3} + 15 \cdot 2.26(13.9 - 2.748)^2 = 4907.76 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ts}}{I} = \frac{4.48 \cdot 1000}{4907.76} = 0.91 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = K \cdot y_1 = 0.91 \cdot 2.748 = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot K(d - y_1) = 15 \cdot 0.91 \cdot (13.9 - 2.748) = 152.22 \text{ MPa}$$

Contrainte admissible :

$$\bar{\sigma} = 0.6 \cdot f_{c28} = 0.6 \cdot 30 = 18 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{n \cdot f_{tj}}) = \min(333.33; 215.55) = 215.555 \text{ MPa}$$

Conclusion :

$$\sigma_b = 2.66 \text{ MPa} < \bar{\sigma} 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 152.22 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 215.55 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Les Armatures calculé en ELU seront maintenue}$$

Choix des Armatures : (T12 e= 15cm)

Calcul des armatures de répartition

$$A_r = A_{cal}/4 = 2.26/4 = 0.56 \text{ cm}^2$$

Choix des Armatures : (2T10 e= 15cm)

✓ En Appui :

Etat limite Ultime :

$$M_u^a = -1.674 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{Ma}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{1.674 \cdot 1000}{100 \cdot 13.8^2 \cdot 17} = 0,005 < 0,372 \text{ (Acier FeE500)}$$

$$\Rightarrow A'n' \text{ existe pas avec } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434.78 \text{ MPa.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.005}) = 0.006$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \cdot 0.006 = 0.99$$

Calcul des Armatures nécessaire

$$A_{cal} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{1.674 \cdot 1000}{0,99 \cdot 13.8 \cdot 434.78} = 0.28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{min} = 0.0008 b \cdot h = 0.0008 \cdot 100 \cdot 15 = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{cal}, A_{min}) = \max(0.28; 1,2) \text{ cm}^2 = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Choix : } 3HA10 = 2.36 \text{ cm}^2$$

$$e = 15 \text{ cm} \leq \min[3h; 33\text{cm}] = \min[45; 33]\text{cm} = 33 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

✓ Etat limite de service

$$M_{as} \max = -1.12 \text{ kN.m}$$

Vérification des contraintes

$$D = 15 \cdot \frac{A}{b} = 15 \cdot \frac{2.36}{100} = 0.354 \text{ cm}$$

$$E = 2 \cdot D \cdot d = 2 \cdot 0.354 \cdot 13.9 = 9.84 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0.354 + \sqrt{0.354^2 + 9.84} = 2.80 \text{ cm}$$

$$I = b \cdot \frac{y_1^3}{3} + 15 \cdot A(d - y_1)(d - y_1) = 100 \cdot \frac{2.8^3}{3} + 15 \cdot 2.36(13.9 - 2.8)^2 = 5093.36 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ts}}{I} = \frac{1.12 \cdot 1000}{5093.36} = 0.21 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = K \cdot y_1 = 0.21 \cdot 2.8 = 0.58 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot K(d - y_1) = 15 \cdot 0.21 \cdot (13.9 - 2.8) = 34.96 \text{ Mpa}$$

Contrainte admissible :

$$\overline{\sigma_b} = 0.6 \cdot f_{c28} = 0.6 \cdot 30 = 18 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}fe; 110\sqrt{n.ftj}\right) = \min(333.33; 215.55) = 215.55 \text{ MPa}$$

Conclusion :

$$\sigma_b = 0.64 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 34.96 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 215.55 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Les Armatures calculé en ELU seront maintenue}$$

Vérification de contrainte de cisaillement

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \cdot f_{c28}$$

Pas de reprise de bétonnage $\Rightarrow$ Les Armatures transversales ne sont pas nécessaires

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d \cdot 100} = Q_u \cdot \frac{\frac{l^2}{2}}{100 \cdot 13.9 \cdot 100} = 0.3 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_u = 0.05 \cdot f_{c28} = 0.05 \cdot 30 = 1.5 \text{ MPa} \Rightarrow$ Les Armatures transversales ne sont pas nécessaires

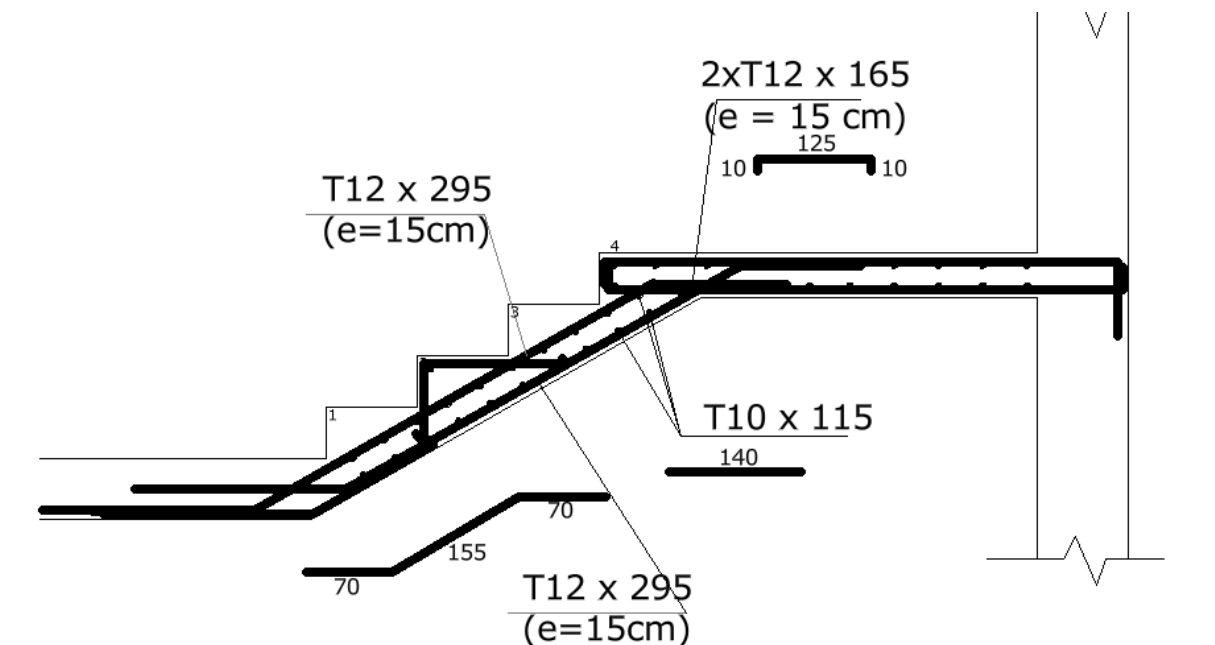
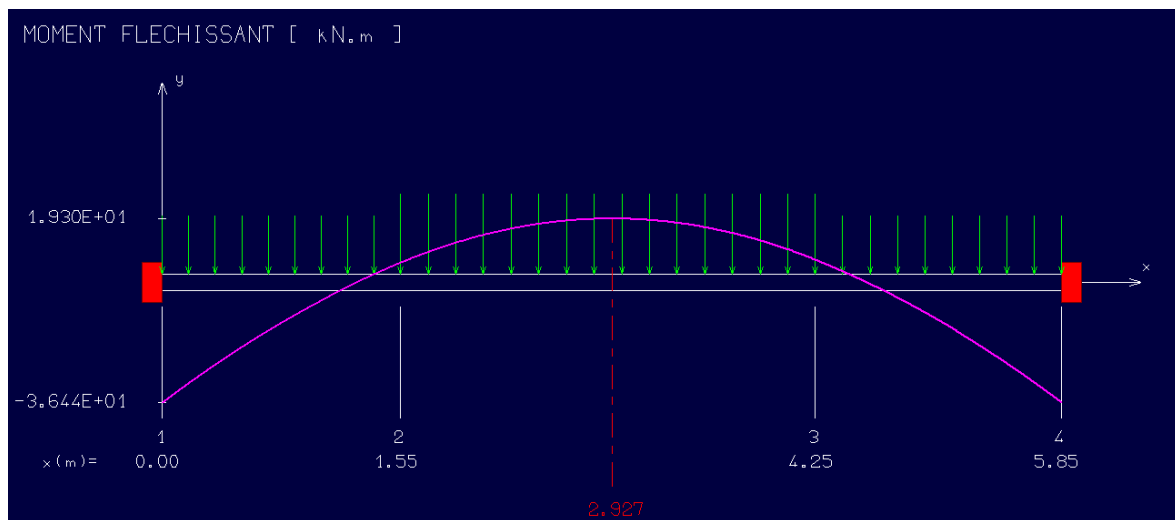
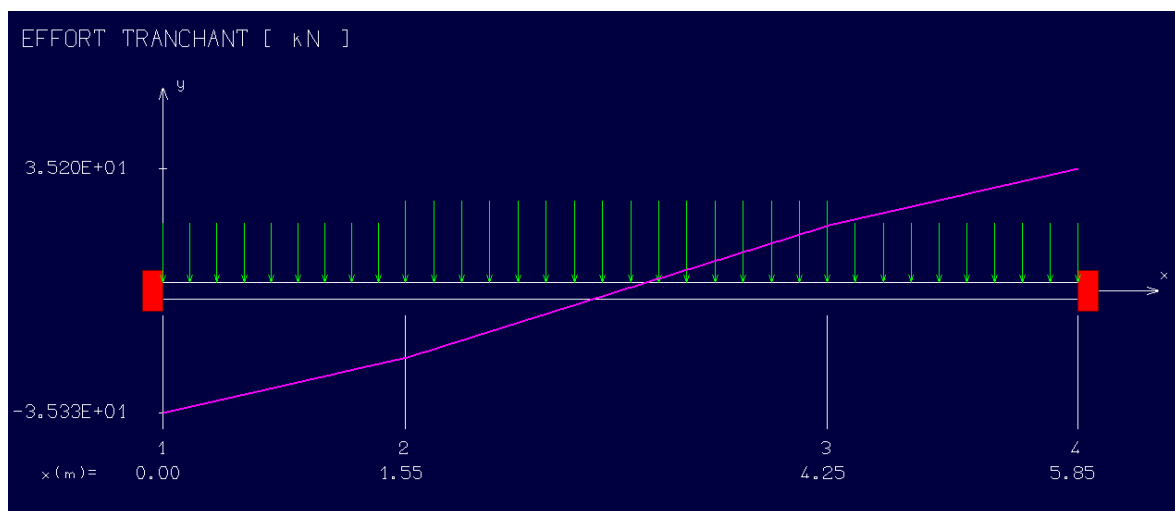


FIGURE 113: Ferrailage du volé 1 (coupe A-A)

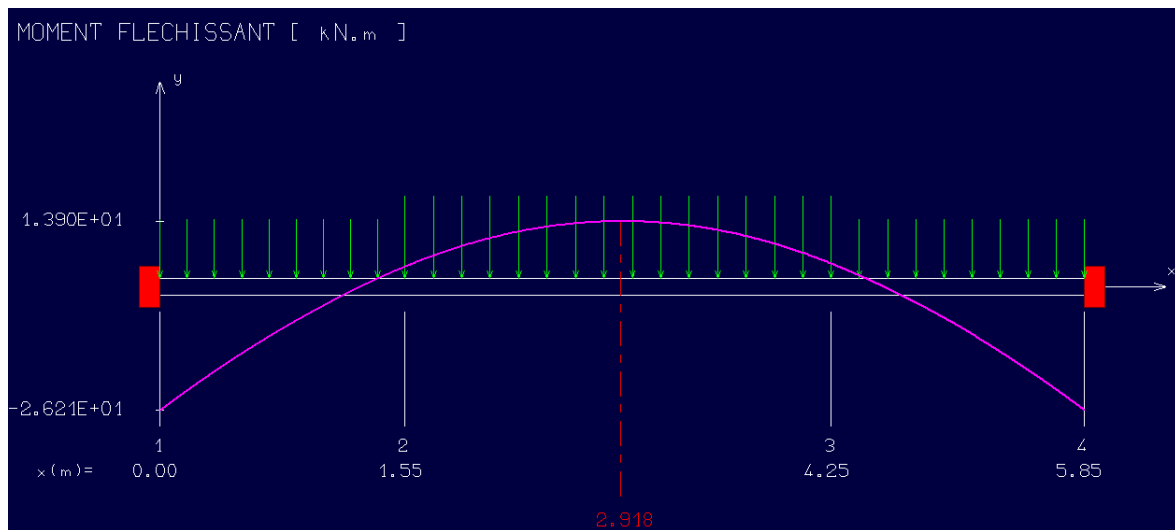
Calcul du volé 2 (type escalier 1) (coupe c-c)



Le moment fléchissant en ELU



L'effort tranchant d'escalier en ELU



Le moment fléchissant en ELS

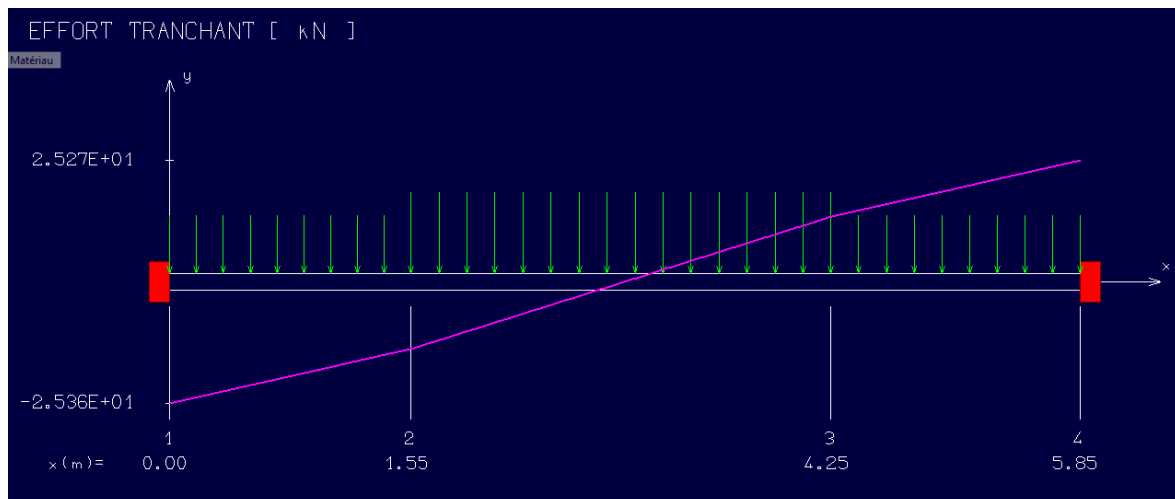


Tableau 31 : Tableau récapitulatif des Moments de ferrailage d'escalier2

	$M_{umax}[kN.m]$ (appui)	$M_{max}kN.m]$ (Travée)	$T1(x)$ [kN]/x=0
ELU	-36.44	19.30	35.33
ELS	-26.21	13.9	25.36

✓ Calcul des armatures

✓ En Travée

ELU $M_{tu}max = 19.30kNm$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{19.30 \cdot 1000}{100 \cdot 13.8^2 \cdot 17} = 0,059 < 0,372 \text{ (Acier FeE500)}$$

$$\Rightarrow A' n' \text{ existe pas avec } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_{e}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434.78 \text{ MPa.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.059}) = 0.076$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \cdot 0.199 = 0.96$$

✓ **Calcul des Armatures nécessaire**

$$A_{cal} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{19.3 \cdot 1000}{0,96 \cdot 13.5 \cdot 434.78} = 3.42 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.0008 b \cdot h = 0.0008 \cdot 100 \cdot 15 = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{cal}, A_{min}) = \max(3.42; 1,2) \text{ cm}^2 = 3.42 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Choix : } 5 \text{ HA12} = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$e = 20 \text{ cm} \leq \min[3h; 33\text{cm}] = \min[45; 33]\text{cm} = 33 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

✓ **Calcul des armatures de répartition**

$$A_r = A_{cal}/4 = 3.42/4 = 0.85 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 6 \text{ HA10} = 4.71 \text{ cm}^2 \text{ (T10 } e=15\text{cm)}$$

$$e = 15 \text{ cm} \leq \min[3h; 33\text{cm}] = \min[45; 33]\text{cm} = 33 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

✓ **Etat limite de service**

$$M_{ts} \text{ max} = 13.9 \text{ kN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire sans } A' \\ \text{Acier FeE 500} \end{array} \right. \quad \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$$

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^s} = \frac{19.3}{13.9} = 1.39$$

$$0.199 \leq \frac{1.39-1}{2} + \frac{30}{100} = 0.495 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\overline{\sigma_b} = 0.6 \cdot f_{c28} = 0.6 \cdot 30 = 18 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_b = 17 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_b} \text{ MPa}$$

Conclusion :

les armatures calculées en ELU seront maintenues .

✓ **Calcul des armatures**

✓ **En appui**

Etat limite Ultime :

$$M_u^a = -36.44 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{36.44 \cdot 1000}{100 \cdot 13.8^2 \cdot 17} = 0.11 < 0.372 \text{ (Acier FeE500)}$$

$$\Rightarrow A' n' \text{ existe pas avec } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_{e}}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ MPa.}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.11}) = 0.14$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 1 - 0.4 \cdot 0.14 = 0.94$$

Calcul des Armatures nécessaire

$$A_{cal} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{36.44 \cdot 1000}{0.94 \cdot 13.5 \cdot 434.78} = 6.6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{min} = 0.0008 \cdot b \cdot h = 0.0008 \cdot 100 \cdot 15 = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{cal}, A_{min}) = \max(6.6; 1.2) \text{ cm}^2 = 6.6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Choix : } 6\text{HA}12 = 6.79 \text{ cm}^2$$

$$e = 15 \text{ cm} \leq \min[3h; 33\text{cm}] = \min[45; 33] \text{ cm} = 33 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

✓ **Etat limite de service**

$$M_{as} \max = -36.44 \text{ kN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire sans } A' \\ \text{Acier FeE 500} \end{array} \right. \quad \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$$

$$\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^s} = \frac{36.44}{26.21} = 1.39$$

$$0.199 \leq \frac{1.39-1}{2} + \frac{30}{100} = 0.495 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\overline{\sigma_b} = 0.6 \cdot f_{c28} = 0.6 \cdot 30 = 18 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_b = 17 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_b} = 18 \text{ MPa}$$

Conclusion :

les armatures calculées en ELU seront maintenues .

✓ **Calcul des Armatures des répartitions :**

$$Ar = A_{cal}/4 = 6.6/4 = 1.65 \text{ cm}^2$$

Choix : 3HA10 = 2.36 cm² (T10 e=15cm)

➤ **Vérification de contrainte de cisaillement**

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} = 0.05 * f_{c28}$$

Pas de reprise de bétonnage ⇒ Les Armatures transversales ne sont pas nécessaires

$$\tau_u = \frac{T_u}{b * d * 100} = Q_u * \frac{\frac{l^2}{2}}{100 * 13.9 * 100} = 0.7 \text{ MPa}$$

$\overline{\tau_u} = 0.05 * f_{c28} = 0.05 * 30 = 1.5 \text{ MPa}$ ⇒ Les Armatures transversales ne sont pas nécessaires

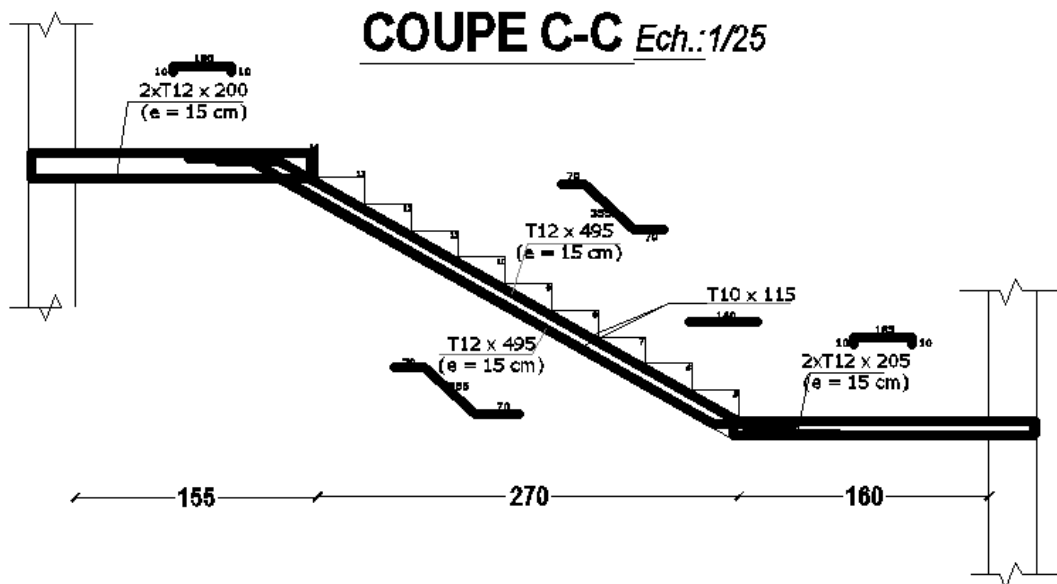


Figure 114 : Ferrailage de escalier2 (coupe c-c)

Tableau 32 : Sections d'armatures pour les escaliers 2 et 3

	En Travée	En Appui
Escalier2 (Coupe B-B)	T12 (es=15cm)	2T12 (esp= 15cm)
Escalier3 (Coupe B-B)	T12 (es=15cm)	2T12 (esp= 15cm)
Armature de répartition	T10(esp=15cm)	T10(esp=15cm)

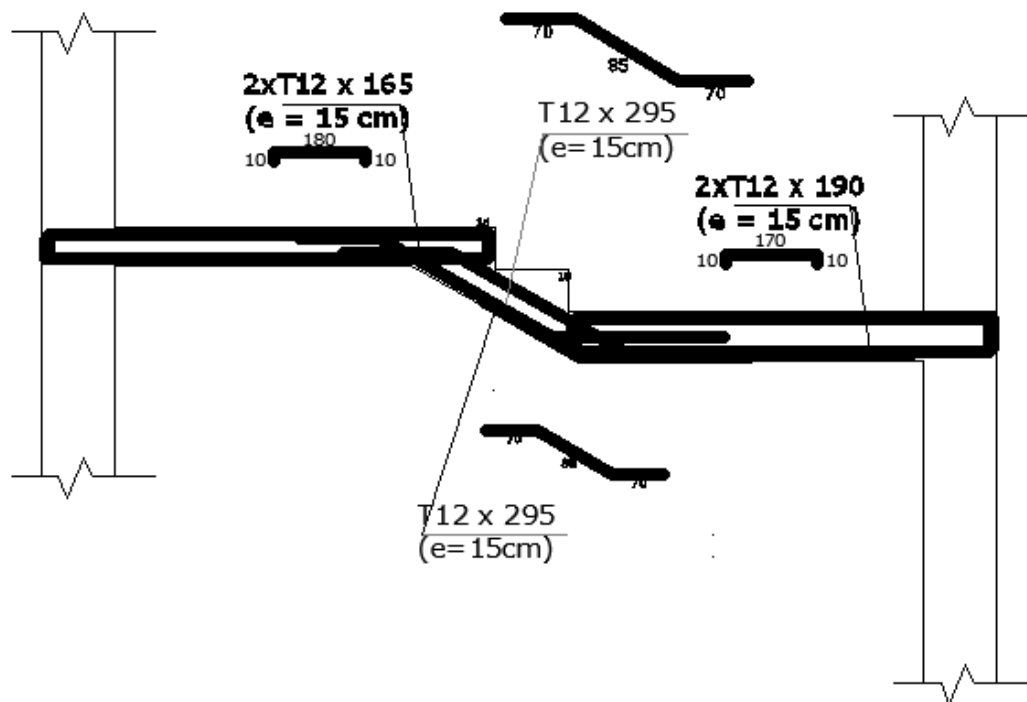


FIGURE 115: Ferrailage de coupe B-B (escalier2)

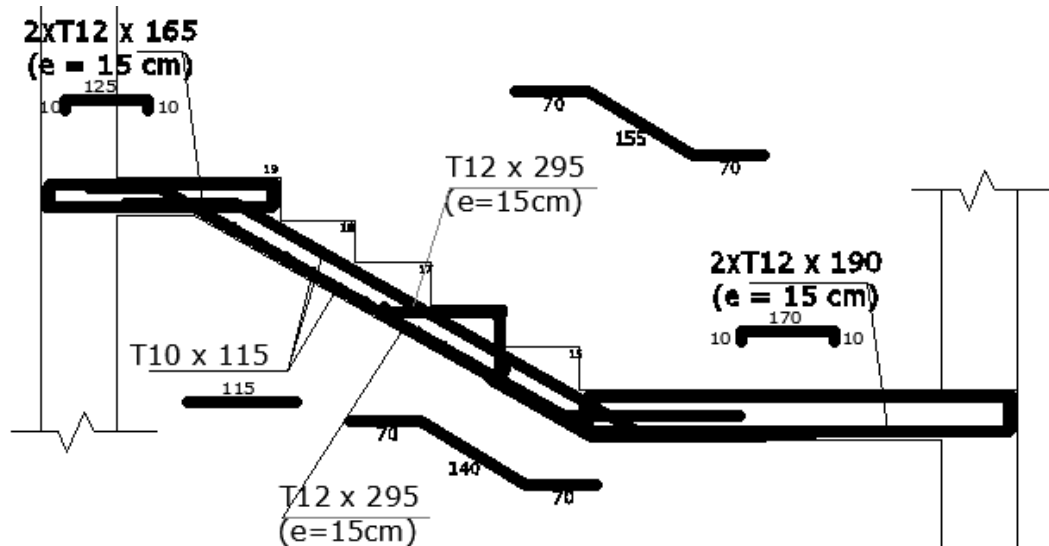


FIGURE 116 : Ferrailage de coupe B-B (escalier 3)

IV.3 Etude de l'acrotère

L'acrotère est un petit muret qui prolonge la façade d'un bâtiment au-dessus du niveau de la toiture plate (ou toiture-terrasse). Il agit comme une extension de la structure et joue trois rôles majeurs

Le calcul sera fait pour une bande de 1m de largeur et une épaisseur de 10 cm en flexion composée. Étant donné que l'acrotère est exposé aux intempéries, la fissuration sera considérée donc, comme préjudiciable

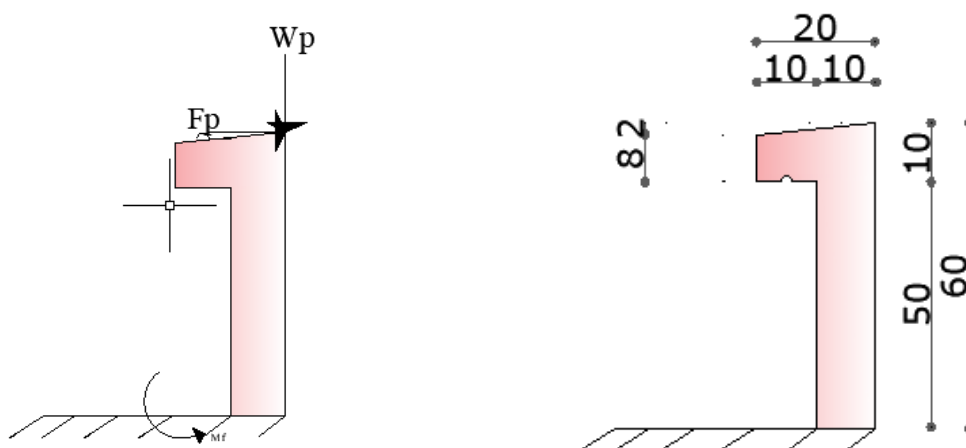


FIGURE 117 : Schéma de l'acrotère

Tableau 33: Les Charges de l'acrotère

Surface (m ²)	Poids propre (kN/ml)	Enduit ciment (kN/ml)	G (kN/ml)	Q (kN/ml)
0,0685	0,0685 x 25=1,725	0,015x 1,47 x 18 = 0,4	2,125	1

Selon l'article 6.2.3 du RPA 2024, les éléments non-structuraux doivent être dimensionnés en fonction des forces horizontales, tel que décrit dans la formule ci-dessous :

$$F_p = (A I S) C_p . \left(1 + \frac{3.H_z}{H} \right) . W_p$$

F_p : Force horizontale due au séisme.

- A : Coefficient d'accélération de zone (cf. Tableau (3.2))
- I : Coefficient d'importance (cf. Tableau (3.10))
- S : Coefficient de site (cf. Tableaux (3.3) & (3.4))
- C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.4 et 0.8 (cf. Tableau (6.1))
- W_p : Poids de l'élément considère
- H : Hauteur totale du bâtiment a partir de la base
- H_z : Hauteur, du niveau "k", a partir de la base

$$F_p = (0,25 \times 1 \times 1,30) \times 0,8 \times \left(1 + \frac{3.0,60}{43,09} \right) \times 1,725 = 0,47 \text{ kN}$$

$$P = \max (0.64 \text{ KN}; 1 \text{ KN}) \rightarrow P = Q = 1 \text{ kN}$$

$$G=W_p=2.125 \text{ KN}$$

✓ Calcul du sollicitation

ELU

$$N_u = 1.35 \times 2.125 = 2.86 \text{ KN}$$

$$M_u = 1.5 \times P \times L = 1.5 \times 1 \times 1 = 1.5 \text{ KN.m}$$

$$T_u = Q \times 1.5 = 1.5 \times 1 = 1 \text{ KN}$$

ELS

$$N_s = W_p = 2.109 \text{ KN}$$

$$M_s = 1 \times = 1 \text{ KN.m}$$

$$T_s = 1 \text{ KN}$$

Calcul du ferrailage

• ELU

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{150}{286} = 52.44 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c' = 5 - 2 = 3 \text{ cm} < e_0$$

N est appliqué à l'extérieur de la section est donc partiellement comprimée.

$$\frac{l_f}{h} \leq \max \left(15; 20 \frac{e_1}{h} \right)$$

$$L_f = 2 * l_0 = 120 \text{ cm}$$

$$e_1 = \frac{M_{max}}{N'} + e_a$$

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

$$e_1 = 22.21 \text{ cm}$$

$$\frac{l_f}{h} = 12 \leq \max \left(15; 20 \frac{e_1}{h} \right) = 44.42 \quad \text{Condition vérifiée}$$

⇒ L'effort normal de compression N est appliqué à l'extérieur de la section ; donc la section est partiellement comprimée (S.P.C) ; La section sera étudiée en flexion simple avec moment fictif par rapport aux armatures tendue.

En prend : $\{N' = N = 2,86 \text{ KN}$

$$M' = N' \left(\frac{M}{N} + e_a + e_2 \right) = 2,86 * \left(\frac{150}{2,86} + 2 + 0.02 \right) = 1.55 \text{ KN.m}$$

$$M = N' \cdot e_0$$

e_0 = la nouvelle valeur de l'excentricité (en tenant en compte les effets du second ordre)

$$e_2 = \frac{3 l_f^2}{10^4 h} (2 + a \cdot \varphi)$$

$$\varphi = 2$$

$$a = \frac{M_s (G)}{M_s (G+Q)} = \frac{0.38}{0.384} = 0.99$$

$$e_2 = 0.02 \text{ cm}$$

$$e_0 = e_1 + e_2 + e_a = 25.06 \text{ cm}$$

$$e_0 > \frac{h}{2} = 5 \text{ cm}$$

L'effort de compression est appliqué à l'extérieure de la section

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{1560}{14.2 \times 100 \times 9^2} = 0.014$$

$$\mu = 0.014 < \mu_l = 0.392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\xi_s > 1000\xi_l$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.018$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.993$$

Détermination des armatures

$$A_{cal} = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{1560}{348 \times 0.993 \times 9} = 0.5 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité [BAEL 91]

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 9 \times \frac{2.1}{400} = 1.09 \text{ cm}^2$$

$$A_t^u = \max(A_{cal}; A_{min}) = 1.09 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures

$$4\text{HA}10 \quad A = 3.14 \text{ cm}^2 \quad e = 20 \text{ cm}$$

Armatures de répartitions

$$A_r = A / 4 = 0.78 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{Choix : } 6\text{HA}8 = 3.02 \text{ cm}^2$$

Vérification à l'ELS

On doit vérifier

$$\sigma_s \leq \sigma_{sadm}; \sigma_b \leq \sigma_{badm}$$

$$\sigma_s = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable} \rightarrow \sigma_s = \min \left(\frac{2 \times f_{te}}{3} ; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right)$$

$$\sigma_s = \min \left(2 \times \frac{400}{3} ; 110 \times \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) = \min (266,67 ; 201,63)$$

$$\sigma_s = 201,63 \text{ MPa}$$

$$D = \frac{15A}{b} = \frac{15 \times 3,14}{100} = 0,471 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 9 \times 0,471 = 8,48 \text{ cm}^2$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0,471 + \sqrt{0,471^2 + 8,48} = 2,48 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2 = \frac{100 \times (2,48)^3}{3} + 15 \times 3,14 \times (9 - 2,48)^2 = 2510,67 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{1000}{2510,67} = 39,83 \text{ N/cm}^3$$

$$\sigma_b = K \cdot y_1 = 39,83 \times 2,48 = 98,78 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot K \cdot (d - y_1) = 15 \times 39,83 \times (9 - 2,48) = 389,5 \text{ MPa}$$

$\sigma_s \leq \sigma_{sadm}$; condition vérifiée alors les armatures calculées à l'ELU seront maintenues

$$\sigma_b \leq \sigma_{badm}$$

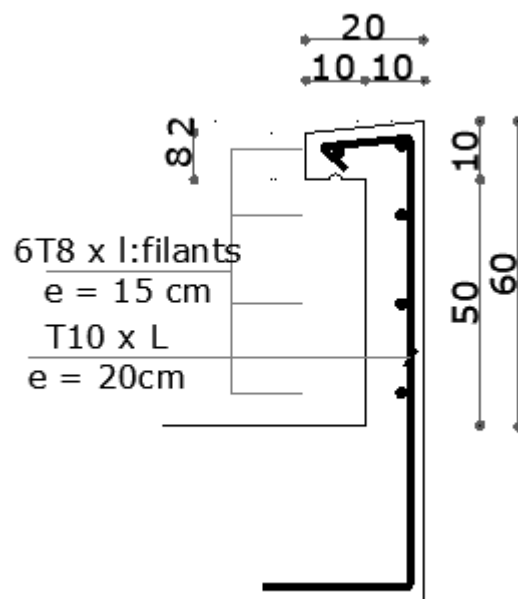
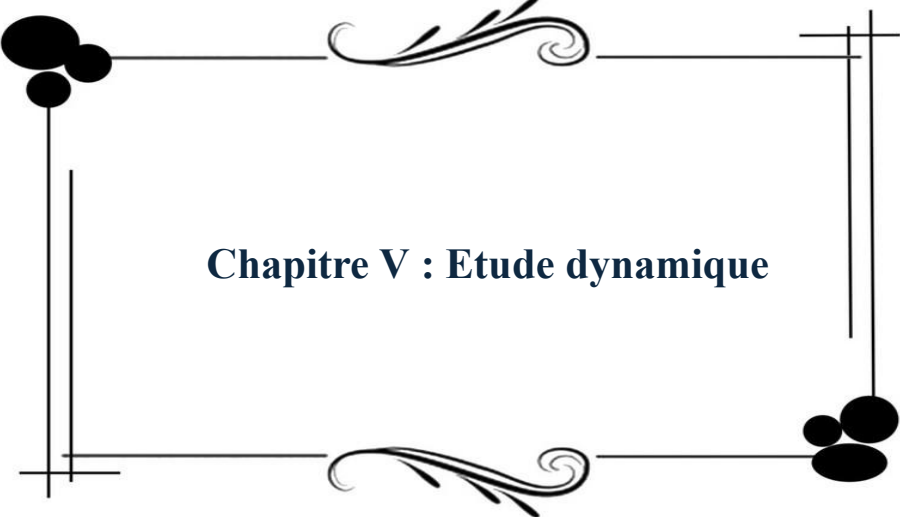


FIGURE 118 : Ferrailage de l'acrotère



Chapitre V : Etude dynamique

V.1 Introduction

Le séisme est un phénomène vibratoire du sol causé par la libération d'une partie de son énergie de déformation emmagasinée dans la croûte terrestre ; par conséquent, et étant donné le danger qu'il représente, et l'impossibilité de le prévoir, la meilleure prévention reste de respecter des prescriptions parasismiques et de concevoir des constructions parasismiques.

La conception de ces constructions repose sur des critères tant techniques que raisonnables au plan économique. Dans l'étude parasismique, on travaille généralement en considérant que les masses sont concentrées au niveau des planchers, que seul le mouvement horizontal des nœuds est considéré, que les planchers sont indéformables horizontaux, c'est-à-dire rigides à plan et que le système peut être modélisé par sa masse et sa raideur.

Selon le RPA 2024, les forces sismiques peuvent être calculées soit à l'aide de la méthode statique équivalente, soit par la méthode d'analyse modale spectrale ou la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

V.2 Objectif de l'étude

L'objectif qui nous intéresse en premier lieu dans l'étude dynamique d'une structure est de déterminer ses caractéristiques dynamiques propres pour les vibrations libres non amorties (VLNA). Cette étape doit suppléer à la recherche ultérieure des efforts et des déplacements d'amplitude maximales argumentés par un éventuel séisme lors de la conception de la structure elle-même.

Ainsi, l'étude dynamique de la structure proposée en première entrée, est souvent très complexe. Pour y pallier, il est habituel de mettre en œuvre des modèles simplifiés pour modéliser la structure. Ils sont majoritairement le fruit d'une approximation des conditions réelles de fonctionnement, qui produit une structure modélisée suffisamment précise pour être exploitée tout en simplifiant la tâche de l'analyse.

Présentation du Logiciel Robot structural Analysais

Autodesk Robot Structural Analysais est un logiciel développé par la société Autodesk, qui permet de calculer et d'analyser des structures. Grâce à ses fonctions avancées de modélisation, de simulation et d'analyse, il peut être utilisé dans les domaines de la construction de toutes sortes d'ouvrages, bâtiments, ponts, structures industrielles ou en béton armé.

C'est un outil dédié, qui permet aux ingénieurs, aux concepteurs de faire des études de résistance, de stabilité et de dynamicité des structures. Il contient aussi des outils de modélisation paramétrique pour faciliter les créations et les modifications de modèles complexes. En plus, le logiciel peut accueillir l'import de modèles CAO, de certains logiciels de conception assistée par ordinateur, comme AutoCAD et Autodesk Revit.

Autodesk Robot Structural Analysais présente un large éventail de possibilités concernant les chargements, y compris les charges statiques, les charges dues au vent, les actions sismiques ainsi que le comportement de la structure par rapport à la température. Différentes analyses peuvent être menées, en linéaire comme en non linéaire, ainsi que les analyses de stabilité afin de rendre compte des réactions des structures dans les divers cas de sollicitation.

Au-delà de cela, le logiciel met à disposition des outils avancés pour la conception et l'optimisation de structure, et des outils de vérification de sections et d'armatures permettent de rendre compte si les éléments structuraux répondent correctement aux exigences de dimensionnement. Par ailleurs, il génère des rapports détaillés et diagrammes qui aident à la fois à l'interprétation et à la communication des résultats.

Pour résumer, Autodesk Robot Structural Analysais constitue un bon outil d'analyse structurelle performant qui constitue un appui à l'ingénieur pour modéliser, simuler et observer le comportement des structures afin d'assurer leur sécurité, la fiabilité de leur conception et l'efficacité de leur utilisation.

V.3 Modélisation de la structure

La modélisation est une représentation mathématique simplifiée de la structure réelle. L'analyse de la réponse dynamique d'une structure, à savoir la détermination de sa période propre et de ses modes de vibration passe par le choix d'un modèle dynamique capable de représenter au mieux le comportement du système réel.

Dans cette étude, le modèle dynamique choisi est celui d'une console verticale encastrée à sa base et où les masses sont considérées comme concentrées au niveau du centre de gravité de chaque étage de la structure.

Les éléments du portique (poutres et Voiles) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « frame » à deux nœuds et six degrés de liberté au nœud. Les voiles sont représentés par des éléments coques « Shell » à quatre nœuds. Les planchers sont assimilés à des diaphragmes rigides en leur plan, tandis que le sens des poutrelles peut être introduit

automatiquement. Les dalles sont modélisées par des éléments de type dalle sans tenir compte des efforts membranaires.

Les étapes majeures de la modélisation sont les suivantes :

- Introduction de la géométrie du modèle en définissant la position des nœuds ainsi que la connectivité entre les différents éléments.
- Définition et affectation des caractéristiques mécaniques et géométriques aux éléments constituant le modèle.
- Détermination des différents cas de charges, qu'ils soient statiques ou dynamiques, et application de ces charges aux nœuds et aux éléments correspondants.
- Définition des conditions aux limites, telles que les appuis et les diaphragmes, afin de représenter les contraintes imposées à la structure.
- Introduction du spectre de réponse en tenant compte des paramètres sismiques et des caractéristiques propres à la structure.
- Lancement de l'analyse et, si nécessaire, ajustement du modèle afin d'améliorer la précision des résultats.
- Visualisation des résultats obtenus à l'écran ou à travers des fichiers de sortie, permettant d'observer les réactions et le comportement global de la structure.
- Interprétation des résultats afin d'évaluer les performances de la structure et d'en tirer des conclusions pertinentes.

La modélisation de la structure réalisée par Robot Structural analysais 2014 est représentée sur la Figure 29.

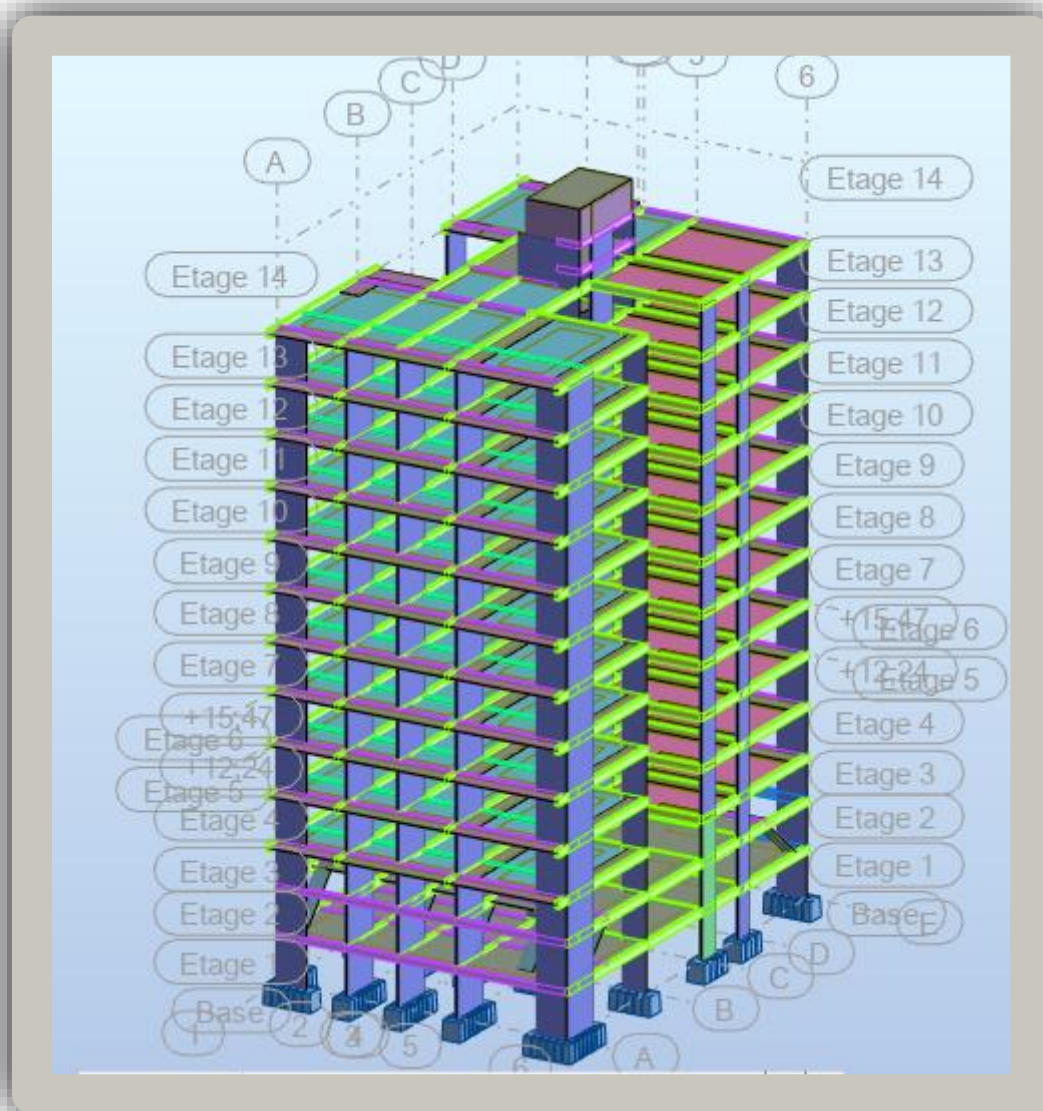


FIGURE 119 : Modèle 3D de la structure

La coupe en plan de la structure où il est mentionné la position des voiles de contreventement choisi.

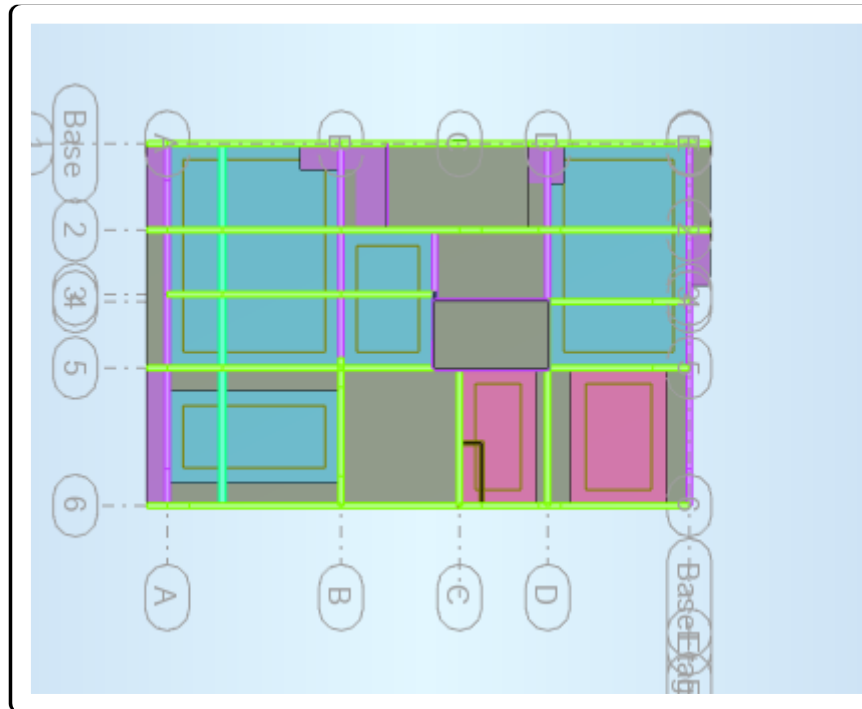


FIGURE 120 : Coupe en plan de la structure

- ✓ Choix de la Méthode de calcul :
- Méthodes utilisables :

Le calcul de force sismique peut être mené suivant trois méthodes :

- ✓ La méthode statique équivalente
- ✓ La méthode d'analyse modale spectrale
- ✓ La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

Cette partie du calcul basé sur les deux méthodes :

Méthode statique équivalente

Méthode d'analyse modale spectrale

Principe de la méthode statique équivalente :

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

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque, dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées, successivement, suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le

projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

Il faut souligner, toutefois, que les forces et les déformations obtenues pour l'élément, à partir des méthodes d'analyse statiques, pour les charges de conception recommandées, sont inférieures aux forces et aux déformations qui seraient observées sur la structure, sous les effets d'un séisme majeur pour lequel les charges ont été spécifiées.

Ce dépassement des forces est équilibré par le comportement ductile qui est fourni par les détails de construction de l'élément.

C'est pourquoi l'utilisation de cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure:

- Une ductilité suffisante.
- La capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

a) Le bâtiment, ou bloc étudié, satisfait aux conditions de régularité en plan et, en élévation prescrites au § 3.7, avec une hauteur au plus égale à 65 m en zones (I, II et III) et à 32 m en Zone (IV,V,VI) .

b) Le bâtiment, ou bloc étudié, présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires indiquées au Tableau (4.1)

Tableau 34 : Les 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

Table 4.1: Conditions d'application de la méthode statique équivalente

V.3.3 Principe de La Méthode modale spectrale :

Par cette méthode, il est recherché, pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés, dans la structure, par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont, par la suite, combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Classification des paramètres de la structure

la zone sismique

Classification des zones sismiques Le territoire national est divisé en sept (07) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité, cf. Figure (3.1), et l'Annexe A du RPA 2024 qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

Tableau 35 : Tableau de Classification des zones sismiques

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

⇒ Mostaganem est classée de zone « V » forte de sismicité

Groupe d'importance de l'usage

Le niveau minimal de protection sismique accorde a un bâtiment dépend de sa destination et de son importance vis a vis des objectifs de protection fixes par la collectivité. Ainsi, les bâtiments sont classes en 4 groupes d' importance. Pour notre étude il classé en groupe 2 .
Bâtiments d'importance moyenne

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

* Autres bâtiments pouvant accueillir au plus 300 personnes simultanément tels que, bâtiments à usage de bureaux, bâtiments industriels, etc.

* Parkings de stationnement publics, etc.

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

Table 3.11: Valeurs du coefficient d'importance

FIGURE 121 : Valeurs du coefficient d'importance

Coefficient de comportement de la zone

⇒ Système de contreventement constitue par des voiles

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 a l'effort tranchant, a la base du bâtiment, dépasse 65 % de la résistance a l'effort tranchant du

système structural dans son ensemble

Tableau 36 : La valeur de coefficient de comportement

Cas Description du système de contreventement	Valeur de R
Système à contreventement mixte, équivalent à des voiles	4.5(b)

Coefficient du site

Le calcul de la valeur P_{I30} à partir des résultats d'essais PMT réalisés sur un forage, conformément à la formule prescrite dans le RPA 2024. La valeur P_{I30} est un paramètre

utilisé pour la classification des sols.

La valeur de Pl_{30} est calculée à l'aide de la formule suivante :

$$Pl_{30} = 30 / \sum (h_i / Pl_i)$$

$$Pl_{30} = 1,73 \text{ MPa}$$

De ce fait et on se basant sur la classification des sites du RPA 2024, on est en présence de **SITE MEUBLE CLASSE S3**

Catégorie	Description	q_{c30} (MPa) (c)	N_{30} (coups) (d)	C_{u30} (kPa) (e)	R_{c30} (MPa) (f)	Pl_{30} (Mpa) (g)	E_{p30} (MPa) (g)	V_{S30} (m/s) (h)
S_1	Rocheux (a)	/	/	/	>10	>5	>100	>800
S_2	Ferme	>15	>50	>100	0.4-10	2-5	20-100	360-800
S_3	Meuble	1.5-15	15-50	50-100	0.1-0.4	1-2	5-20	180-360
S_4	Très Meuble ou Présence de 3 m, au moins, d'argile molle (b)	< 1.5	<15	<50	<0.1	<1	<5	<180

RAIDEUR DU SOL

FIGURE 122: Donnée du rapport de sol

4.5 Facteur de qualité

Le facteur de qualité (Q) est calculé avec cette formule :

$$Q_F = 1 + \sum_{q=1}^{q=i} P_q$$

Catégorie	Critère, q	P_q	
		Observé	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

FIGURE 123 : Valeur de facture de qualité

Pour obtenir les 3 régularité qui posé par le RPA 2024 Article 3.7 , il faut vérifier les conditions en plan , en élévation et en redondance en plan .

1-Régularité en plan

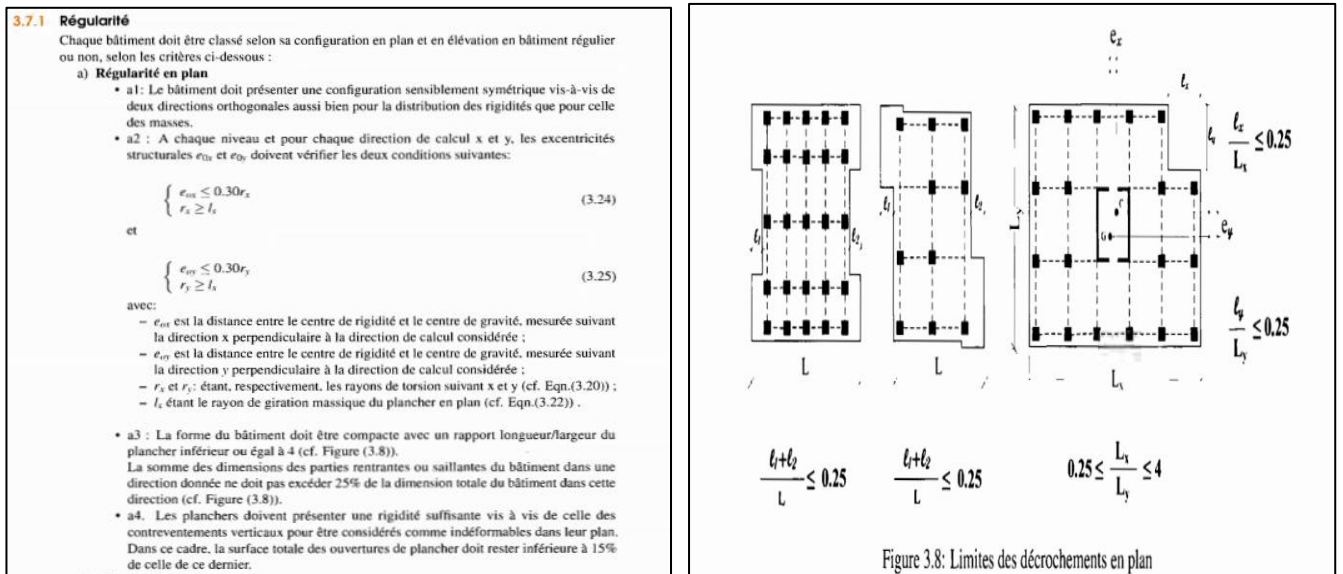


FIGURE 124: Conditions de la régularité en plan

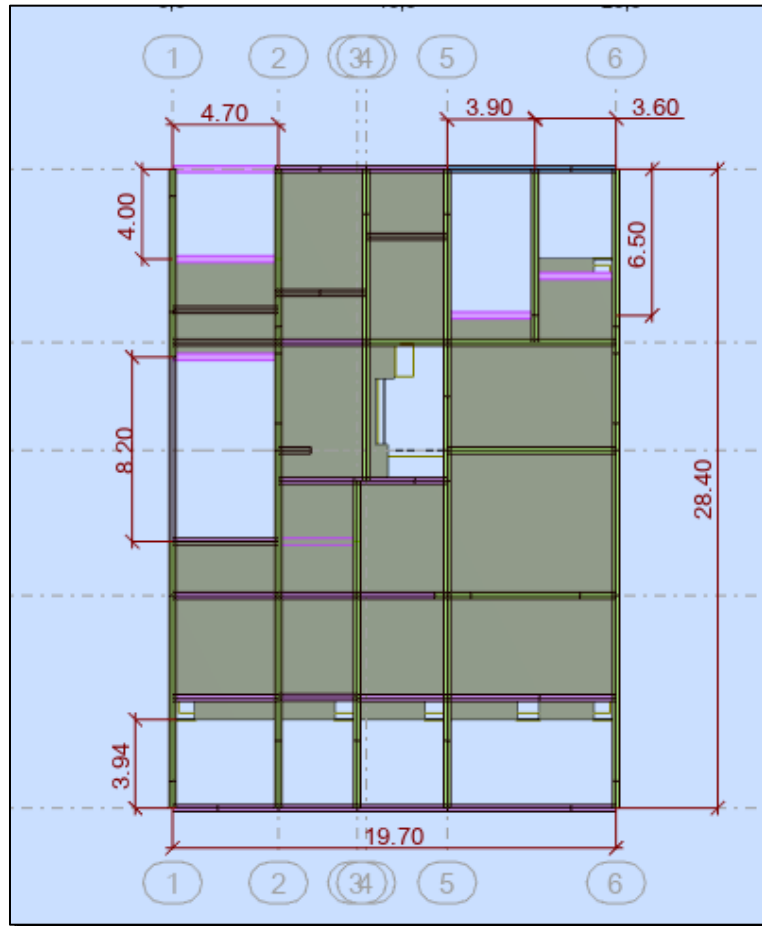


FIGURE 125 : Caractéristique du bâtiment

$$\frac{l1 + l2}{Lx} = \frac{19.7 + 3.6 + 3.9 + 4.7}{19.7} = 1.61 \geq 0.25$$

$$\frac{l1 + l2}{Ly} = \frac{3.94 + 8.2 + 4 + 6.5}{28.4} = 0.79 \geq 0.25$$

⇒ Condition non vérifiée

2-Régularité en élévation

b) Régularité en élévation

- b1. Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmet pas directement à la fondation.
- b2. Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constantes ou diminuent progressivement et sans changement brusque de la base au sommet du bâtiment.
- b3. Le rapport de masse, sur rigidité de deux niveaux successifs, ne doit pas varier de plus de 25% dans chaque direction de calcul.
- b4. Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions, en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs, ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1.5 fois sa plus petite dimension. Toutefois, au dernier niveau, les éléments du bâtiment, tels que buanderies, salle de machines d'ascenseurs, etc, pourront ne pas respecter les règles b3 et b4 et être calculés

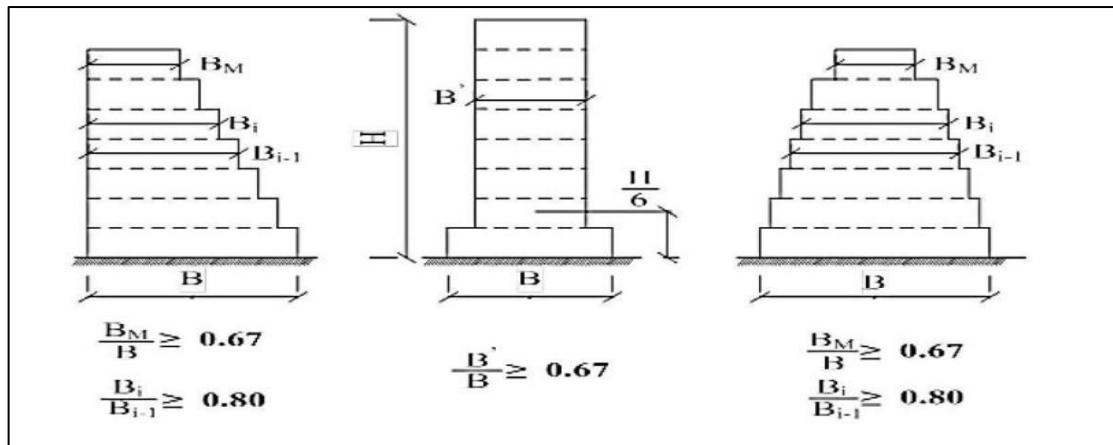


FIGURE 126 : Condition de la régularité en élévation

⇒ Condition non vérifiée

3. Redondance en plan

3. Redondance en plan

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins deux (02) files de voiles dans la direction des forces latérales. Cette condition concerne uniquement les deux systèmes de contreventements (4) et (5), (cf. § 3.5).

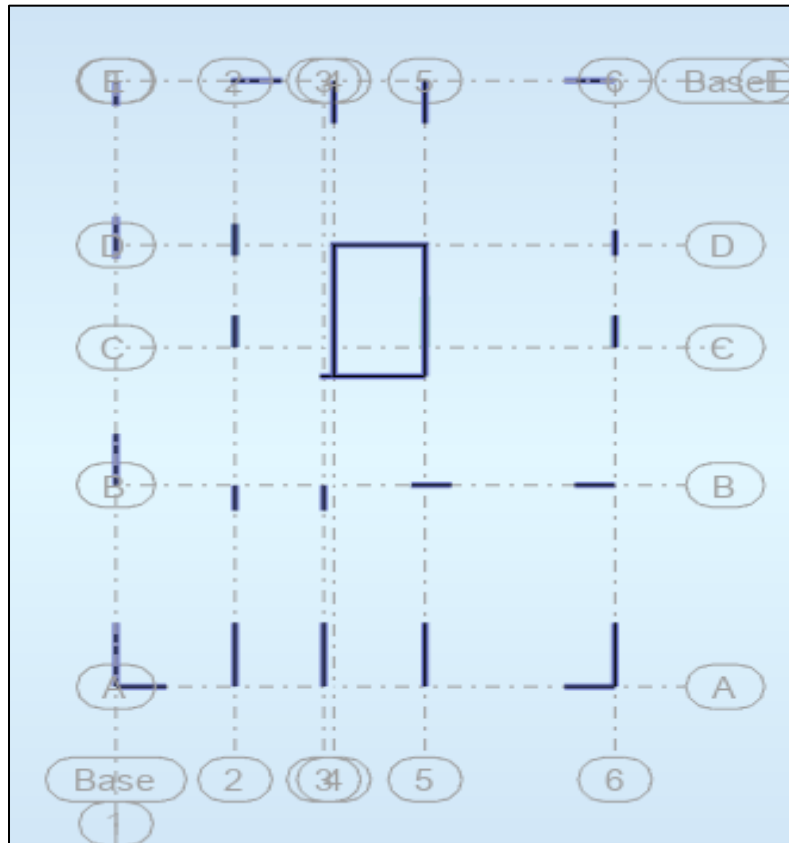


FIGURE 127 : Disposition des Voiles

Nous avons des voiles en dans deux sens, sens X et sens Y.

⇒ Condition vérifie

Résultats :

Tableau 37 :La valeur de facture de qualité

Catégorie	Critère (q)	P _q
B	1. Régularité en plan	0.05
	2. Régularité en élévation	0.2
	3. Redondance en plan	0
	Qf	1.25

$$QF = 1+0.5+0.2+0=1.25$$

Spectre de calcul

Il est nécessaire d'utiliser la méthode dynamique modale spectrale en se référant au spectre de réponse sous l'action sismique horizontale défini dans le RPA 2024 Article 3.3.3 ci-dessous.

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

$$\frac{S_{ad}}{g[T_0]} = 0.25 * 1 * 1.3 * \left[2.5 * \frac{1.25}{4.5} \right] \left[\frac{0.6}{1.16} \right] = 0.116$$

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

Pesanteur, g

A : coefficient d'accélération de calcul pour un sol de classe S3 pour la période de retour de Non effondrement $T_r=475$ ans.

I : coefficient d'importance.

S : coefficient de site.

T : période de vibration d'un système linéaire à un seul degré de liberté

T_1 : limite inférieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante

T_2 : limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante

T_3 : valeur définissant le début de la branche à déplacement spectral constant

g : Accélération de la pesanteur = 9.81 m/s^2 .

Q_F : facteur de qualité

R : coefficient de comportement de la structure

Les effets de la composante verticale de l'action sismique, définie au § 3.3.2 du RPA 2024, n'est pas pris en compte, car la valeur du produit ($Av.I.g = 0,225$) est inférieure à $(0.25g)$.

La force sismique totale

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

$$V = \lambda * \frac{S_{ad}}{g} [T_0] * W$$

Avec :

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

λ : Coefficient de correction.

Période fondamentale de la structure

Selon le RPA 2024, la formule de la période fondamentale est :

$$T_{\text{empirique}} = C_T h_n^{3/4}$$

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base jusqu'au dernier niveau. $H_N=46.24$ m

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.2.4 du RPA 2024. $C_T = 0,05$

• C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par Table (4.3).

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

Table 4.3: Valeurs du coefficient C_T

FIGURE 128 : valeur du coef CT

Vérification de la période

La valeur de T calculée à partir de la méthode numérique ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30 % (RPA 2024). La figure 118 montre la vérification de la période.

Cas	Période à utiliser
$T_{calcul} < 1.3T_{empirique}$	$T_0 = T_{calcul}$
$T_{calcul} \geq 1.3T_{empirique}$	$T_0 = 1.3T_{empirique}$

Figure 118 : La valeur du période du système

Les périodes T_1 et T_2 sont données par le tableau 25 ci-dessous.

Tableau 38 : Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique

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

Avec :

T_1 : limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante du site. **$T_1 = 0,15$ s** (Site S_3).

T_2 : limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante du site. **$T_2 = 0,60$ s** (Site S_3).

λ : Coefficient de correction trouver selon la condition est : **$\lambda=0.85$**

$\begin{cases} 0.85: \text{si } T_0 \leq 2 * T_2 \text{ et si le batiment a plus 2 niveaux} \\ 1 \text{ autrement} \end{cases}$

A : coefficient d'accélération de calcul du sol par le tableau 3.3 du RPA 2024. **$A=0,25$**

Tableau 39 : La valeur de coef d'accélération de la zone

Zone de sismicité	Niveau de sismicité	A
0	Très faible	-
1	Faible	0.07
2	Faible à moyenne	0.1
3	Moyenne	0.15
4	Moyenne à élevée	0.2
5	Elevée	0.25
6	Elevée	0.3

Calcul de poids total W de la structure

D'après le RPA 2024, le poids total de la structure $W = \sum_{i=1}^n W_i$

Selon le programme Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2023 le poids total de la structure est : **W= 830373KN**

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

W_{Qi} : Charges d'exploitation

Ψ : Coefficient d'accompagnement, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné au Tableau 4.2 page 80 du RPA2024

Tableau 40 : Les valeurs du Coefficient d'accompagnement

80 Chapter 4. REGLES DE CALCUL		
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

Table 4.2: Valeurs du coefficient d'accompagnement Ψ , pour la charge d'exploitation Q_i

Interprétation du calcul

Tableau 41 : Tableau récapitulatif du donné du calcul la force sismique

T	1.3T	T _{calcul}	T _{fondamentale}	A	I	S	Q _f	R	S _{ad} /g[T ₀]	C _T	λ
0.89	1.16	1.51	1.16	0.25	1	1.3	1.25	4.5	0.116	0.05	0.85

Calcul de la force statique Totale :

$$V = \lambda * \frac{S_{ad}}{g} [T_0] * W$$

$$V = 0.85 * 0.116 * 83043.73$$

$$V = 8188 \text{ kN}$$

$$80\% V_{\text{statique}} = 6550.48 \text{ kN}$$

Vérification du taux de participation modale

Le Tableau 26 des résultats dynamiques ci-dessous montre que l'absorption de 90 % de la masse est atteint. En mode 32

Tableau 26. Taux de participation modale

Remarque

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

$$k = 3\sqrt{N} = 3 * \sqrt{11} = 9.94$$

$$\text{avec } T_k \leq 0.2 \text{ s} \quad T_k = 0.18 \text{ s}$$

Tableau 42 : Taux de Participation Modale

Mode	Période [s]	Masse cumulée UX[%]	Masse cumulée UY [%]	Masse Modale Ux[%]	Masse modale UY [%]	Totale masse
1	1,51	66,26	0,02	66,26	0,02	8304373,36
2	1,30	66,26	0,77	0,01	0,75	8304373,36
3	1,22	66,28	66,97	0,01	66,20	8304373,36
4	0,40	80,99	66,99	14,72	0,02	8304373,36
5	0,33	81,29	74,38	0,30	7,40	8304373,36
6	0,33	81,36	81,72	0,06	7,33	8304373,36
7	0,19	87,96	81,75	6,60	0,03	8304373,36
8	0,18	87,99	81,89	0,03	0,14	8304373,36
9	0,18	87,99	81,89	0,00	0,00	8304373,36
10	0,18	87,99	81,89	0,00	0,00	8304373,36

Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :

D'après le RPA 2024, la résultante des forces sismiques à la base de la structure, notée V_t , exprimée sous la forme de la combinaison des contributions modales, ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques V , déterminée par la méthode statique équivalente appliquée à la période fondamentale issue de la formule empirique à agir. Dans le cas contraire où

$$V_t < 0,80V < 0,80$$

Un renforcement des paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, etc.) doit être effectué selon le rapport :

$$\frac{0,8V}{V_t}$$

Le Tableau 27 donne la comparaison des calculs des efforts tranchants à la base de la structure par les deux méthodes.

Tableau 27. Vérification de l'effort tranchant à la base

Vérification de l'effort tranchant à la base :

Tableau 43 : Calcul de l'effort tranchant avant majoration

Sens	V (KN)	80%*V (KN)	Ex(KN)	Vérification
X	8188	6550.48	5866,33	«Vérification»

«E1,2»

On a une majoration dans le sens x-x avec un coefficient:

$$\text{Coef x-x} = \frac{6550.48}{5866.33} = 1.1$$

Vérification de l'effort tranchant à la base après majoration :«E1,2»

Tableau 44 : Calcul de l'effort tranchant après majoration

Sens	V (KN)	80%*V (KN)	Ex(KN)	Vérification
X	8188	6550.48	6597.39	«Vérification»

Justification de la Vérification la Structure

10.1 Combinaisons d'actions

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 par le biais des Eqns 5.1 et 5.2 .

$$\begin{cases} G + \psi \cdot Q + E1 \\ G + \psi \cdot Q + E2 \end{cases} \quad 5.1$$

- G : charges permanentes
- Q : charges d'exploitation, non pondérées
- Ψ : Coefficient d'accompagnement

et :

$$\begin{cases} E1 = \pm Ex \pm 0.3Ey \\ E2 = \pm 0.3Ex \pm Ey \end{cases} \quad 5.2$$

Justification vis-à-vis de la résistance

La condition de résistance suivante doit être vérifiée pour l'ensemble des éléments structuraux, leurs assemblages, ainsi que pour les éléments non structuraux critiques :

$$S_d \leq R_d$$

Où :

- **S_d** : sollicitation agissante de calcul résultant des combinaisons des équations précédentes, incluant éventuellement les effets du 2^o ordre.
- **R_d** : sollicitation résistante de calcul de l'élément, calculée en fonction des propriétés du matériau constitutif.

Justification vis-à-vis de la ductilité

Les exigences relatives à la ductilité minimale sont réputées satisfaites lorsque sont respectées l'ensemble des dispositions constructives relatives aux matériaux et aux éléments structuraux, telles que mentionnées dans les chapitres de ce document technique réglementaire.

Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble

La condition de vérification de la stabilité générale de l'ouvrage, soumis aux effets de renversement et/ou de glissement en fonction des commandes des actions sollicitées par les différentes combinaisons d'actions, est : Tout bâtiment doit être vérifié pour sa stabilité au renversement au niveau de ses fondations. Le moment de renversement au niveau des fondations est défini comme étant la somme des forces latérales appliquées à chaque niveau multiplié par la hauteur à laquelle ces forces agissent, mesurée à partir du niveau des fondations. Le coefficient de sécurité au renversement sera au minimum égal à 1,3.

Le moment stable est précisé sur la base des charges verticales prises en compte dans le calcul de la force sismique horizontale. En ce sens, peuvent alors être intégrées aussi bien les charges verticales que le poids de la fondation et du sol sus-jacent. Il faut définir au bas de la fondation le moment stabilisant, c'est-à-dire par rapport à son bord extrême. Concernant la vérification de stabilité au glissement, s'il y a lieu, le coefficient de sécurité minimal à prendre en compte est égal à 1,25.

Interprétation du résultat à l'aide du fichier Excel

On conclut que la structure est stabilisante au renversement car elle satisfait la condition du RPA 2024 suivante

Moment stabilisant > 1,3M renversement

Tel que :

$$M_s = W_t * x_i \rightarrow \text{Sens X-X}$$

$$M_s = W_t * Y_i \rightarrow \text{Sens Y-Y}$$

$$M_r = \sum_{i=1}^{14} F_i * h_i$$

Avec

$$\left\{ \begin{array}{l} i : \text{l'étage correspondant} \\ W_t : \text{le poids total de la structure suivant la combinaison du calcul } G + \psi Q \\ h_i : \text{L'hauteur d'étage cumulé} \\ x_i : \text{la Distance du centre de gravité de fondation à l'extrémité du bâtiment sens X - X} \\ Y_i : \text{la Distance du centre de gravité de fondation à l'extrémité du bâtiment sens Y - Y} \\ F_i : \text{effort horizontal revenant au niveau } i \end{array} \right.$$

Direction X

Tableau 45 : Résultat du justification l'équilibre d'ensemble selon la direction X-X ; Y-Y

ETAGE	Vx (KN)	h (m)	W (KN)	Xg (m)	Mr (KN.m)	Ms (KN.m)
1	6597,36	3,06	83043,73	9,85	454,6242	817980,7405
2	6448,79	6,12			1697,6268	
3	6171,4	8,84			2783,9812	
4	5856,47	12,07			4496,5578	

5	5483,93	15,3		6146,775	
6	5082,18	18,53		7223,7352	
7	4692,34	21,76		7939,136	
8	4327,49	24,99		8888,943	
9	3971,79	28,22		10517,876	
10	3599,08	31,45		14211,941	
11	3147,19	34,68		20978,279	
12	2542,28	37,91		32675,766	
13	1680,35	41,14		50626,884	
14	449,75	46,24		20796,44	
SOMME				174887,72	<u>Condition vérifiée</u>

Direction Y :

ETAGE	Vy (KN)	h (m)	W (KN)	Yg (m)	Mr (KN.m)	Ms (KN.m)
1	6866,2	3,06	83043,73	14,21	327,573	1180051,403
2	6759,15	6,12			1337,1588	
3	6540,66	8,84			2399,7064	
4	6269,2	12,07			4063,8483	
5	5932,51	15,3			5829,759	
6	5551,48	18,53			7552,6427	
7	5143,89	21,76			9045,4144	

8	4728,2	24,99			10850,9079	
9	4293,99	28,22			13619,8186	
10	3811,36	31,45			17791,265	
11	3245,66	34,68			24510,4368	
12	2538,9	37,91			35483,3809	
13	1602,91	41,14			48876,377	
14	414,86	46,24			19183,1264	
				SOMME	189372,93	<u>Condition vérifiée</u>

Vérification de l'effet P-D

Les effets du 2eme ordre ou effet P-D peuvent être négligés dans les cas des bâtiments si la condition est satisfaite à tous les niveaux , De l'Article 5.9 de chapitre règle du calcul et justification du calcul l'article 4.5.2 de DTR BC 2.48 (RPA2024) ont basé sur les equations du calcul 5.9 , 5.10 et 4.15, 4.16 pages 91 et 84 respectivement suivantes

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,10 \quad . 5.$$

Avec :

$$P_k = \sum_{i=k}^n G + psi Q \quad 5.10$$

$$\delta_k = \frac{R}{Q_f} * \delta_{ek} \quad 4.15$$

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad 4.16$$

Tel que :

Si $0,10 < \theta_K < 0,20$: il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égal à .

Si $\theta_K > 0.20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

PK : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K.

V_K : effort tranchant d'étage au niveau 'K'. (Cette valeur existe dans le tableau d'étage "efforts réduits")

ΔK : déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau 'K-1'

hK : hauteur de l'étage 'K'.

Les tableaux 29 dans le sens xx et 30 dans le sens yy confirment que les effets P-D peuvent être négligés dans la structure étudiée

Tableau 46 : Vérification de l'effet P- Δ sens XX et YY

hauteur (cm)	pk(kN)	Δk - x(cm)	Δk -y (cm)	V-x (kN)	V-y(kN)	θ_x	θ_y	$\theta < 0,10$
306	-81438,08	0,588072	0,46652	6597,36	6866,2	0,023722826	0,01808256	OK
306	-73591,91	1,382868	1,071284	6448,79	6759,15	0,051571664	0,038117217	OK
272	-67144,05	1,736824	1,353764	6171,4	6540,66	0,069472151	0,051092837	OK
323	-61310,98	2,641188	1,997904	5856,47	6269,2	0,085604999	0,06049204	OK
323	-55293,67	3,040512	2,25342	5483,93	5932,51	0,09491344	0,065024431	OK
323	-49282,01	3,224552	2,37968	5082,18	5551,48	0,096806659	0,065402699	OK
323	-43268,29	3,294744	2,415204	4692,34	5143,89	0,094058795	0,062896917	OK
323	-37254,57	3,272916	2,382676	4327,49	4728,2	0,087231998	0,058122754	OK
323	-31240,86	3,18646	2,300928	3971,79	4293,99	0,077596593	0,051827762	OK
323	-25227,14	3,056776	2,186224	3599,08	3811,36	0,066334217	0,044800224	OK
323	-19213,42	2,904836	2,0544	3147,19	3245,66	0,045355147	0,031103546	OK
323	-13199,71	2,796552	1,927712	2542,28	2538,9	0,04495328	0,031028332	OK
323	-7201,86	2,50808	1,803592	1680,35	1602,91	0,033280036	0,025088305	OK
510	-1455,86	5,64104	2,203772	449,75	414,86	0,035804486	0,015164027	OK

Justification de déplacement inter étage

Les déplacements relatifs latéraux, d' un étage par rapport a l'étage du dessous, tels que calcules selon § 4.5.2, ne doivent pas dépasser les limites suivantes :

I. pour les bâtiments ayant des éléments non structuraux composes de matériaux fragiles fixes

a la structure :

$$\vartheta_A \cdot \Delta_k \leq 0.005 h_k$$

2. pour les bâtiments ayant des éléments non structuraux ductiles :

$$\vartheta_A \cdot \Delta_k \leq 0.0075 h_k$$

Le coefficient réducteur VA est pris égal à 0.5

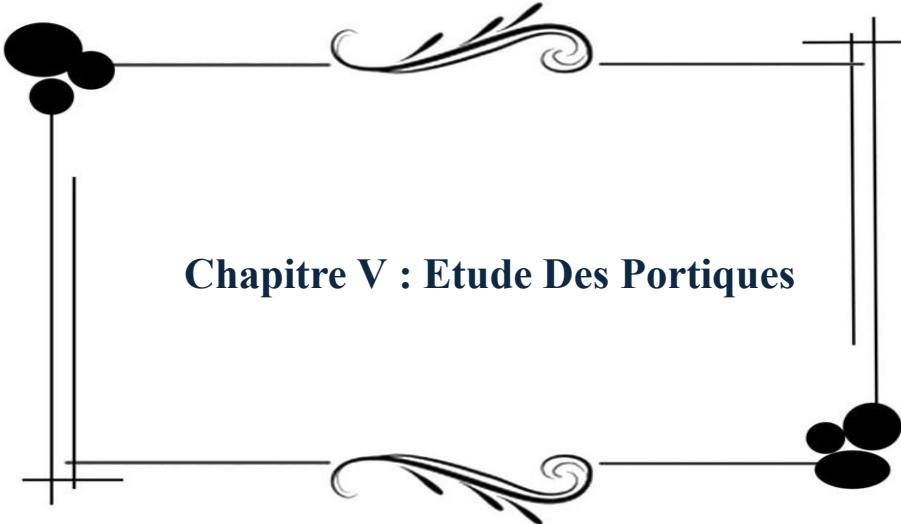
Tableau 47 : Justification de déplacement inter étage

hk(cm)	delta,k-lim(cm)	delta,k-x(cm)	delta,k-y(cm)	deltak<delta,k-lim
306	2,295	0,294036	0,23326	OK
306	2,295	0,691434	0,535642	OK
272	2,04	0,868412	0,676882	OK
323	2,4225	1,320594	0,998952	OK
323	2,4225	1,520256	1,12671	OK
323	2,4225	1,612276	1,18984	OK
323	2,4225	1,647372	1,207602	OK
323	2,4225	1,636458	1,191338	OK
323	2,4225	1,59323	1,150464	OK
323	2,4225	1,528388	1,093112	OK

323	2,9325	1,452418	1,0272	OK
323	2,4225	1,398276	0,963856	OK
323	2,4225	1,25404	0,901796	OK
510	3,825	2,82052	1,101886	OK

V.4 Conclusion

La réalisation de l'étude dynamique a permis d'évaluer la résistance de la structure au risque sismique et de réaliser plusieurs vérifications de manière à assurer une conception capable de résister à ce type de phénomènes et d'assurer ainsi un bon comportement parasismique. Celle-ci est obtenue grâce à la bonne disposition des voiles de contreventement assurant la stabilité du bâtiment dans le respect de toutes les prescriptions et règles définies par le RPA 2024. Les résultats obtenus montrent que le bâtiment étudié répond à toutes les exigences réglementaires prescrites par ce règlement.



Chapitre V : Etude Des Portiques

VI.1 Introduction

Les différentes sollicitations qui seront considérées ultérieurement ont été obtenues lors de l'analyse statique et dynamique de la structure retenue par le logiciel ROBOT Une section d'un élément peut avoir quatre types de sollicitations possibles :

Compression simple.

Traction simple.

Flexion simple.

Flexion composée.

- les poutres sont soumises au moment fléchissant et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple.

- Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant, ils seront donc calculés en flexion composée.

VI.2 Ferrailage des Poutres

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts de plancher vers les poteaux. Elles sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants, donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens et pour les deux situations suivantes

Tableau 48 : Caractéristique des Matériaux

Désignation	γ_b	γ_s	σ_{bc}	f_{c28}	σ_s
Situation durable	1.5	1.15	17	30	435
Situation accidentelle	1.2	1.00	25	30	500

Le ferrailage est calculé à l'état limité ultime sous l'effet du moment le plus défavorable suivant les recommandations de le RPA 2024 ; et les contraintes seront vérifiées à l'E.L.S vis-à-vis de la durabilité.

Les combinaisons de calcul : En fonction du type de sollicitation. Nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

ELU : $1.35G + 1.5Q$

ELS : $G + Q$

Accidentelle

$$\begin{cases} G + \psi \cdot Q + E1 \\ G + \psi \cdot Q + E2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} E1 = \pm Ex \pm 0.3Ey \\ E2 = \pm 0.3Ex \pm Ey \end{cases}$$

Recommandation du RPA 2024

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de : 4% en zone courante. 6 % en zone de recouvrement.

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui. La longueur minimale de recouvrement est de : $60f$ en zone VI

Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90° . Dans notre cas nous allons ferrailer les poutres les plus sollicitées.

V.2.1. Ferrailages des poutres

Les armatures longitudinales

L'utilisation de logiciel Robot : Les résultats obtenus par ce logiciel sont représentés Présentation des résultats dans un Tableau

a- **BAEL 91** : $A_{\min} = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$

b- **RPA** : $A_{\min} = 0,5\% \times B$ avec : B : l'aire de la section de la poutre.

Tableau 49 : Les moments fléchissants des poutres

Désigna- tion	Moment									A adoptée	
	En Appui			En travée		A _{s1}	A _{s2}	Amin			
	ELU	ELS	ELA	ELU	ELS			Rp a	BAE L	En Ap- pui	En Travée
Poutre principale (30*50)	- 260.2 9	- 182.3 4	- 371.4 5 - 369.1 0	150. 06	106.9 2	16.6	16.5	1.4 9	7.5	16.6	16.5
Poutre principale (30*35)	- 22.88	- 16.57	- 36.89 32.5	11.0 3	8.09	2.3	2	1.0 4	7.5	7.5	7.5
Poutre Secon- daire 30*55	- 74.56	- 54.77	47.58 - 98.43	60.2 6	44.34	3.9	2.7	1.6 3	7.5	7.5	7.5
Poutre principale 30*40	- 85.75	- 61.36	- 264.0 1234. 10	66.6 9	48.77	13.2	15.5	1.1 9	7.5	13.2	15.5

☒ Choix des armatures longitudinales

Tableau 50 : Choix des armatures longitudinales

Désignation	Appui	Travée
Poutre principale (30*50)	3T16+3T16+3T16(18.10cm ²)	3T16+3T16+3T16 (18.10)
Poutre principale (30*35)	3T14+2T14(chapeau)(7.7 cm ²)	3T14+2T14 (chapeau) (7.7 cm ²)
Poutre Secondaire 30*55	3T16+2T16(chapeau (10.05 cm ²))	3T16 +2T16(10.05 cm ²)
Poutre principale 30*40	3T16+3T16 (chapeau) +2T16 16.08 cm ²	3T16+3T16 (chapeau) +2T16

		16.08 cm ²
--	--	-----------------------

Espacements entre les armatures longitudinale

Tableau 51 : Espacements entre les armatures longitudinale

Désignation	Espacement (cm)	
	Dans les zones critiques	En dehors de la zone critique
Poutre principale (30*50)	10	15
Poutre principale (30*35)	10	15
Poutre Secon- daire 30*55	10	15
Poutre principale 30*40	10	15

Tableau 52 : L'effort tranchant des poutres

Désignation	Vu (kN)	
	ELU	ELS
Poutre principale (30*50)	264.52	188.64
Poutre principale (30*35)	32.77	23.73
Poutre Secon- daire 30*55	56.65	41.77
Poutre principale 30*40	197.68	144.07

✓ **Vérification de l'effort tranchant**

Dans une poutre de section constante soumise à la flexion, l'effort tranchant V tend à faire glisser la partie de la poutre située à gauche d'une section quelconque perpendiculaire à la ligne moyenne, par rapport à la part

ie située à droite de cette section. Il en résulte dans cette section des contraintes de cisaillement (τ) appelées contraintes tangentes, qui forme un système en équilibre avec l'effort tranchant.

✓ Contrainte tangente conventionnel

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left[\frac{0,15 \cdot f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right]$$

✓ Vérification de la contrainte de bielle

$$Vu (N) \leq 0,267 \cdot b \cdot a \cdot f_{c28} (N)$$

✓ Vérification des armatures inférieures d'appuis

$$As \geq Vu / (f_e / \gamma_s)$$

Tableau 53 : Vérification des armatures inférieures d'appuis

PP 30*50	Vérification de la contrainte tangente limite ultime		
	τ_u (Mpa)	τ_u adm(Mpa)	Vérification
	1,959	3,000	OK
	Vérification de la contrainte de compression (bielle)		
	V_u (N)	$0,267 \cdot b \cdot a \cdot f_{c28}$ (N)	Vérification
	264520,000	612765,000	OK
	Vérification des armatures inférieures d'appuis		
	As (cm ²)	$V_u / (f_e / \gamma_s)$ [cm ²]	Vérification
	18,100	6,084	OK
	Vérification de la contrainte moyenne de compression		

	Ru (N)	σ_{mb} (MPa)	1,3 Fc28 /Yb	Vérification
	529040,000	6,916	26,000	OK

PP 30*35	Vérification de la contrainte tangente limite ultime			
	τ_u (Mpa)	τ_u adm(Mpa)	Vérification	
	0,347	3,000	OK	
	Vérification de la contrainte de compression (bielle)			
	V_u (N)	0,267.b.a.fc28 (N)	Vérification	
	32770,000	612765,000	OK	
	Vérification des armatures inférieures d'appuis			
	A_s (cm ²)	$V_u/(f_e/Y_s)$ [cm ²]	Vérification	
	7,700	0,754	OK	
	Vérification de la contrainte moyenne de compression			
	R_u (N)	σ_{mb} (MPa)	1,3 F_{c28} / Y_b	Vérification
	65540,000	0,857	26,000	OK

Chainage 30*40	Vérification de la contrainte tangente limite ultime		
	τ_u (Mpa)	τ_u adm(Mpa)	Vérification
	1,830	3,000	OK
	Vérification de la contrainte de compression (bielle)		
	Vu (N)	0,267.b.a.fc28 (N)	Vérification
	197680,000	612765,000	OK

	Vérification des armatures inférieures d'appuis			
	As (cm ²)	Vu/(fe/Ys) [cm ²]	Vérification	
	16,080	4,547	OK	
	Vérification de la contrainte moyenne de compression			
	Ru (N)	σmb (MPa)	1,3 Fc28 /Yb	Vérification
	395360,000	5,168	26,000	OK

Chainage 30*55	Vérification de la contrainte tangente limite ultime			
	τu (Mpa)	τu adm(Mpa)	Vérification	
	0,381	3,000	OK	
	Vérification de la contrainte de compression (bielle)			
	Vu (N)	0,267.b.a.fc28 (N)	Vérification	
	56650,000	612765,000	OK	
	Vérification des armatures inférieures d'appuis			
	As (cm ²)	Vu/(fe/Ys) [cm ²]	Vérification	
	10,050	1,303	OK	
	Vérification de la contrainte moyenne de compression			
	Ru (N)	σb (MPa)	1,3 Fc28 /Yb	Vérification
	113300,000	1,481	26,000	OK

Calcul des armatures transversales

Selon le RPA 2024 les armatures transversales ne doit pas être inférieur à 6mm , la quantité d'armature transversales est donnée par :

$$A_t = 0.003 .s.b$$

Tel que :

S : c'est l'espacement maximum entre les armatures transversales

Dans les zones critiques

$$s = \min (h/4; 24f_t; 17.5 \text{ cm}; 6f_l) \text{ avec:}$$

- h : hauteur de la poutre

f_t : diamètre des armatures de confinement

f_l : diamètre minimal des barres longitudinales

• En dehors de la zone critique:

$$s' \leq h/2$$

avec:

$$s' = \min(h/4; 12f_l; 10) \text{ si les armatures comprimées sont nécessaires}$$

Tableau 54 : Section d'armatures transversales

Désignation	Espacement (cm)		$A_t = 0.003 .s.b$		Choix des armatures
	Dans les zones critiques	En dehors de la zone critique	Dans les zones critiques	En dehors de la zone critique	
Poutre principale (30*50)	10	15	0,9	1,35	3φ8
Poutre principale (30*35)	10	15	0,9	1,35	3φ8
Poutre Secon-daie 30*55	10	15	0,9	1,35	3φ8
Poutre principale 30*40	10	15	0,9	1,35	3φ8

✓ Vérification de la flèche

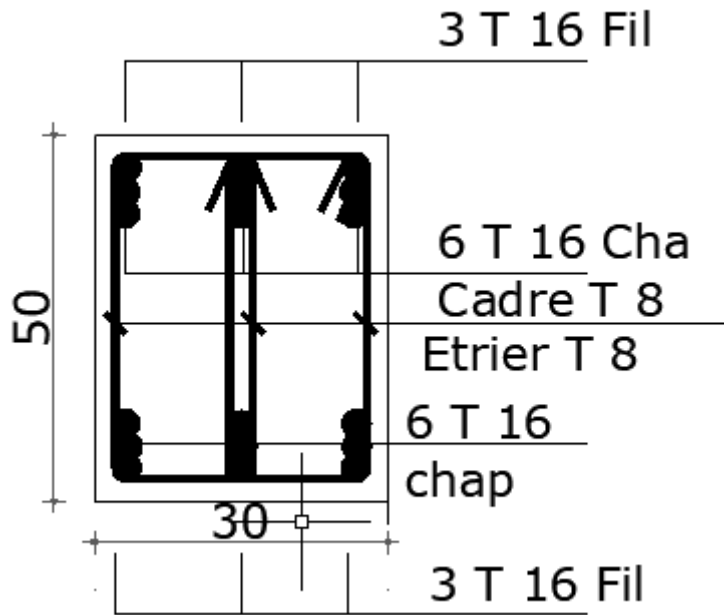
La valeur limite de la flèche admissible selon Article B. 6.5.3 BAEL 91 est donnée comme suite :

$$F_{admissible} = \frac{L}{1000} + 0.5 > 0.314 \text{ cm}$$

Tableau 55 : Vérification de la flèche

Désignation	Vérification de la flèche	
	F _{admissible}	Résultat
Poutre principale (30*50)	$\frac{7.50}{1000} + 0.5$ $= 0.507 \text{ cm}$	Vérifiée
Poutre principale (30*35)	$\frac{7.50}{1000} + 0.5$ $= 0.507 \text{ cm}$	Vérifiée
Poutre Secon- daire 30*55	$\frac{7.50}{1000} + 0.5$ $= 0.507 \text{ cm}$	Vérifiée
Poutre principale 30*40	$\frac{7.50}{1000} + 0.5$ $= 0.507 \text{ cm}$	Vérifiée

Exemple de ferrailage d'exemple de ferrailage d'une Poutre



VI.3 Ferrailage du Poteau

Le poteau est sollicité a flexion déviée composée lorsqu'il soumis à

- ✓ Un moment de flexion M (positif ou négatif) ;
- ✓ Un effort normal N positif (compression) ou négatif (traction) ;
- ✓ Un effort tranchant éventuel V.

Ces efforts sont tirés des combinaisons les plus défavorables exigées par le RPA2024 qui sont :

$$\begin{cases} 1.35G + 1.5Q (ELU) \\ G + \varphi Q \mp E_1 (ELA) \\ G + \varphi Q \mp E_2 (ELA) \\ G + Q (ELS) \end{cases} \quad \text{Avec} \quad \begin{cases} E1 = \pm Ex \pm 0.3Ey \\ E2 = \pm 0.3Ex \pm Ey \end{cases}$$

Recommandation pour les poteaux selon RPA 2024

Armatures longitudinales

Les armatures longitudinales doivent être a haute adhérence, droites et sans crochets :

Le pourcentage minimal des armatures longitudinale est 1% (zone5)

Le pourcentage maximal dans la zone courante est de 4 %

Le pourcentage maximal dans la zone de recouvrement est de 8%

Le diamètre minimum est de 12 mm

La longueur minimale de recouvrement est de $60\phi_L$ (zone 5)

La distance entre les barres verticales ne doit pas dépasser 15 cm (zone5)

Exigence de Vérification de l'effort normale réduit

$$V = \frac{N_d}{B_c * f_{c28}} \leq 0.35$$

V : l'effort normal réduit.

Nd : effort normal de calcul s'exerçant sur une section, en (N)

Bc : section du poteau en (mm²)

Fc28 : résistance caractéristique à la compression du béton en (Mpa).

Armatures transversales :

Exigence de ductilité pour la zone critique $L_{cr} = \max\left(1.5 h_c; \frac{L_{cl}}{6}; 60 \text{ cm}\right)$

Armatures transversales

La section d'armatures transversales est donnée par la formules suivantes :

$$\frac{A_t}{t} = \rho_a * \frac{V_u}{h_c * f_e}$$

Avec

A_t	Section droite ou équivalente des brins de 'armature transversale
t	Espacement des armatures transversales
ρ_a	Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture, par effort tranchant ; ii est pris égal a 2.50, si l'élancement géométrique Ag dans la direction considérée est Supérieur ou égale a 5, est égal à 3.75, dans le Cas Contraire.
V_u	Effort tranchant de calcul
h_c	Hauteur totale de la section brute dans la direction considérée
f_e	Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

La valeur de l'espacepacement est de :

$$\begin{cases} t \leq \min\left(\frac{b_0}{3}; 6\phi L; 10 \text{ cm} \right) & \text{zone 5 dans la zone critique} \\ t' \leq \min\left(\frac{b_c}{2}; \frac{h_c}{2}; 10\phi L \right) & \text{zone 5 dans la zone courante} \end{cases}$$

Avec ϕL c'est le diamètre minima des armatures longitudinales

La quantité d'armatures transversales $\left(\frac{A_t}{t \cdot b_c}\right)$ en % est donnée comme suite :

0.3% si $\lambda_g \geq 5$

0.8% si $\lambda_g \leq 3$ Ou bien interpolation entre les deux valeurs si $3 \leq \lambda_g \leq 5$

➤ Vérification de l'effort normale réduit

Tableau 56 : Vérification de l'effort normal réduit Poteaux 40X80

N_d (KN)	59,11
B_c (mm²)	320 000
F_{c28} (MPa)	30
V_d	0.006

$V_d = 0,006 < 0,35 \Rightarrow$ Condition vérifiée

Tableau 57 : Sollicitation du calcul

Combinaisons	Poteaux 40x80		
	N(KN)	My(KN.m)	Mz(KN.m)
1.35G + 1.5Q (Nmax)	79.35	-15.52	-31.32
1.35G+1.5Q(M_ymax)	28.94	5	43.46
1.35G+1.5Q(M_zmax)	28.94	5	43.46
ELS(Nmax)	57.86	-11.19	-22.66
ELS(M_ymax)	20.92	3.62	31.45
ELS(M_zmax)	20.92	3.62	31.45

G+Q+E (Nmax)	59.11	47.58	-27.21
G+Q+E (My-max)	47.58	111.59	-27.21
G+Q+E (Mz-max)	19.9	-11.76	34.24
G+Q+E (Nmin)	16,36	18,02	20,55

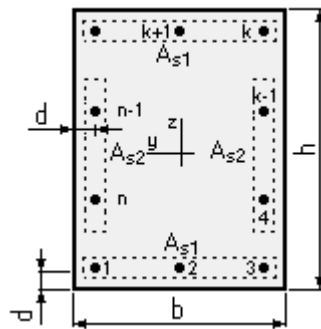


FIGURE 129 : Section de ferrailage d'un poteau

Désignation	As1 (cm ²)	As2 (cm ²)	A _{min} (BAEL) (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	Choix des ar- matures
Poteau 40*80	3	1.8	3.53	32	12T16

Calcul des armatures transversales

Diamètre des armatures transversales du BAEL 91 :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi L \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{80}{35}; \frac{40}{10}; 1.6 \right)$$

$$\phi_t \leq \min(2.25; 4; 1.6) = 1.6 \text{ cm}$$

Espacement entre les armatures transversales :

$$t \leq \min \left(\frac{b_0}{3}; 6\phi L; 10 \text{ cm} \right) \quad \text{zone 5 dans la zone critique}$$

$$t' \leq \min \left(\frac{b_c}{2}; \frac{h_c}{2}; 10\phi L \right) \quad \text{zone 5 dans la zone courante}$$

$$t \leq \min\left(\frac{34}{3}; 6 * 1.6; 10 \text{ cm}\right) \quad \text{dans la zone critique}$$

$$t' \leq \min\left(\frac{40}{2}; \frac{80}{2}; 10 * 1.6\right) \quad \text{dans la zone courante}$$

$$t \leq \min(11.33; 9.6; 10 \text{ cm}) \quad \text{dans la zone critique}$$

$$t' \leq \min(20; 40; 16) \quad \text{dans la zone courante} \quad \checkmark$$

On prend diamètre des armatures transversale 8 mm avec espacement de 8 cm en zone nodale et 10 cm en zone courante

Vérification des sollicitation tangentes

Pour notre cas :

$$l_f = 0,7 \times l_0 = 0,7 \times 3,06 = 2,142\text{m} \quad \text{et} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{h_c} = \frac{2,142}{0,8} = 2,677$$

Donc $\lambda_g = 2.677 < 5 \quad \leftrightarrow$ la quantité d'armature transversal ($\frac{A_t}{t*bc}$) est de 0.8%

$$\rho_a = 0,075 \Rightarrow \tau_{bu adm} = \rho_d \times f_{c28} = 2.25 \text{ MPa}$$

$$F_y \max = 11.95 \text{ KN}$$

$$b=40 \text{ cm}$$

$$d= 72 \text{ cm}$$

$$\tau_{bmax} = \frac{T_{max}}{b d} = \frac{11.95 \text{ KN}}{40 * 72} \cdot 10 = 0.04 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$F_z \max = 19.91 \text{ KN}$$

$$b=40 \text{ cm}$$

$$d= 72 \text{ cm}$$

$$\tau_{bmax} = \frac{T_{max}}{b d} = \frac{19.91 * 1000}{400 \times 720} = 0,07 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

1- Sens transversal de la section (40cm) la plus défavorable

$$\frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} = \frac{2,5 \times 11.95}{80 \cdot 500 \cdot 10^{-1}} = 0.074 \text{ cm}$$

Zone nodale :

$$6\phi 8 \Rightarrow A_t = 3.02 \text{ cm}^2 \Rightarrow \frac{A_t}{t} = \frac{3.02}{8} = 0,37 \text{ cm} > 0.074$$

Zone courante :

$$6\phi 8 \Rightarrow A_t = 3.02 \text{ cm}^2 \Rightarrow \frac{A_t}{t} = \frac{3.02}{10} = 0,302 \text{ cm} > 0.074$$

⇒ Condition vérifiée pour les deux zones.

Vérification de la quantité minimale d'armatures transversal :

On a : $\lambda_g = 2.677 < 5$

$$\frac{A_t}{t} = 0.8\% \times b_c = 0.8\% \times 40 = 0.32 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow A_t = 0.32 \times 8 = 2.56 \text{ cm}^2$$

Calcul des Voiles de contreventement

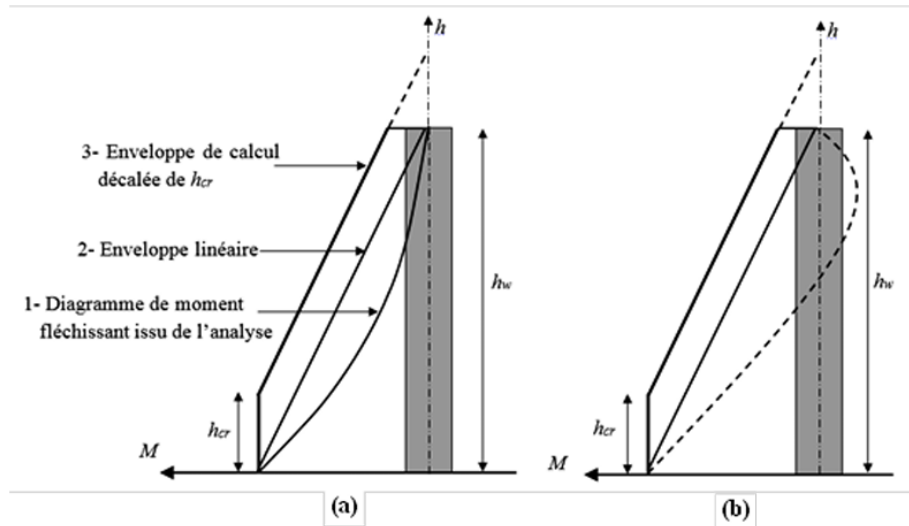
Les voiles sont des éléments de structure généralement verticaux, porteur rigide en béton-armé destiné à transmettre les charges latérales dans les fondations avec une section transversale allongée. Fixés à la base de sorte que la rotation relative de la base que par rapport au reste du système structural soit empêchée.

Exigence de RPA

- ✓ les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant.
- ✓ L'effort normal de compression de calcul doit être inférieur à 40% .Bc.Fc₂₈
- ✓ Pour les voiles élancés ($(h_w/l_w) > 2.0$), 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 (h_{cr}) de la zone critique du voile .
- ✓ Pour les voiles courts ($(h_w/l_w) \leq 2.0$), il n'est pas nécessaire de modifier les moments fléchissant, résultant du calcul de structure.
- ✓ La hauteur critique est estimée comme suite :

$$h_{cr} = \max(h_w/6 , L_w)$$

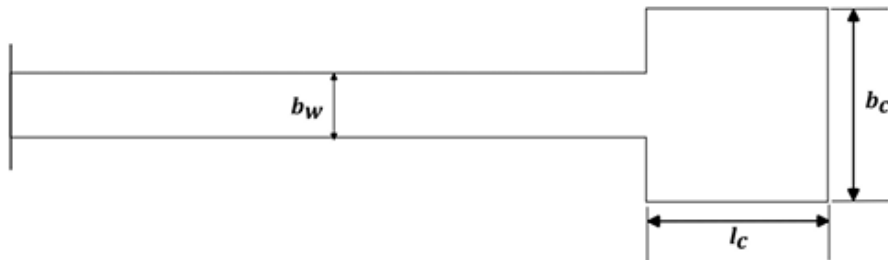
$$H_{cr} \begin{cases} 2.L_w \\ h_e \text{ si : } n \leq 6 \text{ niveau} \\ 2.h_e \text{ si : } n > 6 \text{ niveau} \end{cases}$$



- ✓ Le béton situé aux extrémités des voiles (éléments de rive) est confiné sur une longueur, l_c , mesurée à partir du bord du voile jusqu'au point correspondant à une déformation critique du béton prise égale à $\epsilon_{cu} = 0,35\%$. Cet élément de rive peut comprendre des membrures perpendiculaires au voile.

$$L_c = \max(0.15 L_w; 1.5 b_w) \quad \text{avec}$$

- l_w : longueur du voile
- b_w : largeur de l'âme du voile



L'épaisseur de l'élément de rive confiné doit respecter la condition suivante :

$$b_c \geq \max(20 \text{ cm} ; h_e / 20)$$

Calcul du ferrailage

1. les caractéristiques des voiles

Tableau 58 : les caractéristiques des voiles

Voiles	Epaisseur	Longueur	Lc
V1	30	1.2	45
V2	30	2.00	45
V3	30	2.00	45
V4	30	2.00	45
V5	30	2.00	45
V6	30	2.00	45
V7	35	1.5	50
V8	30	3.9	62
V9	30	1.2	45
V10	35	1.5	50
V11	35	4.15	74
V12	30	2.4	52.5
V13	35	1.5	50
V14	30	2.4	52.5
V15	30	1.6	50
V16	30	1.6	50
V17	30	3.00	52.5
V18	30	2.00	45
V19	30	3.00	52.5
V20	30	3.00	52.5
V21	30	3.00	52.5
V22	30	2.00	45
V23	30	3.00	52.5
V24	30	1.2	45
V25	30	1.2	45

2. Les sollicitations des voiles a la base

Tableau 59 : Les sollicitations des voiles a la base

V1					
	NOM	TYPE	N(KN)	M(KN.m)	H(KN)
1	ELU	ELU	1035,1	9,07	-16,63
2	G+Q+VX	ACC	65,63	-33,06	74,04
3	G+Q-VX	ACC	103,86	55,75	131,1
4	G+Q+VY	ACC	332,78	-0,24	-2,74
5	G+Q-VY	ACC	994,36	53,68	-124,84
6	0.8G+VX	ACC	1065,35	11,56	-18,87
7	0.8G-VX	ACC	403,77	-42,36	103,23
8	0.8G+VY	ACC	1332,5	44,38	-95,65
9	0.8G-VY	ACC	1294,27	67,07	-152,71

V18					
	NOM	TYPE	N(KN)	M(KN.m)	H(KN)
1	ELU	ELU	1717,64	-10,38	-6,38
2	Acc.Hor_G+psiQ+Ex+0.3Ey	ACC	-570,22	-1078,05	394,28
3	Acc.Hor_G+psiQ+0.3Ex+Ey	ACC	-1396,81	-342,91	270,05
4	Acc.Hor_G+psiQ+Ex-0.3Ey	ACC	771,17	-1066,7	292,84
5	Acc.Hor_G+psiQ+0.3Ex-Ey	ACC	3074,46	-305,06	-68,09
6	Acc.Hor_G+psiQ-Ex+0.3Ey	ACC	1539,35	1060,21	-298,8
7	Acc.Hor_G+psiQ-0.3Ex+Ey	ACC	-763,94	298,57	62,13
8	Acc.Hor_G+psiQ-Ex-0.3Ey	ACC	2880,73	1071,56	-400,24
9	Acc.Hor_G+psiQ-0.3Ex-Ey	ACC	3707,33	336,42	-276,01

V16					
	NOM	TYPE	N(KN)	M(KN.m)	H(KN)
1	ELU	ELU	2386,17	21,59	9,43
2	Acc.Hor_G+psiQ+Ex+0.3Ey	ACC	374,5	-551	142,36
3	Acc.Hor_G+psiQ+0.3Ex+Ey	ACC	815,3	-165,74	55,84
4	Acc.Hor_G+psiQ+Ex-0.3Ey	ACC	652,64	-543,48	136,56
5	Acc.Hor_G+psiQ+0.3Ex-Ey	ACC	1742,43	-140,67	36,52
6	Acc.Hor_G+psiQ-Ex+0.3Ey	ACC	2561,04	574,81	-124,15
7	Acc.Hor_G+psiQ-0.3Ex+Ey	ACC	1471,26	172	-24,11
8	Acc.Hor_G+psiQ-Ex-0.3Ey	ACC	2839,18	582,33	-129,94
9	Acc.Hor_G+psiQ-0.3Ex-Ey	ACC	2398,39	197,07	-43,43

V17					
	NOM	TYPE	N(KN)	M(KN.m)	H(KN)
1	ELU	ELU	2646,83	-17,87	55,41
2	Acc.Hor_G+psiQ+Ex+0.3Ey	ACC	-1239,57	-823,36	447,11
3	Acc.Hor_G+psiQ+0.3Ex+Ey	ACC	-315,6	-2514,96	688,61
4	Acc.Hor_G+psiQ+Ex-0.3Ey	ACC	-459,92	669,11	97,16
5	Acc.Hor_G+psiQ+0.3Ex-Ey	ACC	2283,26	2459,95	-477,88
6	Acc.Hor_G+psiQ-Ex+0.3Ey	ACC	3999,21	-681,59	-29,38
7	Acc.Hor_G+psiQ-0.3Ex+Ey	ACC	1256,04	-2472,43	545,66
8	Acc.Hor_G+psiQ-Ex-0.3Ey	ACC	4778,87	810,88	-379,33
9	Acc.Hor_G+psiQ-0.3Ex-Ey	ACC	3854,89	2502,48	-620,83

V10					
	NOM	TYPE	N(KN)	M(KN.m)	H(KN)
1	ELU	ELU	4563,65	13,9	33,04

2	Acc.Hor_G+psiQ+Ex+0.3Ey	ACC	1226,02	-47,2	84,68
3	Acc.Hor_G+psiQ+0.3Ex+Ey	ACC	895,9	-163,32	210,07
4	Acc.Hor_G+psiQ+Ex-0.3Ey	ACC	2226,9	55,05	-27,94
5	Acc.Hor_G+psiQ+0.3Ex-Ey	ACC	4232,15	177,5	-165,3
6	Acc.Hor_G+psiQ-Ex+0.3Ey	ACC	3619,06	-38,16	67,58
7	Acc.Hor_G+psiQ-0.3Ex+Ey	ACC	1613,81	-160,61	204,95
8	Acc.Hor_G+psiQ-Ex-0.3Ey	ACC	4619,94	64,09	-45,03
9	Acc.Hor_G+psiQ-0.3Ex-Ey	ACC	4950,06	180,21	-170,43

V12

	NOM	TYPE	N(KN)	M(KN.m)	H(KN)
1	ELU	ELU	3902,82	100,06	-115,76
2	Acc.Hor_G+psiQ+Ex+0.3Ey	ACC	-2431,13	-615,82	690,46
3	Acc.Hor_G+psiQ+0.3Ex+Ey	ACC	106,34	-1785,46	875,44
4	Acc.Hor_G+psiQ+Ex-0.3Ey	ACC	-1792,73	472,86	216,09
5	Acc.Hor_G+psiQ+0.3Ex-Ey	ACC	2234,35	1843,49	-705,81
6	Acc.Hor_G+psiQ-Ex+0.3Ey	ACC	6946,8	-328,71	-362,29
7	Acc.Hor_G+psiQ-0.3Ex+Ey	ACC	2919,72	-1699,33	559,61
8	Acc.Hor_G+psiQ-Ex-0.3Ey	ACC	7585,2	759,98	-836,67
9	Acc.Hor_G+psiQ-0.3Ex-Ey	ACC	5047,73	1929,62	-1021,64

V14

	NOM	TYPE	N(KN)	M(KN.m)	H(KN)
1	ELU	ELU	3487,9	124,57	-76,71
2	Acc.Hor_G+psiQ+Ex+0.3Ey	ACC	1329,14	-344,25	26,33

3	Acc.Hor_G+psiQ+0.3Ex+Ey	ACC	1200,98	-1228,24	161,12
4	Acc.Hor_G+psiQ+Ex-0.3Ey	ACC	1837,41	434,64	-96,59
5	Acc.Hor_G+psiQ+0.3Ex-Ey	ACC	2895,23	1368,07	-248,59
6	Acc.Hor_G+psiQ-Ex+0.3Ey	ACC	2657,23	-273,62	1,74
7	Acc.Hor_G+psiQ-0.3Ex+Ey	ACC	1599,41	-1207,05	153,75
8	Acc.Hor_G+psiQ-Ex-0.3Ey	ACC	3165,5	505,27	-121,17
9	Acc.Hor_G+psiQ-0.3Ex-Ey	ACC	3293,66	1389,26	-255,97

V23

	NOM	TYPE	N(KN)	M(KN.m)	H(KN)
1	ELU	ELU	3551,83	96,88	46,18
2	Acc.Hor_G+psiQ+Ex+0.3Ey	ACC	-128,02	-802,38	417,66
3	Acc.Hor_G+psiQ+0.3Ex+Ey	ACC	126,93	-2485,1	718,6
4	Acc.Hor_G+psiQ+Ex-0.3Ey	ACC	856,03	713,35	38,5
5	Acc.Hor_G+psiQ+0.3Ex-Ey	ACC	3407,08	2567,35	-545,26
6	Acc.Hor_G+psiQ-Ex+0.3Ey	ACC	3880,56	-557,7	13,63
7	Acc.Hor_G+psiQ-0.3Ex+Ey	ACC	1329,5	-2411,7	597,39
8	Acc.Hor_G+psiQ-Ex-0.3Ey	ACC	4864,6	958,03	-365,53
9	Acc.Hor_G+psiQ-0.3Ex-Ey	ACC	4609,66	2640,75	-666,47

V11

	NOM	TYPE	N(KN)	M(KN.m)	H(KN)
1	ELU	ELU	4689,54	-108,66	70,49
2	Acc.Hor_G+psiQ+Ex+0.3Ey	ACC	1310,8	-6286,91	1413,89
3	Acc.Hor_G+psiQ+0.3Ex+Ey	ACC	-819,3	-2351,63	767,85
4	Acc.Hor_G+psiQ+Ex-0.3Ey	ACC	3529,2	-6011,57	1206,24

5	Acc.Hor_G+psiQ+0.3Ex-Ey	ACC	6575,37	-1433,84	75,68
6	Acc.Hor_G+psiQ-Ex+0.3Ey	ACC	2619,47	5874,52	-1124,11
7	Acc.Hor_G+psiQ-0.3Ex+Ey	ACC	-426,7	1296,79	6,45
8	Acc.Hor_G+psiQ-Ex-0.3Ey	ACC	4837,87	6149,86	-1331,76
9	Acc.Hor_G+psiQ-0.3Ex-Ey	ACC	6967,97	2214,58	-685,72

			V8		
	NOM	TYPE	N(KN)	M(KN.m)	H(KN)
1	ELU	ELU	7761,09	-61,03	-157,04
2	Acc.Hor_G+psiQ+Ex+0.3Ey	ACC	3450,07	-7820,07	1279,61
3	Acc.Hor_G+psiQ+0.3Ex+Ey	ACC	1160,92	-2601,78	591,26
4	Acc.Hor_G+psiQ+Ex-0.3Ey	ACC	5724,06	-7670,01	1098,07
5	Acc.Hor_G+psiQ+0.3Ex-Ey	ACC	8740,87	-2101,6	-13,86
6	Acc.Hor_G+psiQ-Ex+0.3Ey	ACC	4489,59	7589,51	-1292,22
7	Acc.Hor_G+psiQ-0.3Ex+Ey	ACC	1472,78	2021,09	-180,29
8	Acc.Hor_G+psiQ-Ex-0.3Ey	ACC	6763,57	7739,56	-1473,76
9	Acc.Hor_G+psiQ-0.3Ex-Ey	ACC	9052,72	2521,28	-785,41

3. Ferrailage élément de rives

Voile	σ_g (Mpa)	σ_d (Mpa)	Lt (m)	As Ten- due Gauche	As Ten- due Droite	Amin RPA (cm ²)	Armatures choisit
v1	1,06	-0,49	0,38	0,00	0,55	6,75	2*7T16+2T16 (7,5cm) +2T16(15cm)
v18	4,44	-6,34	1,18	0,00	22,38	7,06	2*7T16+2T16 (7,5) +2*4T16 (15 cm)
v16	5,08	-3,52	0,66	0,00	6,93	7,50	2*8T16(8cm)+2*T16 (15cm) +2T16 (peau)
v17	5,24	-5,94	1,59	0,00	28,40	6,75	2*8T16+2T16(15cm) +2*6T16 (15cm)

v10	8,06	10,80	0,00	0,00	0,00	8,75	2*8T16+2T16(15cm) +2*2T16 (15cm)
v12	5,44	-5,19	1,17	0,00	21,27	7,80	2*8T16+2T16 (15cm) +2*3T16 (15)
v14	5,93	-2,60	0,73	0,00	5,69	8,25	2*8T16+2T16 (15cm) +2*3T16 (15)
v23	5,66	-5,38	1,46	0,00	23,60	6,75	2*8T16+2T16 (15cm) +2*5T16 (15)
v11	8,35	-6,25	1,78	0,00	33,28	9,75	2*11T16+2T16 (15cm) +2*6T16 (15)
v8	13,23	-7,33	1,39	0,00	30,60	9,00	2*9T16+2T16(15cm) +2*4T16 (7,5)

Note : section d'armatures adopté : **A= max (As gauche ; Amin)**

4. Ferrailage des acier transversales de l'âme

Selon le RPA 2024 la section d'armatures horizontale donnée comme suite

$$Ah > \frac{\bar{V} \times s}{z \times f_e} \quad \text{telque}$$

$\bar{V}$: l'effort tranchant du calcul ($\bar{V}=1.4*V$)

Z : la distance entre centre de gravité des armatures de deux extrémités confinées

S : l'espacement entre les barres

Voiles	Vu	1,4V	Z(cm)	Ah (mm ²)	section adopté (cm ²)	Choix des armatures
v1	152,71	213,794	75	0.08	2.36	2T10 e(15cm)
v18	400,24	560,336	155	0.1	2.36	2T10 e(15cm)
v16	136,56	191,184	110	0.05	2.36	2T10 e(15cm)
v17	688,61	964,054	247.5	0.11	2.36	2T10 e(15cm)
v10	210,07	294,098	100	0.088	2.36	2T10 e(15cm)

v12	1021,64	1430,296	187.5	0.22	2.36	2T10 e(15cm)
v14	255,97	358,358	187.5	0.05	2.36	2T10 e(15cm)
v23	666,47	933,058	247.5	0.11	2.36	2T10 e(15cm)
v11	1413,89	1979,446	341	0.17	2.36	2T10 e(15cm)
v8	1473,76	2063,264	328	0.18	2.36	2T10 e(15cm)

5. Ferraillage des armatures transversals de confines

La section des armatures de confinement dans les éléments de rives , mesurée dans le sens parallèle à l'épaisseur du voile , doit être satisfaire les conditions suivantes

$$A_t \geq 0.09 * s_t * b_0 * \frac{f_{c28}}{f_e}$$

$$A_t \geq 0.3 * s_t * b_0 * \left(\frac{L_t}{L_c}\right) \frac{f_{c28}}{f_e}$$

L'espacement des armatures de confine doit être

$$s_t \leq \min\left(\frac{b_0}{3}; 12.5 \text{ cm}; 6 \varphi_l\right)$$

Voiles	B ₀	φ_l	s _t	L _t	L _c	At	At	Choix des armatures
v1	24	16	8	0,38	45	1.03	2.91	3HA10
v18	24	16	8	1,18	45	1.03	9.06	3HA10
v16	24	16	8	0,66	50	1.03	4.5	3HA10
v17	24	16	8	1,59	52.5	1.03	2.51	3HA10
v10	24	16	8	0,00	50	1.03	7.7	3HA10
v12	24	16	8	1,17	52.5	1.03		3HA10

v14	24	16	8	0,73	52. 5	1.03	4.8	3HA10
v23	24	16	8	1,46	52. 5	1.03	9.6	3HA10
v11	24	16	8	1,78	74	1.03	4.5	2*3HA10
v8	24	16	8	1,39	62	1.03	7.7	2*3HA10

- Ferrailages des voiles du haut de 4eme étage a dernier niveau sera calculé a l'utilisation de l'enveloppe du diagramme de moment fléchissant par la hauteur critique des voiles donné par le RPA 2024

Sollicitation des voiles

voiles	N(KN)	M(KN.m)	H(KN)
v1	1000,6	-165,8	76,29
v18	1000,6	-165,8	76,29
v16	579,3	-382,33	129,22
v17	-702,9	-590,93	408,15
v10	-155,15	-195,74	323,26
v12	-1578,69	1685,75	577,56
v14	1453,07	-789,71	133,51
v23	1700,96	-1602,13	533,13
v11	-819,3	-2351,63	767,85
v8	4133,48	5206,66	-1149,38

Exemple sur l'enveloppe des voiles

Voile 1 (0.3*1.2)

Ferrailage élément de rives

Voile	σ_g (Mpa)	σ_d (Mpa)	Lt (m)	As Ten- due Gauche	As Ten- due Droite	Amin RPA (cm ²)	Armatures choisit
v1	3,07	-1,53	0,40	0,00	1,84	6,75	2*7T16+2T16 (7,5cm) +2T14(15cm)

v18	1,60	-0,06	0,07	0,00	0,01	7,06	2*7T16+2T16 (7,5) +2*4T16 (15 cm)
v16	3,43	-2,54	0,68	0,00	5,19	7,50	2*8T14(8cm) +2*T14 (15cm) +2T12
v17	0,77	-1,85	2,12	0,00	11,78	6,75	2*8T16+2T16(15cm) +2*6T14 (15cm)
v10	1,37	-1,61	0,81	0,00	4,57	8,75	2*8T16+2T16(15cm) +2*2T14(15cm)
v12	-7,07	4,64	1,45	30,72	0,00	7,80	2*8T16+2T16 (15cm) +2*3T16 (15)
v14	3,86	-1,62	0,71	0,00	3,46	8,25	2*8T16+2T16 (15cm) +2*3T14 (15)
v23	4,87	-2,25	0,95	0,00	6,41	6,75	2*8T16+2T16 (15cm) +2*5T16 (15)
v11	1,71	-2,97	2,63	0,00	27,39	9,75	2*11T16+2T16 (15cm) +2*6T16 (15)
v8	-3,67	10,03	1,04	11,49	0,00	9,00	2*9T16+2T16(15cm) +2*4T16 (7,5)

Note : section d'armatures adopté : **A= max (As droite ; As gauche ; Amin)**

6. Ferrailage des acier transversales de l'âme

Selon le RPA 2024 la section d'armatures horizontale donnée comme suite

$$Ah > \frac{\bar{V} \times s}{z \times f_e} \quad \text{telque}$$

$\bar{V}$: l'effort tranchant du calcul ($\bar{V}=1.4*V$)

Z : la distance entre centre de gravité des armatures de deux extrémités confinées

S : l'espacement entre les barres

Voiles	Vu	1,4V	Z(cm)	Ah (mm ²)	section adopté (cm ²)	Choix des armatures
v1	121,39	169,946	75	0.06	2.36	2T10 e(15cm)
v18	113,04	158,256	155	0.03	2.36	2T10 e(15cm)

v16	138,2	193,48	110	0.05	2.36	2T10 e(15cm)
v17	618,77	866,278	247.5	0.10	2.36	2T10 e(15cm)
v10	362,52	507,528	100	0.15	2.36	2T10 e(15cm)
v12	714,77	1000,678	187.5	0.16	2.36	2T10 e(15cm)
v14	255,41	357,574	187.5	0.06	2.36	2T10 e(15cm)
v23	533,13	746,382	247.5	0.09	2.36	2T10 e(15cm)
v11	1413,89	1979,446	341	0.17	2.36	2T10 e(15cm)
v8	1308,65	1832,11	328	0.16	2.36	2T10 e(15cm)

7. Ferrailage des armatures transversals de confines

La section des armatures de confinement dans les éléments de rives , mesurée dans le sens parallèle à l'épaisseur du voile , doit être satisfaire les conditions suivantes

$$A_t \geq 0.09 * s_t * b_0 * \frac{f_{c28}}{f_e}$$

$$A_t \geq 0.3 * s_t * b_0 * \left(\frac{L_t}{L_c}\right) \frac{f_{c28}}{f_e}$$

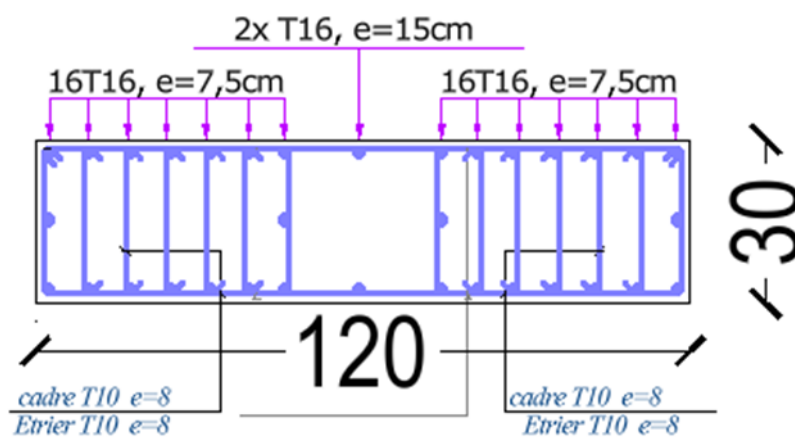
L'espacement des armatures de confine doit être

$$s_t \leq \min\left(\frac{b_0}{3}; 12.5 \text{ cm}; 6 \varphi_l\right)$$

Voiles	B ₀	φ_l	s _t	L _t	L _c	At	At	Choix des armatures
v1	24	14	8	0,40	45	1.03	3.07	3HA10
v18	24	14	8	0,07	45	1.03	0.53	3HA10

v16	24	14	8	0,68	50	1.03	4.7	3HA10
v17	24	14	8	2,12	52.5	1.03	13.9	3HA10
v10	24	14	8	0,81	50	1.03	5.59	3HA10
v12	24	14	8	1,45	52.5	1.03	9.54	3HA10
v14	24	14	8	0,71	52.5	1.03	4.6	3HA10
v23	24	14	8	0,95	52.5	1.03	6.25	3HA10
v11	24	14	8	2,63	74	1.03	11.02	2*3HA10
v8	24	14	8	1,04	62	1.03	5.79	2*3HA10

Exemple Coupe de ferrailage d'un voile





Chapitre VII
Étude de l'infrastructure

VII.1 Introduction

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact directe avec le sol auxquelles elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque par leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble. Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou le cas d'un radier général), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas de semelle sur pieux). Le rapport de sol du projet montre que la contrainte admissible de sol est $\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2,69$ bars.

VII.2. Choix du type de fondation

Le système de fondation est constitué d'un radier dalle, le model de calcul est « Coque » avec la méthode des éléments finis implémenté dans le logiciel Robot structural analyses.

Le radier est calculé comme une dalle pleine renversée appuyé sur un sol élastique, le sol est pris en compte dans la modélisation en introduisant le module de réaction vertical $K_z = 6932.4 \text{ Kg/cm}^3$ (valeur donnée par le rapport géotechnique).

Pour les fondations communes a plusieurs élément vertueux (longrines de fondation semelle filantes ; radiers etc.

Les combinaisons d'actions suivante sont :

$$G + \psi Q \pm 1.4E1 \quad E1 = \pm Ex \pm 0.3Ey$$

$$G + \psi Q \pm 1.4E2 \quad E2 = \pm 0.3Ex \pm Ey$$

VII.3. Prédimensionnement du radier

Un radier général est un type de fondation superficielle qui est constitué par un plancher renversé couvrant toute la surface du sol d'assise du bâtiment, cette semelle débordé par des consoles extérieures de 50 cm de chaque côté. Ce radier est constitué par une dalle d'épaisseur constante.

L'épaisseur du radier est calculée en respectant plusieurs conditions citées ci-dessous.

Condition forfaitaire

$$\frac{L}{8} \leq h \leq \frac{L}{5}$$

Les données

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa}$$

$$f_e = 500 \text{ MPa}$$

Densité du béton $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$

Condition de rigidité

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}},$$

Avec

K : coefficient d'élasticité du sol ; $K_z = 6932,4 \text{ kN/m}^3$

E : Module d'Young du béton, $E = 3700 \times \sqrt[3]{30} ; = 11496,76 \text{ MPa}$

I : Moment d'inertie du radier, $I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \times 1,5^3}{12} ; I = 0,28 \text{ m}^4$

b : largeur du panneau le plus sollicité ; $b = 7,7 \text{ m}$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times (11496,76 \times 10^3) \times 0,28}{6932,4 \times 1}}$$

$$L_e = 6,69 \text{ m}$$

$$\frac{770}{8} \leq h \leq \frac{770}{5} = 96,25 \text{ m} \leq h \leq 154 \text{ m}$$

On prend $h = 150 \text{ cm} = 1,5 \text{ m} \Rightarrow$ RADIER SOUPLE

Données du béton		Données du sol	
$f_{c28} [\text{MPa}]$	30	Contrainte du sol (Kg/cm ²)	2,69
$f_e [\text{MPa}]$	500		
Densité du béton KN/m ³	25		

$$L \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

$L=7,7$ m

$L_e=6,69$ m

$7,7\text{m} \leq 10,50\text{m}$ C.V

Vérification des contraintes dans le sol

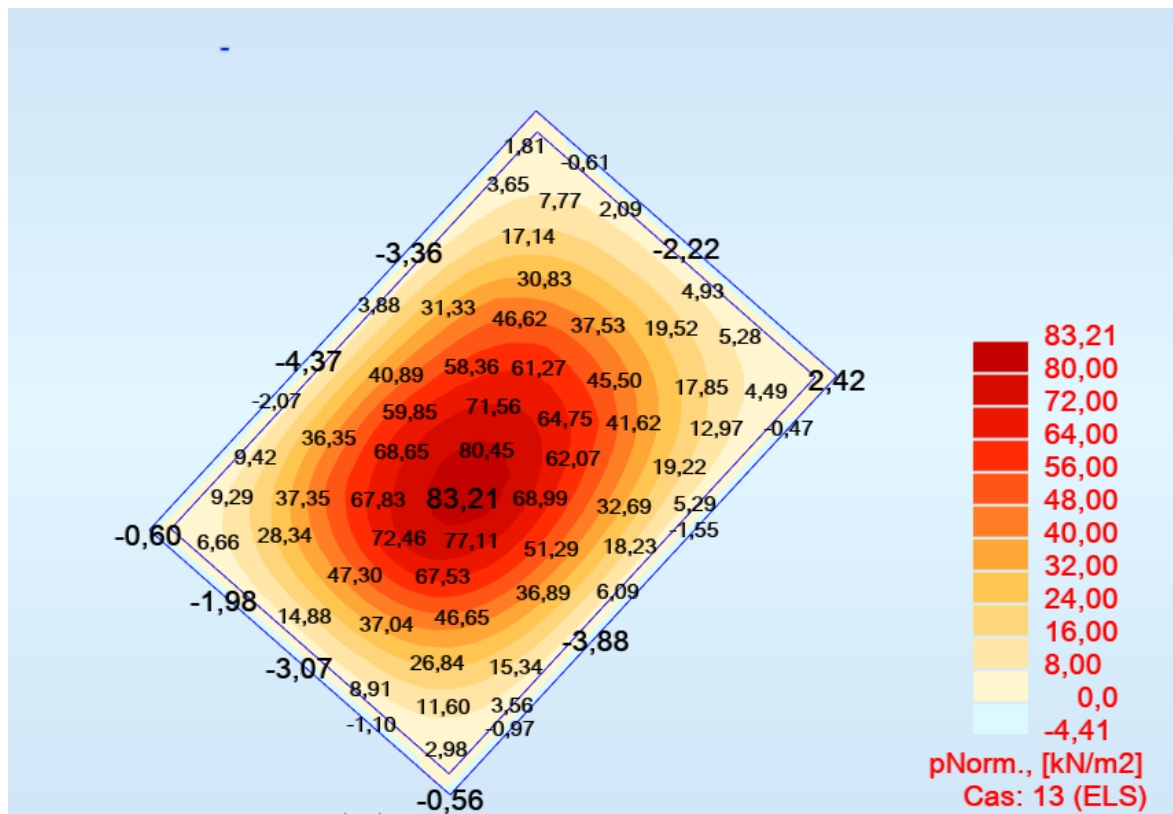


FIGURE 130 : Distribution des contraintes à l'ELS

$\sigma_{\max} = 0,83$ Bar

$\delta 0,83\text{Bar} < 2,69$ Bar $\Rightarrow$ Condition vérifiée

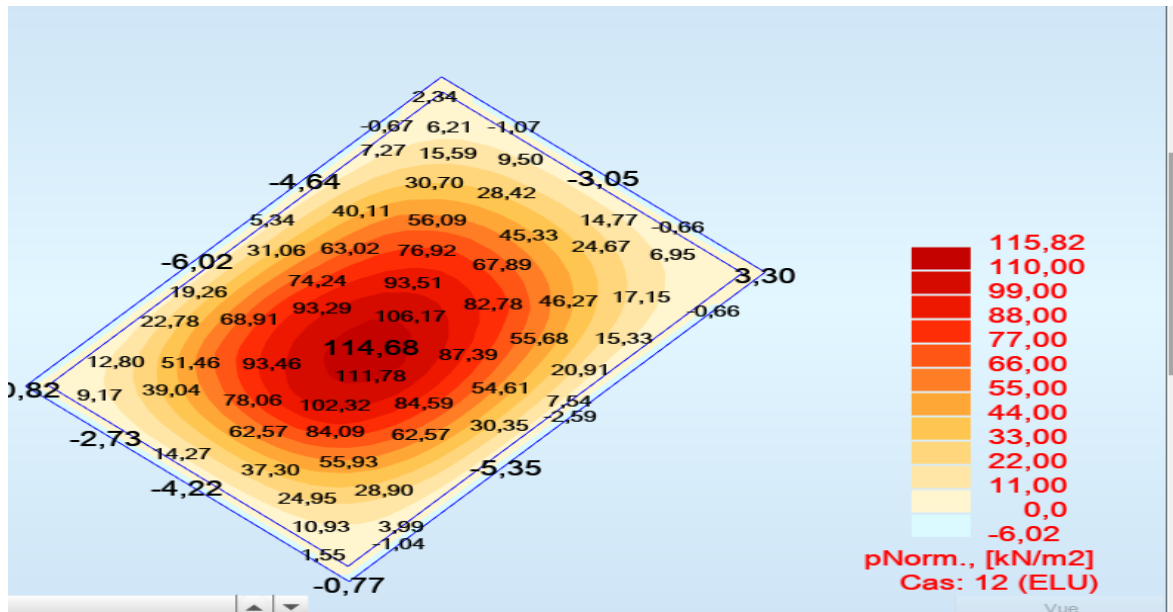


FIGURE 131 : Distribution des contraintes à l'ELU

$$\sigma_{\max} = 1,15 \text{ Bar}$$

$$\delta 1,15 \text{ Bar} \leq 2,69 \times 1,5 = 4,03 \text{ Bar} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

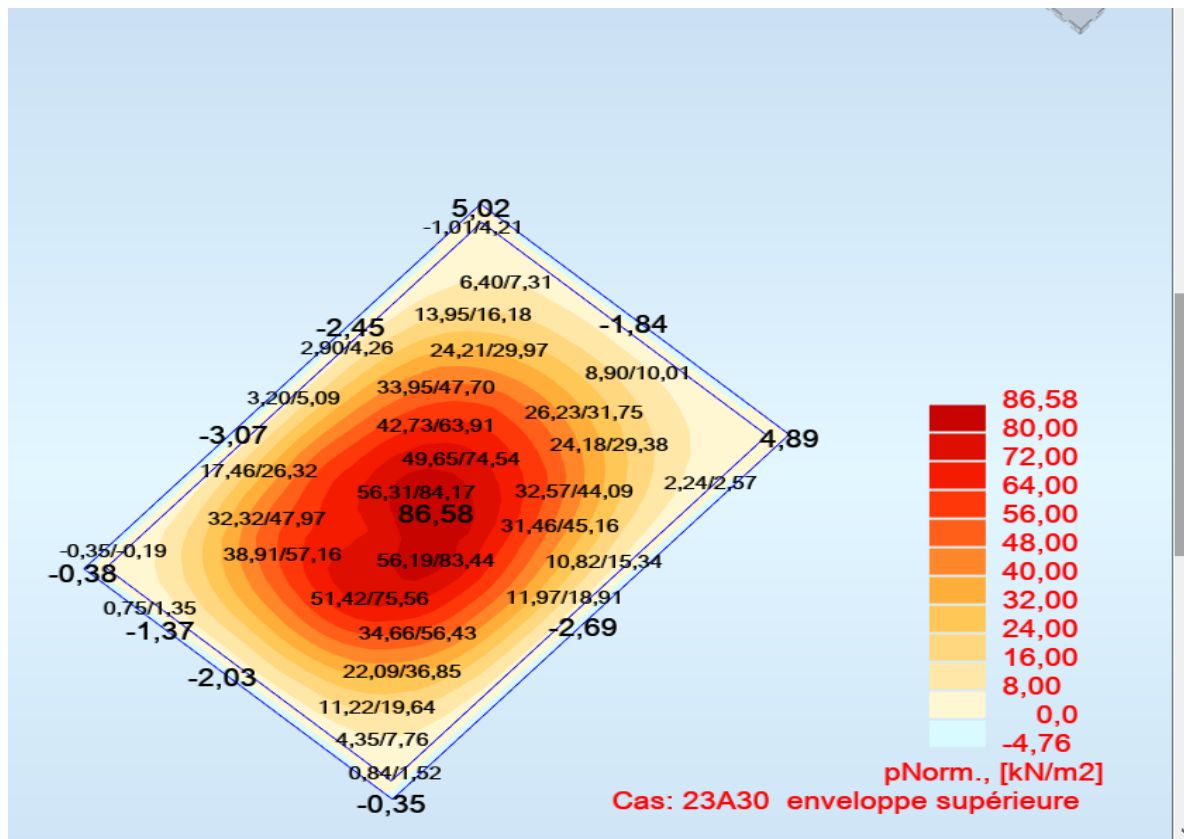


FIGURE 132 : Distribution des contraintes à l'ELA.

$$\sigma_{\max} = 0,86 \text{ Bar}$$

$$0,86 \text{ Bar} \leq 2,69 \times 1,5 = 4,03 \text{ Bar} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

5. Vérification au non poinçonnement du radier

$$P_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad P_u = 378,724 \text{ t}$$

$$U_c = 2 \times (a+h) + 2 \times (b+h) \quad U_c = 2(300+185)$$

P_u : la charge à l'ELU

a ; b : dimensions du voile (1,5 ; 0,35)

h: hauteur de la dalle du radier

$$P_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$378,724 \text{ KN} \leq 0,045 \times 9,7 \times 1,5 \times \frac{30}{1,5} = 1309,50 \text{ KN} \quad \text{C.V}$$

Tableau 60 : Vérification des contrainte de cisaillement

VOILE (0,30 x 1,5m)	
P_u	378,724 KN
A	1,5
B	0,35
H	1,50 m
U_c	7,70 m
$P_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$	1309,50
Vérification : $P_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$	Condition vérifiée

Niveau	Contrainte de cisaillement τ_u [MPa]	Vérification $0,07X \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,40$
Radier	$\frac{V_u}{\tau_u}$	Condition vérifiée

N.B : Les armatures transversales qu'il fallait ajoute ; ce n'est pas pour tous le radier juste pour les zones sous poteaux et voiles.

La nouvelle vérification des contrainte de cisaillement d'après on ajout des armatures d'effort tranchant :

$$\tau_U = \frac{v_u}{b_0 d} \text{ è}$$

v_u : Effort tranchant maximal = 1694,54 kN/m

(on a sélectionné notre radier, catégorie des panneaux, on prendre effort tranchant en xx et discrétion, et choix la valeur plus grande en extrémité dans le radier

$$v_u = 991 \times 1.1 = 1863,994 \text{ kN}$$

b_0 : largeur de la section = 1.1 m

d: Hauteur utile = $0.9 \times h = 0.9 \times 1.5 = 1.08 \text{ m}$

h = épaisseur du radier

$$\tau_U = \frac{1863,994}{1.1 \times 1.08} \text{ è } \tau_U = 1,56 \text{ MPa}$$

v_u : Effort tranchant maximal = 1863,994 kN/m

(on a sélectionné notre radier, catégorie des panneaux, on prendre effort tranchant en xx et discrétion, et choix la valeur plus grande en extrémité dans le radier

$$\frac{v_u}{\tau_U} = \frac{1863,994}{1569,01} = 1,18 < 1,40 \text{ C.V}$$

Donc : $1,18 < 1,4$ è C.V

VII.4 Cartographie et ferrailage du radier

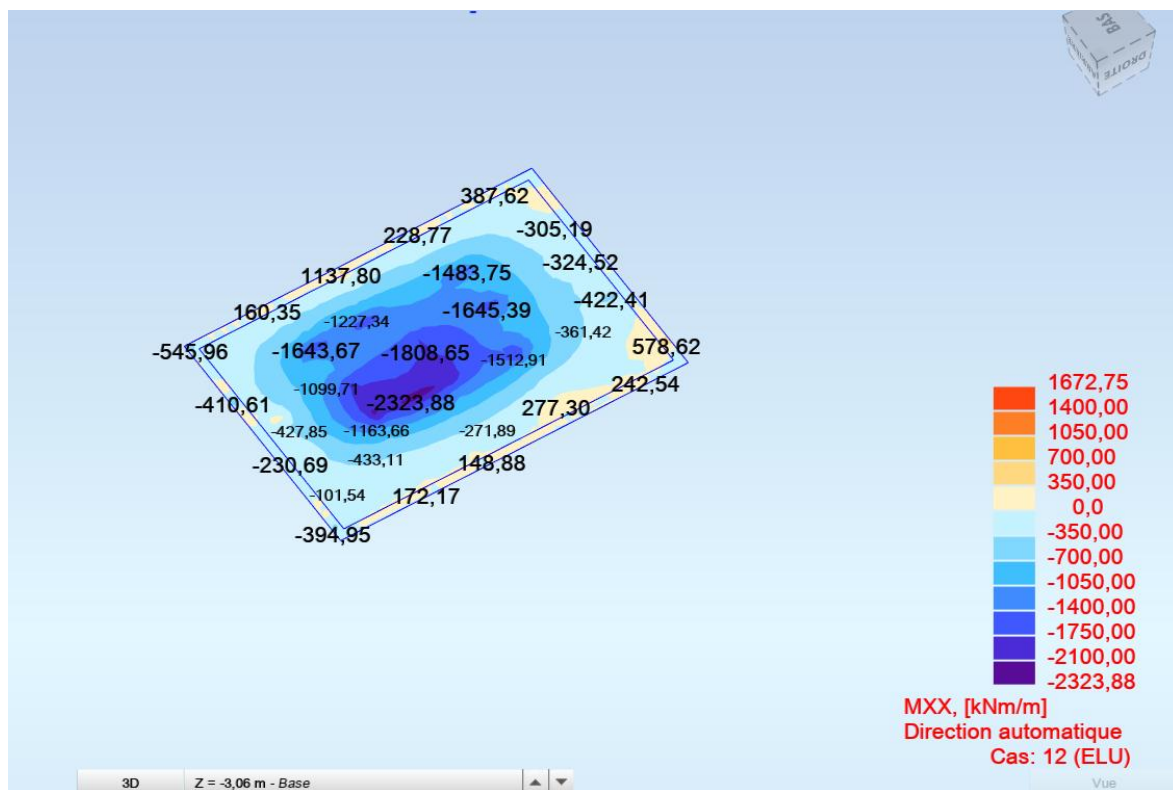


FIGURE 133 : Cartographie des moments fléchissant a l'ELU SENS XX

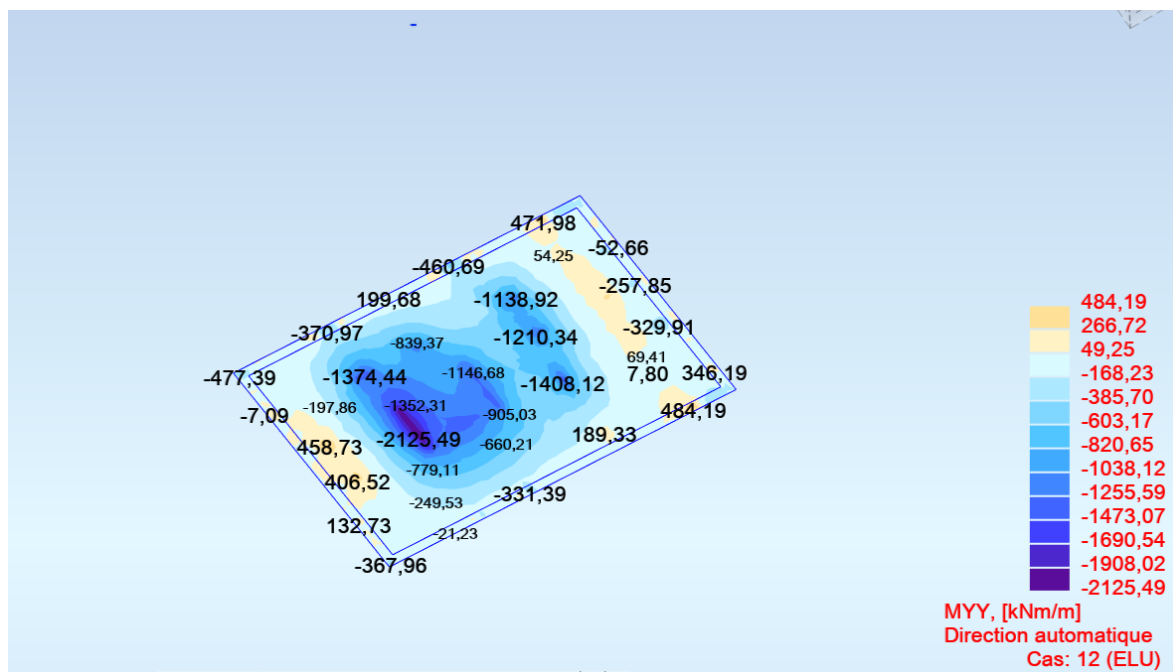


FIGURE 134 : Cartographie des moments fléchissant a l'ELU SENS Y

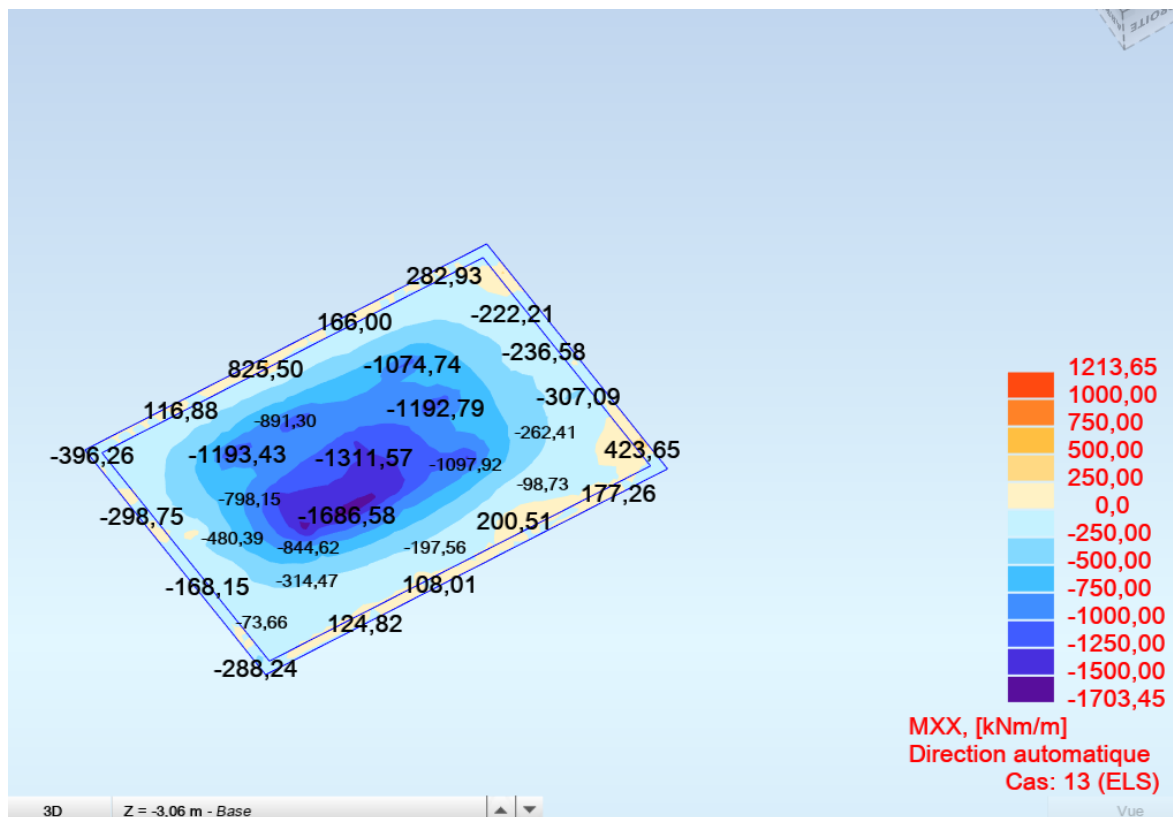


FIGURE 135 : Cartographie des moments fléchissant a MYY

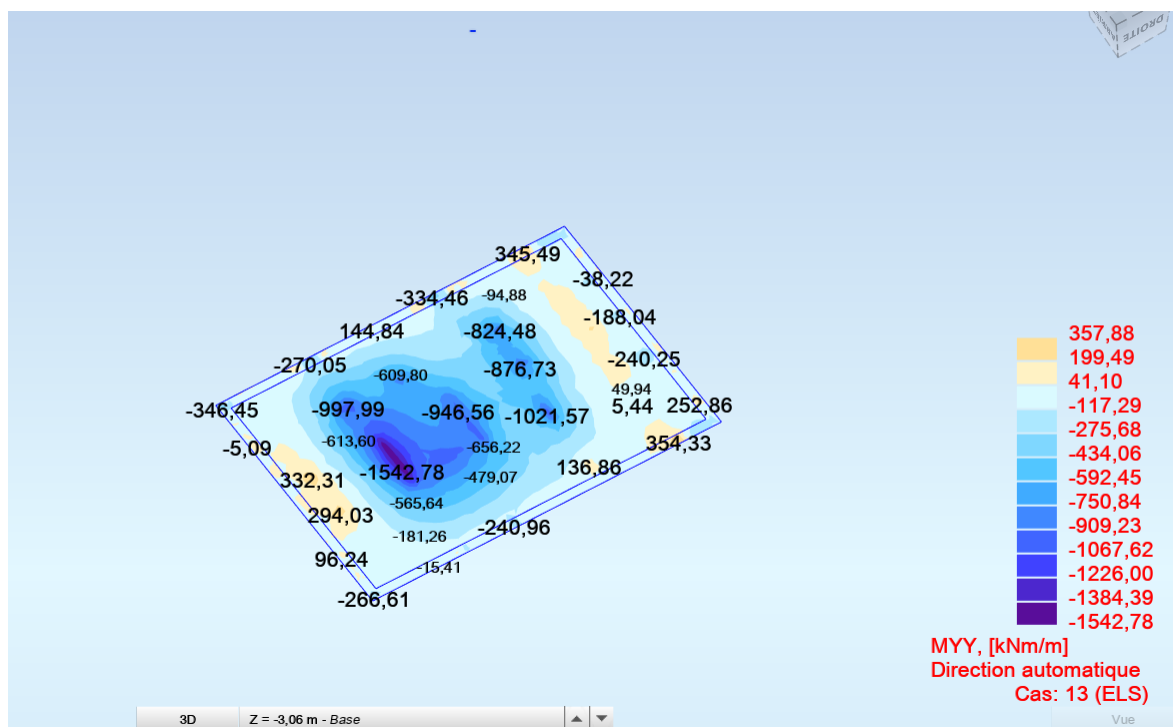


FIGURE 136 : Cartographie des moments fléchissant a MXX

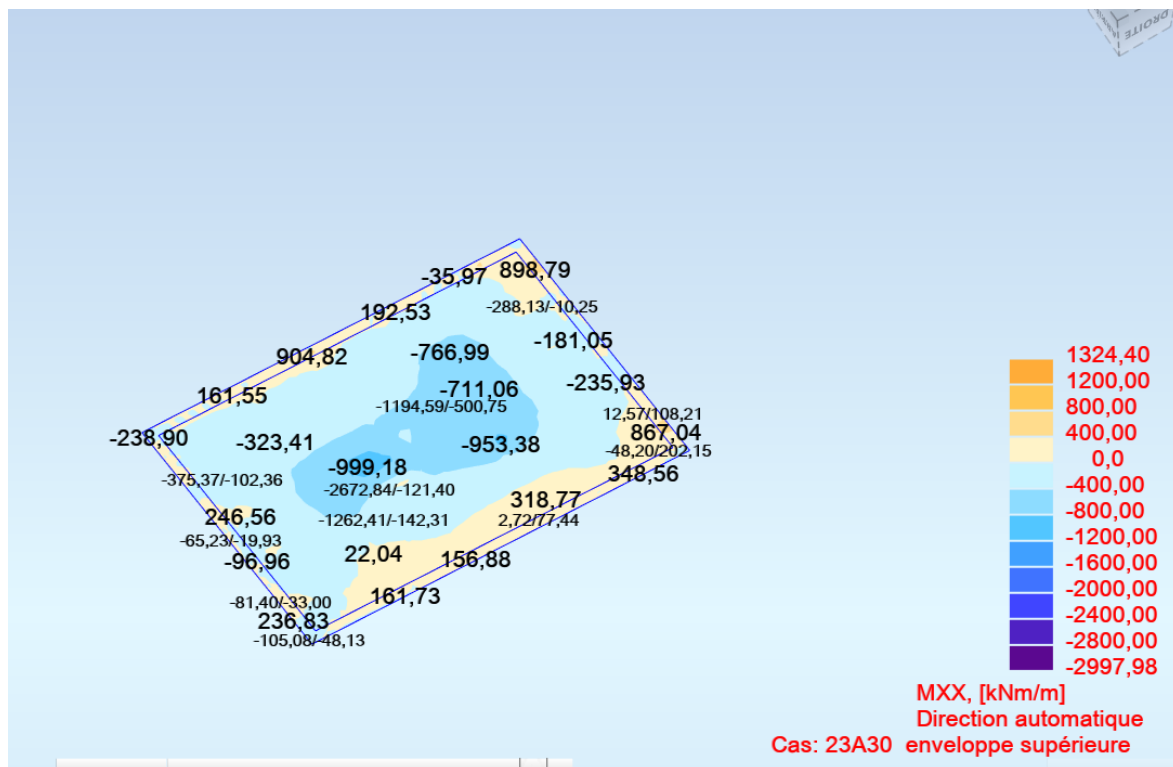


FIGURE 137 : Cartographie des moments fléchissant a MYY

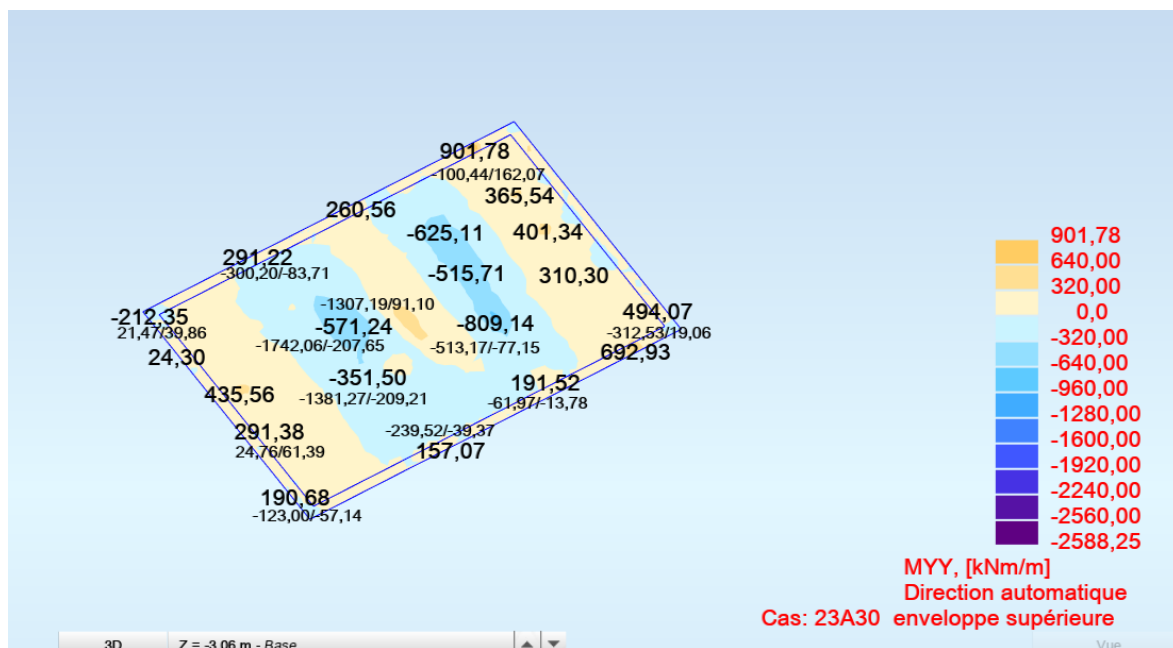


Tableau 61 : Les Moment de Radier

Combinaisons	Travée	Appuis
ELU	1137,80	-1483,75
ELS	825	-1500
ELA	904	-1539,52

Cette Figure capture de moment à la Rapport expert

EXPERT BA - Flexion simple

Général | Calcul | Vérification | Expert | Flèche

Charges (kN*m)

ELU : $M_{max} = 1137,80$ $M_{min} = -1483,75$

ELS : $M_{max} = 825,00$ $M_{min} = -1547,78$

ELA : $M_{max} = 904,00$ $M_{min} = -1539,52$

Prise en compte des armatures comprimées ☒

Résultats

$A_{s1} = 18,0$ cm² $A_{s2} = 23,6$ cm²

% d'armatures $\rho = 0,28$ %

Valeurs réglementaires

% d'armatures minimum $\rho_{min} = 0,10$ %

% d'armatures maximum $\rho_{max} = N/A$ ☐ Dispositions sismiques

Section (cm)

$b = 100,0$ ☒ Bloquée

$h = 150,0$ ☒ Bloquée

$d_1 = 2,5$ $d_2 = 2,5$

CALCULER  Note

Quitter | Armatures ... | Préférences ... | Aide | A propos...

FIGURE 138 : Capture de moment à la Rapport expert

Tableau 62 : Le Ferrailage de radier

		$A_{cal} [cm^2/ml]$	$A \text{ choisi } [cm^2/ml]$	Espacement (cm)
Sens X-X	Travée	18	10T16	15
	Appuis	23.6	9T16	15
Sens Y-Y	Travée	18	10T16	15
	Appuis	23,6	9T16	15

Conclusion

Le système de fondation adopté est un radier général réalisé sous forme de dalle nervurée noyée, en raison des caractéristiques géotechniques du sol ainsi que de l'importance des charges verticales appliquées par la structure. L'étude et la modélisation ont été effectuées à l'aide du logiciel Robot Structural Analyses Professional en utilisant des éléments de type « coque » basés sur la méthode des éléments finis.

Cette solution de fondation assure une meilleure répartition des efforts et un comportement satisfaisant de l'interaction sol-structure, grâce à l'intégration du module de réaction verticale fourni par l'étude géotechnique. Les différentes combinaisons de charges, notamment les actions sismiques, ont été prises en considération conformément aux dispositions du RPA 2024.

Par conséquent, ce choix représente une solution technique fiable et adaptée, garantissant à la fois la stabilité de l'ouvrage, la sécurité structurale et la compatibilité avec la conception architecturale du bâtiment.

VII.6 Voiles Périphérique

L'humidité dans les sous-sols enterrés est un problème courant, en particulier dans les maisons individuelles avec des sous-sols en maçonnerie de petits éléments. Les infiltrations d'eau par les murs périmétriques peuvent causer des dommages importants à la structure du bâtiment et créer un environnement malsain. Une solution pour lutter contre ce problème est la mise en place d'un voile périphérique, qui se trouvant au niveau de l'infrastructure, il assure une bonne stabilité de l'ouvrage et limite les déplacements horizontaux relatifs des fondations .

Prédimensionnement

Selon RPA 2024 article 10.1.2 épaisseur minimale des voiles est de 15 cm.

On prend $e = 20$ cm

Chargements des Voiles périphériques

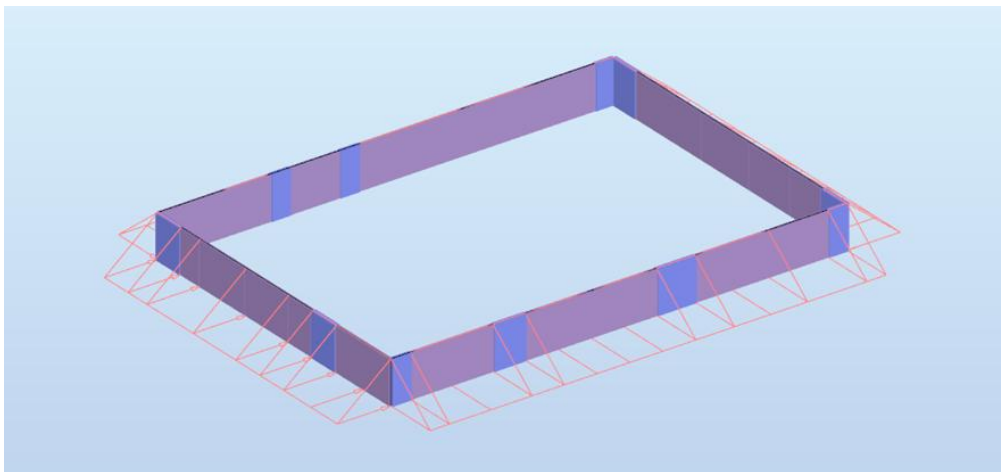


FIGURE 139 : Chargements des Voiles périphériques

La force de la poussée des terres :

$$F_p = K_0 \cdot \gamma \cdot Z \quad \text{d'où} \quad K_0 = 1 - \sin \varphi$$

Avec

Φ : l'angle de frottement interne

K_0 : le coefficient de poussée des terres au repos

γ : le poids volumique du sol (kN/m³)

Z : la hauteur du voile (m)

Φ	γ	Z	K_0	F_p (kN/m ²)
30 °	17	3.06	0.5	26.01

Calcul de ferrailage

Recommandation du RPA

Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10% dans les deux sens (horizontal et vertical). Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

Sollicitations du calcul

En prenant le voile le plus sollicité dont les efforts internes sous la combinaison du calcul a l'ELU, ELA ci-dessus, a l'utilisation de l'logiciel Robot structurelle 2024.

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \text{ (ELU)} \\ G + \varphi Q \mp E_1 \text{ (ELA)} \\ G + \varphi Q \mp E_2 \text{ (ELA)} \\ G + Q \text{ (ELS)} \end{array} \right. \quad \text{Avec} \quad \begin{cases} E1 = \pm Ex \pm 0.3Ey \\ E2 = \pm 0.3Ex \pm Ey \end{cases}$$

Le calcul se fait en flexion simple par cartographie des panneaux

Hypothèse du calcul :

La contrainte de compression du béton $f_{c28} = 28.8 \text{ MPa}$

Nuance d'acier : FeE = 500.0 (MPa)

Fissuration non préjudiciable

L'enrobage de 3 cm

Les figures ci-dessus adoptées du logiciel robot analyse par la cartographie des panneaux en été limite ultime , service et accidentelle .

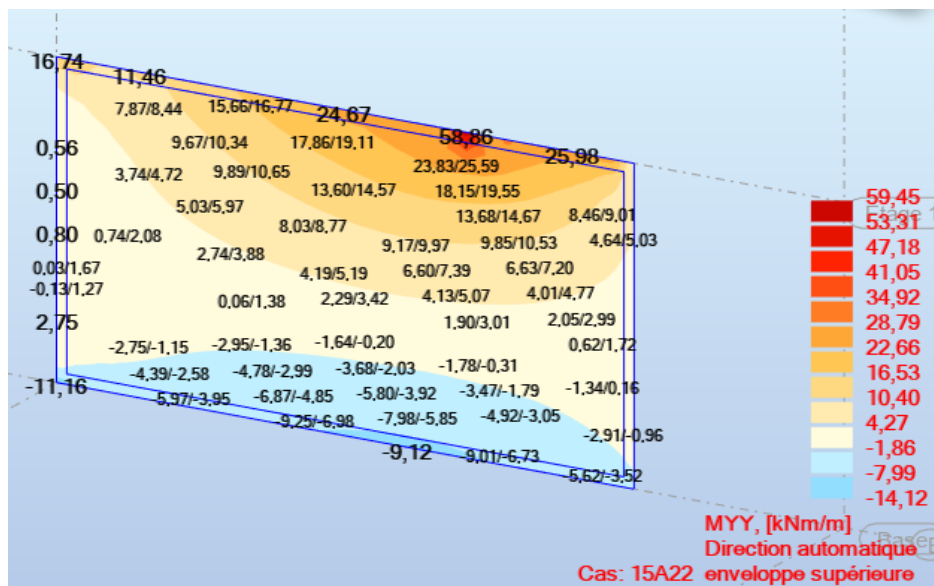
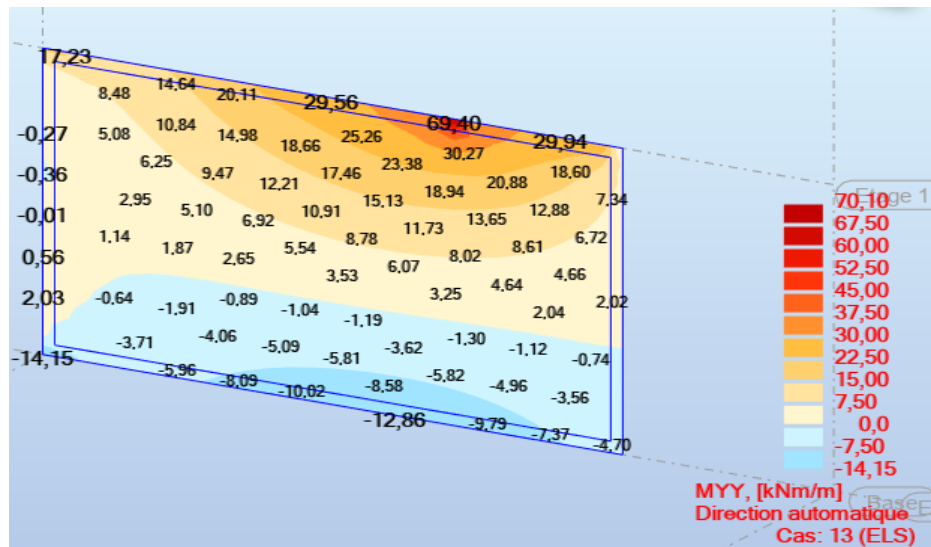
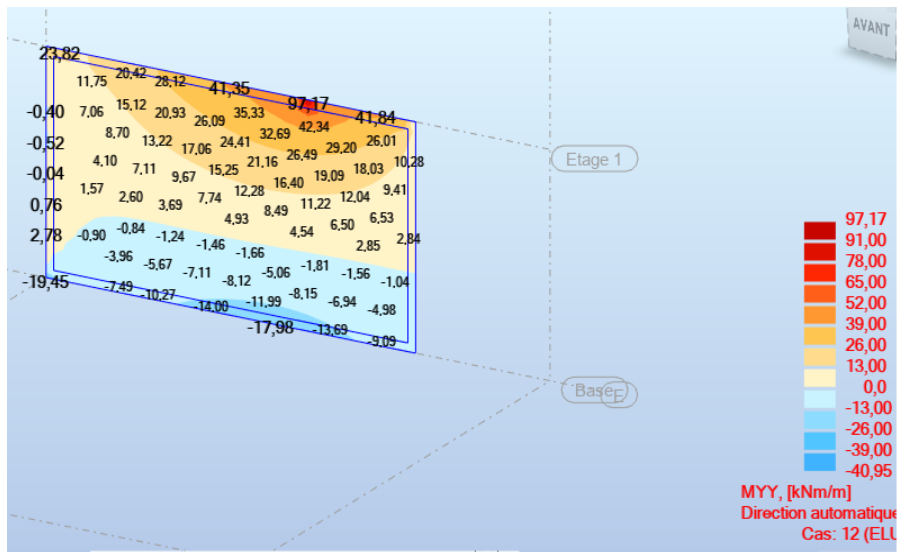


FIGURE 140 : Moments fléchissant de voile périphérique en ELU , ELS , ELA

	M(Y-Y) [kN.m ²]		
	ELU	ELS	ELA
Moment Max	97.71	69.40	59.38
Moment min	-40.95	-14.15	-14.12

Par logiciel robot expert on va extraire la ferraille du voile le plus sollicité en flexion simple puisque les voiles sont considérées comme dalles pleines (éléments verticales) ferrillée en 2 nappes ,avec enrobage de 3 cm chaque cotée .

Ferraillage adopté : $A = 10.9 \text{ cm}^2$ (T12 esp=15 cm)

Calcul des armatures transversales

Le voile le plus sollicité est V4188 (5.5*0.2) m en termes de l'effort tranchant soit égale à 848.80 kN

$$Ah > \frac{\bar{V} \times s}{z \times f_e}$$

$$Ah > \frac{848.8 \times 1.4 \times 15}{550 \times 500} = 0.64 \text{ cm}^2$$

Choix des Armatures : 2HA 10 esp. =15 cm

Conclusion générale

Dans le cadre de cette étude, nous avons réalisé l'étude de génie civil d'un projet résidentiel prévu dans la commune de Hassi Mameche, une commune en développement qui adopte une nouvelle configuration urbanistique favorisant la construction en hauteur.

Le projet étudié consiste en un bâtiment composé d'un rez-de-chaussée, de dix étages et d'un sous-sol.

L'étude de ce projet a été menée selon plusieurs étapes :

1. Étude de l'interaction sol-structure à travers les données géotechniques fournies par le laboratoire.
2. Description du projet et identification de ses caractéristiques principales.
3. Pré-dimensionnement des éléments de structure (poteaux, poutres, dalles et autres éléments secondaires).
4. Modélisation numérique et analyse dynamique de la structure.
5. Vérification de la superstructure conformément aux règlements parasismiques RPA 2024.
6. Dimensionnement des voiles et des éléments du sous-sol.

Cette étude représente une expérience importante pour nous, en tant que débutants dans cette spécialité, car elle nous a permis de comprendre les différentes phases d'une étude de génie civil et d'appliquer les techniques et solutions adaptées aux différentes contraintes rencontrées.

Ce projet nous a également permis de nous familiariser avec plusieurs logiciels utilisés dans le domaine du génie civil, tels que : RPA 2024, DTR, BAEL 91, CBA 93, ROBOT, AUTOCAD et RDM6.

BIBLIOGRAPHIE

-  Cours du béton armé BAEL91, Jean- pierre MOUGIN, EYROLLES, 1992.
-  Pratiques du BAEL91, Jean PERCHAT et Jean ROUX, 3^{eme} édition, 99.
-  DTR B.C.2.48, Règles parasismiques algériennes « RPA 2024 »;
-  D.T.R.B.C-2.2 Charges permanentes et charges d'exploitation ;
-  Guide pour la rédaction des mémoires fin d'études ;
-  D.T.R. -B.E.1.31 Règles d'exécution des travaux de fondations superficielles.
-  D.T.R. B.C.2.33.1 Règles de calcul des fondations superficielles.
-  Polycopie du cours de « 1ère année et 2ème année master » :
 - Calcul des structures
 - Géotechnique.
 - Gestion de projets